

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

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

Кафедра геотехніки, підземних споруд та гідротехнічного будівництва

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА БАКАЛАВРА

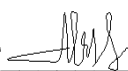
**БУДІВЛЯ ГОТЕЛЬНО-РЕСТОРАННОГО КОМПЛЕКСУ
У М. ДНІПРО**

Розробив: студент 4 курсу, групи БтаЦІ 2022-2
спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія
освітня програма «Промислове та цивільне
будівництво»

Подорожко Юрій Валерійович



Керівник  ст. викл. Гаврилюк О.В.

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

Харків

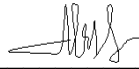
2026

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

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

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри геотехніки, підземних
споруд та гідротехнічного будівництва

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

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

Подорожко Юрій Валерійович

Спеціальність: *192 – Будівництво та цивільна інженерія*

Освітньо-професійна програма: *Промислове та цивільне будівництво*

Тема кваліфікаційної роботи: *Будівля готельно-ресторанного комплексу у м.
Дніпро* затверджена наказом ректора ХНУМГ ім. О. М. Бекетова № № 447-03
від «26» травня 2026 року

Термін подання завершеної роботи на кафедру 17.06.2025 року

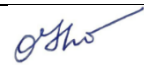
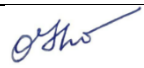
Вихідні дані до кваліфікаційної роботи: *інженерно-геологічні умови, основні
вимоги до несучих та огорожувальних конструкцій будівлі, архітектурно-
планувальне рішення об'єкту.*

Зміст розрахунково-пояснювальної записки: *архітектурно-будівельна частина,
розрахунково-конструктивна частина, технологічні рішення та організація
будівництва, розділ охорони праці.*

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

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

КОНСУЛЬТАНТИ РОЗДІЛІВ РОБОТИ

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

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

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

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

Завдання прийняв до виконання  Подорожко Ю.В.

Дата видачі завдання «01» червня 2026 р.

ЗМІСТ

РОЗДІЛ 1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА	6
1.1 Характеристика ділянки будівництва	6
1.2 Об'ємно-планувальне рішення готельно-ресторанного комплексу	7
1.3 Конструктивне рішення будівлі готельно-ресторанного комплексу	9
1.4 Оздоблення будівлі готельно-ресторанного комплексу	14
1.5 Теплотехнічний розрахунок зовнішніх стінових огорожувальних конструкцій будівлі готельно-ресторанного комплексу.....	15
1.6 Інженерне обладнання зовнішніх стінових огорожувальних конструкцій будівлі готельно-ресторанного комплексу	17
РОЗДІЛ 2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА	21
2.1 Розрахунок надземної частини будівлі готельно-ресторанного комплексу	21
2.1.1 Компоновка конструктивної схеми	21
2.1.2 Збір навантажень	22
2.1.3 Статичний розрахунок	27
2.1.4 Розрахунок вузлів рами	29
2.1.5 Розрахунок і конструювання ферми.....	32
2.2 Розрахунок підземної частини будівлі готельно-ресторанного комплексу	42
2.2.1 Оцінка інженерно-геологічних та гідрогеологічних умов майданчика будівництва	42
2.2.2 Розрахунок стовпчастого фундаменту під колону	45
РОЗДІЛ 3. ТЕХНОЛОГІЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА	56
3.1 Технологія виконання будівельно-монтажних робіт	56
3.2 Підбір монтажного крана	59
3.3. Тимчасові будівлі та споруди	66
3.4 Розрахунок освітлення будівельного майданчика.....	69
3.5 Технологічна карта на монтаж сталевих каркасів будівлі	70

РОЗДІЛ 4. ОХОРОНА ПРАЦІ	75
4.1 Аналіз умов праці на об'єкті будівництва.....	75
4.2 Організація безпечного та нешкідливого виконання робіт на будівельному майданчику	77
4.3 Розрахунок і проєктування тимчасової автодороги	82
4.4 Пожежна безпека на будівельному майданчику	84
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ	87

РОЗДІЛ 1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА

1.1 Характеристика ділянки будівництва

Район будівництва об'єкта – м. Дніпро. Відповідно до кліматичного районування території України ділянка належить до II кліматичного району. Для району будівництва характерні такі розрахункові кліматичні показники: температура зовнішнього повітря найбільш холодної доби становить $-36\text{ }^{\circ}\text{C}$, температура найбільш холодної п'ятиденки – $-30\text{ }^{\circ}\text{C}$. Середня температура опалювального періоду приймається $-5,2\text{ }^{\circ}\text{C}$, а його тривалість становить 203 доби. Період із середньодобовою температурою зовнішнього повітря нижче $+8\text{ }^{\circ}\text{C}$ також становить 203 доби [1].

Інженерно-геологічні умови будівельного майданчика представлені нашаруванням глинистих і піщаних ґрунтів. У межах розвіданої товщі залягають суглинки потужністю 2,4–2,8 м, глини товщиною 1,6–2,0 м, піски потужністю 5,6–6,2 м, супіски товщиною 5,4–6,0 м, а також нижче розташований шар суглинків потужністю 3,6–4,1 м. За інженерно-геологічними показниками ґрунти майданчика можна віднести до відносно надійних для будівництва. Просідні властивості ґрунтів у межах ділянки не встановлені.

Рівень ґрунтових вод зафіксовано на глибині 4,4 м від поверхні землі. За результатами лабораторного аналізу ґрунтові води не є агресивними щодо бетону, що дає змогу застосовувати стандартні конструктивні рішення для підземної частини будівлі з урахуванням вимог гідроізоляції.

Рельєф будівельного майданчика є відносно пологим. Ділянка має незначний ухил, при цьому перепад висот у її межах становить близько 3 м, що відповідає орієнтовному ухилу 2 %. Такі умови є сприятливими для організації будівельного майданчика, виконання земляних робіт, улаштування тимчасових проїздів і розміщення будівельної техніки.

За сніговим навантаженням район будівництва належить до II снігового району. Нормативне значення ваги снігового покриву приймається $s_0 = 1,4\text{ кПа}$.

