

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
КРИВОРІЗЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВЕЛЬНИЙ ФАКУЛЬТЕТ
Кафедра промислового, цивільного і міського будівництва

МАГІСТЕРСЬКА РОБОТА

на тему:

**«ПРОЕКТУВАННЯ ВИСОТНОЇ КАРКАСНОЇ
БУДІВЛІ З КОНСТРУКТИВНИМИ
ЕЛЕМЕНТАМИ РІЗНОЇ ЖОРСТКОСТІ»**

Магістрант: гр. ЗПЦБ-24м, Горяшко Т.В.

Керівник: доцент, к.т.н. Крішко Д.А.

Рецензент: проф., д.т.н. Тімченко Р.О.

Кривий Ріг – 2025 р.

РЕФЕРАТ

Магістерська робота представлена у вигляді графічної частини та пояснювальної записки:

- _____ аркушів креслення
- _____ сторінок текстового документу.

Тема наукового дослідження «Проектування висотної каркасної будівлі з конструктивними елементами різної жорсткості».

Об'єкт дослідження – залізобетонний каркас рамної конструктивної системи багатоповерхової будівлі.

Предмет дослідження – параметри деформативності несучої здатності та живучості складно-напружених елементів рамних конструктивних систем при особливих впливах.

Мета роботи – розробка адекватних розрахункових моделей для забезпечення механічної безпеки, живучості та стійкості конструктивних систем, у тому числі при особливих впливах з урахуванням фізико-механічних властивостей нових високоміцних, легких бетонів, композитних та інших конструкційних матеріалів.

Для досягнення поставленої мети необхідно вирішити такі задачі:

1. Врахування послідовності зведення будівель і споруд, особливо його впливу на формування напружено-деформованого стану елементів будівлі з різними конструктивними схемами;
2. Вплив поздовжніх деформацій колон і діафрагм на загальний напружений деформований стан каркаса;
3. Необхідність врахування спільної роботи рам і діафрагм не тільки на горизонтальні, але і на вертикальні навантаження;
4. Визначення факторів які впливають на формування НДС розвинених по вертикалі систем, і які межі використання методів розрахунку, орієнтованих на малоповерхові системи, при проектуванні висотних будівель;
5. Стійкість висотної будівлі при дії статичних і динамічних навантаженнях, і, як наслідок, її живучість.
6. Визначення чутливості висотної будівлі до нерівномірних осідань

фундаменту, методика їх обліку та конструктивні способи, що дозволяють уникнути несприятливих наслідків їх виникнення

У результаті досліджень було:

1. При використанні діаграм деформації розрахункового перерізу «згинальний момент – кривизна» та «крутний момент – кут повороту» побудовано залежності для визначення динамічних довантажень у складно-напружених ригелях при спільній дії згинального та крутного моментів, навантажених експлуатаційним статичним навантаженням та особливим впливом у вигляді раптового видалення з рамної конструктивної системи одного з несучих елементів.

2. Чисельним аналізом значень коефіцієнта динамічних довантажень в розглянутій конструкції залізобетонної рами, при її двоступеневому режимі навантаження встановлено, що при раптовій структурній перебудові конструктивної системи рами коефіцієнт динамічних довантажень, так само як і дисипативні властивості залізобетонної рами залежать не тільки від виду напруженого стану і наявності тріщин при статичному навантаженні, але і від співвідношення між крутним і згинальним моментами ξ в конструкції ригеля.

3. Побудовано напіваналітичну деформаційну модель і отримано аналітичні залежності для визначення зусиль і деформацій у розрахунковому просторовому перерізі ригелів залізобетонних рам у граничному та позаграничному стані. Параметри напружено-деформованого стану в складно-напруженому розрахунковому перерізі ригеля при розглянутому режимі навантаження визначені на основі моделі наведеного просторового перерізу, що проходить по просторовій тріщині. Поза межний стан розрахункового перерізу визначений деформаційними критеріями для бетону і арматури.

4. Запропоновані фізична модель залізобетонної рами, що моделює фрагмент каркасів багатоповерхової будівлі, елементи якого зазнають складного напруженого стану, а також методика її випробувань дозволили експериментально визначити параметри тріщиностійкості, жорсткості, розвитку і розкриття тріщин, деформації конструкцій рам, значення коефіцієнта динамічних довантажень, коефіцієнта демпфування і параметра живучості при

розглянутих впливах.

5. На основі розробленої розрахункової моделі для аналізу деформування залізобетонних рам при особливих впливах побудовано методику та алгоритм практичного розрахунку живучості фізично і конструктивно нелінійних конструктивних систем залізобетонних каркасів багатоповерхових будівель з елементами, що зазнають складного опору – вигин з крученням при статико-динамічному режимі їх навантаження.

6. Проведеними чисельними дослідженнями з використанням запропонованої методики вивчено вплив виду напруженого стану, рівня статичного навантаження конструктивної системи на коефіцієнт динамічного довантаження в складно-напружених елементах залізобетонної рами.

7. На основі проведених досліджень розроблено рекомендації щодо підвищення живучості залізобетонних збірних і збірно-монолітних конструкцій каркасів багатоповерхових будівель, які можуть бути використані при проектуванні.

Магістерська робота відноситься до галузі будівництва і призначена для використання при проектуванні інженерних заходів підготовки територій зі складними умовами.

Зміст

Вступ.....	
Розділ 1. Архітектурно-будівельний	
1.1 Архітектурно-планувальні рішення	
1.1.1 Загальні відомості.....	
1.1.1.1 Розробка генерального плану.....	
1.1.1.2 Рішення за генеральним планом.....	
1.1.1.3 Благоустрій та озеленення.....	
1.1.1.4 Рішення по розташуванню інженерних мереж	
1.1.1.5 Сходово-ліфтовий вузол.....	
1.1.1.6 Квартири.....	
1.1.1.7 Технічне підпілля.....	
1.1.1.8 Горище, машинне приміщення ліфтів, дах...	
1.1.1.9 Зовнішнє оздоблення.....	
1.1.2 Внутрішнє оздоблення.....	
1.1.2.1 Підвал, технічне підпілля.....	
1.1.2.2 Позаквартирні приміщення 1-го поверху : вхідний тамбур, вестибюль, ліфтовий хол.....	
1.1.2.3 Незадимлювана сходова клітка, тамбур – виходи в повітряну зону.....	
1.1.2.4 Електрощитова.....	
1.1.2.5 Сміттєкамери.....	
1.1.2.6 Позаквартирні приміщення: ліфтовий хол, коридори, незадимлювана сходова клітка, тамбури-виходи в повітряну зону, приміщення зі сміттєпроводом.....	
1.1.2.7 Квартири.....	
1.1.2.9 Машинне відділення ліфта і венткамера.....	
1.2 Архітектурно-планувальні показники.....	
1.3 Конструктивні рішення.....	
1.3.1 Основні конструктивні рішення.....	
1.3.2 Фундаменти, гідроізоляція підвалів.....	
1.3.3 Підземні конструкції.....	
1.3.4 Надземні конструкції.....	

1.3.5 Дах.....	
1.3.6 Вікна та двері.....	
1.4. Технічні характеристики проекрованої будівлі.....	
1.4.1 Відповідальність конструкцій.....	
1.4.2 Довговічність конструкцій.....	
1.4.3 Вогнестійкість і заходи протипожежного захисту...	
1.4.4 Заходи з енергозбереження.....	
1.4.5 Звукоізоляція та захист від шуму.....	
1.5. Інженерні системи будівлі.....	
1.5.1 Опалення.....	
1.5.2 Вентиляція.....	
1.5.3 Водопостачання та водовідведення.....	
1.5.4 Електропостачання.....	
1.6 Теплотехнічний розрахунок огорожувальних конструкцій	
Розділ 2. Конструктивно-розрахунковий.....	
2.1 Призначення розмірів поперечного перетину елементів	
2.2 Розрахунок монолітної плити	
2.3. Розрахунок і конструювання балок	
Розділ 3. Основи та фундаменти	
3.1 Інженерно-геологічні умови будівельної площадки.....	
3.1.1 Вихідні дані	
3.1.2 Аналіз місцевих умов майданчика	
3.2 Аналіз призначення та конструктивного вирішення будівлі.....	
3.2.1 Збір навантажень	
3.2.2 Визначення розрахункового опору ґрунту	
3.2.3 Розрахунок осідання фундаменту	
Розділ 4. Технологія та організація будівництва.....	
4.1 Умови здійснення будівництва	

4.2	Технологія виконання залізобетонних робіт з влаштування монолітного фундаменту
4.2.1	Область застосування технологічної карти
4.2.2	Визначення обсягів робіт на зведення монолітного залізобетонного фундаменту
4.2.3	Вибір способів та засобів виконання робіт
4.2.4	Калькуляція трудових витрат та заробітної платні на комплекс залізобетонних робіт з влаштування монолітного плитного фундаменту 12-типоверхового житлового будинку.....
4.2.5	Техніко-економічні показники
4.2.6	Матеріально-технічні ресурси
4.3	Організація будівництва на період влаштування «0 циклу» житлового 12-типоверхового будинку
4.3.1	Вихідні дані
4.3.2	Розрахунок потреби площ та обсягу тимчасових будівель
4.3.3	Розрахунок тимчасового електропостачання на будівельному майданчику
4.3.4	Розрахунок тимчасового водопостачання на будівельному майданчику
4.3.5	Техніко-економічні показники (ТЕП) будгенплану.....
4.3.6	Заходи по охороні праці і пожежної безпеки на будівельному майданчику
4.3.7	Опис будгенплану
Розділ 5. Безпека життєдіяльності та охорона праці.....	
5.1	Загальні відомості про об'єкт проектування
5.2	Генплан і буд генплан

5.2.1	Небезпечні зони на будівельному майданчику
5.2.2	Транспортні шляхи
5.2.3	Огородження будівельного майданчика
5.2.4	Електропостачання, водопостачання та освітлення
5.2.5	Безпека при розробці котлованів і траншей
5.2.6	Складування матеріалів і конструкцій
5.3	Блискавкозахист будівлі
5.4	Протипожежні заходи
5.5	Заходи з охорони праці при виконанні земляних робіт
5.6	Вимоги безпеки при виконанні бетонних та залізобетонних робіт

Розділ 6. Екологія.....

6.1	Опис місця провадження планованої діяльності
6.2	Оцінка впливу на довкілля
6.2.1	Вплив на атмосферне повітря
6.2.2	Вплив на водне середовище
6.2.3	Вплив на ґрунти та надра.....
6.2.4	Світлове, теплове та радіаційне забруднення, вплив на клімат та мікроклімат.....
6.2.5	Вплив шуму та вібрацій.....
6.2.6	Поводження з відходами.....
6.2.7	Вплив на соціальне середовище.....
6.2.8	Вплив на навколишнє техногенне середовище.....
6.3	Екологічні умови провадження планованої діяльності.....

Розділ 7. Економіка

7.1	Економічні розрахунки конструктивних рішень.....
-----	--

7.1.1 Економічне порівняння запропонованих конструктивних рішень	
7.1.2 Локальний кошторис на будівельні роботи № 1 – порівняння варіанту №1	
7.1.3 Договірна ціна № 1 порівняння варіанту №1	
7.1.4 Локальний кошторис на будівельні роботи № 2 – порівняння варіанту №2	
7.1.5 Договірна ціна № 2 порівняння варіанту №2	
7.2 Розрахунок варіантів конструктивного рішення за приведеними витратами	
7.3 Визначення економічного ефекту від впровадження раціональної конструкції	
Розділ 8. Науково-дослідний	
8.1 Проблема наукового дослідження	
8.2 Об'єкт та предмет наукового дослідження	
8.3 Мета та задачі наукового дослідження	
8.4 Методи досліджень	
8.5 Наукова новизна одержаних результатів	
8.6 Апробація результатів дослідження	
8.7 Стан питання	
8.7.1 Аналіз роботи конструктивних елементів різної жорсткості у конструктивних системах при особливих впливах	
8.8 Загальні висновки	
Список використаних джерел	
Додатки	
Додаток 1	
Додаток 2	

Додаток 3.....

Вступ

Останнім часом вивчення питань, пов'язаних із захистом будівель і споруд від конструктивних елементів різної жорсткості, являє собою один з нових напрямків наукових досліджень, що швидко розвиваються. Питання розробки методів захисту будівель та споруд від конструктивних елементів різної жорсткості стають все більш актуальними у зв'язку з постійним зростанням викликів природного та техногенного характеру. Попередження стану будівель та споруд стало нагальною потребою у будівельній та проєктній діяльності. Для забезпечення нових вимог щодо безпеки будівель та споруд необхідно проведення глибоких досліджень, спрямованих на вивчення специфіки запроектних впливів, зокрема впливів, пов'язаних з раптовим видаленням з роботи конструктивних систем будівель та споруд окремих несучих елементів. До цього часу, судячи з публікацій, завдання живучості каркасів будівель вирішувалися стосовно найпростіших напружених станів. У зв'язку з цим розвиток таких досліджень для залізобетонних каркасів багатоповерхових будівель при складному напруженому стані є актуальним.

У архітектурно-будівельному розділі 1 запропоновано планувальне рішення 25-ти поверхову житлову будівлю, що представляє собою будівлю цікавого архітектурно-планувального рішення.

Будинок має в плані розміри 30×37 м. На всіх поверхах розміщені квартири 4 – однокімнатних, 2 – двокімнатних та 3 – трикімнатних. Планування будинку вирішене з певним ступенем комфортності й чітким функціональним зонуванням

Всі житлові кімнати освітлені природним світлом відповідно до вимог норматива, кімнати у квартирах мають окремі входи, висота приміщення – 2,5м.

У конструктивно-розрахунковому розділі 2 проведено розрахунок розрахунок ригелю і монолітних колон.

У розділі 3 «Основи та фундаменти» представлено інженерно-геологічний переріз ґрунтів, фізико-механічні характеристики ґрунту, виконано розрахунок основ по деформаціям та зроблено розрахунок плитного

фундаменту.

Наступним розділом роботи є розділ 4 «Технологія та організація будівництва», який включає розробку технологічної карти на влаштування нульового циклу та календарний графік виконання всіх видів робіт, проектування будівельного генерального плану на період зведення будівлі.

У розділі 5 «Безпека життєдіяльності та охорона праці» виконано розрахунок блискавкозахисту будівлі та висвітлено перелік питань безпечної експлуатації будівель. Було висвітлено перелік питань охорони праці при будівництві.

У розділі 6 «Екологія» розглянуто заходи щодо зниження негативного впливу будівництва на навколишнє середовище.

У розділі 7 «Економіка» виконано економічне порівняння запропонованих конструктивних рішень каркасів та розрахунок економічного ефекту.

У науково-дослідному розділі 8 проведено дослідження стосовно застосування залізобетонних каркасів багатопверхових будівель при складному напруженому стані.

Окрім пояснювальної записки, у магістерській роботі також представлено креслення формату А-І, загальним обсягом 14 аркушів.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

					КНУ.МР.192.25.343с.01 АР			
Зм	Кіль	Прізвище	Підпис	Дата	Проектування висотної каркасної будівлі з конструктивними елементами різної жорсткості	Стадія	Аркуш	Аркушів
Керівник		Крішко				МР		
Консул.		Тімченко				ЗПЦБ-24М		
Магістр.		Горяшко						
Зав.каф		Валовой						

1.1 Архітектурно-планувальні рішення

1.1.1 Загальні відомості

Об'єкт, що розробляється в цій магістерській роботі, розташований за адресою: м. Кривий Ріг, Саксаганський район. Розміщення житлового комплексу виконано відповідно до містобудівного обґрунтування.

У проєктній пропозиції передбачено максимальне збереження зелених насаджень, а також комплексний благоустрій та озеленення прилеглої території з формуванням озеленення, з висаджуванням нових дерев і заміною зелених насаджень, які перебувають у незадовільному стані.

1.1.1.1 Розробка генерального плану

Генеральний план виконується в масштабі 1:1000 на топогеодезичному підґрунті, де рельєф місцевості зображується горизонталями в абсолютних або відносних відмітках, які відраховуються від умовного нульового рівня (Балтійська система висот).

Генеральний план розроблено з урахуванням діючих протипожежних та санітарних норм та в ув'язці з існуючою містобудівельною ситуацією. Чинниками, які визначили місце розташування комплексу, є: існуюча забудова, санітарно-гігієнічні та архітектурно-планувальні вимоги. [2-5]

Проектом благоустрою території передбачено влаштування під'їзду зі сторони вул. Сергія Колачевського, а також доріжок, тротуарів, малих архітектурних форм та площадок для відпочинку.

Проектом озеленення території передбачено посів газонів із багаторічних трав, посадка декоративних кущів та дерев.

В основу прийнятих рішень покладені принципи створення комфортних умов використання території, посилення характеру архітектурно-планувальної композиції забудови з урахуванням ґрунтових та кліматичних умов ділянки. [6]

1.1.1.2 Рішення за генеральним планом

Планування ділянки, що забудовується, запроектовано з використанням шляхів природного стоку атмосферних вод. Перетин лінії стоку поверхневих

вод будівлями або спорудами не допущено. Усі поверхневі води відводяться з майданчика будівництва через постійно діючу зливову мережу за межі забудовуваного майданчика.

Планування території проведено зі збереженням дернового шару. Навколо кожної будівлі та споруди влаштовано водонепроникні вимощення шириною 1м.

Відмостка проектованої будівлі має підготовку з бетону 15 см. Ухил вимощення в поперечному напрямку 0,05. Відмітка бровки вимощення перевищує планувальну відмітку на 0,05 м. Відведення води з покриття доріг здійснюється лотками в бік вулиць із нижчою відміткою, які мають систему зливової каналізації.

За генпланом проїзди прийняті шириною 3.5м. Покриття по проїзду прийнято із середньозернистого асфальтобетону завтовшки 5 см, по основі з вапняного щебеню, на шарі піску 20 см.

Ділянка будівництва правильної форми, з розмірами в плані – 122х104 м. Фасадна сторона ділянки виходить на вулицю Саласюка і орієнтована на схід.

Орієнтація будівлі прийнята згідно норм орієнтації вікон приміщень лікарень. Мінімальна відстань від корпусу до червоної лінії – 20 м. У в'їзду на ділянку передбачена відкрита автостоянка, площею близько 400 м². Перед головним входом в центр влаштований майданчик для відвідувачів з газонами і лавками. За головним корпусам влаштована садово-паркова зона з алеями для прогулянок, шириною 2 м, альтанками і квітниками. Всі алеї і майданчики викладені фігурною тротуарною плиткою.

Довкола корпусу, на відстані 12 м, влаштований проїзд, шириною 3,5 м з тротуарами, призначений для автотранспорту центру і спецтехніки. Покриття автостоянки, проїзду і тротуарів виконано з асфальтобетону. Територія центру обгороджена і має 2 входи (парадний і службовий) і 2 в'їзди. На в'їздах і на службовому вході встановлені прохідні.

Основні показники за генеральним планом зведені в табл. 2.1.

Таблиця 1.1. – Техніко-економічні показники за генпланом

№ п/п	Найменування	Од. зам.	Кількість
1.	Площа земельної ділянки	м ²	15000
2.	Площа забудови	м ²	6627
3.	Площа мощення	м ²	6717
4.	Площа озеленення	м ²	1656
5.	Щільність забудови	%	44
6.	Коефіцієнт мощення	%	11
7.	Коефіцієнт озеленення	%	45

1.1.1.3 Благоустрій та озеленення

У проєкті озеленення передбачається підсаджування груп із хвойних і листяних дерев і красивоkvітучих чагарників.

Наявні насадження, за можливості, зберігаються, знесенню підлягають лише ті дерева, які потрапляють під дороги.

Проєктом передбачено удобрення ґрунту згідно з нормами, зазначеними в обсягах робіт, і комплексний догляд за насадженнями протягом року після висаджування.

Озеленення території виконане листяними і хвойними високозростаючими деревами, чагарниками, квітками і травою. Перед головним входом посаджені хвойні дерева і квітник. Садово-паркова зона усаджена листяними і хвойними деревами, чагарниками, і квітками травою.

Забезпечення будмайданчика на період будівництва водопостачанням, електроенергією та водовідведення від існуючих мереж.

Умови постачання будівельних матеріалів, напівфабрикатів та готових конструктивних елементів на будівельний майданчик:

- форма постачання – складська;
- вид транспорту – автомобільний.

1.1.1.4 Рішення по розташуванню інженерних мереж

Для проектування комплексу запроектована єдина система інженерних мереж різного призначення.

Інженерні мережі розміщаються уздовж проїздів та паралельно основним лініям забудови.

До проектувальних споруд передбачається прокладка наступних інженерних мереж:

- водовід Ø57 мм зі сталевих труб із протипожежним гідрантом ПК-1;
- каналізація господарська – побутова Ø250 мм із поліетиленових труб;
- газопровід низького тиску Ø45 мм із сталевих труб;
- електричний кабель у траншеї 0,4 кВ.

Проектовані інженерні мережі підключаються до існуючої відповідно до виданих технічних умов.

Проектований будинок має хрестоподібну форму плану, що дає можливість орієнтувати кімнати однієї квартири на різні боки.

Перший поверх будинку нежитловий, призначений для розміщення вхідної групи приміщень у житлову частину будинку та адміністративних приміщень, що мають окремі входи.

Внаслідок перепадів рельєфу, частина підвальних приміщень отримує природне освітлення і може бути використана для розміщення офісів.

Як несучі конструкції обрано монолітний залізобетон.

Огороджувальні конструкції – навісні комплексні стіни з дрібнорозмірних блоків і лицьової цегли.

Висота житлового поверху 3 м. Висота перших поверхів 3,6 м. Висота магазинів 3,9 м. Будинки мають тепле горище і підвал, висота якого визначена геологічними умовами.

У будинку передбачені всі види інженерного обладнання. Проект виконано з урахуванням потреб інвалідів і маломобільних груп населення.

1.1.1.5 Сходово-ліфтовий вузол

У середині будівлі розташований ліфтовий вузол, який складається з чотирьох ліфтів (за нормами для будівель підвищеної поверховості) (2 пасажирських і 2 вантажопасажирських, вантажопідйомністю відповідно 400 кг і 1000 кг). Швидкість 1,6 м/сек. Ліфтовий хол відділений від прилеглих коридорів протипожежними дверима.

Для евакуації передбачено незадимлювану освітлену сходову клітку, прохід до якої здійснюється через тамбур і повітряну зону (лоджію).

Для видалення сміття на кожному поверсі передбачено приміщення, в якому розташований стовбур сміттєпроводу і поверхово - клапани сміттєвидалення.

У центральний хол виходять двері квартир, шахта димовидалення і пожежний водопровід.

1.1.1.6 Квартири

Сумарна кількість квартир у житловому комплексі 188 шт., з них: 1-но кімнатні становлять 19 %, 2-кімнатні – 28 %; 3-кімнатні – 45 %; 4-кімнатні – 8 %.

Планування квартир виконано з урахуванням функціонального зонування. Кухні мають площу 11-13 м².

Санвузли роздільні.

У квартирах є комори, шафи та гардеробні. Усі квартири мають лоджії.

1.1.1.7 Технічне підпілля

У підземній частині секційного будинку під магазинами запроєктовано технічне підпілля висотою 2,50 м від підлоги до підлоги, призначене для прокладання комунікацій.

1.1.1.8 Горище, машинне приміщення ліфтів, дах.

В будівлі запроєктовано тепле горище, в рівні якого розташоване машинне відділення ліфтів. Над машинним приміщенням розташовані

венткамери.

Доступ на горище здійснюється в по незадимлюваною сходами через повітряну зону і тамбур.

Доступ на дах здійснюється з останнього сходового майданчика через повітряну зону. Доступ на дах венткамери по металевій драбині.

По всьому периметру дах обгороджено парапетом заввишки 1,0 м.

1.1.1.9 Зовнішнє оздоблення

Пластика фасадів ґрунтується на формі плану і поєднанні поверхонь цегляних стін лоджій та еркерів.

Фасади декоровані карнизами.

Огородження лоджій виконуються з лицьової цегли, скління лоджій в алюмінієвих або сталевих палітурках.

Оздоблення цокольної частини будівлі та двох нежитлових поверхів - рустована штукатурка.

Вікна, балконні двері, зовнішні й тамбурні двері виконуються за нормативом.

Поверхні всіх з/б плит входів у будинок і стилобату облицьовують бетонними мозаїчними плитами заводського виготовлення.

1.1.2 Внутрішнє оздоблення

1.1.2.1 Підвал, технічне підпілля

1. Підлога – бетонна.
2. Стіни і стелі – вапняна побілка.
3. Вхідні двері – протипожежні.
4. Сходи – з накривними з/б ступенями.

1.1.2.2 Позаквартирні приміщення 1-го поверху: вхідний тамбур, вестибюль, ліфтовий хол

1. Підлоги – мозаїчні плити 400х400х25 на цементному розчині
2. Стіни і стелі – водоемульсійна фарба.

3. Вхідні двері – за нормативом, оздоблені рейкою, з покриттям лаком.

1.1.2.3 Незадимлювана сходові клітка, тамбур - виходи в повітряну зону

1. Підлоги – керамічна плитка на цементному розчині.
2. Стіни, стелі – водоемульсійна фарба.
3. Сходи – накривні сходи із заводським оздобленням "Террацо".

1.1.2.4 Електрощитова

1. Підлога – цементна із залізненням.
2. Стіни, стелі – водоемульсійна фарба.
3. Двері – протипожежні.

1.1.2.5 Сміттєкамери

1. Підлоги – керамічна плитка на цементному розчині.
2. Стіни – керамічна плитка на всю висоту.
3. Стелі – олійна фарба.
4. Двері – протипожежні.

1.1.2.6 Позаквартирні приміщення: ліфтовий хол, коридори, незадимлювана сходові клітка, тамбури-виходи в повітряну зону, приміщення зі сміттєпроводом

1. Підлоги – керамічна плитка на цементному розчині
2. Стіни – водоемульсійна фарба
3. Приміщення зі сміттєпроводом – олійна фарба.
4. Стелі – побілка.
5. Сходові майданчики – керамічна плитка на цементному розчині
6. Сходові марші – накривні сходи із заводським оздобленням "Террацо".
7. Металеві огорожі сходових маршів – олійне фарбування.
8. Поручень – полівінілхлоридний.

1.1.2.7 Квартири

1. Підлоги:

- у житлових кімнатах, передніх, коридорах, холах – набірний паркет;
- у кухнях – лінолеум на теплій основі;
- у санвузлах – керамічна плитка на цементному розчині по шару гідро-тепло-звукоізоляції.

2. Стіни:

- у житлових кімнатах, передніх, шпалери з відступом від стелі, коридорах, холах на 5 см;
- у кухнях олійне забарвлення зоблицюванням фронту обладнання кольоровою глазурованою керамічною плиткою в 4 ряди по висоті;
- у санвузлах облицювання керамічною плиткою на висоту 1,8 м, вище - водо-емульсійне забарвлення.

3. Стелі:

- у житлових кімнатах, передніх, побілка; коридорах, холах, кухнях і санвузлах – водоемульсійне фарбування.

4. Укоси дверних прорізів внутрішніх дверей – олійне фарбування.

5. Плінтуси – букові.

- 6. Опалювальні прилади, стояки опалення та труби розводки – олійне забарвлення в колір стін.

7. Підвіконні дошки – залізобетонні.

8. Двері:

- входні в квартири – офанеровані шпоном;
- внутрішні – обклеєні плівкою ПВХ.

9. Лиштви – обклеєні плівкою ПВХ.

1.1.2.8 Горище

1. Підлога – бетонна монолітна.

2. Стіни і стелі – вапняна побілка.

1.1.2.9 Машинне відділення ліфта і венткамера

1. Підлоги – цементні із залізненням.
2. Стіни і стелі – водоемульсійна фарба.

1.2 Архітектурно-планувальні показники.

В табл. 2.1 представлено склад і площі квартир 25-ти поверхового житлового будинку.

Таблиця 2.1 – Склад і площі квартир 25-ти поверхового житлового будинку.

Тип квартири	Площа квартир, м ²	Кількість квартир, шт.	Площа квартир на будинок	Примітка
1	2	3	4	5
1-но кімнатна	72,7	16	1163,2	з 2 по 17 поверх
2-х кімнатна	89,1	16	1425,6	з 2 по 17 поверх
3-х кімнатна	109,3	32	3497,6	з 2 по 17 поверх
3-х кімнатна	107,3	16	1716,8	з 2 по 17 поверх
3-х кімнатна	112,0	32	3584	з 2 по 17 поверх
Продовження табл. 1.1				
1	2	3	4	5
4-х кімнатна	126,4	16	2022,4	з 2 по 17 поверх
1-но кімнатна	67,8	12	813,6	з 18 по 23 поверх
2-х кімнатна	95,7	24	2296,8	з 18 по 23 поверх
2-х кімнатна	93,5	12	1112	з 18 по 23 поверх
1-но кімнатна	67,4	4	269,6	з 24 по 25 поверх
1-но кімнатна	70,1	4	280,4	з 24 по 25 поверх

3-х кімнатна	106,9	4	427,6	з 24 по 25 поверх
Усього		188	18609,6	

1.3 Конструктивні рішення

1.3.1 Основні конструктивні рішення

Будівля має перехресно-стінову конструктивну систему зі змішаним кроком внутрішніх несучих стін. Несучими є внутрішні стіни. Дана конструктивна схема забезпечує відносну свободу планування будівлі і, з огляду на підвищену поверховість будівлі, її максимальну міцність і стійкість. Несучі конструкції та перекриття виконуються з монолітного важкого бетону в щитовій опалубці.

Крок стін – 3.6 ... 4.2 м. Стіни з монолітного залізобетону товщиною 200 мм.

Перекриття суцільні монолітні залізобетонні, товщиною 180 мм. Висота житлових поверхів – 3.0 м. Висота цокольного поверху – 3.6 м. Висота технічного поверху – 2.0 м.

1.3.2 Фундаменти, гідроізоляція підвалів

Виходячи з геологічних умов будівельного майданчика, як фундамент будинку прийнято монолітну залізобетонну плиту з важкого бетону класу "C20/25" товщиною 1000 мм.

Армування плити проводиться окремими стрижнями з арматури класу А400, в'язаними на майданчику.

Основою для плити слугує пісок середньої крупності, середньої щільності, водонасичений. Рівень ґрунтових вод під подошвою фундаменту знаходиться на позначці - 4,70. У період підвищеної інфільтрації (сніготанення, рясні дощі) можливий підйом рівня на 1,0-1,5 м.

Для захисту від "верховодки" підземних споруд рекомендується обклеювальна гідроізоляція зовнішніх стін із притискною стінкою.

Для протирадонового захисту в проєкті прийнято технічне рішення типу "Бар'єр" – суцільна монолітна плита з тріщиностійкого бетону, бетонна підготовка, піщана підсипка і монолітні зовнішні стіни підвалу з гідроізоляцією – 2 шари гідросклоізолю з притискною стінкою (з цегли або цементно-стружкової плити).

1.3.3 Підземні конструкції

Конструктивна схема техпідпілля будинку перехресно - стінова. Монолітні залізобетонні стіни товщиною 200 мм; перекриття - монолітні, товщиною 180 мм. Виконуються з монолітного бетону класу "С 20/25" у щитовій переставній опалубці.

Зовнішні торцеві стіни запроєктовано тришаровою конструкцією завтовшки 430 мм на висоту від верху перекриття до позначки на 0,7 м нижче за поверхню землі та одношаровою конструкцією з важкого бетону нижче цієї позначки.

Тришарова частина стіни поздовжніх фасадів складається з внутрішнього і зовнішнього бетонних шарів завтовшки відповідно 160 і 100 мм з бетону класу "С20/25" і шару ефективного утеплювача між ними завтовшки 150 мм. Загальна товщина стіни в цих випадках становить 410 мм.

У тришаровій частині стін торця внутрішній шар прийнято товщиною 200 мм, загальна товщина стіни в цьому випадку становить 450 мм.

Як ефективний утеплювач найкраще прийняти такі його види:

- плита мінераловатна на синтетичному сполучному М100-125;
 $\gamma = 80 \text{ кгс/м}^3$; $\lambda = 0,04 \text{ Вт/м} \cdot \text{град.С}$;
- плити пінополістирольні вітчизняного виробництва типу "ПСБ-С" з антипіреном; $\gamma = 35 \text{ кгс / м}^3$; $\lambda = 0,04 \text{ Вт / м} \cdot \text{град.С}$.

Вертикальна гідроізоляція складається з двох шарів гідростеклоізолю, наклеюється на зовнішній бік стін техпідпілля і захищається від механічних ушкоджень захисною стінкою з цегли, цементностружкових плит, пінополістиролу або інших матеріалів.

Утеплення підлоги 1 поверху здійснюють шляхом введення в її

конструкцію шару пінополістиролу завтовшки 40 мм, закритого цементно-піщаною армованою стяжкою завтовшки 30 мм (ПСБ-С-35 - час самостійного горіння <4 сек.).

1.3.4 Надземні конструкції

Конструкції несучої частини будівлі вище відм. 0.000 повністю збігаються з конструкціями нижче відм. 0.000:

Монолітні залізобетонні стіни завтовшки 200 мм і перекриття завтовшки 180 мм за поперечного кроку 3,6 м і 4,2 м, зважаючи на вимоги звукоізоляції і міцності, виконують із бетону класу "С20/25" у щитовій переставній опалубці.

Для влаштування прихованої змінної електропроводки в товщі перекриттів і внутрішніх стін перед бетонуванням передбачено укладання пластмасових трубок і коробок.

Під час розроблення конструктивного рішення зовнішніх стін будинку особливу увагу було звернено на забезпечення можливості зведення зовнішніх стін з боку приміщення, з мінімальним використанням консольних риштувань.

Відповідно до результатів розрахунку теплотехнічних та економічних показників різних варіантів огорожувальних конструкцій, за узгодженням із керівником проєкту зовнішні стіни будинку запроєктовано з блоків із пінобетону (520 мм) і зовнішнього цегляного шару з лицьової цегли товщиною 120 мм.

Згідно з нормативами, теплотехнічний розрахунок зовнішніх стін зроблено для II етапу енергозбереження.

З'єднання внутрішнього шару з ніздрюватобетонних блоків із зовнішнім облицювальним цегляним шаром відбувається за допомогою металевих зв'язків Ø4 Вр І з оцинкованої сталі. Кладка ніздрюватобетонних блоків проводиться обов'язково на клею.

Ненесучі міжкімнатні перегородки запроєктовані з гіпсобетонних пазогребневих блоків товщиною 80 мм із затіркою з 2-х боків; міжквартирні – з дрібноштучних ніздрюватих блоків або з цегли, товщиною 250 мм.

Перегородки санвузлів - із глиняної щілинної цегли "на ребро", армовані

через 4 ряди кладки, потиньковані з двох боків. Товщина перегородок – 100 мм.

Сходові майданчики - монолітні з бетону класу "C20/25". Сходові марші – збірні.

Шахти ліфтів із монолітного важкого бетону класу "C20/25", що виготовляються в щитовій опалубці.

Плити лоджій і балконів запроектовані з монолітного бетону і складають єдину конструкцію з плитами перекриття. У місцях проходження плит через зовнішні стіни в плитах передбачені "вікна", які заповнюються ефективним утеплювачем. Такі ж "вікна" передбачені і в стінках лоджій при проходженні їх через зовнішні стіни.

Конструкція підлог у квартирах містить у собі суцільну монолітну залізобетонну плиту перекриття товщиною 180 мм; вирівнювальну цементно-піщану стяжку завтовшки 30 мм; паркет-ламінат на пінополіуретановій підкладці завтовшки 15 мм.

У допоміжних приміщеннях (ліфтові холи, вестибюлі тощо) у конструкції підлоги замість паркету використовується керамічна плитка, у приміщеннях цокольного поверху – лінолеум на ПВХ основі.

У технічних приміщеннях підлоги – залізобетонна плита 160 мм, армована цементно-піщана стяжка товщиною 45 мм.

Підлоги на лоджіях, що включають до свого складу гідроізоляцію, цементну стяжку для утворення ухилу і керамічну плитку, виконуються в будівельних умовах.

Конструкція підлог відповідає вимогам звукоізоляції для житлових приміщень.

1.3.5 Дах

Дах будівлі запроектовано з теплим горищем. Плита покриття завтовшки 180 мм з важкого монолітного бетону класу "C20/25" утеплюється в будівельних умовах шаром ефективної теплоізоляції з жорстких мінераловатних плит або пінополістиролу завтовшки приблизно 150 мм залежно від розрахункового коефіцієнта теплопровідності застосовуваного

матеріалу, за яким відбувається засипання керамзитового гравію густиною 500 кгс/куб. м завтовшки від 50 до 250 мм з метою створення необхідного нахилу для стікання води до водостічних лійок. По керамзитовому гравію влаштовується цементна армована стяжка завтовшки 30 мм, на яку наклеюється двошаровий ізоляційний килим.

Вентиляція всіх приміщенні будівлі здійснюється за допомогою вентиляційних коробів з оцинкованої сталі, оштукатурених або облицьованих гіпсокартонними листами в будівельних умовах.

Тепле повітря вентиляції з житлових приміщень надходить у горищний простір і видаляється спеціальними витяжними шахтами, встановлюваними на покрівлі.

Відведення дощової води передбачається через приймальні водостічні лійки в горищний простір і далі в розташований у ліфтовому холі загальний для всіх воронок будинку водостічний стояк.

Зовнішні стіни горища прийняті в проєкті тієї ж конструкції, що і зовнішні стіни надземної частини.

Парапет на даху виконується з цегли.

1.3.6 Вікна та двері

Вікна – подвійний склопакет у дерев'яній рамі.

Двері запроектовані як заскленими (балконні, вхідні в будівлю, внутрішньоквартирні денної зони), так і глухими (всі інші). Матеріал конструкції дверей – дерево, сталевий прокат (вхідні двері в квартири).

Номенклатура використовуваних у проєкті дверей:

Вхідні в будівлю – 2100х2400 мм;

Входи в технічні приміщення, сходову клітку – 1000х2400 мм;

Вхідні у квартири – 1000х2400 мм;

Внутрішньоквартирні двері – 900х2400 мм; 1300х2400 мм ;

Санітарні вузли – 800х2100 мм ;

Вхідні на лоджію – 600х2100 мм .

1.4. Технічні характеристики проектованої будівлі

1.4.1 Відповідальність конструкцій

За рівнем відповідальності житловий будинок слід віднести до II (нормального) рівня відповідальності згідно з додатком нормативу.

Відповідно до цього всі конструкції запроектовані з коефіцієнтом надійності за відповідальністю 0,95. На коефіцієнт надійності за відповідальністю слід множити навантажувальний ефект (внутрішні сили і переміщення конструкцій і основ, що викликаються навантаженнями і впливами).

