

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

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

Кафедра матеріалознавства та інженерії композитних конструкцій

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА БАКАЛАВРА

**ПРОЄКТУВАННЯ ДВОПОВЕРХОВОГО ЖИТЛОВОГО БУДИНКУ
САДИБНОГО ТИПУ У МІСТІ ПОЛТАВА**

Розробив: студент IV курсу, групи ПЦБ 2022-1
за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна
інженерія »

ОПП «Промислове та цивільне будівництво »

Дуріхін Дмитро Васильович

Керівник: к.т.н., доц. Макаренко О.В.

Рецензент: д.т.н., проф. Кондратьєв А.В.

2026 рік

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

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

ЗАТВЕРДЖУЮ:

Завідувач кафедри
матеріалознавства та інженерії
композитних конструкцій
д.т.н., проф. Кондратьєв А.В.



(підпис)

« 19 » 06 2026 р.

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

Дуріхіну Дмитру Васильовичу

Спеціальність: *192 - Будівництво та цивільна інженерія*

Освітньо-професійна програма: *Промислове та цивільне будівництво*

Тема кваліфікаційної роботи: *Проектування двоповерхового житлового будинку садибного типу у місті Полтава, затверджена наказом ректора ХНУМГ ім. О. М. Бекетова № 447-03 від 26 травня 2026 р.*

Термін подання завершеної роботи на кафедру *«22» червня 2026 р.*












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

Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити): *архітектурно-будівельна частина, розрахунково-конструктивна частина, технологічні рішення та організація будівництва, розділ охорони праці.*

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

- архітектурно-будівельна частина: *фасади, плани поверхів, розрізи, генеральний план ділянки;*
- розрахунково-конструктивна частина: *підземна частина, надземна частина;*
- технологічні рішення та організація будівництва: *технологічна карта.*


КОНСУЛЬТАНТИ РОЗДІЛІВ РОБОТИ

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
1. Архітектурно-будівельна частина	Вяткін К.І., к.т.н., доцент	 01.06.26	 10.06.26
2. Розрахунково-конструктивна частина	Розрахунок підземної частини об'єкта	 01.06.26	 11.06.26
	Розрахунок надземної частини об'єкта	Набока А.В., к.т.н., доцент	 01.06.26
3. Технологічні рішення та організація будівництва	Братішко С.М., к.т.н., доцентка	 01.06.26	 15.06.26
4. Охорона праці	Косенко Н.О., к.т.н., доцентка	 01.06.26	 15.06.26
Нормоконтроль	Шаповал С.В., к.т.н., доцентка	 01.06.26	 19.06.26

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН


Назва етапів роботи	Строк виконання етапів роботи	Примітка
1. Архітектурно-будівельна частина	01.06.26-20.06.26	виконано
2. Розрахунково-конструктивна частина	01.06.26-20.06.26	виконано
3. Технологічні рішення та організація будівництва	01.06.26-20.06.26	виконано
4. Охорона праці	01.06.26-20.06.26	виконано

Керівник кваліфікаційної роботи


(підпис)

к.т.н., доц. Макаренко О.В.
(вчене звання, посада, прізвище та ініціали)

Завдання прийняв до виконання


(підпис)

Дуріхін Д.В.
(прізвище та ініціали)

Дата видачі завдання «01» червня 2026 р.

ЗМІСТ

ВСТУП.....	6
1. Архітектурно-будівельна частина.....	8
1.1. Вихідні дані для проектування.....	8
1.2. Генеральний план.....	8
1.3. Об'ємно-планувальне рішення.....	9
1.4. Конструктивні рішення.....	11
1.5. Оздоблення приміщень	12
1.6. Системи інженерного забезпечення та комунікації будів.....	14
1.7. Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни будинку.....	15
2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА.....	17
2.1. Розрахунок підземної частини об'єкта.....	17
2.1.1. Оцінка геологічних і деформаційних параметрів ґрунтової основи.....	18
2.1.2. Розрахунок стрічкового фундаменту.....	20
2.2. Розрахунок надземної частини об'єкта	28
3. ТЕХНОЛОГІЧНІ РІШЕННЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА.....	53
3.1. Організація та технологія основних будівельних робіт.....	53
3.2. Зведення зовнішніх цегляних стін.....	55
3.3. Організація виконання кам'яних робіт та розміщення робочих місць.....	56
3.4. Монтаж інвентарних риштувань та встановлення елементів заповнення прорізів.....	59
3.5. Технологія монтажу збірних залізобетонних конструкцій перекриття.....	60
3.6. Обґрунтування способів монтажу та вибір крану.....	61
3.7. Система контролю якості будівельно-монтажних та кам'яних робіт	63

4. ОХОРОНА ПРАЦІ.....	68
4.1. Нормативно-правове забезпечення охорони праці.....	68
4.2. Оцінка умов праці та ідентифікація можливих небезпек на об'єкті проектування	69
4.3. Оцінювання ризиків реалізації потенційних небезпечних факторів на об'єкті проектування.....	71
4.4. Розроблення організаційних, технічних та архітектурно-планувальних заходів щодо покращення умов праці на об'єкті проектування.....	74
ВИСНОВКИ ДО РОЗДІЛУ 4.....	77
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ ІНФОРМАЦІЇ	78

ВСТУП

Сучасний етап розвитку будівельної галузі в Україні характеризується суттєвими змінами, які стосуються проєктування житлового середовища, яке неможливе без врахування і вирішення питань екологічної безпеки, енергоефективності, функціональності, оптимального використання ресурсів та раціонального природокористування.. Житло садибного типу посідає особливе місце в ментальності та культурі українського народу, відображаючи прагнення людини до автономії, гармонії з навколишнім природним середовищем та створення індивідуального, максимально комфортного життєвого простору [1]. Проєктування малоповерхових житлових будинків у сучасних умовах вимагає від архітекторів та інженерів комплексного підходу, який би поєднував у собі регіональні особливості забудови із застосуванням передових технологічних рішень у сфері енергозбереження, конструктивної надійності та функціонального зонування. Важливим фактором у формуванні сучасного індивідуального житла є зміна соціально-економічних пріоритетів суспільства, що диктує необхідність створення гнучких архітектурно-планувальних структур, здатних адаптуватися до потреб конкретної родини протягом тривалого часу. Водночас постійне зростання вартості енергоносіїв та загострення екологічних проблем через воєнні дії на території України, висувають жорсткі вимоги до теплотехнічних характеристик огорожувальних конструкцій, систем життєзабезпечення та інженерного обладнання будівель, перетворюючи енергоефективність з бажаного елемента на обов'язковий критерій якості будь-якого архітектурного проєкту [1].

Місцем дослідження та проєктування обрано місто Полтава, який має свої певні особливості забудови, природні умови та архітектурні традиції. Клімат міста, розташування біля річки Ворскла та особливості ґрунтів впливають на прийняття проєктних рішень, зокрема вибір конструкцій будівлі, утеплення, покрівлі та заходів для захисту фундаменту від можливого впливу вологи. При проєктуванні нових житлових будинків важливо враховувати архітектурний

стиль Полтави, щоб сучасна забудова поєднувалася з існуючим середовищем і не порушувала історичний вигляд міста.

Вибір двоповерхового житлового будинку садибного типу є доцільним рішенням з точки зору зручності використання, економії території та ефективності будівництва. Така форма будинку дозволяє розмістити необхідну кількість приміщень на меншій площі ділянки, що особливо важливо для міських умов Полтави. Планування двох поверхів дає можливість правильно розділити простір: на першому поверсі зазвичай розташовуються загальні та господарські приміщення – передпокій, вітальня, кухня, санвузол і котельня, а на другому поверсі створюється більш приватна зона зі спальнями, гардеробними та основними санітарними приміщеннями. Таке розташування робить будинок комфортним для проживання, забезпечує необхідний рівень тиші та приватності для мешканців.

З конструктивної точки зору двоповерховий будинок має певні переваги порівняно з одноповерховим аналогічної площі. За рахунок меншої площі фундаменту та покрівлі зменшується витрата будівельних матеріалів, а також скорочуються тепловтрати через зовнішні конструкції, що позитивно впливає на енергоефективність будівлі.

Актуальність проектування двоповерхового житлового будинку в місті Полтава пов'язана з потребою у створенні сучасного, безпечного та комфортного житла, яке відповідає сучасним вимогам будівництва. Сьогодні житловий будинок має забезпечувати не лише зручність проживання, а й надійність у різних умовах, тому під час проектування важливо враховувати питання енергоефективності, можливості автономного забезпечення ресурсами, використання якісних матеріалів та передбачення приміщень, які можуть виконувати додаткові функції безпеки. Запропоновані рішення спрямовані на створення будинку, який буде практичним у будівництві та експлуатації, відповідатиме особливостям Полтавського регіону та забезпечуватиме комфортне середовище для проживання.

1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА

1.1 Вихідні дані для проєктування

Будівля, яка планується в бакалаврській роботі, це двоповерховий житловий будинок, що має гараж, та відноситься до садибного типу. Будівництво заплановано в місті Полтава (І клім. р-н) [2]. Для такого району «температура найбільш холодної п'ятиденки забезпеченістю 0,92 становить $t_n = -23^{\circ}\text{C}$ [2]». «Розрахункова температура всередині $t_v = 20^{\circ}\text{C}$ [2]».

Температури приміщень: для житлової кімнати – 20°C , для кухні – 17°C , інші приміщення віж 15 до 25°C .

Характеристичне значення вітрового тиску $0,47$ кПа [3].

Характеристичне значення снігового покрову $1,45$ кПа [3].

Ступінь довговічності: II (ДБН А.2.2-3:2014 [4]).

Запроєктована будівля відноситься до класу СС1 (ДСТУ 8855:2019 Будівлі та споруди. Визначення класу наслідків (відповідальності) [5]).

Ступінь вогнестійкості: II (ДБН В.1.1-7:2016 Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги [6]).

Глибина промерзання ґрунту становить $0,9$ м, а рельєф місцевості спокійний [2].

1.2 Генеральний план

Генеральний план двоповерхового житлового будинку розроблено до вимог ДБН Б.2.2-12:2019 «Планування та забудова територій» [7] та завданням на проєкт [8].

До об'ємно-планувальних показників відноситься площа ділянки ($2944,51$ м²), площа забудови ($196,3$ кв.м), площа озеленення (1923 м²).

Генеральним планом території передбачено організацію зручного транспортного та пішохідного доступу до житлового будинку. В'їзд на ділянку здійснюється від існуючої дороги, а пішохідні маршрути запроєктовані у вільній планувальній формі з покриттям із тротуарної бруківки. На території також передбачено розміщення декоративного басейну, саду, городу, тепличних споруд, лазні, господарських будівель, складських приміщень та облаштованих місць для відпочинку.

Територія земельної ділянки має огорожу по периметру, яка виконується з різних матеріалів: окремі ділянки передбачені із силікатних блоків, інші – із металевих конструкцій ґратчастого типу. Пішохідні доріжки також виконуються з брукованого покриття.

Благоустрій території включає створення квіткових композицій, газонів та зелених зон на вільних ділянках між будівлями й елементами благоустрою. По межах ділянки передбачається висадження дерев і декоративних чагарників, які виконують захисну та естетичну функції, сприяють покращенню мікроклімату та формуванню комфортного середовища. Передбачається створення фруктовоягідного саду. Для додаткового відокремлення території від прилеглого простору вздовж огорожі передбачено створення зеленої смуги з чагарникових насаджень.

Прийняті проєктні рішення щодо організації території відповідають вимогам екологічної, пожежної та експлуатаційної безпеки, забезпечуючи надійність функціонування об'єкта та комфортні умови перебування людей.

1.3 Об'ємно-планувальні рішення

Проєктований житловий будинок призначений для проживання однієї сім'ї чисельністю від трьох до шести осіб та включає чотири житлові кімнати. Загальні габарити будівлі в координатних осях складають 13,2×13,8 м. Планувальна організація об'єкта базується на раціональному розподілі функціональних зон із розташуванням окремих груп приміщень на різних рівнях будівлі.

Основний вхід до житлової частини передбачено через прохолодний коридор сіни, де також розміщено сходовий вузол. На першому рівні розташована вхідна зона, яка включає передпокій, вбудованими меблями та санітарними приміщеннями. Другий рівень займають приміщення загального користування – кухня та їдальня. На наступному рівні запроєктовано простору вітальню з каміном та робочий кабінет. Четвертий рівень відведено під приватну зону будинку, де розміщені спальні кімнати, хол та вихід на лоджію. Верхній рівень із коморним приміщенням забезпечує доступ до горищного простору.

Зв'язок між усіма поверхами здійснюється за допомогою внутрішньоквартирних сходів, які починаються з передпокою. Додатковий сходовий марш забезпечує сполучення між кухонно-їдальною зоною та підвальним приміщенням, де розташовані комори, котельня і майстерня. Із проміжного сходового майданчика передбачено вихід на веранду з подальшим переходом до прибудинкової території.

Гараж для розміщення однієї машини та приміщення сауни передбачені у межах основного об'єму будівлі, що дозволяє забезпечити їх зручне використання та компактне планування.

Висота приміщень житлової частини становить 2,5 м, у вхідній зоні – 3,1 м, у кабінеті – 2,8 м, у приміщенні сауни та гаражі – 2,6 м, а у вітальні – 3,0 м. Архітектурним рішенням передбачено влаштування еркера, який розширює простір вітальні та зони відпочинку біля сауни.

У складі будинку передбачено горищне приміщення з можливістю виходу на дах через слухове вікно. Основні техніко-економічні характеристики об'єкта: площа забудови – 196,3 м², корисна площа – 529,9 м²,

1.4 Конструктивні рішення

Фундаменти будівлі запроєктовані стрічкового типу, а стіни підвального приміщення виконані з монолітного залізобетону [9, 10]. Для захисту конструкцій від впливу вологи передбачено горизонтальну гідроізоляцію: на відмітках -1,520 та -1,100 застосовується 2 шари ізолю, укладеного на бітумній мастиці, а на рівні -3,020 – ізоляція виконується цементно-розчинним шаром. Вертикальні поверхні фундаментів захищаються шляхом дворазового нанесення гарячого бітумного покриття.

Зовнішні несучі стіни виконані з поризованої керамічної цегли товщиною 820 мм. Внутрішні стіни також передбачені з пористої керамічної цегли, яку укладають на цементно-піщаний розчин марки М50. Кладка виконується із повним заповненням горизонтальних і вертикальних швів товщиною 10 мм. Товщина внутрішніх стін прийнята 510, 380 та 250 мм.

Міжповерхові перекриття будівлі виконуються зі збірних залізобетонних плит. Для забезпечення вертикального сполучення між рівнями підвального приміщення використовуються збірні залізобетонні сходові елементи індивідуального виготовлення. Над прорізами встановлюються збірні залізобетонні перемички.

Конструкція даху прийнята двосхилою з дерев'яною кроквяною системою, яка облаштовується на мауэрлатах, прогонах й обрешітки. По обрешітці влаштовується покрівельне покриття з металочерепиці. Дерев'яні елементи крокв у місцях контакту з кам'яною кладкою підлягають антисептичній обробці та ізолюються двома шарами толю. У горищному просторі передбачено встановлення водонагрівального бака. Конькові ділянки покрівлі закриваються спеціальним профільованим елементом, а металеві частини фарбуються відповідно до кольору покрівельного матеріалу.

Відведення атмосферних опадів із даху забезпечується організованою зовнішньою водостічною системою. Для підсилення зон спірання несучих

перемичок передбачено укладання армувальних сіток діаметром 4 мм класу Вр-1 з розміром чарунок 100×100 мм у трьох рядах кладки.

Внутрішні перегородки виконуються на основі металевого профільного каркаса з двостороннім облицюванням одним шаром гіпсокартонних листів. Простір усередині каркаса використовується для прокладання електричних мереж та встановлення закладних елементів для монтажу стаціонарного обладнання.

Металеві анкери перекриттів, розташовані в межах кам'яної кладки, захищаються цементним розчином. Інші металеві елементи конструкцій, а також з'єднання кровляної системи, покриваються захисними лакофарбовими матеріалами. Усі дерев'яні конструкції проходять обробку вогнезахисними складами.

Вентиляційні канали та димові шахти виконуються з повнотілої керамічної цегли на цементно-піщаному розчині марки М100, що забезпечує їхню міцність та довговічність під час експлуатації.

1.5 Оздоблення приміщень

Цокольна частина будівлі оздоблюється облицювальним природним вапняковим каменем. Карнизні елементи фасаду передбачено виконати з вагонки. Покрівля будинку прийнята з металочерепиці [11]. Для організованого відведення атмосферних опадів використовуються водостічні труби з оцинкованої сталі, поверхня яких додатково захищається покриттям емаллю по металу.

Зовнішні стіни будівлі виконані з поризованої керамічної цегли. Завдяки внутрішній пористій структурі цей матеріал має підвищені теплоізоляційні властивості, сприяє зменшенню тепловтрат та підтриманню стабільного мікроклімату всередині приміщень. Використання поризованої кераміки дозволяє знизити вплив сезонних температурних коливань, оскільки матеріал

поступово передає тепло і забезпечує більш рівномірний температурний режим у будинку.

Окрім теплозахисних характеристик, поризована кераміка забезпечує покращені показники звукоізоляції завдяки наявності замкнених повітряних порожнин у структурі виробу. Матеріал характеризується достатньою міцністю, стійкістю до температурних впливів та відповідає вимогам щодо довговічності будівельних конструкцій. Застосування великоформатних керамічних блоків дозволяє зменшити обсяги використання розчину та скоротити терміни виконання кладочних робіт. Використання даного виду стінового матеріалу забезпечує створення надійних, енергоефективних та комфортних житлових приміщень.

По зовнішньому контуру будівлі передбачено влаштування вимощення шириною 900 мм. Основне призначення вимощення полягає у відведенні атмосферних опадів від стін будівлі та захисті фундаментних конструкцій від негативного впливу вологи.

Внутрішні сходи житлової частини будинку виконуються з натуральної деревини, що забезпечує міцність конструкції та естетичний вигляд інтер'єру. Заповнення віконних і дверних прорізів приймається відповідно до чинних будівельних вимог [12]. Камін, елементи скління веранди та вбудовані меблеві конструкції передбачено виготовляти за індивідуальними рішеннями.

Монтаж збірних залізобетонних плит перекриття виконується на попередньо вирівняний шар цементного розчину марки М100 товщиною до 15 мм відповідно до нормативних вимог [14]. Після встановлення плит та контролю їхнього положення стикові шви між елементами заповнюються цементним розчином М100. Закріплення плит перекриття зі стінами здійснюється за допомогою анкерних з'єднань після остаточного вирівнювання конструкцій та їх встановлення на розчинову основу. Для захисту металевих деталей від корозійного впливу анкери покриваються цементним розчином марки М100 товщиною 20 мм.

Для забезпечення безпеки мешканців передбачено використання негорючих та важкогорючих матеріалів у конструкціях будинку. Планувальні рішення забезпечують вільний доступ до евакуаційних виходів та можливість швидкого залишення приміщень у разі виникнення надзвичайної ситуації. Територія навколо будівлі організована з урахуванням можливості під'їзду пожежної техніки та проведення аварійно-рятувальних робіт. Інженерні системи будинку передбачають надійну експлуатацію та мінімізацію ризиків виникнення пожежонебезпечних ситуацій.

1.6 Системи інженерного забезпечення та комунікації будівлі

Інженерне забезпечення житлового будинку включає комплекс систем, що забезпечують комфортні умови експлуатації та необхідний рівень благоустрою приміщень.

Водопостачання будівлі передбачено за автономною схемою із використанням водозабірної свердловини та насосного обладнання. Розподіл холодної води та підготовка гарячого водопостачання здійснюються у котельному приміщенні, розташованому в межах цокольного поверху. Для підтримання необхідної температури повітря в приміщеннях застосовуються радіатори. Внутрішня мережа трубопроводів виконується з металопластикових труб, що забезпечують надійність та довговічність системи.

