

**НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ**

Факультет конструювання та дизайну

Кафедра будівництва

ПОГОДЖЕНО

Декан факультету

Конструювання та дизайну

_____ Іван РОГОВСЬКИЙ
“ ____ ” _____ 2026 р.

ДОПУСКАЄТЬСЯ ДО ЗАХИСТУ

рішенням кафедри будівництва

(протокол № __, від __.__.2026р.)

завідувач кафедри будівництва,

д.т.н., професор

_____ Ігор ЯКОВЕНКО
“ ____ ” _____ 2026 р.

БАКАЛАВРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

**на тему: «Проектування індивідуального житлового будинку у місті
Вінниця»**

Спеціальність _____ 192 – будівництво та цивільна інженерія _____
(код і назва)

Гарант освітньої програми

_____ кандидат технічних наук, доцент _____
(науковий ступінь та вчене звання)

_____ Євген ДМИТРЕНКО _____
(підпис) (ПІБ)

Керівник бакалаврської кваліфікаційної роботи:

_____ К.Т.Н., доцент _____
(науковий ступінь та вчене звання)

_____ Наталія КОСТИРА _____
(підпис) (ПІБ)

допускається до захисту/не допускається до захисту»

Виконав: студент

_____ «підпис»

_____ Андрій ЯЦЕНКО _____
(ПІБ студента)

м. Київ 2026 р.

**НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ**
Факультет конструювання та дизайну

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри будівництва,

д.т.н., професор Ігор ЯКОВЕНКО
(науковий ступінь, вчене звання) (підпис) (ПІБ)

« 24 » березня 2026р.

З А В Д А Н Н Я
ДО ВИКОНАННЯ БАКАЛАВРСЬКОЇ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ
СТУДЕНТА

Яценко Андрія Романовича

(прізвище, ім'я, по батькові)

Спеціальність 192 «Будівництво та цивільна інженерія»
(код і назва)

Програма підготовки освітньо-професійна
(освітньо-професійна або освітньо-наукова)

Тема дипломного проєкту затверджена наказом проректора з науково-педагогічної роботи та цифрової трансформації НУБіП України від «24» березня 2026 р. № 839 «С». Термін подання завершеної роботи на кафедру 2026, травень, 20.

(рік, місяць, число)

Вихідні дані до бакалаврської кваліфікаційної роботи: геологічні умови майданчика будівництва, природно-кліматичні умови відповідно до ДСТУ-Н Б В.1.1 – 27:2010, навантаження та впливи згідно ДБН В.1.2-2:2006.

Бакалаврська кваліфікаційна робота складається з пояснювальної записки, 6 листів формату А1 та використаних джерел літератури 30 найменування.

Перелік питань, що підлягають дослідженню:

Розділ 1. Архітектурний

Розділ 2. Розрахунково-конструктивний

Розділ 3. Основи та фундаменти

Розділ 4. Організація будівництва

Розділ 5. Технологія будівельного виробництва

Розділ 6. Охорона праці

Список використаних джерел

Аркуш 1.	<i>Архітектурна частина: фасад, розрізи, генплан, вузли, плани.</i>
Аркуш 2.	<i>Розрахунково-конструктивна частина: план покриття, план фундаментів, поперечний розріз</i>
Аркуш 3.	<i>Розрахунково-конструктивна частина. Конструювання залізобетонної плити перекриття</i>
Аркуш 4.	<i>Організаційно-будівельна частина. Будівельний генеральний план</i>
Аркуш 5.	<i>Технологічно-будівельна частина. Технологічна карта на влаштування м'якої покрівлі з євроруберойду</i>
Аркуш 6.	<i>Організаційно-будівельна частина. Календарний графік</i>

Перелік графічного матеріалу (обов'язкові креслення):
Строки виконання бакалаврської кваліфікаційної роботи

Найменування етапу дипломного проєкту	Строк виконання етапу	Відмітка про виконання
<i>Збір, аналіз та обґрунтування вихідних</i>	<i>24.03.26– 06.04.26</i>	
<i>матеріалів для проєкту</i>		
<i>Написання та наповнення частин</i>	<i>07.04.26 – 30.04.26</i>	
<i>пояснювальної записки</i>		
<i>Виконання графічної частини</i>	<i>01.05.26–20.05.26</i>	
<i>дипломного проєкту</i>		

Дата видачі завдання «24» березня 2026 р.

Керівник бакалаврської кваліфікаційної роботи

К.Т.Н., доцент
(науковий ступінь та вчене звання)

(підпис)

Наталія КОСТИРА
(ПІБ)

Завдання прийняв до виконання _____
(підпис)

Андрій ЯЦЕНКО
(ПІБ студента)

ЗМІСТ

ВСТУП	8
РОЗДІЛ 1. Архітектурний	9
1.1. Вихідні дані.....	10
1.2. Генеральний план.....	11
1.3. Обґрунтування об'ємно-планувального вирішення об'єкт	13
1.4. Конструктивне рішення.....	16
1.4.1. Конструктивні рішення фундаментів	17
1.4.2. Конструктивні рішення стін та перегородок	18
1.4.3. Конструктивні рішення перекриття	19
1.4.4. Конструктивні рішення покриття.....	21
1.4.5. Конструктивні рішення підлог	21
1.4.6. Конструктивні рішення сходової клітини	22
1.4.7. Конструктивні рішення вікон та дверей.....	23
1.4.8. Санітарно-технічне оснащення.....	26
1.5. Теплотехнічний розрахунок огорожувальних конструкцій	26
РОЗДІЛ 2. Розрахунково - конструктивний	29
2.1. Розрахунок перекриття за нормальною схемою балкової клітки із залізобетонним настилом.....	30
2.2. Схами балок та збір навантажень на балки перекриття.....	30
2.3. Визначення граничного прогину балок	34
2.4. Визначення максимального розрахункового опору та вибір сталі для балок настилу	34
2.5. Визначення лінійної густини балок настилу.....	36
2.6. Розрахунок максимальних зусиль та вибір необхідного двотавра	37
2.7. Зведення таблиці та перевірка максимального прогину	38
2.8. Визначення техніко-економічних показників.....	40
РОЗДІЛ 3. Основи та фундаменти	43

3.1.	Розрахунок стрічкового фундаменту. Характеристика району будівництва та інженерно-геологічних умов.....	44
3.2.	Визначення перерізів	44
3.3.	Збирання навантажень на фундаменти.....	45
3.4.	Підбір геометричного перерізу фундаменту	49
3.5.	Розрахунок фундаменту у площах	50
3.6.	Розрахунок основи за деформаціями	51
3.7.	Розрахунок деформацій основи методом послойного підсумовування....	53
3.8.	Перевірка виконання нормативної умови за деформаціями	56
3.9.	Перевірка нерівномірності деформацій основи.....	57
	РОЗДІЛ 4. Організація будівництва.....	60
4.1.	Загальні положення.....	61
4.2.	Характеристика будівельного майданчика	61
4.3.	Методи виконання основних будівельно-монтажних робіт.....	62
4.4.	Об'єм будівельно-монтажних робіт	64
4.5.	Календарний план виконання будівельно-монтажних робіт	68
4.6.	Вибір монтажного крана	70
4.7.	Розрахунок складських майданчиків	72
4.8.	Розрахунок тимчасових будівель, споруд та доріг	74
4.9.	Розрахунок тимчасового водопостачання	78
4.10.	Розрахунок тимчасового електропостачання.....	79
4.11.	Визначення робочих зон крана.....	81
	РОЗДІЛ 5. Технологія будівельного виробництва	82
5.1.	Технологічна карта на зведення зовнішніх несучих стін із газобетонних блоків. Область застосування.....	83
5.2.	Організація та технологія будівельного процесу	83
5.3.	Контроль якості та приймання робіт	86
	РОЗДІЛ 6. Охорона праці.....	87
6.1.	Загальні положення та нормативна база.....	88
6.2.	Організація будівельного майданчика та безпека робочих зон	88

6.3. Техніка безпеки при виконанні мурувальних робіт та монтажі на висоті	89
6.4. Електробезпека та безпека при роботі з механізованим інструментом	91
6.5. Виробнича санітарія, гігієна праці та ергономіка	91
6.6. Протипожежні заходи на об'єкті	93
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ	95
ДОДАТОК.....	99

РЕФЕРАТ

Пояснювальна записка до кваліфікаційної роботи «Проектування індивідуального житлового будинку у місті Вінниці »: 85 с., 35 рис., 16 табл., 35 літературних джерел.

Об'єкт, який проектується – двоповерховий житловий будинок з гаражем та мансардою стінової (безкаркасної) будівельної системи з несучими зовнішніми стінами з газобетонних блоків та цегли й перекриттям по сталевих балках.

Мета роботи: виконати об'ємно-планувальні та конструктивні рішення будинку, оцінити інженерно-геологічні умови майданчику, виконати розрахунок та перевірку монолітного фундаменту, розробити технологічну карту на будівельний процес мурування зовнішніх стін із газобетонних блоків, запроєктувати будівельний генеральний план.

В результаті проведення проєктних робіт було визначено склад та зміст будівельної документації, обґрунтовано вибір конструктивних матеріалів, розроблено оптимальні організаційно-технологічні рішення для зведення об'єкта, а також сформовано комплексні заходи з охорони праці та техніки безпеки у будівництві.

ВСТУП

Житлове будівництво є фундаментальною складовою стабільного розвитку соціально-економічної інфраструктури держави. У сучасних реаліях України питання проєктування та зведення індивідуальних житлових будинків трансформується з суто архітектурно-естетичної площини у стратегічно важливу задачу забезпечення безпеки, автономності та стійкості житлового фонду.

Особливої актуальності дане питання набуває для великих адміністративних та логістичних центрів Центральної України, зокрема для міста Вінниця. Як місто, що стало ключовим гуманітарним та діловим хабом, Вінниця потребує розширення житлового фонду, який би відповідав новим стандартам безпеки.

1) Проєктування індивідуального житлового будинку у місті Вінниця обумовлене наступними чинниками:

2) Стратегічна значимість та соціальна адаптація: Розвиток сучасного житла для забезпечення потреб міста, що динамічно зростає, та інтеграція нових архітектурних рішень у наявну міську тканину.

3) Цивільний захист та безпека: Безкомпромісне впровадження вимог ДБН шляхом проєктування підвального приміщення подвійного призначення.

Енергоефективність та автономність: Використання огорожувальних конструкцій та інженерних систем, що відповідають нормам ДБН В.2.6-31:2021 [9].

Створення сучасного житла потребує від архітекторів розробки гнучких планувальних рішень, де високий рівень комфорту поєднується з нормативними вимогами безпеки. Даний дипломний проєкт спрямований на розробку моделі житла, яка інтегрує захисні споруди в сучасний житловий простір, забезпечуючи архітектурну виразність будівлі та безпеку її мешканців у центральному регіоні України.

РОЗДІЛ 1. Архітектурний

1.1. Вихідні дані

Об'єктом проєктування є двоповерховий житловий будинок індивідуальної забудови з облаштованим мансардним поверхом та підвальним приміщенням, що виконує функції споруди подвійного призначення (укриття). Майданчик будівництва розташований у м. Вінниця. Даний регіон характеризується помірно-континентальним кліматом, притаманним лісостеповій зоні України, з чітко вираженими порами року.

Згідно з положеннями ДБН В.1.1-27:2010 [1], територія проєктування належить до I-го (Північно-західного) кліматичного району. Розрахункові параметри зовнішнього середовища для даної місцевості становлять:

Середні температурні показники

- середня температура повітря в найбільш холодний місяць (січень)
з $-5,0^{\circ}\text{C}$ до $-8,0^{\circ}\text{C}$
- середня температура повітря в найбільш жаркий місяць (липень)
з $+18,0^{\circ}\text{C}$ до $+20,0^{\circ}\text{C}$

Екстремальні температурні показники:

- абсолютний мінімум з -37°C до -40°C
- абсолютний максимум з $+37^{\circ}\text{C}$ до 40°C

Відносна вологість повітря: у липні 65 – 75 %

Середня швидкість вітру: у січні 3,0 - 4,0 м/с

Навантаження від природно-кліматичних факторів прийняті згідно з Додатком ДБН В.1.2-2:2006 [2] для м. Вінниця:

- характеристичне значення снігового навантаження
 $S_0 = 1040 \text{ Па} (1,04 \text{ кН/м}^2)$
- характеристичне значення вітрового тиску
 $W_0 = 460 \text{ Па} (0,46 \text{ кН/м}^2)$
- товщина стінки ожеледі становить 18 мм

Згідно з сейсмічним районуванням за картою ЗСР-2004 [3], нормативна сейсмічність майданчика оцінюється в 5 - 6 балів. Геологічна будова ділянки представлена переважно лесовими суглинками та супісками, що мають схильність до просідання при замочуванні. Розрахункова глибина сезонного промерзання ґрунту для даного району становить 1.1 м.

Для систематизації основних характеристик проектного об'єкта та підтвердження його відповідності нормативним вимогам, основні результати розрахунків зведені у табл. 1.1.

Таблиця 1.1.

ТЕП індивідуального житлового будинку

№	Найменування	Значення
1	Площа забудови, м ²	227,75
2	Загальна площа будівлі, м ²	441,74
3	Корисна площа, м ²	419.39
4	Житлова площа, м ²	166,64
5	Будівельний об'єм, м ³	
	-Підземна частина	550,10
	-Надземна частина	1 037,22
	-Мансардна частина	301,16
	Σ	1 888,48
6	Поверховість	2

1.2. Генеральний план

Проектне рішення генерального плану розроблено для земельної ділянки прямокутної конфігурації розмірами 40 х 50 м (загальна площа 0.20 га), що розташована в північній частині м. Вінниця (мікрорайон П'ятничани). Ділянка знаходиться в зоні сформованої садибної забудови поблизу Подільського

лісопарку, що зумовлює сприятливі екологічні характеристики та високий рекреаційний потенціал території.

Планувальна організація території виконана згідно з вимогами ДБН Б.2.2-12:2019 [4]. Житловий будинок розміщений у центральній частині ділянки з урахуванням нормативних відступів від «червоних ліній» магістральної вулиці (6 м). Враховуючи наявність існуючих споруд на суміжних ділянках (зліва, справа та з тильної сторони), будівля розташована з дотриманням протипожежних розривів, що складають не менше 8 м до найближчих житлових будинків сусідів. Відстань від стін будинку до меж ділянки прийнята не менше 3 м.

Функціональне зонування ділянки передбачає поділ на наступні зони:

- Житлова зона: розташована у передній частині ділянки, включає двоповерховий житловий будинок.
- Зона відпочинку: представлена великою альтанкою, розміщеною неподалік від будівлі та басейном у лівій частині ділянки.
- Господарська зона: включає господарську будівлю, майданчик для встановлення автономного генератора та артезіанську свердловину.
- Територія вільного призначення: Може використовуватись під індивідуальний благоустрій (озеленення, сад/город або дитячий майданчик).

Орієнтація будівлі та основних приміщень виконана з урахуванням забезпечення нормативної інсоляції житлових кімнат протягом не менше ніж 2,5 години на добу.

Інженерне забезпечення ділянки передбачає:

Водопостачання: ділянка приєднана до загальної міської мережі водопостачання, постачання також може здійснюватися через від власної артезіанської свердловини.

Енергозабезпечення: основне - від міських мереж, резервне - від дизель-генератора. Майданчик для генератора розміщений на нормативній відстані від житлових вікон для зменшення шумового впливу

Опалення будинку передбачено автономним - від власної котельні, що розташована у підвальному поверсі будівлі. Це дозволяє оптимізувати трасування інженерних мереж та забезпечити стабільний температурний режим у всіх приміщеннях, включаючи підвал-укриття.

Огорожа ділянки з боку головної вулиці запроектована комбінованою: цегляні стовпи на монолітному стрічковому фундаменті з заповненням секціями із кованих залізних прутів. Висота огорожі з боку вулиці прийнята 2,5 м, що відповідає нормативним вимогам для садибної забудови.

Всі пішохідні доріжки на ділянці виконані з тротуарної плитки з ухилом для відведення зливових вод у бік зелених насаджень.

1.3. Обґрунтування об'ємно-планувального вирішення об'єкта

Проектована будівля являє собою двоповерховий житловий будинок з мансардним поверхом та повноцінним підвальним приміщенням, що виконує функцію споруди подвійного призначення (укриття). Будинок має складну, функціонально виправдану конфігурацію в плані, що дозволило ефективно розмістити житлові та допоміжні зони.

Вертикальне планування та вхідна група:

Відмітка чистої підлоги першого поверху прийнята за 0.000, що відповідає висоті +0.600 м від рівня планувальної позначки землі. Таке рішення забезпечує захист конструкцій від підтоплення та створює архітектурну виразність вхідної групи. Функціональне зонування поверхів:

Перший поверх (Денна зона): Планування першого поверху виконано за принципом відкритого простору з чітким розподілом на репрезентативну та господарську частини. Центральним вузлом є хол, який забезпечує зручний зв'язок між входом, гаражем, сходовою кліткою та житловим блоком. До складу

приміщень входять: гостьова зала, спальня для гостей або літніх членів родини, простора кухня-їдальня з окремою коморою для зберігання продуктів. Також передбачено санітарний вузол та господарське приміщення. Гараж інтегрований у структуру будинку, має внутрішній вхід безпосередньо до холу, що підвищує рівень комфорту в експлуатації. Коридор першого поверху запроектований з віконним прорізом для забезпечення природного освітлення.

Другий поверх (Нічна зона): Другий поверх є приватною зоною відпочинку. Вихід зі сходів веде до рекреаційної зони, яка є простором для загального користування родини. Планувальне рішення передбачає три спальні кімнати та окремий робочий кабінет, що забезпечує умови для інтелектуальної праці в домашніх умовах. Головна спальня обладнана індивідуальним гардеробом. На поверсі також розташований загальний санвузол.

Мансардний поверх: Виконаний у підпокрівельному просторі. Складається з коридору та вільного приміщення площею 50 м², яке може бути використане як ігрова зона, домашній кінотеатр або творча майстерня. Висота мансардного поверху прийнята згідно з вимогами інсоляції та ергономіки.

Підвальне приміщення (Зона безпеки): Особливістю проекту є підвал, запроектований як захисна споруда. Коридор підвалу веде до основної зали - переобладнаного сховища, що відповідає нормам цивільного захисту. Згідно з вимогами ДБН В.2.2-5:2023[4], укриття забезпечене другим (евакуаційним) виходом безпосередньо на вулицю, що гарантує безпеку мешканців у разі блокування основного входу. Окреме приміщення котельні розташоване в підвалі, вхід до якого організовано безпосередньо з головного приміщення укриття. Це забезпечує зручний контроль за інженерним обладнанням без необхідності виходу назовні. Котельня запроектована з урахуванням вимог пожежної безпеки та вентиляції. Також у підвалі розташована комора та блок пральні з сушаркою.