1.4.2 Довговічність конструкцій

Відповідно до II рівня відповідальності для проектованої будівлі передбачено також II ступінь довговічності.

При цьому мінімальний термін служби конструкцій дорівнює 50 років. Необхідний ступінь довговічності забезпечено комплексом заходів, основним з яких є застосування якісних матеріалів: бетону класу "C20/25", арматури класу A240, A400, BpI, а також дерева, пористого бетону, цегли звичайної та лицьової, мінераловатних плит та інших теплоізоляційних матеріалів, забезпечених сертифікатами, що гарантують відповідні терміни експлуатації. Крім того, передбачено комплекс заходів щодо підвищення довговічності конструкцій шляхом захисту їх від хімічних і біологічних впливів. Сталеві конструкції мають бути захищені від корозії шляхом антикорозійного покриття згідно з нормативом, а дерев'яні конструкції - згідно з нормативом шляхом захисту антисептиком, захист арматури залізобетонних конструкцій забезпечується високомарочним щільним бетоном і нормативними величинами захисних шарів.

1.4.3 Вогнестійкість і заходи протипожежного захисту

Усі конструктивні рішення в проєкті розроблено відповідно до вимог нормативу, виходячи з умов забезпечення необхідних меж вогнестійкості основних конструкцій за I ступеня вогнестійкості будинків.

Усі передбачені в проєкті конструкції відповідають пред'явленим вимогам щодо вогнестійкості та необхідної межі поширення вогню для будинків І ступеня вогнестійкості, до яких, згідно з табл. 1 нормативу, належить проєктований 25-поверховий житловий будинок, що проєктується. При цьому в більшості випадків це забезпечується конструктивним рішенням, зокрема використанням нерозрізності (статичної неперервності) основних несучих конструкцій, відповідного армування, а також якістю матеріалів, протипожежними покриттями, додатковим захистом, за необхідності, шаром бетону.

1.4.4 Заходи з енергозбереження

Усі огорожувальні конструкції житлових будинків запроектовано відповідно до вимог, що висуваються нормативами до II етапу енергозбереження.

1.4.5 Звукоізоляція та захист від шуму

Звукоізоляція конструкцій (внутрішні стіни, перегородки, міжповерхові перекриття) відповідають вимогам нормативу, а рівень шумів, що проникають до житлових кімнат під час роботи ліфтів і сантехнічного обладнання сусідніх квартир, не перевищує значень, які допускає норматив і санітарні норми допустимих шумів у приміщеннях житлових і громадських будинків та на території житлової забудови.

1.5. Інженерні системи будівлі

У будівлі передбачені всі необхідні види інженерного обладнання.

Основні елементи інженерних систем встановлюються в техпідпіллі та на технічному поверсі.

1.5.1 Опалення

Централізоване, від міських мереж. Прилади опалення (конвектори) – встановлюють у всіх житлових приміщеннях і кухнях біля віконних прорізів; у

ліфтових холах, вестибюлях і сходових клітинах поруч із тамбурами. Конвектори у квартирах оснащуються терморегуляторами типу "Данфос" . Усі підводки до приладів прокладаються відкрито.

Розрахункова температура в житлових кімнатах $+20^{\circ}\text{C}$.

1.5.2 Вентиляція

Припливно-витяжна, з природним спонуканням. Вентиляційні короби проходять у санвузлах квартир. Вентиляція здійснюється з кухонь, санвузлів, а також з ліфтових холів. Крім того запроєктована система примусового димовидалення з ліфтових холів.

1.5.3 Водопостачання та водовідведення

Централізоване, від міських мереж. У квартирах встановлюються такі сантехнічні прилади: мийки, умивальники, ванні, біде, унітази, сушки для рушників. На підводках до приладів встановлюються лічильники витрати води.

2.5.4 Електропостачання

Централізоване, від міських мереж. У квартирах влаштовується електропроводка до основних електроспоживачів, а також підводка для електроплит. У прохідних коридорах встановлюються електрошафи з лічильниками енергоспоживання.

На сходових клітках, ліфтових холах, вестибюлях передбачається аварійне освітлення.

1.6 Теплотехнічний розрахунок огорожувальних конструкцій

Розрахунки виконано на основі нормативу.

Вихідні дані:

Район будівництва : м. Кривий Ріг

Зона вологості: нормальна

Умови експлуатації конструкцій: Б

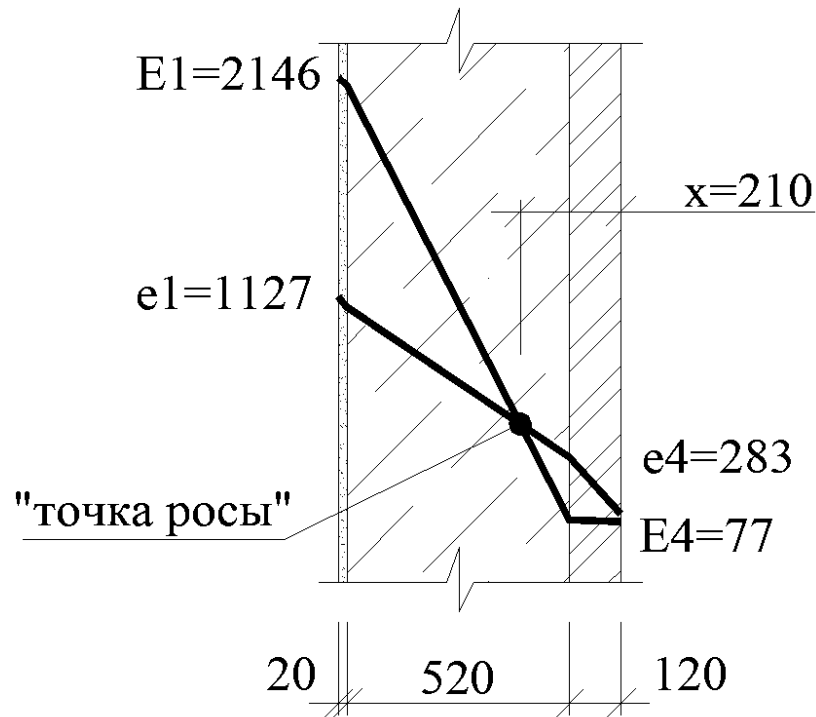
Розрахункові температури: $t_3 = -27,2^{\circ}\text{C}$, $t_{\text{н}}^5 = -26^{\circ}\text{C}$, $t_{\text{оп}} = -3.6^{\circ}\text{C}$, $t_{\text{в}} = 20^{\circ}\text{C}$

Тривалість опалювального періоду: $z_{оп} = 213$ діб

Конструкцію зовнішньої стіни представлено в табл. 1.2.

Таблиця 1.2 – Конструкція зовнішньої стіни

№	Шар	Щільність ρ , кг/м ³	Товщина шару δ , м	Коефіцієнт теплопровідності λ , Вт/°С*м	Паропроникність μ , мг/(м*год*Па)
1	Лицьова керамічна цегла на цементно-піщаному розчині	1400	0.12	0.64	0.14
2	Блоки з пінобетону	400	0.52	0.15	0.23
3	Вапняково - піщана штукатурка	1600	0.02	0.81	0.12



Розрахунок необхідного термічного опору:

Градусо-доба опалювального періоду (ГСОП):

$$\text{ГСОП} = (t_{в} - t_{оп}) \times z_{оп} = (20 + 3.6) \times 213 = 5027$$

За табл. 16 нормативу необхідний термічний опір з економічних міркувань (для зовнішніх стін) : $R_o^{тп} = 3.16 \text{ м}^2 \text{ } ^\circ\text{С} / \text{Вт}$

Розрахунок фактичного термічного опору:

$$R_o^{\phi} = 1 / \alpha_{\epsilon} + \sum (\delta_i / \lambda_i) + 1 / \alpha_n ,$$

де: $\alpha_{\epsilon} = 8.7$ – коефіцієнт теплообміну внутрішньої поверхні; $\alpha_n = 23$

– коефіцієнт теплообміну зовнішньої поверхні;

$$R_o^{\phi} = 1 / 8.7 + (0.12 / 0.64 + 0.52 / 0.15 + 0.02 / 0.81) + 1 / 23 = 3.67 \text{ м}^2 \text{ } ^\circ\text{C} / \text{Вт}$$

Висновок: $R_o^{\phi} > R_o^{mp}$, конструкція зовнішньої стіни задовольняє вимогам щодо теплозахисту

Розрахунок стіни на паропроникність

Визначення температури в i -му перерізі конструкції стіни:

$$\tau_n = \tau_{\epsilon} - \frac{t_{\epsilon} - t_n}{R_0} (R_{\epsilon} + \sum_{i=1}^n R_i)$$

де: R_i – термічний опір i шару стіни;

$R_0 = 3.67$ – термічний опір усієї стіни;

$$\tau_1 = 20 - (20 + 26) / 3.67 \times (1/8.7) = 18.6 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\tau_2 = 20 - (46 / 3.67) \times (1/8.7 + 0.02/0.81) = 18.2 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\tau_3 = 20 - (46 / 3.67) \times (1/8.7 + 0.02/0.81 + 0.52/0.15) = -24.2 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\tau_4 = 20 - (46 / 3.67) \times (1/8.7 + 0.02/0.81 + 0.52/0.15 + 0.12/0.64) = -25.6 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Максимальна пружність водяної пари в i -му перерізі, Па (табл.) :

$\tau_1 = 18.6 \text{ } ^\circ\text{C}$	$E_1 = 2146$
$\tau_2 = 18.2 \text{ } ^\circ\text{C}$	$E_2 = 2111$
$\tau_3 = -24.2 \text{ } ^\circ\text{C}$	$E_3 = 85$
$\tau_4 = -25.6 \text{ } ^\circ\text{C}$	$E_4 = 77$
$t_n^5 = -26 \text{ } ^\circ\text{C}$	$E_n = 75$
$t_b = 20 \text{ } ^\circ\text{C}$	$E_b = 2305$

Пружність водяної пари зовнішнього і внутрішнього повітря, Па :

$$e_{\epsilon} = \frac{\varphi_{\epsilon} E_{\epsilon}}{100} = 55 \times 2305 / 100 = 1267$$

$$e_n = \frac{\varphi_n E_n}{100} = 83 \times 75 / 100 = 62$$

$\varphi_n = 83 \%$ - розрахункова відносна вологість зовнішнього повітря

$\varphi_b = 55 \%$ - розрахункова відносна вологість у приміщенні

Опір паропроникненню на зовнішній і внутрішній поверхні стіни:

$$R_{en} = \kappa(1 - \frac{\varphi_{\epsilon}}{100}) = 1(1 - 55/100) = 0.45$$

$$R_{nn} = \kappa(1 - \frac{\varphi_n}{100}) = 1(1 - 83/100) = 0.17$$

Загальний опір паропроникненню стіни :

$$R_{on} = R_{en} + \sum_{i=1}^n R_i + R_{nn} = 0.45 + 0.02/0.12 + 0.52/0.23 + 0.12/0.14 + 0.17 = 3.9$$

Пружність водяної пари в і перерізі стіни, Па :

$$e_n = e_{\epsilon} - \frac{e_{\epsilon} - e_n}{R_{on}} (\sum_{i=1}^n R_i)$$

$$e_1 = 1267 - (1267 - 62) / 3.9 \times (0.45) = 1127$$

$$e_2 = 1267 - (1267 - 62) / 3.9 \times (0.45 + 0.02 / 0.12) = 1076$$

$$e_3 = 1267 - (1267 - 62) / 3.9 \times (0.45 + 0.02 / 0.12 + 0.52 / 0.23) = 378$$

$$e_4 = 1267 - (1267 - 62) / 3.9 \times (0.45 + 0.02/0.12 + 0.52/0.23 + 0.12/0.14) =$$

113

Висновок :

Так як $e_4 = 113 > E_4 = 77$, точка роси знаходиться в товщі утеплювача. Відстань до точки роси від зовнішньої поверхні стіни - 210 мм, тобто $< 1/3h = 220$ мм. Пароізоляційний шар у зовнішній стіні можна не влаштовувати .

Розрахунок на паропроникність зовнішньої стіни за варіантом 2 не проводимо, тому що її конструкція включає шар монолітного залізобетону 160 мм, з паропроникністю близькою до нуля.

РОЗДІЛ 2

КОНСТРУКТИВНО-РОЗРАХУНКОВИЙ

					КНУ.МР.192.25.343с.01 КЗ			
Зм	Кіль	Прізвище	Підпис	Дата	Проектування висотної каркасної будівлі з конструктивними елементами різної жорсткості	Стадія	Аркуш	Аркушів
Керівник	Крішко					МР		
Консул.	Єрьоменко					ЗПЦБ-24М		
Магістр.	Горяшко							
Зав.каф	Валовой							

2.1 Призначення розмірів поперечного перетину елементів

Висота перетину балок (рис. 3.1):

$$h = \frac{1}{15} \cdot 6600 = 440 \text{ мм}$$

Приймаємо $h = 500 \text{ мм}$

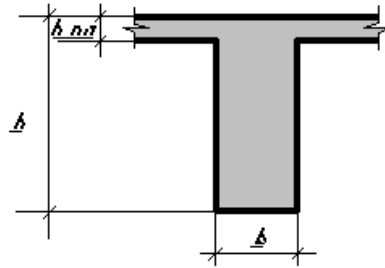


Рисунок 3.1 – Перетин балки

Ширина ребра:

$$b = \frac{1}{2} \cdot 500 = 250 \text{ мм}$$

Товщина плити:

$$h_f = \frac{1}{33} \cdot 6600 = 200 \text{ мм}$$

Данні для проектування:

Приймаємо бетон класу В 25.

Розрахунковий опір бетону

$$R_b = 14,5 \text{ МПа}; R_{bt} = 1,05 \text{ МПа}$$

Коефіцієнт умови роботи бетону $\gamma_{b2} = 0,9$

$$R_b = 14,5 \cdot 0,9 = 13,05 \text{ МПа}$$

$$R_{bt} = 1,05 \cdot 0,9 = 0,945 \text{ МПа}$$

Для армування плити приймаємо арматуру класу В_p-I

$$R_s = 365 \text{ МПа (для } \varnothing 4 \text{ В}_p\text{-I)}$$

$$R_s = 360 \text{ МПа (для } \varnothing 5 \text{ В}_p\text{-I мм)}$$

Для армування балок, колон:

– продольна арматура А 400С

$$R_s = 365 \text{ МПа}$$

– поперечна арматура класу А 240

$$R_s = 225 \text{ МПа}, R_{sw} = 175 \text{ МПа}$$

2.2 Розрахунок монолітної плити

Коефіцієнт надійності за призначенням споруди 0,95. Збір навантажень представлено в табл. 3.1.

Таблиця 3.1 – Збір навантажень на 1 м² плити, кН/м²

№ п/п	Навантаження	Норм. знач., кН/м ²	Коеф-т надійн. по навантаж.	Розрахун. знач., кН/м ²
1	Постійна g Паркет, $\delta=20$ мм, щільність деревини $\rho = 800$ кг/м ³ : $0,02 \cdot 0,8 \cdot 9,81 \cdot 0,95$	0,149	1,2	0,179
2	Бетон легкий, $\delta=50$ мм $\rho = 1600$ кг/м ³ : $0,05 \cdot 1,6 \cdot 9,81 \cdot 0,95$	0,746	1,3	0,970
3	Утеплювач, $\delta=30$ мм $\rho = 600$ кг/м ³ (керамзитовий гравій): $0,03 \cdot 0,6 \cdot 9,81 \cdot 0,95$	0,168	1,3	0,218
4	Власна вага плити, $\delta=200$ мм $0,2 \cdot 2,5 \cdot 9,81 \cdot 0,95$	4,66	1,1	5,126
	Ітого:	5,723		6,493
	Тимчасове ν $\nu = 200$ кг/м ² $0,2 \cdot 9,81 \cdot 0,95$	1,864	1,2	2,237
	Усього:	7,587		8,73

Розрахунковий проліт плити:

для середніх панелей (рис. 3.2):

$$l_{01} = l_{02} = l - b_s = 6600 - 250 = 6350 \text{ мм.}$$

Основне рівняння для визначення згинаючих моментів:

$$\frac{(g+\nu) l_{01}^2 (3l_{02} - l_{01})}{12} = (2M_1 + M_I + M_I') l_{02} + (2M_2 + M_{II} + M_{II}') l_{01}$$

$$\frac{l_{02}}{l_{01}} = 1;$$

$$\frac{M_2}{M_1} = 0,2; \quad \frac{M_I'}{M_1} = 1,3; \quad \frac{M_{II}'}{M_1} = 1,3;$$

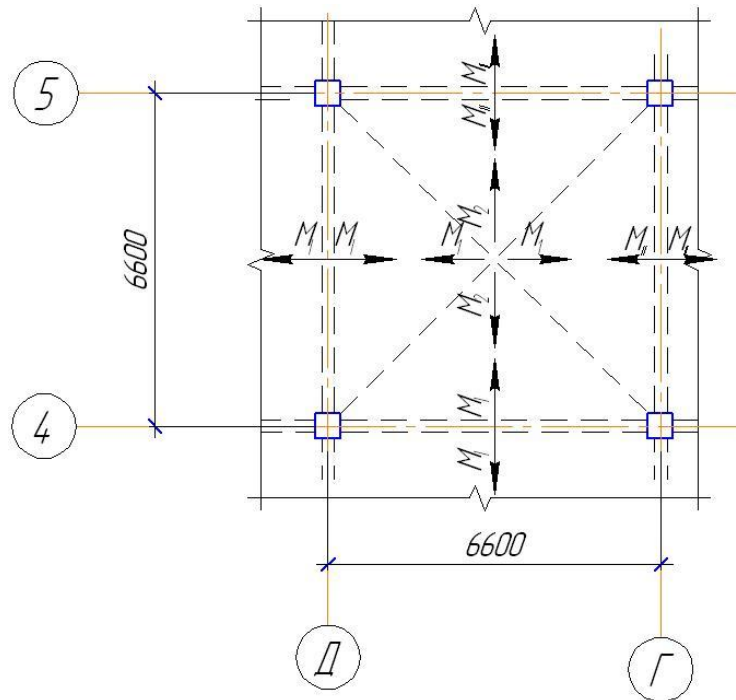


Рисунок 3.2 – Фрагмент плити

$$\frac{M_{II}}{M_1} = \frac{M_{II}'}{M_1} = 1,3$$

$$M_2 = 0,2 M_1; M_I = M_I' = M_{II} = M_{II}' = 1,3 M_1$$

$$\frac{8,73 \cdot 6,35^2 (3 \cdot 6,35 - 6,35)}{12}$$

$$= (2M_1 + 1,3M_1 + 1,3M_1)6,35 + (2 \cdot 0,2M_1 + 1,3M_1 + 1,3M_1)6,35$$

$$372,55 = 29,21M_1 + 19,05M_1$$

$$M_1 = 7,72 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$$M_2 = 0,2 \cdot 7,72 = 1,544 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$$M_I = M_I' = M_{II} = M_{II}' = 1,3 \cdot 7,72 = 10,036 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Перевіряємо плиту по максимальному згинаючому моменту:

$$M = 10,036 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Підбір перетину арматури на метр ширини плити.

$$W = 0,85 - 0,008 \cdot R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 13,05 = 0,746$$

$$\sigma_{sk} = R_s = 360 \text{ МПа}; \sigma_{sc,u} = 500 \text{ МПа}$$

$$\xi_R = \frac{0,746}{1 + \frac{360}{500} \left(1 - \frac{0,746}{1,1} \right)} = 0,606$$

$$\alpha_R = 0,606(1 - 0,5 \cdot 0,606) = 0,422$$

Розрахункова висота перетину при робочій арматурі Ø 5 Вр-I

$$h_0 = h - a - \frac{d_1}{2}$$

$a = 10\text{мм}$ – захисний прошарок

$$h_0 = 200 - 10 - \frac{5}{2} = 187,5 \text{ мм} - \text{по напрямку } l_{01}$$

$$h_0 = h - a - d_1 - \frac{d_2}{2} = 200 - 10 - 5 - \frac{5}{2} = 182,5 \text{ мм} - \text{по напрямку } l_{02}$$

Площа перетину арматури по напрямку l_{01} :

$$M_1 = 7,72 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Перетину арматури плити, обрамленої з усіх сторін балками, може бути зменшене на 20%

$$\alpha_m = \frac{0,8M_1}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{0,8 \cdot 7,72 \cdot 10^6}{13,05 \cdot 1000 \cdot 187,5^2} = 0,013$$

$$\zeta = 0,993$$

$$A_s = \frac{0,8M_1}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{0,8 \cdot 7,72 \cdot 10^6}{360 \cdot 0,993 \cdot 187,5} = 92,14 \text{ мм}^2$$

Приймаємо $\emptyset 5 \text{ В}_p\text{-I}$ з кроком 200 мм і $A_s = 98 \text{ мм}^2 > 92,14 \text{ мм}^2$

Площа перетину арматури по напрямку l_{02} :

$$M_2 = 1,544 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$$\alpha_m = \frac{0,8M_1}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{0,8 \cdot 1,544 \cdot 10^6}{13,05 \cdot 1000 \cdot 182,5^2} = 0,003$$

$$\zeta = 0,995$$

$$A_s = \frac{0,8M_1}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{0,8 \cdot 1,544 \cdot 10^6}{360 \cdot 0,995 \cdot 182,5} = 18,9 \text{ мм}^2$$

Приймаємо $\emptyset 5 \text{ В}_p\text{-I}$ з кроком 200 мм і $A_s = 98 \text{ мм}^2$.

Приймаємо нижню сітку в прольоті плити з робочою арматурою у двох напрямках $\emptyset 5 \text{ В}_p\text{-I}$ і кроком 200 мм :

$$C1 \frac{5Bp-I-200}{5Bp-I-200} 2280 \times 6350$$

Перетин арматури на середніх опорах також може бути зменшено на 20 %

:

$$\alpha_m = \frac{0,8M_1}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{0,8 \cdot 10,036 \cdot 10^6}{360 \cdot 1000 \cdot 187,5^2} = 0,017$$

$$\zeta = 0,991$$

$$A_s = \frac{0,8M_1}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{0,8 \cdot 10,036 \cdot 10^6}{360 \cdot 0,991 \cdot 187,5} = 120 \text{ мм}^2$$

Приймаємо сітки над опорами (верхні) з поперечною арматурою $\emptyset 5$ В_p-І і кроком 150 мм.

$$A_s = 137,5 \text{ мм}^2 > 120 \text{ мм}^2$$

Розподільні стрижні опорних сіток приймаємо $\emptyset 4$ В_p-І з кроком 250 мм.

Ширина сітки дорівнює $\frac{1}{4}$ прольоту в кожен сторону від вісі опори

$$C2 \frac{4Bp-I-250}{5Bp-I-150} 3300 \times 6100$$

2.3. Розрахунок і конструювання балок

Балки розглядаємого перекриття – нерозрізні .

По вісі Д – 5-ти прольотні. $l_0 = 6600 - 500 = 6100$ мм – розрахунковий прольот балки .

Розрахункове рівномірно – розподілене навантаження :

– постійна:

$$g = (0,5 - 0,2) \cdot 0,25 \cdot 2,5 \cdot 9,81 \cdot 1,1 \cdot 0,95 + 0,25 \cdot 6,493 + 0,050 \cdot 3,4 \cdot 1,2 \cdot 9,81 \cdot 0,95 = 5,446 \text{ кН/м}$$

– тимчасова:

$$v = 2,237 \cdot 0,25 = 0,559 \text{ кН/м}$$

– повна :

$$q = 5,446 + 0,559 = 6,005 \text{ кН/м}$$

Згинаючий момент у вільно лежачій одно-прольотній балці з навантаженням

по трикутнику:

$$M_0 = \frac{(g + v)l^3}{12} = \frac{8,730 \cdot 6,1^3}{12} = 165,129 \text{ кНм}$$

Згинаючий момент нерозрізної балки в першому прольоті і на першій проміжній опорі:

$$M_k = 0,7M_0 + \frac{q \cdot l^2}{11} = 0,7 \cdot 165,129 + \frac{6,005 \cdot 6,1^2}{11} = 135,9 \text{ кНм}$$

у середньому прольоті :

$$M_c = 0,5M_0 + \frac{q \cdot l_0^2}{16} = 0,5 \cdot 165,129 + \frac{6,005 \cdot 6,1^2}{16} = 98,564 \text{ кНм}$$

Поперечні сили на крайній опорі :

$$Q_A = 0,5 \left[\frac{(g + v) \cdot l^2}{2} + ql \right] - \frac{M_k}{l} = 0,5 \left[\frac{8,73 \cdot 6,1^2}{2} + 6,005 \cdot 6,1 \right] - \frac{135,9}{6,1} = 77,247 \text{ кН}$$

на другій від краю опорі зліва :

$$Q_b^l = 0,5 \left[\frac{(g + v) \cdot l^2}{2} + ql \right] + \frac{M_k}{l} = 0,5 \left[\frac{8,73 \cdot 6,1^2}{2} + 6,005 \cdot 6,1 \right] + \frac{135,9}{6,1} = 121,805 \text{ кН}$$

Теж праворуч:

$$Q_b^r = 0,5 \left[\frac{(g + v) \cdot l^2}{2} + ql \right] = 0,5 \left[\frac{8,73 \cdot 6,1^2}{2} + 6,005 \cdot 6,1 \right] = 99,526 \text{ кН}$$

Для перевірки достатності прийнятих розмірів перетину розраховуємо:

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{210000}{30000} = 7$$

$$\mu_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot S} = \frac{2 \cdot 0,283}{25 \cdot 15} = 1,509 \cdot 10^{-3}$$

(передбачаючи поперекові стрижні $\emptyset 6$ А 240 з кроком 150 мм)

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha \cdot \mu_w = 1 + 5 \cdot 7 \cdot 1,509 \cdot 10^{-3} = 1,053$$

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta \cdot R_b = 1 - 0,01 \cdot 13,05 = 0,87$$

$Q = 121,805 \text{ кН} < 0,3 \cdot \varphi_{w1} \varphi_{b1} R_b b h_0 = 0,3 \cdot 1,053 \cdot 0,87 \cdot 13,05 \cdot 470 \cdot 250 = 421422 \text{ Н} = 421,422 \text{ кН}$ (при продольній арматурі $\emptyset 20$ $h_0 = 500 - 20 - \frac{20}{5} = 470 \text{ мм}$) – прийняті розміри перетину балки достатні.

При $h_f = 200 \text{ мм} > 0,1h = 0,1 \cdot 500 = 50 \text{ мм}$

Враховуємо при розрахунку міцності норм. перетину ширина полки

$$b_f = 2 \cdot \frac{1}{6} \cdot 6600 + 250 = 2450 \text{ мм}$$

Необхідна площа перетину продольної робочої арматури в крайньому

прольоті: $\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{135,9 \cdot 10^6}{13,05 \cdot 2450 \cdot 470^2} = 0,019 \quad \xi = 0,02 < h_f / h_0 = 200 / 470 = 0,425$

– нейтральна вісь проходить у полці .

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \xi \cdot h_0} = \frac{135,9 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,99 \cdot 470} = 800,2 \text{ мм}^2$$

Приймаємо 2 $\emptyset$ 25 А400С з $A_s = 982 \text{ мм}^2$

У середньому прольоті :

$$\alpha_m = \frac{98,564 \cdot 10^6}{13,05 \cdot 2450 \cdot 470^2} = 0,014$$

$$\zeta = 0,993$$

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{98,564 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,993 \cdot 470} = 578,6 \text{ мм}^2$$

Приймаємо 2Ø 20 А400С з $A_s = 628 \text{ мм}^2$

На опорі

$$\alpha_m = \frac{135,9 \cdot 10^6}{13,05 \cdot 250 \cdot 470^2} = 0,189 < \alpha_R = 0,422$$

$$\zeta = 0,895 \quad \xi = 0,21$$

$$A_s = \xi \cdot b \cdot h_0 \cdot \frac{R_b}{R_s} = 0,21 \cdot 250 \cdot 470 \cdot \frac{13,05}{365} = 882 \text{ мм}^2$$

Приймаємо 2Ø 25 А400С з $A_s = 982 \text{ мм}^2$

Перевірка міцності перетину на дію поперечної сили:

$$Q = 121,805 \text{ кН} \leq Q_{b.min} = \varphi_{b3}(1 + \varphi_f)R_{bt}bh_0 = 0,6(1 + 0,5) \cdot 0,945 \cdot 250 \cdot 470 = 99,933 \text{ кН}$$

$$\varphi_f = 0,75 \frac{(b_f - b)h_f}{bh_0} = 0,75 \frac{600 \cdot 200}{250 \cdot 470} = 0,77 > 0,5$$

Приймаємо $\varphi_f = 0,5$

Вимагається розрахунок міцності січень, нахильних до продольної вісі балки.

При продольній арматурі Ø 25 поперечні стрижні не менше Ø 8.

$$A_{sw} = 2 \cdot 78,5 = 157,0 \text{ мм}^2 - \text{для } \varnothing 10$$

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{S} = \frac{175 \cdot 157,0}{150} = 183,2 \text{ Н/мм}$$

$$c_0 = \sqrt{\frac{M_b}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_f)R_{bt}bh_0^2}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{2(1 + 0,5) \cdot 0,945 \cdot 250 \cdot 470^2}{183,2}} = 924 \text{ мм} = 92,4 \text{ см}$$

$$\text{Так як } c_0 = 924 \text{ мм} < 2h_0 = 2 \cdot 470 = 940 \text{ мм},$$

$$\text{то } Q_{swb} = 2\sqrt{2(1 + 0,5) \cdot 0,945 \cdot 250 \cdot 470^2 \cdot 183,2} = 338717 \text{ Н} = 338,717 \text{ кН} > Q = 121,85 \text{ кН}$$

– несуча здатність нахильного перетину при прийнятій арматурі забезпечена.

РОЗДІЛ 3

ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

					КНУ.МР.192.25.343с.01 ОФ			
Зм	Кіль	Прізвище	Підпис	Дата	Проектування висотної каркасної будівлі з конструктивними елементами різної жорсткості	Стадія	Аркуш	Аркушів
Керівник		Крішко				МР		
Консул.		Тімченко				ЗПЦБ-24М		
Магістр.		Горяшко						
Зав.каф		Валовой						

3.1 Інженерно-геологічні умови будівельної площадки

3.1.1 Вихідні дані

Необхідно запроектувати монолітну фундаментну плиту під 16-ти поверховий каркасно-монолітний житловий будинок . Місце будівництва – м. Кривий Ріг. Ґрунтові умови представлені у табл. 3.1.

Шістнадцятиповерховий житловий будинок є спорудою складної форми в плані з розмірами в крайніх осях - 18.0 x 49.2 м, з підвалом. Висота підвалу - 3.0м,

3.1.2 Аналіз місцевих умов майданчика

Місце будівництва – м. Кривий Ріг відноситься до II снігового району по сніговому навантаженню, до V району за тиском вітру, при середній швидкості вітру в зимовий період $v = 5 \text{ м/с}$. Відповідно до норм сума абсолютних значень середньомісячних негативних температур за зиму $Mt = 6,0$.

Майданчик, відведений під будівництво вільний від забудови, інженерні комунікації не перетинають територію. Поверхня ділянки порівняно рівна, із загальним ухилом рельєфу у північно-східному напрямку.

На підставі геолого-літологічного розрізу будова ґрунту на майданчику така:

- шар №1 (від 0 до 0,5 м) - насипний ґрунт;
- шар №2 (від 0,5 до 1,9 м) - суглинки лісоподібні, буро-жовті, жовті легені, з клиноподібними вростами карбонату, високопористі, від твердих до напівтвердих, просадочні, I -го типу за просадочними властивостями;
- шар №3 (від 1,9 до 4,1 м) - супіски лісоподібні сірувато-жовті, жовті, в підшві записочені з рідкісними включеннями гравійних, добре обгорнутих частинок, від твердих до пластичних, макропористі, неоднорідні, просадні, I -го типу за властивостями просадки .
- шар №4 (від 4,1 і далі) - гравійно-галькові ґрунти - уламки осадових породокатної форми з піщаним та піщано-суглинистим заповнювачем та рідкісними невеликими валунами, неоднорідні маловологі.

Підземні води виявлено на глибині 29,42 м. Їхнє піднесення не

прогнозується.

Узагальнені фізико-механічні характеристики ґрунтів представлені в таблиці 3.1.

Таблиця 3.1 - Фізико-механічні властивості ґрунтів

№ шару (ІГЕ)	P_{II}	P_s	W	W_P	W_L	e	C_I	φ_I	C_{II}	φ_{II}
	т/м ³	т/м ³	у частках одиниць				кПа	град	кПа	град
ІГЕ-1										
ІГЕ-2	1,66	2,69	0,14	0,19	0,35	0,881	16,6	21,6	16,9	21,7
ІГЕ-3	1,71	2,71	0,10	0,08	0,15	0,64	8,2	24,5	8,3	24,6
ІГЕ-4	1,81	2,69	0,25	0,19	0,39	0,751	0,8	36,8	1,2	40,5

Зробимо попередню оцінку та класифікацію ґрунтів за нормативом [14]:

ІГЕ-2. Показник плинності:

$$I_L = (W - W_P) / (W_L - W_P) = (0,14 - 0,19) / (0,35 - 0,19) = - 0,3125$$

де: W - природна вологість ґрунту, виражена в частках одиниці,

W_L та W_P - вологості ґрунту на межах плинності та розкочування (верхній та нижній межах пластичності), виражені у відсотках.

Число пластичності $I_p = W_L - W_P = 0,35 - 0,19 = 0,16$.

Коефіцієнт пористості $e = 0,881$.

Додатково за нормативом [3] визначаємо значення модуля деформації $E = 13070$ кПа та розрахункового опору $R_o = 220$ кПа .

ІГЕ-3. Показник плинності:

$$I_L = (W - W_P) / (W_L - W_P) = (0,10 - 0,08) / (0,15 - 0,08) = 0,29$$

де: W - природна вологість ґрунту, виражена в частках одиниці,

W_L і W_P - вологості ґрунту на межах плинності та розкочування (верхній та нижній межах пластичності), виражені у відсотках.

Число пластичності $I_p = W_L - W_P = 0,15 - 0,08 = 0,07$.

Коефіцієнт пористості $e = 0,64$.

Додатково за нормативом [3] визначаємо значення модуля деформації $E = 16600$ кПа та розрахункового опору $R_0 = 228,3$ кПа .

ІГЕ-4. Показник плинності:

$$I_L = (W - W_P) / (W_L - W_P) = (0,25 - 0,19) / (0,39 - 0,19) = 0,3$$

де: W - природна вологість ґрунту, виражена в частках одиниці,

W_L і W_P - вологості ґрунту на межах плинності та розкочування (верхній та нижній межах пластичності), виражені у відсотках.

$$\text{Число пластичності } I_p = W_L - W_P = 0,39 - 0,19 = 0,2.$$

$$\text{Коефіцієнт пористості } e = 0,751.$$

Додатково за нормативом [3] визначаємо значення модуля деформації $E = 43000$ кПа та розрахункового опору $R_0 = 210,7$ кПа .

Оскільки ґрунти не мають специфічних властивостей, у районі будівництва не очікується прояви небезпечних інженерно - геологічних процесів, ґрунти всіх ІГЕ мають значення $E > 5000$ кПа , то на Даному етапі проектування можна дійти невтішного висновку у тому, що це верстви можуть бути як природного оснований.

Як опорний шар під фундаментну плиту прийнятий гравійно-галечниковий ґрунт ІГЕ-4.

Верхні насипний і ґрунтово-рослинний шари в межах забудови зрізається і використовується в подальшому для озеленення прилеглої території до проектованої будівлі.

3.2 Аналіз призначення та конструктивного вирішення будівлі.

3.2.1 Збір навантажень

Необхідно запроектувати фундаменти для каркасно-монолітної багатоповерхової цивільної будівлі, що належить до II класу відповідальності. Коефіцієнт надійності за призначенням II класу $\gamma_n = 1,00$. Граничний осад для такої будівлі 15 см.

У надземній частині будівлі не передбачено спеціальних конструктивних заходів щодо пристосування до сприйняття зусиль від деформації основи, тому конструктивна схема будівлі - гнучка.

Будівля обладнана підвалом, відмітка підшови фундаменту –4,750.

Збір навантажень представлений у табл . 3.2-3.6.