За вітровим навантаженням м. Дніпро належить до III вітрового району, для якого нормативний швидкісний напір вітру становить $W_0 = 0,47$ кПа. Для цієї місцевості характерне переважання східних, західних і південно-західних вітрів. Швидкість вітру, імовірність перевищення якої становить 5 %, приймається 7 м/с [1].

Таким чином, природно-кліматичні, інженерно-геологічні та рельєфні умови ділянки в м. Дніпро є придатними для будівництва за умови врахування розрахункових снігових і вітрових навантажень, рівня ґрунтових вод, а також вимог до проектування фундаментів і гідроізоляції підземних конструкцій.

1.2 Об'ємно-планувальне рішення готельно-ресторанного комплексу

Проектований готельно-ресторанного комплекс розташований у м. Дніпро на перетині вулиць Донецьке шосе та Березинська. Будівля запроектована шестиповерховою, Т-подібною в плані, з габаритними розмірами в осях 89×48 м. Загальна висота будівлі становить 25,2 м. Об'ємно-планувальне рішення комплексу передбачає функціональне розділення готельної та ресторанної частин, що забезпечує їхню ізольовану експлуатацію та зручну організацію внутрішніх потоків людей [2, 4].

Горизонтальні зв'язки в будівлі забезпечуються системою коридорів, а вертикальні — сходовими клітками та ліфтами. Для переміщення людей і вантажів передбачено вантажні та пасажирські ліфти. Підвальна частина будівлі використовується як технічний поверх для розміщення інженерного обладнання та допоміжних приміщень. Відповідно до вимог пожежної безпеки кожен поверх забезпечується евакуаційними виходами через сходові клітки [5, 6]. Висота підвального поверху становить 2,2 м, висота 1–5 поверхів – 3,6 м, висота 6-го поверху – 4,2 м.

Готельна частина

Готельна частина комплексу належить до готелів загального типу невеликої місткості. За рівнем комфорту готель відноситься до першої категорії. Планувальна структура готельної частини — коридорна, що є раціональним

рішенням для розміщення номерного фонду та забезпечення зручного доступу до приміщень. У плані готельна частина має прямокутну форму з розмірами 17×48 м. Поверховість становить 6 поверхів, висота поверху – 3,6 м [2, 3].

За функціональним призначенням приміщення готелю поділяються на житлову, громадську та службову частини. У даному проєкті житлова і громадська частини розміщуються в межах однієї будівлі. Громадські приміщення передбачено переважно на нижніх поверхах, а житлова частина з готельними номерами розташовується вище. Таке планувальне рішення дає змогу функціонально розмежувати потоки відвідувачів, мешканців готелю та обслуговуючого персоналу.

Перший поверх готельної частини відведено під їдальню на 96 місць, що забезпечує обслуговування відвідувачів і мешканців комплексу. На 2–6 поверхах розміщуються готельні номери. Для вертикального зв'язку житлової частини з першим поверхом передбачено два ліфти та сходову клітку. Розміри сходової клітки в осях становлять 6×3 м. Для обслуговуючого персоналу передбачені окремі комунікаційні зв'язки – службовий ліфт і сходова клітка, що дозволяє відокремити службові потоки від основних потоків відвідувачів.

Ресторанна частина

Ресторанна частина комплексу має коридорну планувальну структуру. У плані вона являє собою прямокутний об'єм із заокругленими торцевими ділянками, що покращує архітектурну виразність будівлі та формує більш пластичний силует фасадів. Габаритні розміри ресторанної частини становлять 18×89 м, поверховість – 5 поверхів.

Планувальне рішення ресторанної частини забезпечує зручний доступ до робочих приміщень, раціональне розміщення кабінетів, допоміжних зон і комунікаційних просторів. Вертикальний зв'язок між поверхами здійснюється за допомогою двох ліфтів і сходових кліток. Розміри сходової клітки в осях прийнято 6×3 м. Таке рішення відповідає вимогам функціональності, безпеки евакуації та зручності експлуатації громадських будівель [2, 5].

Таким чином, об'ємно-планувальне рішення готельно-ресторанного комплексу забезпечує чітке функціональне зонування, ізольовану роботу готельної та ресторанної частин, зручну систему горизонтальних і вертикальних комунікацій, а також відповідність основним вимогам до громадських будівель і споруд.

1.3 Конструктивне рішення будівлі готельно-ресторанного комплексу

Будівля готельно-ресторанного комплексу належить до об'єктів II класу відповідальності та має II ступінь вогнестійкості. Конструктивна схема будівлі прийнята у вигляді сталевих рамного каркаса, що забезпечує сприйняття вертикальних і горизонтальних навантажень та їх передавання на фундаментну основу. Таке рішення є доцільним для громадських будівель із відкритими планувальними просторами, оскільки дозволяє забезпечити гнучкість внутрішнього планування та ефективну роботу несучої системи [2, 9].

Фундаменти будівлі запроєктовані у вигляді монолітних фундаментів мілкового закладання, розташованих під колонами каркаса. Нижні кінці колон жорстко закріплюються у фундаментах, що забезпечує спільну роботу фундаментів і вертикальних несучих елементів. Колони одноповерхової частини прийняті сталевими двотаврового перерізу з габаритами 300×300 мм, а колони багатоповерхової частини – 400×400 мм. Крок колон у поздовжньому та поперечному напрямках становить 6 м, крок прогонів – 3 м.

У конструктивній системі будівлі виділяють дві основні групи несучих елементів: горизонтальні та вертикальні конструкції. До горизонтальних елементів належать ригелі, прогони та комбіновані перекриття, які забезпечують геометричну незмінність будівлі в плані, сприймають прикладені навантаження та передають їх на вертикальні несучі елементи. Вертикальними несучими конструкціями є сталеві колони, які сприймають навантаження від перекриттів, покриття, стінового заповнення та експлуатаційних впливів і передають їх на фундаменти [8, 9].