Конструктивні параметри: Висота житлових поверхів від підлоги до підлоги становить 3.0 м (у чистоті - не менше 2.7 м). Внутрішні сходи запроектовані з дотриманням нормативного нахилу та ширини проступу для

безпечного пересування. Всі приміщення з постійним перебуванням людей мають природне освітлення, що відповідає коефіцієнту природної освітленості (КПО) згідно з нормами ДБН В.2.5-28:2018 [5]

Об'ємно-планувальне рішення забезпечує високий рівень комфорту, енергоефективності та безпеки, що є пріоритетним для сучасного індивідуального житлового будівництва в Україні.

Склад, площі, та категорія вибухо-пожежної безпеки внутрішніх приміщень проектного індивідуального житлового будинку визначені відповідно до об'ємно-планувальних рішень та наведені в табл. 1.2.

Таблиця 1.2 .

Експлікація приміщень

№	Найменування	Площа, м ²	Кат. приміщення
1	Коридор	9.62	-
2	Господарська комора	7.17	В
3	Котельня	12.54	Г
4	Найпростіше укриття	27.88	-
5	Побутове приміщення	37.26	-
6	Передпокій	4.29	-
7	Гостьова кімната	29.73	-
8	Гостьова спальня	15.08	-
9	Коридор	6.6	-
10	Господарське приміщення	37.26	В
11	Санвузол	4.58	-
12	Кухонна комора	1.82	В
13	Кухня – їдальня	21.01	-

Продовження Таблиці 1.2.

13	Кухня – їдальня	21.01	-
14	Хол	7.7	-
15	Гараж	35.59	-
16	Рекреаційна зона	8.22	-
17	Спальня 1	20.9	-
18	Спальня 2	14.87	-
19	Кабінет	12.88	-
20	Санвузол	4.58	-
21	Гардероб	1.82	-
22	Спальня 3	21.58	-
23	Коридор	12.5	-
24	Коридор	12.31	-
25	Мансарда	51.6	-

1.4. Конструктивні рішення

Конструктивна система проєктованого житлового будинку прийнята за безкаркасною схемою з несучими поздовжніми та поперечними стінами (стінова система). Таке рішення забезпечує необхідну просторову жорсткість, стійкість та довговічність будівлі відповідно до вимог ДБН В.1.2-14:2018[7].

Об'ємно-просторова структура в осях:

Геометрична схема будівлі має ступінчасту форму, що обумовлено функціональним призначенням приміщень та архітектурною композицією:

- Перший поверх запроектований у межах осей 1-5 та А-В. Розширення будівлі до осі 1 зумовлене розміщенням вхідної групи та вбудованого гаража.

- Другий поверх розташовується в осях 2-5 та А-В. Частина перекриття першого поверху в осях 1-2 виконує функцію покрівлі для гаража.
- Мансардний поверх займає площу в осях 2-4 та А-В. Відступ від осі 5 на другому поверсі створює додатковий простір для покрівельних конструкцій або рекреаційних майданчиків.
- Підвальне приміщення розташоване в осях 2-5, що збігається з основною частиною забудови будинку, забезпечуючи надійну передачу навантажень від несучих стін на фундаменти.

Гараж та пожежна безпека: Гараж інтегрований у загальний об'єм першого поверху. Згідно з ДБН В.1.1-7:2016[8], стіна, що відокремлює гараж від житлової зони, є протипожежною перегородкою 1-го типу. Прохід з гаража до передпокою будинку обладнаний протипожежними дверима з ущільненням у притулах.

1.4.1. Конструктивні рішення фундаментів

Для забезпечення надійної експлуатації житлового будинку в м. Вінниця та враховуючи наявність споруди подвійного призначення (укриття), проектом прийнято монолітні залізобетонні стрічкові фундаменти. Вибір даного типу фундаментів обґрунтований стіновою конструктивною схемою будівлі та необхідністю сприйняття значних навантажень від несучих стін.

Геометричні параметри та глибина закладання:

Конструкція фундаментів розроблена з урахуванням нормативної глибини промерзання ґрунту для Вінницького регіону, що становить 1.1 м ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 [1], та архітектурно-планувальної структури об'єкта:

В осях 1-2 (зона гаража та вхідної групи): Запроектовані стрічкові фундаменти мілкового закладання. Підшва фундаменту розташована на відмітці - 1.300м від рівня денної поверхні землі, що перевищує глибину промерзання та забезпечує стабільність конструкцій, над якими відсутнє підвальне приміщення.

В осях 2-5 (зона підвалу-укриття): Глибина закладання підшви фундаменту в цій зоні визначається відміткою підлоги підвалу і складає -3.300 м. Стіни фундаменту в цих осях одночасно виконують роль огорожувальних конструкцій захисної споруди цивільного захисту.

Матеріали та характеристики:

Для виготовлення фундаментів та стін підвалу використано:

- Бетон класу міцності C16/20. Вибір даного класу зумовлений вимогами до міцності та довговічності конструкцій, що контактують з ґрунтом. Марка бетону за водонепроникністю - W6, що є критично важливим для підвального приміщення-укриття з метою запобігання проникненню ґрунтових вод. Марка бетону за морозостійкістю - F100.
- Армування: Виконується просторовими каркасами з робочої арматури класу A400C та конструктивної арматури класу A240C.

Заходи щодо гідроізоляції та захисту: З огляду на експлуатацію підвалу в осях 2-5 як укриття, передбачено комплексний захист: Вертикальна гідроізоляція: Зовнішні поверхні стін фундаменту, що контактують із ґрунтом, обробляються двома шарами бітумно-полімерної мастики або обклеювальною гідроізоляцією. Горизонтальна гідроізоляція: Влаштовується на межі сполучення стін підвалу з перекриттям першого поверху для запобігання капілярному підняттю вологи.

1.4.2. Конструктивні рішення стін та перегородок

Конструктивна схема будівлі передбачає використання матеріалів з високими теплоізоляційними та акустичними властивостями, що відповідає вимогам ДБН В.2.6-31:2021[9].

- Зовнішні несучі стіни:

Зовнішні стіни запроектовані з піногазобетонних блоків товщиною 500 мм. Вибір даного матеріалу обумовлений його низькою теплопровідністю та здатністю забезпечити нормативний опір теплопередачі для 1-ї температурної зони (м. Вінниця) без додаткового шару утеплювача.

Товщина стіни: 500 мм. Кладка виконується на спеціальному клейовому розчині з товщиною швів 2-3 мм, що мінімізує «містки холоду». Зовні стіни оздоблюються захисною декоративною штукатуркою.

- Внутрішні несучі стіни та прив'язка до осей:

Внутрішні несучі стіни, на які спираються плити перекриття, виконані з цегли керамічної повнотілої марки М100 на цементно-піщаному розчині М75. Товщина внутрішніх несучих стін становить 380 мм (півтори цегли). Перегородки:

Перегородки виконуються з пустотілої цегли товщиною в «півцегли» (120 мм). Це забезпечує необхідну жорсткість та звукоізоляцію між кімнатами.

Спеціальне рішення для стійок мансарди: У місцях розташування вертикальних стійок кроквяної системи перегородки виконуються у два шари. Стійки опиняються «защитими» всередині газобетонної конструкції. Це не лише забезпечує естетичний вигляд інтер'єру, а й створює задовільну тепло- та вогнестійку оболонку для несучих елементів даху, мінімізуючи ризик утворення «містків холоду» через дерев'яні або металеві стійки.

Мансардний поверх: Конструкція мансардного поверху передбачає наявність аттикових стін. Зовнішня стіна на стороні ухилу даху піднята на 1.0 м від рівня чистої підлоги мансарди. Стіна завершується залізобетонним армопоясом, до якого кріпиться мауерлат кроквяної системи.

1.4.3. Конструктивні рішення перекриття

Для забезпечення просторової жорсткості житлового будинку, мінімізації власної ваги перекриття та оптимізації будівельних процесів, проектом прийнято збірно-монолітну конструкцію.

Характеристика елементів конструкції:

Несучий каркас (балкова клітка): Головними несучими елементами перекриття виступають сталеві балки із гарячекатаних двотаврів, що виготовляються зі структурованої будівельної сталі марки С255 відповідно до вимог ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції»[11]. Залежно від архітектурно-планувальної структури поверхів та кроку несучих стін (осі 1–5), довжина балок становить 3,0 м, 4,5 м та 6,0 м.

Плита-настил: По верху сталевих балок влаштовується монолітний залізобетонний настил, який виконує функцію суцільного жорсткого диску. Армування настилу виконується плоскими або просторовими сітками з арматурної сталі класу А400С та А240С згідно з ДСТУ 3760:2019[15]. Товщина залізобетонної плити визначається розрахунком із умов забезпечення нормативної несучої здатності, звукоізоляції та вогнестійкості.

Особливості монтажу, спирання та забезпечення жорсткості:

Розподільчий залізобетонний пояс (армопояс): По всьому периметру зовнішніх та внутрішніх несучих стін безпосередньо під сталевими балками передбачено влаштування монолітного залізобетонного поясу перерізом 250×200 мм. Армопояс сприймає значні точкові зусилля від опорних частин металевих двотаврів і рівномірно розподіляє їх на пористу структуру газобетонного мурування, упереджуючи локальні руйнування та сколювання блоків.

Вузли спирання та анкерування: Сталеві балки спираються на армопояс через спеціальні сталеві розподільчі пластини, до яких вони кріпляться за допомогою зварювання. Для створення єдиної геометрично незмінної системи балки жорстко анкеруються у стінах. Монолітний залізобетонний настил надійно пов'язується зі сталевими балками, що перетворює перекриття на жорсткий горизонтальний диск.

1.4.4. Конструктивні рішення покриття

Проектом прийнято скатну дахову систему кроквяної конструкції. Архітектурне рішення передбачає два типи покриття: «тепле» двоскатне над житловою мансардою (осі 2-4) та «холодне» лдноскатне над зоною гаража (осі 1-2). Фінішне покриття для всієї будівлі - бітумна черепиця, що забезпечує надійну гідроізоляцію та високий рівень акустичного комфорту.

Кроквяна система: Несучі конструкції даху виконуються з пиломатеріалів хвойних порід (сосна) вологістю не більше 20%.

Крокви: Прийнято масивний брус перерізом 160x140 мм. Такий переріз обрано з огляду на значне снігове навантаження та необхідність несення ваги суцільного настилу з OSB-3.

Мауерлат: Брус 150 x150 мм, що кріпиться до залізобетонного армопоясу стін за допомогою анкерних шпильок.

Захист: Усі дерев'яні елементи підлягають обов'язковій обробці засобами вогнебіозахисту (антипіренами та антисептиками).

Конструкція покриття мансарди (в осях 2-4): Для виконання вимог ДБН В.2.6-31:2021[9] щодо теплоізоляції ($R_q = 6.0 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт}$) розроблено багатошарову структуру.

Конструкція покриття гаража (в осях 1-2): Покрівля над гаражем є «холодною», що обумовлено функціональним призначенням приміщення.

Водовідведення та безпека: Водовідведення з даху передбачено зовнішнім організованим за допомогою системи ринв та водостічних труб. На схилах даху в місцях можливого сходу снігу передбачено встановлення снігозатримувачів.

1.4.5. Конструктивні рішення підлог

У проекті прийнято чітке розмежування типів підлог відповідно до функціональних зон будівлі, її поверховості та конструктивної основи.

Житлова зона - даний тип підлоги товщиною 100 мм влаштовується по залізобетонних плитах перекриття на всіх житлових рівнях:

Зона гаража - підлога товщиною 500 мм виконується безпосередньо по підготовленому та ущільненому ґрунту. Така масивність конструкції обумовлена необхідністю сприйняття статичних та динамічних навантажень від ваги автомобіля.

Зона підвалу-укриття - підлога товщиною 300 мм влаштовується по ґрунту. Особлива увага приділена гідроізоляції та міцності бетонної плити, оскільки приміщення має подвійне призначення і повинно залишатися сухим та безпечним у будь-який період року.

Вертикальні відмітки та перепади: Важливою особливістю проекту є розв'язка рівнів підлоги на першому поверсі. Для забезпечення санітарно-гігієнічних та протипожежних норм передбачено перепад висот у 100 мм між рівнем чистої підлоги житлової частини та рівнем підлоги гаража. Рівень чистої підлоги будинку (передпокій, хол) прийнято за умовну відмітку 0.000. Рівень чистої підлоги в гаражі встановлено на відмітці -0.100.

1.4.6. Конструктивні рішення сходової клітини

Для забезпечення зручного зв'язку між усіма рівнями будинку - від підвалу-укриття до мансардного поверху - запроектована система внутрішніх та зовнішніх сходів. Основним елементом вертикального сполучення є центральні внутрішні сходи, що проходять крізь усю будівлю. Вони виконуються з натуральної деревини твердих порід на косоурах, що додає інтер'єру естетичності та екологічності.

Конструкція цих сходів передбачає сходинки з шириною проступу 270 мм, до яких додається 30 мм звисаючої частини, що утворює загальну глибину сходинки 300 мм. При висоті підсходинка у 150 мм таке рішення забезпечує оптимальний крок та безпеку при експлуатації всіма віковими групами мешканців.

Планувальне рішення внутрішніх сходів передбачає різні параметри довжини маршів залежно від рівня їх розташування. Довжина горизонтальної проекції сходів на всіх житлових поверхах становить 2.7 м, що дозволяє органічно вписати їх у простір холів. Проліт, що веде безпосередньо до підвального приміщення, має дещо меншу довжину - 2.16 м, що зумовлено специфікою планування вхідної зони укриття та необхідністю дотримання вимог щодо компактності переходів у захисних спорудах.

Окрім основних дерев'яних сходів, проектом передбачено влаштування додаткового зовнішнього виходу з підвалу. Ці сходи виконуються з монолітного залізобетону, що гарантує їхню довговічність та стійкість до вологи у підземній частині будівлі. Сходинок мають стандартний для всього проекту розмір 270 x 150 мм, проте конструктивно цей марш є найбільш протяжним. Він з'єднує відмітку підлоги підвалу -2.700 з проміжною відміткою -0.600, маючи загальну довжину прольоту 3.78 м. Така конфігурація забезпечує пологий та безпечний підйом, що є критично важливим для швидкого залишення підвалу-укриття у разі надзвичайної ситуації.

Основні характеристики сходових маршів:

- Матеріали виконання: натуральна деревина (основні), монолітний залізобетон (технічні).
- Параметри безпеки: встановлення поручнів висотою 0.9 м та обов'язкова обробка дерев'яних елементів антипіренами для підвищення вогнестійкості згідно з нормами ДБН В.1.1-7:2016 [8].

1.4.7. Конструктивні рішення вікон та дверей

Для забезпечення нормативного опору теплопередачі, який згідно з ДБН В.2.6-31:2021[9] має бути не менше $0,90 \text{ м}^2 \text{ К/Вт}$, у проекті застосовано енергоефективні металопластикові вікна з п'ятикамерним профілем. Скління виконується двокамерним склопакетом за формулою 4i-10-4M1-10-4, де

використання двох енергозберігаючих скла з «і-напиленням» дозволяє досягти фактичного показника $R = 0,9 \text{ м}^2 \text{ К/Вт}$. Таке рішення гарантує мінімальні тепловтрати навіть у найхолодніші п'ятиденки вінницької зими.

Архітектурною особливістю проекту є використання вітражного засклення на сходовій клітці, що забезпечує максимальне природне освітлення вертикальних комунікацій. Для котельні обрано вузьке вертикальне вікно, що відповідає вимогам вибухобезпеки та інсоляції технічних приміщень, тоді як у гаражі встановлено стандартний блок для природного провітрювання. Усі вікна монтуються з використанням паро- та гідроізоляційних стрічок (теплій монтаж) для виключення промерзання в зоні примикання до газобетонних стін.

Вхідні двері до будинку мають посилену конструкцію з терморозривом, що запобігає утворенню конденсату та інею на внутрішній поверхні. Внутрішні двері житлових кімнат прийняті стандартними дерев'яними конструкціями, проте особлива увага приділена технічним приміщенням. Згідно з протипожежними нормами ДБН В.1.1-7:2016[8], двері, що ведуть до підвалу-укриття, котельні та гаража, є вогнетривкими класу EI30. Це дозволяє локалізувати можливе джерело займання та забезпечити безпеку людей, які перебувають в укритті або житловій частині.

Гаражний проріз обладнується секційними воротами з сендвіч-панелей товщиною 40 мм. Така конструкція воріт забезпечує герметичність за рахунок ущільнювачів та дозволяє зберігати стабільний температурний режим.

Вибір конструкцій заповнення віконних та дверних прорізів наведено у табл. 1.3.

Таблиця 1.3.

Специфікація заповнення віконних та дверних прорізів

№	Поз.	Маркування	Назва	Розміри	Кількість
1		2	3	4	5
Вікна					
1	Вк-1	ПВХ ДП 15-15 ДСТУ Б В.2.6-23:2009	ВР 15-15	1500х1500	19
2	Вк-2	ПВХ ДП 12-15 ДСТУ Б В.2.6-23:2009	ВР 12-15	1200х1500	2
3	Вк-3	ПВХ ДП 5-15 ДСТУ Б В.2.6- 23:2009	ВР 5-15	500х1500	1
4	Вк-4	ПВХ ДП 24-21 ДСТУ Б В.2.6-23:2009	ВР 24-21	2400х2100	1
Двері					
5	Д-1	ПВХ ЗД 21-12 ДСТУ Б В.2.6-23:2009	ДГ 21-12	2100х1200	1
6	Д-2	ВД 21-9 ДСТУ Б В.2.6- 23:2009	ДГ 21-9	2100х900	13
7	Д-3	ВД 21-8 ДСТУ Б В.2.6- 23:2009	ДГ 21-8	2100х800	2
8	Д-4	МУ EI60 21-9 ДСТУ Б В.2.6- 11:2011	ДГ 21-9	2100х900	5
Ворота					
9	ВГ-1	-	В 21-30	2100х3000	1

1.4.8. Санітарно-технічне оснащення

Система водопостачання та водовідведення запроектована з урахуванням потреби у безперебійному забезпеченні мешканців водою питної якості. Необхідний вільний напір на вводі становить не менше 15 м вод. ст. Відведення побутових стоків здійснюється у міську каналізаційну мережу пластиковими трубами діаметром 110 мм з дотриманням нормативних ухилів.

Електропостачання житлового будинку передбачено від зовнішньої міської електромережі напругою 380/220 В. Ввідно-розподільчий пристрій розташовується у технічному приміщенні першого поверху. Враховуючи сучасні вимоги до безпеки, у проекті передбачено резервне живлення від дизель-генератора, що встановлюється на спеціальному майданчику на території ділянки.

Освітлення приміщень реалізується за допомогою сучасних енергоефективних LED-світильників, що значно знижує сумарне навантаження на мережу. Опалення та вентиляція об'єкта розраховані на підтримання комфортного мікроклімату в умовах І-го кліматичного району.

Вентиляція житлових кімнат - природна, через витяжні канали в кухнях та санвузлах. Для підвалу-укриття запроектована окрема система примусової припливно-витяжної вентиляції, що забезпечує необхідний обмін повітря навіть при повній герметизації приміщення у надзвичайних ситуаціях.