Таблиця 3.2 - Навантаження на 1м² покриття

№ п / п	Найменування навантажень	Норм . з поч., кН/м ²	У ф	Розрах. знач., кН/ м ²
1	2	3	4	5
<u>Постійні</u>				
1	Металопластиковий сталевий профіль НС35-1000 - δ=35мм	0,084	1,05	0,088
2	Обрешітка + контр обрешітка	0,05	1,1	0,055
3	Гідроізоляція - підпокрівельна плівка Ютафол Д140 Спеціал . 10 кг/ м ² (0,1 кН/м ²)	0,1	1,2	0,12
4	Утеплювач мінераловатна плита «URSA» П 30 ГС δ=70 мм, 32 кг/м ³	0,022	1,2	0,027
5	Утеплювач мінераловатна плита Венті бетс =50 мм δ, 150 кг/м ³ (0,15 кН/м ³)	0,075	1,2	0,09
6	Пароізоляція плівка Ютафол Н 220 Спеціальна 10 кг/м ² (0,1 кН/м ²)	0,1	1,2	0,12
7	Азбестоцементний лист ЛП-П-3,0х1,2х10 δ=10 мм, 2400 кг/м ³ (24 кН/м ³)	0,24	1,2	0,288
	Разом:	0,671		0,788
<u>Тимчасові</u>				
8	Снігове навантаження	0,714	1,4	1,0
	Всього:	1,385		1,788

Таблиця 3.3 - Навантаження на 1м горіщного перекриття

№ п / п	Найменування навантажень	Норм . з поч., кН/м ²	Y _f	Розрах . знач., кН/ м ²
1	2	3	4	5
<u>Постійні</u>				
1	Власна вага монолітного залізобетонного перекриття $\delta=200$ мм, 2500 кг/м^3 (25 кН/м^3)	5,0	1,1	5,5
2	Стяжка з легкого бетону $\delta=100$ мм, 800 кг/м^3 ($0,8 \text{ кН/ м}^3$)	0,64	1,3	0,832
	Разом:	5,64		6,33
<u>Тимчасові</u>				
3	Навантаження на горіщні перекриття	0,7	1,3	0,91
	Всього:	6,34		7,24

Таблиця 3.4 - Навантаження на 1м плити перекриття типового поверху

№ п / п	Найменування навантажень	Норм . з поч., кН/м ²	Y _f	Розрах . знач., кН/ м ²
1	2	3	4	5
<u>Постійні</u>				
1	Власна вага монолітного залізобетонного перекриття $\delta=200$ мм, 2500 кг/м^3 (25 кН/м^3)	5,0	1,1	5,5
2	Стяжка із важкого бетону $\delta=100$ мм, 2400 кг/м^3 (24 кН/м^3)	1,44	1,3	1,87
3	Керамічна плитка	1,05	1,2	1,26
	Разом:	7,49		8,63
<u>Тимчасові</u>				

4	Корисне навантаження	2,0	1,2	2,4
5	Вага перегородок	0,5	1,3	0,65
	Разом:	2,5		3,05
	Всього:	9,99		12,29

Таблиця 3.5 - Навантаження на 1м² плити перекриття першого поверху

№ п / п	Найменування навантажень	Норм . з поч., кН/м ²	Y _f	Розрах . знач., кН/ м ²
1	2	3	4	5
<u>Постійні</u>				
1	Власна вага монолітного залізобетонного перекриття $\delta= 200$ мм, 2500 кг/м^3 (25 кН/м^3)	5,0	1,1	5,5
2	Стяжка з важкого бетону $\delta= 100$ мм, 2400 кг/м^3 (24 кН/м^3)	1,44	1,3	1,87
3	Керамічна плитка $\delta=20$ мм, 2100 кг/м^3 (21 кН/м^3)	1,05	1,2	1,26
	Разом:	7,49		8,63
<u>Тимчасові</u>				
4	Корисне навантаження	4,0	1,2	5,2
5	Вага перегородок	0,5	1,3	0,65
	Разом:	4,5		5,85
	Всього:	11,99		14,48

Таблиця 3.6 - Навантаження на 1м фундаментної плити

№ п / п	Найменування навантажень	Норм . з поч., кН/м ²	Y _f	Розрах . знач., кН/м ²
1	2	3	4	5
<u>Постійні</u>				
1	Власна вага монолітного залізобетонного перекриття $\delta=1200$ мм, 2500 кг/м^3 (25 кН/м^3)	25,0	1,1	27,5
2	Вага ґрунту $\delta=1400$ мм, 1800 кг/м^3 (18 кН/м^3)	25,2	1,15	29,0
3	Вага підлоги $\delta=100$ мм, 2300 кг/м^3 (23 кН/м^3)	2,3	1,3	3,0
	Разом:	52,5		59,5
<u>Тимчасові</u>				
4	Корисне навантаження	2,0	1,2	2,4
№ п / п	Найменування навантажень	Норм . з поч., кН/м ²	Y _f	Розрах . знач., кН/м ²
1	2	3	4	5
	Всього:	54,5		61,9

Обчислення ваги 1 колони на висоту будівлі. Перетин колони прийнято попередньо рівним $0,3 \times 0,6$ м. Середня довжина колони секції становить 49,8 м. Разом отримуємо: $G_1 \text{ колони} = 0,3 \text{ м} \times 0,6 \text{ м} \times 49,8 \text{ м} \times 2,5 \text{ т/м}^3 \times 1,1 = 24,65 \text{ т} = 241,57 \text{ кН}$.

Обчислення маси 1 погонного метра стіни на висоту будівлі.

Товщина стіни складає 0,52 м-коду. Максимальна висота стіни по секції становить 51,25 м-коду. Щільність прийнята усереднена для цегляних стін та залізобетонних діафрагм жорсткості та дорівнює $2,0 \text{ т/м}^3$. Разом отримуємо:

$$G_1 \text{ п.м. стіни} = 0,52 \text{ м} \times 51,25 \text{ м} \times 2,0 \text{ т/м}^3 \times 1,1 = 52,99 \text{ т} = 519,3 \text{ кН}$$

Для II району за вагою снігового покриву значення останнього на 1 м^2 горизонтальної проекції землі $S_g = 1,2 \text{ кПа}$.

Нормативне значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття слід визначати за формулою

$$S_0 = 0,7 \cdot c_e \cdot c_t \cdot S_g,$$

де c_e - Коефіцієнт, що враховує знесення снігу з покриттів будівель під дією вітру або інших факторів;

c_t – термічний коефіцієнт;

μ - Коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву землі до снігового навантаження на покриття.

Значення коефіцієнта c_e для пологих (з ухилами до 12% або $f/1 < 0,05$) покриттів однопрогонових та багатопрогонових будівель без ліхтарів, проєктованих в районах із середньою швидкістю вітру за три найбільш холодних місяців $V > 2 \text{ м/с}$. Значення коефіцієнта c_e визначається за формулою:

$$c_e = (1,2 - 0,1 V_k) \cdot (0,8 + 0,002 b),$$

де b - 18м – ширина покриття;

$k = 0,75$ - Коефіцієнт враховує вітровий тиск по висоті будівлі.

За середньої швидкості вітру $V=5,0 \text{ м/с}$ для типу місцевості : коефіцієнт $c_e = 1$ для будівель з ухилом покриття $\alpha \leq 30^\circ$ коефіцієнт $c_t = 1,0$ для утеплених покрівель з низьким коефіцієнтом теплопередачі.

$$S_0 = 0,7 \cdot 0,85 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,2 = 0,714 \text{ кПа} = 0,714 \text{ кН/м}^2$$

Розрахункове значення снігового навантаження на покриття:

$$S = S'_0 \cdot Y_f = 0,714 \cdot 1,4 = 1,00 \text{ кН/м}^2 \text{ де } Y_f - \text{Коефіцієнт надійності.}$$

Вітрові навантаження визначено для V вітрового району.

Нормативне значення середнього становить вітрове навантаження залежно від еквівалентної висоти z_e визначається за формулою:

$$w_m = w_0 \cdot k$$

де $w_0 = 0,6 \text{ кПа}$ - нормативне значення вітрового тиску; $k=0,75$ - коефіцієнт, що враховує зміну вітрового тиску по висоті будівлі для місцевості типу ;

c – аеродинамічний коефіцієнт.

З навітряній стороні будівлі $z = +0,8$ (активна тиск), з підвітряною $c = -0,6$ (пасивний тиск) $w_m = 0,6 * 0,75 * 0,8 = 0,36$ з навітряного боку;

$w_m = -0,6 * 0,75 * 0,6 = -0,27$ з підвітряною сторони.

Вантажні площі та геометричні параметри конструкцій визначаємо за кресленнями АС.

Навантаження, що передається на фундаментну плиту:

$N_1 = (0,1788 \text{ т} + 0,724 \text{ т} + 15 * 1,229 \text{ т} + 1,448 \text{ т} + 3,44 \text{ т}) * 885,6 \text{ м}^2 + 52,99 \text{ т} / \text{м.п.} * 51,25 \text{ м} + 24,6 \text{ т} * 15 = 9828,9 \text{ т} = 98289,0 \text{ кН}$

Власна вага фундаментної плити:

$N_2 = (14 \text{ м} * 25,45 \text{ м} + 2,1 \text{ м} * 9,8 \text{ м}) * 1,0 \text{ м} * 2,5 \text{ т} / \text{м}^3 = 94203 \text{ т} = 9420 \text{ кН}$
Сумарне навантаження $N = N_1 + N_2 = 9420 \text{ кН} + 98289 \text{ кН} = 107709 \text{ кН}$.

Площа фундаментної плити $A = 885,6 \text{ м}^2$ · Середній тиск під подошвою фундаменту $p = 121,5 \text{ кПа}$.

3.2.2 Визначення розрахункового опору ґрунту

При розрахунку деформацій основи з використанням розрахункових схем, зазначених у п. 2.40 [3], середній тиск під подошвою фундаменту p не повинно перевищувати розрахункового опору ґрунту підстави R , кПа, що визначається за формулою:

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{K} [M_{\gamma} K_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + M_c C_{II}]$$

$\gamma_{c1} = 1,4$ – коефіцієнт, умов роботи за табл. 3 нормативи [3]

$\gamma_{c2} = 1,39$ – коефіцієнти, умов роботи за табл. 3 нормативи [3]

$k = 1$ т.к. міцнісні характеристики ґрунту (ϕ і c) визначені безпосередніми випробуваннями

$M_{\gamma} = 2,46$ - коефіцієнт, який приймається за табл. 4 нормативи [3]

$M_q = 10,85$ - коефіцієнт, що приймається за табл. 4 нормативи [3]

$M_c = 11,73$ - коефіцієнт, що приймається за табл. 4 нормативи [3] $k_z = 8\text{м}/14 + 0,2 = 0,77$

$b = 18$ м – ширина підшви фундаменту

$\gamma_{II} = 18,1$ кН /м³ - середнє розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче підшви фундаменту

$\gamma_{II} = 16,9$ кН/м³ - те ж, що залягають вище підшви

$C_{II} = 1,15$ кПа - розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що залягає безпосередньо під підшвою фундаменту $d_1 = 1,54$ - наведена глибина закладення фундаменту

$$R = \frac{1.4 * 1.39}{1} [2,46 * 0,77 * 18 * 18,1 + 10,85 * 1,54 * 16,9 + 11,73 * 1,15] = 1509,8 \text{ кПа}$$

Середній тиск під підшвою фундаменту $p = 285,8$ кПа перевищує значення $R = 1509,8$ кПа.

3.2.3 Розрахунок осідання фундаменту

Для визначення спільної деформації основи та споруди прийнято розрахункову схему лінійно деформованого шару, так як ширина фундаменту більше 10м і модуль деформації ґрунтів основи перевищує 10 МПа.

Товщина лінійно деформованого шару $H = (H_0 \cdot \varphi \cdot b) \cdot k_p$ де H_0 і φ - приймаються відповідно рівними для основ складених піщаними ґрунтами 6 м та 0,1.

Коефіцієнт $k_p = 0,98$ при $p = 285,8$ кПа.

$$H = 6 + 0,1 - 14) \cdot 0,98 = 8,2 \text{ м}.$$

Осаду основи з використанням розрахункової схеми лінійно-деформованого шару визначається за формулою:

$$s = \frac{pbk_c}{k_m} \sum_{i=1}^n \frac{k_i - k_{i-1}}{E_i}$$

$p = 285,8$ кН/м² - середній тиск під підшвою фундаменту $b = 18$ м - ширина підшви фундаменту

$$K_c = 1.3 \text{ т.к. } \xi = 2H/b = 2 * 8,2 / 18 = 1,171$$

$$k_m = 1,35, \text{ т.к. } E > 10 \text{ МПа та } 10 \text{ м} < b = 18 < 20 \text{ м}$$

k_i - Коефіцієнти, що визначаються в залежності від форми фундаменту, від співвідношення сторін прямокутного фундаменту і відносної глибини, на

якій розташовані підшва та покрівля i -го шару відповідно.

$$\text{Співвідношення сторін } \eta = L / B = 49,2 / 18 = 2,73$$

$$k_m = 1,35, \text{ т.к. } E > 10 \text{ МПа та } 10 \text{ м} < b = 18 < 20 \text{ м}$$

k_i - коефіцієнти, що визначаються залежно від форми фундаменту, від співвідношення сторін прямокутного фундаменту та відносної глибини, на якій розташовані підшва та покрівля i -го шару відповідно.

$$\text{Співвідношення сторін } \eta = L / B = 49,2 / 18 = 2,73$$

$$\xi_1 = \frac{2z}{b} = \frac{2 \cdot 8,2}{18} = 0,91 \quad k_1 = 0,3$$

$$S = \frac{285,8 \cdot 18 \cdot 1,3}{1,35} \left(\frac{0,3 - 0}{43000} \right) = 0,0369 \text{ м} = 3,69 \text{ см.}$$

Граничне значення осідання будівлі $S_u = 15 \text{ см}$

$S = 3,69 \text{ см} < S_u = 15 \text{ см}$ - умова виконується.

РОЗДІЛ 4

ТЕХНОЛОГІЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ
БУДІВНИЦТВА

					КНУ.МР.192.25.343с.01 ТО			
Зм	Кіль	Прізвище	Підпис	Дата	Проектування висотної каркасної будівлі з конструктивними елементами різної жорсткості	Стадія	Аркуш	Аркушів
Керівник	Крішко					МР		
Консул.	Валовой					ЗПЦБ-24М		
Магістр.	Горяшко							
Зав.каф	Валовой							

4.1 Умови здійснення будівництва

25-ти поверховий житловий будинок проектується для будівництва у м. Кривий Ріг.

Згідно карти-схеми температурних зон України Кривий Ріг за природнокліматичними характеристиками ділянка нової забудови відноситься до III-В кліматичного підрайону. Геологічна будова ділянки характеризується насипними ґрунтами, ґрунтово-рослинним шаром та суглинками.

Будівництво передбачається із застосуванням місцевих будівельних матеріалів і залізобетонних та металевих конструкцій з місцевих заводів. Залізобетонні конструкції, бетон і розчин виробляє і постачає завод ЗБВ, металеві – КЗМК. Щебінь для будівництва доставляється з кар'єру.

4.2 Технологія виконання залізобетонних робіт з влаштування монолітного фундаменту

Технологічні рішення виконання залізобетонних робіт з влаштування монолітного фундаменту приймаються при розробці технологічної карти на виконання даного виду робіт, що представляє собою комплекс опалубочних, арматурних, бетонних робіт, догляд за свіжевкладеною бетонною сумішшю та розпалубку конструкцій. [27]

У магістерській роботі розроблено технологічну карту виконання робіт з влаштування запропонованої суцільної монолітної залізобетонної плити тарільчатої форми, тобто II варіанту конструктивного рішення плитного фундаменту, що розроблено у розділі 3 “Конструктивно-розрахункова частина”. Для звичайної суцільної монолітної залізобетонної фундаментної плити полігонального контуру (I варіант) технологічні рішення передбачаються аналогічно, відмінні лише об'єми робіт та кінцеві показники.

4.2.1 Область застосування технологічної карти

Карту розроблено на комплекс залізобетонних робіт з влаштування монолітного плитного фундаменту тарільчатої форми полігонального в плані обрису під колони 12-типоверхового житлового будинку. Розміри в плані

фундаменту 55,2 x 55,2 м з сіткою колон 52,8 x 52,8 м, загальна висота – 1,2 м.

Конструктивно-технологічні дані: бетон класу C12/15, середня температура зовнішнього повітря під час набирання бетоном міцності 15 С°; опалубка збірна щитова марки “NOElight” (виробник-Німеччина), арматура у вигляді арматурних блоків подається на будівельний майданчик у готовому вигляді (один армоблок масою 300 кг). Темп укладання бетонної суміші передбачається – 150 м³/зміну. Робота з встановлення арматури та монтажу опалубки виконується у 2 зміни, укладання бетону – у 3 зміни. Бетонну суміш на будівельний майданчик доставляють у автобетонозмішувачах АМ-29Н.

Котлован для фундаменту має габаритні розміри 56,2 x 56,2 м – з двох ярусів із проміжною траншеєю шириною по 1 м та 3,5 м зі сторони в'їзду до котловану. Грунт в основі фундаментів – непучинистий суглінок (лісовий бурий твердий, з включенням карбонатів). Глибина закладання фундаментів – 6,4 м.

Відстань від машинопрокатної бази до будівельного майданчику 10 км.

4.2.2 Визначення обсягів робіт на зведення монолітного залізобетонного фундаменту

Підрахунок усіх об'ємів робіт виконано в одиницях виміру, прийнятих із ЕНиРу [28]: укладання бетонної суміші – м³

влаштування стержневої арматури – т

монтаж арматурних каркасів – шт

влаштування опалубки – м²

установка лісів опалубки – 100 м стійок

влаштування підмостків – м².

Проектування опалубки фундаменту

Для бетонування монолітного плитного фундаменту тарільчатої форми доцільним є використання сучасної опалубочної системи марки “NOElight” (виробництво Німеччина).

Технічні характеристики:

– відношення габаритні розміри / маса

- великі елементи щитів – 0,75x2,75 м (28,59 кг/м³)
- маленькі елементи щитів – 0,25x1,50 м (19,80 кг/м³);
- товщина рами – 10 см (як товщина дерев'яного бруса);
- опалубочне покриття “NOEform” фінська березова фанера (11 шарів), вкрита феноловою смолою (220 г/м³);
- допустимий тиск бетону – 50 кН/м²;
- з'єднання щитів опалубки – за допомогою двох видів з'єднувальних елементів: “NOElight” растерного замка та “NOElight” універсального зажиму.

Опалубочний комплект “NOElight” – це повна система з вугловими та торцевими рішеннями, вирівнюванням, опорами, приладдям для полігональних стін, фундаментної стяжки та стиків. Передбачена асиметрична організація щитів. Повний комплект – близько 120 м² опалубочної площі, близько 15 п.м., включаючи стяжки, опори, консолі; важить лише 30 кг/м². Також передбачені підмостки для організації робіт – їх можна підвішувати до опалубки на кожному поперечному ребрі у будь-якому місці (ширина підмостків 0,75 м).

Розрахунок щитів опалубки фундаменту (II варіант):

Стінки фундаментної плити – загальна висота зі стінками – 0,9 м, довжина однієї сторони 55,2 м. Приймаємо щити 0,25x1,50 м загальною кількістю 592 щити.

Розрахунок щитів опалубки фундаменту (I варіант):

на опалубочну площу 264,96 м² – 740 щитів 0,25x1,50 м.

Дані обсягів арматурних виробів та бетону, необхідних для виготовлення фундаментної конструкції, використано з розділу 3.

1 Площа щитів опалубки фундаментів, м²

$$F_{on.} = \sum_{s=1}^n F_i$$

де F_i – загальна сума площ окремих щитів (0,25x1,50 м = 0,375 м², 0,75x2,75 м = 2.063 м²).

$$F_{on} = 2080 \times 0,375 + 36 \times 2.063 = 658,08 \text{ м}^2 \text{ (II варіант)}$$

$$F_{on} = 740 \times 0,375 = 264,96 \text{ м}^2 \text{ (I варіант).}$$

2. Об'єм арматурних робіт, шт.

Згідно конструктивних розрахунків вага арматури, т:

$$M = 211,6 \text{ т (II варіант)}$$

Масу одного армоблоку приймаємо у середньому 300 кг, тоді загальна кількість армоблоків на влаштування армування фундаментної плити становить:

$$N = 211600/300 = 716 \text{ шт.}$$

$$\text{I варіант: } M = 216,8 \text{ т, } N = 216800/300 = 723 \text{ шт.}$$

3. Об'єм бетону, м³

За конструктивними підрахунками (розділ 3) об'єм бетону:

$$\text{класу C 12/15 (бетонування плити)} - V_{C 12/15} = 1933,34 \text{ м}^3$$

$$\text{класу C 8/10 (бетонна підготовка)} - V_{C 8/10} = 311,36 \text{ м}^3$$

Загальний об'єм бетону:

$$V = 2244,7 \text{ м}^3 \text{ (II варіант)}$$

I варіант: об'єм бетону класу C 12/15 (бетонування плити) $V_{C 12/15} = 3656,45 \text{ м}^3$, класу C 8/10 (бетонна підготовка) $- V_{C 8/10} = 311,36 \text{ м}^3$; загальний об'єм бетону $- V = 3967,81 \text{ м}^3$.

4.2.3 Вибір способів та засобів виконання робіт

Технологічний процес влаштування монолітних залізобетонних фундаментів включає арматурні, опалубочні, бетонні, транспортні та допоміжні роботи. [27]

Арматурні елементи постачаються бортовою вантажівкою, при цьому арматурні блоки – окремо на дерев'яних прокладках.

Щити опалубки транспортуються вантажівками в вертикальному положенні у один ярус або в горизонтальному положенні у 10-15 ярусів, але не більше загальної висоти 1,5 м;

Бетонна суміш транспортується автобетонозмішувачами (термін, від виготовлення до укладання бетонної суміші в конструкцію, за нормативом не повинен перевищувати 45 хвилин). Бетонна суміш подається у конструкцію по віброжолобу автобетононасосом. Ущільнення бетонної суміші здійснюється глибокими вібраторами, слід запобігати стиканню вібратора з арматурними

елементами. Ущільнення завершують із закінченням просіданням бетонної суміші, завершенням появи бульбашок та утворенням на поверхні цементного молочка.

Арматурні елементи встановлюються автомобільним стріловим краном. З'єднання елементів здійснюють нахлестом електрозварюванням.

Дрібнощитову опалубку влаштовують на місці вручну, великощитову – за допомогою крану. Зазор між опалубкою та арматурою утворюють за рахунок укладання цементних прокладок.

Вибір типу і кількість ведучих машин

Середня потрібна продуктивність комплекту машин для подачі бетонної суміші визначається за формулою:

$$P_{nom.} = \frac{V}{T \cdot A \cdot t}, \text{ м}^3/\text{год.}$$

де V – б'єм бетонних робіт, м^3

T – прийнятий час виконання основного процесу (бетонування), дні.;

A – змінність робіт;

t – тривалість зміни, годин (8 год./зм.).

$$P_{nom.} = 2244,7 / (5 \cdot 3 \cdot 8) = 18,7 \text{ м}^3/\text{год.}$$

Необхідна інтенсивність подачі і укладання суміші:

$$I_{nom.} = P_{nom.} \times \frac{k_n}{k_e}, \text{ м}^3/\text{год.}$$

де k_n – коефіцієнт нерівномірності подачі і укладання суміші, приймається в межах 1,1...1,3;

k_e – коефіцієнт використання машин за часом, приймається 0,9.

$$I_{nom.} = 18,7 \cdot (1,2 / 0,9) = 24,9 \text{ м}^3/\text{год.}$$

За ведучу машину приймається автобетононасос БН-80-20 з експлуатаційною продуктивністю 5...80 $\text{м}^3/\text{год.}$ Тоді приймаємо:

$$P_e = 20 \text{ м}^3/\text{год.}$$

Визначення кількості ведучих машин, шт.:

$$N = \frac{I_{nom.}}{P_e}$$

$$N = 24,9 / 20 = 1,245$$

Приймаємо 2 автобетононасоси.

Вибір машин для доставки бетонної суміші з бетонорозчинного вузла (БРВ) заводу-виготовлювача до об'єкту будівництва

Для доставки бетонної суміші на об'єкту будівництва приймаємо автобетонозмішувач марки АМ-29Н з об'ємом виходу готового замісу $V_{mp}=9 \text{ м}^3$, висота завантаження до 1,7 м.

Тривалість захоплення цементу: $t_{cx} = 2 \text{ год.}$

Приймаємо середню швидкість руху автобетонозмішувачів:

$v_c = 30 \text{ км/год.};$

час завантаження: $t_z = 0,2 \text{ год.}$, час розвантаження: $t_p = 0 \text{ год.}$

Час укладання бетонної суміші, що доставляється автобетонозмішувачами, год.:

$$t_y = \frac{V_{mp.}}{I_{nom.} \cdot K_q^{mp}}, \text{ год.}$$

де K_q^{mp} – коефіцієнт використання транспорту за часом. Приймається 0,85...0,92.

$$t_y = 9/(24,9 \cdot 0,9) = 0,40 \text{ год.}$$

Тривалість доставки t_d^1 бетонної суміші автобетонозмішувачами (із урахуванням дальності та швидкості перевезення):

$$t_d^1 = \frac{L_{mp.}}{V_c}, \text{ год.}$$

де $L_{nom.}$ – дальність постачання, км;

V_c – середня швидкість руху, км/год.

$$t_d^1 = 10/30 = 0,33 \text{ год.}$$

Тривалість доставки t_d^2 бетонної суміші автобетонозмішувачами (з умови тривалості захоплення цементу):

$$t_d^2 = t_{cx.} - \left(t_y + t_z + t_p + \frac{L_{mp.}}{V_c} \right), \text{ год.}$$

де $t_{cx.}$ – тривалість захоплення цементу, год.

$$t_d^2 = 2 - (0,40 + 0,2 + 0 + 0,33) = 1,07 \text{ год.}$$

Умова $t_d^1 < t_d^2$: $0,33 < 1,07 \text{ год}$ виконується, отже режим доставки доцільний.

Тривалість розвантаження автобетонозмішувачів у бункер автобетононасосу БН-80-20 об'ємом $V_k = 0,4 \text{ м}^3$ приймається

$$t_p' = t_y = 0,40 \text{ год.}$$

Тривалість робочого циклу транспорту:

$$t_u^{mp} = t_z + \frac{2L}{V_c} + t_p', \text{ год.}$$

$$t_u^{mp} = 0,2 + 2 \cdot 10 / 30 + 0,40 = 1,3 \text{ год.}$$

Необхідна кількість автобетонозмішувачів визначається за формулою:

$$N = \frac{\Pi_{nom.} \cdot t_u^{mp.}}{V_{mp.} \cdot K_u^{mp.}}, \text{ шт.}$$

$$N = (18,7 \cdot 1,3) / (9 \cdot 0,9) = 3 \text{ шт.}$$

Таким чином, для доставки бетонної суміші на 2 автобетононасоси БН-80-20 приймаємо 6 автобетонозмішувачів АМ-29Н.

Технічні характеристики автобетононасосу БН-80-20 (з розподільчою стрілою):

- продуктивність – $5 \dots 80 \text{ м}^3/\text{год.}$;
- дальність подачі – по вертикалі 80 м, по горизонталі 200 м;
- об'єм бункера – $0,4 \text{ м}^3$ (400 л);
- діаметр бетоноводу – 125 мм;
- виліт розподільчої стріли – 17 м (23 м);
- кут повороту стріли – 360° ;
- висота завантаження бетонної суміші – 1,4;
- габаритні розміри – $L \times B \times h = 11,07 \times 2,63 \times 3,80 \text{ м}$;
- маса – 19,785 т.

Вибір механізмів ущільнення бетонної суміші

Для ущільнення бетонної суміші застосовуються глибинні вібратори з вбудованим електродвигуном. Тип вібратора визначається за довжиною його робочої частини згідно формули:

$$L_s \geq h_u + 0,05, \text{ м}$$

де L_s – довжина робочої частини вібратора, м.

h_u – товщина шару бетону, що ущільнюється.

$$L_{\epsilon} = 0,6 + 0,05 = 0,65 \text{ м.}$$

Приймаємо вібратор (дебалансовий) ВЕРБ-80 з довжиною робочої частини $L_{\epsilon} = 0,52 \text{ м (max)}$ та радіусом дії $R_{\epsilon} = 0,4 \text{ м.}$

Продуктивність вібратора:

$$P_{\epsilon} = 60\pi \cdot h_{\epsilon} \cdot R_{\epsilon}^2 \cdot K_p, \text{ м}^3/\text{год.}$$

де R_{ϵ} – радіус дії вібратора, м;

K_p – коефіцієнт, що враховує рухливість суміші. Рухливість суміші приймаємо $OK = 10 \text{ см}$, тоді $k_p = 1,8$.

$$P_{\epsilon} = 60\pi \cdot 0,6 \cdot (0,4)^2 \cdot 1,8 = 32,56 \text{ м}^3/\text{год.}$$

Кількість вібраторів визначається за формулою:

$$N_{\epsilon} = \frac{I_{nom.}}{P_{\epsilon}}, \text{ шт.}$$

$$N_{\epsilon} = 46,76/32,56 = 1,44$$

Приймаємо один вібратор ВЕРБ-80.

Вибір засобів горизонтального та вертикального транспорту для арматурних та опалубочних робіт

Оптимальний варіант способів та засобів горизонтального та вертикального транспорту для транспортування матеріалів під час опалубочних та арматурних робіт, як правило, обирається у два етапи:

1) за технічними факторами (розміри конструкції, її формв, розташування у плані та за висотою, габарити та маса вантажу тощо) визначаються робочі параметри транспорту:

- вантажепідйомність
- виліт стріли
- висота підйому крюка;

2) шляхом економічного порівняння обраних варіантів вибирають найбільш ефективніший (у роботі другий етап упускається – приймається сучасний вид транспорту).

Розраховуємо фактори вибору крану для встановлення арматури та опалубки:

- а) вантажепідйомність (потрібна):

$$Q_{nom} = Q_{a\ max} + Q_{строп} = 0,3 + 0,05 = 0,35\ \text{т}$$

де $Q_{a\ max}$ – максимальна маса вантажу (армоблок 300 кг);

$Q_{строп}$ – маса строповки, кг.

$$P_{nom} = Q_{nom} \cdot K_m = 0,35 \cdot 1,1 = 0,395\ \text{т}$$

K_m – коефіцієнт, що враховує масу вантажезахвачуючих приладів та відхилення величини маси елементів від їх номінального значення ($K_m = 1,08 \dots 1,12$).

б) виліт стріли:

для самохідних стрілкових кранів виліт стріли розраховується за формулою:

$$l_{cm}^{nom} = l_1 + a$$

де l_1 – відстань по горизонталі від шарніру стріли крана до місця подачі вантажу, м ($l_1 = B/4$, B – ширина фундаментної плити);

a – відстань від осі обертання платформи крану до шарніру п'яти стріли, м ($a = 1\text{м} + 2\text{м} = 3\ \text{м}$).

$$l_{cm}^{nom} = 55,2/4 + 3 = 16,8\ \text{м}.$$

в) висота підйому крюка – у даному випадку не впливає на підбір марки крану, оскільки фундаментна плита розташована у рівні стоянки крану.

Таким чином, обрано самохідний кран КС-4371 з телескопічною стрілою на спеціальному пневмоколісному шасі з укороченою базою (Японія). Технічні характеристики крану: виліт стріли – 17 м, вантажопідйомність – 16 т. [29]

Для І варіанту фундаментної плити вибір засобів та способів виконання робіт приймається аналогічно.

4.2.4 Калькуляція трудових витрат та заробітної платні на комплекс залізобетонних робіт з влаштування монолітного плитного фундаменту 12-типоверхового житлового будинку

Калькуляція трудових витрат та заробітної платні на комплекс залізобетонних робіт з влаштування монолітного плитного фундаменту (Таблиця 5.1) розрахована для обох варіантів фундаментів (дані по І варіанту подані у дужках).

Таблиця 5.1 – Калькуляція трудових витрат та заробітної платні

Обґрунтування норм	Найменування робіт та процесів	Од. виміру	Об'єм робіт (кількість)	Норма часу на од., люд./год.	Трудоємність на весь об'єм, люд./год.	Зароб.плата на од. вимір., грн.	Зароб.плата на весь об'єм робіт, грн.	Склад ланки (згідно ЕнР)
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Встановлення (розбирання) щитової опалубки								
Е4-1-34 табл.2, п.2.3, а	Встановлення щитової опалубки фундаменту з перевіркою розбиття осей, установленням та розкріпленням розпорок, стяжек, ребер жорсткості	м ²	658,08 (264,96)	0,40	263,23 (105,98)	2,80	1882,1 (757,80)	Теслярі: 4р. – 1 2р. – 1
Е4-1-34 табл.2, п.2.3, б	Те ж, розбирання	м ²	658,08 (264,96)	0,10	65,81 (26,50)	1,20	789,70 (317,90)	Теслярі: 3р. – 1 2р. – 1
Арматурні роботи								
Е4-1-44	Встановлення та вивірка армоблоків краном при Ø до 32 мм та масі до 0,3 т К=1,2	1блок	716 (722)	0,88х1,2 =1,056	756,1 (762,4)	5,90	1013,2 (4303,1)	Арматурник: 4р. – 1 2р. – 3
Е22-1-19	Зварювання армоблоків унахлест із зачищенням проміжних шарів шву перед зварюванням, зі зміною електродів, перенесенням кабелю та переходами у процесі роботи	10п.м шву	607	0,61	370,27	50,00	30350	Електрозварювальники на напівавтоматичних машинах: 2р. – 1 3р. – 1 4р. – 1 5р. – 1 6р. – 1
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Бетонування автобетононасосом								
Е4-1-48 табл.2	Монтаж та демонтаж бетоноводу	м	100	0,45 0,13	45 13	50,4	5040	Машиніст бетононасосної установки: 4р. – 1

								Слюсар-будівельн.: 4р. – 1 2р. – 2
Е4-1-48 табл.3	Приймання бетонної суміші з автобетонозмішувача до бункера з очищенням кузова	м ³	2244,7 (3967,8)	0,11	246,9 (436,5)	0,70	1571,3 (277,5)	Бетонувальн ик: 2р. – 1
Е4-1-48 табл.5	Подавання бетонної суміші до місця укладання бетононасосом продуктивністю 20 м ³ /год. із доглядом за установкою	100м ³	22,45 (39,68)	27	606,07 (1071,4)	1,90	43,30 (76,60)	Машиніст бетононасосної установки: 4р. – 1 Слюсар-будівельн.: 4р. – 1 Бетонувальн ик: 2р. – 1
Е4-1-48 табл.6	Очищення бетоноводів (нагнітанням води) від бетонної суміші	100м	1	6,3	6,3	0,50	0,50	Машиніст бетононасосної установки: 4р. – 1 Слюсар-будівельн.: 4р. – 1 Бетонувальн ик: 2р. – 1
Е4-1-48 табл.7	Від'єднання та приєднання ланок бетоноводу під час пошарового бетонування	100м ³	22,45 (39,68)	19,5	437,78 (773,76)	1,35	30,30 (53,60)	Слюсар-будівельн.: 4р. – 1 Бетонувальн ик: 2р. – 2
Е4-1-49 табл.1	Укладання бетононасосом бетонної суміші у конструкцію фундаменту об'ємом >30 м ³	м ³	2244,7 (3967,8)	0,22	493,8 (872,9)	2,40	5454,6 (9641,8)	Бетонувальн ик: 2р. – 1 4р. – 1
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Е4-1-54 п.10	Вкривання бетонної поверхні рогожею	100м ²	40 (33)	0,21	8,4 (6,93)	0,83	33,2 (27,39)	Бетонувальн ик: 2р. – 2
Е4-1-54 п.9	Поливка бетонної поверхні водою з шлангу за 1 раз	100м ²	40 (33)	0,14	5,6 (4,62)	0,55	22,0 (18,20)	Бетонувальн ик: 2р. – 1
Е4-1-54 п.12	Зняття з бетонної поверхні рогожі	100м ²	40 (33)	0,22	8,8 (7,26)	0,87	34,8 (28,71)	Бетонувальн ик: 2р. – 1

Разом:	3369,48 (4502,41)		49244,8 чи 248686,2 (56849,0) чи 287087,5
Інші роботи (15 %)	505,4 (675,4)		
Усього:	3874,88 (5177,77)		

Проектування будівельного потоку виконання залізобетонних робіт

1) Бетонні роботи.

Розраховуємо кількість змін, необхідних для бетонування плити фундаменту:

– II варіант - об'єм бетону $2244,7 \text{ м}^3$, трудомісткість 493,8 люд./год., тоді при роботі 4-х робітників (2 бетононасоси): $493,8/8/4=15$ змін. Приймаємо 5 днів бетонних робіт у 3 зміни (безперервне бетонування) об'ємом робіт $2244,7/15=150 \text{ м}^3/\text{зміну}$;

– аналогічно розраховується кількість робочих змін і для I варіанту, отримуємо – 12 днів бетонування.

Згідно отриманих вище даних приймаємо 15 захваток бетонування, ширина полоси захватки – $55,2/15=3,68 \text{ м}$.

2) Арматурні роботи.

Розраховуємо кількість змін, необхідних для армування плити фундаменту:

– II варіант – 716 армоблоків, трудомісткість 14,4 люд./дн., тоді при роботі 9-х робітників: $14,4/9=16$ змін. Приймаємо 8 днів арматурних робіт у 2 зміни об'ємом робіт $716/16=45$ блоків/зміну;

– аналогічно розраховується кількість робочих змін і для I варіанту, отримуємо – 9 днів армування.

Згідно отриманих вище даних приймаємо 4 захватки армування, ширина полоси захватки – $55,2/4=13,8 \text{ м}$.

5.2.5 Техніко-економічні показники

1) Тривалість робіт T , зміни:

$T = 35$ (40) дні.

2) Планова (виробнича) собівартість C_o , грн./ м^3 :

Собівартість машино-зміни роботи машин і механізмів (згідно РЕСНмо):

Для автобетононасосу БН-80-20

$$C_{\text{маш.-зм.}} = 8 \times 74,49 = 595,92 \text{ грн.}$$

Для автокрану КС-4371

$$C_{\text{маш.-зм.}} = 8 \times 57,71 = 461,68 \text{ грн.}$$

Для автобетонозмішувача АМ-29Н

$$C_{\text{маш.-зм.}} = 8 \times 18,03 = 144,24 \text{ грн.}$$

Для вібратора ВЕБР-80

$$C_{\text{маш.-зм.}} = 8 \times 18,25 = 146,00 \text{ грн.}$$

Собівартість укладання 1 м^3 бетону:

$$C_o = 1,08 \left(\sum C_{\text{маш.-зм.}} \cdot T \right) + 1,53_{\text{пл}}$$

II варіант:

$$C_o = 1,08 \cdot (595,92 \cdot 15 + 461,68 \cdot 21 + 144,24 \cdot 15 + 146,00 \cdot 15) + 1,5 \cdot 248686,2 = 397856 \text{ грн./м}^3$$

I варіант:

$$C_o = 1,08 \cdot (595,92 \cdot 36 + 461,68 \cdot 20 + 144,24 \cdot 36 + 146,00 \cdot 36) + 1,5 \cdot 287087,5 = 475057,4 \text{ грн./м}^3$$

3) Трудомісткість влаштування 1 м^3 бетонного фундаменту.

$$q = \frac{Q_{\text{руч}}}{V}$$

$$q = (3874,88/8)/2244,7 = 0,22 \text{ (0,16) люд.-дн./м}^3.$$

4) Виробіток В, од.об'єму/люд.-дн.:

– на бетонні роботи $V_6 = 2244,7 \text{ м}^3 / 180 \text{ люд.-дн.} = 12,5 \text{ м}^3 / \text{люд.-дн.}$

– на арматурні роботи $V_{\text{ар}} = 214813,33 \text{ т} / 144 \text{ люд.-дн.} = 1,5 \text{ т} / \text{люд.-дн.}$

– на опалубочні роботи $V_{\text{оп}} = 658,08 \text{ м}^2 / (144+8) \text{ люд.-дн.} = 4,3 \text{ м}^2 / \text{люд.-дн.}$

$$B = \sum V / \sum T = (2244,7 + 214813,33 + 658,08) / (180 + 144 + 144 + 8) = 458$$

од.об'єму/люд.-дн.

4.2.6 Матеріально-технічні ресурси

Для виконання залізобетонних робіт з влаштування монолітного

фундаменту необхідні наступні матеріально-технічні ресурси:

- матеріали, напівфабрикати, будівельні деталі та конструкції (основні наведено у таблиці 4.2);
- машини, обладнання, механізований інструмент, інвентар та засоби (основні наведено у таблиці 4.3).