Просторова жорсткість будівлі забезпечується рамною роботою каркаса. У поперечному напрямку геометрична незмінність системи досягається за рахунок жорсткого з'єднання ригелів із колонами. У поздовжньому напрямку стійкість каркаса забезпечується жорстким защемленням колон у фундаментах, при цьому кріплення ригелів може прийматися шарнірним відповідно до розрахункової схеми. Проектована одноповерхова рама має 2 прольоти в поперечному напрямку та 5 прольотів у поздовжньому напрямку.

Зовнішні стіни будівлі прийняті ненесучими та виконуються з пінобетонних блоків товщиною 200 мм. Із зовнішнього боку передбачено утеплення мінераловатними плитами Rockwool товщиною 120 мм з улаштуванням навісного вентильованого фасаду. Таке рішення дозволяє зменшити тепловтрати, підвищити енергоефективність будівлі та забезпечити захист огорожувальних конструкцій від атмосферних впливів [7].

Внутрішні перегородки виконуються за системою KNAUF із гіпсокартонних листів по металевому профілю. У службових і громадських приміщеннях загальна товщина перегородок приймається 120 мм. У житловій частині готелю перегородки виконуються товщиною 150 мм із заповненням внутрішнього простору звукоізоляційним матеріалом. Це забезпечує необхідний рівень акустичного комфорту в готельних номерах та покращує експлуатаційні характеристики приміщень.

На рисунку 1.1 наведено конструктивне рішення каркасної гіпсокартонної перегородки з металевим профілем, облицюванням гіпсокартонними листами та внутрішнім заповненням звукоізоляційним матеріалом. У порожнині перегородки передбачено розміщення інженерних комунікацій. Загальна товщина перегородки приймається відповідно до функціонального призначення приміщення та вимог щодо звукоізоляції.

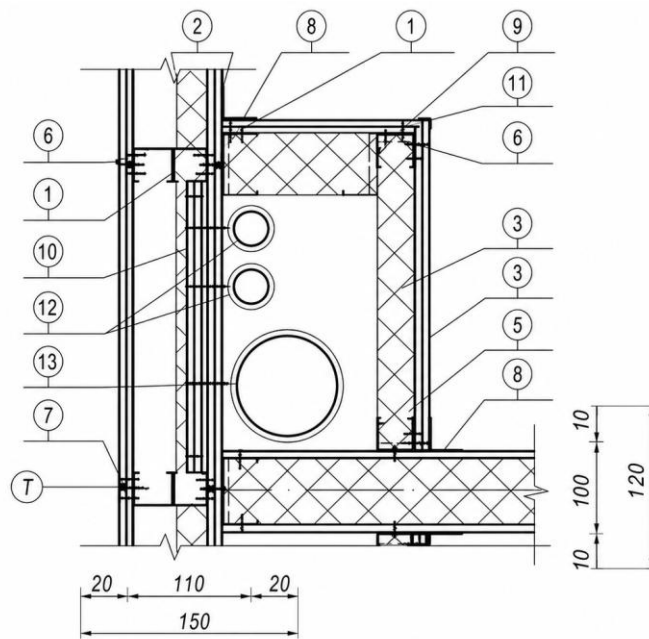


Рис. 1.1 – Вузол улаштування каркасної гіпсокартонної перегородки:
 1 – пружна стрічка; 2 – розтискальний дюбель; 3 – ізоляційний матеріал;
 4 – гіпсокартонний лист; 5 – ПС-профіль; 6 – ПН-профіль; 7 – шпаклівка;
 8 – армуюча стрічка; 9 – шуруп; 10 – універсальна траверса; 11 – ПУ-профіль;
 12 – водопровід

Для влаштування внутрішніх перегородок у проєкті передбачено застосування каркасно-обшивних систем. У приміщеннях із нормальним вологісним режимом використовуються стандартні гіпсокартонні листи, тоді як у приміщеннях з підвищеною вологістю, зокрема у санвузлах і приміщеннях підприємства громадського харчування, застосовуються вологостійкі гіпсокартонні листи зі зниженим водопоглинанням і підвищеною стійкістю до проникнення води. Для забезпечення необхідної межі вогнестійкості елементи каркаса облицовуються двома шарами листового матеріалу: одним шаром звичайного гіпсокартону та одним шаром вогнестійкого гіпсокартону. Несучою основою перегородок є металевий профіль перерізом від 50×50 мм до 100×50 мм. Простір між обшивками заповнюється мінераловатними або скловолокнистими плитами на синтетичному в'язучому, що забезпечує підвищення звукоізоляційних характеристик перегородок [7, 10].

Міжповерхові перекриття запроектовані у вигляді комбінованої конструкції, що складається з монолітної залізобетонної плити та сталевого профільованого настилу (рис. 1.2).

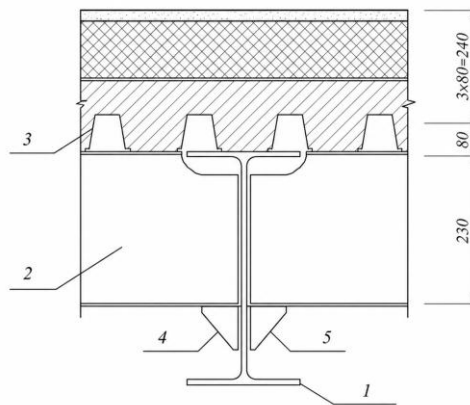


Рис. 1.2 – Конструктивна схема перекриття: 1 – 1 — ригель 60Б2; 2 — прогон 30Б1; 3 — комбіноване перекриття; 4 — кутик $100 \times 75 \times 8$; 5 — ребро

Комбінована плита спирається на прогони, розташовані з кроком 3 м, що забезпечує ефективну спільну роботу сталевих і залізобетонних елементів.

Сходи у будівлі передбачені у вигляді збірних залізобетонних сходиців, які укладаються на металеві косоури, тоді як зовнішні сходи виконуються із збірного залізобетону. На рисунку 1.3 наведено конструктивне рішення сходів, виконаних із залізобетонних набірних сходинок, що спираються на металевий косоур.