Каналізаційна система прийнята місцевою та безнапірною, із відведенням стічних вод самопливом. Вона призначена для обслуговування декількох прилеглих житлових ділянок. Побутові стоки від санітарно-технічних приладів перед подальшим відведенням проходять біологічне очищення у спеціальному фільтраційному елементі, розташованому за межами території генерального плану. Для внутрішньої каналізаційної мережі використовуються полімерні ПВХ-труби Ø 5-200 мм.

Відведення атмосферних опадів із покрівлі здійснюється за допомогою організованої зовнішньої водостічної системи. Вентиляція приміщень передбачена природного типу, що забезпечує необхідний повітрообмін у будівлі.

Електропостачання будинку здійснюється від зовнішньої електричної мережі. Підведення електроенергії виконується через підземний кабель, прокладений на глибині близько 3 м, із подальшим підключенням до електрощитової будинку. Робочі параметри мережі становлять 380/220 В.

Для освітлення внутрішніх приміщень передбачено використання різних типів світильників, зокрема ламп розжарювання та люмінесцентних джерел світла. Вибір освітлювальних приладів залежить від функціонального призначення приміщення та рівня природного освітлення.

У будинку передбачено встановлення систем зв'язку та безпеки: телефонного зв'язку, охоронної та пожежної сигналізації. Обладнання монтується спеціалізованими службами з підключенням до зовнішніх мереж. Пожежні сповіщувачі розміщуються у приміщеннях будівлі з урахуванням їх площі, а елементи охоронної системи встановлюються на дверних та віконних прорізах для контролю доступу.

Санітарно-технічне обладнання будинку включає ванни, душові установки, унітази та умивальники, розміщені у відповідних приміщеннях. Поверхнєве відведення дощових вод із території ділянки здійснюється за рахунок природного ухилу місцевості у напрямку системи зливової каналізації.

1.7 Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни будинку

Відповідний розрахунок здійснюється згідно з вимогами ДБН В.2.6-31:2021 «Теплова ізоляція та енергоефективність будівель» [15]. На рисунку 1.1 наведено розріз зовнішньої стіни. Перевірка виконання умов експлуатації матеріалів огорожувальної конструкції виконується згідно ДСТУ 9191:2022 Теплоізоляція будівель [16].

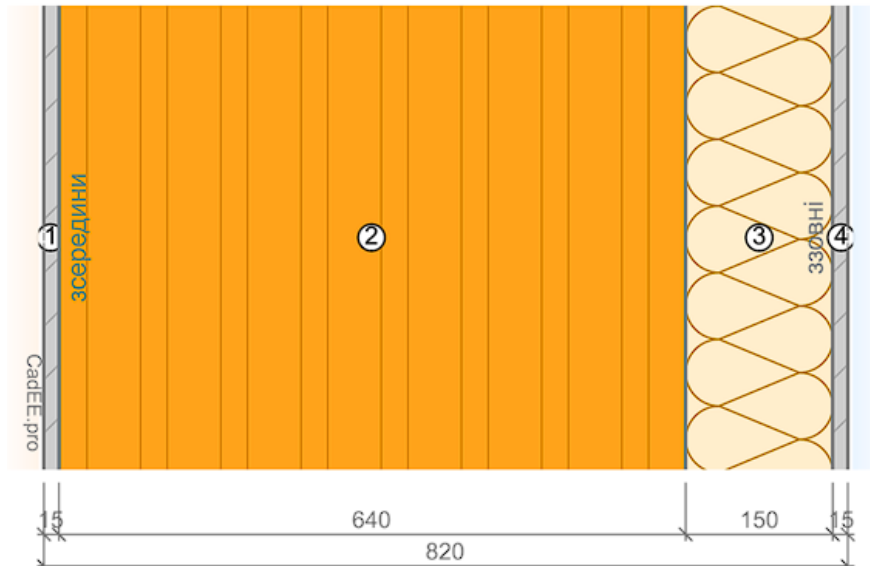


Рисунок 1.1 – Розріз зовнішньої стіни

Методика обрання теплоізоляційних матеріалів для теплоізоляції будівельних конструкцій:

$$R_{\Sigma np} \geq R_{qmin}$$

Знаходимо опір теплопередачі огорожувальної конструкції:

$$R_{\Sigma np} = \frac{1}{h_{si}} + \frac{d_1}{\lambda_{p1}} + \frac{d_2}{\lambda_{p2}} + \frac{d_3}{\lambda_{p3}} + \frac{1}{h_{se}},$$

де $R_{qmin} = 4 \text{ м}^2 \cdot \frac{\text{К}}{\text{Вт}}$ – мінімальне значення опору теплопередачі

огорожувальної конструкції, яке допускається.

$h_{si} = 8.7 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^2 \cdot \text{К}}$ – коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні огорожувальної конструкції;

$h_{se} = 23 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^2 \cdot \text{К}}$ – коефіцієнт тепловіддачі зовнішньої поверхні огорожувальної конструкції;

$d_1 = 0.015$ – товщина штукатурки (цементно-піщаний розчин);

$d_2 = 0.64 \text{ м}$ – товщина кладки з пористої керамічної цегли;

d_3 – товщина мінеральної вати на базальтовому волокні, м;

$\lambda_{p1} = 0.93 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^2 \cdot \text{К}}$ – теплопровідність цементно-піщаного розчину;

$\lambda_{p2} = 0.64 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^2 \cdot \text{К}}$ – теплопровідність кладки з пористої керамічної цегли;

$\lambda_{p3} = 0.05 \frac{Вт}{м^2 \cdot К}$ – теплопровідність мінеральної вати на базальтовому волокні;

$\lambda_{p4} = 0.93 \frac{Вт}{м^2 \cdot К}$ – теплопровідність цементно-піщаного розчину.

$$\frac{1}{8.7} + \frac{0.015}{0.93} + \frac{0.64}{0.64} + \frac{d_3}{0.05} + \frac{0.015}{0.93} + \frac{1}{23} = 4$$

$$\frac{d_3}{0.05} = 2.809$$

$$d_2 = 2.809 \cdot 0.05 = 0.14 м$$

Товщина утеплювача мінеральної вати на базальтовому волокні приймається 0.15 м.

2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА

2.1 Розрахунок підземної частини об'єкта

Розрахунок підземної частини об'єкта починається з оцінки інженерно-геологічних умов та фізико-механічних властивостей ґрунтів будівельного майданчика. Такий підхід дозволяє визначити несучу здатність основи, рівень ґрунтових вод та можливі деформаційні процеси, що можуть впливати на надійність конструкцій. На основі отриманих даних встановлюються оптимальні параметри фундаментів, їх тип, глибина закладання та конструктивні особливості. Врахування характеристик ґрунтової основи забезпечує рівномірний розподіл навантажень від надземної частини будівлі. Проведення розрахунків підземних конструкцій є необхідною умовою для запобігання нерівномірним осіданням, появі тріщин та зниженню експлуатаційної безпеки споруди. Отримані результати використовуються для прийняття обґрунтованих проектних рішень та забезпечення довговічності будівельного об'єкта.

2.1.1 Оцінка міцнісних і деформаційних параметрів ґрунтової основи

Міцнісні та деформаційні характеристики ґрунтів основи є основними показниками, що визначають надійність та стійкість підземної частини будівлі. До таких характеристик належать розрахунковий опір ґрунту, показники зчеплення, кут внутрішнього тертя, модуль деформації та здатність ґрунтового масиву сприймати навантаження [1]. Їх визначення виконується на основі результатів інженерно-геологічних досліджень будівельного майданчика. Отримані параметри використовуються під час розрахунку фундаментів для оцінки можливих осідань, переміщень та напруженого стану основи. Правильне врахування властивостей ґрунтів дозволяє забезпечити рівномірну передачу навантажень від конструкцій будівлі та запобігти виникненню деформацій у процесі експлуатації.

В таблиці 2.1 наведено фізико-механічні властивості ґрунтів, тобто вихідні дані для розрахунку.

Таблиця 2.1 – Вихідні дані

№ ІГЕ	Найменування ІГЕ	Номер свердловини та потужність шару, м			
		1	2	3	4
1	Насипний ґрунт	0.6	0.8	0.7	0.5
2	Пісок дрібний	2.7	2.8	2.9	3.0
3	Супісок	3.3	3.2	3.4	3.5
4	Суглинок	3.7	3.8	3.8	3.9
5	Глина	5.7	5.9	5.8	5.7
	Відмітка гирла свердловини, м	156.5	156.4	156.3	156.2

Характеристики властивостей ґрунтів							
Найменування	Ум. позн.	Од. вим.	Номер ІГЕ				
			1	2	3	4	5
Щільність	ρ_{II}	т/м ³	1.66	1.95	2.01	2.11	2.07
Щільність часток	ρ_s	т/м ³		2.69	2.64	2.65	2.71
Природна вологість	w			0.26	0.3	0.18	0.22
Вологість на межі текучості	w _L				0.26	0.26	0.4
Вологість на межі пластичності	w _p				0.2	0.17	0.2
Кут внутрішнього тертя	φ_{II}	град.		28	7	21	15
Питоме зчеплення	c _{II}	кПа		1	1	20	80
Модуль деформації	E	МПа		18	4	21	50

Необхідно визначити фізико-механічні характеристики ґрунтів, що складають майданчик будівництва.

ІГЕ №2 – пісок дрібний.

Коефіцієнт пористості:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_w} \cdot (1 + \omega) - 1 = \frac{2.69}{1.95} \cdot (1 + 0.26) - 1 = 0.74$$

Ступінь вологості:

$$S_r = \omega \cdot \frac{\rho_s}{e \cdot \rho_w} = 0.26 \cdot \frac{2.69}{0.74 \cdot 1.95} = 0.48$$

Піщаний ґрунт середньої щільності, слабко зволожений (ІГЕ №3 – супісок).

Число пластичності становить:

$$I_p = \omega_L - \omega_p = 0.26 - 0.2 = 0.06$$

Визначаємо показник текучості:

$$I_L = \frac{\omega - \omega_p}{\omega_L - \omega_p} = \frac{0.3 - 0.2}{0.26 - 0.2} = 1.67)$$

Супісок текучої консистенції:

ПГЕ №4 – суглинок

Число пластичності:

$$I_p = \omega_L - \omega_p = 0.26 - 0.17 = 0.09$$

Визначаємо показник текучості:

$$I_L = \frac{\omega - \omega_p}{\omega_L - \omega_p} = \frac{0.18 - 0.17}{0.26 - 0.17} = 0.11$$

Суглинок напівтвердий.

ПГЕ №5 (гл)ина

Число пластичності:

$$I_p = \omega_L - \omega_p = 0.4 - 0.2 = 0.2$$

Показник текучості:

$$I_L = \frac{\omega - \omega_p}{\omega_L - \omega_p} = \frac{0.22 - 0.2}{0.4 - 0.2} = 0.1$$

Проаналізувавши отримані розрахункові дані аналізу характеристик ґрунтів будівельного майданчика можна зробити висновок, що необхідно прийняти несучий шар ПГЕ№2. Це дрібний пісок, що має середню щільність, мало насичений водою.

2.1.2 Розрахунок стрічкового фундаменту

Розрахунок стрічкового фундаменту виконується на основі визначення навантажень від надземної частини будівлі та їх передачі на ґрунтову основу. При цьому перевіряється несуча здатність основи та визначається необхідна ширина фундаментної стрічки з урахуванням розрахункового опору ґрунту. Також виконується розрахунок деформацій основи для забезпечення допустимих осідань і запобігання нерівномірним переміщенням конструкції.

1. Збір навантажень на фундамент по осі «І».

На рисунку 2.1 наведено схему похилої конструкції з кутом нахилу $\alpha = 30^\circ$. Елементи конструкції розташовані з рівномірним кроком 250 мм, що забезпечує її геометричну стабільність та рівномірний розподіл навантаження по довжині.

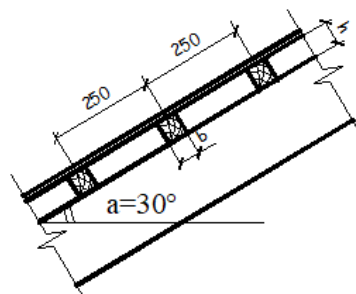


Рисунок 2.1 – Схема похилої конструкції покрівлі

Таблиця 2.2 містить дані про навантаження від покрівлі. На рисунку 2.2 наведено склад горищного покриття. В таблиці 2.3 – збір навантажень від горищного покриття, в таблиці 2.4 – збір навантажень від плити перекриття 2-го поверху, а в таблиці 2.5 – від від плити перекриття 1-го поверху.

Таблиця 2.2 – Збір навантажень від покрівлі

№	Найменування матеріалу	Характеристичне значення, кг/м ²	Експлуатаційне		Граничне	
			γ_{fe}	g_e , кг/м ²	γ_{fm}	g_m , кг/м ²
1	Металочерепиця	5	1	5	1.1	5.5
2	Обрешітка 50×60	6	1	6	1.1	6.6
3	Крокви	10.1	1	10.1	1.1	11.1
4	Снігове навантаження	145	0.49	71.1	1	145
Загальне навантаження			$q_e = 92.2$		$q_m = 168.2$	

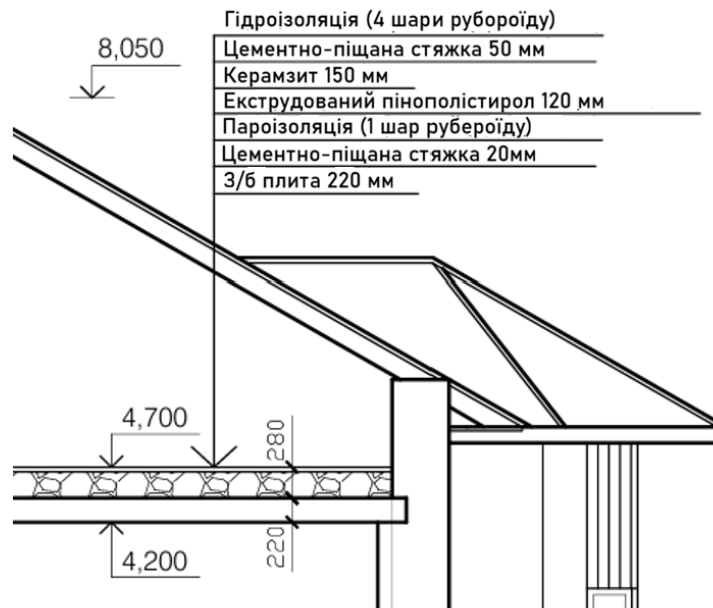


Рисунок 2.2 – Склад горищного покриття

Таблиця 2.3 – Збір навантажень від горищного покриття

№	Найменування матеріалу	Характеристичне значення, $кг/м^2$	Експлуатаційне		Граничне	
			γ_{fe}	$g_e, кг/м^2$	γ_{fm}	$g_m, кг/м^2$
1	Чотири шари рубероїду	16	1	16	1.3	20.8
2	Цементно-піщана стяжка 50 мм	100	1	100	1.3	130
3	Керамзит 150 мм	120	1	120	1.3	156
4	Екструдований пінополістирол 120 мм	3.6	1	3.6	1.2	4.3
5	Пароізоляція (1 шар рубероїду)	4	1	4	1.3	5.2
6	Цементно-піщана стяжка 20 мм	40	1	40	1.3	52
7	Залізобетонна плита 220 мм	2750	1	275	1.1	303
8	Корисне навантаження	70	1	70	1.3	91
Загальне навантаження				$q_e = 632.6$		$q_m = 762.3$

Таблиця 2.4 – Збір навантажень від плити перекриття 2-го поверху

№	Найменування матеріалу	Характеристичне значення, кг/м ²	Експлуатаційне		Граничне	
			γ_{fe}	g_e , кг/м ²	γ_{fm}	g_m , кг/м ²
1	Паркетна підлога по лагам	8	1	8	1.2	9.6
2	Заліобетонна плита 220 мм	275	1	275	1.1	303
3	Корисне навантаження	150	1	150	1.3	195
Загальне навантаження			$q_e = 433$		$q_m = 507.6$	

Таблиця 2.5 – Збір навантажень від плити перекриття для 1-го поверху

№	Найменування матеріалу	Характеристичне значення, кг/м ²	Експлуатаційне		Граничне	
			γ_{fe}	g_e , кг/м ²	γ_{fm}	g_m , кг/м ²
1	Цементно-піщана стяжка 50 мм	100	1	100	1.3	130
2	Залізобетонна 220 мм	2750	1	275	1.1	303
3	Корисне навантаження	150	1	150	1.3	195
Загальне навантаження			$q_e = 525$		$q_m = 628$	

Таблиця 2.6 – Збірні навантаження від стіни

№	Найменування матеріалу	Характеристичне значення, кг/м	Експлуатаційне		Граничне	
			γ_{fe}	g_e , кг/м ²	γ_{fm}	g_m , кг/м ²
1	Штукатурка на цементно-піщаному розчині 30 мм	474	1	474	1.3	616.2
2	Мінеральна вата 150 мм	35.6	1	35.6	1.2	42.7
3	Керамічна порожниста цегла 640 мм	7705.6	1	7705.6	1.2	9246.7
Загальне навантаження			$q_e = 8215.2$		$q_m = 9905.6$	

Визначаємо сумарне навантаження на фундамент:

$$\begin{aligned}
 N &= (g_e^{нокр} + g_e^{зоп} + g_e^{неp1} + g_e^{неp2}) \cdot \frac{l}{2} \cdot b + g_e^{cm} = \\
 &= (92.2 + 632.6 + 525 + 433) \cdot \frac{7.2}{2} + 8215.6 \\
 &= 14280 \text{ кг/м} = 14.28 \text{ т/м} \\
 N &= (g_m^{нокр} + g_m^{зоп} + g_m^{неp1} + g_m^{неp2}) \cdot \frac{l}{2} \cdot b + g_m^{cm} = \\
 &= (168.2 + 762.3 + 628 + 507.3) \cdot \frac{7.2}{2} + 9905.6 \\
 &= 17350 \text{ кг/м} = 17.35 \text{ т/м}
 \end{aligned}$$

2. Визначаємо необхідну ширину підшоши стрічкового фундаменту:

$$b = \frac{N + G_{\text{фунд}}}{R - d \cdot \gamma_{mt}} = \frac{14.28 + 2 \cdot 2}{30 - 2 \cdot 2} = 0.7 \text{ м}$$

де $N = 14.28 \text{ т/м}^2$ – сумарне навантаження на фундамент;

$R = 30 \text{ т/м}^2$ – розрахунковий опір ґрунту, прийнятий згідно табл.Е3 ДБН В.2.1-10:2018 [9];

$d = 2 \text{ м}$ – глибина закладання фундаменту, прийнятий згідно п.7.5 ДБН В.2.1-10:2018 [9];

$\gamma_{mt} = 2 \text{ т/м}^2$ – усереднене значення питомої ваги ґрунту та бетону.

Приймаємо ширину підшоши фундаменту з конструктивних міркувань $b = 1 \text{ м}$.

Визначаємо розрахунковий опір ґрунту:

$$\begin{aligned}
 R &= \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}] \\
 (2.11) R &= \frac{1.3 \cdot 1.3}{1} [0.98 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2 + 4.93 \cdot 1 \cdot 1.85 + (4.93 - 1) \cdot 1 \cdot 1.85 + \\
 &\quad 7.4 \cdot 0.1] = 32.3 \text{ т/м}^2,
 \end{aligned}$$

де k – коефіцієнт, що приймають $k = 1$ якщо міцнісні характеристики ґрунту (φ і c) визначені безпосередніми випробуваннями, і $k = 1.1$, якщо вони прийняті за таблицями В.1-В.2;

M_{γ} , M_q , M_c – коефіцієнти, що приймають за таблицею Е.8;

k_z – коефіцієнт, що приймають при $b < 10 \text{ м}$ – $k_z = 1$, при $b \geq 10 \text{ м}$ – $k_z = z_0/b + 0,2$ (тут $z_0 = 8 \text{ м}$);

$b = 1$ м – ширина підшви фундаменту;

$\gamma_{\text{п}} = 2$ т/м³ – середнє розрахункове значення об'ємної маси ґрунтів, що залягають нижче підшви фундаменту (за наявності ґрунтових вод визначається з урахуванням їх виштовхувальної дії).;

$\gamma'_{\text{п}} = 1.85$ т/м³ – те саме, що залягають вище підшви;

$c_{\text{п}} = 0.1$ т – розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що залягає безпосередньо під підшвою фундаменту;

$d_1 = 1$ м – глибина закладання фундаментів безпідвальних споруд від рівня планування;

$d_b = 1$ м – глибина підвалу (відстань від рівня планування до підлоги підвалу, м (для споруд з підвалом глибиною понад 2 м приймають $d_b = 2$ м).