Таблиця 4.2 – Основні конструкції, матеріали, напівфабрикати

Найменування	Марка	Кількість
Щити опалубки, м ² :	“NOElight” (Німеччина)	
0,25x1,5 м ²		2080
0,75x2,75 м ²		36
З’єднувальні елементи опалубки:	“NOElight”	
універсальний зажим		8464
універсальний замок		529
Металеві підпори, шт.	“NOElight”	220
Армоблоки, шт.	АБ	716
Електроди, кг	Е-42	284
Бетонні прокладки (70x70x30 мм), шт.	-	2980
	-	850,4
Сітка-рабиця, м ²	-	60
Цемент, кг	С 12/15 та С 8/10	2244,7
Бетон, м ³	-	40
Рогожа, м ²		

Таблиця 4.3 – Машини, обладнання, механізований інструмент, інвентар,
засоби

Найменування	Тип	Марка	Кількість
Ланковий металевий хобот бетоноводу	Креслення проектних інститутів	-	2
	-	-	2
Приймальна воронка	-	АМ-29Н	6
Автобетонозмішувач	-	БН-80-20	2
Бетононасос	-	КС-4371	1
Самохідний кран	-	ВЕРБ-80	1
Вібратор дебалансовий	ТС-120	11042-87	5
глибинний	Закритий	ПР-600	3
Зварювальний апарат	УС1-300	9416-97	2
Рубильник	РС-10	7502-99	2
Рівень будівельний	А5	11042-87	4
Рулетка	-	7253-84	8
Молоток слюсарський	-	-	5
Метр складний металевий	-	-	5
Сокири зварювальні	-	-	5
Щитки-маски			
Окуляри захисні	КРП-1	-	100 м
Кабель зварювальний:	КРП-1	-	120м
одножильний			
трьохжильний	-	-	2
Драбини висотою	-	-	4
1,2 м	-	-	2
0,6 м	-	-	4
3,2 м	-	-	4
Трапи збірні	-	-	2
Містки	ЛП 2	3620-87	2
Робочі майданчики	КБ	9533-87	2
Лопата	ЛО-28	1405-87	1
Кельма	-	11402-87	1
Лом будівельний	ГБК 2	10403-87	1
Кувалда вагою 1 кг	-	17-830-87	1
Гладильниця сталева	-	9416-87	1
Щітка металева	О-406	17093-87	1
Рівень будівельний			
Висок			

4.3 Організація будівництва на період влаштування «0 циклу» житлового 12-типоверхового будинку

4.3.1 Вихідні дані

Виробництво робіт проводиться потоковим методом. Процес зведення конструкцій «0 циклу» ділиться на окремі роботи, встановлюється технологічна послідовність їх виконання. Окремі види робіт закріплюються за певними бригадами робочих. На основі проведених розрахунків побудовано календарний план та графік руху робочої сили. Визначено потреби в матеріалах і механізмах (у попередньому підрозділі).

Проектується об'єктний бюджет, який охоплює територію будівництва даного об'єкту. На основі бюджету виявляють і встановлюють обсяг першочергових підготовчих робіт по будівництву постійних і тимчасових автомобільних шляхів, водоенергетичних мереж, тимчасових виробничих підприємств, споруд та пристроїв. [30]

4.3.2 Розрахунок потреби площ та обсягу тимчасових будівель

До складу працюючих на об'єкті, що проектується, входять: робітники, інженерно-технічні працівники (ІТП), службовці і молодший обслуговуючий персонал (МОП). [31]

Розрахункове число визначається за графіком руху робочих кадрів на об'єкті. Це число дорівнює чисельності робітників у максимальну зміну. У таку зміну на об'єкті працює біля 70% робітників і 80% інженерно-технічних працівників (ІТП), службовці і молодший обслуговуючий персонал (МОП).

В зв'язку з тим, що графік руху робочих кадрів показує лише чисельність робітників, чисельність ІТП і службовців приймають у такій пропорції – у загальній чисельності працюючих робітників складають: 85% ІТП та службовців 15%.

За графіком руху робочих кадрів максимальна кількість робітників за зміну 62 чоловіки. Далі розраховуємо загальну чисельність працюючих у максимальну зміну.

Загальна чисельність працюючих на будові: $62 \cdot 100 / 85 = 73$ чол.

Чисельність ІТП та службовців: $73 - 62 = 11$ чол.

У першу зміну працювати:

— робітників $70\% : 62 * 70 / 100 = 43$ чол.

— ІТП та службовців $80\% : 11 * 80 / 100 = 9$ чол.

Загалом в першу зміну кількість працюючих складає: $43 + 9 = 52$ чол.

Співвідношення чоловіків та жінок: 0,7 і 0,3 відповідно.

На чисельність ~60 чоловік працюючих приймаємо у побутовому містечку такі тимчасові санітарно-побутові будівлі та споруди:

- гардеробні
- душові
- сушильні
- приміщення для відпочинку та приймання їжі робітників
- туалети (жіночий та чоловічий)
- навіси для відпочинку та місця куріння
- умивальна
- буфет (їдальня).

Результати розрахунку площ тимчасових адміністративно-побутових будівель та споруд занесено до таблиці 4.4.

Таблиця 4.4 – Результати розрахунку площ тимчасових адміністративно-побутових будівель та споруд

Найменування та призначення приміщень	Кількість робітників	Норма площі на 1 робітника	Розрахункова площа м ²	Розміри в плані по УТС, м	Тип будівлі	Прийнята площа м ²	Кількість будівель
1	2	3	4	5	6	7	8
1. Адміністративні:							
Контора виконпробу	9	4,8	43,2	18х2,7	конт.	48,6	1
Кабінет техніки безпеки та пожежної безпеки	5	7,0	35,0	6х6,9	збір.-розбір.	37,37	1
2. Санітарно-побутові:							
Гардеробна, м ² /люд.	62	0,9	55,8	12х9,0	збір.	70,8	1
Душова	21	0,43	9,03	9х3,0	конт.	14,4	1
Умивальна	43	0,05	2,15	Поеднується з гардеробною			
Приміщення для обігріву відпочинку та приймання їжі робітників	43	1,0	43	6х2,7	конт.	16,2	3
Тіньовий навіс та місце куріння	52	0,2	10,4	-	збір.	12,0	1
Туалет жіночий та чоловічий (роздільні виходи)	52	0,07	3,64	6х2,7	конт.	14,4	1
Приміщення для сушіння спецодягу	62	0,2	12,4	Поеднується з гардеробною			
Буфет	52	0,6	31,2	6х6,9	збір.	37,37	1
3. Виробничі:							
Сторожова будка на виїзді (в'їзді)	1	3,0	3,0	2х2	конт.	4,0	2

Таблиця 4.5 – Таблиця розрахунку тимчасових складів

Найменування збережених матеріалів, виробів і конструкцій, призначених для зберігання.	Один. вим.	Час виконання в днях	Потреба		Коефіцієнти		Норма запасу матеріалів в днях	Запас матеріалів, що підлягає збереженню на складі	Кількість матеріалу на 1 м ² підлоги складу (норма зберіг.)	Розрахунок площі, 1 м ²	Коефіцієнти на прохолоди і проїзди	Загальна розрахункова площа складу, м ²	Прийнята площа складу, м ²	Розміри в плані одного складу, м	Прийнятий тип складу	Тип конструкції складу
			Загал. на розрахунковий період	Добова	Нерівномірності надходження матеріалів	Нерівномірності використання матеріалів										
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
Склад №1:																
Щити опалубки: 0,25x1,5 м ²	м ²	7	658,08	94				403,3	20	20,2		24,24				
0,75x2,75 м ²																
Металеві підпори	шт.	7	220	31	1,1	1,3	3	133	100	1,33	1,2	1,6	39,6	6x6,6	закрит.	збірн.
Сітка-рабиця	м ²	7	850,4	121,5				521,2	50	10,4		12,48				
Бетонні прокладки	шт.	7	2980	426				1828	2000	0,9		1,08				
Склад №2:																
Армоблоки	т	8	214,8	26,85			5	192	2	96	1,15	110,4				
Електроди Ø6 мм, Е42	т	8	0,284	0,04	1,1	1,3	4	0,2	0,5	0,4	1,0	0,4	112,2	17x6,6	закрит.	збірн.
	т	7	0,092	0,013			3	0,056	0,1	0,56	1,0	0,56				
З'єднувальні опалубочні елементи	т	8	0,860	0,108			5	0,769	1	0,769	1,2	0,92				
Закладні деталі																
Склад №3:																
Цемент	кг	5	60	12				34,32	1300	0,03	1,0	0,03				
Рогожа	м ²	5	40	8	1,1	1,3	2	23	50	0,46	1,0	0,46	36,0	6x6	закрит.	збірн.
Щебінь	м ³	5	1523	304,6				871,2	30	29,04	1,15	33,4				

4.3.3 Розрахунок тимчасового електропостачання на будівельному майданчику

Необхідну розрахункову потужність джерела енергопостачання будівельного майданчика $P_{\text{заг}}$ визначимо додаванням потужностей, необхідних для роботи силових та технологічних споживачів, а також використовуваних для освітлення та обігріву з урахуванням витрат потужності з розвідної мережі:

$$P_{\text{заг}} = \alpha \cdot \left(\sum \frac{P_c \cdot K_{1n}}{\cos \varphi} + \sum P_{\text{ов}} + \sum P_{\text{оз}} \cdot K_{2n} + \sum P_{\text{оз}} \cdot K_{3n} \right)$$

де α - коефіцієнт витрат потужності в мережах в залежності від їх довжини,
 $\alpha = 1,05 \div 1,1$;

P_c – потужність силових споживачів, кВт;

$P_{\text{ов}}$ – потужність внутрішнього освітлення об'єкту, кВт;

$P_{\text{оз}}$ – теж, для зовнішнього освітлення об'єкту, кВт;

$K_{1n}, K_{2n}, K_{3n}, K_{4n}$ – коефіцієнт попиту, залежить від числа споживачів;

$\cos \varphi$ – коефіцієнт потужності, залежить від характеру, кількості та завантаження споживачів. Для зовнішнього та внутрішнього освітлення:

$$\cos \varphi = 1.$$

Визначимо загальну потужність джерела енергопостачання на будівельний майданчик (за даними таблиць 4.6 – 4.8):

$$P_{\text{заг}} = 1,1 \cdot (714,81 + 41,98 + 97,59) = 930,58 \text{ кВт}$$

Для споживання будівництва з необхідною потужністю 930,58 кВт раціональним рішенням є проектування на будівельному майданчику 2 трансформаторні підстанції – КТПН-72-630 загальною потужністю 1260 кВт А. [31]

Таблиця 4.6 – Потреби електроенергії за споживачами

 $\Sigma=714,81\text{кВт}$

Споживачі.	Одиниці виміру	Кількість	Норма на одиницю встановлення потужності, кВт	Загальні витрати електроенергії, кВт P_c	Коефіцієнт попиту від споживача, $K_{1п}$	К оефіцієнт потужності, $\cos$	$\frac{P_c \cdot K_{1п}}{\cos}$
1	2	3	4	5	6	7	8
1.Молоток зварювальний електричний	шт.	5	0,65	3,25	0,15	0,6	0,81
2.Зварювальний трансформатор ТС-120	шт.	5	163,2	816	0,35	0,4	714

Таблиця 4.7 – Електричне освітлення внутрішнє

Найменування споживачів	Площа споживача	Загальна площа, м ²	Питома потужність на 1м ² , Вт	Загал. витрати, кВт
1	2	3	4	5
Контора для виконроба	48,6	48,6	15	7,29
Гардеробна	70,8	70,8	15	10,62
Душова	14,4	14,4	15	2,16
Приміщення для відпочинку та приймання їжі робітників	16,2	48,6	15	7,29
Буфет	37,37	37,37	15	5,61
Туалет жіночий та чоловічий (роздільні виходи)	14,4	14,4	15	2,16
Сторожова будка на виїзді	4,0	4,0	15	0,60
Кабінет по техніці безпеки	37,37	37,37	15	5,61
Закритий склад №1	39,6	39,6	3	1,12
Усього:				41,98

Таблиця 4.8 – Електричне освітлення зовнішнє

Найменування споживачів	Одиниці виміру	Кількість	Питома потужність на м ² /Вт	Загальні витрати, кВт
1	2	3	4	5
Територія буд-ва в зоні виконання робіт	м ²	148,2	0,4	0,59
Місцеве освітлення майданчика, де йде монтаж конструкцій	м ²	3158,4	3,0	94,75
Головні проходи та проїзди	км	0,45	5,0	2,25
Усього:				97,59

4.3.4 Розрахунок тимчасового водопостачання на будівельному майданчику

1. Виробничі потреби для механізмів:

$$q_{\text{вир.}} = N \cdot A \cdot K_{\text{Iгод}} / 3600 \cdot n_1$$

де N – кількість машин;

A – питоме витрачання води на відповідний вимірник;

$K_{\text{Iгод}}$ – коефіцієнт годинної нерівномірності споживання води;

n_1 – кількість годин роботи на які віднесено витрачання води.

а) для автомашин (КАМАЗ-5511):

$$q_{\text{вир.}} = 2 \cdot 500 \cdot 2 / 3600 \cdot 24 = 0,023$$

б) для бульдозерів (ДЗ-19):

$$q_{\text{вир.}} = 1 \cdot 300 \cdot 2 / 3600 \cdot 24 = 0,001$$

в) для екскаваторів (ЕО-6122Б):

$$q_{\text{вир.}} = 2 \cdot 15 \cdot 2 / 3600 \cdot 24 = 0,016$$

г) для автокранів (КС 4371):

$$q_{\text{вир.}} = 2 \cdot 400 \cdot 2 / 3600 \cdot 24 = 0,009.$$

2. Технологічні потреби:

$$q_{\text{вир.}} = S \cdot A \cdot K_{\text{Iгод}} / 3600 \cdot n_1$$

де S – обсяг будівельних робіт.

На промивку бетоноводів від бетонної суміші:

$$q_{\text{вир.}} = 0,184 \cdot 800 \cdot 1,6 / 3600 \cdot 8 = 0,008.$$

На поливання бетону:

$$q_{\text{вир.}} = 2245 \cdot 300 \cdot 1,6 / 3600 \cdot 8 = 37,42.$$

3. Господарсько – питні потреби:

$$q_{\text{гос.}} = v \cdot N_1 \cdot K_{\text{Iгод}} / 3600 \cdot n$$

v – норми витрачання води на одного працюючого за зміну;

N_1 – кількість осіб, що працюють у максимальну зміну;

n – тривалість зміни роботи, год.

$$q_{\text{гос.}} = 15 \cdot 62 \cdot 1,6 / 3600 \cdot 8 = 0,052.$$

4. Душові потреби:

$$q_{\text{душ.}} = c \cdot N_2 / 60 \cdot t$$

c – витрачання води на одну особу, що приймає душ ($c=25$ л);

t – тривалість роботи душової установки (як правило береться 45хв. після зміни);

N_2 – кількість працюючих, що користуються душем (дорівніє 30-40% кількості осіб, що працюють у максимальну зміну).

$$q_{\text{гос.}} = 25 \cdot 21 / 60 \cdot 45 = 0,19.$$

5. На гасіння пожежі:

$q_{\text{пож.}} = 5 \cdot 2 = 10$ л/сек (із розрахунку, що територія будівельного майданчика не перевищує 10 га).

6. Розрахункові витрати води:

$$q_{\text{роз.}} = \sum q_i$$

$$q_{\text{роз.}} = 0,23 + 0,016 + 0,001 + 0,009 + 0,008 + 37,42 + 0,052 + 0,19 + 10 = 47,72 \text{ л/сек.}$$

7. Діаметр труб для тимчасового водопроводу:

$$d = 2 \left(q_{\text{роз.}} \cdot 1000 / \pi \cdot V \right)^{1/2}, \text{ мм}$$

де d – діаметр труби, мм;

$q_{\text{роз.}}$ – розрахункова витрата води, л/сек.;

V – швидкість руху в трубах, м/сек. (для більших діаметрів $V = 0,9 - 2$ м/сек.);

$$d = 2 \cdot \left(47,72 \cdot 1000 / 3,14 \cdot 2 \right)^{1/2} = 17 \text{ мм}$$

Приймаємо $\varnothing 200$ мм.

Діаметр тимчасового трубопроводу на виробничі потреби (для малих діаметрів $V = 0,6 - 0,9$ м/сек.):

$$d_{1-2} = 2 \cdot \left(0,049 \cdot 1000 / 3,14 \cdot 0,9 \right)^{1/2} = 8,3 \text{ мм}$$

Приймаємо $\varnothing 10$ мм.

Діаметр тимчасового трубопроводу на господарсько-питні та душові потреби (для малих діаметрів $V = 0,6 - 0,9$ м/сек.):

$$d_{3-4} = 2 \cdot \left(0,242 \cdot 1000 / 3,14 \cdot 0,9 \right)^{1/2} = 18,5 \text{ мм}$$

Приймаємо $\varnothing 20$ мм.

4.3.5 Техніко-економічні показники (ТЕП) будгенплану

Якість будгенплану оцінюють за питомими та абсолютними показниками. Розраховані показники будгенпланів аналізують шляхом їх порівняння з діючими нормами, показниками аналогічних об'єктів, при цьому враховують досвід проектування та будівництва.

Основні ТЕП:

1) Коефіцієнт забудови визначають за формулою:

$$K_3 = F_2 / F_1$$

де F_1 – загальна площа території за генеральним планом, м^2 ;

F_2 – площа забудови, м^2 .

2) Коефіцієнт використання площі території визначають за формулою:

$$K_{\text{вик.}} = (F_2 + F_{\text{т.б.}}) / F_1$$

де $F_{\text{т.б.}}$ – площа, зайнята тимчасовими будівлями та спорудами, залізницями і автодорогами.

$$\text{Отже, } F_1 = 9428,4 \text{ м}^2$$

$$F_2 = 3861,3 \text{ м}^2, \text{ тоді}$$

$$K_3 = 0,41.$$

$$F_{\text{т.б.}} = 3381,36 \text{ м}^2$$

$$K_{\text{вик.}} = 0,77 \text{ м}^2.$$

Довжина тимчасових доріг дорівнює 328 м;

Довжина тимчасових мереж водопостачання 160 м;

Довжина тимчасових мереж електропостачання 453,6 м.

4.3.6 Заходи по охороні праці і пожежної безпеки на будівельному майданчику

При проектуванні будгенпланів питання охорони праці та техніки безпеки вирішують відповідно вимог [32], а питання пожежної безпеки – відповідно вимог “Пожежної безпеки при виробництві будівельно-монтажних робіт”.

При організації будівельного майданчика, крім конкретних рішень по створенню безпечного виконання робіт на будівельному майданчику та робочих місцях, по санітарно-гігієнічному обслуговуванню працюючих, по

достатньому освітленню будівельного майданчика, проходів та проїздів, робочих місць, необхідно на межі небезпечної зони роботи кранів вивісити добре видні, а у темряві освітлені попереджувальні написи або знаки безпеки.

На всіх кранах необхідно вивісити схеми строповки вантажу. У побутовому містечку та до всіх робочих місць повинні бути проходи шириною не менше 0,7 м, для проходу через траншеї необхідно установлювати перехідні кладки з поручнями висотою не менше 1 м.

Для забезпечення безпечної одночасної роботи кранів необхідно чітко дотримуватися графіка одночасної роботи кранів та вести журнал одночасної роботи бригад на об'єкті.

Пожежна безпека на будівництві створюється дотриманням спеціальних протипожежних вимог, що ставляться як до всього майданчика, так і до окремих споруджуваних об'єктів та видів робіт:

1) Огородження побутового містечка виконують на відстані 2 м від побутових приміщень.

2) У побутових приміщеннях прокладають мережі звукової пожежної сигналізації.

3) У побутовому містечку та на будівельному майданчику вивішують щити з засобами пожежегасіння.

4) При зберіганні будівельних матеріалів треба дотримуватися протипожежного режиму, не загороджувати територію, проходи та проїзди. Необхідно забезпечувати вільні під'їзди і підступи до гідрантів протипожежного водопостачання.

4.3.7 Опис будгенплану

Будівельний генплан на період влаштування «0 циклу» житлового 12-типоверхового будинку відповідає нормативним документам та прийнятим принципам проектування БГП.

Так, для організації виконання залізобетонних робіт на будівельному майданчику передбачено тимчасові шляхи до місць складування, до побутового майданчика і до місць роботи всіх механізмів.

Шляхи для руху автотранспорту поєднані з шляхами для руху стрілкових кранів. На території будівельного майданчика відповідно до протипожежних вимог влаштовано два виїзди – в'їзди. Через територію будмайданчика прийнято проїзд з двома полосами руху для транспорту, зайнятого на будівельно-монтажних роботах, доставці будматеріалів, пожежній техніці.

Для створення на будівельному майданчику сприятливих санітарно-гігієнічних умов запроектовано побутове містечко, яке розміщене поза небезпечною зоною роботи кранів, але у максимальній близькості від основних трас руху учасників будівництва. Робітники від міського транспорту потрапляють до побутового містечка, переодягаються та йдуть на робочі місця.

Територія комплексу будівель огорожується по периметру тимчасовим суцільним інвентарним огороженням. На виїзді (в'їзді) встановлюються ворота та будка внутрішньо-майданчикової охорони. На території будмайданчика встановлюються інформаційні знаки напрямку руху автотранспорту. На будмайданчику передбачено розміщення тимчасових будівель та споруд для обслуговування побутових потреб робочих та інженерно-технічних робітників. На території будівельного містечка розміщені наступні споруди: гардеробна, душова, кімната відпочинку та прийому їжі, тіньовий навіс та курилка, умивальна, жіночий та чоловічий туалети, приміщення для сушки спецодягу, кабінет по техніці безпеки. На території містечка також розміщуються інформаційний щит по техніці безпеки, протипожежний щит із стандартним набором інструментів та матеріалів, ємність з питною водою та питний фонтанчик. Територія тимчасового будмістечка та закритих складів у нічний час доби освітлюється прожекторами. Територія містечка проектується за межами небезпечних зон роботи під'ємно-транспортних механізмів.

Віддаленість від робочих місць до місця прийняття їжі, відпочинку, туалетів значно нижче норм.

Для створення необхідних умов в темний час доби на будгенплані передбачено освітлення всієї території будівництва, побутового містечка, проходів, проїздів та передбачено резерв потужності для локалізованого

освітлення робочих місць, мережа якого буде переміщуватися по мірі пересування робочих місць.

Склади конструкції та матеріалів розміщені поблизу місць їх використання.

Економічну ефективність проекту показано у ТЕП будгенплану. [30]

РОЗДІЛ 5

БЕЗПЕКИ ЖИТТЄДІЯЛЬНОСТІ
ТА ОХОРОНИ ПРАЦІ

					КНУ.МР.192.25.343с.01 БЖД ОП			
Зм	Кіль	Прізвище	Підпис	Дата	Проектування висотної каркасної будівлі з конструктивними елементами різної жорсткості	Стадія	Аркуш	Аркушів
Керівник		Крішко				МР		
Консул.		Шаповалов				ЗПЦБ-24М		
Магістр.		Горяшко						
Зав.каф		Валовой						

5.1 Загальні відомості про об'єкт проектування

Житловий 25-ти поверховий будинок виконано каркасного типу. Будівля житлового будинку цегляна, відноситься до другого ступеня вогнестійкості.

Для забезпечення безпечних та комфортних умов життя мешканців в проекті передбачені поліпшені об'ємно-планувальні рішення. В будівлі запроектовані житлові та санітарно-побутові приміщення для мешканців.. В усіх приміщеннях передбачено природне та штучне освітлення. Будівля запроектована з опаленням. Для вентиляції передбачені вентиляційні короби та шахти. До будівлі підведені мережі питного та пожежного водопостачання, каналізація, електромережі виконані у відповідності до вимог електробезпеки. Біля будівлі встановлений контурний заземлювач, для заземлення електрооснащення та молнієзахисту.

Оздоблення фасадів та приміщень виконане із застосуванням сучасних будівельних матеріалів.

Існуюче розміщення будівлі на ділянці зроблене з урахуванням забезпечення нормативних протипожежних розривів до найближчих будівель і споруд.

Трасування під'їздів і проїздів вирішене з урахуванням забезпечення безперешкодного під'їзду протипожежної техніки до будівлі і пожежних гідрантів відповідно до нормативних вимог.

5.2 Генплан і буд генплан

Обґрунтування та аналіз особливостей запроектованого 25-ти поверхового жилого дома з точки зору виконання робіт підвищеної небезпеки:

5.2.1 Небезпечні зони на будівельному майданчику.

При організації будівельного майданчика, розміщенні ділянок робіт, робочих місць, проїздів будівельних машин, транспортних засобів, проходів для людей (за ДБН А.3.2-2-2009) слід встановити небезпечні для людей зони, в межах яких постійно діють або потенційно можуть діяти небезпечні виробничі фактори.

До зон постійно діючих небезпечних виробничих факторів слід віднести:

- смуга шириною до 2 м по периметру від неогороджених перепадів по висоті на 1.3 м і більше;
- місця переміщення машин та устаткування або їх робочих органів та відкритих рухомих або обертових частин;
- місця, над якими відбувається переміщення вантажів вантажопідйомними кранами;
- місця, де рівні шуму, вібрації або забруднення повітря перевищують гігієнічні норми.

До зон потенційно діючих небезпечних виробничих факторів слід віднести:

- монтажні зони, ділянки території поблизу споруджуваного будинку чи споруди;
- поверхи (яруси) будівель і споруд в одній захватці, над якими відбувається монтаж (демонтаж) конструкцій або обладнання.

Зони постійно діючих небезпечних виробничих факторів, щоб уникнути доступу сторонніх осіб захищаються. Виробництво будівельно-монтажних робіт у цих зонах (за ДБН А.3.2-2-2009) не допускається.

Зони потенційно діючих небезпечних виробничих факторів виділяються сигнальними огорожами.

При виконанні будівельно-монтажних робіт у зазначених небезпечних зонах здійснюються організаційно-технічні заходи, які забезпечують безпеку працюючих.

Кордон небезпечної зони, в межах якої можливо виникнення постійно діючих небезпечних виробничих факторів:

- поблизу місць переміщення вантажів (від горизонтальної проекції траєкторії максимальних габаритів переміщуваного вантажу) - 15м.
- поблизу споруджуваного будинку чи споруди (від зовнішнього периметра) – 10м.

Межі небезпечної зони роботи баштових кранів (за ДБН А.3.2-2-2009) визначаються площею між підкрановими шляхами, збільшеної в кожен бік на $(R + S_H)$, тобто

– довжина $L = l + 2(R + S_H)$,

– ширина $B = b + 2(R + S_H)$,

де l – довжина підкранової колії, м; b – ширина колії, м; R – максимальний виліт гака, м; S_H – відліт вантажу при його падінні з висоти.

Для баштового крана КБ-4371 з висотою підйому вантажу 120 м, робочим вильотом 4-50 м, вантажопідйомністю 5,6-12, т:

$$L = 12.5 + 2(50 + 15) = 142.5 \text{ м};$$

$$B = 7.5 + 2(50 + 15) = 137.5 \text{ м}.$$

Межі монтажною зони, де виявляється потенційна дія небезпечних виробничих факторів, пов'язаних з падінням предметів, визначаються зовнішніми контурами об'єкта що будується, збільшеними на S_H : для запроектованої будівлі при розмірах будівельного майданчика 105 x 55 м межа монтажною зони дорівнює 120 x 70 м. Межі небезпечної зони зменшені за рахунок установки на баштовому крані обмежувачів повороту башти.

Межі небезпечних зон поблизу рухомих частин і робочих органів визначаються відстанню в межах 5 м, якщо інші підвищені вимоги відсутні у паспорті та інструкції заводу-виготовлювача.

Межа небезпечної зони роботи вертикального підйомника охоплює простір можливого падіння вантажу, що піднімається. Небезпечну зону слід приймати для будинків висотою до 20 м – не менше 5 м від конструкції підйомника, а для будинків більшої висоти $0,25 h$, де h – висота будівлі, м.

У даному проекті межа небезпечної зони – $0,25 \times 85 = 21,25$ м.

Межа небезпечної зони в місцях проходження тимчасових електричних мереж визначається простором, в межах якого робітник може торкнутися проводів монтуємими довгомірними деталями. Небезпечна зона в цьому випадку визначається максимальною довжиною деталі плюс 1 м.

5.2.2 Транспортні шляхи

Для під'їзних шляхів максимально використовуються наявні дороги і при об'єктні майданчики.

Проектом також передбачено що, до початку робіт на будівельному майданчику повинні бути споруджені під'їзні шляхи та внутрішньо майданчикові дороги, забезпечуючи вільний і безпечний доступ транспортних засобів до всіх споруджуваних об'єктів, складських приміщень, до адміністративних і санітарно-побутових приміщень, пункту харчування, медпункту.

Дороги влаштовуються з урахуванням мінімальних наближень до складів (0.6 - 1 м), підкрановим шляхам (6.5 - 12.8 м у залежності від вильоту гака крана), захисній огорожі буд майданчика (не менше 1.5 м), бровкам котлованів і траншей (поза їх небезпечних зон).

Ширина проїзної частини тимчасових доріг для даного проекту при двосмуговій організації руху - 6 м.

Радіус закруглень дорожнього полотна на поворотах в залежності від довжини транспортних засобів (для панелевозів - 12 м).

Дороги повинні бути оснащені дорожніми знаками безпеки, покажчиками місць розвантаження і навантаження; позначенням умовними знаками і написами місць в'їздів і виїздів. У в'їзді на будівельний майданчик повинна бути розміщена схема руху транспортних засобів.

Тимчасові дороги прийняті наступного типу: з твердим покриттям зі збірних інвентарних плит.

Швидкість руху транспортних засобів поблизу місць виконання робіт не повинна перевищувати на прямих ділянках - 10, на поворотах - 5 км / ч.

5.2.3 Огородження будівельного майданчика

Територія будівельного майданчика повинна бути виділена на місцевості огорожами, так як об'єкт, що будується, розташований у межах міста:

– захисно-охоронними, призначеними для запобігання доступу сторонніх осіб на ділянці з небезпечними і шкідливими виробничими факторами та забезпечення збереження матеріальних цінностей;

- захисними, призначеними тільки для запобігання доступу сторонніх осіб на ділянці з небезпечними виробничими чинниками;
- сигнальними, призначеними для попередження про межі територій та ділянок з небезпечними і шкідливими виробничими чинниками.

За конструктивним виконанням огороження підрозділяються на панельні, панельно-стійкові і стійкові (рис. 5.1). Панелі огорож – прямокутні стандартної довжини 1,2, 1,6 і 2 м. Відстань між суміжними елементами огороження заповнення полотна панелей 80 ... 100 мм. Відстані між стійками сигнальних огорож не більше 6 м.

Використовуються збірно-розбірні огорожі з типовими елементами, з'єднаннями і деталями кріплень. Висота панелей для захисно-охоронних (з козирком і без козирка) огорожень території будівельних майданчиків – 2 м, для захисних (без козирка) огорожень території будівництва – 1,6 м, те ж з козирком – 2 м, для захисних огорожень ділянок виробництва робіт – 1,2 м.

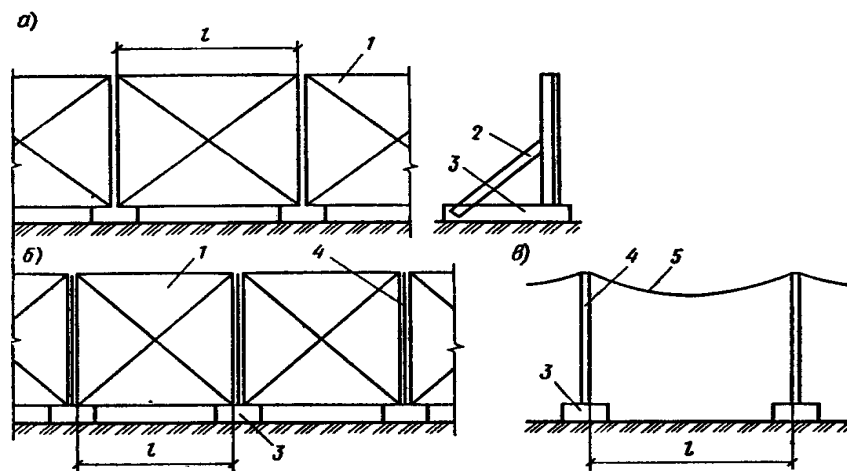


Рисунок 5.1 – Огороження будівельних майданчиків:

а – панельне; *б* – панельно-стійкові; *в* – стійкові;

1 – панель огороження; 2 – підкоси панелі; 3 – опора (лежінь);

4 – стійка; 5 – пеньковий або капроновий канат або дріт

Висота стійок сигнальних огорож 0,8 м. Тротуари загородження, розташовані на ділянках примикання будівельного майданчика до вулиць і проїздів, обладнуються поручнями, що встановлюються з боку руху транспорту.

5.2.4 Електропостачання, водопостачання та освітлення.

Для пожежних потреб встановлюються 2 пожежних гідранта (як показано на будгенплані) з дотримань вимог пожежної безпеки: відстань між гідрантами не більше 100 м, відстань від дороги 2 м, відстань від будівлі 5 м.

В якості водопостачання на період будівництва використовується тимчасова лінія.

Визначаємо необхідну кількість води для протипожежних, технологічних та побутових потреб. Вона залежить від площі території будівельного майданчика.

Для даного об'єкту $Q_{пож} = 10 \text{ л/сек.}$ (площа забудови до 10 Га).

Далі визначаємо $Q_{обц} = Q_{пр} + Q_{хоз} + Q_{пож}$

$$Q_{пр} = \sum q_i * n * K_n / 8 * 3600$$

де q_i – питома витрата води на одиницю об'єму робіт або окремого споживача, літрів; n – обсяг робіт або кількість машин; K_n – коефіцієнт нерівномірності споживання води – 1,5 - 2,0.

$$\text{Поливання бетону } Q_{пр} = 450 * 118 * 1,5 / 8 * 2 * 3600 = 1,38 \text{ л / сек}$$

$$\text{Мийка автомашин } Q_{пр} = 400 * 10 * 1,5 / 8 * 2 * 3600 = 0,1 \text{ л / сек}$$

$$\text{Штукатурка } Q_{пр} = 8 * 102 * 1,5 / 8 * 2 * 3600 = 0,02 \text{ л / сек}$$

$$Q_{хоз.} = R * q_{хоз.} * K_n / 8 * 3600$$

де K_n – коефіцієнт нерівномірності споживання – 2,7; $q_{хоз.}$ – витрата води на одного працюючого орієнтовно приймаємо в кількості 20-25л.; 36 л. – на прийом одного душа одним працівником.

$$Q_{хоз.} = 1968 * 36 * 2,7 / 8 * 3600 = 0,23 \text{ л / сек}$$

$Q_{пож.}$ – мінімальна витрата води для протипожежних цілей визначається з розрахунку одночасної дії двох струменів з гідрантів по 5л/сек на кожен струмінь, тобто 10 л / сек.

$$Q_{хоз.} = 1,38 + 0,1 + 0,02 + 0,23 = 1,73 \text{ л / сек}$$

Отже, остаточно приймаємо потребу у воді на виробничі та господарсько-побутові потреби $Q_{заг} = 10 \text{ л / сек}$

Для тимчасового водопостачання прокладаються азбоцементні труби. Так як тривалість будівництва досить велика, труби прокладаються нижче глибини промерзання. У системі водопостачання передбачається розміщення колодязів з пожежними гідрантами, що забезпечують можливість прокладки від них рукавів до місць загоряння на відстань до 100 м. Діаметр водопроводу визначається за формулою:

$$D = (4 * Q_{заг} / \pi * v)^{1/2} = (4 * 10/1000 * 3,1415926 * 1)^{1/2} = 0,112 \text{ м},$$

де $v = 1 \text{ м/сек}$ – при малій швидкості руху води.

Приймаємо діаметр трубопроводу 127 мм.

Для забезпечення будівельного майданчика електроенергією, влаштовується тимчасова лінія електропостачання. При улаштуванні лінії повинне дотримуватися правило – висота лінії над землею повинна бути не менше 6м.

Для забезпечення видимості на будівельному майданчику при виконанні робіт у темний час доби передбачено прожекторне освітлення прожекторами: ПЗС-35, ПЗС-45 на щоглах, висота яких встановлюється з умови сліпучої дії. Місця розташування щогл вказані на буд генплані.

Кількість прожекторів визначено розрахунком залежно від площі захватки і висоти розташування.

Розрахунок проводимо за формулою:

$$n = P * E * S / P_{л},$$

де P – питома потужність прожектора; E – показник освітленості; S – освітлювана площа; $P_{л}$ – потужність лампи.

$$S_{пл} = 17000 \text{ м}^2,$$

$$\text{Лампа ПЗС-35: } P = 0.3 \text{ В/м}^2$$

$$P_{л} = 1000 \text{ Вт}$$

$$E = 2$$

$$n = 0.3 * 2 * 1700/1000 = 12 \text{ шт}$$

За 2 лампи на опорі (6 опор)

Розміщення опор див. на буд генплані. Висота опори 25 метрів.

Освітлення будівельного майданчика має відповідати таким нормам (згідно з ДСТУ Б А.3.2-15:2011):

- загальне – 2 лкс;
- робоче – 50 лкс (для монтажних робіт);
- охоронне – 0,2 лкс;
- аварійне – 0,5 лкс.

5.2.5 Безпека при розробці котлованів і траншей

Безпека праці при розробці котлованів і траншей забезпечується:

- влаштуванням укосів згідно з табл.4 ДБН А.3.2-2-2009 при глибині виїмки до 5м в однорідних ґрунтах або розрахунку у неоднорідних (з нашаруваннях) ґрунтах при глибині виїмки понад 5м або нижче рівня ґрунтових вод;

- влаштуванням вертикальних укосів без кріплень по ДБН А.3.2-2-2009 п. 9.9 на глибину понад 1,8 м в нескельних, незамерзаючих ґрунтах непорушеної структури вище рівня ґрунтових вод і за відсутності поблизу підземних споруд;

- влаштуванням механічних кріплень траншей глибиною до 5м з інвентарних та типових деталей;

- влаштуванням дерев'яних і сталевих кріплень з розрахунку при глибині виїмки понад 5м і в складних гідрогеологічних умовах (перезволоження, нашарування ґрунтів) з урахуванням вказівок ДБН В.2.6-161:2017 «Дерев'яні конструкції.» і ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції»;

- розміщенням виймаємого ґрунта, конструкцій що монтуються і будівельно-дорожніх машин на безпечних відстанях від підшви виїмки по табл. 3 ДБН А.3.2-2-2009;

- влаштуванням водовідводу поверхневих дощових і ґрунтових вод;

- влаштуванням огорожень, покажчиків і світлової сигналізації в небезпечній зоні біля виїмки:

- механізацією робіт з планування дна і укосів котлованів і траншей;

– організацією нагляду за безпекою ведення робіт і станом стійкості бортів виїмок.