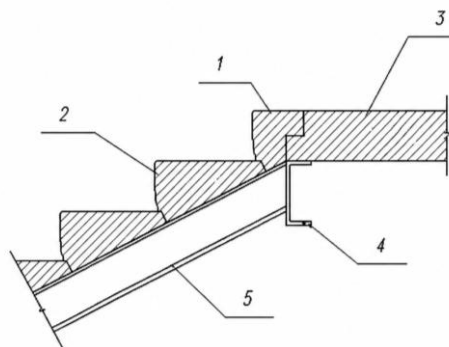


Рис. 1.3 – Конструктивна схема сходів: 1 – верхня опорна сходишка; 2 – рядова сходишка; 3 – перекриття; 4 – підкосоурна балка; 5 – металевий косоур

Конструкція підлог приймається залежно від функціонального призначення приміщень: у санвузлах, їдальні, барі, гардеробних та виробничих приміщеннях застосовуються плиткові підлоги; в рестораних приміщеннях,

адміністративних кімнатах і житлових номерах – підлоги з лінолеуму; у складських і технічних приміщеннях – цементні підлоги.

Покриття будівлі запроєктоване малоскатним, з ухилом $i=0,02$, внутрішнім організованим водовідведенням і горищним простором. До складу покрівлі входять гідроізоляційний шар, цементно-піщана стяжка товщиною 30 мм та утеплювач Rockwool товщиною 180 мм.

На рис. 1.4 наведено конструктивне рішення вузла водостічної воронки внутрішнього водовідведення покриття.

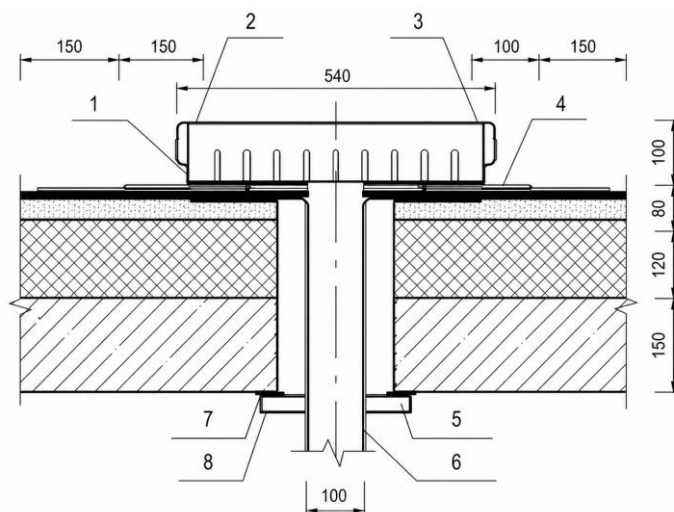


Рис. 1.4 – Конструктивна схема покриття: 1 – заливання бітумною мастикою; 2 – чаша водостічної воронки; 3 – струбцина; 4 – два додаткові шари покрівлі, армовані склотканиною; 5 – затискний хомут; 6 – спускна труба; 7 – гільза з азбестоцементної труби; 8 – гумова прокладка

У будівлі передбачено 7 пасажирських ліфтів вантажопідйомністю 500 кг і швидкістю 1 м/с.

Вікна та зовнішні двері приймаються індивідуального виготовлення у вигляді алюмінієвих рам із полімерним покриттям і двокамерними склопакетами, що забезпечує належні теплоізоляційні та експлуатаційні характеристики огорожувальних конструкцій [5, 9, 10].

1.4 Оздоблення будівлі готельно-ресторанного комплексу

Внутрішнє оздоблення приміщень приймається з урахуванням їх функціонального призначення, умов експлуатації, санітарно-гігієнічних вимог і необхідності забезпечення довговічності опоряджувальних матеріалів. У житлових кімнатах готелю, кабінетах, приймальнях і приміщеннях персоналу стіни передбачено обклеювати шпалерами під фарбування. Таке рішення є практичним, оскільки дає змогу за потреби змінювати колірне оформлення інтер'єру без значних ремонтних робіт.

У приміщеннях із підвищеною вологістю, зокрема у ванних кімнатах, душових і санітарних вузлах, стіни облицовуються керамічною плиткою, що забезпечує вологостійкість, простоту догляду та відповідність санітарним вимогам. У коморах, складських і технічних приміщеннях передбачається фарбування стін зносостійкими фарбувальними матеріалами. У коридорах і холі готелю застосовується фактурна декоративна штукатурка, яка підвищує естетичну виразність інтер'єру та є стійкою до експлуатаційних впливів.

Стелі в адміністративних, побутових, службових приміщеннях, коридорах і холах виконуються підвісними з мінеральних плит. Таке рішення дозволяє приховати інженерні комунікації, забезпечити доступ до них під час експлуатації та покращити акустичні характеристики приміщень. У вологих приміщеннях використовуються металеві панелі, стійкі до дії вологи та перепадів температури.

Архітектурне рішення фасаду готельно-ресторанного комплексу формується за рахунок поєднання світлопрозорих конструкцій, сучасних фасадних систем і декоративного облицювання. Основним композиційним елементом фасаду є вітражне засклення із дзеркальним тонованим склом. Площа засклених поверхонь зовнішніх стін становить близько 60 %, що надає будівлі сучасного вигляду, покращує природне освітлення внутрішніх приміщень і підкреслює громадський характер об'єкта.

Оздоблення незасклених ділянок зовнішніх стін передбачається із застосуванням сучасної фасадної системи типу ALPRI. Проектним рішенням передбачено декоративне рустування кутових частин фасаду та використання

кольорових опоряджувальних елементів, що забезпечує архітектурну виразність будівлі. Цокольна частина стін облицьовується керамогранітом, який має високу міцність, морозостійкість і стійкість до механічних пошкоджень.

Прийняті рішення з внутрішнього та зовнішнього оздоблення забезпечують відповідність будівлі її функціональному призначенню, підвищують експлуатаційну довговічність конструкцій і формують сучасний архітектурний образ готельно-ресторанного комплексу.