Зключно визначаємо ширину підшви фундаменту:

$$b = \frac{N + G_{\text{фунд}}}{R - d \cdot \gamma_{\text{mt}}} = \frac{14.28 + 2 \cdot 2}{32.3 - 2 \cdot 2} = 0.65 \text{ м}$$

Приймаємо $b = 1$ м.

Здійснюємо перевірку виконання умови:

$$P_{\text{cp}} = \frac{N + G_{\text{фунд}}}{bl} + \gamma_{\text{mt}} d \leq R$$
$$P_{\text{cp}} = \frac{14.28 + 2 \cdot 2}{1 \cdot 1} + 2 \cdot 2 = 22.3 \text{ т/м}^2 \leq 32.3 \text{ т/м}^2$$

3. Визначаємо осідання стрічкового фундаменту із застосуванням методу підсумовування.

1. Визначаємо напругу від власної ваги ґрунту на рівні підшви фундаменту, т/м²:

$$\sigma_{z_{g0}} = \gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot (d - h_1) = 1.66 \cdot 0.7 + 1.95 \cdot (2 - 0.7) = 3.7 \text{ т/м}^2$$

2. Розбиваємо товщу ґрунту нижче підшви фундаменту на шари:

$$h = 0.5b = 0.5 \cdot 1 = 0.5 \text{ м} < 1 \text{ м},$$

тому $h = 1$ м;

3. Відстань від підшви фундаменту до кожного з шарів становить:

$$z_i = n \cdot h$$

4. Створюємо епюру додаткових напружень від зовнішнього навантаження на глибині z : $\sigma_{zp} = \alpha \cdot p_{cp}$

Нижню межу стискаємої товщі приймаємо на глибині $z = H_c$, де виконується умова $\sigma_{zp} = k \cdot \sigma_{zg}$, де $k = 0.2$.

В даному випадку $\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i$,

де γ_i – питома вага i -ого шару ґрунту; h_i – потужність i -ого шару ґрунту.

5. Створюємо епюру вертикальних напружень від власної ваги ґрунту, знятого в котловані до рівня підшови фундаменту, на глибині z :

$$\sigma_{z\gamma} = \alpha_k \cdot \sigma'_{zg,0}$$

6. Загальна осадка знаходиться як сума осадів окремих елементарних шарів (мм):

$$S = \beta \cdot \sum \frac{\sigma_{zp,i}^{cp} - \sigma_{z\gamma,i}^{cp}}{E_i} + \beta \cdot \frac{\sigma_{z\gamma,i}^{cp} \cdot h_i}{E_{e,i}}$$

7. Виконуємо порівняння отриманої осадки з гранично допустимою за держаними нормами, яка в даній ситуації становить 12 см: $S \leq S_u$. Розрахунок зроблено у програмному комплексі Excel (табл.2.6).

Таблиця 2.6 – Розрахунок осідання фундаменту

Ґрунт	h , м	Z , м	$\frac{z}{b} = 2z$	α	s_{zp} , кПа	$z_{p,cp}$ кПа	$\zeta=2z$ /Вк	α_k	$\sigma_{z\gamma}$, кПа	s_{zg} , с р, кПа	E_i , кПа	β	S , см
Пісок	0,00	0,0	0,00	1,000	223,00	223,00	0,00	1,00	37,00	37,00	18000	0,8	0,000
Пісок	1,00	1,0	2,00	0,550	122,65	172,83	0,83	0,87	32,30	34,65	18000	0,8	1,384
Пісок	0,60	1,6	3,20	0,374	83,40	103,03	1,33	0,72	26,57	29,43	18000	0,8	0,589
Супісок	1,00	2,6	5,20	0,239	53,30	68,35	2,17	0,52	19,20	22,88	4000	0,8	3,198
Супісок	1,00	3,6	7,20	0,175	39,03	46,16	3,00	0,39	14,50	16,85	4000	0,8	2,272
Супісок	1,00	4,6	9,20	0,137	30,55	34,79	3,83	0,32	11,80	13,15	4000	0,8	1,748
Супісок	0,40	5,0	10,00	0,126	28,10	29,32	4,17	0,30	10,92	11,36	4000	0,8	0,598
Суглинок	1,00	6,0	12,00	0,106	23,64	25,87	5,00	0,25	9,21	10,06	21000	0,8	0,252
												$\sum S$ =	10,04

$S=10.04 \text{ см} \leq S_u=12 \text{ см}$ – умова виконується

S_u – граничне осідання, прийняте за додатком А ДБН В.2.1-10:2018 [9].

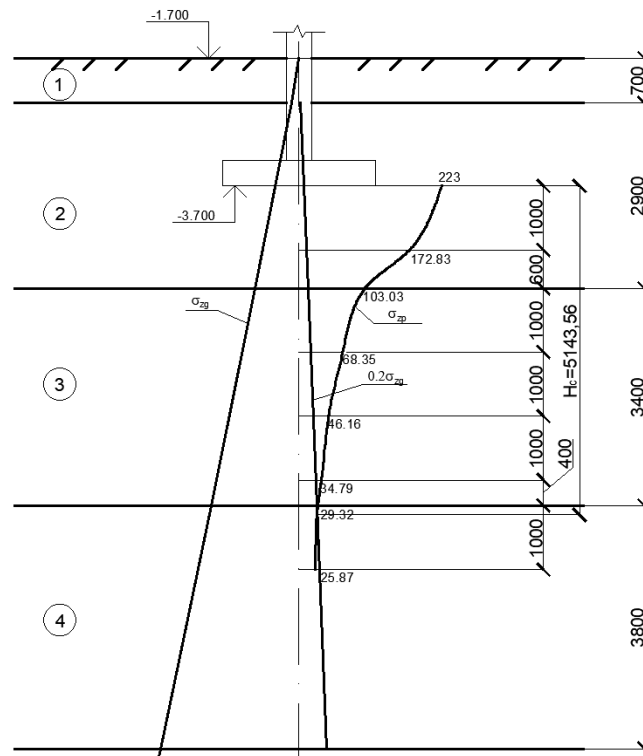


Рисунок 2.3 – Розрахунок осідання фундаменту

5. Розрахунок армування плитної частини фундаменту.

Схема фундаменту показано на рис. 2.4.

Визначаємо консольну частину плитної частини:

$$c = \frac{b-\delta}{2} = \frac{1-0.64}{2} = 0.18\text{м},$$

де b – ширина підшви фундаменту;

δ – товщина монолітної стіни.

$$P_{cp} = 22.3\text{т/м}^2$$

Необхідно знайти згинальний момент в консолі біля грані стіни:

$$M = \frac{P_{cp} \cdot c^2}{2} = \frac{22.3 \cdot 0.18^2}{2} = 0.36\text{т} \cdot \text{м}$$

$P_{cp} = 22.3\text{т/м}^2$ – тиск ґрунту (див. п.2.1).

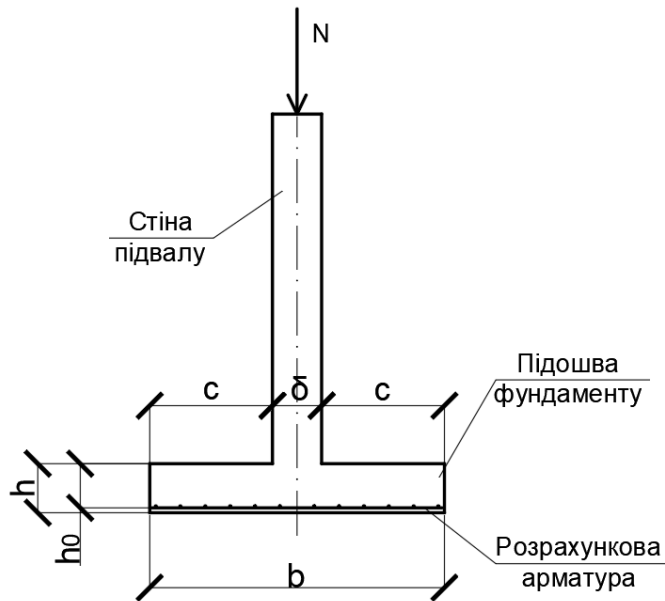


Рисунок 2.4 – Схема фундаменту для розрахунку

Знаходимо площу перерізу арматури:

$$A_s = \frac{M}{0.9 \cdot h_0 \cdot f_{yd}} = \frac{0.36 \cdot 10^6}{0.9 \cdot 35.2 \cdot 363.63 \cdot 100} = 0.31 \text{ см}^2,$$

де $h_0 = 35.2$ см – робоча висота перерізу;

$f_{yd} = 363.63$ МПа – розрахункове значення міцності арматури.

Приймаємо 6Ø12 ($A_s = 6.79$ см²) кроком 200 мм на 1 м довжини фундаменту.

2.2 Розрахунок надземної частини об'єкта

1. Збірна залізобетонна плита.

Знаходимо розміри плити перекриття ПК1, прийнятої до розрахунку:

$$b_k = b_n - 10 = 1500 - 10 = 1490 \text{ мм}$$

$$l_k = l_1 - 20 \text{ мм} = 7200 - 20 = 7180 \text{ мм}$$

$$l_n = l_k + 20 \text{ мм} = 7180 + 20 = 7200 \text{ мм}$$

Маркування плити перекриття: ПК72.15-А10

ПК – плита круглопустотна;

72 – номінальна довжина в дм;

15 – номінальна ширина в дм;

A10 – клас попередньо напруженої арматури.

Бетон важкий класу C20/25; розрахункова міцність на стиск $f_{cd} = 14.5$ МПа, значення відносних деформацій $\varepsilon_{cs, cd} = 0.00063 = 0.63 \%$; $\varepsilon_{cu3, cd} = 0.0031 = 3.1 \%$, модуль пружності $E_{cd} = 23$ ГПа = 23000 МПа. Робоча арматура плити – класу A1000, характеристичне значення умовної межі текучості $f_{p0,1k} = 955$ МПа, характеристичне значення опору арматури розтягу $f_{pk} = 050$ МПа, коефіцієнт надійності $\gamma_s = 1.2$, розрахункове значення опору арматури розтягу $f_{pd0} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} = 955/1.2 = 795.83$ МПа; модуль пружності $E_p = 190000$ МПа, відносні деформації видовження арматури $\varepsilon_{p0} = \frac{f_{pd0}}{E_p} = \frac{795.83}{190000} = 0.00419 = 4.19\%$ при досягненні напруженнями розрахункового опору; граничні відносні деформації видовження арматури $\varepsilon_{uk} = 0.02 = 18 \%$, $\varepsilon_{ud} = 0.9 \cdot \varepsilon_{uk} = 0.9 \cdot 0.018 = 0.0162 = 16.2\%$.

Робоча поперечна арматура плити – класу A240С, з характеристичним значенням опору арматури на межі текучості $f_{yk}=240$ МПа, коефіцієнт надійності для арматури $\gamma_s = 1.05$; модуль пружності $E_s=210000$ МПа, величина відносних деформацій $\varepsilon_{s0} = f_{yd}/E_s = 240/210000 = 0,001143$ та $\varepsilon_{ud} = 0.025$, розрахункове значення міцності поперечної арматури $f_{ywd} = 170$ МПа або класу Вр-І з коефіцієнтом надійності для арматури $\gamma_s = 1.1$, модуль пружності $E_s = 170000$ МПа (табл. 1.1).

В якості стиснутої арматурної сітки, що встановлюється по всій площині в верхній стиснутій зоні плити, використовується дротяна арматура класу Вр-І, міцнісні характеристики якої наведені в таблиці 2.7.

Таблиця 2.7 – Міцнісні характеристики дротяної арматури

Дротяна арматура класу	Діаметри арматури, мм	Характеристичним значення опору арматури f_{yk} , МПа	Розрахункові значення опору розтягу	
			поздовжньої f_{yd} , МПа	поперечної f_{ywd} , МПа
Вр-І	3	410	375	270(300)
	4	405	365	265(295)
	5	395	360	260(290)

2. Розрахунок багатопустотної попередньо напруженої плити за граничними станами першої групи

1. Збір навантажень та визначення зусиль. Розрахункова схема плити перекриття наведено на рисунку 2.4.

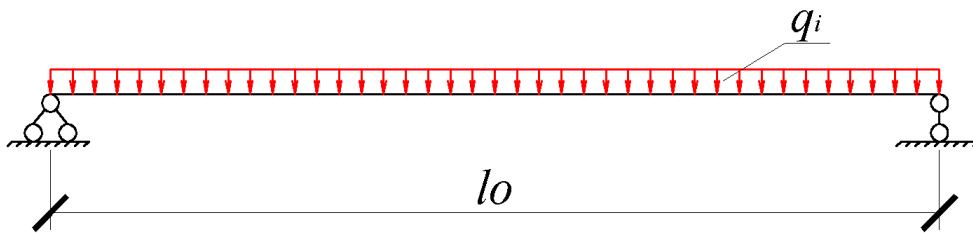


Рисунок 2.4 – Схема плити перекриття для розрахунку

Розрахунковий проліт плити перекриття становить:

$$l_0 = l_k - l_{sup} = 7200 - 120 = 7080 \text{ мм},$$

$$l_{sup} = 120 \cdot 2 \cdot /2 = 120 \text{ мм}$$

Величини навантаження на 1 м² площі плити приймаємо за таблицею 2.4 розділу «Розрахунок підземної частини об'єкта».

– розрахункове повне навантаження:

$$g_m = 7.62 \text{ кПа} = 7.62 \text{ кН/м}^2$$

– нормативне навантаження (повне):

$$g_e = 6.33 \text{ кПа} = 6.33 \text{ кН/м}^2$$

Погонні навантаження (на 1 м довжини плити):

– повне розрахункове:

$$q_{tot} = g_m \cdot b_n = 7.62 \cdot 1.5 = 11.43 \text{кН/м}$$

– повне нормативне:

$$q_{tot,n} = g_e \cdot b_n = 6.33 \cdot 1.5 = 9.5 \text{кН/м}$$

1. Знаходимо згинальний момент та поперечну силу від повного розрахункового навантаження (для першої групи граничних станів):

$$M_{tot} = q_{tot} l_0^2 / 8 = 11.43 \cdot 7.08^2 / 8 = 71.6 \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$V_{tot} = q_{tot} l_0 / 2 = 11.43 \cdot 7.08 / 2 = 40.5 \text{кН}$$

2. Знаходимо момент від повного нормативного навантаження (за другою групою граничних станів):

$$M_{tot,n} = q_{tot,n} \cdot l_0^2 / 8 = 9.5 \cdot 7.08^2 / 8 = 59.5 \text{кН} \cdot \text{м}$$

3. Розрахунок міцності перерізу, нормального до повздовжньої осі.

Розрахунок виконується за першою групою граничних станів.

В залежності від номінальної ширини плити вибираємо кількість отворів.

Плита шириною 1500 мм має 7 отворів діаметром $D = 159$ мм.

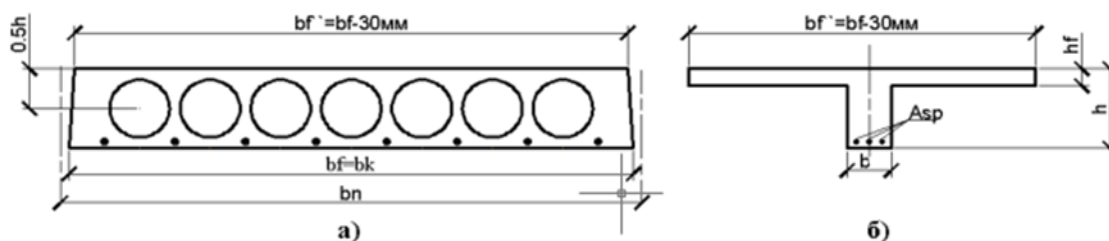


Рисунок 2.5 – Поперечні перерізи багатопустотної плити:

а) фактичний; б) розрахунковий

Виконуємо заміну круглого отвору на відповідний прямокутний зі сторонами:

$$\text{ширина } A = 0.907 \cdot D = 0.907 \cdot 159 = 144.21 \text{мм}$$

$$\text{висота } B = 0.866 \cdot D = 0.866 \cdot 159 = 137.69 \text{мм}$$

Тоді розміри приведенного таврового перерізу (рис. 2.5, б) будуть:

$$h_f = (h - B) \cdot 0.5 = (220 - 137.69) \cdot 0.5 = 41.16 \text{мм}$$

$$b_{eff} = b'_f = b_k - 30 = 1490 - 30 = 1460\text{мм}$$

$$b_w = b = b_{eff} - n \cdot A = 1460 - 7 \cdot 144.21 \approx 450\text{мм}$$

де n – кількість пустот.

Робоча висота перерізу

$$d = h - c_p = h - c_d - d_s/2 = 220 - 26 - 16/2 = 186\text{мм},$$

де $c_d = d_s + 10 = 16 + 10 = 26\text{мм}$ – захисний шар бетону; $d_s = 12\text{ мм}$ – орієнтовний діаметр робочої арматури.

Для бетону С20/25 коефіцієнти білінійної епюри становлять:

$$k = 0.79677; \beta = 0.45111.$$

«Відносна» висота полиці

$$\xi_f = h_f/d = 41.16/186 = 0.22129.$$

Згинальний момент, що сприймається перерізом полиці («момент полиці»):

$$\begin{aligned} M_{Rdf} &= 0.5(1 + k)\xi_f(1 - \beta\xi_f)f_{cd}b_{eff}d^2 = \\ &= 0.5 \cdot (1 + 0.79677) \cdot 0.022129 \cdot (1 - 0.45111 \cdot 0.22129) \cdot 14.5 \cdot 1460 \cdot 186^2 \\ &= 131.07 \cdot 10^6 = H \cdot \text{мм} \end{aligned}$$

$$M_{Rdf} = 131.07\text{кН} \cdot \text{м} > M_{tot} = 71.6\text{кН} \cdot \text{м}$$

Це свідчить про те, що нейтральна вісь розташована в межах полки, тому розрахунок виконується як для прямокутного перерізу з ефективною шириною $b = b_{eff}$.