Згідно зі ДБН А.3.2-2-2009, переміщення, установка і робота машин поблизу виїмок з незакріпленими укосами дозволяються тільки за межами призми обвалення на відстані, встановленої проектом виконання робіт. При відсутності рішень у ПВР найменша допустима відстань по горизонталі від основи укосу виїмки до найближчих опор машин регламентовано ДБН А.3.2-2-2009 (табл. 5.1, рис. 5.2).

Таблиця 5.1 – Найменша допустима відстань до підшви траншеї

Глибина виїмки, м	Найменша допустима відстань, м, для ґрунту (не насипного)			
	піщаного	супіщаного	суглинного	глинистого
1	1,3	1,25	1	1.5
2	3	2,4	2	1.75
3	4	3,0	3.25	3
4	5	4.4	4	3,5
5		5,3	4,75	

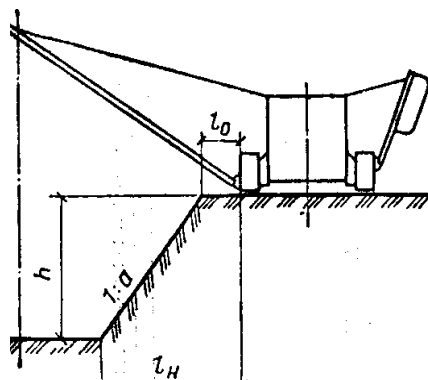


Рисунок 5.2 – Схема безпечної установки крана - трубоукладача біля брівки траншеї: a - коефіцієнт закладення укосу; l_0 – відстань до брівки виїмки

5.2.6 Складування матеріалів і конструкцій

Складування матеріалів, конструкцій і обладнання повинно забезпечувати безпеку ведення вантажно-розвантажувальних робіт, виключати

мимовільне зміщення, осідання, осипання, розколювання, зминання і розкочування складованих матеріалів.

На будівельному майданчику для тимчасового зберігання матеріалів і конструкцій влаштовують відкриті, напівзакриті і закриті склади. Майданчики для складування повинні мати ухил в $2 \dots 5^\circ$ для відведення дощових і поверхневих вод. Підсипку щебенем або піском шаром $5 \dots 10$ см. У зоні дії вантажопідіймальних механізмів майданчики складування повинні виділятися захисним огорожуванням.

Відкриті при об'єктні склади влаштовують близько будівель та споруд, з розбивкою на зони дії монтажних кранів, вказівкою місць зберігання збірних елементів, приймання розчину і бетону, розміщення монтажно-ї оснастки і засобів підмоцнування.

При складуванні збірних елементів і інших штучних виробів зручність і безпека робіт забезпечуються:

- укладанням деталей в штабелі з урахуванням їх стійкості і зручності видачі деталей. Підкладки у прокладки розташовують в одній вертикальній площині;

- формуванням штабелів з однорідних деталей з урахуванням їх допустимої висоти за умовою міцності і жорсткості;

- розміткою меж штабелів і проходів між ними з урахуванням мінімальної ширини проходу для робітників не менш 1 м;

- розміщенням у штабелів покажчиків зі схемами безпечного стропування і технічною характеристикою складованих виробів, а також із зазначенням марок виробів;

- розміщенням штабелів з більш важкими виробами ближче до крану, а з більш легкими – у глибині складу.

При складуванні у відвалах піску, гравію, щебеню та інших сипучих матеріалів безпека робіт забезпечується:

- формуванням відвалу з кутом природного укосу, який зберігається після кожного прийому та відпуску матеріалу;

– розміщенням відвалів з сипучими матеріалами у брівок котлованів і траншей на безпечній відстані, обґрунтованому розрахунком на стійкість навантаженого укосу виїмки.

При зберіганні небезпечних і шкідливих речовин і матеріалів, а також балонів зі стисненим і скрапленим газом безпека забезпечується:

- складуванням в окремих закритих, вентильованих приміщеннях;
- розміщенням складів на території будівельного майданчика з урахуванням рози вітрів та ізоляцією їх від пунктів прийому їжі та водойм;
- роздільним зберіганням речовин, що входять в різні групи;
- необхідною вогнестійкістю складських приміщень;
- забезпеченням безпечних розривів між складськими приміщеннями та сусідніми будівлями і спорудами згідно з вказівками ДБН Б.2.2-12:2019;
- оснащенням ефективними засобами пожежогасіння.

5.3 Блискавкозахист будівлі.

Для визначення категорії будівлі по захисту від блискавки (за ДСТУ EN 62305-2012) необхідно знати:

– тип будівлі: житлові і громадські будівлі, що піднімаються на 25 м і більше над середньою висотою навколишніх будинків в радіусі 400 м, а також окремо розташовані будинки висотою понад 30 м, віддалені від інших будівель на 400 м і більше;

– місце розташування (тип району за інтенсивністю грозової діяльності)

Інтенсивність грозової діяльності характеризується середнім числом грозових годин на рік $n_{\text{г}}$, або числом грозових днів на рік $n_{\text{д}}$.

При $n_{\text{д}} = 30$ дн. тривалість грози вважають рівною 1,5 год, при $n_{\text{д}} > 30$ дн. – 2 год.

Застосовують і більш узагальнений показник – середнє число ударів блискавки в рік (n) на 1 км² поверхні землі, що залежить від інтенсивності грозової діяльності (табл. 5.2).

Таблиця 5.2 – Залежність середнього числа ударів блискавки в рік від інтенсивності грозової діяльності за рік

Інтенсивність грозової діяльності за рік, год	10... 20	20... 40	40... 60	60... 80	80... 100
Середнє число ударів блискавки в рік на 1 км ²	1	3	6	9	12

Використовуючи значення n_q , визначають ймовірне число ударів блискавок в рік N в будівлю або споруду, що не має захисту від блискавки,

$$N = (S + 6h_x) * (L + 6h_x) * n * 10^{-6},$$

де S – ширина захищається будівлі або споруди, м; L – його довжина, м; h_x – найбільша висота будівлі або споруди, м.

$$N = (45 + 6 * 85,5) * (45 + 6 * 85,5) * 3 * 10^{-6} = 0,94$$

Запроектована будівля розташована в місцевості з середньою тривалістю гроз 20 годин на рік і більше;

– тип зони захисту при використанні стрижневих і тросових громовідводів: при $0,1 < N \leq 2$ – зона Б.

Виходячи з вище вказаних відомостей, запроектована будівля належить до III категорії будівель.

Для запроектованої будівлі відповідно до ДСТУ EN 62305-2012 блискавко захист будівлі віднесений до III категорії. Для улаштування блискавко захисту на покрівлі будівлі під гідроізоляційним шаром прокладається блискавко приймальна сітка з круглої сталі Ø6 мм класу A240. Крок ячейки – не більше 12 x 12м. До сітки приєднуються радіо стійкі і опори загороджувальних ліхтарів. Всі виступаючі над покрівлею неметалічні елементи повинні бути обладнані додатковими блискавкоприймальниками, приєднаними до блискавкоприймальної сітки.

Струмовідводом слугує катанка Ø6 мм класу A240, прокладена в шахті ліфта цілим шматком з кріпленням до кронштейнів направляючих протиаг ліфта. У технічному підпіллі катанка в 2-х місцях приєднується до арматур фундаменту, яка в даному проекті служить заземлювачем.

З'єднання системи блискавкозахисту виконуються зварюванням.

Роботи з захисту від блискавки виконуються будівельною організацією.

5.4 Протипожежні заходи.

– Нормативне обґрунтування:

Для проектного 25-ти поверхового житлового будинку за нормами ДБН В.2.2-15:2019 «Будинки і споруди. Житлові будинки. Основні положення.» приймається I ступінь вогнестійкості (§ 1.11 табл.1 при кількості поверхів до 25). Згідно отриманого значення, визначаємо за нормами ДБН В.1.2-7:2021 «Основні вимоги до будівель і споруд. Пожежна безпека» межа вогнестійкості будівельних конструкцій проектової будівлі.

При I ступеня вогнестійкості будинку:

- Несучі елементи будівлі – не менше 120 хв.;
- Зовнішні стіни – не менше 30 хв.;
- Міжповерхові перекриття – не менше 60 хв.;
- Марші й сходові площадки – не менше 60 хв.

Межі вогнестійкості будівельних конструкцій визначають за стандартом РЕВ, де вказується, що крім вогневого випробування в ряді випадків межі вогнестійкості конструкцій можуть бути визначені і розрахунковим шляхом

Згідно з принципами розрахунку конструкцій будівель і споруд на вогнестійкість, розробленим А.І. Яковлєвим, розрахунок проводиться за втратою несучої здатності і по прогріванню необігріваємих поверхонь конструкцій до неприпустимої температури. Момент часу впливу пожежі, після закінчення якого температура на поверхні конструкції, досягає неприпустимого рівня або несуча здатність знизиться до величини діючих на конструкцію робочих навантажень, або прогин конструкції досягне неприпустимого рівня, характеризує розрахункову вогнестійкість конструкції.

Розрахунок вогнестійкості конструкцій за прогріванню їх необігріваним поверхонь до неприпустимою температури полягає у вирішенні суто теплофізичної завдання – визначенні зміни температури поверхні конструкції, $T(x = \delta, \tau)$ під часу впливу пожежі τ . Межа вогнестійкості конструкції в цьому випадку визначається з умови: при $T(x = \delta, \tau) = T_{кр}, \tau = P_{ф..}$

Розрахунок температури $T_{x,y}$ арматурного стрижня в залізобетонних елементах, що обігріваються з усіх боків, виконують за формулою:

$$T_{x,y} = T_{\theta} - (T_{\theta} - T_y) * (T_{\theta} - T_x) / (T_{\theta} - T_n),$$

де T_x – температура, що обчислюється за формулою:

$$T_x = 1250 - (1250 - T_n) * \left[\operatorname{erf} \frac{k + (x + k_1 d) / \sqrt{a_{np}}}{2\sqrt{\tau}} + \operatorname{erf} \frac{k + b_x - (x + k_1 d) / \sqrt{a_{np}}}{2\sqrt{\tau}} - 1 \right],$$

де b_x – розмір перерізу по осі OX , м.; x – відстань від найближчої обігрівається межі перетину до краю стрижня по осі OX , м.

Визначаємо час нагріву до критичної температури арматури розтягнутої зони багатопрілітної жорстко опертого перекриття в умовах вогневого впливу.

Вихідні дані:

– Матеріал плити – важкий бетон на вапняковому щебені, $\rho_0 = 2330 \text{ кг/м}^3$, вологість $u_n = 1,4\%$. Товщина захисного шару бетону до низу робочої арматури $\delta = 0,015 \text{ м}$.

– Теплофізичні характеристики бетону – $\lambda_T = 1,2 - 0,00035T$, $c_T = 0,71 + 0,00084T$.

– Початкова температура плити $T_n = 20 \text{ }^\circ\text{C}$. Режим теплового впливу при пожежі – стандартний.

– Арматура в розтягнутій зоні – стрижні $\varnothing 8A400$; критична температура прогріву арматури $T_{кр} = 500 \text{ }^\circ\text{C}$.

Рішення:

Визначаємо щільність сухого бетону:

$$\rho_0 = 100 * \rho_u / (100 + u_n) = 100 * 2330 / (100 + 1,5) = 2296 \text{ кг/м}^3.$$

Визначаємо розрахункові середні значення теплофізичних характеристик:

$$\lambda_T = 1,2 - 0,00035T = 1,2 - 0,00035 * 450 = 1,0425 \text{ Вт/(м}^\circ\text{C)};$$

$$c_T = 0,71 + 0,00084T = 0,71 + 0,00084 * 450 = 1,09 \text{ Дж/(кг}^\circ\text{C)};$$

$$a_{np} = 3,6 * \lambda_{T,cr} / [(c_{T,cr} + 0,05 * u_n) * \rho_0] =$$

$$= 3,6 * 1,04 / [(1,09 + 0,05 * 1,5) * 2296] = 0,00140 \text{ м}^2/\text{год}.$$

Визначаємо значення коефіцієнтів k і k_1 – $k = 0,62$, $k_1 = 0,5$.

Визначаємо вихідне час нагріву до критичної температури арматури розтягнутої зони плити:

$$500 = 1250 - (1250 - 20) * \left[\operatorname{erf} \frac{0,62 + (0,015 + 0,5 * 0,014) / \sqrt{0,0014}}{2\sqrt{\tau}} \right],$$

звідки $\operatorname{erf} * (0,619 / \sqrt{\tau}) = 0,61$; $\sqrt{\tau} = 1,015$, $\tau = 1$ годину

Отримане час нагріву до критичної температури арматури розтягнутої зони плити $\tau = 1$ година задовольняє пропонованим вимогам ДБН В.1.2-7:2021 щодо межі вогнестійкості будівельних конструкцій проекрованої будівлі для міжповерхових перекриттів.

– Конструктивно - планувальні рішення.

У проектуємій будівлі передбачені конструктивні, об'ємно-планувальні та інженерно-технічні рішення, що забезпечують у разі пожежі:

– Можливість евакуації людей незалежно від їх віку та фізичного стану назовні на прилеглу до будинку територію (далі - назовні) до настання загрози їх життю і здоров'ю внаслідок впливу небезпечних факторів пожежі;

– Можливість порятунку людей;

– Можливість доступу особового складу пожежних підрозділів і подавання засобів пожежогасіння до осередку пожежі, а також проведення заходів з порятунку людей та матеріальних цінностей;

– Обмеження прямого і непрямого матеріального збитку, включаючи вміст будівлі і сам будинок, при економічно обгрунтованому співвідношенні величини збитків і витрат на протипожежні заходи, пожежну охорону та її технічне оснащення.

Для усієшної евакуації мешканців з палаючої будівлі передбачено:

– Незадимлювана сходи з входом в сходову клітку з поверху через зовнішню повітряну зону по відкритих переходах, при цьому забезпечується Незадимлюваність переходу через повітряну зону. Сходи влаштовується з підпором повітря до сходової клітки у разі пожежі;

– Вихід з техподполья відразу на прилеглу територію;

– Відкриття дверей загального користування передбачено по ходу евакуації;

– Показчики шляхів евакуації.

Для порятунку людей з палаючої будівлі передбачено:

– В квартирах передбачені відстійники на балконах з довжиною протипожежної перешкоди не менше 1,2 м, призначені для того, щоб люди змогли сховатися від вогню до моменту приходу допомоги;

– Можливість зняття людей з відкритих переходів в зоні сходово-ліфтового вузла.

Для доступу особового складу пожежних підрозділів і подавання засобів пожежогасіння до осередку пожежі передбачено:

– Пристрій двох внутрішніх сходів на всю висоту будівлі (звичайної і незадимлюваної);

– Відкриття дверей в квартири у вніурь приміщення;

– Зазор між сходовими маршами у плані - 100мм для протягання пожежних рукавів;

Для обмеження прямого і непрямого матеріального збитку передбачено:

– Поділ будівлі по висоті на 5 зон за допомогою протипожежних перешкод у сходових клітинах;

– Використання в якості матеріалів для іізготовлення несучих і огорожувальних конструкцій матеріали, які мають достатню вогнестійкість і пройшли сертифікацію в органах державної пожежної охорони відповідно до діючих норм;

– Забезпечення утримання будівлі та працездатності засобів її протипожежного захисту у відповідності до вимог проектної та технічної документації на них в експлуатації силами державної пожежної охорони;

– Забезпечення контролю за виконанням правил пожежної безпеки, затверджених в установленому порядку, в тому числі ППБ 01 силами державної пожежної охорони;

– Не допускати змін конструктивних, об'ємно-планувальних та інженерно-технічних рішень без проекту, розробленого відповідно до діючих норм і затвердженого в установленому порядку за допомогою контролю представниками генпроектувальника, замовника та органами державної пожежної охорони;

– При проведенні ремонтних робіт не допускати застосування конструкцій і матеріалів, що не відповідають вимогам діючих стандартів.

5.5 Заходи з охорони праці при виконанні земляних робіт

Земляні роботи виконуються у відповідності до вимог ДБН А.3.2-2-2009 за умови: що рівень ґрунтових вод не вище рівня основи котловану; глибина котловану не перевищує 10 м; розробляємий ґрунт раніше не виймався; в зоні ведення земляних робіт відсутні пустоти природного та штучного походження. Земляні роботи виконувати згідно проекту виконання робіт (ПВР). Зона роботи екскаватору огорожується сигнальним огородженням, забороняючи ми та попереджуючими знаками. При використанні екскаватору зі зворотною лопатою, навантаження ґрунту викопувати в автосамосвали з заднього або бокового борту. Не розташовувати в зоні призми обвалення ґрунту, матеріалів, конструкцій, машин та мехашзмів. Безпечні відстані машин та мехашзмів до вийомок визначаються за таблицею (ДБН А.3.2-2-2009).

Усі вийомки на будівельному майданчику огородити, організувати місця їх переходів. Місця переходів, переїздів забезпечити трапами та освітлювати в темний час доби. Виконання робіт в котлованах та траншеях, які зволожені дозволяється тільки після огляду стану стінок та відкосів ІТР. Роботи в траншеях без кріплення стінок дозволяються до глибини не більше 1.5 м. При більших значеннях глибини - обов'язкове кріплення стінок. Для спуску людей в вийомки використовувати сходи шириною не менше 0.75 м з поручнями.

Передбачити протизливові заходи: - нахил підшви котловану 1 - 2° в сторону водорозбираючих каналок, водорозбираючі каналки з нахилом в сторону зумфу з насосом для відкачки дощової води.

При використанні екскаватору з прямою лопатою забезпечити безпечний з'їзд в котлан екскаватору та автосамосвалів. Якщо в зоні роботи екскаватору знаходяться підземні мережі труб та кабелів з обслуговуючим персоналом необхідно провести інструктаж, а роботи виконувати під наглядом представників технагляду.

Проектуємий 25-типоверховий житловий будинок - висотна будівля, що передбачає виконання робіт на висоті. До таких робіт відносяться роботи, що виконуються на висоті більше 1,3 м та 5 м. Це роботи пов'язані з монтажем вищих поверхів.

5.6 Вимоги безпеки при виконанні бетонних та залізобетонних робіт

Заходи безпеки при бетонних роботах включають в себе: безпеку опалубних робіт; арматурних робіт; при прийманні та подачі (транспортуванні) бетону, а також при його ущільненні та електропрогріві. Усі види бетонних робіт виконувати у відповідності з проектом виконання робіт. При опалубних роботах використовувати опалубку згідно ПВР. (Проекту виконання робіт). При подачі та встановленні опалубки необхідно дотримуватись порядку установки елементів опалубки, а також їх демонтажу. Опалубка перед подачею бетону очищується від бруду, сміття, щілини закривають. Використовувати інвентарні опалубочні конструкції та матеріали. Бетонна суміш, що подається за опалубку повинна приймати форму передбачену проектом. Розбирати опалубку тільки після досягнення бетоном проектної міцності та з дозволу майстру або відповідального за виконання робіт. При армуванні монолітних ділянок робочих забезпечити спецодягом, рукавицями, касками, взуттям, окулярами. Місця заготовки, зберігання арматури, арматурних виробів загородити. При зберіганні арматури прийняти заходи, які б виключали їх розкочування або обвалення. На монолітних ділянках при розкладенні арматурних виробів - сіток, каркасів або окремих стрижнів використовувати спеціальні трапи, містки та інше. При подачі арматури краном до робочих місць прийняти заходи, що виключають висипання арматури із пачок, в'язанок.

Для подачі бетонної суміші за опалубку використовувати стандарта бункера у відповідності до нормативу.

Останні повинні бути справні, надійно закріплені. Кожного дня перед початком роботи необхідно перевіряти стан тари, бад'їв, бункерів, опалубки, засобів підмоцнування. Перед завантаженням бетону в бункер або баддю перевіряти стан затворів, засобів строповки. При подачі бетону за опалубку

відстань між поверхнею укладки бетону та кінцем бункеру не повинна перевищувати 1 м. При віброуцільненні бетону електричними вібраторами виконувати заходи електробезпеки. Постійно контролювати стан ізоляції робочих кабелів. Перемішувати електровібратори за гнучкі троси, а не за електричний кабель. При перервах в роботі електровібратори вимикати. Термін роботи електровібраторів повинен бути 30 - 35 хвилин, це не призведе до їх перегріву та виходу з ладу. Робітників забезпечити віброрукавицями.

Вмикати та вимикати електровібратори повинен електроперсонал підприємства. При виконанні бетонних робіт на висоті (перекриття, покриття) встановити тимчасове огороження, робочих забезпечити робочими площадками, монтажними поясами..

РОЗДІЛ 6

ЕКОЛОГІЯ

					КНУ.МР.192.25.343с.01 Е			
Зм	Кіль	Прізвище	Підпис	Дата	Проектування висотної каркасної будівлі з конструктивними елементами різної жорсткості	Стадія	Аркуш	Аркушів
Керівник	Крішко					МР		
Консул.	Паливода					ЗПЦБ-24М		
Магістр.	Горяшко							
Зав.каф	Валовой							

6.1 Опис місця провадження планованої діяльності

Дана земельна ділянка відповідає містобудівній документації та знаходиться за межами санітарних зон промислових підприємств, охоронних зон ліній електропередач, очисних споруд та залізничної колій, прибережних захисних смуг водних об'єктів, та не відноситься до історико-культурних територій та об'єктів природно-заповідного фонду України Дніпропетровської області.

Земельна ділянка для будівництва вільна від забудови, тому роботи по демонтажу не передбачаються. Під час проведення підготовчих робіт передбачається: здійснення попереднього планування майданчика будівництва; огороження та організації тимчасових мереж; улаштування тимчасових доріг та майданчиків; організація тимчасового містечка будівельників, а в основний будівельний період – проведення земляних робіт, улаштування конструкцій нульового циклу будівель та споруд, монтаж будівельних конструкцій, загально-будівельні роботи, монтаж обладнання, спеціальні та пусконаладжувальні роботи.

Родючий шар ґрунту перед початком будівельних робіт знімається для збереження, після закінчення будівельних робіт повертається та використовується для благоустрою території.

Водопостачання і водовідведення комплексу централізоване.

Для відведення дощових вод з покрівель будівель та споруд передбачається влаштування системи зовнішніх водостоків. Максимально розрахунковий об'єм дощових та зливових вод становить 700 л/сек, що дозволяє приєднання дощової каналізації підприємства до проектної міської дощової каналізаційної мережі по вул. Пришвіна. Дощові води з території комплексу попередньо будуть проходити очищення на локальних очисних спорудах.

Гаряче водопостачання здійснюється від поквартирного котла. Для забезпечення поливального крану гарячою водою в приміщенні мусорокамери встановлюється електроводонагрівач «Thermex» $V = 10$ л і встановленою потужністю $N = 1.5$ кВт.

Нормативні рівні шуму в приміщеннях будинку забезпечені архітектурно-

планувальними рішеннями. Проектом передбачена установка вікон з подвійними склопакетами. Зовнішні двері укомплектовані дверними закривателями і ущільнювачами в притворах. У допоміжних приміщеннях будинку устаткування, що виділяє шум, відсутнє.

Вентиляція приміщень запроектована припливно-витяжна з механічним і природним спонуканням. Видалення повітря здійснюється через проєктовані вентканали.

Заходами по енергозбереженню передбачено утеплення зовнішніх конструкцій будинку мінплитами STROPROCK, що являються також звукоізоляційними.

Відповідно до даних інженерно-геологічних досліджень, виконаних ЗАТ "Проектбудвишукування" в березні-квітні 2019 р., геологічна будова ділянки представлена наступними елементами:

- насипні ґрунти: ґрунт, щебінь;
- піски кварцеві сірі пилуваті, в покрівлі жовто-бурі глинисті, неогенові, маловологі, середньої щільності, з уламками окварцованного вапняку (10 - 15 см).

В період досліджень (березень 2019 р.) розкритий один безнапірний водоносний горизонт, сталий рівень якого зафіксований на глибині 8,5 м (абс. відм. 63.58 м).

Амплітуда сезонних коливань складає 0,62 м. Вода – середовище, згідно ДСТУ Б В.2.6-145:2010, за змістом сульфатів неагресивна до бетону марок W4, W8 на портландцементе; неагресивна до бетонів марок W4, W6, W8 на портландцементе з вмістом в клінкері C3 S не більше 65%, C3A не більше 7%, C3A+C4 AF не більше 22%, неагресивна до бетонів марок W4, W6, W8 на сульфатостійких цементах за нормативом.

За змістом хлоридів неагресивна до залізобетонних конструкцій при постійному зануренні і середньоагресивна – при періодичному змочуванні. Природною підставою існуючих фундаментів служать ґрунти -піски кварцеві, сірі пилуваті, в покрівлі жовто-бурі глинисті маловологі, з уламками окварцованного вапняку (10 - 15 см), з глибини 8,5 м.

6.2 Оцінка впливу на довкілля

Відповідно до змін у законодавстві, а також Закону України «Про оцінку впливу на довкілля» встановлюються оновлені правові та організаційні засади оцінки впливу на довкілля, спрямованої на запобігання шкоді довкіллю, забезпечення екологічної безпеки, охорони довкілля, раціонального використання і відтворення природних ресурсів, у процесі прийняття рішень про провадження господарської діяльності, яка може мати значний вплив на довкілля, з урахуванням державних, громадських та приватних інтересів.

6.2.1 Вплив на атмосферне повітря

У період виконання будівельних робіт, джерелами надходження забруднюючих речовин до атмосферного повітря можуть бути процеси зварювання, фарбування, складування сипучих матеріалів та здійснення підготовчих земляних робіт, влаштування нового дорожнього покриття, а також робота двигунів внутрішнього згоряння будівельної техніки та автотранспорту.

В атмосферне повітря будуть надходити діоксид азоту, сажа, діоксид сірки, оксид вуглецю, бенз(а)пірен. вуглеводні, метан, свинець, тверді суспендовані частинки, вуглеводні насинені, фенол, етилен, етиловий спирт, ксилол, залізо та його сполуки, марганець та його сполуки, пил неорганічний. Дане забруднення має короткочасний і локальний характер та припиняється після довершення будівельних робіт.

Від неорганізованих джерел викидів (стоянок автомобілів та переміщення автотранспорту по території комплексу) в атмосферне повітря будуть надходити: оксид вуглецю, діоксид азоту, НМЛОС. метан, діоксид сірки, оксиди азоту, аміак та свинець.

На машинах і механізмах встановлюються каталітичні фільтри, сприяючі нейтралізації і очищенню відпрацьованих газів.

Розрахунок розсіювання забруднюючих речовин в атмосферному повітрі на межі санітарно-захисної зони по усіх інгредієнтах не перевищує гранично допустимих концентрацій. При розміщені відкритих автостоянок, нормативні санітарні розриви відповідно до ДСП-173-2016 «Державні санітарні правила

планування та забудови, населених пунктів» дотримуються.

Розсіювання забруднюючих речовин в атмосферному повітрі під час експлуатації обладнання з урахуванням вкладу існуючого стану атмосфери показав, що концентрації забруднюючих речовин, які будуть викидатися в атмосферне повітря, нижче гранично допустимих концентрацій і будуть мати опосередкований вплив на навколишнє середовище та здоров'я населення. тобто загальний кумулятивний вплив є допустимим.

6.2.2 Вплив на водне середовище

Водопостачання і водовідведення забезпечується приєднанням до міських централізованих мереж.

Водопостачання на господарсько-побутові та питні потреби працівників. задіяних у будівництві даного об'єкту, здійснюватиметься за рахунок існуючої мережі водопроводу. Для господарсько-побутових потреб будівельників та робітників передбачено встановлення біотуалетів. Технічний огляд, очищення та промивання кузовів, бетоновозів та інших будівельних машин, а також заправка техніки відбуватиметься у спеціально призначених місцях за межами будівельного майданчика.

Планованою діяльністю передбачається комплекс організаційно-технічних заходів щодо запобігання забрудненню ґрунтів і підземних вод дощовими стоками з території будівництва за допомогою влаштування твердого покриття тротуарів і проїздів, що при прийнятих нахилах забезпечує нормальне стікання атмосферних вод, дощової каналізації з подальшим підключенням її до проектної міської дощової каналізації і попереднім очищенням зливових стоків на локальних очисних спорудах.

6.2.3 Вплив на ґрунти та надра

Ділянка планованої діяльності не піддається шкідливій (руйнівній) дії небезпечних геологічних процесів. Категорія складності інженерно-геологічних умов ділянки друга. Несприятливі фізико-механічні властивості ґрунтів – просідаючі ґрунти. Рівень ґрунтових вод на глибині 2,7-6.9 метра, амплітуда

сезонних коливань рівня фунтових вод – 0,62 м

Вплив на ґрунти під час проведення будівельно-монтажних робіт носить тимчасовий характер і полягатиме у виконанні земляних робіт. Даний вплив буде у нормативних межах. Вплив на ґрунти поза межами ділянки будівництва відсутній. В процесі проведення будівельно-монтажних робіт можливе забруднення ґрунту в результаті проливу паливно-мастильних матеріалів від будівельних машин, а також відходами будівництва і сміттям.

Для запобігання забрудненню ґрунту і води необхідний пристрій механізованої і автоматизованої заправки механізмів і організація збору відпрацьованих масел, а при зміні сезону – відправка їх на регенерацію.

На пунктах технічного обслуговування машин встановлюються ємкості для збору відпрацьованих нафтопродуктів.

З метою захисту ґрунтів від забруднення, в процесі функціонування об'єкту, передбачено наступні заходи: вертикальне планування ділянки майданчика будівництва, з урахуванням існуючого рельєфу і вертикального планування прилеглих вулиць; розміщення контейнерів для відходів на спеціальних майданчиках з твердим непроникним покриттям; влаштування підходів і проїздів до будинків з твердого покриття, для запобігання попаданню в ґрунт і підземні води забруднюючих речовин.

При виконанні планувальних робіт ґрунтовий шар повинен заздалегідь зніматися і складуватися для подальшого використання. Допускається не знімати родючий шар: при товщині його менше 10 см, при розробці траншей шириною зверху 1 м і менш. Зняття і нанесення родючого шару слід проводити, коли ґрунт знаходиться в немерзломому стані. Не допускається не передбачена проектною документацією вирубка дерев і чагарника, засипка ґрунтом стовбурів і корневих шийок деревно-чагарникової рослинності.

6.2.4 Світлове, теплове та радіаційне забруднення, вплив на клімат та мікроклімат

Джерела потенційного світлового, теплового та радіаційного забруднення під час здійснення будівельних робіт та при експлуатації об'єкту відсутні,

заходи по захисту навколишнього середовища від зазначених чинників впливу не передбачаються.

Кліматичні умови не погіршують розсіювання забруднюючих речовин в атмосферному повітрі, змін мікроклімату також не очікується, оскільки під час експлуатації об'єкту значні виділення теплоти, інертних газів та вологи відсутні.

6.2.5 Вплив шуму та вібрацій

Для пониження шуму на будівельному майданчику виключається одночасна робота декількох машин з високим рівнем шуму.

Джерелом шуму на будівельному майданчику є будівельна техніка: апарат електрозварювання СТЕ-22 – 60 дБА, кран пневмоколісний КС-5363 – 50 дБА, екскаватор ЕО-2621 – 70 дБА, бульдозер Т-180КС – 70 дБА, розпушувач ДП-18 з тягачем Т-180 – 70 дБА, ущільнювач Д-16В – 70 дБА, компресор пересувної ПКС-5 – 80 дБА, автогрейдер – 70 дБА. каток самохідний ДУ-50 – 60 дБА. автомобіль-самоскид ЗИЛ-130 – 60 дБА. Сумарний розрахунковий рівень звукової потужності від усіх джерел становить 80 дБА.

Рівень звуку в розрахунковій точці в південному напрямку на відстані 20 м на території житлової забудови становить 44,8 дБА.

Згідно з п. 5.4, ДСН 3.3.6.037-2019 «Санітарні норми виробничого шуму. ультразвук та інфразвук», максимальний рівень шуму, що коливається у часі і переривається, не повинен перевищувати 110 дБА. Санітарні норми звукового тиску для застосованої техніки – виконуються.

Джерелами вібрації є машини і механізми, що побудовані на технологіях з ударними та вібраційними навантаженнями: знесення дорожнього полотна або кам'яних споруд. Менший рівень вібрації створюють компресори, відбійні молотки, гусенична техніка.

Під час будівельних робіт санітарні норми щодо допустимого вібраційного впливу для населення виконуються на межі будівельного майданчика.

Під час підготовчих і будівельних робіт використання будівельної

техніки з високим рівнем шуму, вібрації і морально застарілої техніки не передбачається.

Проведення будівельних робіт передбачено тільки в денний час. Швидкість руху будівельної техніки прийнято до 10 км/год. Ширина зони акустичного дискомфорту змінюється в межах 15-200 м. Дане забруднення матиме тимчасовий характер.

Основними джерелами шуму в процесі планованої діяльності є вентилятори припливно-витяжної вентиляції (не більше 60 дБ), насосне обладнання (60 дБ).

Сумарний рівень звукової потужності від усіх джерел – 74,4 дБА. Очікуваний сумарний рівень від усіх джерел шуму на межі житлової забудови та на межі розрахункової санітарно-захисної зони в контрольній точці у Південному напрямку на відстані 40 м не перевищує нормативного значення і становить 39,2 дБА.

Допустимий рівень звукового тиску на території житлової забудови становить 45 дБА. З урахуванням поправки +10 дБА на час доби, буде становити 55 дБА, що не перевищує санітарних норм та не завдає шкідливого впливу в районі найближчої житлової забудови.

6.2.6 Поводження з відходами

При виконанні будівельних робіт передбачається утворення наступних видів відходів: матеріали обтиральні зіпсовані, відпрацьовані чи забруднені: брухт чорних металів; відходи, одержані у процесах зварювання металів; відходи лако-фарбувальних матеріалів (3 клас небезпеки), надлишковий ґрунт; відходи деревини кускові; відходи комунальні (міські) змішані, у тому числі сміття з урн (4 клас небезпеки).

Тимчасове зберігання кожного виду відходу планується здійснювати на спеціальній контейнерній площадці з твердим покриттям в спеціальних контейнерах на території житлової забудови, що забезпечить локалізацію розміщення відходів та виключить можливість розповсюдження в навколишньому середовищі шкідливих речовин. Вивіз відходів на утилізацію

або на полігон твердих побутових відходів здійснюватиметься згідно з укладеними договорами з спеціалізованими підприємствами.

За умови дотримання чинних вимог тимчасового зберігання відходів та подальшої їх утилізації або вивозу спеціалізованою організацією, значного негативного впливу на стан навколишнього природного середовища не очікується.

6.2.7 Вплив на соціальне середовище

Здійснення планованої діяльності матиме позитивний вплив на соціальне середовище за рахунок організації нових робочих місць, покращення благоустрою та інфраструктури, додаткових надходжень до місцевого бюджету, розвитку економіки міста.

Оцінка ризику впливу планованої діяльності на здоров'я населення проводилась за розрахунками розвитку канцерогенного та неканцерогенного ефекту. Аналіз отриманих розрахунків показав, що ризики розвитку шкідливих ефектів від діяльності проектного об'єкту оцінюються як прийнятні.

6.2.8 Вплив на навколишнє техногенне середовище

Об'єкти, що відносяться до культурно-історичної спадщини та пам'яток архітектури, їх охоронні зони і території, промислові та житлово-цивільні об'єкти на території майданчика будівництва відсутні.

Гарантією виключення виникнення аварій і можливого нанесення шкоди здоров'ю населення та порушення умов життєдіяльності є надійність об'єктів навколишнього техногенного середовища.

6.3 Екологічні умови провадження планованої діяльності

Будівлі і споруди створюють великий вплив на оточуюче середовище. Їх поява викликає значні зміни в повітряному і водному середовищах, в стані ґрунтів ділянки будівництва. Міняється рослинний покрів – на зміну знищуваному природному приходять штучні посадки. Міняється режим випаровування вологи. Середня температура в районі забудови постійно вище,

ніж зовні неї.

Непродумані технології, організація і саме виробництво робіт визначають великі витрати енергії і матеріалів, високий ступінь забруднення навколишнього середовища. Процес будівництва є відносно нетривалим. Взаємодія будівлі або споруди з навколишнім середовищем, його характер і наслідки визначається в період тривалої експлуатації. Звідси витікає важливість цього періоду у визначенні економічності об'єкту, тобто яким чином відобразиться на стані навколишнього середовища не тільки поява, але і його тривале функціонування.

Екологічний підхід повинен характеризувати проектування, будівництво, і експлуатацію будівлі. При проектуванні, у свою чергу, він повинен бути витриманий при рішенні як об'ємно - планувальному, так і конструктивному; при виборі матеріалів для будівництва, при визначенні технології зведення і т.д.

Зусилля всіх керівних органів, як центральних, так і на місцях, повинні бути направлені на те, щоб дбайливе відношення до природи стало предметом постійної турботи колективів, керівників і фахівців всіх галузей господарства, нормою повсякденного життя людей.

Практичне здійснення задач з охорони довкілля може бути успішним тільки за умови об'єднання зусиль фахівців всіх галузей народного господарства, заснованих на чіткому розумінні екологічних проблем і знаннях, які були отримані в процесі навчання в школі і вищому навчальному закладі. Таким чином, слід говорити про необхідність вивчення і виявлення екологічних аспектів в будь-якій діяльності людини, у тому числі і про інженерну екологію, в рамках якої повинні розглядатися екологічні аспекти діяльності галузей промисловості і будівництва. Від фахівців – будівників залежить характер дії на оточуюче середовище цивільних і промислових будівель і їх комплексів - промислових об'єктів, міст і селищ. Інструкцією про склад, порядок розробки, узгодження проектно - кошторисної документації на будівництво підприємств, будівель і споруд (ДБН А.2.2-3-2014) вже передбачена розробка заходів по раціональному використуванню природних ресурсів. Природоохоронні вимоги введені і в ряд інших нормативних документів (ДБН В.1.1-25-2009, ДБН

А.3.1-5:2016 і ін.).

Комплекс прийнятих проектних рішень під час провадження планованої діяльності щодо запобігання можливих вибухів і пожеж, а також забезпечення адекватного на них реагування, дозволить звести до мінімуму ймовірність виникнення і тривалість аварій, а також складність їх наслідків, а також і урахуванням усієї інформації вважає допустимим провадження планованої діяльності з огляду на нижченаведене, а саме на те, то на підставі наведених оцінок ймовірних впливів на складові навколишнього природного середовища (атмосферне повітря, водне середовище та земельні ресурси, ґрунти, кліматичні фактори, рівні шумового, радіаційного, вібраційного та теплового забруднень) сукупний вплив планованої діяльності при штатному режимі експлуатації є екологічно допустимим.