1.5 Теплотехнічний розрахунок зовнішніх стінових огорожувальних конструкцій будівлі готельно-ресторанного комплексу

Необхідний приведений опір теплопередачі зовнішніх стінових огорожувальних конструкцій приймається відповідно до вимог ДБН В.2.6-31:2016 «Теплова ізоляція будівель» [7]. Для забезпечення нормативних санітарно-гігієнічних умов, теплового комфорту в приміщеннях та енергоефективності будівлі мінімальне значення опору теплопередачі становить: $R_0 = 3,13 \text{ м}^2 \cdot ^\circ \text{C/Вт}$.

Зовнішнє стінове огородження будівлі прийнято багатошаровим.

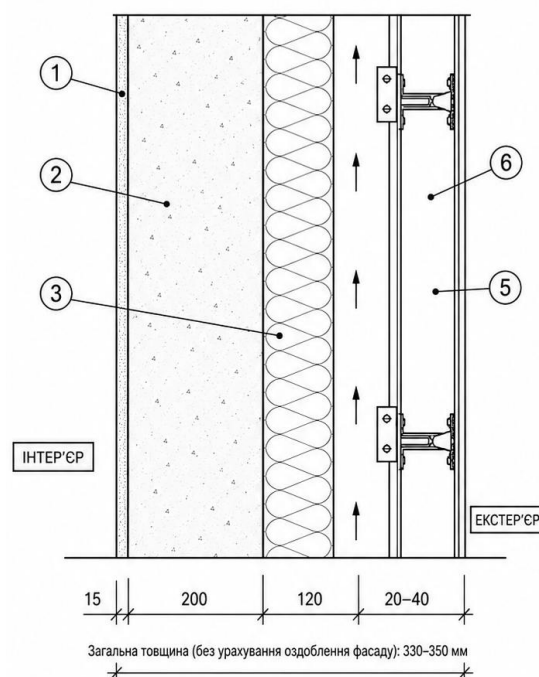


Рис. 1.5 – Конструктивна схема стінового огородження: 1 – внутрішня штукатурка, 15 мм; 2 – пінобетонний блок, 200 мм; 3 – утеплювач Rockwool,

120 мм; 4 – повітряний вентиляований прошарок, 20–40 мм; 5 – навісний вентиляований фасад; 6 – кронштейн / підсистема кріплення

До його складу входять внутрішня штукатурка, основний стіновий шар із газобетону, теплоізоляційний шар із мінераловатних плит Rockwool, повітряний вентиляований прошарок та зовнішнє облицювання фасаду.

Термічний опір кожного шару огорожувальної конструкції визначається за формулою:

$$R = \frac{\delta}{\lambda}, \quad (1.1)$$

де R – термічний опір шару, $\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт}$; δ – товщина шару, м; λ – коефіцієнт теплопровідності матеріалу, $\text{Вт}/(\text{м} \cdot ^\circ\text{C})$.

Таблиця 1.1 – Склад стінового огородження

Найменування шару	Товщина, δ мм	Коефіцієнт теплопровідності матеріалу, λ , $\text{Вт}/(\text{м} \cdot ^\circ\text{C})$	Термічний опір шару, R , $\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт}$
Штукатурка	15	0,70	0,021
Пінобетонний блок	200	0,22	0,91
Утеплювач	120	0,047	2,55
Повітряний вентиляований прошарок	22	–	–
Облицювання	10	2,90	0,003

Сумарний термічний опір шарів стінового огородження без урахування опорів тепловіддачі внутрішньої та зовнішньої поверхонь становить:

$$R_{\Sigma} = 0,021 + 0,909 + 2,553 + 0,003 = 3,486 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт}.$$

Отримане значення перевищує мінімально необхідний опір теплопередачі для зовнішніх стін:

$$R_{\Sigma} = 3,486 > R_0 = 3,13 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт}.$$

Отже, прийнята конструкція зовнішнього стінового огородження забезпечує необхідний рівень теплозахисту будівлі та відповідає вимогам щодо енергоефективності й теплового комфорту

1.6 Інженерне обладнання зовнішніх стінових огорожувальних конструкцій будівлі готельно-ресторанного комплексу

Інженерне обладнання готельно-ресторанного комплексу передбачає комплекс систем, необхідних для забезпечення належних санітарно-гігієнічних умов, комфорту перебування людей, безпечної експлуатації будівлі та стабільної роботи її функціональних зон. До складу інженерного забезпечення входять системи холодного і гарячого водопостачання, каналізації, опалення, вентиляції та кондиціонування, електропостачання, електрообладнання, освітлення, слабкострумові мережі, системи зв'язку, сигналізації та протипожежного захисту. Інженерні системи готельної частини передбачаються автономними від систем ресторанних приміщень, що забезпечує незалежну експлуатацію різних функціональних блоків будівлі.

Автоматизований облік передбачається для мереж водоспоживання, теплоспоживання та електропостачання. Під час вибору інженерного обладнання враховуються вимоги уніфікації, ремонтпридатності, можливості заміни окремих вузлів і деталей, а також зручності технічного обслуговування. Для великогабаритного та важкого обладнання передбачаються монтажні-демонтажні люки й вантажопідйомні пристрої. Головні входи до готелю обладнуються тепловими завісами, що зменшують тепловтрати в холодний період року та підвищують комфорт у вхідній зоні.

Водопостачання, теплопостачання та каналізація

Для житлової, громадської та службової частин готелю передбачаються окремі гілки систем водо- і теплопостачання. Таке рішення дозволяє забезпечити стабільну роботу інженерних мереж та спростити їх експлуатацію. Трубопроводи прокладаються переважно приховано: у житловій частині — через технічний поверх і в гіпсокартонних нішах, у блоці харчування — уздовж стін із забезпеченням доступу для обслуговування.

Система опалення проєктується з урахуванням функціонального призначення приміщень, температурно-вологісного режиму та архітектурного

рішення інтер'єру. У приміщеннях готелю можуть застосовуватися водяні, повітряні, електричні або комбіновані системи опалення. Для окремих громадських та ресторанних приміщень доцільним є використання повітряного опалення, суміщеного з вентиляцією. Розміщення і зовнішній вигляд опалювальних приладів мають відповідати категорії готелю та не порушувати архітектурне рішення інтер'єру [11].