1.5 Теплотехнічний розрахунок огорожувальних конструкцій

Основним показником, що підлягає перевірці, є приведений опір теплопередачі огорожувальної конструкції R_{Σ} за формулою (1.1):

$$R_{\Sigma} = R_{si} + \sum R_i + R_{se}, \quad (1.1)$$

де: R_{si} - опір теплообміну біля внутрішньої поверхні конструкції, приймається

$R_{si} = 0.115 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт}$ згідно з ДСТУ EN ISO 6946 [10];

$\sum R_i$ - сума термічних опорів окремих шарів конструкції;

$R_{se} = 0.043 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт}$ - опір теплообміну

Термічний опір кожного однорідного шару конструкції R_i розраховується за формулою (1.2):

$$R_i = \frac{\sigma_i}{\lambda_i}, \quad (1.2)$$

де: σ_i - товщина і-го шару матеріалу, м;

λ_i - розрахунковий коефіцієнт теплопровідності матеріалу шару в умовах експлуатації, Вт/(м·К).

Характеристики матеріалів зовнішньої стіни наведені в табл. 1.4.

Таблиця 1.4

Розрахункові теплотехнічні показники огорожувальних конструкцій

№	Назва матеріалу	Товщина σ , м	Теплопровідність λ , $\text{м}^2 \cdot \text{К/Вт}$	Термічний опір R , $\text{м}^2 \cdot \text{К/Вт}$
Зовнішні стінові огорожувальні конструкції				
1	Внутрішня штукатурка	0.002	0.93	0.002
2	Піногазобетонні блоки (D400)	0.500	0.13	3.846
3	Зовнішня декоративна штукатурка	0.002	0.87	0.002

Визначимо термічний опір кожного шару за формулою (1.2)

$$R_1 = \frac{0.002}{0.93} = 0.0021 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт}$$

$$R_2 = \frac{0.5}{0.13} = 3.846 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт}$$

$$R_3 = \frac{0.002}{0.87} = 0.0022 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт}$$

Розрахуємо загальний опір теплопередачі:

$$R_{\Sigma} = 0.115 + \sum 0.002 + 3.846 + 0.002 + 0.043 = 4.008 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт}$$

Згідно з ДБН В.2.6-31:2021 [9], мінімально допустиме значення опору теплопередачі для зовнішніх стін у 1-й зоні (м. Вінниця) становить:

$$R_{q \min.} = 4 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт}$$

Перевіряємо умову $R_{\Sigma} \geq R_{q \min.}$:

$$4.008 \geq 4 - \text{Умова виконується.}$$

Таким чином, проведений теплотехнічний розрахунок підтверджує, що огорожувальна конструкція з газобетонних блоків товщиною 500 мм у поєднанні з двостороннім штукатурним шаром повністю задовольняє вимогам для кліматичних умов м. Вінниця.

РОЗДІЛ 2. Розрахунково-конструктивний

2.1. Розрахунок перекриття за нормальною схемою балкової клітки.

Для перекриття будівлі обрано нормальну схему балкової клітки, яка відзначається високою конструктивною надійністю, простотою монтажу та чіткістю розподілу зусиль між елементами. Для проведення статичного розрахунку несучих елементів перекриття необхідно визначити розрахункові зусилля, що діють на конструкцію. Згідно з прийнятою нормальною схемою балкової клітки, навантаження від підлоги, перегородок та корисного навантаження передається на монолітний залізобетонний настил, а з нього - на сталеві балки настилу.

2.2. Схеми балок та збір навантажень на балки перекриття

Компонування балок перекриття наведено на Рис.2.1, Рис.2.2 та Рис. 2.3.

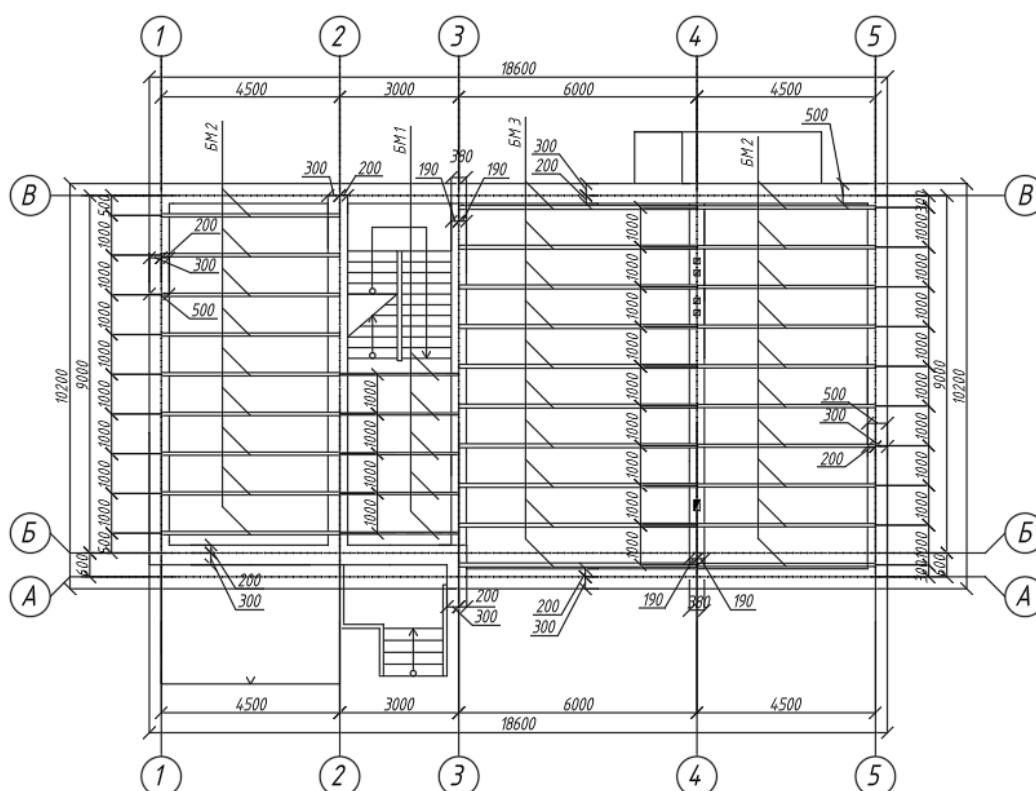


Рис.2.1 Схема балок перекриття першого поверху

Рис.2.3 Схема балок перекриття підвальних приміщень

Проводимо збирання навантажень на балки перекриття в таб. 2.1.

Таблиця 2.1.

Збір навантажень на 1 м² перекриття

Назва навантаження	Експлуатаційне розрахункове навантаження, кН/м ²	Коєфіцієнт надійності за навантаженням, γ	Граничне розрахункове навантаження, кН/м ²
1	2	3	4
Міжповерхове перекриття			
Ламінат: t= 10 мм ; ρ= 600 кг/м ³	$g = \frac{t * \rho * \gamma}{100}$ $= \frac{0.01 * 600 * 0.95}{100}$ $= 0.570$	1.1	0.627
Цементно-піщана стяжка: t= 40 мм; ρ= 1800 кг/м ³	$\frac{0.04 * 1800 * 0.95}{100}$ $= 0.684$	1.1	0,752
Мінвата: t= 50 мм; ρ= 150 кг/м ³	$\frac{0.05 * 150 * 0.95}{100}$ $= 0,071$	1.2	0,085
Металевий настил t= 10 мм; ρ= 7850 кг/м ³	$\frac{0.01 * 7850 * 0.95}{100}$ $= 0,745$	1.1	0.820
Залізобетонний настил: = 100 мм; ρ= 2500 кг/м ³	$\frac{0.1 * 2500 * 0.95}{100}$ $= 2.375$	1.1	2.612

Продовження таблиці 2.1.

Загальне постійне навантаження	3.134	-	3.447
Перегородки	1.5	1.2	1.8
Короткочасні	1.5	1.2	1.8
Загальне змінне навантаження	3	-	3,6
Загальне навантаження	6.134	-	7,047

Згідно з ДБН В.1.2-14:2018[7] «Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів», $\gamma_n = 0.95$

Вихідні дані з таблиці:

$$g_e = 3.134 + 3 * 0.95 = 5,984 \text{ кН/м}^2$$

$$g_m = 3.447 + 3 * 0.95 * 1.2 = 6,867 \text{ кН/м}^2$$

$$g_{n1} = 3.134 \text{ кН/м}^2$$

$$g_1 = 3.447 \text{ кН/м}^2$$

$$p_n = 3 \text{ кН/м}^2$$

За табл. 2.2 вибираємо t_n - товщину залізобетонного настилу:

Таблиця 2.2.

Товщина З/Б настилу

Розрахунковий прогон плити $l_n, \text{ м}$	Експлуатаційне розрахункове навантаження, $g_e \text{ кН/м}^2$			
	15-20	20-25	25-30	30-35
1,5-2	10	12	12	14
2,1-2,5	12	12	14	16
2,6-3,0	14	14	16	18

$$l_n = a_i = 1.0 \text{ м}$$

$$g_e = 5,827 \text{ кН/м}^2$$

$$t_n = 100 \text{ мм}$$

2.3. Визначення граничного прогину балок

Граничний прогин розраховується за формулою (2.1), та залежить від прольоту балки, і коефіцієнта допустимого прогину.

$$f_u = \frac{l}{n_0}, \quad (2.1)$$

де: l - довжина прольоту;

n_0 – відносний прогин, знаходимо за таблицею Е.1 (ДБН В.1.2-2:2006)[2] для $3 \text{ м} = 150$; $6 \text{ м} = 200$.

1) Для прольоту 3м:

$$f_u = \frac{3}{150} = 0.02 \text{ м} = 2 \text{ см}$$

2) Для прольоту 6м:

$$f_u = \frac{6}{200} = 0,03 \text{ м} = 3 \text{ см}$$

3) Для прольоту 4.5м застосовуємо формулу (2.2):

$$f_{ui} = f_{u1} * \frac{f_{u2} - f_{u1}}{l_2 - l_1} * (l - l_1) \quad (2.2)$$

$$f_{4.5} = 2 * \frac{3 - 2}{6 - 3} * (4.5 - 3) = 2.5 \text{ см}$$

2.4. Визначення максимального розрахункового опору та вибір сталі для балок настилу

Для забезпечення економічної доцільності проекту та оптимального використання міцнісних характеристик металу, визначимо граничне значення розрахункового опору сталі $\max R_y$.

Граничне значення розрахункового опору сталі можна визначити за формулою (2.3):

$$\max R_y = 492 * \gamma_f * \sqrt[3]{\frac{g_e * a_i}{n_0^2 * t_w}}, \quad (2.3)$$

де: $\gamma_f = \frac{g_m}{g_e} = \frac{6,867}{5,984} = 1,147$ - середнє значення коефіцієнта надійності за навантаженням;

$a = 1,0$ м - крок балок настилу;

$t_w = 0,006$ м (6 мм) - товщина стінки балки;

n_0 - коефіцієнт допустимого прогину згідно з таблицею Е.1 (ДБН В.1.2-2:2006)[2] для 6м = 200, для 4.5м=175, для 3м=150.

1) Розрахунок для прольоту 3.0м

$$\max R_y = 492 * 1,147 * \sqrt[3]{\frac{5,984 * 1,0}{150^2 * 0.006}} = 199.71 \text{ МПа}$$

Розрахунок для прольоту 4.5м

$$\max R_y = 492 * 1,147 * \sqrt[3]{\frac{5,984 * 1,0}{175^2 * 0.006}} = 180.21 \text{ МПа}$$

Розрахунок для прольоту 6.0м

$$\max R_y = 492 * 1,147 * \sqrt[3]{\frac{5,984 * 1,0}{200^2 * 0.006}} = 164.86 \text{ МПа}$$

Для подальших розрахунків вибираємо сталь С235 з $R_y=230$ МПа

2.5. Визначення лінійної густини балок настилу

Для попередньої оцінки маси сталевих профілів та уточнення власної ваги конструкції визначимо орієнтовну лінійну густину балок настилу ql за формулою (2.4).

$$ql = 608 * l * \sqrt{\frac{g_m * a}{R_y * 10^3}}, \quad (2.4)$$

1) Розрахунок для прольоту 3м

$$ql = 608 * 3.0 * \sqrt{\frac{6,867 * 1.0}{230 * 10^3}} = 9.96 \text{ кг/м}$$

2) Розрахунок для прольоту 4.5м

$$ql = 608 * 4.5 * \sqrt{\frac{6,867 * 1.0}{230 * 10^3}} = 14.94 \text{ кг/м}$$

3) Розрахунок для прольоту 6м

$$ql = 608 * 6.0 * \sqrt{\frac{6,867 * 1.0}{230 * 10^3}} = 19.93 \text{ кг/м}$$

Проводимо уточнення лінійного навантаження на балку настилу, враховуючи фактичну вагу підібраного сталевого профілю та прийняту товщину монолітного настилу.

Знаходимо експлуатаційне значення лінійного навантаження на балку за формулою (2.5).

$$q_e = g_{n1} * a_i + \left[\frac{(t_n - t) * \rho_i * a_i + ql}{100} + p_n * a_i \right] * \gamma_n, \quad (2.5)$$

де: t_n, t - товщина настилу, прийнята і орієнтована;

$\rho_i = 2500 \text{ кг/м}^3$ - щільність матеріалу настилу;

$\gamma_n = 0.95$ - коефіцієнт надійності за призначенням будівлі.

Знаходимо граничне розрахункове навантаження: за формулою (2.6).

$$q_m = g_1 * a_i + \left[\frac{(t_n - t) * \rho_i * a_i * \gamma_f + ql * \gamma_f}{100} + p_n * a_i * \gamma_f \right] * \gamma_n, \quad (2.6)$$

1) Розрахунок для прольоту 3м:

$$q_e = 3.134 * 1.0 + \left[\frac{9.96}{100} + 3 * 1.0 \right] * 0.95 = 6.07 \text{ кН/м}$$

$$q_m = 3.447 * 1.0 + \left[\frac{9.96 * 1,2}{100} + 3 * 1 * 1,2 \right] * 0.95 = 6.98 \text{ кН/м}$$

2) Розрахунок для прольоту 4.5м:

$$q_e = 3.134 * 1.0 + \left[\frac{14.94}{100} + 3 * 1.0 \right] * 0.95 = 6.12 \text{ кН/м}$$

$$q_m = 3.447 * 1.0 + \left[\frac{14.94 * 1,2}{100} + 3 * 1 * 1,2 \right] * 0.95 = 7.03 \text{ кН/м}$$

3) Розрахунок для прольоту 6м:

$$q_e = 3.134 * 1.0 + \left[\frac{19.93}{100} + 3 * 1.0 \right] * 0.95 = 6.17 \text{ кН/м}$$

$$q_m = 3.447 * 1.0 + \left[\frac{19.93 * 1,2}{100} + 3 * 1 * 1,2 \right] * 0.95 = 7.09 \text{ кН/м}$$

2.6. Розрахунок максимальних зусиль та вибір необхідного двотавра

Після уточнення лінійних навантажень на балку, проводиться статичний розрахунок для визначення розрахункових величин, що характеризують її роботу під навантаженням. Оскільки балка настилу розглядається як розрізна однопрольотна балка на двох опорах, навантажена рівномірно розподіленим навантаженням, її розрахунок виконується за двома групами граничних станів.

Максимальний згинальний момент M_{max} визначається для перевірки міцності балки за формулою (2.7):

$$M_{max} = \frac{q_m * l^2}{8}, \quad (2.7)$$

1) Розрахунок для прольоту 3м:

$$M_{max} = \frac{6.98 * 3^2}{8} = 7.85 \text{ кН * м}$$

2) Розрахунок для прольоту 4.5м:

$$M_{max} = \frac{7.03 * 4.5^2}{8} = 17.79 \text{ кН * м}$$

2) Розрахунок для прольоту 6м:

$$M_{max} = \frac{7.09 * 6^2}{8} = 31.90 \text{ кН * м}$$

Для вибору двотавра необхідно розрахувати необхідний момент опору W_{req} за формулою (2.8):

$$W_{req} = \frac{M_{max} * 10^3}{R_y * \gamma_{x1}}, \quad (2.8)$$

де: $\gamma_{x1} = 1.09$ - коефіцієнт, що враховує розвиток пластичних деформацій у перерізі при згині.

1) Розрахунок для прольоту 3м:

$$W_{req} = \frac{7.85 * 10^3}{230 * 1.09} = 31.31 \text{ см}^3$$

За ГОСТ 26020-83 [13] обираємо двотавр №10.

2) Розрахунок для прольоту 4.5м:

$$W_{req} = \frac{17.79 * 10^3}{230 * 1.09} = 77.34 \text{ см}^3$$

За ГОСТ 26020-83 [13] обираємо двотавр №14.

3) Розрахунок для прольоту 6м:

$$W_{req} = \frac{31.90 * 10^3}{230 * 1.09} = 138.69 \text{ см}^3$$

За ДСТУ 8768:2018 [13] обираємо двотавр №18.

2.7. Зведення таблиці та перевірка максимального прогину

Результати розрахунку зводимо у таб. 2.3.

Таблиця 2.3

Результати розрахунку та підбору перерізів сталевих балок

Розрахункові величини і формули	Для прольоту 3м	Для прольоту 4.5м	Для прольоту 6м
Згинальний момент, M_{max} , $KH \cdot m$	7.85	17.79	31.90
Розрахунковий опір за межею текучості, R_y , МПа	230		
Необхідний момент опору поперечного перерізу W_{req}, cm^3	29.87	67.85	121.69
Підбір перерізу за сортаментом W_x, cm^3 I_x, cm^4 $q_L, KГ/м$	10Б1 34.20>31.33 171 9.46	16Б1 87.80>77.34 572 13.70	18Б2 146.30>138.69 1317 18.40
$q_e, KН/м$ f_u, cm	6.07 2.00	6.12 2.50	6.17 3.00
$f_{max} \leq f_u$	1.81<2.00	2.30<2.5	3.80<3.0

Максимальний прогин f_{max} визначається для перевірки жорсткості конструкції по формулі (1.11):

$$f_{max} = \frac{5}{384} * \frac{q_e * l^4}{E * I_x * 10}, \quad (1.11)$$

де: $EI=2.04 \cdot 10^5$ - модуль пружності сталі;

I_x - момент інерції підібраного двотавра.

1) Розрахунок для прольоту 3м:

$$f_{max} = \frac{5}{384} * \frac{6.07 * 3^4 * 10^8}{2.06 * 10^5 * 10 * 171} = 1.81 \text{ см}$$

2) Розрахунок для прольоту 4.5м:

$$f_{max} = \frac{5}{384} * \frac{6.12 * 4.5^4 * 10^8}{2.06 * 10^5 * 10 * 689} = 2.30 \text{ см}$$

3) Розрахунок для прольоту 6м:

$$f_{max} = \frac{5}{384} * \frac{6.17 * 6^4 * 10^8}{2.06 * 10^5 * 10 * 1290} = 3.80 \text{ см}$$

Прольот 6.0м не пройшов перевірку, тому для нього вибираємо двотавр підвищеного класу – беремо двотавр 20Б1 з $I_x = 1943 \text{ см}^4$:

$$f_{max} = \frac{5}{384} * \frac{6.17 * 6^4 * 10^8}{2.06 * 10^5 * 10 * 1943} = 2.58 \text{ см}$$

Остаточню приймаємо наступні двотаври:

3м – 10Б1

4.5м – 16Б1

6м – 20Б1

2.8. Визначення техніко-економічних показників

Для визначення економічної ефективності прийнятого рішення проводиться обчислення основних техніко-економічних показників (ТЕП) покриття на 1 м^2 площі. Розрахунок ведеться у відносних одиницях (у.г.о.), де за одиницю прийнято вартість 1 тонни сталевих прокатів марки С235.