Знаходимо фактичне значення коефіцієнта:

$$\alpha_m = \frac{M_{tot}}{f_{cd}b_{eff}d^2} = \frac{71.6 \cdot 10^6}{14.5 \cdot 1460 \cdot 186^2} = 0.097761.$$

Розрахункова міцність арматури при деформаціях, що дорівнюють ε_{p0} :

$$f_{pd0} = f_{0,1k}/\gamma_s = 955/1.2 = 795.83\text{МПа}$$

$$\text{Тоді } \varepsilon_{p0} = f_{pd0}/E_p = 795.83/1.9 \cdot 10^5 = 0.00419 = 4.19\text{‰}$$

Визначаємо фактичні відносні деформації розтягнутої арматури. На початковому етапі, відповідно до вимог нормативних документів, розраховується максимальне значення попереднього напруження арматури з урахуванням миттєвих втрат:

$$\sigma_{sp} = \min\{0.75f_{pk}; 0.85f_{p0,1k}\} = \min\{0.75 \cdot 1050; 0.85 \cdot 955\} = \\ = \min\{787.5; 811.75\} = 787.5 \text{ МПа.}$$

Даному напруженню відповідає відносна деформація арматури:

$$\varepsilon_{sp} = \sigma_{sp}/E_p = 787.5/1.9 \cdot 10^5 = 0.00414 = 4.14\%$$

З урахуванням цього попереднього напруження гранична відносна деформація арматури не повинна бути вище за значення:

$$\varepsilon_{pud} = \varepsilon_{ud} - \varepsilon_{sp} = 16.2 - 4.14 = 12.06\%$$

Такій деформації відповідає розрахунковий опір арматури на розтяг:

$$f_{pud} = f_{pd0} + \left(\frac{f_{pk}}{\gamma_s} - f_{pd0} \right) \frac{\varepsilon_{pud} - \varepsilon_{p0}}{\varepsilon_{uk} - \varepsilon_{p0}} = \\ = 795.83 + \left(\frac{1050}{1.2} - 795.83 \right) \cdot \frac{12.06 - 4.19}{18 - 4.19} = 840.95 \text{ МПа}$$

Знаходимо характерні граничні значення відносної висоти стиснутої зони ξ :

$$\xi_{a,p} = \frac{\varepsilon_{c3,cd}}{\varepsilon_{c3,cd} + \varepsilon_{pud}} = \frac{0.63}{0.63 + 12.06} = 0.04965;$$

$$\xi_{b,p} = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{pud}} = \frac{3.1}{3.1 + 12.06} = 0.20449;$$

$$\xi_{lim,p} = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{p0} - \varepsilon_{sp}} = \frac{3.1}{3.1 + 4.19 - 4.14} = 0.98413$$

та відповідні граничні значення коефіцієнтів α_m :

$$\alpha_{ma} = 0.5(1+k)\xi_{a,p}(1-\beta\xi_{a,p}) = 0.5(1+0.79677) \cdot 0.04965 \cdot (1-0.45111 \cdot 0.04965) = 0.04361$$

$$\alpha_{mb} = 0.5(1+k)\xi_{b,p}(1-\beta\xi_{b,p}) = 0.5(1+0.79677) \cdot 0.20449 \cdot (1-0.45111 \cdot 0.20449) = 0.16676$$

$$\alpha_{m,lim} = 0.5(1+k)\xi_{b,p}(1-\beta\xi_{b,p}) = 0.5(1+0.79677) \cdot 0.98413 \cdot (1-0.45111 \cdot 0.98413) = 0.49162$$

Через те що $\alpha_{ma} = 0.04361 < \alpha_m = 0.097761 < \alpha_{mb} = 0.16676$,

то переріз працює в межах деформування $1b$ й наступний розрахунок та визначення арматури робимо за методикою для даної зони.

Розраховуємо коефіцієнти квадратного рівняння:

$$p = 2\varepsilon_{pud} = 2 \cdot 12.06 = 24.12\%$$

$$q = \frac{6 \cdot \alpha_m \cdot \varepsilon_{pud}^2 + 3\varepsilon_{pud} \cdot \varepsilon_{c3,cd} + \varepsilon_{c3,cd}^2}{6 \cdot \alpha_m - 3} =$$

$$= \frac{6 \cdot 0.097761 \cdot 12.06^2 + 3 \cdot 12.06 \cdot 0.63 + 0.63^2}{6 \cdot 0.097761 - 3} = -44.958.$$

Деформації верхніх стиснутих фібр перерізу становлять:

$$\varepsilon_{c(1)} = -\frac{p}{2} + \sqrt{\frac{p^2}{4} - q} = -\frac{24.12}{2} + \sqrt{\frac{24.12^2}{4} - (-44.958)} = 1.739\%$$

Робимо перерахунок білінійної епюри:

$$k = \frac{\varepsilon_{c(1)} - \varepsilon_{c3,cd}}{\varepsilon_{c(1)}} = \frac{1.739 - 0.63}{1.739} = 0.63772$$

$$\beta = \frac{k^2 + k + 1}{3(1 + k)} = \frac{0.63772^2 + 0.63772 + 1}{3(1 + 0.63772)} = 0.41611.$$

– коефіцієнт η (відносне плече внутрішньої пари сил) буде становити

$$\eta = \frac{z_c}{d} = 0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{2\beta\alpha_m}{1+k}} = 0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{2 \cdot 0.41611 \cdot 0.097761}{1 + 0.63772}} = 0.94757$$

застосовуючи співвідношення

$$x = d(1 - \eta)/\beta = 186 \cdot (1 - 0.94757)/0.41611 = 23.436 \text{ мм}$$

як частину контролю правильності здійснених розрахунків, робимо перевірку умови

$$\varepsilon_{pt} = \frac{\varepsilon_{c(1)}(d - x)}{x} = \frac{1.739 \cdot (186 - 23.436)}{23.436} = 12.06\% \cong \varepsilon_{pu,d} = 12.06\%$$

Дана умова виконується, тому можна вважати розрахунок правильно виконаним.

Далі необхідно розрахувати плече внутрішньої пари сил Z_c

$$Z_c = \eta \cdot d = 0.94757 \cdot 186 = 176.25 \text{ мм}$$

і знаходимо необхідну площу попередньо напруженої арматури A_{sp} :

$$A_{sp} = \frac{M_{Ed}}{f_{pu,d} \cdot Z_c} = \frac{71.6 \cdot 10^6}{840.95 \cdot 176.25} = 483.07 \text{ мм}^2$$

Обираємо за сортаментом 6 Ø 12 A1000 із площею $A_{sp} = 679 \text{ мм}^2$

5 Перевірка несучої здатності плити за згинаючим моментом.

1. Знаходимо приблизне значення відносної висоти стиснутої зони:

$$\xi = \frac{A_{sp} f_{pud}}{0,5(1+k) f_{cd} b_{eff} d} = \frac{679 \cdot 840,95}{0,5 \cdot 1,79677 \cdot 14,5 \cdot 1460 \cdot 192} = 0,15637$$

$$d = h - c_p = h - 1,5d_s - 10 = 220 - 1,5 \cdot 12 - 10 = 192 \text{ мм}$$

Оскільки $\xi_{a,p} = 0,04965 < \xi = 0,15637 < \xi_{b,p} = 0,20449$, то переріз працює в підобласті деформування Ib.

$$2. \xi = \frac{2a + b}{2 + b} = \frac{2 \cdot 0,14048 + 0,05224}{2,05224} = 0,16236$$

$$a = \frac{A_{sp} f_{pud}}{f_{cd} b d} = \frac{679 \cdot 840,95}{14,5 \cdot 1460 \cdot 192} = 0,14048; \quad b = \frac{\varepsilon_{c3,cd}}{\varepsilon_{pud}} = \frac{0,63}{12,06} = 0,05224$$

Більш знайдене точне значення $\xi = 0,16236$ входить до підобласті 1b.

3. Визначаємо деформацію верхніх стиснутих фібр бетону перерізу:

$$\varepsilon_{c(1)} = \frac{\varepsilon_{pud} \xi}{1 - \xi} = \frac{12,06 \cdot 0,1623}{1 - 0,1623} = 2,338\%$$

і виконуємо перерахунок коефіцієнта білінійної епюри:

$$k = \frac{\varepsilon_{c(1)} - \varepsilon_{c3,cd}}{\varepsilon_{c(1)}} = \frac{2,338 - 0,63}{2,338} = 0,73053;$$

$$\beta = \frac{k^2 + k + 1}{3(1+k)} = \frac{0,73053^2 + 0,73053 + 1}{3(1 + 0,73053)} = 0,43613$$

4. Знаходимо несучу здатність плити:

$$M_{Rd} = 0,5(1+k)\xi (1 - \beta\xi) f_{cd} b_{eff} d^2 =$$

5. Оскільки $M_{Rd} = 101,87 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{Ed} = 71,6 \text{ кН} \cdot \text{м}$, то несуча здатність плити забезпечена.

4. *Розрахунок плити за міцністю похилих перерізів.*

Вихідні дані для розрахунку:

- поперечна сила на опорі плити $V_{tot} = 40500 \text{ Н}$;
- повне розрахункове погірне навантаження – $q_{tot} = 11,43 \text{ кН/м}$;
- зусилля обтискання для кожного напруженого стержня:

$$N_p = f_{pud} \cdot A_{sp} / 4 = 840.95 \cdot 679 / 4 \approx 142.75 \text{ кН}$$

- площа одного напруженого стержня $\varnothing 12$ А1000 – $A_{sp1} = 113.1 \text{ мм}^2$;
- поперечна арматура класу А240С із $f_{yk} = 240 \text{ МПа}$; $f_{ywd} = 170 \text{ МПа}$.

Характеристики приведенного таврового перерізу між отворами (рис. 1.8 б):

- ширина полиці (відстань між центрами отворів) – $b_{\text{eff}} = b_f = 185 \text{ мм}$;
- ширина ребра (стілки) – $b_w = b_f - 2A/2 = 185 - 144 = 41 \text{ мм}$;
- робоча висота перерізу: $d = h - c_p = 220 - 25 = 192 \text{ мм}$ ($c_p = 1,5d_p + 10 = 1,5 \cdot 12 + 10 = 28 \text{ мм}$).
- поперечна сила на опорі для балки приведенного перерізу

$$V_{Ed, \text{max}} = V_{\text{tot}} \cdot b_f / b_n = 40.5 \cdot 185 / 1500 \approx 5 \text{ кН}$$

1. Спочатку визначаємо поперечну силу, яку елемент здатний сприйняти без поперечного армування. Для цього попередньо встановлюємо значення відповідних коефіцієнтів та окремих розрахункових параметрів:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{192}} = 2.0206 > 2$$

$$\rho_l = \frac{A_{sp1}}{b_w \cdot d} = \frac{113.1}{41 \cdot 192} = 0.01437 < 0,02$$

Необхідна умова здійснена.

$k_1 = 0.15$ – приймається коефіцієнт за п.4.6.2.2. ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [17].

Напруження в бетоні від осьових зусиль:

$$\sigma_{cp} = N_p / A_c = \frac{142750}{41 \cdot 220} = 15.83 \text{ МПа} > 0.2 f_{cd} = 0.2 \cdot 14.5 = 2.9 \text{ МПа}$$

Тому враховуємо $\sigma_{cp} = 2.9 \text{ МПа}$

$$v_{\text{min}} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot (2)^{3/2} (18.5)^{1/2} = 0.42579$$

2. Граничне значення поперечної сили, що може бути сприйняте елементом без наявності поперечної арматури

$$V_{Rd, c \text{ min}} = (v_{\text{min}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) b_w d = (0.42579 + 0.15 \cdot 2.9) \cdot 41 \cdot 192 = 6.78 \text{ кН}$$

3. Поперечна сила, яку може сприйняти елемент без поперечного армування

$$V_{Rd,c} = \left[\left(\frac{0,18}{\gamma_c} \right) k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d = \left[\left(\frac{0,18}{1,3} \right) \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,01437 \cdot 18,5)^{1/3} + 0,15 \cdot 2,9 \right] \cdot 41 \cdot 192 = 9,93 \text{ кН}$$
 Так як $V_{Rd,c} = 9,93 \text{ кН} > V_{Ed,max}$, тоді необхідне мінімальне конструктивне поперечне армування.

4. Знаходимо мінімальне конструктивне поперечне армування з інтенсивністю

$$I \frac{0,08 b_w \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \frac{0,08 \cdot 41 \cdot \sqrt{18,5}^2}{240} \text{ min}$$

Приймаємо поперечну арматуру 1Ø6 A240C ($A_{sw}=56,6 \text{ мм}^2$).

Крок $s = A_{sw}/I_{min} = 56,6/0,0588 = 976 \text{ мм}$

Найбільший крок хомутів не повинен бути більшим за

$$0,75d = 0,75 \cdot 192 = 144 \text{ мм}$$

Приймаємо хомути з кроком 150 мм. Поперечне армування виконується у вигляді плоских зварних каркасів, які встановлюються в опорних ділянках плити між прорізами. Поздовжнє та поперечне армування каркасів задається конструктивно та виконується зі стрижнів Ø6 A240C.

Довжину каркасів беремо: $l_k = l_0/4 = 7080/4 = 1770 \approx 1800 \text{ мм}$

6 Розрахунок попереднього напруження

1. Геометричні характеристики перерізу плити.

Знаходимо коефіцієнти приведення арматури до бетону окремо для нижнього та верхнього армування.:

$$\alpha_{sp} = E_p/E_{cm} = 190000/30000 = 6,333$$

$$\alpha_{sc} = E_{sc}/E_{cm} = 170000/30000 = 5,667$$

Верхня стиснута арматура – 8Ø4Вр-I з кроком 150 мм та площею $A_{sc} = 100,5 \text{ мм}^2$

Знаходимо розміри перерізу за даними армування

$$b_{eff} = 1460 \text{ мм}; b_{ef} = 1490 \text{ мм}; b_w = 450 \text{ мм};$$

$$h_{eff} = 41,16 \text{ мм}; h_{ef} = 41,16 \text{ мм}; a_{sc} = c_1 = 20 \text{ мм};$$

$$a_{sp} = c_p = 28 \text{ мм}; A_{sc} = 100,5 \text{ мм}^2; A_{sp} = 679 \text{ мм}^2$$

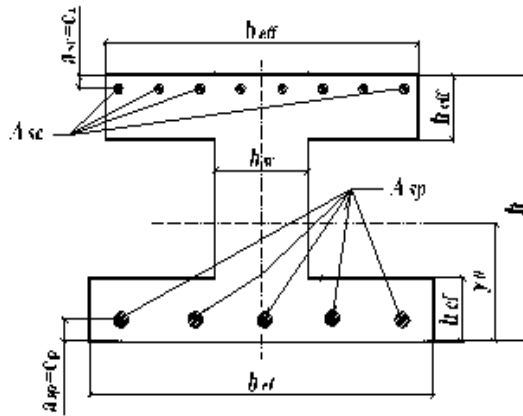


Рисунок 2.6 – Схема розташування арматури в перерізі плити

1. Площа поперечного перерізу бетону:

$$\begin{aligned}
 A_c &= b_{eff}h_{eff} + b_w(h - 2h_{eff}) + b_{ef}h_{ef} \\
 &= 1460 \cdot 41.16 + 450 \cdot (220 - 2 \cdot 41.16) + 1490 \cdot 41.16 \\
 &= 183378 \text{ мм}^2
 \end{aligned}$$

Площа приведенного поперечного перерізу:

$$\begin{aligned}
 A_{red} &= A_c + \alpha_{sp}A_{sp} + \alpha_{sc}A_{sc} = 183378 + 6.333 \cdot 679 + 5.667 \cdot 100.5 \\
 &= 188248 \text{ мм}^2
 \end{aligned}$$

2. Статичний момент бетонного перерізу відносно нижньої розтягнутої грані:

$$\begin{aligned}
 S_c &= b_{eff}h_{eff}(h - 0.5h_{eff}) + b_w(h - 2h_{eff}) \cdot 0.5h + b_{ef}h_{ef} \cdot 0.5h_{ef} = \\
 &= 1460 \cdot 41.16 \cdot (220 - 0.5 \cdot 41.16) + 450 \cdot (220 - 2 \cdot 41.16) \cdot 0.5 \cdot 220 + \\
 &\quad + 1590 \cdot 41.16 \cdot 0.5 \cdot 41.16 \\
 &= 20061164 \text{ мм}^3
 \end{aligned}$$

Статичний момент приведенного перерізу відносно нижньої розтягнутої грані:

$$\begin{aligned}
 S_{red} &= S_c + \alpha_{sp}A_{sp}c_p + \alpha_{sc}A_{sc}(h - c_1) = \\
 &= 20061164 + 6.333 \cdot 679 \cdot 28 + 5.667 \cdot 100.5 \cdot (220 - 20) \\
 &= 20295474 \text{ мм}^3
 \end{aligned}$$

3. Визначаємо відстані від центра ваги бетонного та приведенного перерізів до розтягнутої нижньої грані, а також до осей розтягнутої та стиснутої арматури:

$$y_{0,c} = \frac{S_c}{A_c} = \frac{20061164}{183378} = 109.4 \text{ мм}$$

$$y_{0,red} = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{20295474}{188248} = 107.8 \text{ мм}$$

$$y_{sp} = y_{0,red} - c_p = 107.8 - 28 = 79.8 \text{ мм}$$

$$y_{sc} = h - c_1 - y_{0,red} = 220 - 20 - 107.8 = 92.2 \text{ мм}$$

4. Момент інерції бетонного перерізу:

$$\begin{aligned} I_c &= \sum (I_{ci} + A_{ci}y_{ci}^2) = \frac{b_{ef}h_{ef}^3}{12} + b_{ef}h_{ef}(y_{0,c} - 0.5h_{ef})^2 + \frac{b_{eff}h_{eff}^3}{12} + \\ &+ b_{eff}h_{eff}(h - y_{0,c} - 0.5h_{eff})^2 + \frac{b_w(h-2h_{ef})^3}{12} + b_w(h - 2h_{ef})(y_{0,c} - 0.5h)^2 = \\ &= \frac{1490 \cdot 41.16^3}{12} + 1490 \cdot 41.16 \cdot (109.4 - 0.5 \cdot 41.16)^2 + \\ &+ \frac{1460 \cdot 41.16^3}{12} + 1460 \cdot 41.16 \cdot (220 - 109.4 - 0.5 \cdot 41.16)^2 + \\ &+ \frac{450 \cdot (220 - 2 \cdot 41.16)^3}{12} + 450 \cdot (220 - 2 \cdot 41.16) \cdot (109.4 - 0.5 \cdot 220)^2 \\ &= 1085827023 \text{ мм}^4 \end{aligned}$$

Момент інерції приведенного перерізу:

$$\begin{aligned} I_{red} &= \frac{b_{ef}h_{ef}^3}{12} + b_{ef}h_{ef}(y_{0,red} - 0.5h_{ef})^2 + \frac{b_{eff}h_{eff}^3}{12} + \\ &+ b_{eff}h_{eff}(h - y_{0,red} - 0.5h_{eff})^2 + \frac{b_w(h - 2h_{ef})^3}{12} + b_w(h - 2h_{ef})(y_{0,red} \\ &- 0.5h)^2 + \\ &+ \alpha_{sp}A_{sp}(y_{0,red} - c_p)^2 + \alpha_{sc}A_{sc}(h - y_{0,red} - c_1)^2 = \\ &= \frac{1490 \cdot 41.16^3}{12} + 1490 \cdot 41.16 \cdot (107.8 - 0.5 \cdot 41.16)^2 + \\ &+ \frac{1460 \cdot 41.16^3}{12} + 1460 \cdot 41.16 \cdot (220 - 107.8 - 0.5 \cdot 41.16)^2 + \\ &+ \frac{450 \cdot (220 - 2 \cdot 41.16)^3}{12} + 450 \cdot (220 - 2 \cdot 41.16)(107.8 - 0.5 \cdot 220)^2 + \\ &+ 6.333 \cdot 679 \cdot (107.8 - 28)^2 + 5.667 \cdot 100.5 \cdot (220 - 107.8 - 20)^2 = \\ &= 1128974830 \text{ мм}^4 \end{aligned}$$

5. Моменти опору приведенного перерізу:

– щодо нижньої грані $W_{red}^{inf} = \frac{I_{red}}{y_{0,red}} = \frac{1128974830}{107.8} = 10472865 \text{ мм}^3$

– щодо верхньої грані $W_{red}^{sup} = \frac{I_{red}}{h - y_{0,red}} = \frac{1128974830}{220 - 107.8} = 10062164 \text{ мм}^3$

6. *Попереднє напруження і втрати напружень у напруженій арматурі.*

Початкові напруження в арматурі після натягу або передачі напружень $\sigma_{pm0}(x)$, відразу призначають меншим із двох отриманих значень:

$$\sigma_{pm0}(x) = 0.75 \cdot f_{pk} \text{ або } \sigma_{pm0}(x) = 0.85 \cdot f_{p0,1k}.$$

$$\sigma_{pm0}(x) = \min\{0.75 \cdot 1055; 0.85 \cdot 955\} = \min\{787.5; 811.75\} = 811.75 \text{ МПа.}$$

Найбільші напруження, які можуть бути у напруженій арматурі за умови натягу, призначають за меншим із двох значень:

$$\sigma_{p,max} = 0.8 \cdot f_{pk} \text{ або } \sigma_{p,max} = 0.9 \cdot f_{p0,1k}.$$

$$\sigma_{p,max} = \min\{0.8 f_{pk}; 0.9 f_{p0,1k}\} = \min\{0.8 \cdot 1050; 0.9 \cdot 575\} =$$

Для всіх випадків незалежно від класу арматури значення σ_p приймається рівним $0.3 f_{p0,1k} \leq \sigma_{pm0}(x) \leq \sigma_{p,max}$,

$$\text{Тобто } 286.5 \text{ МПа} \leq \sigma_p = 811.75 \leq 840 \text{ МПа}$$

$$\text{Напруження за натягу арматури } \sigma_p = 810 \text{ МПа}$$

8. *Миттєві втрати попереднього напруження*

1. Втрати від релаксації напружень в арматурі ΔP_r для арматури класу А800 при електротермічному способі натягу:

$$\Delta P_r = 0.03 A_{sp} \sigma_p = 0.03 \cdot 679 \cdot 810 = 16500 \text{ Н}$$

2. Втрати, які можуть бути від теплової обробки збірних залізобетонних плит:

$$\Delta P_\theta = 0.5 A_{sp} E_p \alpha_c (T_{max} - T_0),$$

де A_{sp} – поперечний переріз напруженої арматури, мм^2 ;

E_p – модуль пружності напруженої арматури, МПа;

$\alpha_c = 1 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ – коефіцієнт лінійного температурного розширення (див.