Екологічні умови провадження планованої діяльності:

1. До заходів щодо охорони навколишнього природного середовища відносяться всі види діяльності людини, направлені на зниження або повне усунення негативної дії антропогенних чинників, збереження, вдосконалення і раціональне використання природних ресурсів:

- містобудівні заходи, направлені на екологічно раціональне розміщення підприємств, населених місць і транспортної сітки;
- архітектурно-будівельні заходи, що визначають вибір екологічних об'ємно - планувальних і конструктивних рішень;
- вибір екологічно чистих матеріалів при проектуванні і будівництві;
- застосування маловідходних і безвідходних технологічних процесів і виробництв при переробці будівельних матеріалів;
- будівництво і експлуатація очисних і знешкджуючих споруд і пристроїв;
- рекультивація земель;
- заходи по боротьбі з ерозією і забрудненням ґрунтів;
- заходи по охороні вод і надр і раціональному використуванню мінеральних ресурсів;
- заходи щодо охорони і відтворювання флори і фауни і т.д.

2. Для планованої діяльності встановлюються такі умови використання території та природних ресурсів під час виконання підготовчих і будівельних робіт та провадження планованої діяльності, а саме:

2.1. Під час виконання підготовчих і будівельних робіт забезпечити:

- влаштування тимчасового огороження будівельного майданчика;
- забезпечення встановлення дорожніх знаків на території об'єкту;
- облаштування тимчасових автодоріг для будівельної техніки, для зменшення пилоутворення в межах об'єкта будівництва;
- заборону здійснення будівельних робіт поза межами відведеної земельної ділянки;
- дотримання гранично допустимої висоти будівництва;
- здійснення тимчасового освітлення будівельного майданчика та ділянок робіт;
- встановлення лічильників води;
- встановлення мобільних санітарно-технічних споруд із герметичними ємностями для збору рідких відходів (біотуалети) з розрахунку на чисельність осіб, залучених до виконання робіт;
- виконання необхідних технічних рішень і заходів для раціонального використання, охорони та недопущення забруднення земель в місцях зберігання будматеріалів і обладнання, транспортних засобів;
- встановити контейнери для зберігання відходів;
- недопущення влаштування звалищ будівельного сміття, своєчасно вивозити його в спеціально відведені місця;
- недопущення змішування відходів, забезпечення повного їх збирання, належного зберігання та недопущення знищення відходів, для утилізації яких в Україні існує відповідна технологія; відходи по мірі накопичення збирати у тару, призначену для кожного класу відходів з дотриманням правил безпеки для подальшого перевезення на об'єкти утилізації, місця знешкодження або захоронення;
- вивезення та передачу відходів спеціалізованим підприємствам для подальшої їх утилізації, переробки, видалення або захоронення. Вивезення

відходів повинно здійснюватися в спеціально відведені місця в закритих контейнерах або спецтранспортом, що запобігає розпорошенню відходів під час транспортування;

- організацію регулярної перевірки технічного стану автотехніки (заборона на використання будівельної техніки із підтіканням паливо-мастильних матеріалів та перевищенням нормативно встановлених показників CO і CH у відпрацьованих газах);

- недопущення при роботі будівельних машин підвищених рівнів вібрації, використання захисних кожухів, ізоляційних покриттів;

- будівельні матеріали, що будуть використовуватись при проведенні будівельних робіт, повинні відповідати нормативним рівням радіаційних параметрів;

- обов'язкове проведення радіаційного контролю після будівництва нового об'єкта;

- недопущення забруднення нафтопродуктами ґрунтів на території забудови. У разі виявлення такого забруднення необхідно вжити заходів щодо його ліквідації;

- здійснення благоустрою території об'єкту планованої діяльності та прилеглої території після закінчення будівельних робіт.

2.2. Під час провадження планованої діяльності встановлюються такі екологічні умови:

- забезпечити виконання необхідних технічних рішень і заходів для раціонального використання, охорони та недопущення забруднення земель;

- забезпечити дотримання санітарно-захисної зони;

- здійснювати інструментально-лабораторний контроль параметрів викидів забруднюючих речовин від стаціонарних джерел викидів;

- отримати дозвіл на викиди забруднюючих речовин в атмосферне повітря стаціонарними джерелами викидів відповідно до чинного законодавства;

- суворо дотримуватися умов дозволу на викиди забруднюючих речовин в атмосферне повітря;

– вживати заходів щодо запобігання перевищення нормативного рівня шуму та інших фізичних впливів, що створюються роботою технологічного обладнання та автомобільного транспорту на межі нормативної санітарно-захисної зони;

– під час провадження планованої діяльності рівень шуму на межі нормативної санітарно-захисної зони не повинен перевищувати нормативних значень;

– з метою попередження додаткового шумового навантаження забезпечити здійснення планованої діяльності у денний час;

– забезпечити дотримання нормативних вимог щодо вібрації;

– поводження з відходами здійснювати відповідно до вимог Закону України «Про відходи»;

– забезпечити збір та тимчасове зберігання відходів на спеціально обладнаних майданчиках, недопущення змішування відходів, а також своєчасне вивезення та передачу відходів спеціалізованим організаціям у сфері поводження з відходами, у тому числі з небезпечними;

– виконувати заплановані заходи з охорони та раціонального використання водних ресурсів;

– дотримуватись Правил користування системами централізованого комунального водопостачання та водовідведення в населених пунктах України, затверджених наказом Міністерства з питань житлово-комунального господарства України від 27.06.2008 № 190;

– скидання стічних вод до системи централізованого водовідведення здійснювати згідно з технічними умовами;

– заправку, мийку, технічне обслуговування, ремонт обладнання, техніки тощо (у разі необхідності) проводити у спеціально передбачених та організованих місцях;

– забезпечити збереження та належний догляд за зеленими насадженнями відповідно до ст.ст. 27, 28 Закону України «Про рослинний світ», ст. 28 Закону України «Про благоустрій населених пунктів». Наказу Міністерства

будівництва архітектури та житлово-комунального господарства України від 10.04.2006 № 105 «Про затвердження Правил утримання зелених насаджень у населених пунктах України», постанови Кабінету Міністрів України від 01.08.2006 №1045 «Про затвердження Порядку видалення дерев, кущів, газонів і квітників у населених пунктах»;

- дотримуватись вимог ДБН В.2.2-15:2019 «Житлові будинки. Основні положення»;

- виконувати вимоги пожежної безпеки, ДБН В.1.1-7-2016 «Пожежна безпека об'єктів будівництва»;

- забезпечити здійснення додаткової оцінки впливу на довкілля у разі зміни планованої діяльності, яка підлягає оцінці впливу на довкілля відповідно до вимог постанови Кабінету Міністрів України від 13.12.2017 р. № 1010.

3. Для планованої діяльності встановлюються такі умови щодо запобігання виникненню надзвичайних ситуацій та усунення їх наслідків. а саме:

- припинення будь-яких робіт при виникненні нештатних ситуацій (аварія, несправність тощо) до приведення технологічного процесу до нормальних умов;

- розробити та погодити в установленому порядку план організаційних заходів щодо локалізації та ліквідації аварійних ситуацій і аварій;

- дотримуватися вимог пожежної безпеки та охорони праці;

- розробити спеціальні заходи щодо охорони довкілля на випадок виникнення аварійних ситуацій техногенного та природного походження. вживати заходів з ліквідації причин та наслідків забруднення;

- передбачити ряд організаційно-технічних заходів з метою недопущення виникнення аварійних ситуацій, можливості забезпечення їх оперативної локалізації та ліквідації, забезпечення мінімізації можливого негативного впливу на довкілля.

4. Для планованої діяльності встановлюються такі умови щодо зменшення транскордонного впливу планованої діяльності, а саме:

- підстави для здійснення оцінки транскордонного впливу планованої

діяльності відсутні.

5. На суб'єкта господарювання покладається обов'язок із здійснення таких компенсаційних заходів:

- своєчасно і в повному обсязі сплачувати екологічний податок;
- сплачувати нараховані компенсаційні збитки при аварійних ситуаціях.

6. На суб'єкта господарювання покладається обов'язок із запобігання, уникнення, зменшення (пом'якшення), усунення, обмеження впливу планованої діяльності на довкілля, а саме:

- забезпечити дотримання допустимих нормативів гранично допустимих викидів забруднюючих речовин в атмосферному повітрі на межі санітарно-захисної зони відповідно до вимог Закону України «Про охорону атмосферного повітря»;

- забезпечити дотримання вимог Земельного кодексу України щодо забезпечення раціонального використання та охорони земель;

- вживати заходів щодо недопущення впродовж доби перевищень рівнів шуму, встановлених санітарними нормами;

- забезпечити проведення операцій із поводження з відходами різних класів небезпеки відповідно до вимог Закону України "Про відходи".

7. На суб'єкта господарювання покладається обов'язок із здійснення після проектного моніторингу, а саме:

- здійснювати моніторингові спостереження за викидами забруднюючих речовин в атмосферне повітря від стаціонарних джерел один раз на рік;

- здійснювати інструментально-лабораторний контроль викидів забруднюючих речовин в а атмосферне повітря від стаціонарних джерел один раз на рік;

- здійснювати моніторинг радіаційного фону на території планованої діяльності один раз на рік;

- здійснювати моніторинг шумового впливу на межі санітарно-захисної зони та найближчої житлової забудови один раз на рік.

- забезпечити обов'язковий облік відходів, відповідно до чинного законодавства України.

Результати моніторингу та інформацію щодо виконання умов висновку щорічно до 25 січня надавати до уповноваженого територіального органу у сфері охорони навколишнього природного середовища.

Якщо під час провадження даної господарської діяльності буде виявлено значний негативний вплив на життя і здоров'я населення чи довкілля та якщо такий вплив не був оцінений під час здійснення оцінки впливу на довкілля та/або істотно змінює результати оцінки впливу цієї діяльності на довкілля, рішення про провадження такої діяльності за рішенням суду підлягає скасуванню, а діяльність – припиненню.

8. На суб'єкта господарювання покладається обов'язок із здійснення додаткової оцінки впливу на довкілля на іншій стадії проектування, а саме:

– здійснення додаткової оцінки впливу не передбачається.

Висновок і оцінки впливу на довкілля є обов'язковим для виконання, Екологічні умови, передбачені у ньому висновку є обов'язковими. Висновок і оцінки впливу на довкілля втрачає силу через п'ять років у разі якщо не було прийнято рішення про провадження планованої діяльності. Оцінки впливу на довкілля, здійснено відповідно до статей 3, 6, 7, 9 і 14 Закону України «Про оцінку впливу на довкілля», щодо будівництва багатоповерхового житлового будинку.

РОЗДІЛ 7

ЕКОНОМІКА

					КНУ.МР.192.25.343с.01 ЕК			
Зм	Кіль	Прізвище	Підпис	Дата	Проектування висотної каркасної будівлі з конструктивними елементами різної жорсткості	Стадія	Аркуш	Аркушів
Керівник	Крішко					МР		
Консул.	Кадол					ЗПЦБ-24М		
Магістр.	Горяшко							
Зав.каф	Валовой							

7.1 Економічні розрахунки конструктивних рішень

7.1.1 Економічне порівняння запропонованих конструктивних рішень

При виконанні проекту «Проектування висотної каркасної будівлі з конструктивними елементами різної жорсткості» виконаємо порівняння за приведеними витратами за весь нормативний строк служби конструкцій влаштування перекриття.

1 варіант: перекриття з багатопустотних збірних залізобетонних плит ПК (площа перекриття 1110м²) ;

2 варіант: монолітне безбалкове перекриття товщиною 0,25 м бетон класу С12/15 (площа перекриття 1110м²).

Визначення більш ефективного варіанту проведемо за допомогою програмного комплексу «Будівельні – технології Кошторис -8», та відповідно нормативної бази, затвердженої настановою Міністерства регіонального розвитку з визначення вартості будівництва (Наказ від 01.11.2021 р № 281 зі змінами №1 та №2).

7.1.2 Локальний кошторис на будівельні роботи № 1 - порівняння варіанту №1

Додаток 1
до Настанови (пункт 3.11)

Проектування висотної каркасної будівлі з конструктивними елементами різної жорсткості
(найменування об'єкта будівництва)

Локальний кошторис на будівельні роботи № 02-001

на Варіант1 - порівняння паль
(найменування робіт та витрат, найменування будівлі, споруди, лінійного об'єкта інженерно-транспортної інфраструктури)

ОСНОВА:

креслення(специфікації)№

Кошторисна вартість 3 183,755 тис. грн.

Кошторисна трудомісткість 3,73815 тис. люд.-год

Кошторисна заробітна плата 347,039 тис. грн.

Середній розряд робіт 3,3 розряд

Складений в поточних цінах станом на 8 грудня 2025 р.

№ Ч.ч .	Обґрунтуванн я (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількіст ь	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.год. не зайнятих обслугову- ванням машин
					Всього	експлуа- тації машин	Всьог о	заробітно ї плати	експлуа- тації машин	
									в тому числі заробітно ї плати	тих, що обслуговують машини

										на одиниц ю	всього
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	КБ5-74-1	Улаштування буроін'єкційних паль 300х300 мм, довжина паль до 12 м	1м3 конструктивн о об'єму палі	183,5	9 876,59	5 569,10	1 812 354	23 583	1 021 930	1,7600	322,96
					128,52	1 302,94			239 089	13,9559	2 560,91
2	П171-1062	Заглушки металеві	шт	111,0	250,00		27 750				
3	П171-1060	Опалубка металева	т	0,1468	43 000,00		6 312				
4	КБ5-75-1	Установлення арматури окремими стрижнями в тіло бетону при улаштуванні буроін'єкційних паль	1т арматури	4,5	507,30	-	2 283	1 714	-	4,6000	20,70
					380,88	-			-	-	-
5	П171-1063	Арматурні стрижні	т	4,5	39 000,00		175 500				
6	КБ6-1-16	Улаштування залізобетонног о ростверку	100м3 бетону, бутобетону і залізобетону в ділі	1,535	338 025,11	8 992,83	518 869	28 300	13 804	249,4100	382,84
					18 436,39	2 923,64			4 488	32,7235	50,23
7	П160-17	Арматура	т	12,4335	39 000,00		484 907				

		Разом прямих витрат по кошторису	грн.	3 027 975	53 597	1 035 734 243 577	726,50 2 611,14
		Разом прямі витрати	грн.	3 027 975			
		в тому числі:					
		вартість матеріалів, виробів і комплектів	грн.	1 938 644			
		вартість ЕММ	грн.	1 035 734			
		в т.ч. заробітна плата в ЕММ	грн.		243 577		
		заробітна плата робітників	грн.		53 597		
		всього заробітна плата	грн.		297 174		
		Загальновиробничі витрати	грн.	155 780			
		трудомісткість в загальновиробничих витратах	люд-г				400,51
		заробітна плата в загальновиробничих витратах	грн.		49 865		
		Всього по кошторису	грн.	3 183 755			
		Кошторисна трудомісткість	люд-г				3 738,15
		Кошторисна заробітна плата	грн.		347 039		

Склав

Горяшко Т.В.

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Перевірів

Кадол Л.В.

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

7.1.3 Договірна ціна № 1 порівняння варіанту №1

Додаток 30
до Настанови (пункт 5.2)

Замовник: ПАТ "Дніпровськбуд" (назва організації)

Підрядник: ПАТ "Монтажбудінвест" (назва організації)

ДОГОВІРНА ЦІНА № 1

на будівництво Проектування висотної каркасної будівлі з конструктивними елементами різної жорсткості (найменування об'єкта будівництва, черги, пускового комплексу, будівлі, споруди, лінійного об'єкта інженерно-транспортної інфраструктури)

що здійснюється в ____2025____ році
Вид договірної ціни: "тверда"
Договір № 12/Л від 08.12.2024
Визначена згідно з Настановою, Наказ від 1.11.2021 №281
Складена в поточних цінах станом на 8 грудня 2024 р.

№ Ч.ч.	Обґрунтування	Найменування витрат	Вартість, тис.грн.		
			Всього	у тому числі:	
				будівельних робіт	інших витрат
1	2	3	4	5	6
1	Розрахунок №1-1	Розділ І. Будівельні роботи			
		Прямі витрати	3 027,975	3 027,975	
		у тому числі			
		Заробітна плата будівельників, монтажників	53,597	53,597	
		Вартість матеріальних ресурсів	1 938,644	1 938,644	
		Вартість експлуатації будівельних машин	1 035,734	1 035,734	
2	Розрахунок №1-2	Загальновиробничі витрати	155,780	155,780	
3		Всього прямі і загальновиробничі витрати	3 183,755	3 183,755	

4	Розрахунок №2 (Додаток 8, Настанова п.25)	Кошти на зведення та розбирання тимчасових будівель і споруд виробничого та допоміжного призначення, передбачених даним проєктом (робочим проєктом)	30,246	30,246	
		Разом	3 214,001	3 214,001	
5	Розрахунок №3 (Додаток 8, Настанова п.26)	Кошти на виконання будівельних робіт у зимовий період	20,248	20,248	
6	Розрахунок №4 (Додаток 8, Настанова п.27)	Кошти на виконання будівельних робіт у літній період	8,678	8,678	
		Разом	3 242,927	3 242,927	
7	Розрахунок №5 (Додаток 8, Настанова)	Кошторисний прибуток (П) (18,11 грн./люд.-г.)	72,028	72,028	
8	Розрахунок №6 (Додаток 8, Настанова)	Кошти на покриття адміністративних витрат будівельних організацій (АВ) (5,06 грн./люд.-г.)	20,125		20,125
		Разом по розділу I	3 335,080	3 314,955	20,125
9		Податок на додану вартість	667,016		667,016
		Всього по розділу I	4 002,096	3 314,955	687,141
10		у тому числі зворотні суми від розбирання тимчасових будівель і споруд, без ПДВ	4,537	4,537	
11		Податок на додану вартість	0,907		0,907
12		Всього зворотні суми від розбирання тимчасових будівель і споруд з ПДВ	5,444	4,537	0,907
13		Розділ II. Устаткування Витрати з придбання та доставки устаткування, що монтується	-		
14		Витрати з придбання та доставки устаткування, що не монтується, меблів, інвентарю	-		
		Разом по розділу II	-		

15		Податок на додану вартість	-		
		Всього по розділу II	-		
		Всього договірна ціна (р.I+р.II)	4 002,096		

7.1.4 Локальний кошторис на будівельні роботи № 2 - порівняння варіанту №2

Додаток 1
до Настанови (пункт 3.11)

Проектування висотної каркасної будівлі з конструктивними елементами різної жорсткості (найменування об'єкта будівництва)

Локальний кошторис на будівельні роботи № 02-002

на Варіант 2 - порівнянні паль
(найменування робіт та витрат, найменування будівлі, споруди, лінійного об'єкта інженерно-транспортної інфраструктури)

ОСНОВА:

креслення(специфікації)№

Кошторисна вартість	4 183,927	тис. грн.
Кошторисна трудомісткість	5,26908	тис. люд.-год
Кошторисна заробітна плата	471,715	тис. грн.
Середній розряд робіт	3,7	розряд

Складений в поточних цінах станом на 8 грудня 2025 р.

№ Ч.ч.	Обґрунтування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.год. не зайнятих обслугову- ванням машин
					Всього	експлуа- тації машин	Всього	заробітної плати	експлуа- тації машин	
									заробітної плати	в тому числі заробітної плати
										заробітної плати

										на одиницю	всього
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	КБ5-3-4	Заглиблення дизель-молотом на гусеничному копрі залізобетонних паль довжиною до 7 м у ґрунті групи 2	1м3 паль	247,0	4 616,10	3 947,57	1 140 177	122 831	975 050	6,2600	1 546,22
					497,29	530,17			130 952	5,3279	1 315,99
2	П171-118	Палі залізобетонні	м3	254,41	4 300,00		1 093 963				
3	КБ5-113-1	Зрубування голів залізобетонних паль площею поперечного перерізу до 0,1 м2	1 паля	392,0	670,79	537,38	262 950	51 395	210 653	1,6900	662,48
					131,11	122,94			48 192	1,3904	545,04
4	КБ6-1-16	Улаштування залізобетонного ростверку	100м3 бетону, бутобетону і залізобетону в ділі	2,25	338 025,11	8 992,83	760 556	41 482	20 234	249,4100	561,17
					18 436,39	2 923,64			6 578	32,7235	73,63
5	П160-17	Арматура	т	18,225	39 000,00		710 775				
		Разом прямих витрат по кошторису					3 968 421	215 708	1 205 937		2 769,87
									185 722		1 934,66
		Разом прямі витрати					грн. 3 968 421				

	в тому числі:				
	вартість матеріалів, виробів і комплектів	грн.	2 546 776		
	вартість ЕММ	грн.	1 205 937		
	в т.ч. заробітна плата в ЕММ	грн.		185 722	
	заробітна плата робітників	грн.		215 708	
	всього заробітна плата	грн.		401 430	
	Загальновиробничі витрати	грн.	215 506		
	трудомісткість в загальновиробничих витратах	люд-г			564,55
	заробітна плата в загальновиробничих витратах	грн.		70 285	
	Всього по кошторису	грн.	4 183 927		
	Кошторисна трудомісткість	люд-г			5 269,08
	Кошторисна заробітна плата	грн.		471 715	

Склав

Горяшко Т.В

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Перевірів

Кадол Л.В.

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

7.1.5 Договірна ціна № 2 порівняння варіанту №2

Додаток 30
до Настанови (пункт 5.2)

Замовник: ПАТ "Дніпровськбуд" (назва організації)

Підрядник: ПАТ "Монтажбудінвест" (назва організації)

ДОГОВІРНА ЦІНА № 2

на будівництво Проектування висотної каркасної будівлі з конструктивними елементами різної жорсткості

(найменування об'єкта будівництва, черги, пускового комплексу, будівлі, споруди, лінійного об'єкта інженерно-транспортної інфраструктури)

що здійснюється в 2025 році

Вид договірної ціни: "тверда"

Договір № 12/Л від 08.12.2024

Визначена згідно з Настановою, Наказ від 1.11.2021 №281

Складена в поточних цінах станом на 8 грудня 2024 р.

№ Ч.ч.	Обґрунтування	Найменування витрат	Вартість, тис.грн.		
			Всього	у тому числі:	
				будівельних робіт	інших витрат
1	2	3	4	5	6
1	Розрахунок №1-1	Розділ І. Будівельні роботи			
		Прямі витрати	3 968,421	3 968,421	
		у тому числі			
		Заробітна плата будівельників, монтажників	215,708	215,708	
		Вартість матеріальних ресурсів	2 546,776	2 546,776	
		Вартість експлуатації будівельних машин	1 205,937	1 205,937	
2	Розрахунок №1-2	Загальновиробничі витрати	215,506	215,506	
3		Всього прямі і загальновиробничі витрати	4 183,927	4 183,927	

4	Розрахунок №2 (Додаток 8, Настанова п.25)	Кошти на зведення та розбирання тимчасових будівель і споруд виробничого та допоміжного призначення, передбачених даним проєктом (робочим проєктом)	39,747	39,747	
		Разом	4 223,674	4 223,674	
5	Розрахунок №3 (Додаток 8, Настанова п.26)	Кошти на виконання будівельних робіт у зимовий період	26,609	26,609	
6	Розрахунок №4 (Додаток 8, Настанова п.27)	Кошти на виконання будівельних робіт у літній період	11,404	11,404	
		Разом	4 261,687	4 261,687	
7	Розрахунок №5 (Додаток 8, Настанова)	Кошторисний прибуток (П) (18,11 грн./люд.-г.)	101,527	101,527	
8	Розрахунок №6 (Додаток 8, Настанова)	Кошти на покриття адміністративних витрат будівельних організацій (АВ) (5,06 грн./люд.-г.)	28,367		28,367
		Разом по розділу I	4 391,581	4 363,214	28,367
9		Податок на додану вартість	878,316		878,316
		Всього по розділу I	5 269,897	4 363,214	906,683
10		у тому числі зворотні суми від розбирання тимчасових будівель і споруд, без ПДВ	5,962	5,962	
11		Податок на додану вартість	1,192		1,192
12		Всього зворотні суми від розбирання тимчасових будівель і споруд з ПДВ	7,154	5,962	1,192
13		Розділ II. Устаткування Витрати з придбання та доставки устаткування, що монтується	-		
14		Витрати з придбання та доставки устаткування, що не монтується, меблів, інвентарю	-		
		Разом по розділу II	-		

15		Податок на додану вартість	-		
		Всього по розділу II	-		
		Всього договірна ціна (р.I+р.II)	5 269,897		

7.2 Розрахунок варіантів конструктивного рішення за приведеними витратами

Згідно витрат праці робітників-будівельників на встановлення окремих видів конструктивних елементів за варіантами розрахуємо тривалість виконання будівельних робіт за наступною формулою:

$$t = \sum_{i=1}^n \frac{T_{\text{осн}i}}{N_i \cdot n_i \cdot K_{\text{зм}}}, \text{ дні}$$

де $T_{\text{осн}i}$ – витрати праці робітників-будівельників на встановлення окремих видів конструктивних елементів, людино-годин;

N_i – прийнята кількість бригад для виконання робіт із встановлення i -того конструктивного елемента;

n_i – середня кількість робітників-будівельників у бригаді за діючими нормативами, осіб;

$N_{\text{зм}}$ – кількість робочих змін на добу, прийнята при встановленні i -того конструктивного елемента.

$$t_1 = \frac{514,68/8}{2 \cdot 5 \cdot 1} = 6,43 \text{ дня};$$

$$t_2 = \frac{552,84/8}{2 \cdot 5 \cdot 1} = 6,91 \text{ дня}.$$

Визначаємо величину капітальних вкладень, необхідних будівельній організації для забезпечення виробничих засобів (K):

$$K = K_{\text{осн}} + K_{\text{об}}$$

де $K_{\text{осн}}$ і $K_{\text{об}}$ – капітальні вкладення відповідно в основні і оборотні фонди, грн.;

$$K_{\text{осн}} = \sum_{j=1}^g \frac{M_j \cdot t_j}{t_{\text{н}j}}$$

де M_j – інвентарно-розрахункова вартість машин j -ї групи;

(для монтажу використовуємо кран з інвентарно-розрахунковою вартістю 3900000 грн. ;

t_j – тривалість роботи машин j -ї групи на об'єкті, машино-годин;

t_{hj} – нормативна тривалість роботи машин j -ї групи протягом року, машино-годин:

$$K_{осн1} = \frac{3900 \times 6,43}{100} = 250,770 \text{ тис. грн.};$$

$$K_{осн2} = \frac{3900 \times 6,91}{100} = 269,490 \text{ тис. грн.}$$

Визначаємо необхідні капітальні вкладення для забезпечення будівельній організації необхідної величини оборотних коштів:

$$K_{об} = \frac{(C + ТБ + ДК_3 + КП + АВ)}{n_{об}}$$

де C – собівартість будівельно-монтажних робіт;

$n_{об}$ – кількість оборотів оборотних коштів (приймається в межах 3 – 4);

Витрати на тимчасові будівлі та споруди, додаткові витрати за роботу взимку та літом, прибуток та адміністративні витрати формуємо на програмному комплексі «Будівельні – технології Кошторис - 8» за варіантами в договірних цінах.

Таблиця 1 - Визначення витрат на тимчасові будівлі та споруди, витрати за роботу зимою та літом, прибуток та адміністративні витрати, тис. грн.

Витрати, тис. грн.	1-й варіант	2-й варіант
Витрати на тимчасові будівлі та споруди	20,301	19,307
Витрати на роботу взимку	8,629	8,206
Прибуток	14,582	12,554
Адміністративні витрати	4,075	4,890

Визначаємо кошти, потрібні для фінансування оборотних засобів:

$$K_{об1} = \frac{(2136,936 + 20,301 + 14,582 + 4,075)}{4} = 2184,523/4 = 546,131 \text{ тис. грн.}$$

$$K_{об2} = \frac{(2032,302 + 19,307 + 12,554 + 4,890)}{4} = 2069,053/4 = 517,263 \text{ тис. грн.}$$

Загальна сума капітальних вкладень, необхідна будівельній організації в основні виробничі фонди та оборотні кошти, необхідні для забезпечення будівельного процесу наступна:

$$K1=250,770 + 546,131 = 796,901 \text{ тис. грн.}$$

$$K2=269,490 + 517,263 = 786,753 \text{ тис. грн.}$$

Розрахуємо витрати на експлуатацію конструктивних елементів, які включають суму річних амортизаційних відрахувань (А) і витрати на ремонт і утримання конструкцій (Вру):

$$B_e = A + B_{py}$$
$$A = \frac{(C+TB+DK_{3л}+KP+AB)}{100} \cdot H_a$$

де H_a – річна норма амортизаційних відрахувань на будівлі і споруди (приймається 8 %):

$$A1 = \frac{2184,523}{100} \times 8 = 174,762 \text{ тис. грн.};$$

$$A2 = \frac{2069,053}{100} \times 8 = 165,524 \text{ тис. грн.}$$

Визначаємо загальну кошторисну трудомісткість будівельно-монтажних робіт ($T_{заг}$):

$$T_{заг} = T_{пв} + T_{зв} + T_{тб} + T_3 + T_л$$

де $T_{пв}$ — нормативно-розрахункова трудомісткість робіт, що передбачаються прямими витратами;

$T_{зв}$ — розрахункова кошторисна трудомісткість робіт, що передбачені загальновиробничими витратами:

$$T_{зв} = T_{пв} \cdot K_{тзв}$$

$T_{тб}$ — розрахункова трудомісткість робіт зі зведення і розбирання титульних тимчасових будівель і споруд;

T_3 і T_4 — розрахункова додаткова трудомісткість будівельно-монтажних робіт при їх виконанні відповідно в зимовий та літній періоди.

За локальними кошторисами загальна трудомісткість становить 0,78173 тис. люд. год. для 1-го варіанту та 0,58124 тис. люд. год. для 2-го варіанту.

Визначаємо необхідні витрати на ремонт та утримання конструкцій по кожній j -й групі конструкцій:

$$B_{py} = \frac{\sum_{j=1}^m (C + T_{Bj} + B_{зл} + K_{Пj} + A_{Bj}) \cdot H_{npj}}{100},$$

де H_{pyj} — річні норми витрат на ремонт та експлуатацію j -ї конструкції, які для конструкцій перекриття з залізобетону за варіантами дорівнюють по 2,3%:

$$B_{py1} = \frac{2184,523}{100} \times 2,3 = 50,244 \text{ тис. грн.};$$

$$B_{py2} = \frac{2069,053}{100} \times 2,3 = 47,588 \text{ тис. грн.}$$

$$B_{e1} = 174,762 + 50,244 = 225,086 \text{ тис. грн.};$$

$$B_{e2} = 165,524 + 47,588 = 213,112 \text{ тис. грн.}$$

Питомі приведені витрати за варіантами конструктивних рішень за двома варіантами визначаємо за наступною формулою:

$$B_{п} = (B_{пi} + E_{п} \cdot K_i) \cdot (\rho + E_{пп}) + B_{e_i},$$

де $E_{пп}$ — норматив ефективності (норма прибутку) капітальних вкладень;

ρ — коефіцієнт реновації, частка витрат в розрахунку на рік служби конструкції;

$E_{пп}$ — норматив приведення капітальних вкладень за фактором часу, ($E_{п.п} = 0,1$).

Розраховуємо, враховуючи, що строк використання конструкцій за двома варіантами — 80 років та відповідно коефіцієнт реновації 0,000488,

$$B_{п1} = (2184,523 + 0,15 \times 796,901) (0,000488 + 0,1) + 225,086 = 456,616 \text{ тис. грн.}$$

$$B_{п2} = (2069,053 + 0,15 \times 786,753) (0,000488 + 0,1) + 213,112 = 432,885 \text{ тис. грн.}$$

7.3 Визначення економічного ефекту від впровадження раціональної конструкції

Розрахуємо економічний ефекту від створення і використання більш ефективних стінових конструкцій за весь строк їх експлуатації:

$$E = \frac{B_2 - B_1}{\rho_2 + E_{\text{нп}}},$$
$$E = \frac{456,616 - 432,885}{0,000488 + 0,1} = 236,158 \text{ тис. грн.}$$

де позначення «1» та «2» відповідають базовому та проектному рішення.

Основні техніко - економічні показники за варіантами конструкцій наведемо в табл. 1.

Таблиця 1 - Основні техніко - економічні показники за варіантами конструкцій

№ п п	Найменування показників	Одиниця виміру	Рівень показника за варіантами	
			1	2
1	Тривалість виконання будівельних робіт	діб	6,43	6,91
2	Загальна кошторисна трудомісткість будівельних робіт	тис люд.-год.	0,78173	0,58124
3	Собівартість БМР	тис. грн.	2136,936	2032,302
4	Вартість основних виробничих фондів і оборотних коштів	тис. грн.	796,901	786,753
5	Річні приведені витрати	тис. грн.	456,616	432,885
6	Економічний ефект від використання прогресивної конструкції за весь строк її експлуатації	тис. грн.	-	236,158

Другий варіант конструкції перекриття, аналізуємий за приведеними витратами економічно вигідніший. Економічний ефект складає 236,158 тис. грн. Його і приймаємо в подальшому проектуванні.

РОЗДІЛ 8

НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ

					КНУ.МР.192.25.343с.01 НР			
Зм	Кіль	Прізвище	Підпис	Дата	Проектування висотної каркасної будівлі з конструктивними елементами різної жорсткості	Стадія	Аркуш	Аркушів
Керівник	Крішко					МР		
Консул.	Крішко					ЗПЦБ-24М		
Магістр.	Горяшко							
Зав.каф	Валовой							

8.1 Проблема наукового дослідження

Останнім часом вивчення питань, пов'язаних із захистом будівель і споруд від конструктивних елементів різної жорсткості, являє собою один з нових напрямків наукових досліджень, що швидко розвиваються. Питання розробки методів захисту будівель та споруд від конструктивних елементів різної жорсткості стають все більш актуальними у зв'язку з постійним зростанням викликів природного та техногенного характеру. Попередження стану будівель та споруд стало нагальною потребою у будівельній та проєктній діяльності. Для забезпечення нових вимог щодо безпеки будівель та споруд необхідно проведення глибоких досліджень, спрямованих на вивчення специфіки запроектованих впливів, зокрема впливів, пов'язаних з раптовим видаленням з роботи конструктивних систем будівель та споруд окремих несучих елементів. До цього часу, судячи з публікацій, завдання живучості каркасів будівель вирішувалися стосовно найпростіших напружених станів. У зв'язку з цим розвиток таких досліджень для залізобетонних каркасів багатоповерхових будівель при складному напруженому стані є актуальним.

8.2 Об'єкт та предмет наукового дослідження

Об'єкт дослідження – залізобетонний каркас рамної конструктивної системи багатоповерхової будівлі.

Предмет дослідження – параметри деформативності і несучої здатності та живучості складно-напружених елементів рамних конструктивних систем при особливих впливах.

8.3 Мета та задачі наукового дослідження

Мета дослідження – вибір розрахункових моделей для забезпечення механічної безпеки, живучості та стійкості конструктивних систем, у тому числі при особливих впливах з урахуванням фізико-механічних властивостей нових високоміцних, легких бетонів, композитних та інших конструкційних матеріалів.

Для досягнення поставленої мети необхідно вирішити такі задачі:

1. Врахування послідовності зведення будівель і споруд, особливо його впливу на формування напружено-деформованого стану елементів будівлі з різними конструктивними схемами;

2. Врахування впливу поздовжніх деформацій колон і діафрагм на загальний напружений деформований стан каркаса;

3. Врахування спільної роботи рам і діафрагм не тільки на горизонтальні, але і на вертикальні навантаження;

4. Визначення факторів які впливають на формування напружено-деформованого стану розвинених по вертикалі систем, і які межі використання методів розрахунку, орієнтованих на малоповерхові системи, при проектуванні висотних будівель;

5. Визначення стійкості висотної будівлі при дії статичних і динамічних навантажень, і, як наслідок, її живучість.

6. Визначення чутливості висотної будівлі до нерівномірних осідань фундаменту, методика їх обліку та конструктивні способи, що дозволяють уникнути несприятливих наслідків їх виникнення;

8.4 Методи досліджень

Теоретичні, аналітичні й чисельні методи, аналіз і зіставлення даних отриманих різними методами.

8.5 Наукова новизна одержаних результатів

1. Доведено істотну роль фактора поздовжньої деформативності вертикальних несучих елементів каркаса у формуванні напружено-деформованого стану висотної будівлі в цілому, як на етапі її зведення, так і на етапі експлуатації;

2. Зроблено пропозиції, що дозволяють достовірно визначати напружено-деформований стан будівлі з урахуванням послідовності зведення, поздовжньої податливості елементів, без збільшення трудомісткості розрахунків;

3. Визначено фактори, що впливають на формування напружено-деформованого стану елементів каркаса висотної будівлі, з урахуванням

спільної роботи діафрагм і колон, як на горизонтальні, так і на вертикальні навантаження, а також досліджено механізми формування напружено-деформованого стану будівлі з урахуванням зазначеної роботи діафрагм;

4. На підставі узагальненого аналізу отриманих результатів запропоновані иположення щодо підвищення адекватності розрахункових моделей реальній поведінці несучих елементів будівлі.

8.6 Апробація результатів дослідження

Результати досліджень, представлені у магістерській роботі, доповідались автором у виступах на щорічних наукових конференціях.

Список наукових публікацій:

1. Тімченко Р.О., Крішко Д.А., Савенко В.О., Бихно В.О., Горяшко Т.В. Сучасні принципи реконструкції житлових будівель // *Новітні тенденції розвитку міського будівництва та господарства*: доповідь на всеукраїнській науково-технічній інтернет-конференції (23-25 квітня 2025 р.). Рівне. НУВГП, 2025.

2. Тімченко Р.О., Крішко Д.А., Савенко В.О., Бихно В.О., Горяшко Т.В. Особливості висотних будівель // *Розвиток промисловості та суспільства*: матеріали міжнародної науково-технічної конференції (28-30 травня 2025 р.). Кривий Ріг. Видавничий центр «КНУ», 2025. С. 175.

3. Тімченко Р.О., Крішко Д.А., Савенко В.О., Бихно В.О., Горяшко Т.В. Основні конструктивні системи висотних будівель // *Розвиток промисловості та суспільства*: матеріали міжнародної науково-технічної конференції (28-30 травня 2025 р.). Кривий Ріг. Видавничий центр «КНУ», 2025. С. 176.

4. Тімченко Р.О., Крішко Д.А., Савенко В.О., Бихно В.О., Горяшко Т.В., Самоткан А.С. Методи захисту будівель і споруд від прогресуючого руйнування // *Експлуатація та реконструкція будівель і споруд*: матеріали міжнародної науково-практичної конференції (25-26 вересня 2025 р.). Одеса. ОДАБА, 2025. С. 74-75.