Вартість 1 м^3 залізобетонного монолітного настилу з урахуванням матеріалів та влаштування приймається на рівні 60% від вартості 1 тонни базової сталі. Визначаємо Показник витрат матеріалів на м^2 за формулою (1.12):

$$q_{\text{БН}} = \frac{q_{\text{л}}}{a}, \quad (1.12)$$

1) Розрахунок для прольоту 3м:

$$q_{\text{БН1}} = \frac{9.46 * 10^{-3}}{1} = 0.00946 \text{ т/м}^2$$

2) Розрахунок для прольоту 4.5м:

$$q_{\text{БН2}} = \frac{13.7 * 10^{-3}}{1} = 0.0137 \text{ т/м}^2$$

3) Розрахунок для прольоту 6м:

$$q_{\text{БН3}} = \frac{18.4 * 10^{-3}}{1} = 0.0184 \text{ т/м}^2$$

Питома вага бетону $q_{\text{Н}} : 1\text{м} * 1\text{м} * t_{\text{н}} = 1 * 1 * 0.1 = 0.1 \text{ м}^3/\text{м}^2$

Визначаємо коефіцієнт K_2 , - складність виготовлення та монтажу за формулою (1.13):

$$K_2 = \frac{0.0037 * R_y + 0.2773}{0.0037 * R_{y(C235)} + 0.2773}, \quad (1.12)$$

$$K_2 = \frac{0.0037 * 230 + 0.2773}{0.0037 * 230 + 0.2773} = 1$$

Вартість змонтованих конструкцій визначаємо за формулою (1.13):

$$C_{\text{зм}} = \frac{(q_{\text{БН}} * K_1 + q_{\text{БН1}} * K_1 * K_2 + + q_{\text{БН1}} * K_1 * K_2 + q_{\text{БН1}} * K_1 * K_2)}{K}, \quad (1.13)$$

де: $K=0.7$ - коефіцієнт враховує те, що 70% - вартість виготовлених елементів, 30% - вартість транспортування і монтажу;

K_1 - Коефіцієнт відносної вартості матеріалу: для сталі=1; для з/б настилу = 0.6.

$$C_{\text{зм}} = \frac{0.1 * 0.6 + 0.00946 * 1 * 1 + 0.0137 * 1 * 1 + 0.0184 * 1 * 1}{0.7} = 0.109$$

Дані отримані під час розрахунків беремо до таб. 8

Таблиця 2.4

Техніко-економічні показники балкової клітки

Найменування		Одиниці виміру	Прольот 3м	Прольот 4.5м	Прольот 6м	з/б настил
Витрати матеріалу	Сталь	т/м ²	0.00956	0.0137	0.0184	-
	З/Б	м ³ /м ²	-	-	-	0.1

Продовження Таб. 2.4

Вартість змонтованих конструкцій	ум. од. /м ²	0.109			
Кількість	шт.	15	39	30	-

РОЗДІЛ 3. Основи та фундаменти

3.1. Розрахунок стрічкового фундаменту. Характеристика району будівництва та інженерно-геологічних умов

Об'єкт розташований у південній частині м. Вінниця. Кліматичні умови району характеризуються середньою глибиною сезонного промерзання ґрунтів $d_n = 1.1$ м.

Згідно з типовими геологічними розрізами даного регіону, основа представлена наступними шарами (зверху вниз):

1. ІГЕ-1: Ґрунтово-рослинний шар.

Товщина - 0.4 м. Використовувати як основу заборонено, підлягає срезці.

2. ІГЕ-2: Суглинок напівтвердий, палево-жовтого кольору.

Товщина - 8.0 м.

Характеристики для розрахунку за ДБН В.2.1-10-2018 "Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення" [14]:

Питома вага $\gamma = 26,8$ кН/м³;

Кут внутрішнього тертя $\varphi = 22^\circ$;

Питоме зчеплення $c = 32$ кПа;

Модуль деформації $E = 22$ МПа;

Умовний опір ґрунту $R_0 = 220$ кПа.

Рівень ґрунтових вод на ділянці знаходиться на глибині понад 5.0 м від поверхні, що дозволяє проектувати фундаменти без спеціальних заходів з водовідливу та складної гідроізоляції.

3.2. Визначення перерізів

Збирання навантажень виконується для найбільш несприятливих поєднань, що включають постійні зусилля від власної ваги конструкцій (стін, перекриттів, покриття), а також тимчасові навантаження (снігове, вітрове, корисне навантаження на перекриття).

На рис. 3.1 відображено вантажні площі, за якими розраховуватиметься навантаження.

$$A1=4.50 \text{ м}^2 - d = 3.3\text{м}$$

$$A2=2.22 \text{ м}^2 - d = 3.3\text{м}$$

$$A3=2.22 \text{ м}^2 - d = 1.8\text{м}$$

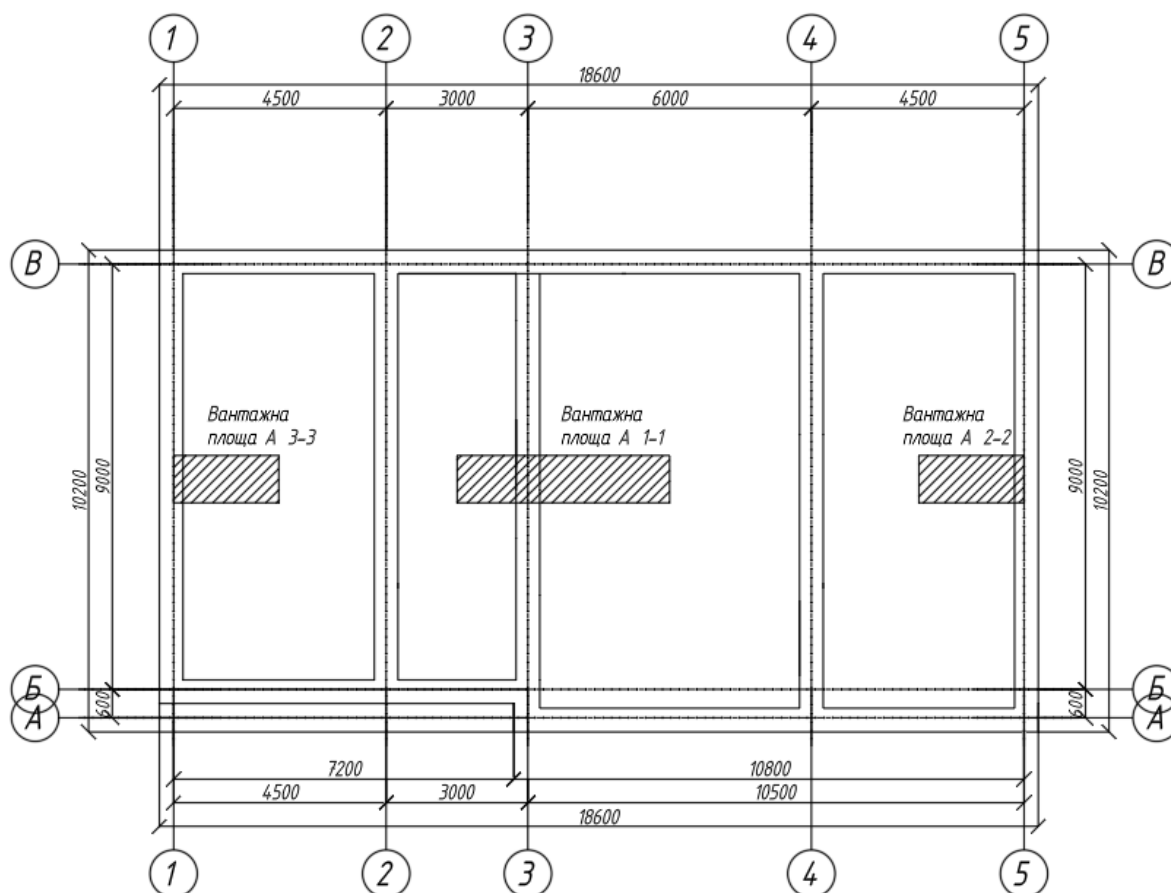


Рис. 3.1 Схема розташування вантажних площ

3.3. Збирання навантажень на фундаменти

Навантаження збираються на 1 пог. м фундаменту за найбільш несприятливим перерізом. Розрахунок ведеться за формулою (3.1):

$$F = \sum (q + P * \psi_{n1}) * A + G_{ст.}, \quad (3.1)$$

де: $q_{пер.} = 3.447 \text{ кН/м}^2$ - постійне експлуатаційне навантаження від конструкцій покриття і горищного і міжповерхового перекриття;

$P_{\text{пер.}} = 3,6 \text{ кН/м}^2$ - тимчасове експлуатаційне навантаження на конструкцію покриття та горищного та міжповерхового перекриття.

Проводимо збирання навантажень на дах у таб. 3.1.

Таблиця. 3.1.

Навантаження на 1 м^2 покрівлі

Назва навантаження	Експлуатаційне розрахункове навантаження кН/м^2	Коефіцієнт надійності за навантаженням γ	Граничне розрахункове навантаження кН/м^2
1	2	3	4
Покрівля			
Бітумний гант: $t = 4 \text{ мм}$; $\rho = 1500 \text{ кг/м}^3$	$g = \frac{t * \rho}{100}$ $= \frac{0.004 * 1500}{100}$ $= 0.057$	1.1	0.627
Лати з дошок: $t = 30 \text{ мм}$; $\rho = 500 \text{ кг/м}^3$	$\frac{0.03 * 500}{100}$ $= 0,143$	1.1	0,157
Кроква 140×160 з кроком 1 м : $\rho = 500 \text{ кг/м}^3$	$\frac{0,0224 * 5005}{100}$ $= 0,112$	1.1	0,123
Мінвата: $t = 150 \text{ мм}$; $\rho = 150 \text{ кг/м}^3$	$\frac{0.15 * 150}{100}$ $= 0,225$	1.1	0.247
Загальне постійне навантаження	0,345	-	0,379

Снігове навантаження відносять до категорії короточасних навантажень, які безпосередньо впливають на напружено-деформований стан несучих конструкцій даху (кроkv, прогонів).

Згідно з ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи» [2], експлуатаційне значення кліматичних навантажень виконується за формулою (3.2):

$$S_e = \gamma_{fe} * S_0 * C, \quad (3.2)$$

де: $\gamma_{fe} = 1.14$ - коефіцієнт надійності за навантаженням (для терміну експлуатації 50 років);

$S_0 = 1.36$ кПа - Характеристичне значення снігового навантаження для м. Вінниця (4-й район);

C - сукупний коефіцієнт, що враховує форму покрівлі та умови експлуатації, знаходимо за формулою (3.3).

$$C = \mu * C_e * C_{alt}, \quad (3.3)$$

де: $\mu = 1$ – за ДБН В.1.2-2:2006 (Додаток Г) [2] для односхилих і двосхилих дахів при куті $\alpha \leq 30^\circ$;

$C_e = 1$ – Коефіцієнт, який враховує режим експлуатації та вітровий вплив;

$C_{alt} = 1$ – коефіцієнт висоти над рівнем моря.;

$$C = 1 * 1 * 1 = 1$$

$$S_e = 1.14 * 1.36 * 1 = 1,55 \text{ кПа} = 1.55 \text{ кН/м}^2$$

$$P_{\text{покр.}} = 1.55 \text{ кН/м}^2$$

$$q_{\text{покр.}} = 0,345 \text{ кН/м}^2$$

Розраховуємо вітрове навантаження за формулою (3.4):

$$N1 = \gamma_{fm} * W_0 * C_h * C_{alt}, \quad (3.4)$$

де: $W_0 = 0.500$ кПа - Характеристичне значення вітрового тиску для м. Вінниця;

$\gamma_{fm} = 1.14$ - коефіцієнт надійності за навантаженням (для терміну експлуатації 50 років);

$C_h = 1.9$ - коефіцієнт враховує збільшення швидкості вітру з висотою та тип місцевості (для будинку виотою 11м);

$$N1 = 1.14 * 0.5 * 1.9 * 1 = 0,557$$

Розраховуємо коефіцієнт поверховості за формулою (3.5):

$$\psi_{n1} = 0.4 + \frac{\psi_{a1} - 0.4}{\sqrt{n}}, \quad (3.4)$$

де: $\psi_{a1} = 1$, бо площі менше ніж 9м^2 ;

$n = 3$ - кількість перекрить.

Для площі 1-1 та 2-2:

$$\psi_{n1} = 0.4 + \frac{1 - 0.4}{\sqrt{3}} = 0.74$$

Для площі 3-3:

$$\psi_{n1} = 1$$

Обчислюємо вагу стін для кожної площі за формулою (3.6):

$$G_{\text{ст.}} = 1 * \rho * h * b * \gamma_f, \quad (3.4)$$

де: ρ - щільність матеріалу стіни;

h - висота стіни;

b - ширина стіни;

$\gamma_f = 1.1$ - коефіцієнт надійності за навантаженням.

Для площі 1-1:

$$G_{\text{ст.}} = \frac{1 * 1400 * 6 * 0.38 * 1.1}{10} = 35.11 \text{ кН}$$

Для площі 2-2:

$$G_{\text{ст.}} = \frac{1 * 500 * 7.1 * 0.5 * 1.1}{10} = 17.75 \text{ кН}$$

Для площі 3-3:

$$G_{\text{ст.}} = \frac{1 * 500 * 3.4 * 0.5 * 1.1}{10} = 0.85 \text{ кН}$$

Для збирання загального експлуатаційного навантаження використовуємо формулу (3.1):

$$F = (q_{\text{пок.}} + P_{\text{пок.}}) * A_{1-1} + (q_{\text{пер.}} + P_{\text{пер.}}) * \psi_{n1} * A_{1-1} * n + G_{\text{ст.}} + N1,$$

Для площі 1-1:

$$\begin{aligned} F_{1-1} &= (1.55 + 0.345) * 4.5 + (3.447 + 3.6) * 0.74 * 3 * 4.5 + 35.11 + 0.557 \\ &= 114.59 \text{ кН} \end{aligned}$$

Для площі 2-2:

$$F_{2-2} = (1.55 + 0.345) * 2.22 + (3.447 + 3.6) * 0.74 * 3 * 2.22 + 17.75 + 0.557 \\ = 57.2 \text{ кН}$$

Для площі 3-3:

$$F_{3-3} = (1.55 + 0.345) * 2.22 + (3.447 + 3.6) * 0.74 * 2.22 + 0.85 + 0.557 \\ = 17.19 \text{ кН}$$

3.4. Підбір геометричного перерізу фундаменту

Фундаменти запроектовані стрічковими монолітними залізобетонними. Ширина підшви фундаменту прийнята 500 мм, виходячи з розрахункового навантаження від надземних конструкцій та несучої здатності ґрунту основи.

Відмітка планувальної поверхні землі становить –0,600 м. Будівля має підвальний поверх, рівень підлоги якого розташований на відмітці –2,700 м, що відповідає глибині підвалу 2,1 м від рівня землі.

Підшва фундаментів на площах 1-1 та 2-2 прийнята на 0,7 м нижче рівня підлоги підвалу, тобто на відмітці –3,400 м від рівня чистої підлоги першого поверху (0,000).

Нормативна глибина промерзання ґрунту для даного регіону становить 1,0 м від поверхні землі, що відповідає абсолютній відмітці –1,600 м. Прийнята глибина закладення підшви фундаменту для перерізів 1-1 та 2-2 прийнято – 3,400, для перізу 3-3 – 1.8, що значно перевищує глибину промерзання, що повністю задовольняє вимоги ДБН В.2.1-10-2018 "Основи і фундаменти будівель та споруд." [14] щодо захисту основи від морозного здимання. Розрахунок виконується на 1 м.п. фундаменту.

Геометричні розміри фундаментів наведено на Рис.3.1 та Рис.3.2.

де: $\gamma = 20 \text{ кН/м}^3$ - усереднена питома вага фундаменту та ґрунту на обрізах;
 β - коефіцієнт, що враховує наявність підвалу;
 d - глибина залягання фундаменту.

Для площі 1-1:

$$A_{п.1} = \frac{114.59}{220 - 20 * 0.8 * 3.3} = 0.68 \text{ м}^2$$

Приймаємо $A_1 = 1 * 0.8 = 0.8 \text{ м}^2 > 0.68 \text{ м}^2$

Для площі 2-2:

$$A_{п.2} = \frac{57.2}{220 - 20 * 0.8 * 3.3} = 0.34 \text{ м}^2$$

Приймаємо $A_2 = 1 * 0.5 = 0.5 \text{ м}^2 > 0.34 \text{ м}^2$

Для площі 2-2:

$$A_{п.3} = \frac{17.19}{220 - 20 * 1 * 1.8} = 0.09 \text{ м}^2$$

Приймаємо $A_3 = 1 * 0.5 = 0.5 \text{ м}^2 > 0.09 \text{ м}^2$

3.6. Розрахунок основи фундаментів за деформаціями

Згідно з вимогами ДБН В.2.1-10:2018 «Основи і фундаменти споруд», перевірка стійкості та несучої здатності основи за деформаціями полягає у дотриманні умови, що середній тиск під подошвою фундаменту від розрахункових навантажень другого граничного стану p не перевищує розрахунковий опір ґрунту основи R :

$$p \leq R$$

Згідно з ДБН В.2.1-10:2018 [14], для будівель з підвалом ширина подошви яких $b < 10 \text{ м}$, значення R обчислюється за формулою (3.8):

$$R = \frac{\gamma_{c1} * \gamma_{c2}}{k} * [M_{\gamma} * b * \gamma_{II} + M_q * d_1 * \gamma_{II} + (M_q - 1) * d_b * \gamma_{II} + M_c * c_{II}], \quad (3.8)$$

де: γ_{c1}, γ_{c2} - коефіцієнти умов роботи (для суглинків напівтвердих $\gamma_{c1}=1.2$, $\gamma_{c2}=1.0$;

M_γ, M_q, M_c - коефіцієнти, що залежать від кута внутрішнього тертя, $M_\gamma = 0.61, M_q = 3.44, M_c = 6.04$;

$k=1.1$ - коефіцієнт надійності за призначенням споруди;

$d_b=2.1$ м – глибина полу підвалу;

$d_1=0.7$ м – глибина закладання фундаменту;

Для фундаментів без підвалу, значення R обчислюється за формулою (3.9):

$$R = \frac{\gamma_{c1} * \gamma_{c2}}{k} * [M_\gamma * b * \gamma_{II} + M_q * d_1 * \gamma_{II} + M_c * c_{II}], \quad (3.9)$$

Середній тиск під подошвою фундаменту від розрахункових навантажень для другої групи граничних станів визначається за формулою (3.10):

$$p_i = \frac{F}{b * 1} + \gamma_{mt} * d, \quad (3.10)$$

де: $\gamma_{mt}=20$ кН/м³ - осереднена питома вага фундаменту та ґрунту на його уступах;
 d - повна глибина закладання подошви фундаменту від планувальної відмітки землі.