п.3.1.2.4 [17]);

$\Delta t = T_{0_{max}}$ – різниця між максимальною і початковою температурами бетону поблизу напруженої арматури; за відсутності точних даних щодо перепаду температур допускається приймати $\Delta t = T_{max} - T_0 = 65^{\circ}\text{C}$.

У разі пропарювання виробу разом із формою, нагрівання відбувається рівномірно, тому втрати від температурного перепаду не виникають, тобто

$$\Delta P_{\theta} = 0.$$

3. Втрати попереднього напруження, пов'язані з деформацією сталевих форм (упорів) при поетапному натягуванні арматури, для електротермічного способу не враховуються, отже $\Delta P_3 = 0$.

4. Також при напруженні арматури на упори відсутні втрати $\Delta P_{\mu}(x)$ зумовлені тертям у процесі натягування на бетон, тобто $\Delta P_{\mu}(x) = 0$.

5. Втрати в анкерних закріпленнях ΔP_4 , які можуть виникати через заклинювання в каналах, деформації анкерів під час натягування та після нього, для електротермічного способу також не враховуються, оскільки вони компенсуються на етапі визначення повного видовження арматури, $\Delta P_4 = 0$.

6. Втрати зусилля ΔP_{el} що виникають унаслідок миттєвих деформацій бетону, необхідно враховувати відповідно до характеру деформування конструкції та черговості натягування арматури. Їх допускається приймати у вигляді усереднених значень для кожного арматурного елемента.

$$\Delta P_{el} = A_p E_p \sum \left[\frac{j \cdot \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right];$$

$$\Delta P_{el} = 679 \cdot 190000 \cdot \sum \left[\frac{0.5 \cdot 6.38}{30000} \right] = 15008H$$

де $\Delta \sigma_c(t)$ – зміна напруження у центрі ваги арматури, прикладеного в момент часу t ;

$j = (n - 1)/2n$, де n – кількість успішно напружених ідентичних пучків. Для спрощення можна прийняти $j = 0.5$ ($j = 1$ – для змін, викликаних постійними діями, прикладеними після попереднього напруження);

$E_{cm}(t)$ – зміна модуля пружності з часом:

$$E_{cm}(t) = (f_{cm}(t) / f_{cm})^{0.3} E_{cm} = 30000 \text{ МПа},$$

де $E_{cm}(t)$ і $f_{cm}(t)$ – значення у віці t діб, а f_{cm} і E_{cm} – значення у віці 28 діб.

Зусилля попереднього напруження з врахуванням миттєвих втрат

$$P_{0,c} = \sigma_{p0m} A_p - \Delta P_r - \Delta P_\theta - \Delta P_3 - \Delta P_\mu(x) - \Delta P_4;$$

$$P_{0,c} = 810 \cdot 679 - 16500 - 0 - 0 - 0 - 0 = 533490 \text{ Н}$$

$$\begin{aligned} \Delta \sigma_c(t) &= \frac{P_{0,c}}{A_{red}} + \frac{P_{0,c} z_{cp} y_{0,red}}{I_{red}} = \\ &= \frac{533490}{188248} + \frac{533490 \cdot 81.4 \cdot 107.8}{1128974830} = 6.98 \text{ МПа}, \end{aligned}$$

де $z_{cp} = y_{0,c} - c_p = 109.4 - 28 = 81.4 \text{ мм}$

9. Сила попереднього напруження.

У момент часу t та на відстані (або довжині дуги) від натягнутого кінця арматур, середнє зусилля $P_{m,t}(x)$ визначається як максимальна сила P_{max} , прикладена на кінці натягу, з урахуванням зменшення за рахунок миттєвих втрат і втрат, що залежать від часу. Таким чином, значення $P_{m,t}(x)$ відображає сумарний вплив усіх видів втрат.

Початкове зусилля попереднього напруження $P_{m,0}(x)$ (при $t = t_0$), яке передається бетону одразу після натягування та анкерування (або після передачі зусилля при натягу на упори), визначається як різниця між P_{max} та миттєвими втратами. При цьому його значення не повинно перевищувати встановлених нормативних обмежень.

$$P_{m0}(x) = A_{sp} \sigma_{p m0}(x) = 679 \cdot 787.5 = 534713 \text{ Н}$$

Зусилля попереднього напруження $P_{m,0}$ з врахуванням миттєвих втрат, що діє напряму після передавання попереднього обтиску на конструкцію, має складати не більш $P_{m,0}(x)$:

$$P_{m0} = P_{0,c} - \Delta P_{el}; P_{m0} \leq P_{m0}(x).$$

$$P_{m0} = 534490 - 15008 = 518482 \text{ Н} < P_{m,0}(x) = 534713 \text{ Н},$$

тобто умова здійснюється.

10. Обмеження напружень у бетоні

Максимальні напруження в бетоні в момент обтиску:

$$\sigma_c = \frac{P_{m0}}{A_{red}} + \frac{P_{m0} z_{cp} y_{0,red}}{I_{red}} =$$

$$= \frac{518482}{188248} + \frac{518482 \cdot 81.4 \cdot 107.8}{1128974830} = 6.78 \text{ МПа}$$

Напруження стиску в бетоні елемента, які виникають унаслідок прикладення зусилля попереднього напруження та супутніх навантажень під час натягування або передачі напруження, мають бути обмежені значенням:

$$\sigma_c \leq 0.6 f_{ck}(t) = 0.6 \cdot 18.5 = 11.1 \text{ МПа}$$

де $f_{ck}(t)$ – характеристична міцність бетону на стиск у момент часу t , коли здійснюється передача зусилля попереднього напруження.

Оскільки отримане значення $\sigma_c = 6.78 \text{ МПа}$ є меншим за $11,1 \text{ МПа}$, то умова виконується.

Для конструкцій, у яких арматуру натягують на упори, допускається підвищення напружень у момент передачі зусилля до рівня $0,7 f_{ck}(t)$ за умови підтвердження експериментальними даними або практичним досвідом відсутності поздовжнього тріщиноутворення.

У випадках, коли стискуючі напруження від попереднього напруження перевищують $0,45 f_{ck}(t) = 0.45 \cdot 18.5 = 8.33 \text{ МПа}$, необхідно враховувати вплив нелінійної повзучості бетону.

Для елементів із попередньо напруженою арматурою без анкерних пристроїв клас бетону А1000 повинен бути не нижчим за С16/20. При цьому передаточна міцність бетону f_{sp} , що відповідає моменту його обтиснення, має становити не менше класу С12/15 та не менше 50 % від прийнятого класу бетону.

9. *Втрати попереднього напруження*, що змінюються в часі при натягуванні як на упори, так і на бетон, враховуються окремо.

Середнє значення зусилля попереднього напруження $\Delta P_{m,t}(x)$ при $t > t_0$ визначається з урахуванням способу натягування арматури. Окрім миттєвих втрат, необхідно враховувати довготривалі втрати $\Delta P_{c+s+r}(x)$, зумовлені повзучістю та усадкою бетону, а також релаксацією напруженої сталі:

$$\Delta P_{m,t}(x) = P_{m0}(x) - \Delta P_{c+s+r}(x).$$

Спрощений підхід до визначення часових втрат при дії постійного навантаження задається відповідним розрахунковим виразом.

$$\Delta P_{c+s+r}(x) = A_{sp} \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_{sp} \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0.8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p A_{sp}}{E_{cm} A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2 \right) [1 + 0.8 \varphi(t, t_0)]} =$$

$$= 679 \frac{0.000323 \cdot 190000 + 0.8 \cdot 80.33 + \frac{190000}{30000} \cdot 2.7 \cdot 10.45}{1 + \frac{190000 \cdot 679}{30000 \cdot 183378} \left(1 + \frac{183378}{108527023} 81.4^2 \right) [1 + 0.8 \cdot 2.7]} \cdot 10^{-3} = 108.53 \text{ кН де}$$

$\Delta \sigma_{p,c+s+r}$ – абсолютне значення зміни напружень в арматурі внаслідок повзучості і усадки та релаксації на відстані x в момент часу t ;

ε_{cs} – обчислене значення деформації усадки згідно з п.3.1.3.8 [17], абсолютна величина;

E_p – модуль пружності напруженої арматури;

E_{cm} – середній модуль пружності бетону;

$\Delta \sigma_{pr}$ – абсолютна величина зміни напружень в арматурі на відстані x в момент часу t , викликана релаксацією напруженої арматури. Вона визначається при напруженнях $\sigma_p = \sigma(G + P_{m0} + \phi_2 Q)$, де $\sigma(G + P_{m0} + \phi_2 Q)$ – початкові напруження в арматурі, викликані попереднім напруженням, постійними та квазі-постійними впливами;

$\varphi(t, t_0)$ – коефіцієнт повзучості в момент часу t при часі прикладання навантаження t_0 . При $t = 100$ або більше діб для розрахунків можемо прийняти значення граничного коефіцієнта повзучості $\phi_k(\infty, t_0) = 2.7$ для бетону класу С 20/25 при відносній вологості навколишнього середовища 40-75% згідно із таблицею 3.1 [17].

$\sigma_{c,QP}$ – напруження в бетоні в зоні, прилеглий до арматури, що виникають під дією власної ваги конструкції, зусилля попереднього напруження та інших квазіпостійних навантажень.

Дане значення $\sigma_{c,QP}$ може виникати через часткову власну вагу і початкове напруження або повне поєднання $\sigma_p = \sigma(G + P_{m0} + \phi_2 Q)$, що залежить від етапа роботи конструкції;

$$\sigma_{c,QP} = \frac{M_{Ed} z_{cp}}{I_c} + \frac{P_{m,0}}{A_c} + \frac{P_{m,0} z_{cp}^2}{I_c};$$

$$\sigma_{c,QP} = \frac{59.5 \cdot 10^6 \cdot 81.4}{1085827023} + \frac{518482}{183378} + \frac{518482 \cdot 81.4^2}{1085827023} = 10.45 \text{ МПа}$$

де $M_{Ed} = M_{tot,n} = 59.5 \text{ кН} \cdot \text{м} = 59.5 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}$

A_{sp} – площа всієї напруженої арматури на відстані x ;

A_c – площа перерізу бетону;

I_c – момент інерції перерізу бетону;

$z_{cp} = y_{0,c} - c_p = 109.4 - 28 = 81.4 \text{ мм}$ – відстань між центром ваги перерізу бетону і арматурою.

Повна усадочна деформація (за абсолютною величиною) є сумою двох складових: деформації, що виникає внаслідок висихання, та внутрішньої усадки матеріалу. Таким чином, загальне значення усадкової деформації ε_{cs} визначається як:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t) = 0.0003046 + 18.37 \cdot 10^{-6} = 0.000323,$$

де ε_{cd} – деформація усадки при висиханні (абсолютна величина);

ε_{ca} – деформація внутрішньої усадки (абсолютна величина).

Остаточне значення деформації усадки при висиханні

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_n \varepsilon_{cd,0} = 0.99 \cdot 0.0005 = 0.000495,$$

де $\varepsilon_{cd,0} = 0.5\% = 0.0005$ – береться за табл.3.2 для бетону С20/25 при відносній вологості 60 % («очікуване середнє значення з коефіцієнтом варіації близько 30 %» [18]);

k_n – коефіцієнт, що залежить від умовного розміру h_0 (в мм), згідно з таблицею 3.3 [18].

Таблиця 3.2 – Номінальні значення усадки при висиханні $\varepsilon_{cd,0}$ (%) для бетону нормального твердіння на цементі згідно з ДСТУ Б В.2.7-46:2010 [18]

$f_{ck}/f_{ck.cube}$, МПа	Відносна вологість, %					
	20	40	60	80	90	100
20/25	0.65	0.58	0.5	0.32	0.17	0.00
32/40	0.54	0.51	0.43	0.27	0.14	0.00
50/60	0.43	0.42	0.34	0.22	0.12	0.00

Умовний розмір поперечного перерізу

$$h_0 = 2A_c/u = 2 \cdot 183378/3390 = 108.2 \text{ мм}$$

де $u = 1460 + 1490 + 2 \cdot 220 = 3390$ мм – периметр елемента, що висушується (периметр поперечного перерізу плити);

$A_c = 183378 \text{ мм}^2$ – площа перерізу бетону.

Тоді $k_n = 0.99$ (за пропорцією з таблицею 3.3 [18]).

Таблиця 3.3 – Масштабний коефіцієнт

h_0	k_n
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

Розвиток деформації усадки при висиханні знаходиться за формулою

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \varepsilon_{cd}(\infty) = 0.6153 \cdot 0.000495 = 0.0003046,$$

$$\text{де } \beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t-t_s)}{(t-t_s)+0.04\sqrt{h_0^3}} = \frac{(100-28)}{(100-28)+0.04\sqrt{108.2^3}} = 0.6153;$$

t – вік бетону на даний момент часу (для $t = 100$ діб);

t_s – вік бетону, у добах, на момент початку усадки внаслідок висихання (або набухання), приймається для $t_s = 28$ діб. Зазвичай це відповідає завершенню періоду догляду за бетоном.

Величину деформацій внутрішньої усадки (за абсолютним значенням)

визначають таким чином:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{es}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) = 0.8646 \cdot 21.25 \cdot 10^{-6} = 18.37 \cdot 10^{-6},$$

$$\text{де } \varepsilon_{ca}(\infty) = 2.5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 2.5(18.5 - 10) \cdot 10^{-6} = 21.25 \cdot 10^{-6};$$

$$\beta_{es}(t) = 1 - \exp(-0.2t^{0.5}) = 1 - \exp(-0.2 \cdot 100^{0.5}) = 1 - \exp(-2) = 0.8646;$$

$$t = 100 - \text{час, д\i{б.}}$$

Вiдповiдно до положень Єврокоду, за рiвнем релаксацiйних втрат сталь подiляється на три класи:

Клас 1 – дрiт або канати зi звичайними характеристиками релаксацiї;

Клас 2 – дрiт або канати з пониженими втратами релаксацiї;

Клас 3 – гарячекатанi або термiчно обробленi стрижнi.

При проєктуваннi втрати напруження вiд релаксацiї визначаються на основi показника ρ_{1000} , який вiдповiдає вiдсотковим втратам через 1000 годин пiсля натягування при середнiй температурi 20 °С.

Значення ρ_{1000} допускається приймати рiвним: 8 % для класу 1, 2,5 % для класу 2 та 4 % для класу 3, або використовувати данi, наведенi у сертифiкатi виробника. Втрати вiд релаксацiї можуть визначатися за паспортними даними виробника або розраховуватися як вiдсоткове зменшення початкових напружень iз застосуванням вiдповiдної розрахункової залежностi, наведеної нижче.

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 1.98 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{8\mu} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75(1-\mu)} \cdot 10^{-5}.$$

Для третього класу:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 1.98 \cdot 4 \cdot e^{8 \cdot 0.75} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75(1-0.75)} \cdot 10^{-5} = 0.102,$$

де $\Delta\sigma_{pr}$ – абсолютне значення втрат вiд релаксацiї попереднього напруження;

σ_{pi} – при напруженнi на упори (абсолютна величина початкових попереднiх напружень $\sigma_{pi} = \sigma_{pm0}(x) = 787.5$ МПа);

t – час пiсля напруження, год. (500000 год., тобто близько 57 рокiв);

$\mu = \sigma_{pi}/f_{pk}$, де $f_{pk} = 630$ МПа – характеристичне значення мiцностi на розтяг напруженої арматури:

$$\mu = 787.5/1050 = 0.75.$$

$$\text{Тоді } \Delta\sigma_{pr} = \sigma_{pi} \cdot 0.102 = 787.5 \cdot 0.102 = 80.33 \text{ МПа}$$

Середнє значення сили напруження $P_{m,t}(x)$ у момент часу $t > t_0$ (з врахуванням усіх втрат)

$$P_{m,t}(x) = P_{m0}(x) - \Delta P_{c+s+r} = 518.48 - 108.53 = 409.95 \text{ кН}$$

Величина $P_{m,t}(x)$ повинна відповідати двом наступним умовам:

$$P_{m,t}(x) = 409.95 \text{ кН} \leq 0.65 f_{pk} A_{sp} = 0.65 \cdot 1050 \cdot 679 \cdot 10^{-3} = 463.42 \text{ кН}$$

$$P_{m,t}(x) = 409.95 \text{ кН} \leq P_{m0}(x) - 100 A_{sp} = 518.48 - 100 \cdot 679 \cdot 10^{-3} = \\ = 450.58 \text{ кН}$$

Умови виконуються.

Напруження в попередньо напруженій арматурі зі врахуванням усіх втрат:

$$\sigma_{sp} = P_{m,t}(x) / A_{sp} = 409950 / 679 = 603.76 \text{ МПа}$$

Відносні деформації в арматурі ε_{sp} визначають, в залежності від напружень σ_{sp} , згідно діаграми стану арматури за формулами:

$$\text{При } 0 \leq \sigma_{sp} = 603.76 \text{ МПа} < f_{pd0} = 795.83 \text{ МПа}$$

$$\varepsilon_{sp} = \sigma_{sp} / E_s = 603.76 / 190000 = 0.00318 = 3.18\%$$

10 Перевірка багатопустотної плити на тріщиностійкість.

1. Розрахунок залізобетонних елементів на утворення нормальних до поздовжньої осі тріщин виконується для випадків дії згинальних моментів та поздовжніх зусиль на основі моделі нормального перерізу. У якості критерію появи тріщини приймають досягнення деформаціями крайніх розтягнутих волокон бетону граничних значень ε_{ctu} , що визначаються за відповідною діаграмою стану. За відсутності такої діаграми допускається використовувати наближений вираз $\varepsilon_{ctu} = -2f_{ctm} / E_{ck}$.

Розрахунок здійснюється з урахуванням умов рівноваги внутрішніх і зовнішніх зусиль у нормальному перерізі, а також законів деформування бетону та арматури, які задаються відповідними діаграмами стану матеріалів.

Напружено-деформований стан бетону й арматури визначається на основі сумарних деформацій, що включають як початкові впливи (усадка бетону,

попереднє напруження тощо), так і експлуатаційні навантаження.

У спрощених розрахунках допускається прийняття діаграми стану бетону як ідеалізованої пружно-пластичної моделі. При цьому критерієм утворення тріщин є досягнення граничних деформацій у найбільш розтягнутому волокні бетону відповідно до вимог розрахунку за граничними станами другої групи.