8.7 Стан питання

8.7.1 Аналіз роботи конструктивних елементів різної жорсткості у конструктивних системах при особливих впливах

Як об'єкт дослідження розглянемо статично невизначену рамно-стрижневу систему монолітної багатоповерхової будівлі. У нормативних документах граничні стани таких конструкцій визначається критеріями, що обмежують граничні деформації та граничні переміщення елементів, розташованих у так званій зоні можливих локальних розподілів, після застосування особливого впливу, що визначається нормативом. Перевищення значень зазначених параметрів для несучих елементів конструктивної системи можна як пограничний стан. При цьому не складно бачити, що в статично невизначеній конструктивній системі при настанні граничного стану в перерізі одного конструктивного елемента не відбувається геометрична змінність і, отже, втрата живучості всієї рамної системи або її значної частини. Тут, як і в роботах, визначатимемо живучість, як здатність системи до перерозподілу навантаження між її несучими елементами при раптовому видаленні з роботи одного з елементів конструктивної системи. За особливого впливу, викликаного раптовою структурною перебудовою конструктивної системи – виникнуть динамічні довантаження та відповідно збільшення внутрішніх зусиль.

Вважаючи, що з миттєвої структурної перебудови, тобто. переході заданої статично невизначеної рамно-стрижневої конструктивної системи у систему із зменшеною на одиницю статичною невизначеністю, її питома енергія залишається незмінною. При послідовному вимиканні зв'язків, наприклад внаслідок утворення пластичних шарнірів, і, зменшенні статичної невизначеності конструктивної системи настає стан, коли конструкція перетворюється на геометрично змінювану. При цьому, якщо пластичні шарніри утворюються в деякій обмеженій зоні конструктивної системи, то в ній виникає так звана локальна схема руйнування. Якщо пластичні шарніри утворюються по всіх елементах конструктивної системи, то відбувається її розподіл.

У цьому зв'язку отримано аналітичне розв'язання задачі з визначення

прирощень динамічних зусиль у складнонапружених залізобетонних елементах багатоповерхових рам у пограничних станах, викликаних особливими впливами та отримані теоретичні залежності для визначення статико-динамічних параметрів нелінійного деформування конструкцій залізобетонних рам, навантажених структурною перебудовою конструктивної системи, на енергетичній основі, з використанням діаграмного методу деформування складнонапруженого елемента при статико-динамічному навантаженні рамної системи, викликаного особливим впливом.

Для вирішення сформульованих завдань розглянуті такі вихідні гіпотези.

1. Фізичні параметри – жорсткість, коефіцієнт динамічного довантаження та коефіцієнт демпфування залізобетонних рамних каркасів при статико-динамічному навантаженні залежать не тільки від матеріалу конструкції рами, а й від стадії її деформування, виду напруженого стану та співвідношення між внутрішніми зусиллями у перерізах елементів рам.

2. При розрахунку складно-напруженого елемента в граничних та пограничних станах співвідношення між згинальним і крутним моментом у перерізі елемента на кожному кроці навантаження після тріщиноутворення, включаючи стадію близьку до руйнування залишається постійним, тобто. діаграми "згинальний момент-кривизна", "крутний момент - кут повороту" мають афінну подобию на всіх етапах навантаження конструкції.

3. Прямокутний розрахунковий переріз залізобетонного складно-напруженого елемента при згинанні з крученням моделюється наведеним коробчастим перерізом з еквівалентними потоками зсувних контурних зусиль у поперечному перерізі.

4. Складна просторова поверхня тріщини при дії крутного та згинального моментів апроксимується плоскими гранями. При цьому схема розрахункового просторового перерізу в граничному та пограничному станах не змінюється.

5. Особливий граничний стан у складному просторовому пластичному шарнірі настає при досягненні критеріальних показників граничних деформацій у бетоні та арматурі від спільної дії згинального та крутного моментів.

Наведено розрахункову модель, що включає розв'язання трьох

взаємозалежних завдань:

- визначення динамічних довантажень у залізобетонній рамній конструктивній системі каркасів будівель зі складно-напруженими ригелями при її статико-динамічному навантаженні;
- побудова моделі деформування складно-напруженого елемента в граничному та позамежному стані при крученні з вигином;
- розрахунок параметра живучості залізобетонної рамної системи при режимному навантаженні заданим статичним навантаженням та особливим впливом у вигляді раптового видалення однієї з колон.

Загальна структурно-логічна схема розв'язання задачі визначення параметра живучості каркасів будівель представлена на рис. 1.

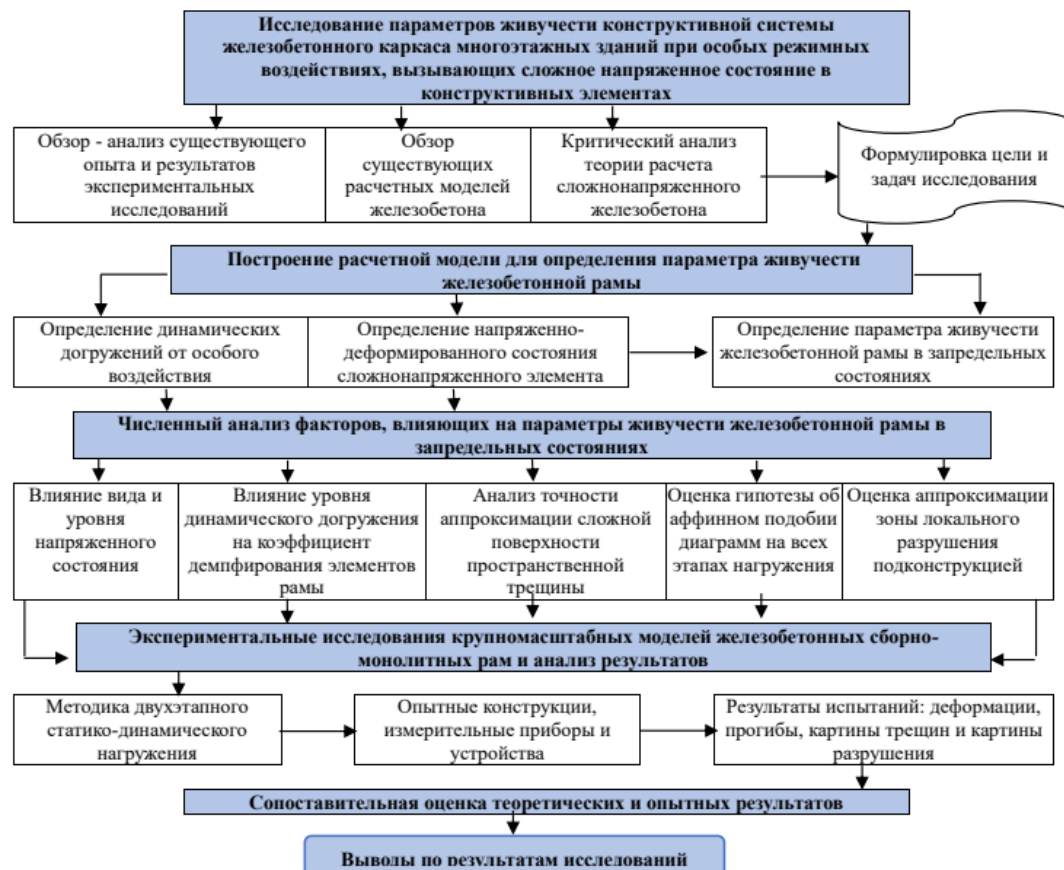


Рисунок 1 – Загальна структурно-логічна схема розв'язання задачі щодо визначення параметра живучості залізобетонних каркасів будівель

Розглянемо залізобетонну раму, навантажену заданим експлуатаційним навантаженням P_i , прикладеним з ексцентриситетом до поздовжньої осі ригелів рами (рис. 2).

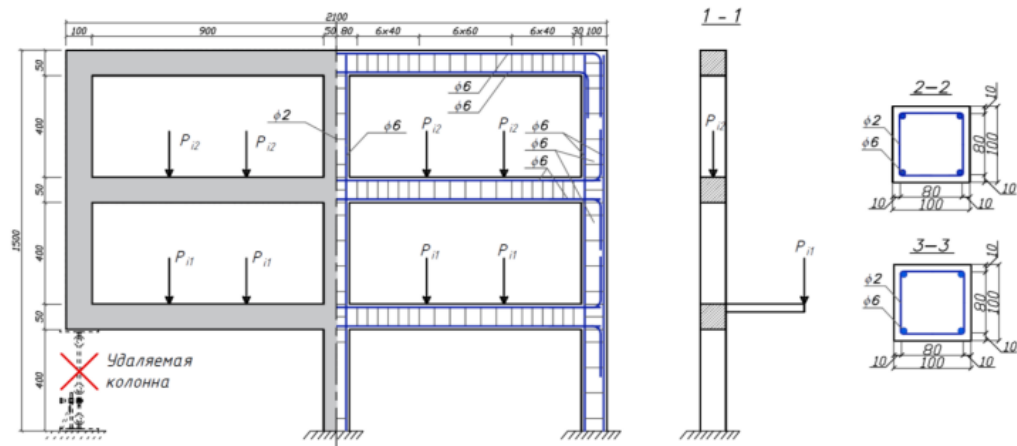


Рисунок 2 – Конструкція залізобетонної рами та схема застосування зовнішніх навантажень

Ригелі такої рами зазнають складного опору - вигин з крученням, і в перерізах ригелів діють згинальні M і моменти, що крутять T . Для сприйняття внутрішніх зусиль у конструкції ригелів від таких впливів ригелі рами армовані стрижневою поздовжньою арматурою та поперечною арматурою у вигляді замкнутих хомутиків. При особливому впливі, викликаному раптовою структурною перебудовою конструктивної системи - видаленням з конструкції рами одного з несучих елементів, наприклад колони першого поверху, в навантажених елементах конструкції рами, що залишилися, виникнуть динамічні довантаження і відповідно збільшення внутрішніх зусиль. Діаграми деформування «згинальний момент – кривизна» та «крутний момент-кут повороту» для таких елементів представимо у вигляді білінійних залежностей (рис. 3).

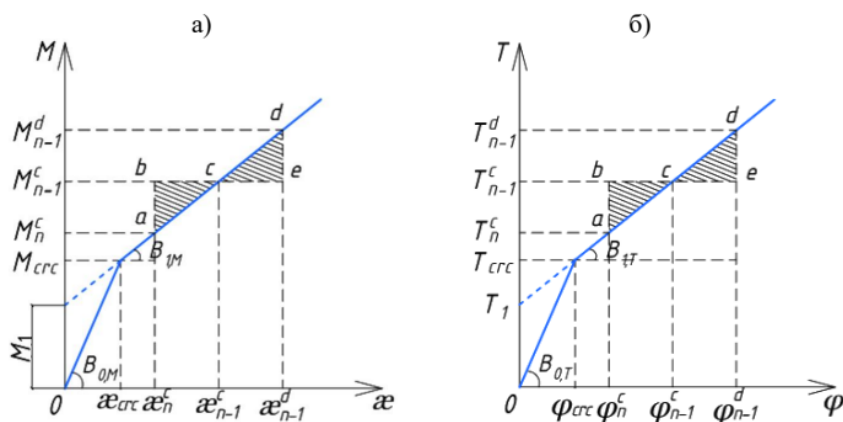


Рисунок 3 – Загальний вигляд діаграми «момент – кривизна» (а), «крутний момент – кут повороту» (б) для складно напруженого елемента при двох етапах статико-динамічного навантаження

Використовуючи діаграмний метод у варіанті, і енергетичні співвідношення визначимо параметри діаграми при режимі двоетапного навантаження конструкції рами. Вважатимемо, що з експлуатаційної навантаженні у вихідної n -раз статично невизначеної рамної системі, першому етапі її навантаження статичної навантаженням у найбільш напруженому перерізі ригеля утворюються тріщини, тобто. $(T+M) > (T_{crs}+M_{crs})$. При статичному додатку особливого на другому етапі навантаження, тобто. при видаленні конструктивного елемента рами i , відповідно, зміні ступеня її статичної невизначеності на одиницю, у цьому ж перерізі відбудеться збільшення згинального та крутного моментів до значень M_{n-1} та T_{n-1} . Якщо додаток особливого впливу у вигляді високошвидкісного видалення колони на другому етапі навантаження рами відбувається раптово, у вигляді удару, то збільшення згинального і крутного моментів відбулося б до значень $M_{n-1 d}$ і $T_{n-1 d}$.

Максимальних значень ці моменти досягатимуть на першій півхвилі коливань конструкції рами від такого впливу.

Як зазначалося в роботі при розрахунку залізобетонних елементів і зокрема складнонапружених залізобетонних конструкцій доцільно від діаграм «напруги – деформації» (« $\sigma_i - \epsilon_i$ ») за відповідними напрямками перейти до узагальнених зусиль діючих у перерізі елемента і відповідно до діаграм «зусилля переміщення» і « $T - \varphi$ ».

Для кількісної оцінки досліджуваного динамічного ефекту відповідно до [24] загальний вигляд діаграм статико-динамічного деформування $M - \epsilon$ і $T - \varphi$ приймемо дволінійним (рис. 3).

Приймемо також додаткову гіпотезу про просте навантаження залізобетонного елемента і вважатимемо, що діаграми « $M - \epsilon$ » і « $T - \varphi$ » афінно подібні.

Дотримуючись енергетичного підходу, запропонованого Г.А. Генієвим, скористаємося принципом збереження повної питомої енергії деформації.

Для оцінки достовірності та ефективності запропонованої аналітичної розрахункової моделі визначення динамічних зусиль у перерізі складно

напруженого елемента було виконано розрахунок залізобетонної 3-х поверхової рами (рис. 4) на перерозподіл проведено порівняльний аналіз результатів розрахунку з результатами випробувань такої самої рами. Розглянуто дослідну конструкцію залізобетонної рами, випробувану на дію статичного навантаження, що викликає в ригелях рами кручення з вигином. Результати випробувань такої конструкції рами схема якої показана на рис. 2.

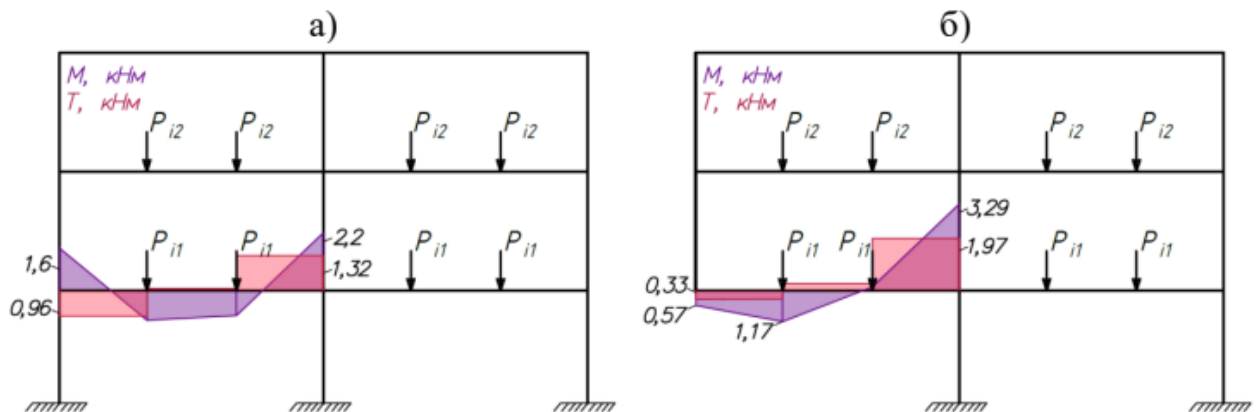


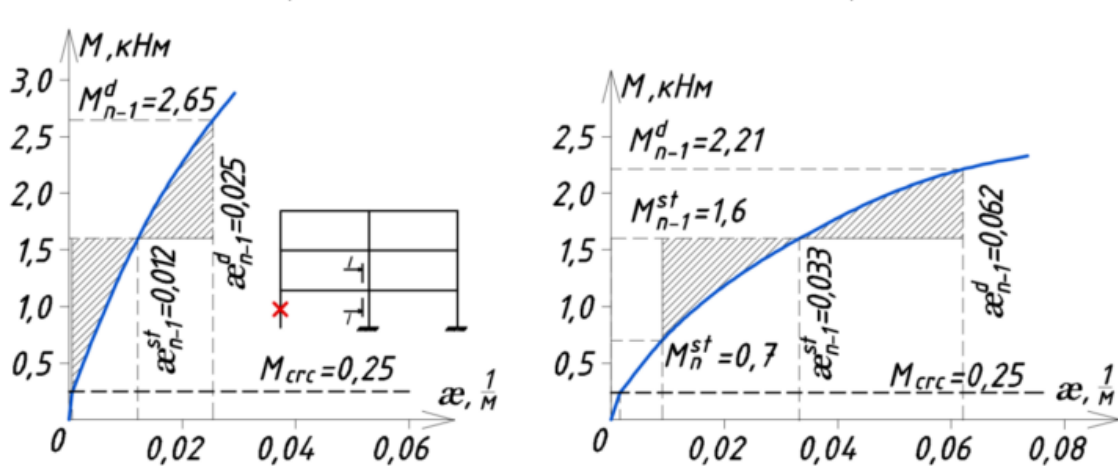
Рисунок 4 – Результати нелінійного динамічного розрахунку для ригеля, що примикає до зони локального руйнування в системі п(а) та в системі п-1(б)

Перетин ригелів рами прийнято 100x100 мм. Бетон класу С12/15, армування ригелів виконано чотирма поздовжніми стрижнями діаметром 6мм з арматури класу А240, поперечна арматура виконана у вигляді замкнутих хомутів із дроту діаметром 2мм, з фізикомеханічними характеристиками, близькими до характеристик А240.

Область міцності. Відповідно до гіпотези 2, співвідношення між внутрішніми згинальним і крутним моментами змінюється після утворення тріщин від $M+T$, це показано в дослідях Вл.І. Колчунова та А.І. Дем'янова, оскільки змінюється схема розподілу кривизн ϵ , кутів повороту θ . У той же час у міру навантаження конструкції на кожному кроці статичного та динамічного етапів навантаження це співвідношення при розрахунку параметра живучості приймається постійним.

Аналізуючи отримані результати розрахунку (рис. 5), можна назвати таке. Коефіцієнт динамічних довантажень θ , який визначається як відношення

a) б)



Інтерес представляють результати аналізу коефіцієнта динамічного

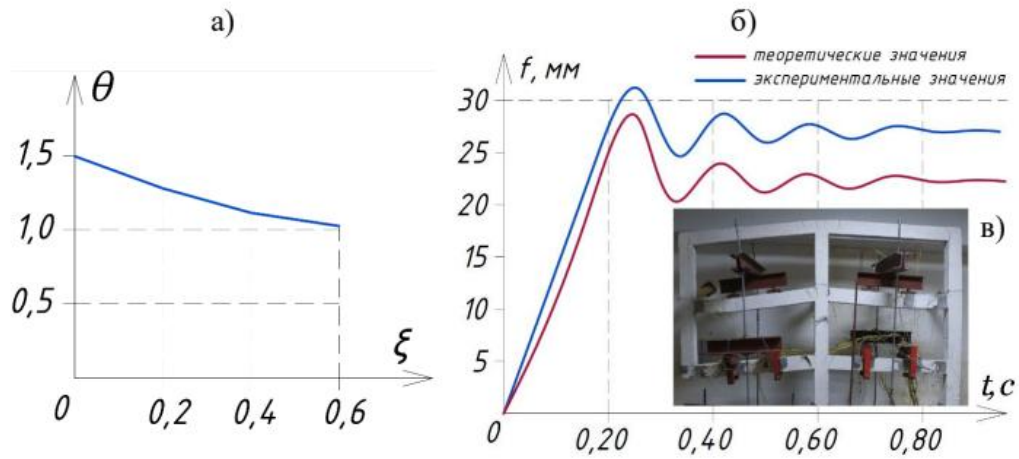


Рисунок 6 – Залежність коефіцієнта динамічного довантаження θ від співвідношення між крутним і згинальним моментами ξ (а), залежність «прогин - час» при виключенні з роботи крайньої колони (б), загальний вигляд руйнування дослідної конструкції рами (в)

Оцінку руйнування дослідної конструкції рами було виконано також прямим динамічним розрахунком з використанням ПК ЛІРА-САПР.

Результати розрахунку динамічних переміщень ригеля рами, що примикає до стійки, що видаляється, в порівнянні з досвідченою картиною динамічних переміщень перерізу ригеля наведені на рис.6, б. Характер загасання переміщень свідчить про те, що після особливого впливу ригелі рами над стійкою, що видаляється, зруйнувалися в приопорних зонах (рис.6, в).

Для визначення зусиль та деформацій складно-напруженого залізобетонного елемента рами в граничних та пограничному станах розглянемо напружено-деформований стан такого елемента при дії згинального та крутного моментів. Розв'язання задачі виконаємо стосовно фрагмента залізобетонної рамнострижневої конструктивної системи каркаса багатоповерхової будівлі при дії сил P_i , прикладених до ригелів першого поверху рами з ексцентриситетом e (рис.7 а, б). Розрахункова схема рами прийнята у двох варіантах: первинна - при заданих навантаженнях до застосування особливого впливу і вторинна - при дії на раму тих же навантажень, але з додатком особливого впливу у вигляді раптового видалення однієї з колон першого поверху рами.

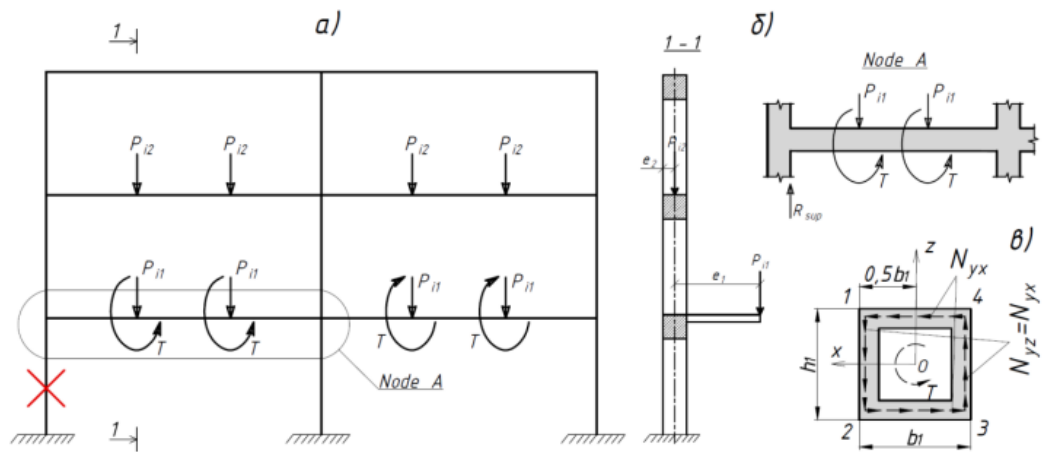


Рисунок 7 – Схема застосування навантажень (а, б) і загальна схема потоків дотичних сил $u_x N_{yz}$ N від дії крутного моменту T за розрахунковим контуром коробчатого поперечного перерізу 1-2-3-4 (в)

Армування конструкції рами виконано наступним чином (рис. 8).

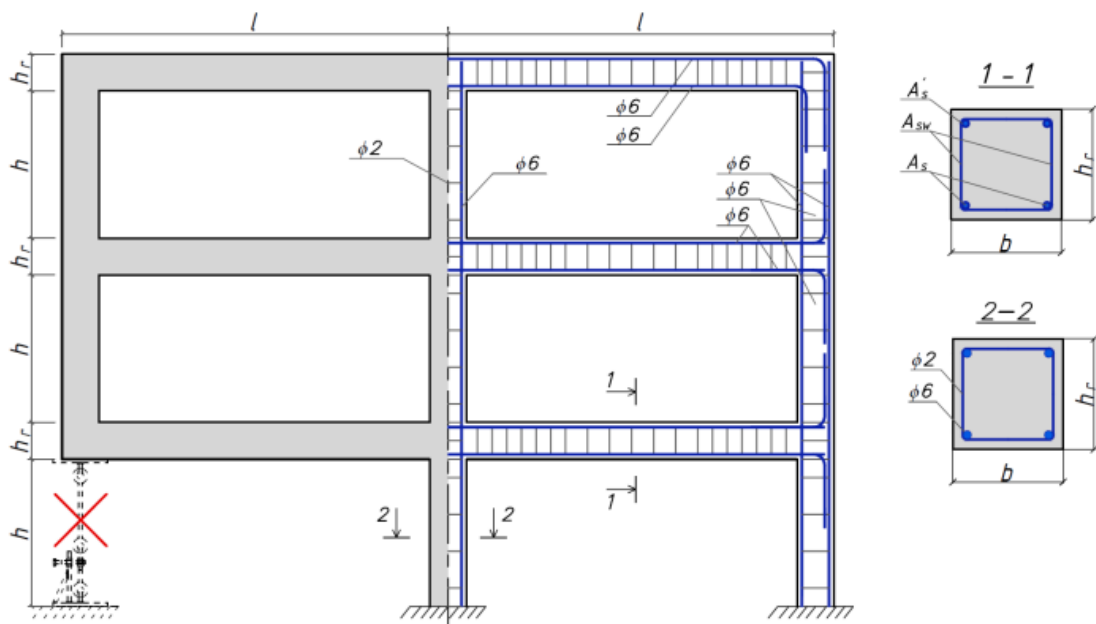
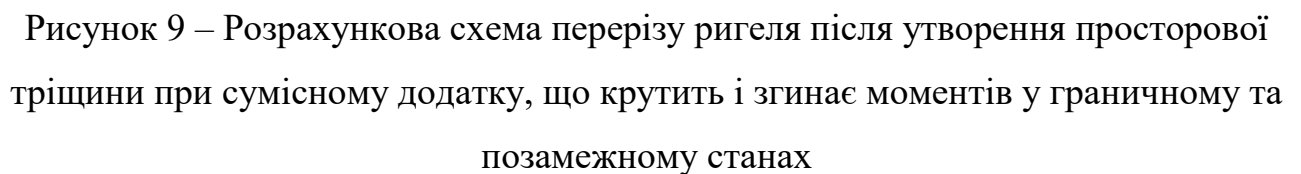


Рисунок 8 – Схема опалубки та армування залізобетонної рами

Ригель армований у верхній та нижній зоні симетричною поздовжньою арматурою з арматурних стрижнів, що визначається розрахунком на задані навантаження та особливу дію. Поперечна арматура ригеля прийнята у вигляді замкнутих хомутиків, розрахованої на спільну дію поперечної сили, що крутить і згинає моменти. Крок хомутиків у дослідних рамах прийнятий різний у припорній зоні на ділянках спільної дії моментів, що крутять, згинальних

Розрахункова схема для визначення напружено деформованого стану в перерізі після утворення просторових тріщин у ригелях рами прийнята на основі гіпотез та основних положень загальної деформаційної моделі складнонапруженого елемента. При розрахунку заданий прямокутний переріз ригеля моделюється еквівалентним коробчастим перерізом. При цьому вводиться додаткова гіпотеза про те, що схема розрахункового просторового перерізу, яка визначається критичною просторовою тріщиною в граничному та пограничному станах (рис. 9) після застосування особливого впливу залишається незмінною. Залежно від співвідношення крутного і згинального моменту T/M і відповідно характеру напруженого стану елемента кути нахилу просторової тріщини α_i можуть бути змінними.



1. Будується схема розрахункового просторового перерізу ригеля.

Відповідно до досвідчених даних та результатів проведених нами випробувань залізобетонних рам утворення тріщин у ригелях рам відбувається по гвинтовій поверхні. Моделювання такої просторової тріщини виконано в такий спосіб. Заданий прямокутний розрахунковий переріз залізобетонного складно напруженого елемента замінюється наведеним коробчастим перерізом з еквівалентними потоками контурних зусиль, що зсувають, в поперечному перерізі від крутного моменту і поперечних сил. Складна просторова поверхня тріщини при дії моментів, що крутить і згинає, апроксимується плоскими гранями (рис. 9): грань 7-8-11 зліва, грань 3-4-13 праворуч і ламаною складчастою поверхнею 11-7-13-3. При цьому схема розрахункового просторового перерізу в граничному та позаграничному станах на всіх рівнях деформування не змінюється.

2. Для заданої конструкції залізобетонної плоскої (рис. 8) або просторової рами будується за термінологією норм первинна та вторинна розрахункові схеми (рис. 7). У первинній розрахунковій схемі при заданих проектних навантаженнях P_i , прикладених до рами з ексцентриситетом e і початкової жорсткості перерізів елементів рами B_0 визначаються зусилля в ригелях і перевіряється умова утворення просторової тріщини цих зусиль. Якщо найбільш напруженому перерізі ригеля утворювалася просторова тріщина, обчислюється жорсткість перерізу ригеля з урахуванням тріщин B_1 і проводиться повторний розрахунок рами при цьому ж навантаженні. З первинної розрахункової схеми рами видаляється один із конструктивних елементів, наприклад, стійка першого поверху рами і до отриманої таким чином вторинної розрахункової схеми в напрямку осі віддаленої стійки зі зворотним знаком прикладається реакція в цій стійці, визначена з розрахунку первинної розрахункової схеми.

3. Використовуючи аналітичні залежності для визначення збільшення динамічних зусиль і динамічних деформацій, отриманих в рамній системі при аналізованих впливах, обчислюються динамічні зусилля, динамічні кривизни і динамічні кути повороту в просторовому перерізі ригеля з тріщиною.

4. Будується схема розподілу внутрішніх зусиль в арматурі в просторовій

тріщині розрахункового просторового перерізу (рис. 9) і для цього перерізу визначаються зсувна поздовжня і поперечна сила в стиснутому бетоні, зусилля $\bar{N}_{sz}$ (1) і правою $\bar{N}_{sz}$ (2) граней перерізу елемента, зусилля в поздовжній розтягнутій арматурі розташованої зліва $\bar{N}_{sx}(1)$ і праворуч отриманим з умов статички, фізичних та деформаційних співвідношень для розрахункового перерізу, що розглядається.

5. Середні відносні деформації у стрижнях 1 та 2 нижньої поздовжньої арматури у нижній та верхній зонах елемента на ділянках між тріщинами визначаються з використанням коефіцієнта В.І. Мурашова. Коефіцієнти, що враховують вплив зчеплення арматури з бетоном на ділянках між тріщинами, для тонкостінних елементів коробчатого перерізу, у першому наближенні можуть бути визначені залежно від запропонованих Н.І. Карпенка.

6. Виділяється чотири види відносних деформацій бічних стінок коробчатого елемента: середні відносні деформації поздовжньої арматури деформації $\varepsilon_{sz}(1)$ та $\varepsilon_{sz}(2)$ вертикальних стрижнів хомутів двох стінок відповідно.

7. За значеннями обчислених деформацій у хомутах та поздовжніх стрижнях арматури, а також деформацій бетону стиснутої зони у просторовому перерізі проводиться перевірка критеріїв особливого граничного стану встановлених вимогами норм.

У діючих вітчизняних і зарубіжних нормативних документах особливий граничний стан залізобетонних елементів конструкцій рамностержнева система каркасу багатоповерхових будівель визначається критеріями, що обмежують граничні деформації та граничні переміщення елементів розташованих у так званій зоні можливих локальних руйнувань після раптового видалення одного з нес0. Перевищення граничних значень зазначених параметрів сприймається як вичерпання несучої здатності елемента. При цьому не складно бачити, що в статично невизначеній конструктивній системі при настанні граничного стану в перерізі одного конструктивного елемента не відбувається втрата живучості всієї рамної системи або її значної частини. Тут живучість визначатимемо, як здатність системи до перерозподілу навантаження між її несучими елементами

при раптовому видаленні з роботи одного з елементів конструктивної системи.

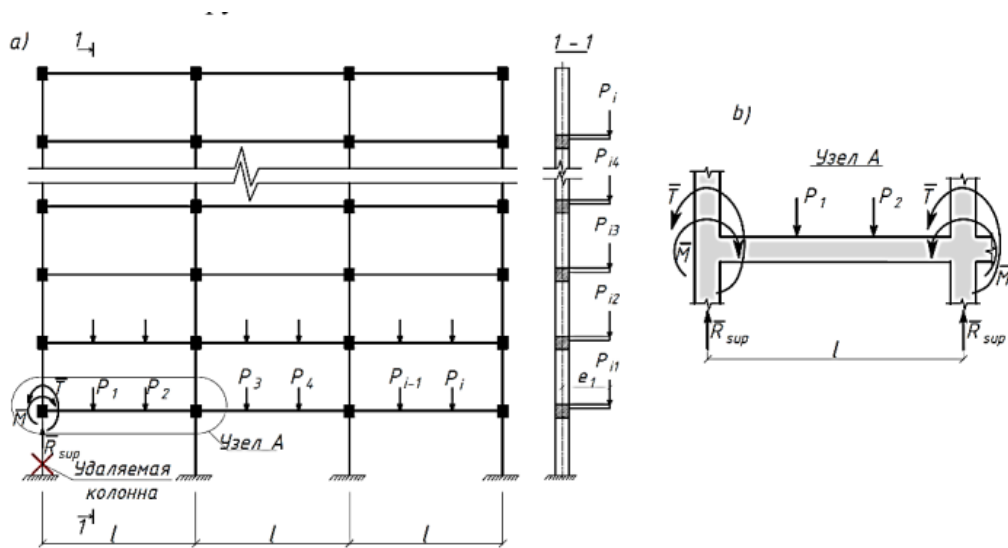


Рисунок 10 – Схема рамної конструктивної системи (а) та фрагмент складнонапруженого елемента в зоні можливого локального руйнування (б)

Відповідно до прийнятої концепції моделі живучості рамної конструктивної системи, яка визначається зміною ступеня статичної невизначеності, для кількісної оцінки її живучості введено параметр живучості. Цей параметр визначається відносним значенням, прикладеним до конструктивної системи навантаження, від дії якої в найбільш напружених перерізах елементів рами зусилля та деформації досягають граничних критеріїв.

Визначення параметра живучості розглянемо стосовно фрагменту складнонапруженого елемента ригеля розташованого в зоні видалення крайньої колони рамної системи. Розрахункова модель побудована з використанням наступних робочих гіпотез:

- зона можливого локального руйнування плоскої або просторової рамної системи обмежується прольотом ригеля або ригелів, що примикають до колони, що видаляється при просторовій конструктивній системі;
- особливий граничний стан у складному тендітному шарнірі настає при руйнуванні елемента за просторовим перерізом від спільної дії згинального та крутного моментів;
- при розрахунку складнонапруженого елемента співвідношення між

згинальним і крутним моментом у цьому елементі на кожному кроці навантаження параметричним навантаженням залишається постійним до і після тріщиноутворення, тобто. діаграми "згинальний момент-кривизна", "крутний момент-кут повороту" мають афінну подобу на всіх етапах навантаження конструкції.

Прийняті схема конструкцій рами, схема її навантаження та армування відповідали випробуванню на експлуатаційне навантаження та особливий вплив дослідним конструкціям.

Діаграму станів просторового перерізу залізобетонного ригеля конструктивно-нелінійної рами, що розглядається, представимо в координатах «параметричне навантаження λ – узагальнена опорна реакція R_{sup} » (рис. 11).

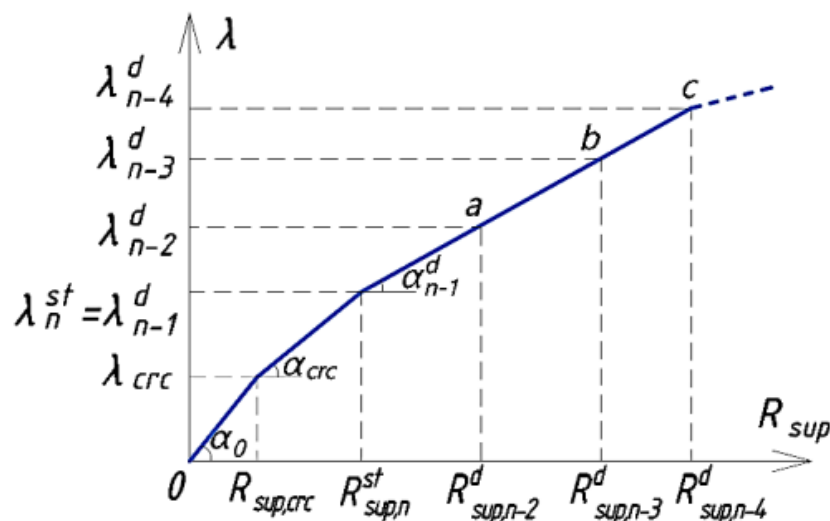


Рисунок 11 – Залежність узагальненої опорної реакції R_{sup} від параметра живучості λ

Розглянемо два найбільш характерні етапи режимного статико-динамічного навантаження конструктивної системи: 1 – статичне навантаження рами прикладеним проектним навантаженням у вигляді λmPi ; 2 - динамічне довантаження рами особливим впливом у вигляді раптового видалення з конструктивної системи стійки першого поверху.

На першому етапі розрахунку до статично невизначеної рамної системи прикладено постійне параметричне навантаження у вигляді зосереджених сил mPi . Таким чином, прикладене постійне навантаження прийнято

параметричним, тобто. її значення залежить від деякого параметра? Вважатимемо, що ці сили прикладені в деяких довільних точках по довжині прольоту кожного ригеля. При цьому по відношенню до осі ригеля ці сили прикладені з ексцентриситетом так, що в ригелях поруч із згинальними моментами виникають крутні моменти.

Передбачається, що утворення просторових пластичних шарнірів відбувається в міру збільшення навантаження $\lambda m P_i$ при досягненні граничних деформацій бетону та арматури в складнонапруженому від одночасної дії крутного та згинального моментів у просторовому перерізі ригелів рами. Ці перерізи показані точками s_k ($k = 1, 2, 3, n$) (рис. 12) і призначаються в залежності від точок докладання зосереджених сил, точок пов'язаних з різкою зміною жорсткостей несучих елементів, конструкції рами, що розраховується.