У будівлі передбачаються системи побутової, виробничої та зливної каналізації, а також водовідведення з покриття й території. У приміщеннях із вологим прибиранням, санітарних вузлах, виробничих приміщеннях блоку харчування та біля входів у будівлю передбачаються пристрої для відведення води з підлоги. Каналізаційні стояки розміщуються приховано в технічних шахтах або гіпсокартонних нішах із забезпеченням доступу для ревізії та ремонту [12].

Вентиляція та кондиціонування

У готельній частині передбачаються системи вентиляції, які забезпечують необхідний повітрообмін у житлових, громадських, адміністративних і допоміжних приміщеннях. Видалення повітря з номерів здійснюється переважно через санітарні вузли. У громадських приміщеннях, зокрема у вестибюлі, їдальні та приміщеннях із масовим перебуванням людей, передбачаються системи кондиціонування.

Адміністративні приміщення, зокрема кабінети керівництва, бухгалтерія, приймальня та інші службові кімнати, обладнуються індивідуальними системами кондиціонування. Готельні номери також оснащуються індивідуальними кондиціонерами, що дозволяє регулювати параметри мікроклімату залежно від потреб користувачів [13].

Електропостачання та електрообладнання

Електропостачання будівлі передбачається відповідно до вимог нормативних документів щодо проєктування електроустановок житлових і громадських будівель. У будівлі приймається система електропостачання 380/220 В із заземленою нейтраллю трансформатора та п'ятипровідною

мережею. Для електроприймачів, що забезпечують безпеку людей і нормальну евакуацію, передбачаються резервні або незалежні джерела живлення.

Блоки безперебійного живлення передбачаються для комп'ютерних мереж, систем протипожежного захисту, охоронної сигналізації, зв'язку та інших відповідальних електронних систем. У мережах електропостачання необхідно передбачати резерв потужності для можливого підключення додаткового обладнання в процесі експлуатації [14].

Освітлення будівлі включає робоче, аварійне, евакуаційне, охоронне та зовнішнє освітлення. У житлових номерах передбачаються загальне, місцеве і приліжкове освітлення, а також освітлення біля дзеркал і робочих зон. У громадських приміщеннях застосовується загальне та локальне освітлення, з можливістю регулювання яскравості. На шляхах евакуації передбачається евакуаційне освітлення і світлові покажчики напрямку руху [15].

На головному фасаді будівлі над входом до готелю передбачається світлова реклама з назвою готелю та його категорією. На території комплексу і всередині будівлі встановлюються світлові покажчики входів, напрямків руху, паркувальних зон, назв приміщень громадського призначення, а також покажчики пожежних гідрантів і шляхів евакуації.

Слабкострумові та електронні системи

У будівлі передбачаються слабкострумові системи, зокрема телефонний зв'язок, внутрішня домофонна мережа, телевізійна розподільча мережа, інтернет-мережа, охоронна сигналізація, система виклику персоналу та засоби зв'язку служб безпеки. У житлових номерах і громадських приміщеннях передбачаються пристрої для підключення телевізорів, доступу до комп'ютерних мереж і прийому супутникового телебачення.

Телевізійні розподільчі мережі повинні забезпечувати передачу сигналу з мінімальними спотвореннями та втратами. Для готелю також передбачається система електрогодинників, внутрішнього зв'язку, пошуку персоналу та сигналізації. Номери обладнуються охоронною сигналізацією, а в приміщеннях обслуговуючого персоналу передбачається система виклику.

Таким чином, інженерне обладнання готельно-ресторанного комплексу забезпечує комфортні умови перебування людей, безпечну експлуатацію будівлі, енергоефективність, надійність роботи інженерних мереж і можливість їх технічного обслуговування протягом усього строку експлуатації.

РОЗДІЛ 2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА

2.1 Розрахунок надземної частини будівлі готельно-ресторанного комплексу

2.1.1 Компоновка конструктивної схеми

Просторова жорсткість будівлі забезпечується за рахунок прийнятої рамної конструктивної схеми. Така система передбачає сумісну роботу колон, ригелів і прогонів, які сприймають вертикальні та горизонтальні навантаження і передають їх на фундаменти [8, 9].

Загальний вигляд розрахункової моделі будівлі готельно-ресторанного комплексу виконаного в програмному комплексі LIRA наведено на рис. 2.1.

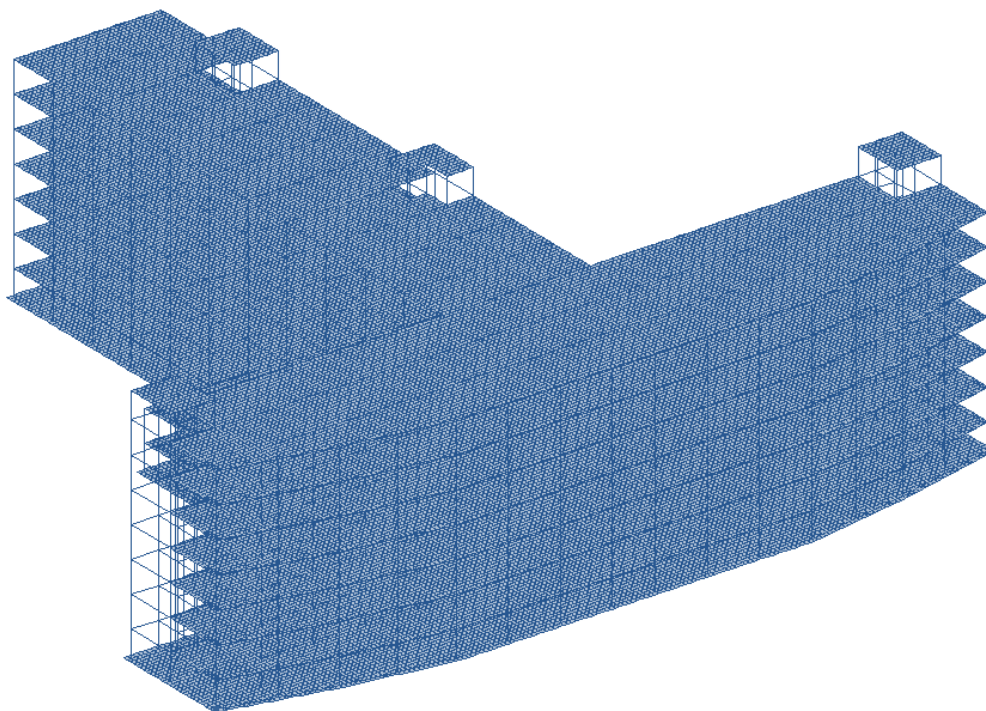


Рис. 2.1 – Просторова розрахункова модель будівлі готельно-ресторанного комплексу