Для площі 1-1:

Обчислюємо розрахунковий опір ґрунту R_{1-1} за формулою (3.8):

$$R_{1-1} = \frac{1.2 * 1}{1.1} * [0.61 * 0.8 * 26.8 + 3.44 * 0.7 * 26.8 + (3.44 - 1) * 2.1 * 26.8 + 6.04 * 32] = 445.32 \text{ кПа}$$

Визначаємо фактичний тиск під подошвою p_{1-1} за формулою (3.10):

$$p_{1-1} = \frac{114.59}{0.8 * 1} + 20 * 2.8 = 199.24 \text{ кПа}$$

Перевірка умови:

$$p_{1-1} = 199.24 \text{ кПа} \leq R_{1-1} = 445.32 \text{ кПа}$$

Умова виконується із значним запасом. Прийнята ширина подошви $b = 0.8$ м є цілком достатньою та забезпечує надійність основи.

Для площі 2-2:

Обчислюємо розрахунковий опір ґрунту R_{2-2} за формулою (3.9):

$$R_{1-1} = \frac{1.2 * 1}{1.1} * [0.61 * 0.5 * 26.8 + 3.44 * 0.7 * 26.8 + (3.44 - 1) * 2.1 * 26.8 + 6.04 * 32] = 439.90 \text{ кПа}$$

Визначаємо фактичний тиск під подошвою p_{2-2} за формулою (3.10):

$$p_{2-2} = \frac{57.2}{0.5 * 1} + 20 * 2.8 = 170.40 \text{ кПа}$$

Перевірка умови:

$$p_{2-2} = 170.40 \text{ кПа} \leq R_{2-2} = 439.90 \text{ кПа}$$

Умова виконується із значним запасом. Прийнята ширина подошви $b = 0.5 \text{ м}$ є цілком достатньою та забезпечує надійність основи.

Для площі 3-3:

Обчислюємо розрахунковий опір ґрунту R_{3-3} :

$$R_{3-3} = \frac{1.2 * 1}{1.1} * [0.61 * 0.5 * 26.8 + 3.44 * 1.1 * 26.8 + 6.04 * 32] = 330.40 \text{ кПа}$$

Визначаємо фактичний тиск під подошвою p_{3-3} :

$$p_{3-3} = \frac{17.19}{0.5 * 1} + 20 * 1.1 = 56.38 \text{ кПа}$$

Перевірка умови:

$$p_{3-3} = 56.38 \text{ кПа} \leq R_{2-2} = 330.40 \text{ кПа}$$

Умова виконується із значним запасом. Прийнята ширина подошви $b = 0.5 \text{ м}$ є цілком достатньою та забезпечує надійність основи.

3.7. Розрахунок деформацій основи методом послойного підсумовування

Розрахунок осідання основи стрічкового фундаменту виконується методом пошарового підсумовування відповідно до вимог ДБН В.2.1-10:2018 «Основи та фундаменти споруд»[14].

Суть методу полягає у визначенні деформацій окремих елементарних шарів ґрунту в межах товщини, що стискається, під впливом додаткової вертикальної напруги від споруди з подальшим їх підсумовуванням.

Порядок та формули розрахунку:

Вертикальне напруження від власної ваги ґрунту (природний тиск) σ_{zg0} на рівні підшви фундаменту знаходимо за формулою (3.11):

$$\sigma_{zg0} = \sum \gamma_i * h_i, \quad (3.11)$$

$$\sigma_{zg0} = 0.4 * 18 + 2.4 * 26.8 = 71.52 \text{ кПа}$$

Додатковий вертикальний тиск на основу p_0 на рівні підшви знаходимо за формулою (3.12):

$$\sigma_{zg0} = p - \sigma_{zg0}, \quad (3.12)$$

Розбивка стисливої товщі на елементарні шари виконується при дотриманні умови:

$$h \leq 0.4 * b$$

Додаткове вертикальне напруження від зовнішнього навантаження σ_{zp} на глибині z від підшви знаходимо за формулою (3.13):

$$\sigma_{zp} = \alpha - p_0, \quad (3.13)$$

де: α - коефіцієнт згасання напружень, що приймається за нормативними таблицями залежно від характеру розподілу навантаження та відносної глибини $\xi=2z/b$.

Осадка i -го елементарного шару ґрунту рахуємо за формулою (3.14):

$$S_i = \frac{\beta * \sigma_{zp,m} * h}{E_i}, \quad (3.14)$$

де: $\beta = 0.8$ - безрозмірний коефіцієнт, що враховує бічне розширення ґрунту;

$\sigma_{zp,m}$ - середнє додаткове напруження в i -му шарі, кПа;

$E_i = 22\,000$ - модуль деформації ґрунту елементарного шару, кПа.

Визначення нижньої межі стисливої товщі знаходимо за умовою

$$\sigma_{zp} \leq 0.2 * \sigma_{zg}$$

Для площі 1-1:

Додатковий вертикальний тиск на основу:

$$\sigma_{zg0} = 199.24 - 71.52 = 127.72 \text{ кПа}$$

Розбивка стисливої товщі на елементарні шари:

$$h \leq 0.4 * 0.8 = 0.32$$

Приймаємо товщину кожного елементарного шару рівною $h=0.3$ м

Розрахунок для площі 1-1 проводимо в Таб. 3.2.

Таблиця 3.2

Розрахунок осадки основи стрічкового фундаменту методом пошарового підсумовування у площі 1-1.

№	Глибина $z, \text{м}$	$\xi=2z/b$	Ко-еф α	σ_{zp} кПа	σ_{zg} кПа	$\sigma_{zp,m}$ кПа	Осадка шару S_i см
	0.0	0.00	1	127.72	71.52	-	-
1	0.3	0.75	0.89	114.43	79.56	121.07	0.132
2	0.6	1.50	0.66	85.34	87.60	99.88	0.109
3	0.9	2.25	0.50	64.18	95.64	74.76	0.081
4	1.2	3.00	0.39	50.55	103.68	57.37	0.062
5	1.5	3.75	0.32	41.43	111.72	45.99	0.050
6	1.8	4.5	0.27	35.00	119.76	38.22	0.041
7	2.1	5.25	0.23	30.25	127.80	32.62	0.035
8	2.4	6.00	0.20	26.61	135.84	28.43	0.031

На глибині $z = 2.4$ м розрахунок завершується, оскільки дотримується умова $\sigma_{zp} = 26.61 \text{ кПа} \leq 0.2 * 135.84 = 27.17 \text{ кПа}$. Нижчележачі шари ґрунту в розрахунок не включаються.

Для площі 2-2:

Додатковий вертикальний тиск на основу:

$$\sigma_{zg0} = 170.40 - 71.52 = 98.88 \text{ кПа}$$

Розбивка стисливої товщі на елементарні шари:

$$h \leq 0.4 * 0.5 = 0.20$$

Приймаємо товщину кожного елементарного шару рівною $h=0.2$ м

Розрахунок для площі 2-2 проводимо в Таб. 3.3.

Таблиця 3.3

Розрахунок осадки основи стрічкового фундаменту методом пошарового підсумовування у площі 2-2.

№	Глибина z, м	$\xi=2z/b$	Ко-еф α	σ_{zp} кПа	σ_{zg} кПа	$\sigma_{zp,m}$ кПа	Осадка шару S_i см
	0.0	0.00	1	98.88	71.52	-	-
1	0.2	0.80	0.88	87.11	76.88	92.99	0.067
2	0.4	1.60	0.64	63.45	82.24	75.28	0.054
3	0.6	3.20	0.47	47.20	87.60	55.32	0.040
4	0.8	3.20	0.37	36.99	92.96	42.09	0.030
5	1.0	4.00	0.30	30.24	98.32	33.61	0.024
6	1.2	4.80	0.25	25.46	103.68	27.85	0.020
7	1.4	5.60	0.22	21.97	109.04	23.71	0.017
8	1.6	6.40	0.19	19.32	114.40	20.64	0.015

На глибині $z = 1.6$ м розрахунок завершується, оскільки дотримується умова $\sigma_{zp} = 19.32 \text{ кПа} \leq 0.2 * 114.40 = 22.88 \text{ кПа}$.

3.8. Перевірка виконання нормативної умови за деформаціями

Сумарна розрахункова осадка фундаменту основи визначається як сума деформацій усіх 8 елементарних шарів за формулою (3.15):

$$S = \sum_{i=1}^8 S_i, \quad (3.15)$$

Для площі 1-1:

$$S_{1-1} = 0.132 + 0.109 + 0.081 + 0.062 + 0.050 + 0.041 + 0.035 + 0.031 = 0.54 \text{ см}$$

Перевірка несучої здатності основи за деформаціями здійснюється на основі умови:

$$S \leq S_u,$$

де: S_u - граничне значення спільної деформації основи та споруди, що приймається згідно з Додатком Г (ДБН В.2.1-10:2018) для малоповерхових житлових будівель з несучими стінами гранично допустима осадка складає 10 см.

$$0.544\text{см} \leq 10\text{см}$$

Для площі 2-2:

$$S_{2-2} = 0.067 + 0.054 + 0.040 + 0.030 + 0.024 + 0.020 + 0.017 + 0.015 = 0.270 \text{ см}$$

$$0.270\text{см} \leq 10\text{см}$$

Розрахункова осадка фундаменту будівлі в перерізах 1-1 та 2-2 становить 0.544см та 0.270см відповідно, що не перевищує гранично допустимого нормативного значення. Стійкість та експлуатаційна надійність основи повністю забезпечені.

3.9. Перевірка нерівномірності деформацій основи

Крім обчислення абсолютної величини середньої осадки, обов'язковим критерієм надійності основи є перевірка нерівномірності деформацій. Для будівель із несучий стінами з цегли або блоків найбільш критичним показником є відносна різниця осадок сусідніх фундаментів.

Розрахункова перевірка виконується за умовою:

$$\frac{\Delta S}{L} \leq \left(\frac{\Delta S}{L} \right)_u,$$

де: ΔS - розрахункова різниця осадок двох сусідніх ділянок стрічкового фундаменту, за формулою (3.16):

L – 10.5 м відстань між ділянками, що розглядаються

$\left(\frac{\Delta S}{L}\right)_u = 0.002$ - граничне нормативне значення відносної різниці осадок, яке згідно з Таблицею Г.1 ДБН В.2.1-10:2018 [14] для малоповерхових безкаркасних будівель із несучими стінами без армування.

$$\Delta S = S_{1-1} - S_{2-2} \quad (3.16)$$

$$\Delta S = 0.544 - 0.270 = 0.274 \text{ см} = 2.74 \text{ мм}$$

Проводимо порівняння розрахункового значення з нормативним обмеженням:

$$\frac{2.74}{10500} = 0.00026 \leq 0.002$$

Очікувана нерівномірність деформацій основи будівлі становить 0.00076, що у 7.6 разів менше за гранично допустиме нормативне значення 0.002. Конструктивна жорсткість та експлуатаційна придатність будівлі за деформаціями основи повністю забезпечені.

Дані отримані під час розрахунків зводимо в епюру навантажень на Рис.3.3. та Рис.3.4.

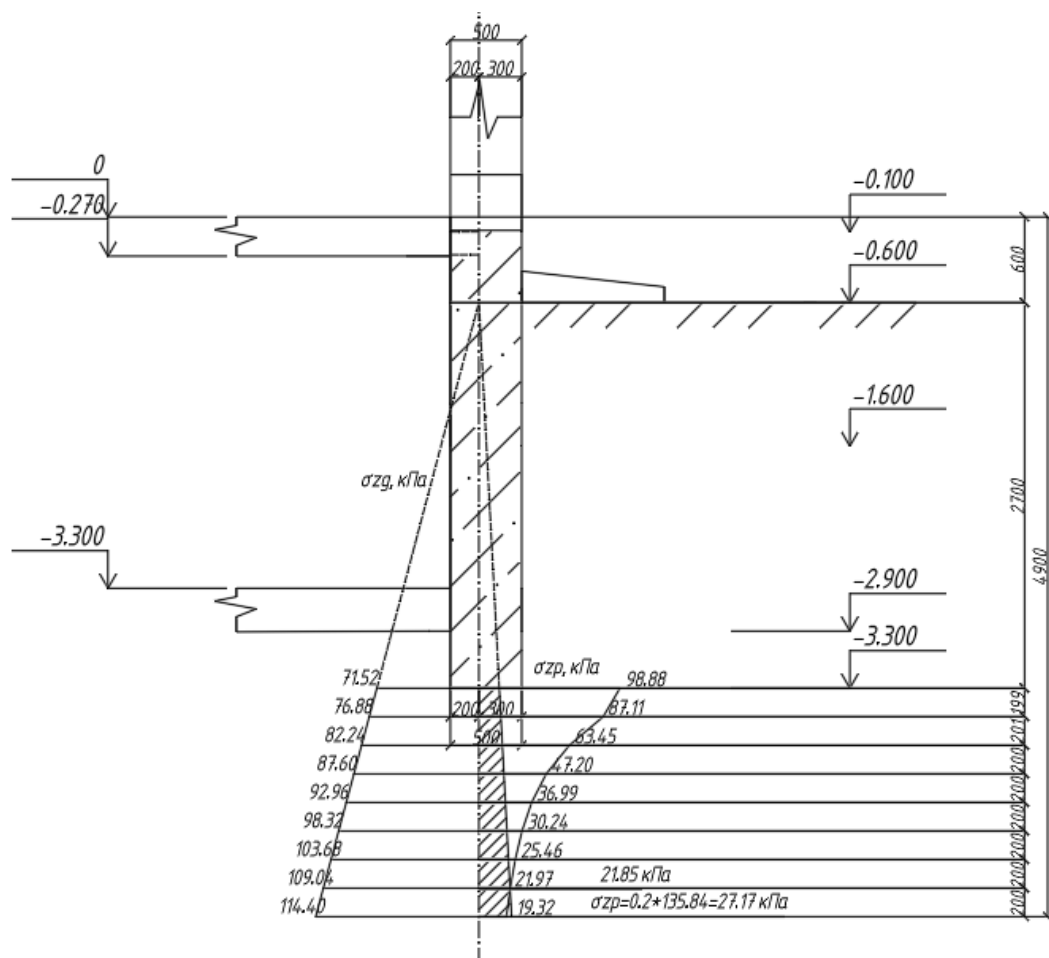


Рис.3.4 Епюра навантажень для вантажної площі 2-2

РОЗДІЛ 4. Організація будівництва

4.1. Загальні положення

Організація будівництва індивідуального житлового будинку виконується відповідно до вимог ДБН А.3.1-5:2016 «Організація будівельного виробництва»[16] та ДБН А.2.2-3:2014 «Склад та зміст проектної документації на будівництво» [17].

Проектована будівля - двоповерховий індивідуальний житловий будинок з підвалом, мансардою та вбудованим гаражем.

До початку основних будівельних робіт необхідно виконати весь комплекс підготовчих заходів, передбачених ДБН А.3.1-5:2016, розділ 5 [16]:

- оформити дозвільну документацію на проведення будівельних робіт;
- винести в натуру та закріпити на місцевості основні осі будівлі відповідно;
- влаштувати тимчасове огороження будівельного майданчика згідно з ДБН А.3.2-2:2009 ССБП [18];
- підвести тимчасові інженерні мережі: електропостачання, водопостачання;
- організувати тимчасові під'їзні шляхи та місця складування матеріалів;
- підготувати майданчик - зрізати рослинний шар ґрунту та складувати його для подальшого використання при благоустрої.

4.2. Характеристика будівельного майданчика

Будівельний майданчик розташований у м. Вінниця, південно-західна частина міста, вул. Незалежна. Площа земельної ділянки становить $40 \times 50 \text{ м} = 2000 \text{ м}^2$. Рельєф майданчика рівний, додаткового вертикального планування не потребує. Рівень ґрунтових вод залягає глибше ніж 5,0 м від поверхні землі, що унеможливорює їх негативний вплив на фундаменти та підвальне приміщення і не потребує влаштування водозниження в процесі будівництва.

Будівельний майданчик належить до освоєної міської забудови приватного сектору. Інженерне забезпечення ділянки здійснюється від існуючих міських мереж, розташованих у межах червоних ліній вул. Незалежна:

- Електропостачання - від існуючої повітряної лінії електропередачі 0,4 кВ; підключення через тимчасовий щит обліку згідно з вимогами ПУЕ та ТУ обленерго;
- Водопостачання - від міської водопровідної мережі, що проходить уздовж вулиці; підключення погоджується з КП «Вінницяводоканал»;
- Водовідведення - від міської самотпливної мережі каналізації; на час будівництва встановлюється тимчасовий біотуалет;
- Газопостачання - від існуючого газорозподільного трубопроводу низького тиску; підключення виконується після завершення будівельних робіт відповідно до ТУ АТ «Вінницягаз»;
- Теплопостачання - централізоване теплопостачання в приватному секторі відсутнє; передбачено влаштування індивідуального газового котла.

Тимчасові інженерні мережі на будівельному майданчику прокладаються з урахуванням мінімальних відстаней до існуючих підземних комунікацій відповідно до ДБН В.2.5-75:2013 [19] та ДБН А.3.1-5:2016 [16].

Вїзд на будівельний майданчик організовується з боку вул. Незалежна. Зберігання будівельних матеріалів здійснюється у відкритих та закритих складах, розміщення яких визначається будівельним генеральним планом.

4.3. Методи виконання основних будівельно-монтажних робіт

- Земляні роботи.

Розроблення котловану під підвальну частину будинку та гараж виконується однокішневим екскаватором із зворотною лопатою з ємністю ковша 0,5м³. Глибина котловану визначається з урахуванням позначки підлоги підвалу –2,700 м та конструктивної висоти фундаменту. Надлишок ґрунту вивозиться за межі майданчика автосамоскидами; частина ґрунту, необхідна для зворотного засипання пазух фундаменту, складається у відведеному місці. Зачищення дна

котловану до проектної позначки виконується вручну безпосередньо перед бетонуванням підготовки, щоб уникнути розуцільнення основи.

- Фундаменти.

Фундамент - монолітний залізобетонний стрічковий. Ширина стрічки по зовнішньому контуру - 500 мм, по внутрішніх осях - 800 мм. Бетонування виконується в опалубці з подальшим ущільненням глибинними вібраторами відповідно до ДСТУ Б В.2.7-43:2010 [20]. Після набору бетоном 70% проектної міцності виконується розпалублення та влаштування гідроізоляції.

- Зведення підземної частини.

Стіни підвалу є фундаментною частиною будови. Зовнішня поверхня стін підвалу захищається обмазувальною бітумно-полімерною гідроізоляцією в два шари. Теплоізоляція стін підвалу з боку ґрунту виконується плитами екструдованого пінополістиролу (ЕКПС) товщиною 100 мм. Зворотнє засипання пазах котловану виконується після досягнення конструкціями підвалу необхідної міцності, шарово з ущільненням ручними трамбівками.

- Зведення надземної частини.