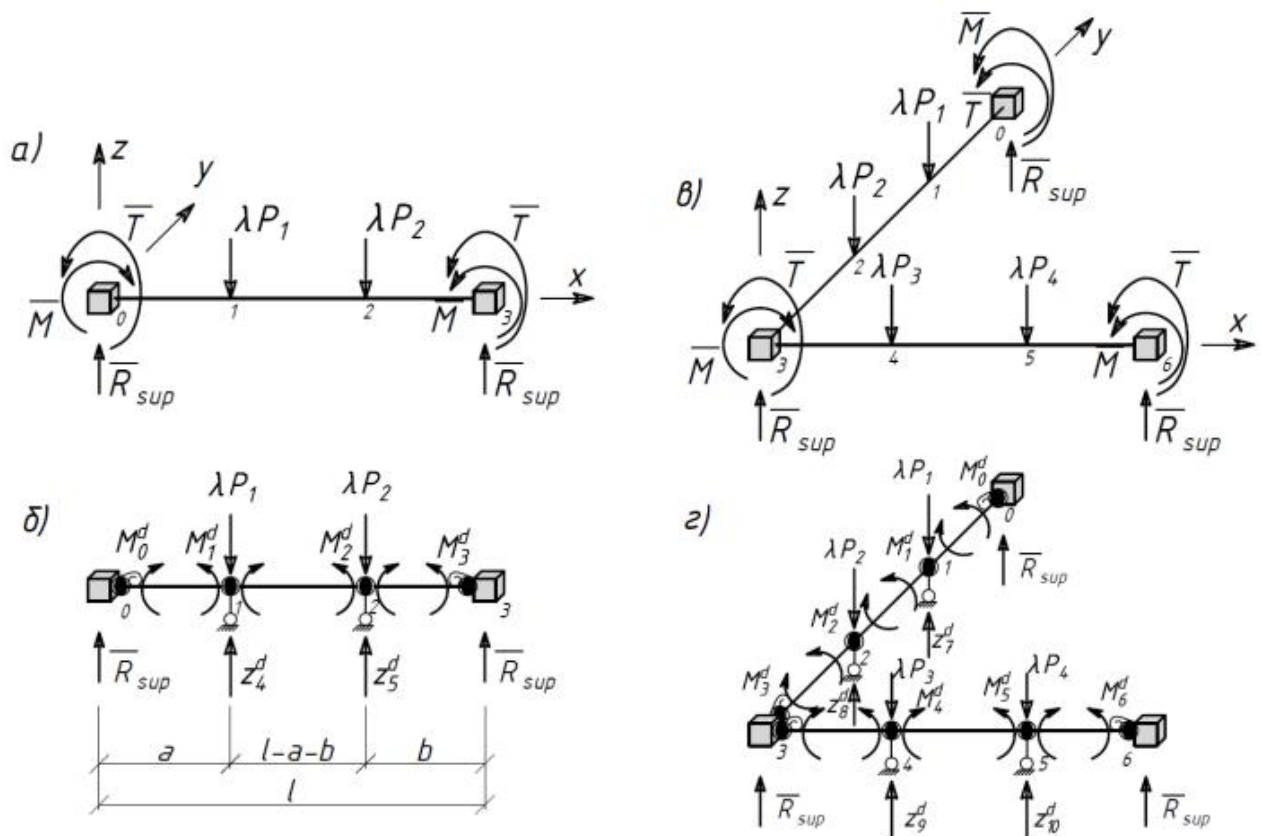


Рисунок 12 – Задана (а) та основна (б) система для розрахунку підконструкції зони можливого руйнування плоскої рамної системи;

в, г – те саме, для розрахунку підконструкції зони можливого руйнування просторової рамної системи

Розглянемо процес утворення просторових тріщин у процесі навантаження рами навантаженням $\lambda_{cr} P_i$ (рис. 11). При досягненні деякого рівня навантаження в перерізі складнонапруженого ригеля рамної системи утворюються просторові тріщини, викликані спільною дією моментів, що згинають і крутять. Процес утворення пластичних шарнірів у перерізах ригеля зручно уявити, використовуючи модель узагальненої опорної реакції, що виникає у конструкції при заданих на ригель навантаженнях. Після утворення цієї тріщини відбувається зміна значень жорсткостей перерізу, відповідно, на вигин B_0 та кручення G_0 з початкового рівня (B_0, G_0) до значень B_{cr} та G_{cr} .

Збільшуючи параметричне навантаження, позначене індексом m ($\lambda_m P_i$), не складно визначити її значення λ_m , при якому в перерізі, що розглядається, що проходить по просторовій тріщині в стислому бетоні, поперечній і поздовжній арматурі досягаються граничні деформації, що визначаються критеріями особливого граничного стану. В результаті в перерізі відбувається утворення пластичного шарніра і статична невизначеність рамної системи зменшується на одиницю, при цьому значення з рівнем навантаження λ_n відповідає значенню λ_{n-1} на діаграмі.

При додатку до навантаженої конструкції рами статичним навантаженням заданого рівня $\lambda_1 P_i$ і особливого впливу у вигляді раптового видалення з конструктивної системи колони першого поверху і подальшої структурної перебудови рамної системи в довантаженому цим впливом найбільш напруженому перерізі утворюється просторовий пластичний шарнір і, відповідно, зміниться ступінь (на діаграмі рис. 11 точка $\lambda_d n-1$), але руйнація аналізованого в зоні можливого локального руйнування жорстко защемленого елемента рами не відбудеться.

Подальше збільшення статичного навантаження при $m=2$ і відповідно $\lambda_2 P_i > \lambda_1 P_i$ призведе до того, що в досліджуваному конструктивному елементі в найбільш напружених перерізах утворюється не один, а мінімум два просторових пластичних шарніра і, відповідно, зміниться ступінь статичної невизначеності рамної системи на величину $n-1, n-2$), але кінематична змінність цього жорстко затисненого елемента рами не відбудеться. Збільшуючи

параметричну навантаження значення $m=3$, тобто. до значення $\lambda_3 P_i > \lambda_2 P_i$ ми знову визначаємо значення зусиль у ригелі рами та за прийнятими критеріями знову робимо перевірку граничної деформації у найбільш напружених перерізах.

Якщо в якомусь із перерізів критеріальні умови порушуються, то в цьому перерізі утворюється наступний пластичний шарнір і відповідно зменшується ступінь статичної невизначеності рами ще на одиницю. На діаграмі це відповідає точці $\lambda_d n-3$. При освіті на аналізованому ригелі рами послідовно трьох пластичних шарнірів настане кінематична змінність цього жорстко затиснутого ригелю рами. Доречно відзначити, що у разі надійного анкерування поздовжньої робочої арматури ригеля в тілі колони, вичерпання несучої здатності ригеля навіть при невиконанні критеріїв особливого граничного стану за граничними деформаціями може не відбутися, оскільки конструкції ригеля може перетворитися на змінну вантову систему, що працює.

Розглянемо методику обчислення невідомих зусиль у вибраній нами підконструкції ригеля моделюючого зону можливого локального руйнування (рис.12 а). Для вирішення задачі будемо використовувати неординарний змішаний метод переміщень. Основну систему змішаного методу для підконструкції ригеля представимо у вигляді врізаних у намічених точках складних пластичних шарнірів з невідомими кутовими M_j ($j = 1, 2, \dots, k$), T_j ($j = 1, 2, \dots, k$) і лінійними Z_i ($i = k + 1, k + 2, \dots, (+), b, n$).

У разі просторової системи каркасу багатоповерхової будівлі зона можливого локального руйнування представляється просторовою підконструкцією і відповідно до цього вибирається основна система змішаного методу (рис. 12, г). При цьому, згідно з прийнятою гіпотезою про афінну подібність діаграм деформування складнонапруженого просторового перерізу, число невідомих в системі скорочено і значення крутних моментів T_j ($j = 1, 2, \dots, k$) обчислені через коефіцієнт подібності $\eta = M/T$. Особливістю запропонованої методики з використанням варіанта неординарного змішаного методу, що розглядається, є те, що при розв'язанні задачі не потрібно зміна

розрахункової схеми, і відповідно, визначальних рівнянь змішаного методу. Використовуючи прийняту форму подання навантаження через параметр λ_m , вантажні коефіцієнти дозволяють рівнянь розглянутого змішаного методу.

Використовуючи побудовані діаграми статико-динамічного деформування просторового перерізу складнонапруженого залізобетонного елемента «параметричне навантаження λ - узагальнена опорна реакція R_{sup} » (рис. 11), проводиться критеріальна перевірка живучості рамної системи, що розглядається, при виключенні з роботи одного з опорних вертикальних елементів.

Відповідно до методики розрахунку з рівнянь рівноваги та деформаційних залежностей у просторовому розрахунковому перерізі (рис. 13) встановлено зв'язок між узагальненою опорною реакцією R_{sup} , зовнішнім навантаженням та граничними внутрішніми зусиллями у цьому перерізі.

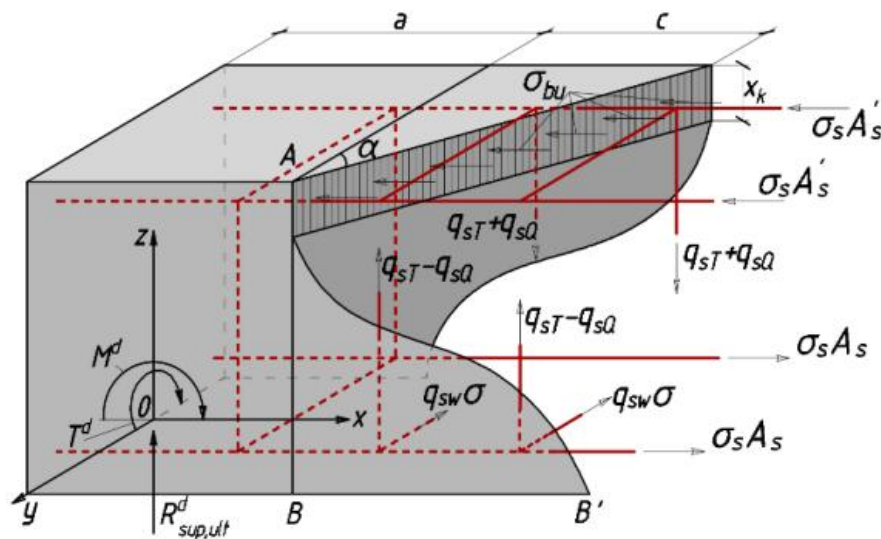


Рисунок 13 – Схема напруженого стану в просторовому перерізі к залізобетонного елемента при спільній дії згинального та крутного динамічних моментів

Записавши рівняння рівноваги моментів внутрішніх і зовнішніх сил у вертикальному перерізі, що проходить перпендикулярно до поздовжньої осі залізобетонного елемента по краю стиснутої зони заввишки X_k , що замикає просторову спіралеподібну тріщину, щодо осі y , що проходить через точку

додатку рівнодіючої зусиль динамічного моменту $M_{dj,ult}$ у аналізованому перерізі.

При досягненні в просторовому перерізі елемента граничного значення динамічного згинального $M_{dj,ult}$ або в стислому бетоні або розтягнутій арматурі деформації в найбільш напруженому перерізі j , після раптового видалення конструктивної системи однієї з опор, досягнутий граничних значень, і утворюється пластичний шарнір. При цьому для всіх зусиль у складних пластичних шарнірах (моментних зв'язках), що вимикаються, розраховується підконструкції рами буде задовольнятися система нерівностей.

На цій основі проводиться перевірка утворення пластичних шарнірів у розглянутому просторовому перерізі. Таким чином критерієм живучості, досліджуваної конструктивної рамної системи, в зоні можливого локального руйнування є послідовна зміна параметра m , ($m = 1,2,3$) при переході від статично невизначеної рамної системи зі складнонапруженими елементами в систему, що змінюється в міру послідовного утворення просторових пластичних шарів.

По суті, перевірка критерію живучості зводиться до обчислення визначника матриці коефіцієнтів при невідомих кожному кроці, після виконання перетворень системи рівнянь. У результаті, коли визначник матриці дорівнює нулю - система перетворюється на геометрично змінювану та її живучість вважається вичерпаною.

Визначення динамічних зусиль у складнонапружених ригелях при спільній дії згинального і крутного моментів, навантажених експлуатаційним статичним навантаженням і динамічним довантаженням у вигляді раптового видалення з рамної конструктивної системи одного з елементів виконано на енергетичній основі з використанням діаграм деформування розрахункового перерізу кут повороту».

Чисельним аналізом значень коефіцієнта динамічних довантажень у аналізованій конструкції залізобетонної рами встановлено, що при раптовій структурній перебудові конструктивної системи рами коефіцієнт динамічних довантажень і відповідно дисипативні властивості залізобетонної рами

залежать не тільки від виду напруженого стану і наявності тріщин при статичному навантаженні ξ у конструкції ригеля.

Деформаційна модель та отримані аналітичні залежності для визначення зусиль та деформацій у розрахунковому просторовому перерізі залізобетонної рами зі складнонапруженими ригелями, у граничному та пограничному стані, викликаному особливим аварійним впливом. Параметри напружено-деформованого стану в складнонапруженому розрахунковому перерізі ригеля при режимі навантаження, що розглядається, визначені на основі моделі наведеного просторового перерізу, що проходить по просторовій тріщині. Позазначний стан розрахункового перерізу визначено деформаційними критеріями для бетону та арматури.

Методика визначення параметра живучості фізично та конструктивно нелінійних залізобетонних рамних конструктивних систем каркасів багатоповерхових будівель з елементами, що зазнають складного опору – вигин із крученням при статико-динамічному режимі їхнього навантаження особливим впливом. З використанням неординарного змішаного методу будівельної механіки стрижневих систем отримані розрахункові залежності для визначення параметричного навантаження, при якій в найбільш напруженому просторовому перерізі елементів рами при режимі навантаження, що розглядається, досягаються критерії особливого граничного стану і, у міру послідовного утворення просторових пластичних шарнірів відбувається перехід від статично невизначеної рамної системи в геометрично змінювану.

8.8 Загальні висновки

1. При використанні діаграм деформації розрахункового перерізу «згинальний момент – кривизна» та «крутний момент – кут повороту» побудовано залежності для визначення динамічних довантажень у складно-напружених ригелях при спільній дії згинального та крутного моментів, навантажених експлуатаційним статичним навантаженням та особливим впливом у вигляді раптового видалення з рамної конструктивної системи одного з несучих елементів.

2. Чисельним аналізом значень коефіцієнта динамічних довантажень в розглянутій конструкції залізобетонної рами, при її двоступеневому режимі навантаження встановлено, що при раптовій структурній перебудові конструктивної системи рами коефіцієнт динамічних довантажень, так само як і дисипативні властивості залізобетонної рами залежать не тільки від виду напруженого стану і наявності тріщин при статичному навантаженні, але і від співвідношення між крутним і згинальним моментами ξ в конструкції ригеля.

3. Побудовано напіваналітичну деформаційну модель і отримано аналітичні залежності для визначення зусиль і деформацій у розрахунковому просторовому перерізі ригелів залізобетонних рам у граничному та позаграничному стані. Параметри напружено-деформованого стану в складно-напруженому розрахунковому перерізі ригеля при розглянутому режимі навантаження визначені на основі моделі наведеного просторового перерізу, що проходить по просторовій тріщині. Поза межний стан розрахункового перерізу визначений деформаційними критеріями для бетону і арматури.

4. Запропоновані фізична модель залізобетонної рами, що моделює фрагмент каркасів багатоповерхової будівлі, елементи якого зазнають складного напруженого стану, а також методика її випробувань дозволили експериментально визначити параметри тріщиностійкості, жорсткості, розвитку і розкриття тріщин, деформації конструкцій рам, значення коефіцієнта динамічних довантажень, коефіцієнта демпфування і параметра живучості при розглянутих впливах.

5. На основі розробленої розрахункової моделі для аналізу деформування залізобетонних рам при особливих впливах побудовано методику та алгоритм практичного розрахунку живучості фізично і конструктивно нелінійних конструктивних систем залізобетонних каркасів багатоповерхових будівель з елементами, що зазнають складного опору – вигин з крученням при статико-динамічному режимі їх навантаження.

6. Проведеними чисельними дослідженнями з використанням запропонованої методики вивчено вплив виду напруженого стану, рівня статичного навантаження конструктивної системи на коефіцієнт динамічного

довантаження в складно-напружених елементах залізобетонної рами.

7. На основі проведених досліджень розроблено рекомендації щодо підвищення живучості залізобетонних збірних і збірно-монолітних конструкцій каркасів багатоповерхових будівель, які можуть бути використані при проектуванні.

Список використаних джерел:

1. Планування і забудова територій: ДБН Б.2.2-12:2019. Київ: Мінрегіонбуд України, 2019. 183 с.
2. Склад, порядок розроблення, погодження та затвердження проектної документації для будівництва: ДБН А.2.2-3-2014. Київ: Мінрегіонбуд України, 2014. 36 с.
3. Будівельна кліматологія: ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. 127 с.
4. Теплова ізоляція будівель: ДБН В.2.6-31:2016. Київ: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства, 2017. 37 с.
5. Конструкції зовнішніх стін із фасадною теплоізоляцією. Вимоги до проектування, улаштування: ДБН В.2.6-33:2018. Київ: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства, 2018. 37 с.
6. Будівельні матеріали. Матеріали нерудні для щебеневих і гравійних основ та покриттів автомобільних доріг Загальні технічні умови: ДСТУ Б В.2.7-30:2013. Київ: Мінрегіонбуд України, 2013. 66 с.
7. Конструкції зовнішніх стін із фасадною теплоізоляцією. Класифікація і загальні технічні вимоги: ДСТУ Б В.2.6-34:2008. Київ: Мінрегіонбуд України 2009, 20 с.
8. Конструкції зовнішніх стін із фасадною теплоізоляцією та опорядженням штукатурками. Загальні технічні умови: ДСТУ Б В.2.6-36:2008. Київ: Мінрегіонбуд України, 2016. 35 с.
9. Будівельні матеріали. Суміші асфальтобетонні і асфальтобетон дорожній та аеродромний. Технічні умови: ДСТУ Б В.2.7-119:2011. Київ: Мінрегіонбуд України, 2012. 59 с.
10. Будівельні матеріали. Плити бетонні тротуарні. Технічні умови: ДСТУ Б В.2.7-238:2010. Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. 27 с.
11. Будівельні матеріали. Камені бетонні і залізобетонні бортові (ГОСТ 6665-91, MOD): ДСТУ Б В.2.7-237: 2010. Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. 55

с.

12. Будівельні матеріали. Цегла та камені силікатні. Технічні умови: ДСТУ Б В.2.7-80:2008. Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. 27 с.

13. Будівельні матеріали. Цегла та камені керамічні рядові і лицьові. Технічні умови (EN 771-1:2003, NEQ): ДСТУ Б В.2.7-61:2008 Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. 33 с.

14. Будівельні матеріали. Вироби бетонні стінові дрібноштучні. Технічні умови (EN 771-3:2003, NEQ): ДСТУ Б В.2.7-7:2008. Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. 52 с.

15. Блоки віконні та дверні полівінілхлоридні. Загальні технічні умови: ДСТУ Б В.2.6-15:2011. Київ: Мінрегіонбуд України, 2012. 42 с.

16. Житлові будинки. Основні положення: ДБН В.2.2-15-2005. Київ: Державний комітет України з будівництва та архітектури, 2005. 76 с.

17. Опалення, вентиляція та кондиціонування: ДБН В.2.5-67:2013. Київ: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства, 2013. 147 с.

18. Блоки дверні металеві протиударні вхідні в квартири. Загальні технічні умови: ДСТУ Б В.2.6-11:2011. Київ Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2012. 23 с.

19. Інженерне обладнання споруд, зовнішніх мереж. Труби чавунні каналізаційні і фасонні частини до них Технічні умови (ГОСТ 6942-98): ДСТУ Б.В.2.5-25:2005. Київ: Мінрегіонбуд України, 2005. 26 с.

20. Настанова з монтажу внутрішніх санітарно-технічних систем (СНиП 3.05.01-85, MOD): ДСТУ-Н Б В.2.5-73:2013. Київ: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства, 2013. 29 с.

21. Газопостачання. Інженерне обладнання будинків і споруд: ДБН В.2.5-20-2018. Київ: Мінрегіонбуд України, 2019. 113 с.

22. Зображення умовні графічні електрообладнання та проводок на планах: ДСТУ Б А.2.4-19:2008. Київ: Мінрегіонбуд України, 2019. 15 с.

23. Навантаження і впливи. Норми проектування: ДБН В.1.2-2:2006. Київ:

Мінбуд України, 2006. 60 с.

24. Метали. Метод випробування на розтяг металів і сплавів за низьких та кріогенних температур: ДСТУ 7305:2013. Київ: Мінекономрозвитку України, 2014. 14 с.

25. Проектування електрообладнання об'єктів цивільного призначення: ДБН В.2.5-23:2010. Київ: Мінрегіонбуд України, 2010. 169 с.

26. Проектування електрообладнання об'єктів цивільного призначення: ДБН В.2.5-23:2010. Київ: Мінрегіонбуд України, 2010. 109 с.

27. Правила будови електроустановок. Електрообладнання спеціальних установок (ДНАОП 0.00-1.32-01): НПАОП 40.1-1.32-01. Київ: Держнаглядохоронпраці, 2001. 78 с.

28. Улаштування блискавкозахисту будівель і споруд: ДСТУ Б В.2.5-38:2008. Київ: Мінрегіонбуд України, 2008. 72 с.

29. Пожежна безпека об'єктів будівництва Загальні вимоги: ДБН В.1.1-7:2016. Київ: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2017. 39 с.

30. Майданчики і сходи для будівельно-монтажних робіт: ДСТУ Б В.2.8-44:2011. Київ: Мінрегіонбуд України, 2012. 16 с.

31. Внутрішній водопровід та каналізація: ДБН В.2.5-64:2012. Київ: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2013. 113 с.

32. Житлові будинки. Основні положення: ДБН В.2.2-15:2019. Київ: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2019. 42 с.

33. Захист від пожежі. Пожежна безпека об'єктів будівництва: ДБН В.1.1.7-2002. Київ: Держбуд України, 2003. 87 с.

34. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення: ДБН А.3.2-2-2009. Київ: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2012, 14 с.

35. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення: ДБН В.2.1-10:2018. Київ: Мінрегіонбуд України, 2018. 36 с.

36. Настанова щодо проведення земляних робіт та улаштування основ і фундаментів: ДСТУ-Н Б В.2.1-28:2013. Київ: Мінрегіонбуд України, 2013. 88 с.
37. Охорона праці і промислова безпека в будівництві: ДБН А.3.2-2-2009. Київ: Мінрегіонбуд України, 2012. 94 с.
38. Економіка підприємства: Підручник/ За заг.ред С.Ф.Покропивного. – Вид.2-ге, перероб. та доп. – К.: КНЕУ, 2001. – 528с.,іл.
39. Економічний аналіз: навчальний посібник для студентів вищих навчальних закладів. За ред. проф. Ф.Ф. Бутинця. – Житомир: ПП “Рута”, 2003. – 680 с.
40. ДБН В.2.3-15:2007. Споруди транспорту. Автостоянки і гаражі для легкових автомобілів. – введ. 2007-08-01. – К.: Мінрегіонбуд України, 2007. – 36 с.
41. Екологія та автомобільний транспорт. Навчальний посібник / [Юрій Гутаревич, Дмитро Зеркалов, Анатолій Говорун та ін.] – К.: Арістей, 2008. – 291 с.
42. Бересневич П. В. Екологія гірничого виробництва / Бересневич П. В, Вілкул Ю. Г., Голишев А. М. – Кривий Ріг: Мінерал, 1998. – 152 с.
43. Оситнянко А. П. Планування розвитку міста: Монографія / А. П. Оситнянко. – К.: КНУБА, 2005. - 385 с.
44. Ключниченко Є. Є. Соціально-економічні основи планування та забудови міст / Є. Є. Ключниченко. – К.: Укрархбудінформ, 1999. – 348 с.
45. Ключниченко Є. Є. Формування житлового середовища: Навчальний посібник / Є. Є. Ключниченко. – К.: КНУБА, 2006. – 164 с.
46. Ціноутворення у будівництві: збірник офіційних документів та роз’яснень. – К.: Інпроект, 2012. – №11,128с.
47. Стельмах О.В. Містобудівні принципи і методи формування системи паркування легкових індивідуальних автомобілів в крупних та найкрупніших містах України: автореф. дис. на здобуття наук, ступеня канд. техн. наук : спец. 05.23.20 „Містобудування та територіальне планування” / О. В. Стельмах. – Київ, 2004. – 16, [1] с.
48. Автостоянки і гаражі для легкових автомобілів: ДБН В.2.3-15:2007.

Київ: Мінрегіонбуд України, 2007. 40 с.

49. П.І. Кривошеєв. “Науково-технічні проблеми координації дій щодо захисту будівель, споруд і територій зі складними інженерно-геологічними умовами”. // Будівництво України. – 2001. – № 6. – С. 16-19.

50. ДБН А.3.1-5-96. Управління, організація і технологія. Організація будівельного виробництва / Мінбуд України. – К.: Укрархбудінформ, 1996. – 66 с.

51. Городецкий О.С. Деякі питання проектування фундаментних конструкцій висотних будинків. // Будівництво України. – 2004. – № 2. – С. 39-43.

52. R.B.I. Brinkgreve. P.A. Vermeer. PLAXIS B.V. Version 7. – Rotterdam, Brookfield, 1998. – 70 p.

53. Шилов Е.Й., Гойко А.Ф. Економіка будівництва. Інвестиції та їх регулювання. Визначення ефективності інвестиційних проектів. – К.: КНУБА, 2003. – 84 с.

Додатки

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
КРИВОРІЗЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ**

Міжнародна науково-технічна конференція

Матеріали конференції

**РОЗВИТОК ПРОМИСЛОВОСТІ
ТА СУСПІЛЬСТВА**



Кривий Ріг - 2025

Р.О. ТИМЧЕНКО, д-р техн. наук, проф., Д.А. КРІШКО, канд. техн. наук, доц.,
В.О. САВЕНКО, канд. техн. наук, докторант, В.О. БИХНО, аспірант,
Т.В. ГОРЯШКО, магістрант
Криворізький національний університет

ОСОБЛИВОСТІ ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ

Висотні будівлі мають свою специфіку, що істотно відрізняє їх від звичайних будівель і впливає на застосовувані конструкції та конструктивні системи. При збільшенні висоти будівель зростає вплив горизонтальних навантажень.

При певній висоті горизонтальний прогин стає настільки великим, що вимоги жорсткості конструкцій несучих стають при розрахунку вирішальними. Величина жорсткості залежить насамперед конструктивної системи будівлі. Більше того, ефективність конкретної системи залежить від обсягу використовуваного матеріалу несучих конструкцій. Оптимізація споруди за певних вимог до об'ємно-планувального рішення зводиться до досягнення максимальної жорсткості за мінімальної ваги.

З метою зниження вітрових впливів проєктувальники часто вибирають ефективну в аеродинамічному відношенні об'ємну форму будівлі – циліндричну, пірамідальну або призматичну (з планом у вигляді квадрата, трикутника або прямокутника із заокругленими кутами).

З метою підвищення стійкості будівлі вдаються до розширення його перерізу до основи в одному або двох напрямках.

Такі фактори як високе навантаження на несучі конструкції, особливо на основи та фундаменти; підвищена значимість впливу природних та техногенних факторів, таких як сейсмічні впливи, сонячна радіація, аеродинаміка, вібрації, шуми, аварії, пожежі, а також терористичні акти на безпеку експлуатації; нерівномірна завантаженість елементів конструкцій, підвищені вимоги пожежної безпеки, так само є відмінними особливостями висотного будівництва, що вимагають підвищеної уваги та істотно впливають на вибір конструктивних та об'ємно-планувальних рішень.

Все перелічене вище призводить до розробки систем, найбільш раціональних для певного діапазону висот. Конструктивне та компоновальне рішення залежить головним чином від висоти об'єкта.

Проте істотний вплив на вибір конструктивної системи надають і такі фактори, як сейсмічна активність району будівництва, інженерно-геологічні умови, атмосферні та насамперед вітрові впливи, архітектурно-планувальні вимоги, функціональне призначення.

Висотні будівлі можна розділити на діапазони по висоті, кожному з яких характерні свої конструктивні рішення. При цьому слід зауважити, що межі діапазонів певною мірою умовні через перераховані вище обставини.

Аналізуючи хід розвитку конструктивних систем можна виділити дві основні конструктивні групи, це стрижневі конструктивні системи та стінові (діафрагмові).

У результаті поєднання цих двох груп можна виявити чотири основні конструктивні системи – це стінова, система зі стрижневими конструкціями (каркасна), стовбурова та оболонкова (коробчаста система). Кожна з перерахованих систем має свої різновиди.

Поруч із основними конструктивними системами ширше застосовуються комбіновані конструктивні, найчастіше ефективніші з погляду сприйняття навантажень і раціональніші з позиції витрати матеріалів і техніко-економічного обґрунтування. Так, наприклад, оболонкова система складається з декількох комбінованих систем, так званої оболонково-ствольної «труба в трубі» і оболонково-діафрагмової «пучок труб». Також часто застосовуються каркасно-ствольні конструктивні системи.

На основі вищевказаних основних конструктивних систем можна скласти різні комбінації на основі 2-х, 3-х і навіть 4-х систем. Хотілося б відзначити, що конструктивну систему будівлі вибирають як у вигляді основної системи, так і у вигляді комбінації основних систем. Загалом кількість комбінованих систем, враховуючи домінуючу і рецесивну участь поєднаних систем, налічує кілька десятків. Велике значення на вибір конструктивної системи будівлі надає і функціональне призначення об'єкта, що проєктується.

Доповідь присвячено розгляду особливостей висотних будівель.

Р.О. ТИМЧЕНКО, д-р техн. наук, проф., Д.А. КРІШКО, канд. техн. наук, доц.
В.О. САВЕНКО, канд. техн. наук, докторант, В.О. БИХНО, аспірант,
Т.В. ГОРЯШКО, магістрант, Криворізький національний університет

ОСНОВНІ КОНСТРУКТИВНІ СИСТЕМИ ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ

Стисненість та обмеженість міської забудови, викликані прагненням скорочення протяжності міських комунікацій, а також збереженням лісопаркової приміської зони, ускладнює розвиток міст за рахунок розширення їх територій та змушує збільшувати поверховість будівель. Розглянемо основні конструктивні системи.

Каркасні системи. Дана система досить широко застосовується у будівництві висотних будівель, у чистому вигляді дана система може бути ефективною в будівлях до 30-35 поверхів. З ростом поверховості неминуче ускладнення конструкції рамних вузлів для сприйняття зростаючих горизонтальних навантажень диктує перехід до зв'язкового каркаса з наскрізними сталевими вертикальними діафрагмами жорсткості або з суцільними залізобетонними стінами-діафрагмами жорсткості.

Стовбурна система. Як основна несуча конструкція, використовується вертикальний просторовий стрижень – стовбур жорсткості. Ці стовпи використовуються як системи стін-діафрагм, що забезпечують необхідну бічну стійкість будівлі. Товщина стінок ствола коливається по висоті будівлі і може досягати від 30 до 100 см, залежно від поверху. Стовбури можуть виконуватися із сталі, залізобетону або їх комбінації. Стовбури жорсткості можна розглядати як великі консольні балки защемлені в ґрунті та горизонтальні навантаження, що сприймають. Водночас стовбур сприймає і вертикальні навантаження. Однак при висоті будівель близько 200 м, у зв'язку з обмеженістю площі стовбура, дана система перестає мати достатню жорсткість і стає не ефективною. Основна ствольна система отримала впровадження у двох конструктивних модифікаціях – з передачею всіх навантажень на ствол через підвіски та оголовок (ствольно-підвісна система), або через потужну консоль у основі ствола (ствольно-консольна система). Єдиним недоліком цих конструктивних систем у плануванні є обмеженість простору поверху.

Оболонкова система. Сучасному напрямку розвитку методів проектування будівельних конструкцій відповідає концепція системи оболонки. Оболонкові системи настільки ефективні, що в більшості випадків сумарна витрата матеріалів на 1 м² корисної площі можна порівняти з витратами для традиційних рамних конструкцій з висотою будівель, удвічі меншою. Має максимальну жорсткість з розглянутих систем. Розрахунок будівель за оболонковою системою передбачає, що зовнішні конструкції сприймають горизонтальні навантаження як замкнутий консольний порожнистий стрижень коробчатого перерізу. Дана система має найбільшу жорсткість, у зв'язку з тим, що зсув несучих конструкцій до зовнішнього контуру забезпечує таким будинкам високий опір горизонтальним навантаженням. Оболонкова система найбільш ефективна на висотних будинках понад 150-200 м. Стіни зовнішньої коробки складаються з близько розташованих по периметру будівлі колон, пов'язаних між собою об'язувальними балками.

Крім перерахованих вище систем у чистому вигляді, застосовуються комбіновані системи, що поєднують різні типи вертикальних несучих конструкцій. У центрі плану розташовується ствол з розміщенням у його просторі ліфтовими шахтами та холами. Дана система має велику планувальну гнучкість і може бути призначена для будівель практично будь-якого функціонального призначення. Вона вдало підходить як для контор, офісів і торгових залів, так і для апартаментів та готелів.

З вище написаного можна зробити висновки, що жодна конструктивна система не є безумовно кращою. Конструктивну систему розумно підбирати, з певного діапазону висот. Обґрунтування її вибору має включати розгляд економічних факторів, функціональне призначення будівлі та вимоги до об'ємно-планувального рішення. Тому при проектуванні конкретної споруди слід розглядати два або більше різних рішень, які хоч і здаються часом схожими, але відрізняються техніко-економічними показниками. Проектувальник повинен враховувати як початкову вартість проекту, а й витрати на функціонування закінченої будівлі, тобто повинен брати до уваги питання економіки будівлі.

Доповідь присвячено аналізу основних конструктивних систем висотних будівель.

Міністерство освіти і науки України
Одеська державна академія будівництва та архітектури
Одеська міська рада
University North (Хорватія)
Slovak University of Technology in Bratislava (Словаччина)
ДП Науково-дослідний інститут будівельних конструкцій
Академія будівництва України



ЗБІРКА ТЕЗ ДОПОВІДЕЙ

**VI міжнародної науково-практичної
конференції**

***ЕКСПЛУАТАЦІЯ ТА РЕКОНСТРУКЦІЯ
БУДІВЕЛЬ І СПОРУД***

25-26 вересня 2025 р.

м. Одеса

МЕТОДИ ЗАХИСТУ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД ВІД ПРОГРЕСУЮЧОГО РУЙНУВАННЯ

Тімченко Р.О., *д.т.н., проф.*, **Крішко Д.А.**, *к.т.н., доц.*,
Савенко В.О., *к.т.н., докт.*, **Бихно В.О.**, *асп.*, **Горяшко Т.В.**, *маг.*,
Самоткан А.С., *маг.*, *Криворізький національний університет*

Як правило, при прогресуючому руйнуванні імітують виключенням однієї або кількох колон. За різних сценаріїв руйнування будівельних конструкцій вивчалися: вузли між двома балками та колонами; рами, утворені балками та колонами. Важливо відзначити, що більшість досліджень проводилися на залізобетонних, сталевих та композитних конструкціях та мало уваги приділяється дослідженням кам'яних та дерев'яних конструкцій у цій галузі. Проаналізуємо проведені дослідження, залежно від типу конструкцій.

Вузли будівельних конструкцій. Випробування будівельних конструкцій на прогресуюче руйнування виконувалося на вузлах, що утворюються двома пролітними балками та кількома колонами. До завдань досліджень включалося: побудова схем руйнування фрагментів залізобетонних плоских та просторових балкових та рамно-стрижневих конструкцій з моментами та лінійними зв'язками; встановлення кількісних параметрів впливу ефекту просторової роботи та фактора часу на параметри живучості конструктивної системи.

Сталеві та композитні конструкції. Важливе значення у роботі сталевих каркасів має вузлове з'єднання балки з колоною для забезпечення опору прогресуючого руйнування. Були виконані дослідження на різних типах зварних та болтових типах з'єднань балки з колоною на аварійну дію. В області конструкцій з композитних матеріалів вивчалася несуча здатність з'єднань двопрогонової сталевої балки зі сталевими колонами з використанням закладних деталей з композитних матеріалів при раптовому видаленні однієї з колон.

Збірні та монолітні залізобетонні конструкції. Проведено дослідження спільної роботи ригеля та плит при руйнуванні центральної колони. Проводились дослідження плоских рамно-стрижневих конструкцій з монолітними та збірними вузловими з'єднаннями при руйнуванні центральної колони.

На сьогоднішній день з робіт вчених ясно, що не існує універсальних правил проектування та захисту будівель та споруд від прогресуючого руйнування. Тим не менш, для запобігання або

обмеження прогресуючого руйнування після відмови одного з несучих елементів конструктивної системи (непередбачений гіпотетичний вплив), залежно від ідентифікації будівлі та споруди, запропоновано різні методи захисту.

Було розглянуто класифікацію методів захисту від прогресуючого руйнування за трьома основними категоріями: заходи вторинного захисту, непряме проектування та пряме проектування.

Заходи вторинного захисту. Вони спрямовані на запобігання чи зниження впливу подій, що викликають особливі навантаження на конструкції з використанням захисних заходів. Особливими навантаженнями можуть бути: захисні бар'єри навколо колон, локалізація будівлі від багатолюдних місць, контроль за відвідувачами об'єктів, спеціальне фарбування поверхонь, що підвищує опір вогневому або вибуховому впливу і т.д.

Непряме проектування. Воно ґрунтується на вимогах до конструкцій для забезпечення захисту від прогресуючого руйнування. Так описи цього підходу використовували термін «загальна структурна цілісність». Іншими словами – це метод структурного синтезу конструктивної системи зі створенням наперед заданих вимог, що ефективно виконують функціональні властивості. Проектування конфігурації конструктивної системи полягає у визначенні її топології, геометрії та параметрів армування перерізу.

Метод прямого проектування. Він використовується безпосередньо при проектуванні та конструюванні каркасів будівель та споруд. Цей метод поділяється на: альтернативні шляхи силового опору, при якому потрібно, щоб конструкція була здатна зберегти несучу здатність після втрати конструктивного елемента та руйнування були б локалізовані через перерозподіл зусиль через конструктивні зв'язки;

Метод призначення локального опору – метод, який вимагає, щоб будівля або її частина мали опір спеціальним навантаженням та впливам. Заходи вторинного захисту та непрямого проектування не завжди ефективні, особливо для будівель та споруд підвищеного рівня відповідальності та з масовим перебуванням людей. Заходи активного захисту (пряме проектування) найбільш доцільні для таких об'єктів капітального будівництва, вимоги щодо захисту яких відображені в багатьох законодавчих та нормативно-правових документах різних країн.

Доповідь присвячена дослідженням методів захисту від прогресуючого руйнування, особливо експлуатованих та реконструйованих будівель та споруд.



Національний університет
водного господарства
та природокористування

СЕРТИФІКАТ

учасника V-ої Всеукраїнської науково-технічної Інтернет-конференції
«Новітні тенденції розвитку міського будівництва та господарства»

виданий

Тетяні Горяшко

магістрантці Криворізького національного університету

Голова оргкомітету інтернет-конференції,
ректор НУВГП

Віктор МОШИНСЬКИЙ

23-25 квітня 2025 р., м. Рівне