Вихідні дані для бетону плити класу С20/25:

$$f_{ctm} = 2.2 \text{ МПа}; \text{ модуль пружності (характеристичний) } E_{ck} = 26000 \text{ МПа};$$

$$\varepsilon_{ct3,ck} = -f_{ctm}/E_{ck} = -2.2/26000 = -8.46 \cdot 10^{-5}; \varepsilon_{ctu3,ck} = -2f_{ctm}/E_{ck} = -2 \cdot 2.2/26000 = -16.92 \cdot 10^{-5}$$

Коефіцієнт прямокутної частини білінійної епюри напружень k_{ct} , що показує долю прямокутної частини a_{ct} в загальній висоті розтягнутої зони бетону X_t ($a_{ct} = k_{ct}X_t$), знаходиться за формулою:

$$k_{ct} = \frac{|\varepsilon_{ctu3,ck}| - |\varepsilon_{ct3,ck}|}{|\varepsilon_{ctu3,ck}|} = \frac{|-0.0001692| - |-0.0000846|}{|-0.0001692|} = 0.5$$

Через застосування білінійної епюри деформацій та напружень в розтягнутій зоні бетону, завжди має місце рівняння $\varepsilon_{ctu3,ck} = 2\varepsilon_{ct3,ck}$. За таких умов коефіцієнт k_{ct} завжди буде становити 0.5 ($k_{ct} = 0.5$). Коефіцієнт β_{ct} , який визначає положення центру ваги білінійної епюри напружень ($x_{ct} = \beta_{ct}X_t$), буде становити:

$$\beta_{ct} = \frac{k_{ct}^2 + k_{ct} + 1}{3(1 + k_{ct})} = \frac{0.5^2 + 0.5 + 1}{3(1 + 0.5)} = 0.3889$$

Щоб знайти висоту стиснутої зони бетону X на основі епюр деформацій та напружень в перерізі (рис. 2.7) запишемо відповідне квадратне рівняння: корінь якого для визначення X буде:

$$X = -\frac{p}{2} + \sqrt{\frac{p^2}{4} + q}.$$

Визначаємо коефіцієнти визначеного квадратного рівняння:

$$p = \frac{2(b_{eff} - b_w)h_{eff} + 1.5b_w h + (b_{eff} - b_w)h_{eff} + 2A_{sp}E_p/E_{ck}}{0.25b_w}$$

$$= \frac{2 \cdot (1460 - 450) \cdot 41.16 + 1.5 \cdot 450 \cdot 220 + (1490 - 450) \cdot 41.16 + 2 \cdot 679 \cdot 190000/26000}{0.25 \cdot 450}$$

$$= 2528 \text{ мм}$$

$$q = \frac{(b_{eff} - b_w)h_{eff}^2 + 0.75b_w h^2 + (b_{eff} - b_w)h \cdot h_{eff} + 2A_{sp}(h - c_p)E_p/E_{ck}}{0.25b_w}$$

$$= \frac{1010 \cdot 41.16^2 + 0.75 \cdot 450 \cdot 220^2 + 1040 \cdot 220 \cdot 41.16 + 2 \cdot 679 \cdot (220 - 28) \cdot 190000/26000}{0.25 \cdot 450}$$

$$= 261057 \text{ мм}^2$$

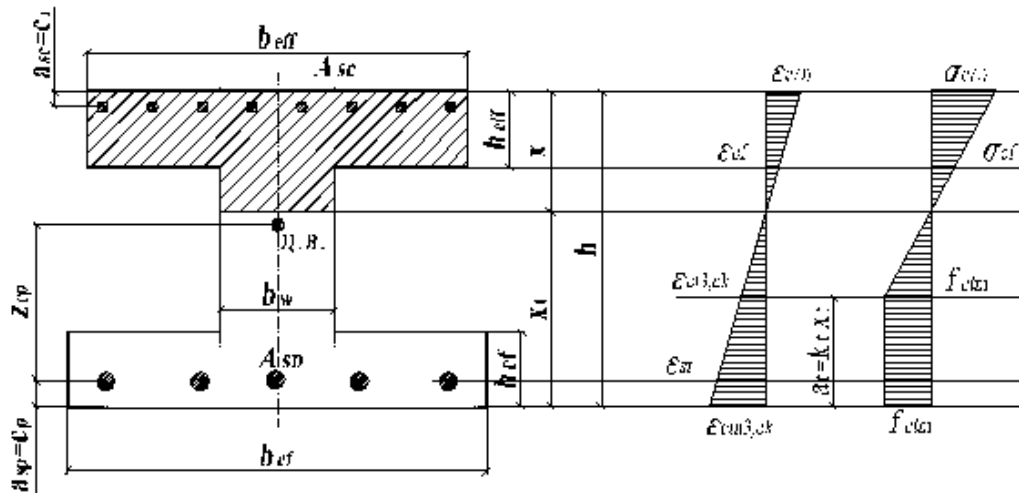


Рисунок 2.7 – До визначення моменту тріщино утворення

$$X^2 + pX - q = 0,$$

Висота стиснутої зони бетону становитиме:

$$X = -2528/2 + \sqrt{2528^2/4 + 261057} = 99.4 \text{ мм}$$

Деформації та напруження у попередньо напруженій розтягнутій арматурі:

$$\varepsilon_{sp} = \frac{\varepsilon_{ctu3,k}(d-X)}{h-X} = \frac{2f_{ctm}(h-c_p-X)}{E_{ck}(h-X)} = \frac{2 \cdot 2.2 \cdot (220-28-99.4)}{26000 \cdot (220-99.4)} = 1.3 \cdot 10^{-4}$$

$$\text{та } \sigma_{sp} = \varepsilon_{sp} E_p = 1.3 \cdot 10^{-4} \cdot 190000 = 24.7 \text{ МПа}$$

Деформації та напруження у верхніх стиснутих волокнах бетону:

$$\varepsilon_{c(1)} = \frac{\varepsilon_{ctu3,k}X}{h-X} = \frac{2f_{ctm}X}{E_{ck}(h-X)} = \frac{2 \cdot 2.2 \cdot 99.4}{26000 \cdot (220-99.4)} = 1.395 \cdot 10^{-4}$$

$$\text{та } \sigma_{c(1)} = \varepsilon_{c(1)} E_{ck} = 1.395 \cdot 10^{-4} \cdot 26000 = 3.63 \text{ МПа}$$

Деформації та напруження в бетоні на рівні нижньої грані верхньої полиці:

$$\varepsilon_{cf} = \frac{\varepsilon_{ctuz,k}(X-h_{eff})}{h-X} = \frac{2f_{ctm}(X-h_{eff})}{E_{ck}(h-X)} = \frac{2 \cdot 2.2 \cdot (99.4-41.16)}{26000 \cdot (220-99.4)} = 8.17 \cdot 10^{-5}$$

$$\text{та } \sigma_{cf} = \varepsilon_{cf} E_{ck} = 8.17 \cdot 10^{-5} \cdot 26000 = 2.12 \text{ МПа}$$

Знаходимо несучу здатність перерізу в момент появи першої тріщини: $M_{Rk} =$

$$\begin{aligned} & 0.5b_w X \sigma_{c(1)} (h - y_{0,red} - X/3) + b_{eff} h_{eff} \sigma_{cf} (h - y_{0,red} - 0.5h_{eff}) + \\ & + b_{eff} h_{eff} (\sigma_{c(1)} - \sigma_{cf}) (h - y_{0,red} - h_{eff}/3) + A_{sp} \sigma_{sp} (y_{0,red} - c_p) + \\ & + 0.5f_{ctm}(1 + k_t)(h - X)b_w [y_{0,red} - \beta_t(h - X)] \\ & + f_{ctm}(b_{ef} - b_w)h_{ef} \left(y_{0,red} - \frac{h_{ef}}{2} \right) = \\ & = 0.5 \cdot 450 \cdot 99.4 \cdot 3.63 \cdot (220 - 107.8 - 99.4/3) + 1460 \cdot 41.16 \\ & \cdot 2.12 \cdot (220 - 107.8 - 20.58) + 1460 \cdot 41.16 \cdot (3.63 - 2.12) \\ & \cdot (220 - 107.8 - 13.72) + 679 \cdot 24.7 \cdot (107.8 - 28) + \\ & + 0.5 \cdot 2.2 \cdot 1.5 \cdot (220 - 99.4) \cdot 450 \cdot [107.8 - 0.3889 \cdot (220 - 99.4)] + 2.2 \\ & \cdot 1040 \cdot 41.16 \cdot (107.8 - 20.58) = 54.07 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 54.07 \text{ кН} \cdot \text{м} \end{aligned}$$

Знаходимо момент тріщиноутворення:

$$M_{crc} = M_{Rk} + P_{m,t}(x)z_{cp} = 54.07 + 409.95 \cdot 0.0798 = 86.78 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

де $P_{m,t}(x) = 409.95 \text{ кН}$ - середнє значення сили попереднього напруження зі врахуванням усіх втрат:

$$z_{cp} = y_{0,red} - c_p = 107.8 - 28 = 79.8 \text{ мм}$$

Виконуємо перевірку на тріщиностійкість: $M_{Ek} = 59.5 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_{crc} = 86.78 \text{ кН} \cdot \text{м}$, де $M_{Ek} = M_{tot,n} = 59.5 \text{ кН} \cdot \text{м}$ - момент від характеристичного повного навантаження.

Необхідна умова виконується, тріщини від зовнішнього навантаження не утворюються.

11. Розрахунок плити за деформаціями

Розрахунок прогину плити без тріщин.

Оскільки згинальний момент становить $M_{Ek} = 18 \text{ кНм}$ є меншим за момент тріщиноутворення $M_{crc} = 43.5 \text{ кНм}$, у середній частині прольоту плити тріщини

не виникають.

Для подальшого розрахунку приймається ефективне значення модуля пружності бетону класу С20/25 з урахуванням граничного коефіцієнта повзучості $\phi(\infty, t_0) = 2.7$ (табл. 3.1 [19]), яке визначається таким чином:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1+\phi(\infty, t_0)} = \frac{30 \cdot 10^3}{1+2.7} = 8108 \text{ МПа.}$$

Прогин в середині прольоту плити без тріщин може бути визначений за формулою:

$$f = k_{m,k} \frac{M_{Ek} l_0^2}{E_{c,eff} I_{red}} - k_{m,p} \frac{P_{m,t}(x) z_{cp} l_0^2}{E_{c,eff} I_{red}} =$$
$$= \frac{5 \cdot 59.5 \cdot 10^6 \cdot 7080^2}{48 \cdot 8108 \cdot 1128974830} - \frac{409950 \cdot 79.8 \cdot 7080^2}{8 \cdot 8108 \cdot 1128974830} = 11.55 \text{ мм,}$$

де $M_{Ek} = 59.5 \text{ кНм} = 59.5 \cdot 10^6 \text{ Нмм}$ – характеристичний згинаючий момент від зовнішнього навантаження;

$P_{m,t}(x) = 409950 \text{ Н}$ – сила попереднього напруження зі врахуванням усіх втрат;

$z_{cp} = 79.8 \text{ мм}$ – відстань від осі напруженої арматури до центру ваги перерізу;

$I_{red} = 1128974830 \text{ мм}^4$ – момент інерції приведенного перерізу без тріщин;

$k_{m,k} = 5/48$ – коефіцієнт для однопрольотної балки із рівномірно розподіленим навантаженням;

$k_{m,p} = 1/8$ – коефіцієнт для напружених стержнів із прямолінійною віссю траси.

Оскільки $f = 11.55 \text{ мм} < [f] = l_0/250 = 7080/250 = 28.32 \text{ мм}$, то фактичний прогин плити без тріщин значно менше граничного значення.

3 ТЕХНОЛОГІЧНІ РІШЕННЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА

«Технологічна карта» розробляється для організації виконання кам'яних робіт «потоково-розчленованим методом» силами бригади мулярів із використанням комплексу необхідних механізмів, обладнання, інструментів, а також для виконання монтажу плит перекриття над першим поверхом.

Виконуючи роботи, необхідно дотримуватися вимог ДБН А.3.1-5:2016 [20], ДБН В.2.6-1626:2010 [21], ДБН В.2.6-98:2009 [22].

3.1 Організація та технологія основних будівельних робіт

Перед виконанням робіт з улаштування цегляної кладки необхідно провести комплекс підготовчих заходів, які забезпечують безперервність та безпеку будівельного процесу. До них належить облаштування тимчасових під'їзних шляхів, автомобільних доріг та місць для складування матеріалів. Також здійснюється встановлення вантажопідіймального крана, доставка на об'єкт необхідних будівельних матеріалів та їх розміщення у визначених зонах зберігання.

Перед початком кладочних робіт на робочі місця подаються необхідні механізми, інструменти та пристрої відповідно до прийнятої організаційної схеми. Після завершення робіт підземної частини будівлі виконуються геодезичні операції: закріплення осей споруди на фундаменті та визначення рівня початку кладки першого ряду. Безпосередньо перед виконанням робіт забезпечується подача цегли та розчину до місць виконання кладки.

Процес зведення цегляних стін виконується у встановленій технологічній послідовності. Спочатку здійснюється винесення осей, розмічання положення стін, встановлення порядовок і натягування причального шнура, який використовується для контролю горизонтальності рядів кладки. Далі проводиться розміщення цегли на робочій зоні, подача та рівномірний розподіл

розчину по поверхні кладки. Після цього виконується укладання цегли на розчинну основу з постійним контролем правильності положення елементів.

У процесі виконання кладки проводиться перевірка геометричних параметрів конструкцій, при необхідності виконується коригування положення цегли, очищення швів та їх обробка. Окремі елементи кладки можуть підлягати обробці або підрізуванню цегли відповідно до конструктивних вимог.

Для підвищення ефективності виконання робіт рекомендується застосовувати комплексну організацію праці з використанням ланок мулярів типу «двійка» та «трійка». Такий склад бригади забезпечує раціональний розподіл обов'язків між робітниками та сприяє підвищенню продуктивності.

Організація процесу мурування передбачає поділ будівлі на дві окремі захватки. Межі між ними визначаються з урахуванням приблизно однакових обсягів робіт та зручності розташування підйомного обладнання. У межах кожної захватки стіни додатково розподіляються на окремі ділянки, кількість яких встановлюється відповідно до числа мулярських ланок, їх складу та рівня кваліфікації робітників.

3.2 Зведення зовнішніх цегляних стін

Під час виконання кладочних робіт робочий простір мулярів організовується з урахуванням зручності переміщення працівників, розташування матеріалів та подачі розчину. Робоча зона безпосереднього виконання кладки приймається шириною близько 600-650 мм. Ділянка для складування матеріалів формується відповідно до габаритів піддонів із цеглою та ємностей із розчином і зазвичай становить від 600 мм до 1000 мм. Проміжок між місцями розташування цегли та розчинових ящиків приймається в межах 30-40 см. Для транспортування матеріалів передбачається окрема смуга шириною приблизно 950 мм, тому загальна ширина робочої зони при виконанні кладки стін становить 2,0-2,5 м.

Кількість цегли на робочій ділянці визначається відповідно до потреби бригади приблизно на дві години роботи. Розчин подається безпосередньо перед початком кладки, при цьому заповнення розчинових ящиків виконується за 10-15 хвилин до початку процесу. У ході виконання робіт матеріали регулярно доставляються для підтримання необхідного запасу.

Доставка розчину до робочих місць здійснюється за допомогою крана у спеціальних ящиках місткістю 0,27 м³. Кладку зовнішніх стін виконують окремими ділянками в межах визначених захваток. Кількість таких ділянок встановлюється відповідно до кількості мулярських ланок, складу бригади та рівня кваліфікації робітників.

Для забезпечення точності геометричних параметрів кладки використовуються порядовки з деревини або металу, які встановлюються в місцях примикання захваток, на кутах та перетинах стін. Контроль положення рядів під час мурування здійснюється за допомогою причального шнура. Вертикальність кутових ділянок, простінків та стовпів перевіряється виском, а рівність горизонтальних рядів контролюється правилом і будівельним рівнем.

Кладка стін виконується «човниковим» способом, що передбачає рух мулярів у протилежних напрямках під час улаштування зовнішньої та внутрішньої верст. Така організація роботи дозволяє зменшити кількість зайвих переміщень працівників та підвищити продуктивність процесу [55].

Розташування дверних і віконних прорізів визначається за допомогою спеціальних шаблонів, які встановлюються відповідно до заданих розмірів. Після фіксації шаблону муляр наносить розмітку місць розміщення прорізів та простінків.

Цегляні стіни виконуються із застосуванням багаторядної системи перев'язування швів. Для вузьких простінків і окремих стовпів використовується трирядна схема кладки. При багаторядній перев'язці поздовжні та поперечні ряди з'єднуються між собою тичковими рядами через встановлену кількість ложкових рядів. Утворені порожнини між елементами кладки заповнюються теплоізоляційним матеріалом.

Теплоізоляційні плити встановлюються щільно до внутрішньої поверхні цегляної стіни та закріплюються спеціальними скобами, які заводяться у шви зовнішньої частини кладки з кроком не більше 500 мм по висоті. Плити повинні щільно з'єднуватися між собою у вертикальному та горизонтальному напрямках і прилягати до поперечних ділянок стін. У межах кожного поверху теплоізоляція спирається на ряд кладки, розташований на рівні перекриття.

Кріпильні металеві елементи, що застосовуються для фіксації утеплювача, повинні мати антикорозійний захист та виготовлятися з матеріалу, стійкого до впливу вологи.

Виконання кладки першого ярусу зовнішньої стіни здійснюється у визначеній послідовності: спочатку встановлюються та перевіряються кутові й проміжні рядовки, після чого закріплюється причальний шнур. Далі викладаються зовнішні версти, потім внутрішні ряди та заповнення середньої частини кладки. Завершальним етапом є улаштування та заповнення передбачених конструктивних проміжків.

3.3 Організація виконання кам'яних робіт та розміщення робочих місць

При зведенні зовнішніх стін товщиною 640 мм склад ланки та розподіл обов'язків між мулярами визначаються відповідно до прийнятої технології виконання робіт. Для ланки типу «двійка» один робітник виконує основні операції з улаштування кладки, а другий забезпечує безперебійну подачу матеріалів та допоміжні процеси.

Під час мурування зовнішньої версти основний муляр встановлює та переміщує причальний шнур, виконує укладання цегли по зовнішній площині стіни, контролює правильність положення рядів і за необхідності бере участь у заповненні середньої частини кладки. Другий працівник відповідає за підготовку розчину, його розподіл по поверхні, подавання цегли до місця роботи, а також допомагає при встановленні причалки та виконанні забутки.

Під час переходу до внутрішньої версти порядок дій зберігається, однак напрямок переміщення ланки змінюється відповідно до організації робочої ділянки. Кладка простінків виконується послідовно по всій захватці: поки один муляр укладає цеглу у верстових рядах, інший наносить розчин та виконує заповнення внутрішньої частини стіни. Після завершення окремого етапу робіт працівники змінюють операції, що дозволяє забезпечити рівномірне навантаження на ланку.

При використанні ланки «трійка» (товщина стін 640 мм) функції між робітниками розподіляються з урахуванням кваліфікації. Найбільш досвідчений муляр виконує відповідальні операції з улаштування верстових рядів, контролює якість кладки та дотримання проектних параметрів. Другий працівник організовує встановлення причалки, подачу цегли й розчину до робочої зони. Третій муляр виконує забутку, допомагає з підготовкою матеріалів та забезпечує безперервність технологічного процесу.

Улаштування зовнішньої та внутрішньої версти при роботі ланки «трійка» здійснюється за аналогічною схемою, але з протилежними напрямками руху робітників для більш ефективного використання робочої зони.

Під час виконання кладки необхідно передбачати місця для монтажних прорізів, отворів та технологічних каналів, які зазначені у проектній документації. Віконні та дверні блоки встановлюються після підготовки отворів. Для їх закріплення застосовуються дерев'яні закладні елементи, попередньо оброблені захисними складами, які розміщуються в укосах отворів під час виконання кладки.

Внутрішні стіни товщиною 380 мм виконуються ланкою «двійка». Провідний муляр здійснює монтаж рядовок, закріплення причального шнура, виконує кладку верстових рядів та перевіряє відповідність конструкції вертикальним і горизонтальним вимогам. Помічник забезпечує підготовку та подачу розчину, доставку цегли, допомагає при виконанні кладки та контролює своєчасне забезпечення робочого місця матеріалами.

Для формування вентиляційних каналів у процесі мурування застосовуються спеціальні інвентарні шаблони. Їх встановлюють у передбачених проєктом місцях у вертикальному або необхідному похилому положенні, після чого поступово обкладають цеглою. У міру підняття стіни шаблон періодично витягують за спеціальний елемент захвату та повторно використовують на наступних ділянках. При вимушених перервах у роботі, що не перевищують двох годин, шаблони залишаються у сформованих каналах для збереження їх геометрії.