У поперечному напрямку геометрична незмінність каркаса досягається завдяки жорсткому з'єднанню ригелів із колонами та жорсткому закріпленню колон у фундаментах. Це забезпечує стійкість рамної системи при дії горизонтальних навантажень і запобігає надмірним переміщенням конструктивних елементів [17].

У поздовжньому напрямку жорсткість каркаса забезпечується переважно жорстким защемленням колон у фундаментах. Прогони в даній схемі жорстко кріпляться до колон, а їх спирання на ригелі приймається шарнірним, що відповідає прийнятій розрахунково-конструктивній моделі будівлі [17].

Крок колон у поздовжньому та поперечному напрямках прийнято однаковим і становить 6,0 м. Крок прогонів приймається 3,0 м. Проектований одноповерховий сталевий каркас має 2 прольоти в поперечному напрямку та 5 прольотів у поздовжньому напрямку, що забезпечує раціональну сітку колон і зручне планувальне рішення будівлі.

2.1.2 Збір навантажень

На несучий каркас будівлі діють постійні та тимчасові навантаження, які враховуються під час формування розрахункової моделі. До основних навантажень належать: власна вага покриття та несучих конструкцій, корисне навантаження на перекриття, снігове навантаження, а також вітровий вплив.

Власна вага покриття визначається з урахуванням маси всіх несучих і огорожувальних елементів, що входять до його складу. До них належать елементи покрівельного покриття, теплоізоляційні та гідроізоляційні шари, несучі прогони, ригелі та інші конструктивні елементи. Це навантаження приймається як рівномірно розподілене по площі покриття [8].

Значення навантажень від власної ваги конструкцій визначаються на підставі геометричних розмірів елементів, густини матеріалів і конструктивного складу покриття. Для зручності подальшого використання у розрахунках отримані величини доцільно подати у табличній формі [18].

Навантаження від власної ваги покриття визначається з урахуванням усіх шарів покрівельної конструкції. До складу постійного навантаження включено гідроізоляційний килим, цементно-піщану стяжку, теплоізоляційний шар, пароізоляцію та профільований сталевий лист.

Нормативні значення навантажень приймаються відповідно до конструктивного складу покриття та питомої ваги матеріалів. Розрахункове значення кожного навантаження визначається множенням нормативного значення на відповідний коефіцієнт надійності за навантаженням [18]:

$$q_p = q_n \cdot \gamma_n, \quad (2.1)$$

де q_p – розрахункове навантаження, кН/м²; q_n – нормативне навантаження, кН/м²; γ_n – коефіцієнт надійності за навантаженням.

В таблиці 2.1 наведено данні розрахунку навантажень від власної ваги покриття.

Таблиця 2.1 — Збір навантажень від власної ваги покриття

№ з/п	Найменування навантаження	Нормативне навантаження, q_n , кН/м ²	Коефіцієнт надійності, γ_n	Розрахункове навантаження, q_p , кН/м ²
1	Гідроізоляційний килим	0,040	1,20	0,048
2	Цементно-піщана стяжка	0,540	1,20	0,648
3	Утеплювач	0,023	1,20	0,027
4	Пароізоляція	0,040	1,20	0,048
5	Профільований сталевий лист	0,110	1,05	0,120
	Разом	0,753		0,891

Отже, сумарне нормативне навантаження від власної ваги покриття становить: $q_n = 0,753$ кН/м².

Сумарне розрахункове навантаження дорівнює: $q_p = 0,891$ кН/м².

Снігове навантаження

Для району будівництва, м. Дніпро, приймається II сніговий район [1]. Снігове навантаження враховується під час розрахунку несучих елементів

покриття та каркаса будівлі як одне з основних тимчасових кліматичних навантажень. Розрахунок виконується для рівномірно розподіленого снігового навантаження, а також для можливого утворення підвищених снігових відкладень у зонах перепаду висот покриття [8].

Повне розрахункове значення снігового навантаження на горизонтальну проєкцію покриття визначається за формулою [18]:

$$S = S_0 \cdot \mu \cdot \gamma_n, \quad (2.2)$$

де S – розрахункове значення снігового навантаження, кН/м^2 ; S_0 – характеристичне значення ваги снігового покриву на рівні землі, ($2,4 \text{ кН/м}^2$); μ – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на землі до снігового навантаження на покриття; γ_n – коефіцієнт надійності за призначенням будівлі (0,95).

Для рівномірно розподіленого снігового навантаження коефіцієнт μ приймається залежно від форми та ухилу покриття. У випадку плоского або малоскатного покриття снігове навантаження розподіляється по поверхні рівномірно, тому розрахункове значення визначається без урахування локальних снігових накопичень [18].