Кладка зовнішніх стін виконується з газобетонних блоків автоклавного твердіння марки D400 товщиною 500 мм на спеціальному клейовому розчині з товщиною шва 2–3 мм відповідно до ДСТУ Б В.2.7-137 [21]. Внутрішні несучі стіни зводяться з повнотілої керамічної цегли товщиною 380 мм (1,5 цегли) на цементно-вапняному розчині М50. Міжкімнатні перегородки - з пустотілої керамічної цегли завтовшки 120 мм ($\frac{1}{2}$ цегли). Кладка внутрішніх стін та перегородок виконується одночасно.

- Перекриття.

Конструкція перекриттів - балкова схема зі сталевих прокатних двотаврів по залізобетонному монолітному настилу. Перерізи балок призначаються залежно від прольоту: для прольоту 3,0 м - двотавр 10Б1; для прольоту 4,5 м - двотавр 16. Б1; для прольоту 6,0 м - двотавр 20Б1. Монтаж сталевих балок виконується краном. Після монтажу балок влаштовується незнімна опалубка та бетонується монолітний залізобетонний настил класу бетону С16/20.

- Покрівельні роботи.

Кроквяна система виконується з деревини хвойних порід вологістю не більше 20%, обробленої антисептичними та вогнезахисними просоченнями відповідно до ДБН В.1.1-7:2016 [8]. Суцільна основа під покрівлю влаштовується з вологостійкої фанери або плит OSB-3 товщиною 12 мм. Покриття - бітумна черепиця із влаштуванням підкладкового килима по всій площині скатів.

- Оздоблювальні роботи.

До початку оздоблювальних робіт має бути закритий тепловий контур будівлі (встановлені вікна та зовнішні двері, змонтована покрівля). Виконуються в такій послідовності:

1. Внутрішнє штукатурення
2. Влаштування чистової підлоги
3. Малярні роботи
4. Плиткові роботи
5. Зовнішнє штукатурення

4.4. Об'єм будівельно-монтажних робіт

Обсяги будівельно-монтажних робіт визначені на підставі проектних рішень та підраховані відповідно до ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 [22] і наведені в таб. 4.1.

Таблиця 4.1

Об'єм будівельно-монтажних робіт

№	Назва робіт	Обсяг робіт		Визначення
		Од. виміру	Значення	
ЗЕМЛЯНІ РОБОТИ				
1	Механізована розробка ґрунту	1000м³	0.569	V=V1+V2=499.12+70.29=569.41м³
2	Ручне зачищення дна котловану	100м²	2.297	S=a * b = (19.6*11.2)+10.26 = 229.78 м²
3	Зворотне засипання пазух котловану	100м³	0.648	Vз - За формулою
ПІДЗЕМНА ЧАСТИНА				
4	Влаштування бетонної підготовки	100м³	0.048	Vп - За формулою
5	Бетонування фундаменту	100м³	1.462	Vф - За формулою
6	Армування фундаменту	т	11.702	Vа - За формулою
7	Зведення другого виходу з підвалу	100м³	0.428	Vвп - За формулою
8	Встановлення піщано-цементної стяжки підвалу	100м²	1.014	Sp
9	Гідроізоляція стін підвалу	100м²	0.57	Sгп- За формулою
10	Утеплення стін підвалу	100м²	1.52	Sуп- За формулою
НАДЗЕМНА ЧАСТИНА				
11	Кладка зовнішніх стін	100м³	1.251	Vст- За формулою
12	Укладання ганку	100м³	0.345	
13	Кладка фронтонів мансарди	100м³	0.517	Vфт- За формулою

Продовження Таб. 4.1

14	Кладка внутрішніх несучих стін	100м ³	0.503	V _{вс} - За формулою
15	Кладка перегородок	100м ²	0.131	S _п - За формулою
16	Монтаж сталевих балок перекриття	т	6.980	За специфікацією
17	Бетонування перекриття	100м ³	0.372	V _{пр} - За формулою
18	Армування перекриття	т	2.9	V _{ар} - За формулою
19	Укладання піщано-цементної стяжки	100м ²	3.726	S ₁ +S ₂ +S _м
20	Укладання відмостки	100м ²	0.488	S _в - За формулою
ПОКРІВЛЯ				
21	Влаштування кроквяної системи	100м ³	0.155	Спок
22	Влаштування суцільної основи	100м ²	3.102	Спок- За формулою
23	Влаштування руберойда	100м ²	3.102	Спок
24	Влаштування бітумної черепиці	100м ²	3.102	Спок
МОНТАЖНІ РОБОТИ				
25	Встановлення вікон	100м ²	0.425	За специфікацією
26	Встановлення дверей	100м ²	0.428	За специфікацією
27	Встановлення сходових маршів	100м ²	0.208	За специфікацією
28	Монтаж карнизу	100м ²	0.046	За специфікацією
ОЗДОБЛЮВАЛЬНІ РОБОТИ				
29	Внутрішнє штукатурення стін	100м ²	5.989	S _{шв} - За формулою
30	Зовнішнє штукатурення стін	100м ²	4.401	S _{шз} - За формулою
31	Влаштування підлоги	100м ²	4.411	S _{пд} - За формулою
32	Влаштування стелі	100м ²	4.411	S _{пд}
34	Малярні роботи	100м ²	7.812	S _м - За формулою

Визначення до таблиці 4.1:

Розробка ґрунту:

$$V_1 = ((a + 1.0) * (b + 1.0) * h_i = ((10.2 + 1.0) * (14.5 + 0.5) + 10.26) * 2.8 = 499.12 \text{ м}^3$$

$$V_2 = ((4.8 + 1.0) * (9.6 + 0.5)) * 1.2 = 70.29 \text{ м}^3$$

$$V = V_1 + V_2 = 499.12 + 70.29 = 569.41 \text{ м}^3$$

Ручне зачищення дна котловану:

$$S = a * b = (19.6 * 11.2) + 10.26 = 229.78 \text{ м}^2$$

Зворотне засипання пазах котловану:

$$V_3 = (P_1 + 0.5) * 2.8 + (P_2 + 0.5) * 1.2 = (38.12 * 0.5 * 2.8) + (19.2 * 0.5 * 1.2) = 64.8 \text{ м}^3$$

Влаштування бетонної підготовки:

$$V_{\Pi} = S_{\Pi} * 0.1 = 48.62 * 0.1 = 4.86 \text{ м}^3$$

Бетонування фундаменту:

$$V_{\Phi} = (S_{\Pi 1} * 1.7) + (S_{\Pi 2} * 3.3) = (8.85 * 1.7) + (39.77 * 3.3) = 146.28 \text{ м}^3$$

Армування фундаменту

$$V_a = V_{\Phi} * 80 = 146.28 * 80 = 11\,702 \text{ кг}$$

Зведення другого виходу з підвалу

$$V_{\text{ВП}} = S_{\text{ВП}} * h = 1.713 * 3.3 = 4.28 \text{ м}^3$$

Гідроізоляція стін підвалу:

$$S_{\text{ГП}} = 1 * P = 57.32 \text{ м}^2$$

Утеплення стін підвалу:

$$S_{\text{УП}} = P_{\Pi} * 2.3 = 66.1 * 2.3 = 152.03 \text{ м}^2$$

Кладка зовнішніх стін

$$V_{\text{СТ}} = (S_{\text{СТ}1} * b * h) + (S_{\text{СТ}1} * b * h) - V_{\text{ПР}} = 82.8 + 64.8 - 22.5 = 125.1 \text{ м}^3$$

Кладка фронтонів мансарди

$$V_{\text{ФТ}} = (S_{\text{ФТ}} * b * h / 2) - V_{\text{ПР}} = 54 - 2.25 = 51.75 \text{ м}^3$$

Кладка внутрішніх несучих стін

$$V_{\text{ВС}} = (S_{\text{ВС}1} * b * h) + (S_{\text{ВС}2} * b * h) = 30.09 + 20.29 = 50.38 \text{ м}^3$$

Кладка перегородок

$$S_{\Pi} = S_{\Pi 1} + S_{\Pi 2} + S_{\Pi \Pi} = 2.97 + 3.48 + 1.2 + 5.46 = 13.11 \text{ м}^2$$

Бетонування перекриття

$$V_{\Pi \Pi} = h * S_{\Pi \Pi} = 0.1 * 372.6 = 37.26 \text{ м}^3$$

Армування перекриття

$$V_{\text{ап}} = V_{\Pi \Pi} * 80 = 37.26 * 80 = 2980.8 \text{ кг}$$

Укладання відмостки

$$S_{\text{В}} = P * 1 + 4 = 44.8 + 4 = 48.8 \text{ м}^2$$

Влаштування суцільної основи

$$S_{\text{Пок}} = a_{\Pi} * b_{\Pi} = 23.2 * 11.3 = 310.2 \text{ м}^2$$

Внутрішнє штукатурення стін

$$S_{\text{ШВ}} = (P_1 + P_2 + P_{\Pi} + P_{\text{М}}) * h = 260.4 * 2.3 = 598.92 \text{ м}^2$$

Зовнішнє штукатурення стін

$$S_{\text{ШЗ}} = (P_1 + P_2 + P_{\text{М}}) * h = 106.2 * 3 = 440.1 \text{ м}^2$$

Влаштування підлоги

$$S_{\text{ПД}} = S_1 + S_2 + S_{\Pi} + S_{\text{М}} = 441.1 \text{ м}^2$$

Малярні роботи

$$S_{\text{М}} = S_{\text{ШВ}} + S_{\text{ШЗ}} = 440.10 + 341.18 = 781.28 \text{ м}^2$$

4.5. Календарний план виконання будівельно-монтажних робіт

Календарний план будівництва є основним документом, що визначає послідовність, тривалість та взаємну ув'язку всіх видів будівельно-монтажних робіт у часі. На підставі календарного плану будуються графік руху робочої сили та графік потреби в матеріально-технічних ресурсах, а також визначаються розрахункові дані для проектування будівельного генерального плану.

Вихідними даними для розроблення календарного плану є відомість об'ємів будівельно-монтажних робіт (таблиця 4.1), нормативна тривалість будівництва та односмінний режим роботи.

Порядок складання календарного плану:

- 1) Визначення трудомісткості кожного виду робіт за формулою (4.1):

$$T = \frac{Q * H}{t_{зм}}, \quad (4.1)$$

де: Q - обсяг роботи в прийнятих одиницях вимірювання;

H - норма часу на одиницю роботи, люд-год/од. вим. Приймається за відповідними збірниками РЕКН [24];

$t_{зм}=8$ год. - тривалість робочої зміни.

2) Визначення тривалості виконання кожного виду робіт за формулою (4.2):

$$t = \frac{T}{(N * n)}, \quad (4.2)$$

де: N - кількість робітників у бригаді;

$n = 1$ - кількість робочих змін на добу.

На підставі даних календарного плану рахуємо коефіцієнт нерівномірності руху робочої сили за формулою (4.3):

$$t_{нер} = \frac{N_{max}}{N_{сер}}, \quad (4.3)$$

де: $N_{max} = 7$ - максимальна кількість робітників в одну зміну;

$N_{сер}$ - середня кількість робітників за весь період будівництва, за формулою (4.4).

$$N_{сер} = \frac{T_{заг}}{t_{буд}}, \quad (4.4)$$

де: $T_{заг} = 542$ люд.год.- загальна трудомісткість усіх робіт;

$t_{буд} = 143$ дн. - загальна тривалість будівництва в робочих днях.

$$N_{сер} = \frac{542}{143} = 3.7$$

$$t_{нер} = \frac{7}{3.7} = 1.89$$

$$t_{нер} = 1.89 \leq 2$$

4.6. Вибір монтажного крана

Вибір монтажного крана виконується за трьома основними технічними параметрами: необхідною вантажопідйомністю, висотою підйому гака та вильотом стріли. Підбір здійснюється відповідно до методики, викладеної в ДБН А.3.1-5:2016 «Організація будівельного виробництва»[16] та навчальному посібнику Щербініна «Проектування будівельних генеральних планів» [23]. Визначальним елементом при розрахунку є найважчий і найдаальший від крана монтажний елемент - у даному випадку сталева балка 20Б1 довжиною 6,0 м.

Необхідна вантажопідйомність крана

Необхідна вантажопідйомність крана визначається за формулою (4.5):

$$Q_{кр} = Q_{ел} + Q_{так}, \quad (4.5)$$

де: $Q_{ел} = 21 * 6 = 126 \text{ кг} = 0.126 \text{ т}$ - маса монтажного елемента;

$Q_{так} = 0.020 \text{ т}$ - маса такелажного оснащення, для легких елементів масою до 1 т застосовуються два стропи типу 2СК-1.0.

$$Q_{кр} = 0.126 + 0.020 = 0.146 \text{ т}$$

З урахуванням коефіцієнта запасу та округлення приймається умова підбору крана:

$$Q_{кр} \geq 0.150 \text{ т}$$

Необхідна висота підйому гака

Розрахунок висоти підйому гака крана виконується за формулою (4.6):

$$H_{кр} = h_0 + h_{зап} + h_{ел} + h_{тр}, \quad (4.6)$$

де: $h_0 = 12.2 \text{ м}$ - висота будівлі від рівня стоянки крана до верху останнього перекриття;

$h_{зап} = 0.5 \text{ м}$ - мінімальний технологічний запас над верхом конструкції будівлі для безпечного переміщення вантажу;

$h_{ел} = 0.2 \text{ м}$ - висота перерізу монтажного елемента;

$h_{тр} = 1.0 \text{ м}$ - висота стропування.

$$H_{кр} = 12.2 + 0.5 + 0.2 + 1 = 13.9 \text{ м}$$

Необхідний виліт стріли

Виліт стріли крана - це горизонтальна відстань від осі обертання крана до вертикальної осі гака. Визначається за формулою (4.7):

$$L_{кр} = a + b, \quad (4.7)$$

де: $a = \frac{2.5}{2} + 1 = 2.5 \text{ м} = 2. \text{ м}$ - відстань від осі обертання поворотної платформи крана до зовнішньої грані стіни будівлі, м. З урахуванням ширини платформи крана $КС-45717 = 2,5 \text{ м}$;
 $b = 9.6 \text{ м}$ - ширина будівлі в осях А-В.

$$L_{кр} = 2 + 9.6 = 11.6 \text{ м}$$

Підбір крана за технічними параметрами

За трьома отриманими розрахунковими параметрами здійснюється підбір крана з каталогу вантажопідйомних машин:

$$Q_{кр} = 0.150 \text{ т}$$

$$H_{кр} = 13.9 \text{ м}$$

$$L_{кр} = 11.6 \text{ м}$$

Приймається: автомобільний кран КС-45717-1 "Іванівець" з наступними характеристиками:

Шасі: Урал-4320 (6 х 6)

Привід механізмів крана : гідравлічний

Вантажопідйомність: 25т

Висота підйому (з гуськом): 28.2м

Довжина стріли: 9-21 м

Габарити крана в транспортному положенні: 10900х2500х3650 мм.

Вантажовисотні характеристики представлені на рис. 4.1:

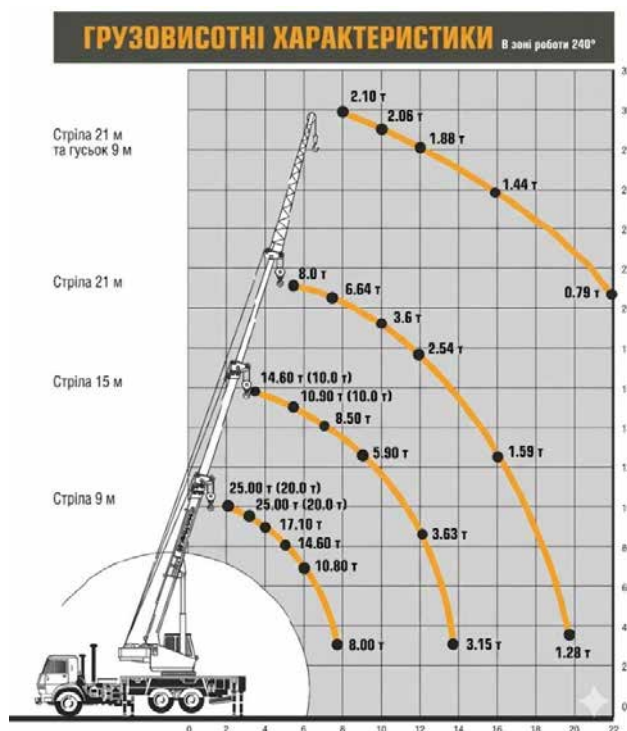


Рис. 4.1 Вантажовисотні характеристики

4.7 Розрахунок складських майданчиків

Для безперебійного ведення будівельно-монтажних робіт на майданчику необхідно організувати зберігання будівельних матеріалів, конструкцій та виробів. Розміщення складів визначається відповідно до ДБН А.3.1-5:2016 [16] та прив'язується до будівельного генерального плану. Склади розташовуються в зоні дії крана, щоб забезпечити можливість подачі матеріалів безпосередньо до місця монтажу без додаткового переміщення. Відстань від складів до будівлі приймається не менше 1,0 м з умов пожежної безпеки згідно з ДБН В.1.1-7:2016 [8].

Площа складу для кожного виду матеріалів визначається за формулою (4.8):

$$S_{\text{скл}} = S_{\text{роз}} * K_{\text{пр}}, \quad (4.8)$$

де: $S_{\text{роз}}$ - розрахункова площа складу, за формулою (4.9);

$K_{\text{пр}}$ - коефіцієнт, що враховує проходи між штабелями та проїзди на складі.

$$S_{\text{роз}} = \frac{Q_{\text{скл}}}{q}, \quad (4.9)$$

де: $Q_{\text{скл}}$ - запас матеріалів на складі, що необхідний для безперебійної роботи, за формулою (4.10);

q - кількість матеріалу, що укладається на 1 м² площі складу.

$$Q_{\text{скл}} = \frac{Q_{\text{заг}}}{T} * t_{\text{зап}} * K_{\text{неп}}, \quad (4.10)$$

де: $Q_{\text{заг}}$ - загальний обсяг матеріалу за видом робіт;

T - тривалість виконання відповідного виду робіт;

$t_{\text{зап}}$ - норма запасу матеріалів на складі;

$K_{\text{неп}}=1.2$ - коефіцієнт нерівномірності постачання матеріалів.