Для виконання кладки на висоті застосовуються інвентарні риштування. Перед монтажем перевіряється технічний стан усіх складових елементів: кріплень, шарнірів, настилів та фіксаторів. Переміщення риштувань дозволяється лише після очищення робочої поверхні від будівельних матеріалів та інструментів. При розташуванні настилу на висоті 1,2 м та 1,8 м передбачається встановлення захисних огорожень для забезпечення безпеки працівників.

Заповнення віконних і дверних прорізів виконується після підготовки блоків, поверхні яких, що контактують із кладкою, повинні бути захищені від впливу вологи шляхом нанесення антисептичного покриття та ізоляції рулонними матеріалами. Встановлений блок ретельно перевіряється за рівнем і вертикальністю. Фіксація конструкцій виконується за допомогою кріпильних елементів до дерев'яних закладних деталей, попередньо розміщених у простінках.

Для тимчасового захисту відкритих прорізів встановлюються інвентарні огорожі, які закріплюються до нижньої частини отвору спеціальними затискними пристроями. Така організація робіт забезпечує безпечне виконання кладочних процесів та підтримання необхідної якості будівельних конструкцій.

3.4 Монтаж інвентарних риштувань та встановлення елементів заповнення прорізів

Для виконання кладочних та оздоблювальних робіт на висоті передбачається застосування інвентарних шарнірно-панельних риштувань, які забезпечують зручність переміщення робітників та розміщення необхідних матеріалів. Перед початком монтажу конструкцій проводиться огляд усіх елементів риштувань: перевіряється стан з'єднувальних вузлів, кріплень, опорних деталей, настилів та захисних елементів. Робоча поверхня настилів повинна бути очищена від залишків розчину, будівельного сміття та сторонніх предметів.

Переміщення або перестановка риштувань виконується лише після завершення робіт на відповідній ділянці та звільнення настилів від матеріалів, інструментів і обладнання. У процесі монтажу необхідно забезпечити стійкість конструкції та надійність фіксації всіх елементів. При розташуванні робочих настилів на висоті 1,2 м і 1,8 м обов'язково передбачається встановлення захисних огорожень, які запобігають падінню працівників та матеріалів із робочої зони.

Перед установленням віконних і дверних блоків у підготовлені прорізи виконується попередня обробка елементів, що контактують із кам'яною кладкою. Дерев'яні поверхні блоків захищаються антисептичними складами, а ділянки примикання додатково ізолюються рулонними гідроізоляційними матеріалами для підвищення довговічності конструкцій.

Після розміщення блоку у прорізі здійснюється його точне регулювання за вертикальним і горизонтальним положенням із використанням будівельного рівня та виска. Положення конструкції коригується до досягнення необхідної геометричної точності, після чого виконується остаточне закріплення. Фіксація віконних та дверних блоків проводиться за допомогою кріпильних елементів до дерев'яних закладних деталей, які заздалегідь встановлюються у простінках під час виконання кладки.

Для забезпечення безпеки під час виконання робіт навколо відкритих віконних прорізів монтуються тимчасові огорожувальні пристрої. Такі елементи встановлюються на період проведення будівельних робіт та закріплюються до конструкції прорізу за допомогою затискних пристосувань. Використання риштувань і правильно організоване заповнення прорізів дозволяють забезпечити безпечні умови праці, підвищити продуктивність виконання робіт та зберегти якість готових конструкцій.

3.5 Технологія монтажу збірних залізобетонних конструкцій перекриття

Монтаж плит переkritтя виконується за чітко визначеною технологічною послідовністю [23] із залученням монтажної бригади та вантажопідіймального крана. Перед підйомом кожна плита ретельно оглядається стропальником: перевіряється її цілісність, очищається поверхня від забруднень, снігу або залишків розчину, а також контролюється стан монтажних петель і їх придатність до стропування.

Після підготовки елемента виконується його захоплення чотиригілковим стропом, після чого стропальник подає сигнал машиністу крана для підйому конструкції. Плита переміщується до місця монтажу та подається в зону укладання. Перед її встановленням муляри готують опорну поверхню стін: очищають її та укладають вирівнювальний шар цементно-піщаного розчину товщиною 10-15 мм.

Монтажники приймають плиту, спрямовують її у проектне положення та встановлюють на підготовлену основу, перебуваючи при цьому на раніше змонтованих елементах переkritтя. Остаточне вирівнювання виконується без зняття натягу стропів за допомогою монтажних ломів до досягнення точної проектною відмітки.

Перший елемент переkritтя монтується з використанням спеціально обладнаного монтажного майданчика, який входить до складу нормокомплекту.

Підйом конструкцій здійснюється у два етапи: спочатку на висоту 20-30 см для перевірки надійності стропування, після чого виконується подальше переміщення до місця встановлення. Для монтажу використовується чотиригілковий строп типу 4СК1-3,2.

Виконання монтажних робіт здійснюється відповідно до затвердженого проєкту виконання робіт та чинних нормативних вимог [20, 23]. Монтаж конструкцій наступних поверхів допускається лише після остаточного закріплення елементів нижнього рівня та досягнення необхідної міцності бетону або розчину у стиках, що визначається проєктною документацією.

Матеріали для замонолічування стиків і швів повинні відповідати марці та класу, встановленим у проєкті, та вимогам нормативних документів [35]. Особлива увага приділяється забезпеченню правильного опирання плит на несучі конструкції та дотриманню проєктних розмірів опорних зон.

Після встановлення плити в проєктне положення виконується її розстропування. Для формування жорсткої просторової роботи перекриття плити додатково анкеруються до стін шляхом приварювання анкерних елементів Т-подібної форми до монтажних петель. Усі металеві елементи захищаються антикорозійним шаром цементного розчину марки М100.

Після перевірки точності встановлення, приймання зварних з'єднань та виконання антикорозійного захисту анкерів здійснюється остаточне замонолічування швів між плитами, що забезпечує монолітність та просторову жорсткість перекриття.

3.6 Обґрунтування способів монтажу та вибір монтажного крана

Виконання монтажних робіт передбачається із застосуванням поелементного (роздільного) методу, за якого кожна збірна конструкція встановлюється окремо відповідно до технологічної послідовності зведення будівлі. Такий підхід забезпечує точність встановлення елементів та дозволяє здійснювати контроль якості на кожному етапі монтажу.

Монтаж несучих конструкцій виконується із застосуванням вільного або частково обмеженого способу встановлення. У разі використання обмежено-вільного методу положення елементів частково стабілізується спеціальними монтажними пристроями, що зменшують вплив власної маси конструкцій та зовнішніх навантажень під час монтажу. За вільного способу встановлення фіксація елементів здійснюється виключно після їх вивірки. У всіх випадках обов'язковим є інструментальний контроль геометричного положення змонтованих конструкцій.

Основним вантажопідіймальним механізмом на об'єкті прийнято стріловий монтажний кран [36], який забезпечує подачу та встановлення збірних елементів у межах робочої зони (рис. 3.1). Його параметри підбираються відповідно до маси елементів, необхідного вильоту стріли та умов будівельного майданчика.

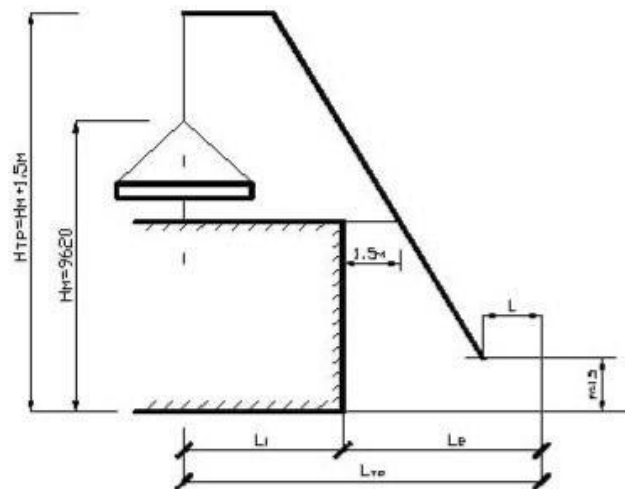


Рисунок 3.1 – Визначення необхідних параметрів стрілового монтажного крана

Монтаж конструкцій виконується переважно із транспортних засобі: збірні елементи потрапляють безпосередньо на об'єкт у зоні дії крана та переміщуються до місця встановлення у визначеній технологічній послідовності. Така організація процесу дозволяє мінімізувати проміжні складські операції, скоротити тривалість монтажного циклу, знизити трудомісткість робіт та загальну вартість будівництва. Водночас вона потребує чіткого поєднання

постачання матеріалів і високого рівня організації виробничого процесу з боку інженерно-технічного персоналу.

Доставка плит перекриття на будівельний майданчик здійснюється спеціалізованим транспортом, що забезпечує безпечне транспортування великогабаритних елементів та їх своєчасну подачу до зони монтажу.

Необхідна вантажопідйомність крана

$$Q_k = m_e + m_{oc} + m_{гр},$$

де Q_k – необхідна вантажопідйомність крана, т;

m_e – маса елемента (конструкції), який монтується, т;

m_{oc} – маса оснащення (стропи, траверси, захвати, монтажні пристрої), т;

$m_{гр}$ – маса вантажозахоплювальних пристроїв або допоміжних елементів, т.

$$Q_k = m_e + m_{oc} + m_{гр} = 3,33 + 0 + 0,1 = 3,34 \text{ т}$$

Маса основного монтажного елемента (наприклад, плити, балки, панелі чи іншої конструкції), що необхідно підняти становить 3,33 т. Маса оснащення не враховується (або використовується обладнання з незначною масою, яке прийнято не враховувати) – 0 т.

Маса вантажозахоплювального пристрою (наприклад, стропів чи іншого кріплення) – 0,1 т.

Кран повинен мати вантажопідйомність не менше 3,34 т, щоб безпечно виконати монтаж конструкції разом із необхідним обладнанням. При виборі крана приймають найближче більше стандартне значення вантажопідйомності.

Необхідний виліт гака складає $L_k = 9,25 \text{ м}$

Висота підйому гака:

$$H_k = h_0 + h_3 + h_e + h_{ct},$$

де h_0 – перевищення монтажного горизонту над рівнем стоянки баштового крана, м;

h_3 – запас по висоті для забезпечення безпеки монтажу (1 м);

h_e – висота елемента (м);

h_{ct} – висота стропування (м).

$$H_k = 5,3 + 0,5 + 0,22 + 3,6 = 9,6 \text{ м}$$

Довжина стріли складає $L_{ст} = 11,1 \text{ м}$.

Приймаємо автокран МКА-16

Для виконання монтажних робіт прийнято вантажний кран МКА-16.

Технічні характеристики вантажного крана МКА-16:

Кран обладнаний стрілою довжиною 10 м.

Його вантажопідйомність при відправленні становить: при найменшому вильоті – 16 т, а при найбільшому – 4 т.

При русі з вантажем вантажопідйомність крана становить 4 т.

Діапазон вильоту стріли крана складає від 4,1 м до 10 м.

Висота підйому гака залежить від вильоту: при найменшому вильоті вона становить 10,5 м, а при найбільшому – 6 м.

Швидкість підйому вантажу крана знаходиться в межах 4,5-21,1 м/хв.

Робоча швидкість руху крана становить 5 км/год, а транспортна – 55 км/год.

Швидкість обертання поворотної частини крана складає 0,40-2,3 об/хв.

Кран встановлений на автомобільному шасі КрАЗ-257, потужність силової установки автомобіля становить 177 кВт.

Колія передніх коліс дорівнює 1,95 м, задніх – 1,92 м.

Відстань між аутригерами вздовж поздовжньої осі становить 4,5 м, а поперек поздовжньої осі – 4,4 м.

Габаритні розміри крана у транспортному положенні: довжина – 14,3 м, ширина – 2,7 м, висота – 4,1 м.

Навантаження на вісь становить: на передню частину – 48 кН, на задню – 94 кН. Загальна маса крана у робочому стані складає 23,6 т.

Враховуючи розрахункові параметри монтажу (вантажопідйомність 3,34 т та необхідний виліт гака 9,25 м), кран МКА-16 відповідає заданим умовам роботи.

3.7 Система контролю якості будівельно-монтажних та кам'яних робіт

Забезпечення належної якості кам'яних, монтажних та супутніх будівельних робіт здійснюється на всіх етапах зведення об'єкта – від вхідного контролю матеріалів і конструкцій до остаточного приймання виконаних робіт. Основними нормативними документами, що регламентують вимоги до якості кам'яних та армокам'яних конструкцій, є чинні положення [14, 20, 28].

Контроль якості поділяється на три основні рівні: вхідний (перевірка матеріалів і виробів), операційний (контроль у процесі виконання робіт) та приймальний (оцінка готових конструкцій). Така система дозволяє своєчасно виявляти відхилення від проєктних рішень і нормативних вимог та запобігати накопиченню дефектів.

Вхідний контроль матеріалів і виробів. На етапі надходження на будівельний майданчик усі матеріали, напівфабрикати та збірні конструкції підлягають обов'язковій перевірці. Контролюються:

- відповідність геометричних розмірів проєктним значенням;
- відсутність механічних пошкоджень, сколів, тріщин;
- наявність паспортів, сертифікатів якості та супровідної документації;
- відповідність класу бетону, марки розчину та характеристик арматури проєктним вимогам.

Збірні залізобетонні елементи додатково перевіряються на наявність монтажних петель, правильність їх розташування та придатність до стропування. Відхилення, що перевищують допустимі значення, встановлені нормативними документами, не допускаються до використання.

Операційний контроль у процесі виконання робіт. Під час виконання кам'яної кладки, монтажу збірних конструкцій та бетонних робіт здійснюється постійний операційний контроль, який включає перевірку:

- правильності перев'язки цегляної кладки;
- заповнення горизонтальних і вертикальних швів розчином;

- товщини швів та рівномірності їх виконання;
- вертикальності, горизонтальності та прямолінійності поверхонь;
- відповідності розташування прорізів, закладних деталей, анкерів та зв'язків проєктним рішенням;
- правильності встановлення вентиляційних і димових каналів.

Особлива увага приділяється дотриманню геометричних параметрів конструкцій, оскільки навіть незначні відхилення можуть впливати на несучу здатність і експлуатаційну надійність будівлі.

Для контролю використовуються вимірювальні інструменти: рівні, теодоліти, нівеліри, відвиси, рейки довжиною 2 м, а також геодезичні прилади для виконавчих зйомок.

Приймальний контроль завершених конструкцій. Приймання виконаних кам'яних і монтажних робіт здійснюється комісією з оформленням відповідних актів. Перевіряється відповідність виконаних конструкцій проєктній документації та вимогам чинних норм.

Основними критеріями оцінки якості є:

- точність геометричних розмірів конструкцій;
- дотримання вертикальності та горизонтальності;
- якість заповнення швів;
- правильність встановлення закладних деталей та анкерів;
- надійність стикових з'єднань і зварних швів;
- відсутність дефектів поверхні.

Результати приймання оформлюються актами прихованих робіт, виконавчими схемами та загальними актами готовності конструкцій.

Нормативні вимоги до відхилень конструкцій

Гранично допустимі відхилення для бетонних, залізобетонних і кам'яних конструкцій регламентуються, зокрема, [22, 24], а також відповідними таблицями допустимих відхилень при монтажі збірних елементів.

Контроль здійснюється за такими параметрами:

- відхилення від вертикалі та проєктних осей;

- відхилення горизонтальних площин;
- нерівності поверхонь;
- точність встановлення закладних деталей і анкерів;
- відповідність розмірів конструкцій проекту.

Для кам'яної кладки додатково контролюються:

- товщина стін, простінків і швів;
- відхилення рядів кладки від горизонталі;
- відхилення прорізів;
- якість заповнення швів розчином;
- точність вентиляційних каналів.

Документування результатів контролю

Усі результати перевірок обов'язково фіксуються в загальному журналі робіт та виконавчій документації. При цьому оформлюються:

- акти огляду прихованих робіт;
- акти проміжного приймання відповідальних конструкцій;
- виконавчі геодезичні схеми;
- сертифікати та паспорти матеріалів;
- протоколи випробувань (за необхідності).

У випадку виконання робіт у зимових умовах додатково фіксуються температурні режими, характеристики розчинів, типи добавок та умови тверднення бетону.

Комплексний контроль якості будівельно-монтажних робіт дозволяє забезпечити відповідність зведених конструкцій вимогам проекту, чинних державних будівельних норм та стандартів, а також гарантує довговічність, надійність і безпечну експлуатацію будівлі протягом усього життєвого циклу.

4 ОХОРОНА ПРАЦІ

4.1. Нормативно-правове забезпечення охорони праці

Забезпечення безпечних і нешкідливих умов праці під час реалізації проєкту двоповерхового житлового будинку садибного типу у м. Полтава є пріоритетним завданням, регулювання якого здійснюється багаторівневою системою законодавчо-нормативною базою України.

Основу законодавства становить Конституція України (ст. 43), яка гарантує право кожного громадянина «на належні, безпечні і здорові умови праці» [26]. Базовим профільним законом є Закон України «Про охорону праці» [27], який визначає основні положення щодо реалізації конституційного права громадян на захист їхнього життя і здоров'я у процесі трудової діяльності.

Правове регулювання та організація безпечного простору під час виконання будівельно-монтажних робіт на об'єкті проєктування базується на дотриманні трудового законодавства, зокрема Кодексу законів про працю України, який регламентує загальні трудові відносини, тривалість робочого часу, відпочинку, а також особливості праці жінок та молоді. Безпосередній контроль безпеки на будівельному майданчику забезпечується виконанням вимог ДБН А.3.2-2-2009 «Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві» [28], що виступає основним нормативним документом для цього етапу робіт, у поєднанні з НПАОП 45.2-7.03-17 «Мінімальні вимоги з охорони праці на тимчасових або мобільних будівельних майданчиках» [29], які чітко визначають зобов'язання замовника і керівника робіт. Враховуючи, що об'єкт проєктування є двоповерховим, важливим є суворе дотримання НПАОП 0.00-1.15-07 «Правила охорони праці під час виконання робіт на висоті» [30] під час зведення стін, монтажу перекриття та влаштування покрівлі (оскільки роботи проводяться на висоті понад 1,3 м від поверхні ґрунту). Безпека експлуатації тимчасових електромереж, підключення обладнання та інструменту на майданчику гарантується дотриманням положень «Правил улаштування

електроустановок» та «Правила безпечної експлуатації електроустановок споживачів». Згідно з законодавством, відповідальність за забезпечення безпечних умов праці на будівельному майданчику в м. Полтава покладається на генпідрядну будівельну організацію в особі головного інженера та виконроба (виконавця робіт).

4.2 Оцінка умов праці та ідентифікація можливих небезпек на об'єкті проектування

Об'єктом проектування є двоповерховий житловий будинок садибного типу з габаритними розмірами в плані 13,200×9,300 м та висотою до конька покрівлі близько 9,75 м. Будівництво передбачено в кліматичних умовах м. Полтава, що належить до II (північно-східної) будівельно-кліматичної зони України та характеризується помірно-континентальним кліматом.

Під час зведення об'єкту на працівників діють фактори, які становлять небезпеку або шкідливий вплив (ДСТУ-Н Б А.3.2-1:2007 [31]).

Проведемо їх детальний аналіз та класифікацію за групами відповідно до технологічних етапів будівництва.

Перша група це фізичні небезпечні та шкідливі виробничі фактори, до яких можна віднести небезпеку, яка виникає при падінні з висоти, дія машин та механізмів, що рухаються, ураження електричним струмом, виникнення шуму та вібрації.

Небезпека падіння з висоти. Оскільки об'єкт є двоповерховим (висота понад 9 метрів), цей фактор є домінуючим. Ризик падіння виникає під час монтажу залізобетонних плит перекриття першого та другого поверхів; ведення цегляної кладки або мурування стін другого поверху з підмостей та риштувань; влаштування дерев'яної кроквяної системи, обрешітки та безпосереднього монтажу покрівельного матеріалу (металочерепиці).

Падіння предметів, матеріалів та інструменту з висоти. Існує загроза травмування працівників, які перебувають на нижчих рівнях або на землі,

внаслідок падіння будівельних матеріалів (цегли, блоків, елементів кріплення) або ручного інструменту з риштувань та монтажних горизонтів.

Дія машин, механізмів та їхніх рухомих частин. На майданчику задіяна важка техніка: автомобільний кран (розвантаження матеріалів, монтаж перекриття), автобетонозмішувач, розчинонасоси та автотранспорт. Особливу небезпеку становлять: зона обертання поворотної платформи крана; траєкторія переміщення вантажів краном (зона можливого падіння вантажу); наїзди техніки під час маневрування в обмеженому просторі майданчика.

Ураження електричним струмом. Виникає внаслідок розгортання тимчасових будівельних електромереж, підключення бетонозмішувачів, компресорів та ручного електроінструменту (ріжучі інструменти, перфоратори, дрилі). Ризик посилюється через роботу під відкритим небом, можливість пошкодження ізоляції кабелів об гострі краї будівельних конструкцій та роботу в умовах підвищеної вологості.

Підвищений рівень шуму та вібрації. Постійними джерелами шумового та вібраційного навантаження є робота двигунів внутрішнього згорання будівельної техніки, компресорів, електроінструменту, а також використання віброплит та вібротрамбовок під час ущільнення піщано-гравійної подушки фундаменту.

До другої групи відносяться несприятливі метеорологічні або, як їх ще називають, мікрокліматичні умови. Оскільки будівництво ведеться на відкритому просторі у м. Полтава, то в літній період температура повітря може перевищувати +30°C. Поєднання високої температури з прямою сонячною радіацією створює ризик перегріву організму, теплового або сонячного удару, а також зневоднення людського організму. В холодну пору року (осінньо-зимовий період) низькі температури, сильний вітер та підвищена вологість призводять до переохолодження. Додатково виникає загроза травматизму (падіння, послизнення) через ожеледицю на робочих горизонтах, ходових містках та риштуваннях.

Третю групу становлять хімічні та біологічні фактори. Запиленість робочої зони виникає під час приготування цементних та вапняних розчинів, різання газобетонних та силікатних блоків, механічного оброблення будівельних матеріалів. Вдихання пилу, що містить діоксид кремнію, негативно впливає на органи дихання та слизові оболонки очей.

Безпосередній контакт шкіри з цементними розчинами, пластифікаторами, ґрунтовками, антисептиками для деревини (обробка крокв) та лакофарбовими матеріалами може викликати хімічні опіки або дерматити.

Четверта група це психофізіологічні фактори, яку становлять важкість праці, напруженість і втома, які виникають під час будівництва.

Важкість праці обумовлена значним фізичним навантаженням під час ручного перенесення будівельних матеріалів (цегла, цемент у мішках, арматура), тривалим перебуванням у незручних або вимушених робочих позах (мурування стін, в'язання арматурних каркасів фундаменту на рівні землі, монтаж крокв). Робота на висоті вимагає підвищеної концентрації уваги. Монотонність деяких операцій у поєднанні з високою відповідальністю за безпеку (наприклад, у стропальників чи машиніста крана) призводить до нервово-психічного перенапруження, що збільшує ймовірність помилок.

Виявлений комплекс небезпечних та шкідливих виробничих факторів вимагає розробки та суворого дотримання заходів з охорони праці. Зокрема: забезпечення працівників ЗІЗ (каска, монтажні пояси, спецвзуття, захисні окуляри), влаштування захисних огорожень, заземлення електроустановок, визначення небезпечних зон роботи крана та організація раціонального режиму праці й відпочинку [32, 33].

4.3 Оцінювання ризиків реалізації потенційних небезпечних факторів на об'єкті проєктування

Щоб оцінити, які з небезпек на будівництві двоповерхового будинку в м. Полтава є найнебезпечнішими, використано простий метод оцінки ризиків.

Він враховує два показники: ймовірність того, що подія станеться, та тяжкість наслідків для здоров'я робітника.

Перемноживши ці показники, ми отримуємо підсумковий рівень ризику (низький, середній або високий). Це дозволяє чітко зрозуміти, які захисні заходи потрібно впроваджувати негайно, а які – у плановому порядку.

Нижче наведено результати оцінки основних небезпек для об'єкта будівництва (таблиця 4.1) [1].

Таблиця 4.1 – Оцінка ризиків для будівництва садибного будинку в м. Полтава

№ п/п	Опис небезпечної події (виробничого фактора)	Ймовірність події	Тяжкість наслідків	Інтегральний індекс ризику	Підсумковий рівень ризику та його пріоритет
1	Падіння будівельника з висоти під час монтажу покрівлі, крокв чи перекриття	Середня	Максимальна	15	Високий (неприпустимий ризик, вимагає жорсткого контролю)
2	Ураження струмом від тимчасових електромереж або ручного інструменту	Мала	Максимальна	10	Середній (Суттєвий ризик, потрібні захисні пристрої та заземлення)
3	Падіння цегли, матеріалів чи інструментів з верхніх рівнів на людей знизу	Середня	Висока	12	Високий (Неприпустимий ризик, потрібні захисні каски та навіси)
4	Травмування або затискання рухомими частинами техніки (крана, бетонозмішувача)	Мінімальна	Максимальна	5	Низький (Помірний ризик, достатньо сигнальних стрічок та інструктажу)
5	Поранення рук чи ніг під час роботи з «болгаркою», перфоратором чи пилою	Висока	Мала	8	Середній (суттєвий ризик, обов'язкове використання захисних окулярів та рукавиць)
6	Перегрів (тепловий удар) влітку або обмороження та травми через ожеледицю взимку	Середня	Мала	4	Низький (помірний ризик, регулюється режимом праці та теплим одягом)

Детальний аналіз отриманих результатів свідчить про те, що найбільш критичними та небезпечними для життя персоналу є ризики, пов'язані з падінням працівників з висоти, а також із травмуванням людей внаслідок падіння

предметів і матеріалів з верхніх ярусів. Таке специфічне зміщення акцентів у бік найвищого рівня небезпеки безпосередньо зумовлене архітектурно-планувальними та конструктивними особливостями двоповерхового житлового будинку садибного типу.

На початкових етапах будівництва, зокрема під час монтажу залізобетонних плит перекриття першого поверху, зведення зовнішніх та внутрішніх стін другого поверху, а також у процесі влаштування дерев'яної кроквяної системи та укладання металочерепиці, роботи виконуються в умовах відсутності постійних захисних огорожень, стаціонарних сходових маршів та капітальних стін. Це створює постійну загрозу втрати рівноваги будівельниками через пориви вітру, що є характерними для відкритих майданчиків Полтавського регіону, або через необережність під час переміщення по периметру недобудованої споруди.

Водночас високу небезпеку становить супутній ризик падіння інструментів чи елементів мурування (наприклад, силікатних блоків чи цегли). Оскільки на майданчику одночасно можуть виконуватися кілька процесів, перебування підсобних робітників на нульовому рівні або біля підніжжя стін під час роботи мулярів на риштуваннях другого поверху створює зону підвищеного травматизму. Будь-який залишений на краю підмостей предмет під дією вібрації від роботи техніки або випадкового поштовху здатний спричинити важкі черепно-мозкові травми.

Суттєву загрозу, що класифікується як середня, але межує з високою, становить ризик ураження електричним струмом. Специфіка зведення садибного будинку передбачає високу динамічність і мобільність підключень, коли силові кабелі для живлення бетономішалок, розчинонасосів та ручних шліфувальних машин постійно переміщуються по майданчику. Вони піддаються механічним навантаженням, контактують із гострими краями будівельних конструкцій та піддаються впливу атмосферних опадів, що суттєво підвищує ймовірність пошкодження ізоляції та винесення небезпечного потенціалу на металеві корпуси обладнання.

Інші досліджувані фактори, такі як травмування ручним інструментом або кліматичний вплив, хоча й мають високу ймовірність прояву, характеризуються меншою тяжкістю наслідків. Проте загальна картина дослідження чітко вказує на те, що виявлені високі та середні рівні ризиків вимагають обов'язкового та безкомпромісного розроблення цільових інженерно-технічних, організаційних та планувальних рішень, спрямованих на ізоляцію небезпечних зон та максимальне убезпечення праці на об'єкті проєктування.

4.4 Розроблення організаційних, технічних та архітектурно-планувальних заходів щодо покращення умов праці на об'єкті проєктування

Для мінімізації визначених виробничих ризиків, усунення загрози травматизму та створення максимально безпечного і здорового середовища в межах реалізації проєкту двоповерхового житлового будинку садибного типу в місті Полтава впроваджується комплексний, взаємопов'язаний масив захисних заходів. Комплекс організаційних рішень розпочинається з обов'язкового складання та затвердження Проєкту виконання робіт, без якого забороняється розгортання будь-яких будівельно-монтажних операцій на майданчику. Цей документ детально регламентує безпечне суміщення технологічних процесів, чітко визначає межі небезпечних зон та радіуси дії автомобільного крана під час підйому будівельних матеріалів, а також затверджує точні схеми монтажу риштувань і локації для складування будівельних елементів. Паралельно з цим суворо контролюється підготовка персоналу, що включає обов'язкове проведення вступних, первинних на робочому місці, повторних та цільових інструктажів з охорони праці [34]. До виконання технологічно складних операцій, робіт на висоті та безпосереднього керування важкою будівельною технікою допускаються виключно особи, які досягли вісімнадцятирічного віку, мають відповідну кваліфікаційну атестацію та пройшли попередній медичний огляд без виявлення протипоказань. Враховуючи розташування об'єкта проєктування в межах житлової забудови міста Полтава, важливим

організаційним кроком є повне закриття периметра будівельного майданчика шляхом влаштування суцільного захисного паркана заввишки не менше двох метрів, який додатково обладнується суцільними захисними козирками під кутом до горизонту в місцях інтенсивного руху людей або проходу персоналу.

Технічний блок заходів зосереджений на суттєвому зниженні ризиків падіння з висоти та ураження електричним струмом під час щоденних робіт. При зведенні капітальних стін першого та другого поверхів, а також під час монтажу міжповерхового перекриття використовуються виключно інвентарні, сертифіковані металеві рамні підмости та риштування, конструкція яких передбачає обов'язкове надійне кріплення до стін і наявність подвійного повздовжнього та бортового огороження робочих настилів заввишки не менше одного цілого і однієї десятої метра. Під час виконання найбільш небезпечного етапу – влаштування дерев'яної кроквяної системи двосхилого даху та фінішного укладання листів металочерепиці – усі теслярі та покрівельники зобов'язані безперервно використовувати безлямкові або лямкові запобіжні пояси типу ПЛ-1, фіксація яких здійснюється за допомогою страхувальних фалів та карабінів до попередньо натягнутих і надійно заанкерених сталевих канатів.

Система забезпечення електробезпеки на об'єкті проєктування передбачає підключення всього мобільного та стаціонарного обладнання виключно через центральний тимчасовий щит механізації. Цей щит в обов'язковому порядку комплектується високочутливими пристроями захисного вимкнення та диференційними автоматами зі струмом спрацьовування, що не перевищує тридцяти міліампер, що дозволяє миттєво знеструмити мережу у випадку випадкового дотику людини до струмоведучих частин або при пошкодженні ізоляції. Всі металеві неструмоведучі частини будівельних машин, корпуси розчинонасосів, бетономішалок, а також металевий каркас тимчасового побутового вагончика підключаються до штучного контуру захисного заземлення, виготовленого зі сталевих вертикальних стержнів, при цьому загальний опір розтікання струму даного заземлювального пристрою за будь-яких погодних умов у ґрунтах не повинен перевищувати 4 Ом.

Архітектурно-планувальна організація внутрішнього простору майданчика базується на чіткому функціональному зонуванні території, де склади для відкритого та закритого зберігання цегли, силікатних та газобетонних блоків, а також довгомірних пиломатеріалів виносяться за межі потенційно небезпечної зони переміщення вантажів краном, але проектуються з урахуванням мінімізації відстаней для ручного перенесення вантажів [1]. Наземні шляхи руху будівельного автотранспорту та пішохідні зони для переміщення робітників повністю розділяються за допомогою сигнальних стрічок, дорожніх знаків та захисних бар'єрів. Санітарно-побутове забезпечення працівників реалізується шляхом встановлення на майданчику комфортабельного тимчасового інвентарного вагончика-побутівки, обладнаного системами кондиціонування для літнього періоду та електричними безпечними обігрівачами для зимового часу, що дає змогу ефективно запобігати тепловим ударам чи переохолодженню персоналу. Додатково на території розгортається автономний біотуалет та організовується безперебійне постачання герметично закритого бака з якісною питною водою. Усі без винятку будівельники, відповідно до вимог державних стандартів, забезпечуються повним комплектом сертифікованих засобів індивідуального захисту, який включає ударостійкі захисні каски з підборідними пасками, спеціальне робоче взуття з антипрокольною устілкою та захисним металевим носком, брезентові або прогумовані рукавиці, а також захисні окуляри та респіратори для захисту органів дихання під час виконання пильних операцій чи приготування цементних розчинів.

ВИСНОВКИ ДО РОЗДІЛУ 4

Під час виконання розділу з охорони праці проведено комплексний аналіз стану охорони праці та промислової безпеки під час зведення двоповерхового садибного житлового будинку в м. Полтава відповідно до чинного законодавства України (Закон «Про охорону праці», ДБН А.3.2-2-2009 [27, 28]).

Ідентифіковано основні небезпечні та шкідливі виробничі фактори, серед яких домінуючими є ризики падіння з висоти (Індекс ризику $R=15$) та загроза ураження електричним струмом.

Обґрунтовано впровадження інженерно-технічних заходів: використання інвентарних підмостей з огорожами, застосування страхувальних систем на покрівлі, встановлення ПЗВ (30 мА) та організація захисного заземлення з опором до 4 Ом.

Запропоновані архітектурно-планувальні рішення та схема організації будівельного майданчика мінімізують ризик виробничого травматизму, оптимізують логістику матеріалів та створюють комфортні санітарно-гігієнічні умови для будівельної бригади, що гарантує безпечне та ефективне виконання робіт у встановлені строки.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ ІНФОРМАЦІЇ

1. ChatGPT. Режим OpenAI ChatGPT [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <https://chat.openai.com/>. – Дата звернення: 19.06.2026.
2. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія. Чинний від 2011-11-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2010. 127 с.
3. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. Зміна № 2. Чинний від 2007-01-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2007. 70 с.
4. ДБН А.2.2-3:2014. Склад та зміст проектної документації на будівництво. Зі Змінами № 1, № 2 та Поправкою до Зміни № 2. Чинний від 2014-06-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2014. 29 с.
5. ДСТУ 8855:2019. Будівлі та споруди. Визначення класу наслідків (відповідальності). Чинний від 2019-12-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2019. 17с.
6. ДБН В.1.1-7:2016. Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги. Чинний від 2017-06-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2017. 47 с.
7. ДБН Б.2.2-12:2019. Планування та забудова територій. Чинний від 2019-10-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2019. 185 с.
8. Методичні рекомендації до виконання кваліфікаційної роботи бакалавра (для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти всіх форм навчання зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія, освітньо-професійної програми «Промислове та цивільне будівництво») / ХНУМГ ім. О. М. Бекетова; уклад. П.М. Фірсов, С.В. Бутнік, С.В. Бутенко, В.А. Александрович, О.В. Кабусь. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2025. – 30 с.
9. ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. Чинний від 2019-10-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2018. 42 с.

10. ДСТУ Б В.2.6-109:2010. Конструкції будинків і споруд. Плити залізобетонні стрічкових фундаментів. Технічні умови. Чинний від 2011-07-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2010. 52 с.
11. ДСТУ Б EN 508-1:2015. Вироби покрівельні та облицювальні металеві листові. Технічні вимоги до самонесучих сталевих, алюмінієвих листів або листів із нержавіючої сталі. Частина 1. Сталь (EN 508-1:2014, IDT). Чинний від 2016-07-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2015. 79 с.
12. Вікна та двері вимоги. URL: <https://nvfi.biz/=1/norms/01-DSTU/2020%20%D0%94%D0%A1%D0%A2%D0%A3%20%D0%95N%2014351-1%20%D0%92%D1%96%D0%BA%D0%BD%D0%B0%20%D1%82%D0%B0%20%D0%B4%D0%B2%D0%B5%D1%80%D1%96.pdf>.
13. ДСТУ EN 14351-1:2020. Вікна та двері. Вимоги. Частина 1. Вікна та зовнішні двері (EN 14351-1:2006 + A2:2016, IDT). Чинний від 2020-07-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2020. 81 с.
14. ДБН В.2.6-162:2010. Конструкції будинків і споруд. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення. Зі Зміною № 1. Чинний від 2011-09-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2010. 98 с.
15. ДБН В.2.6-31:2021. Теплова ізоляція та енергоефективність будівель. Чинний від 2022-09-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2021. 27 с.
16. ДСТУ 9191:2022. Теплоізоляція будівель. Метод вибору теплоізоляційного матеріалу для утеплення будівель. Чинний від 2023-03-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2022. 63 с.
17. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. Чинний від 2011-06-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2010. 123 с.
18. ДСТУ Б В.2.7-46:2010. Будівельні матеріали. Цементи загальнобудівельного призначення. Технічні умови. Чинний від 2011-09-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2011. 29 с.

19. ДСТУ Б В.2.6-53:2008. Конструкції будинків і споруд. Плити перекриттів залізобетонні багатопустотні для будівель і споруд. Технічні умови. Чинний від 2010-01-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2008. 36 с.
20. ДБН А.3.1-5:2016. Організація будівельного виробництва. Чинний від 2017-01-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2016. 54 с.
21. ДБН В.2.6-160:2010. Конструкції будинків і споруд. Сталезалізобетонні конструкції. Основні положення. Зі Зміною № 1. Чинний від 2011-09-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2011. 60 с.
22. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Чинний від 2011-06-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2011. 68 с.
23. ДСТУ-Н Б В.2.6-203:2015. Настанова з виконання робіт при виготовленні та монтажі будівельних конструкцій. Чинний від 2016-04-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2015. 62 с.
24. ДБН В.2.6-162:2010. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Чинний від 2011-09-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2010. 98 с.
25. ДСТУ 9254:2023. Контроль якості будівельних робіт. Загальні положення. Чинний від 2023-07-03. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2023. 4 с.
26. Конституція України (ст. 43). Режим доступу URL: <https://constitution.in.ua/articles/43/> (дата звернення 01.06.26).
27. Закон України «Про охорону праці». Режим доступу URL: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/2694-12#Text> (дата звернення 01.06.26).
28. ДБН А.3.2-2-2009. Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення (НПАОП 45.2-7.02-12) Чинний від 2012-04-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2009. 117 с.
29. НПАОП 45.2-7.03-17 Мінімальні вимоги з охорони праці на тимчасових або мобільних будівельних майданчиках. Чинний від 2017-10-20. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2017. 27 с.
30. НПАОП 0.00-1.15-07. Правила охорони праці під час виконання робіт на висоті. Чинний від 2007-03-27. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2007. 15 с.

31. ДСТУ-Н Б А.3.2-1:2007. Система стандартів безпеки праці. Настанова щодо визначення небезпечних і шкідливих факторів та захисту від їх впливу при виробництві будівельних матеріалів і виробів та їх використанні в процесі зведення та експлуатації об'єктів будівництва. Чинний від 2007-12-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2007. 25 с.
32. ДСТУ 7239:2011. Система стандартів безпеки праці. Засоби індивідуального захисту. Загальні вимоги та класифікація. Чинний від 2011-02-02. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2007. 10 с.
33. Класифікація засобів індивідуального захисту. URL: <https://assecuro.ua/zasobi-individualnogo-zahistu/klasifikacziya/> (дата звернення 05.06.26).
34. Про затвердження Типового положення про навчання, інструктаж і перевірку знань працівників з питань охорони праці. URL: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/z0095-94#Text> (дата звернення 05.06.26).
35. ДСТУ 9208:2022. Бетони важкі. Технічні умови. Чинний від 2022-12-27. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2022. 24 с.
36. ДСТУ EN 13001-1:2018. Крани вантажопідіймальні. Загальні положення конструювання. Частина 1. Загальні принципи та вимоги (EN 13001-1:2015, IDT). Чинний від 2019-10-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2018. 24 с.