1) Розрахунок відкритого складу для арматури:

$$Q_{\text{скл}} = \frac{14.6}{14} * 2 * 1.2 = 2.5 \text{ т}$$

$$S_{\text{роз}} = \frac{14.6}{0.8} = 3.125 \text{ м}^2$$

$$S_{\text{скл}} = 3.125 * 1.4 = 4.375 \text{ м}^2 \text{ (склад } 2.5 \times 2 \text{ м)}$$

2) Розрахунок відкритого складу для газобетонних блоків:

$$Q_{\text{скл}} = \frac{176.8}{20} * 2 * 1.2 = 21.21 \text{ м}^3$$

$$S_{\text{роз}} = \frac{21.21}{1.5} = 35.36 \text{ м}^2$$

$$S_{\text{скл}} = 14.14 * 1.4 = 19.79 \text{ м}^2 \text{ (склад } 5 \times 4 \text{ м)}$$

3) Розрахунок відкритого складу цегли:

$$1 \text{ м}^3 \text{ кладки} = 400 \text{ шт цегли: } 80.43 * 400 = 32 \text{ 172 шт} = 32.2 \text{ тис. шт}$$

$$Q_{\text{скл}} = \frac{32.2}{8} * 2 * 1.2 = 9.66 \text{ тис. шт.}$$

$$S_{\text{роз}} = \frac{9.66}{1.5} = 6.44 \text{ м}^2$$

$$S_{\text{скл}} = 6.44 * 1.4 = 9.016 \text{ м}^2 \text{ (склад } 5 \times 2 \text{ м)}$$

4) Розрахунок відкритого складу сталевих балок:

$$Q_{\text{скл}} = \frac{6.9}{3} * 12 * 1.2 = 5.52 \text{ т}$$

$$S_{\text{роз}} = \frac{5.52}{0.8} = 6.9 \text{ м}^2$$

$$S_{\text{скл}} = 6.9 * 1.4 = 9.66 \text{ м}^2 \text{ (склад 6х2 м)}$$

5) Розрахунок критого складу пиломатеріалів:

$$Q_{\text{скл}} = \frac{34.50}{10} * 2 * 1.2 = 8.96 \text{ м}^3$$

$$S_{\text{роз}} = \frac{8.96}{1.2} = 7.6 \text{ м}^2$$

$$S_{\text{скл}} = 3.3 * 1.2 = 3.96 \text{ м}^2 \text{ (склад 5х2 м)}$$

6) Розрахунок критого складу OSB плит:

$$Q_{\text{скл}} = \frac{310}{2} * 2 * 1.2 = 372 \text{ м}^2 \text{ - приймаємо 310 м}^2$$

$$S_{\text{роз}} = \frac{310}{30} = 10.3 \text{ м}^2$$

$$S_{\text{скл}} = 10.3 * 1.2 = 12.4 \text{ м}^2 \text{ (склад 4х3 м)}$$

7) Розрахунок критого складу рубероїду:

$$1 \text{ рулон} = 15 \text{ м}^2 : \frac{310}{15} = 21 \text{ шт}$$

$$Q_{\text{скл}} = \frac{21}{1} * 2 * 1.2 = 50.4 \text{ шт - приймаємо 21 шт}$$

$$S_{\text{роз}} = \frac{21}{10} = 2.1 \text{ м}^2$$

$$S_{\text{скл}} = 2.1 * 1.2 = 2.64 \text{ м}^2 \text{ (склад 2х2 м)}$$

8) Розрахунок відкритого складу бітумної черепиці:

$$1 \text{ пачка} = 3 \text{ м}^2 : \frac{310}{3} = 104 \text{ шт}$$

$$Q_{\text{скл}} = \frac{104}{3} * 12 * 1.2 = 83.2 \text{ шт - приймаємо 104 шт}$$

$$S_{\text{роз}} = \frac{83.2}{15} = 5.54 \text{ м}^2$$

$$S_{\text{скл}} = 5.54 * 1.4 = 7.756 \text{ м}^2 \text{ (склад 3х3 м)}$$

4.8. Розрахунок тимчасових будівель, споруд та доріг

Тимчасові будівлі та споруди на будівельному майданчику влаштовуються до початку основних будівельно-монтажних робіт у підготовчий період і ліквідуються після завершення будівництва. Для індивідуального житлового будинку, де чисельність робітників є невеликою,

застосовуються інвентарні мобільні контейнери-вагончики, що не потребують влаштування капітальних фундаментів, швидко монтуються та демонтуються після завершення будівництва.

- Визначення розрахункової чисельності робітників

Розрахункова чисельність робітників є вихідною величиною для визначення площ усіх санітарно-побутових приміщень.

Максимальна одночасна кількість робітників на майданчику в одну зміну за графіком руху робочої сили $N_{max}=7$ люд.

Розрахункова кількість робітників з урахуванням коефіцієнта нерівномірності рахується за формулою (4.11):

$$N_{роз} = N_{max} * k_{нер}, \quad (4.11)$$

де: $k_{нер} = 1.25$ - коефіцієнт, що враховує можливе перевищення фактичної чисельності понад планову.

$$N_{роз} = 7 * 1.25 = 8.75 \text{ Приймаємо } 9 \text{ люд.}$$

- Гардеробна

Гардеробна призначена для зберігання вуличного та робочого одягу робітників, перевдягання на початку та наприкінці зміни.

Розрахункова площа визначається за формулою (4.12):

$$S_{гارد} = N_{роз} * S_n, \quad (4.12)$$

де: $S_n = 0.9 \text{ м}^2/\text{люд.}$

$$S_{гارد} = 9 * 0.9 = 8.1 \text{ м}^2$$

Приймається: інвентарний контейнер-вагончик

$$6.0 \times 2.5 \text{ м} = 15.0 \text{ м}^2 \geq 8.1 \text{ м}^2$$

Відповідно до ДБН А.3.2-2:2009 [18] при чисельності робітників більше 10 осіб передбачається окреме приміщення для приймання їжі. При чисельності до 10 осіб допускається суміщення з гардеробною за умови достатньої площі.

- Туалет

На будівельних майданчиках за відсутності підключення до постійних водовідвідних мереж встановлюються інвентарні біотуалети відповідно до ДСанПіН 2.2.4-171-10 [25].

Кількість туалетних кабін визначається за нормою 1 кабіна на 20 осіб та не менше 1 кабіни.

Приймається: 1 інвентарний біотуалет розмірами 1.2×1.2 м.

Вимоги до розміщення за санітарними нормами:

Умивальник встановлюється безпосередньо у вагончику . Підключається до тимчасової мережі водопостачання.

- Щит пожежної безпеки

Відповідно до ДБН В.1.1-7:2016 «Пожежна безпека об'єктів будівництва» [8] та НАПБ А.01.001-2014 [26] на будівельному майданчику встановлюється 1 пожежний щит типу ЩП-А (для пожеж класу А - тверді горючі матеріали).

Щит розміщується на видному та доступному місці біля в'їзду на майданчик та комплектується:

1. Вогнегасник порошковий ВП-5 – 2шт
2. Ящик з піском (0.5 м^3) – 1шт
3. Лопата штикова – 1шт
4. Відро – 2шт
5. Гак з дерев'яною рукояткою – 1шт
6. Лом - 1шт
7. Сокира – 1шт

- Інвентарний будівельний паркан

Відповідно до ДБН А.3.2-2:2009 [18] будівельний майданчик огорожується по всьому периметру інвентарним металевим парканом висотою 1.8 м з сітки на металевих стійках.

Довжина огороження визначається за периметром ділянки, з урахуванням влаштування воріт (4.0 м) та хвіртки (1.0 м): по формулі (4.13):

$$L_{\text{огор}} = 2 * (A * B) - 4 - 1 \quad (4.13)$$

$$L_{\text{огор}} = 2 * (40 * 50) - 4 - 1 = 175 \text{ м}$$

Приймається: інвентарне огороження завдовжки 175 м з двома в'їзними воротами шириною 4.0 м та хвірткою шириною 1.0 м.

- Тимчасові дороги

Тимчасові внутрішньомайданчикові дороги влаштовуються для забезпечення під'їзду будівельної техніки, автомобілів-міксерів, вантажних автомобілів та крана до будівлі, що зводиться, та до складських майданчиків.

Параметри тимчасової дороги приймаються:

1. Ширина проїзної частини: 3.5 м (односмуговий рух)
2. Радіус заокруглення: 9 м
3. Відстань від дороги до будівлі: 1.5 м
4. Відстань від дороги до складів: 0.5 м

Конструкція дороги (знизу вгору):

1. ущільнений природний ґрунт основи
2. шар щебеню фракції 40–70 мм - 150 мм
3. шар щебеню фракції 20–40 мм - 50 мм (вирівнювальний)
4. Загальна товщина покриття: 200 мм

Після завершення будівництва щебенеve покриття частково використовується при влаштуванні постійних доріг та благоустрою ділянки.

Загальна відомість тимчасових будівель і споруд наведена у таб. 5.2.

Таблиця 5.2

Відомість тимчасових будівель і складів

№	Найменування	Тип	Розміри, м	Площа, м ²
1	Склад арматури	Відкритий	2.5x2	5
2	Склад газобетонних блоків	Відкритий	5x4	20
3	Склад цегли	Відкритий	5x2	10

Продовження Таб. 5.2

4	Склад сталевих балок	Відкритий	6x2	12
5	Склад пиломатеріалів	Закритий	5x2	10
6	Склад OSB плит	Закритий	4x3	12
7	Склад рубероїду	Закритий	2x2	4
8	Склад бітумної черепиці	Закритий	3x3	9
9	Гардеробна + кімната відпочинку	Інвентарний вагончик	6x2.5	15
10	Кімната виконроба	Інвентарний вагончик	3x2.5	7.5
11	Пожежний щит ЦП-А	Навісний щит	1.2x0.5	-
12	Інвентарне огороження	Металева сітка	175x1.8	-
13	В'їзні ворота	Металеві	5.2x1.8	-
14	Тимчасова дорога	Щебеневе покриття	3.5	300

4.9. Розрахунок тимчасового водопостачання

Тимчасове водопостачання будівельного майданчика призначене для забезпечення виробничих, господарсько-побутових та протипожежних потреб. Розрахунок виконується відповідно до ДБН А.3.1-5:2016 [18] та ДБН В.2.5-75:2013 [19].

Загальна витрата води визначається як сума витрат на всі потреби за формулою (4.14):

$$Q_{\text{заг}} = Q_{\text{вир}} + Q_{\text{побут}} + Q_{\text{пож}}, \quad (4.14)$$

де: $Q_{\text{вир}} = 0.5$ л/с - виробнича витрата води;

$Q_{\text{пож}} = 10$ л/с - протипожежна витрата;

$Q_{\text{побут}}$ - господарсько-побутова витрата води, за формулою (4.15):

$$Q_{\text{поб}} = \frac{N_{\text{роз}} * q_{\text{пит}} * k_{\text{нер}}}{t_{\text{зм}} * 3600}, \quad (4.15)$$

де: $q_{\text{пит}} = 20$ л/зм - питома витрата на 1 робітника за зміну;

$k_{\text{нер}} = 2$ - коефіцієнт нерівномірності для побутових потреб;

$$Q_{\text{поб}} = \frac{9 * 20 * 2}{8 * 3600} = 0.0125 \text{ л/с}$$

$$Q_{\text{заг}} = 0.5 + 0.0125 + 10 = 10.5125 \text{ л/с} = 0.0105 \text{ м}^3/\text{с}$$

Рахуємо діаметр труби за формулою (4.16):

$$d = \sqrt{\frac{4 * Q_{\text{заг}}}{\pi * v}}, \quad (4.16)$$

де: $v = 1.5$ м/с - швидкість руху води в трубі.

$$d = \sqrt{\frac{4 * 0.0105}{3.14 * 1.5}} = 0.094 \text{ мм}$$

Приймаємо за сортаментом найближчий більший стандартний діаметр:
d=100мм.

4.7. Розрахунок тимчасового електропостачання

Тимчасове електропостачання будівельного майданчика призначене для живлення будівельних машин, механізованого інструменту, зовнішнього та внутрішнього освітлення.

Визначаємо загальне електроспоживання від машин і інструментів в таб 4.3

Таблиця 4.3

Силові споживачі

Найменування	Кіл-ть	Потужність, кВт	Сумарна потужність, кВт
Зварювальний апарат ВД-306	1	20	20

Продовження таблиці 4.3.

Вібратор глибинний ІВ-47	1	1.5	1.5
Перфоратор	3	1.2	3.6
Болгарка	3	2.2	6.6
Електрорубанок	3	1.8	5.4
Електролобзик	3	0.7	2.1
Σ			39.2

- Загальна потужність визначається за формулою (4.17):

$$P = 1.1 * \left(\frac{P_1}{\cos\varphi} * k_1 + P_2 * k_2 + P_3 * k_3 \right), \quad (4.17)$$

де: P_2 - внутрішнє освітлення, за формулою (4.18);

$P_3 = 4 * 0.5 = 2.0$ кВт- зовнішнє освітлення (4 прожектора);

$\cos\varphi = 0.7$ - коефіцієнт потужності для електродвигунів;

$k_{1,2,3}$ - коефіцієнти одночасності.

$$P_2 = S * q, \quad (4.18)$$

де: $q = 0.015$ кВт/м² - Питома потужність освітлення будівельних зон .

$$P_2 = 419 * 0.015 = 6.28 \text{ кВт}$$

$$P = 1.1 * \left(\frac{39.2}{0.7} * 0.6 + 6.28 * 0.8 + 2 * 1 \right) = 44.6 \text{ кВт}$$

- Підбір трансформатора

За потужністю 44.6 кВА підбирається найближча більша стандартна потужність: Приймається: КТПП-63/10/0.4

- Потужність – 63 кВА
- Первинна напруга – 10 кВ
- Вторинна напруга – 0.4 кВ
- Переріз кабелю рахуємо за формулою (4.19):

$$I = \frac{P}{\sqrt{3} * U * \cos\varphi}, \quad (4.17)$$

$$I = \frac{44\,600}{\sqrt{3} * 380 * 0.7} = 96.8 \text{ A}$$

За таблицею для кабелю ААБ в землі приймається кабель ААБ 3×50+1×25 мм², що розрахований на I=115 А:

Зводимо дані по електроспоживачам у таб. 4.4.:

Таблиця 4.4.

Зведена таблиця споживачів струму

Споживач	P, кВт	k	Pрозр., кВт
Машини та інструмент	56	0.6	33.6
Внутрішнє освітлення	6.28	0.8	5.02
Зовнішнє освітлення	2	1	2
P		1.1	44.6

4.11. Розрахунок робочих зон крана

1) Мінімальна відстань від осі обертання крана до стіни будівлі визначається за формулою (4.18):

$$a = R_{xb} + 1, \quad (4.18)$$

де: $R_{xb} = 2.5$ м - радіус хвостової частини КС-45717.

$$a = 2.5 + 1 = 3.5 \text{ Приймаємо } a=5\text{м}$$

2) Для стрілових кранів робоча зона являє собою коло, радіус якого дорівнює максимальному вильоту стріли: $R_{роб} = L_{вил} = 11.6$ м

3) Небезпечна зона роботи крана - це простір, де можливе падіння вантажу або елементів стріли під час роботи крана, визначається за формулою (4.19):

$$R_{неб} = R_{роб} + 0.5 * L_{max.el} + l_{відл}, \quad (4.18)$$

де: $L_{max.el} = 3$ м - половина максимальної довжини монтажного елемента;

$l_{відл} = 7$ м - нормативна відстань відльоту вантажу при його падінні.

$$R_{неб} = 11.6 + 0.5 * 3 + 7 = 20 \text{ м}$$

РОЗДІЛ 5. Технологія будівельного виробництва

5.1. Технологічна карта на зведення зовнішніх несучих стін із газобетонних блоків D400 товщиною 500 мм. Область застосування

Даний розділ проектно-технологічної документації регламентує порядок виконання робіт із мурування зовнішніх несучих стін двоповерхового житлового будинку з житловою мансардою та одноповерховою прибудовою. Як основний матеріал огорожувальних конструкцій прийнято газобетонні блоки марки за щільністю D400 товщиною 500 мм. Будівництво передбачено у м. Вінниця.

Об'єкт має складну об'ємно-планувальну структуру з перемінною поверховістю. Ліва частина будівлі в осях 1–2 (гараж) є одноповерховою. Основний житловий блок в осях 2–5 запроектований двоповерховим із житловою мансардою.

Через конструктивні особливості спряження різновисотних об'ємів, стіна по осі 2 на рівні першого поверху виконує функцію внутрішньої несучої стіни між гаражем та житловими приміщеннями. Вище позначки перекриття першого поверху (+3.000) вона трансформується у зовнішню несучу стіну другого поверху та мансарди. Висота поздовжніх зовнішніх стін мансардного поверху (аттикових стін) становить 1.0 м від рівня чистої підлоги мансарди до низу мауерлата.

5.2. Організація та технологія будівельного процесу

Специфіка об'ємно-планувального рішення будівлі вимагає розбивки загального фронту робіт на три технологічні захватки з урахуванням різної висотності блоків:

- **Захватка № 1:** житлова частина в осях 2–3.
- **Захватка № 2:** житлова частина в осях 3–5.
- **Захватка № 3:** об'єм одноповерхового гаража в осях 1–2.

По висоті зведення стін кожного поверху розбивається на три робочі яруси висотою по 1.0 м. Мурування стін ведеться з випередженням у житловій зоні (осі 2–5).

Підготовчі роботи

До початку зведення стін мають бути повністю завершені роботи з улаштування стрічкового фундаменту та перекриття над підвалом, виконано зворотну засипку пазух котловану з пошаровим ущільненням ґрунту.

На очищену від будівельного сміття та пилу верхню грань цоколю наноситься горизонтальна гідроізоляція з двох шарів рулонного бітумно-полімерного матеріалу на мастиці для відсікання капілярної вологи. Розміщення піддонів з блоками здійснюється вздовж осей будівлі на відстані 0,5–0,7 м від внутрішньої грані стін.

Укладання першого ряду блоків

Мурування починається з установа кутових блоків у найвищій точці цоколю, визначеній нівеліром. Перший ряд газобетонних блоків D400 укладається на цементно-піщаний розчин складу 1:3 товщиною від 10 до 30 мм для ідеального вирівнювання горизонтальної площини.

Між кутовими блоками натягується шнур-причалка. Заповнення ряду ведеться від кутів до середини стіни. Коригування положення блоків виконується ударами гумової киянки під контролем будівельного рівня. Підрізка добірних елементів за розміром виконується за допомогою ручної пилки-ножівки безпосередньо на робочому місці.

Укладання наступних рядів блоків на клей

Усі подальші ряди монтуються із застосуванням тонкошарового клейового розчину. Товщина клейового шва становить 1–3 мм.

Технологічна послідовність операцій:

1. Очищення та вирівнювання поверхні попереднього ряду за допомогою терки або рубанка для газобетону.

2. Нанесення клейового розчину на горизонтальну та торцеву поверхні встановленого блока за допомогою каретки, ширина якої строго відповідає товщині стіни (500 мм).
3. Установлення чергового блока з дотриманням перев'язки швів (зміщення вертикальних швів у суміжних рядах - не менше 200 мм).
4. Осаджування блока гумовою киянкою, контроль положення за шнуром-причалкою. Надлишки клею одразу зрізаються кельмою.

Технологічні особливості мурування специфічних вузлів

1. **Особливості конструкції стіни по осі 2:** На рівні першого поверху стіна по осі 2 функціонує як внутрішня несуча стіна. На відмітці +3.000, над монолітним об'язувальним поясом та перекриттям гаража, влаштовується гідроізоляційна відсічка у місці примикання плоскої покрівлі. Вище цієї лінії блоки D400 товщиною 500 мм монтуються соосно відповідно до плану другого поверху, і стіна переходить у статус зовнішньої. Для ліквідації містків холоду у вузлі спряження використовуються U-подібні блоки з додатковим утепленням екструдованим пінополістиролом.
2. **Аттикові стіни мансарди:** Мурування стін висотою 1.0 м виконується в один ярус безпосередньо з підмостей перекриття другого поверху. Для сприйняття розпору від кроквяної системи, у верхньому ряду аттикової стіни монтуються лоткові U-блоки, в які закладається поздовжній арматурний каркас (4 стержні Ø12 A400C) та вертикальні анкерні шпильки Ø14 мм із шагом 1.0 м для кріплення мауерлата. Заливка поясу виконується дрібнозернистим бетоном класу C16/20.

Конструктивне армування кладки та перемички

Армування стін товщиною 500 мм виконується двома поздовжніми стержнями арматури класу A400C діаметром 8 мм у шробах сеченням 25x25 мм. Армуванню підлягають перший ряд блоків, кожен четвертий ряд мурування, зони опирання перемичок та ряд під віконними прорізами.

Над віконними та дверними прорізами (прольоти від 1000 до 1750 мм згідно з планом) улаштовуються збірні або монолітні перемички у лоткових U-подібних газобетонних блоках із заповненням важким бетоном класу C16/20 та армуванням просторовими каркасами.

5.3. Контроль якості та приймання робіт

Контроль якості здійснюється відповідно до вимог ДБН В.2.6-162:2010 «Кам'яні та армокам'яні конструкції» [30] і включає три етапи:

1. **Вхідний контроль:** Перевірка супровідних документів (паспортів якості) на блоки D400, цемент, арматуру та клейові суміші. Блоки не повинні мати сколів глибиною більше ніж 5 мм.
2. **Операційний контроль:** Виконується безпосередньо під час мурування. Контролюється товщина швів (1–3 мм), вертикальність кутів, повнота заповнення швів клеєм та крок армування.
3. **Приймальний контроль:** Оформлюється актами огляду прихованих робіт на улаштування гідроізоляції, укладання арматури в шробах та анкерування під мауэрлат.

РОЗДІЛ 6. Охорона праці

6.1. Загальні положення та нормативна база

Розробка комплексних заходів з охорони праці, техніки безпеки та виробничої санітарії при зведенні двоповерхового житлового будинку з гаражем та мансардою виконана відповідно до вимог чинного законодавства України. Основна мета розділу - створення безпечних умов праці на всіх етапах виконання мурувальних робіт, мінімізація ризиків виробничого травматизму та професійних захворювань.

Технічні рішення та організаційні заходи базуються на вимогах таких нормативних документів:

- **ДБН А.3.2-2-2009** «Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення» [18];
- **НПАОП 45.2-7.02-12** «Охорона праці під час роботи з інструментами та пристроями» [18];
- **НПАОП 0.00-1.15-07** «Правила охорони праці під час виконання робіт на висоті» [31];
- **ДСТУ Б А.3.2-12:2009** «Система стандартів безпеки праці. Будівельна техніка. Загальні вимоги безпеки».

Відповідальність за дотримання вимог охорони праці на об'єкті покладається на виконроба та майстра ділянки. Кожен робітник перед допуском до виконання робіт проходить вступний інструктаж та первинний інструктаж на робочому місці з обов'язковим записом у журналі реєстрації.

6.2. Організація будівельного майданчика та безпека робочих зон

Специфіка конфігурації будівлі (наявність одноповерхового гаража в осях 1–2, двоповерхової частини в осях 2–5 та заглибленого підвалу) вимагає чіткого зонування території будівництва.

Огородження та небезпечні зони

1. Периметр будівельного майданчика облаштовується суцільним захисно-охоронним огородженням висотою не менше ніж 1,6 м з обладнанням спеціалізованих воріт для в'їзду транспорту та окремої хвіртки для проходу людей.
2. Межі небезпечних зон, що виникають поблизу споруди, яка зводиться, визначаються відстанню відліку від контуру зовнішніх стін. Для будівлі заввишки до 10 м (рівень конька мансардного даху) межа небезпечної зони падіння предметів становить **4,0 м** від осей зовнішніх стін. На межі цієї зони встановлюються знаки безпеки за ДСТУ ISO 7010 [33].
3. Організація тимчасових доріг та місць розвантаження піддонів із газоблоками D400 проектується поза межами небезпечної зони роботи будівельних підйомників або автомобільних кранів.

Складування матеріалів

- Піддони з газобетонними блоками товщиною 500 мм укладаються на вирівняні, утрамбовані майданчики із забезпеченням водовідведення. Висота штабеля при складуванні піддонів у два яруси не повинна перевищувати 2,5 м.
- Між штабелями залишаються поздовжні та поперечні проходи завширшки не менше ніж 1,0 м.
- Сухі клейові суміші зберігаються в закритому герметичному складі або під навісом на дерев'яних піддонах висотою до 1,5 м для запобігання зволоженню та розсипанню.

6.3. Техніка безпеки при виконанні мурувальних робіт та монтажі на висоті

Процес зведення стін із великогабаритних блоків D400 пов'язаний із постійним переміщенням матеріалів та виконанням робіт на висоті понад 1,3 м від рівня землі або перекриття.

Організація ярусів та підмостей

- Мурування стін кожного поверху виконується за трьома ярусами заввишки до 1,2 м. Зведення другого та третього ярусів дозволяється виконувати виключно з інвентарних шарнірно-панельних підмостей. Використання тимчасових опор з випадкових матеріалів (обрізки брусів, блоки, бочки) категорично заборонено.
- Ширина настилу підмостей повинна бути не менше ніж 2,0 м, що забезпечує зону проходу мулярів (0,6–0,7 м) та зону розташування піддонів із блоками та ящиків із клейовим розчином.
- Настили підмостей, розташовані на висоті більше ніж 1,3 м, облаштовуються інвентарними захисними огороженнями. Огороження повинно складатися з поручня (висота 1,1 м), одного проміжного горизонтального елемента та бортової дошки заввишки не менше ніж 150 мм для запобігання падінню інструменту.

Особливі безпекові зони проекту

1. **Зона даху гаража (вісь 2):** Під час зведення другого поверху житлового блоку в осях 2–5, плоска покрівля одноповерхового гаража в осях 1–2 стає потенційно небезпечною зоною падіння з висоти. До початку мурування другого поверху по периметру перекриття гаража встановлюється тимчасове захисне огороження.
2. **Аттикові стіни мансарди:** Мурування стін висотою 1,0 м ведеться безпосередньо з перекриття другого поверху. Незважаючи на невелику висоту самої стіни, загальна висота від рівня землі перевищує 6,0 м. Муляри, які виконують кладку кутів та лоткових U-блоків монолітного поясу під мауерлат, зобов'язані використовувати запобіжні пояси з кріпленням стропа до надійно зафіксованих конструкцій перекриття або спеціальних анкерних петель.

6.4. Електробезпека та безпека при роботі з механізованим інструментом

Приготування клейових сумішей за допомогою будівельних міксерів, шроблення пазів під арматуру Ø8 А400С електрошроборізами та підрізка блоків механічними пилками створюють додаткові ризики ураження електричним струмом та механічних травм.

Вимоги до електрообладнання

- Усі мобільні електроінструменти повинні мати клас захисту не нижче II (з подвійною ізоляцією). Підключення споживачів до мережі напругою 220 В здійснюється через інвентарні розподільчі щитки, обладнані пристроями захисного відключення (ПЗВ) зі струмом спрацьовування не більше ніж 30 мА.
- Прокладання тимчасових живильних кабелів по підлозі чи землі в зонах руху транспорту або перенесення матеріалів заборонено. Кабелі підвішуються на опорах на висоті не менше ніж 2,5 м від рівня підлоги (землі) або захищаються жорсткими коробами.
- Перед початком зміни робітник зобов'язаний візуально перевірити цілісність корпусу інструменту, живильного шнура та справність вимикача. Забороняється залишати ввімкнені в мережу інструменти без нагляду.

6.5. Виробнича санітарія, гігієна праці та ергономіка

Мурування стін із блоків товщиною 500 мм характеризується значними фізичними навантаженнями та утворенням мінерального пилу.

Ергономіка та обмеження ваги

Газобетонний блок марки за щільністю D400 у форматі 500x200x600 мм з урахуванням відпускної вологості має масу близько **26–30 кг**.

- Згідно з вимогами ДБН, гранична норма підйому та переміщення вантажів при чергуванні з іншою роботою для чоловіків становить до 30 кг. Проте для зниження навантаження на опорно-руховий апарат перенесення та безпосереднє укладання таких блоків у проектне положення повинно виконуватися ланкою з двох мулярів («двійкою»).
- Підйом піддонів із матеріалами на робочі яруси та перекриття здійснюється виключно механізованим способом (краном або підйомником) з використанням спеціальних чотирьохгілкових строп та захисних підхватів, що виключають випадіння окремих блоків.

Засоби індивідуального захисту (ЗІЗ)

Усі працівники на будівельному майданчику забезпечуються та зобов'язані безперервно використовувати такі ЗІЗ:

- 1 Спецодяг та взуття з жорстким підноском ;
- 2 Рукавиці з поліуретановим або нітриловим покриттям ;
- 3 Респіратори ;
- 4 Захисні окуляри закритого типу ;
- 5 Зварювальна маска ;
- 6 Каски будівельні захисні;
- 7 Лямковий запобіжний пояс;
- 8 Прогумований фартух;
- 9 Протишумні навушники.



Рисунок 5.1 - Засоби індивідуального захисту муляра



Рисунок 5.2 - Засоби індивідуального захисту зварювальника



Рисунок 5.3 - Засоби індивідуального захисту мантажника



Рисунок 5.4 - Засоби індивідуального захисту землекопа

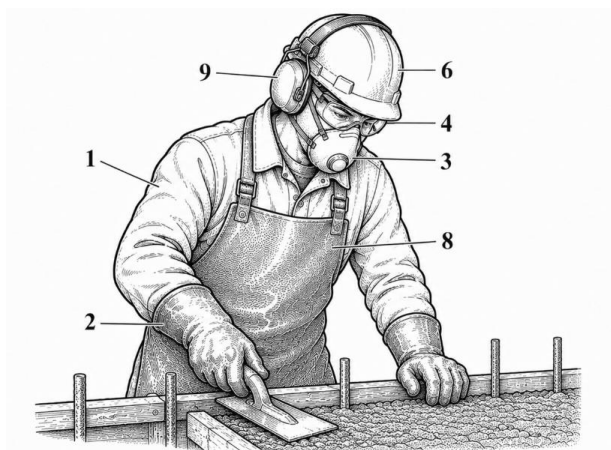


Рисунок 5.5 - Засоби індивідуального захисту бетоняра

5.6. Протипожежні заходи на об'єкті

1. Будівельний майданчик забезпечується первинними засобами пожежогасіння. Поблизу складу тимчасового зберігання матеріалів та побутового містечка встановлюється пожежний щит, укомплектований двома вуглекислотними (ВВ-5) або порошковими (ВП-5) вогнегасниками, ломами, баграми, сокирами та ящиком із сухим піском об'ємом не менше ніж 0,5 м³.
2. Куріння на території будівництва та в зонах складування піддонів (де блоки упаковані в термозбіжну поліетиленову плівку) категорично заборонено. Для куріння облаштовується спеціально відведене та промарковане місце, укомплектоване урною з водою.
3. Виконання зварювальних або інших вогневих робіт (наприклад, при монтажі анкерних шпильок поясу під мауерлат або зварюванні випусків арматури) допускається лише після очищення робочої зони від горючих матеріалів у радіусі 5,0 м та за наявності оформленого наряду-допуску.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 "Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія". ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» (НДІБК), [Чинний від 01.11.2011] -123с;
2. ДБН В.1.2-2:2006 "Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. Зі Змінами № 1 та № 2". Український науково-дослідний та проектний інститут сталевих конструкцій ім. В.М. Шимановського (УкрНДІпроектстальконструкція) , [Чинний від 01.06.2020] -70с
3. ДБН В.1.1-12:2014 "Будівництво в сейсмічних районах України". ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» (НДІБК), [Чинний від 01.10.2014] -118с
4. ДБН Б.2.2-12:2019 "Планування та забудова територій". Український державний науково-дослідний інститут проектування міст «Діпромісто» імені Ю.М.Білоконя, [Чинний від 01.10.2019] -185с
5. ДБН В.2.2-5:2023 "Захисні споруди цивільного захисту". Міністерство розвитку громад та територій України, [Чинний від 01.11.2023] - 122с
6. ДБН В.2.5-28:2018 "Природне і штучне освітлення". ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» (НДІБК) , [Чинний від 01.03.2019] -137с
7. ДБН В.1.2-14:2018 " Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. Зі Зміною № 1". Український науково-дослідний та проектний інститут сталевих конструкцій ім. В.М. Шимановського (УкрНДІпроектстальконструкція), [Чинний від 01.09.2022] -36с

8. ДБН В.1.1-7:2016 "Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги". Український науково-дослідний інститут цивільного захисту УкрНДІЦЗ, [Чинний від 01.06.2017] -47с
9. ДБН В.2.6-31:2021 "Теплова ізоляція та енергоефективність будівель". ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» (НДІБК), [Чинний від 01.09.2022] -27с
10. ДСТУ EN ISO 6946:2022 "Будівельні компоненти. Термічний опір і теплопроникність. Методи розрахунку (EN ISO 6946:2017. IDT; ISO 6946:2017, IDT)", ДП «Український науково-дослідний і навчальний центр проблем стандартизації, сертифікації та якості» (ДП «УкрНДНЦ»), [Чинний від 31.12.2023] -40с
11. ДБН В.2.6-198:2014 "Сталеві конструкції. Норми проектування. Зі Зміною № 1". Український науково-дослідний та проектний інститут сталевих конструкцій ім. В.М. Шимановського (УкрНДІпроектстальконструкція) , [Чинний від 01.09.2022] -197с
12. ДБН В.2.6-98:2009 "Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. Зі Зміною № 1". ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» (НДІБК)) , [Чинний від 01.06.2020] -14с
13. ДСТУ 8541:2015 "Прокат сталевий підвищеної міцності. Технічні умови". Технічний комітет зі стандартизації «Чавун, прокат листовий, прокат сортовий термозміцнений, вироби для рухомого складу, металеві вироби, інша продукція з чавуну та сталі» (ТК 4), [Чинний від 01.06.2020] -6с.
14. ДБН В.2.1-10-2018 "Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення". ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» (НДІБК), [Чинний від 01.01.2019] -42с
15. ДСТУ 3760:2019 "Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови". Технічний комітет зі стандартизації «Чавун, прокат листовий, прокат сортовий термозміцнений, вироби для

рухомого складу, металеві вироби, інша продукція з чавуну та сталі» (ТК 4), [Чинний від 01.08.2019] -21с

16. ДБН А.3.1-5:2016 «Організація будівельного виробництва» . Науково-дослідний інститут будівельного виробництва (НДІБВ) , [Чинний від 01.01.2017] -54с

17. ДБН А.2.2-3:2014 «Склад та зміст проектної документації на будівництво. Зі Змінами № 1, № 2 та Поправкою до Зміни № 2». Науково-дослідний інститут будівельного виробництва (НДІБВ), [Чинний від 01.07.2022] -11с

18. 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) ". Науково-дослідний інститут будівельного виробництва (НДІБВ), [Чинний від 01.04.2012] -117с

19. ДБН В.2.5-75:2013 "Каналізація. Зовнішні мережі та споруди. Основні положення проектування. Зі Зміною № 1". Державний інститут «УкрНДІводоканалпроект», [Чинний від 01.02.2019] -203с

20. ДСТУ 9208:2022 "Бетони важкі. Технічні умови", Технічний комітет стандартизації ТК 303 «Будівельні конструкції», [Чинний від 01.09.2023] -70с

21. ДСТУ 9184:2022 "Вироби стінові з ніздрюватого бетону. Технічні умови". Технічний комітет стандартизації ТК 305 «Будівельні вироби і матеріали», [Чинний від 01.02.2023] -36с

22. Кошторисні норми України. "Настанова з визначення вартості будівництва. З урахуванням Змін № 1 – 5". Міністерство розвитку громад та територій України, [Чинний від 10.03.2026] -144с

23. Навчальний посібник «Проектування будівельних генеральних планів» (з дисципліни «Організація будівництва») / Л.Г. Щербінін, Є.В. Дяченко, Ю.В. Дрижирук – Полтава: ПолтНТУ, 2016 -139 с.

24. Кошторисні норми України. "Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи. Покрівлі (Збірник 12) (РЕКНб) " . Міністерство розвитку громад та територій України, [Чинний від 22.02.2023] -204с

25. ДСанПіН 2.2.4-171-10 "Гігієнічні вимоги до води питної, призначеної для споживання людиною". Міністерство охорони здоров'я (МОЗ), [Чинний від 01.06.2020] -35с
26. НАПБ А.01.001-2014 "Правила пожежної безпеки в Україні" . Міністерство внутрішніх справ (МВС) , [Чинний від 01.06.2020] -103с
27. Volume-SpatialDecisions ofBuildings andStructures: Educationalmanual / Y. Bakulin, V. Bakulina, N. Kostyra. Kyiv : NULES ofUkraine, 2025. -262 p.
28. Кащенко Т.О. Енергоефективний індивідуальний житловий будинок / [Кащенко Т.О., Малишев О.М., Костира Н.О. та ін.] : навч. посібник для студ. спец. 191 «Архітектура та містобудування», 192 «Будівництво та цивільна інженерія». – К. : КНУБА, 2021. – 107с.
29. Бакулін Є.А. Об'ємно-просторові рішення будівель і споруд : навчальний посібник / Є.А. Бакулін, В.М. Бакуліна, Н.О. Костира. – К. : Видавничий центр НУБіП України, 2024. – 264 с.
30. ДБН В.2.6-162:2010 Конструкції будинків і споруд. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення. Зі Зміною № 1. ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» (НДІБК), [Чинний від 01.09.2022] -98с.
31. НПАОП 0.00-1.15-07 Правила охорони праці під час виконання робіт на висоті. Державний комітет України з промислової безпеки, охорони праці та гірничого нагляду, [Чинний від 15.06.2007] -112с.
32. ДСТУ Б А.3.2-12:2009 Система стандартів безпеки праці. Системи вентиляційні. Загальні вимоги. Науково-технічний комітет «Будстандарт», [Чинний від 01.08.2010] -12с.
33. ДСТУ EN ISO 7010:2019 Графічні символи. Кольори та знаки безпеки. Зареєстровані знаки безпеки (EN ISO 7010:2012; A1:2014; A2:2014; A3:2014; A4:2014; A5:2015; A6:2016; A7:2017, IDT; ISO 7010:2011; Amd 1:2012; Amd 2:2012; Amd 3:2012; Amd 4:2013; Amd 5:2014; Amd 6:2014; Amd 7:2016, IDT). Технічний комітет «Пожежна безпека та протипожежна техніка» (ТК 25), [Чинний від 01.07.2020] -136.

ДОДАТОК А.

БАКАЛАВРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

01.06 – БКР. 839 “С” 2026.03.24 24 ПЗ

ЯЦЕНКА АНДРІЯ РОМАНОВИЧА

2026 р.

БАКАЛАВРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

01.06 – БКР. 839 “С” 2026.03.24 24 ПЗ

ЯЦЕНКА АНДРІЯ РОМАНОВИЧА

2026 р.