Проводимо розрахунок, в якому приймаємо $\mu = 1,0$:

$$S = 2,4 \cdot 0,95 \cdot 1 = 2,28 \text{ кН/м}^2.$$

Окремо перевіряється можливість утворення снігового мішка у зоні перепаду висот покриття. У цьому випадку навантаження визначається з урахуванням додаткового коефіцієнта, що враховує накопичення снігу біля вертикальних або підвищених ділянок конструкції [18]. Коефіцієнт μ_m залежить від висоти перепаду покриття, довжини ділянок верхнього та нижнього покриття, з яких сніг може переноситися вітром, а також від геометрії покриття. Висота перепаду h визначається як різниця відміток між карнизом верхнього покриття та поверхнею нижнього покриття. Якщо фактична висота перепаду перевищує 8 м, у розрахунку приймається значення: $h = 8 \text{ м}$. Довжини ділянок верхнього та нижнього покриття, з яких можливе перенесення снігу вітром, позначаються відповідно як l_1 та l_2 . На основі цих параметрів визначається

протяжність зони підвищених снігових відкладень та відповідне значення коефіцієнта μ_m :

$$\mu = 1 + \frac{1}{h(m_1 l_1 + m_2 l_2)}. \quad (2.4)$$

У розрахунку розглядаються два можливі випадки формування снігового мішка:

Випадок А – сніг переноситься з верхнього покриття на нижню ділянку в зоні перепаду висот. У цьому випадку визначаються довжини ділянок, з яких відбувається перенесення снігу, протяжність зони підвищених відкладень і відповідний коефіцієнт форми снігового навантаження.

Проводимо розрахунок:

$$\mu = 1 + \frac{1}{8(0,4 \cdot 17 + 0,4 \cdot 66)} = 5,15.$$

Випадок Б – снігові відкладення формуються з урахуванням іншого напрямку перенесення снігу або іншої геометричної схеми покриття. Для цього випадку також визначається протяжність зони підвищеного снігового навантаження та коефіцієнт μ_m .

$$\mu = 1 + \frac{1}{8(0,4 \cdot 18 + 0,4 \cdot 89)} = 6,35.$$

Таким чином, під час розрахунку каркаса будівлі враховується як рівномірно розподілене снігове навантаження, так і можливе локальне збільшення навантаження в зонах перепаду висот покриття.

Проводим розрахунок снігового навантаження:

$$S = 2,4 \cdot 5,15 \cdot 0,95 = 11,7,$$

$$S = 2,4 \cdot 6,35 \cdot 0,95 = 14,5.$$

Отримані значення снігового навантаження використовуються для формування розрахункових сполучень навантажень і визначення зусиль у несучих елементах каркаса.

Вітрове навантаження

Для району будівництва (м. Дніпро) – приймається III вітровий район [1]. Вітрове навантаження враховується під час розрахунку несучого каркаса будівлі

як горизонтальний вплив, що діє на зовнішні огорожувальні конструкції та передається на елементи просторової системи каркаса.

Розрахункове значення вітрового навантаження визначається за формулою:

$$W = W_0 \cdot k \cdot c \cdot \gamma_{fp}, \quad (2.5)$$

де W – розрахункове значення вітрового навантаження, кН/м²; W_0 – нормативне значення тиску вітру для відповідного вітрового району, кН/м²; k – коефіцієнт, що враховує зміну тиску вітру за висотою будівлі; c – аеродинамічний коефіцієнт; γ_{fp} – коефіцієнт надійності за навантаженням.

Для місцевості типу В коефіцієнт k приймається залежно від висоти розташування розрахункової ділянки над рівнем землі. Аеродинамічний коефіцієнт приймається окремо для навітряної та підвітряної сторін будівлі: $c = +0,8$ – для навітряної сторони; $c = -0,6$ – для підвітряної сторони [18]. Коефіцієнт надійності за вітровим навантаженням приймається: $\gamma_{fp} = 1,4$ [19].

Отримані значення вітрового навантаження прикладаються до розрахункової моделі будівлі за відповідними напрямками дії вітру. Навітряна сторона сприймає додатний тиск, а підвітряна – від’ємний тиск, що враховується під час формування розрахункових комбінацій навантажень.

Нижче подано таблицю у зручному вигляді, подібному до оформлення вихідних даних для завантажень у ПК ЛІРА-САПР.

№	z, м	w ₀ , кПа	Снав	Спідв	γ _{fp}	k	qнав, кН/м	qпідв, кН/м
1	0,0	0,38	+0,8	-0,6	1,4	0,50	0,77	0,57
2	3,6	0,38	+0,8	-0,6	1,4	0,50	0,77	0,57
3	7,2	0,38	+0,8	-0,6	1,4	0,58	0,895	0,67
4	10,8	0,38	+0,8	-0,6	1,4	0,66	1,02	0,765
5	14,4	0,38	+0,8	-0,6	1,4	0,74	1,13	0,85
6	18,0	0,38	+0,8	-0,6	1,4	0,81	1,24	0,93
7	21,6	0,38	+0,8	-0,6	1,4	0,87	1,33	1,00
8	24,6	0,38	+0,8	-0,6	1,4	0,90	1,39	1,04

Рис. 2.1 – Визначення вітрового навантаження по висоті будівлі у ПК ЛІРА-САПР

Корисні навантаження на перекриття

Корисні навантаження на перекриття приймаються відповідно до вимог ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проєктування [19]. Їх значення залежать від функціонального призначення приміщень, умов експлуатації та характеру перебування людей у будівлі.

Для службових майданчиків, містків, покрівельних огорож та інших елементів, призначених для короткочасного перебування людей, нормативне значення горизонтального зосередженого навантаження на поручні перил приймається: $P = 0,3$ кН.

Коефіцієнт надійності за корисним навантаженням приймається: $\gamma_f = 1,2$.

Під час формування розрахункової моделі будівлі корисні навантаження прикладаються до перекриттів відповідно до призначення приміщень. Для житлової частини готелю приймається навантаження 1,5 кПа, для ресторанних і адміністративних приміщень – 2,0 кПа, для залів харчування – 3,0 кПа, а для коридорів, сходів і вестибюлів – залежно від приміщень, які вони обслуговують.

Отримані значення використовуються для подальшого розрахунку несучих елементів перекриттів, ригелів, колон і фундаментів з урахуванням відповідних коефіцієнтів надійності за навантаженням.

2.1.3 Статичний розрахунок

Розрахункові значення внутрішніх зусиль у балках отримано на основі статичного аналізу просторового каркаса будівлі, виконаного із застосуванням програмного комплексу ЛІРА-САПР (рис. 2.2–2.3).

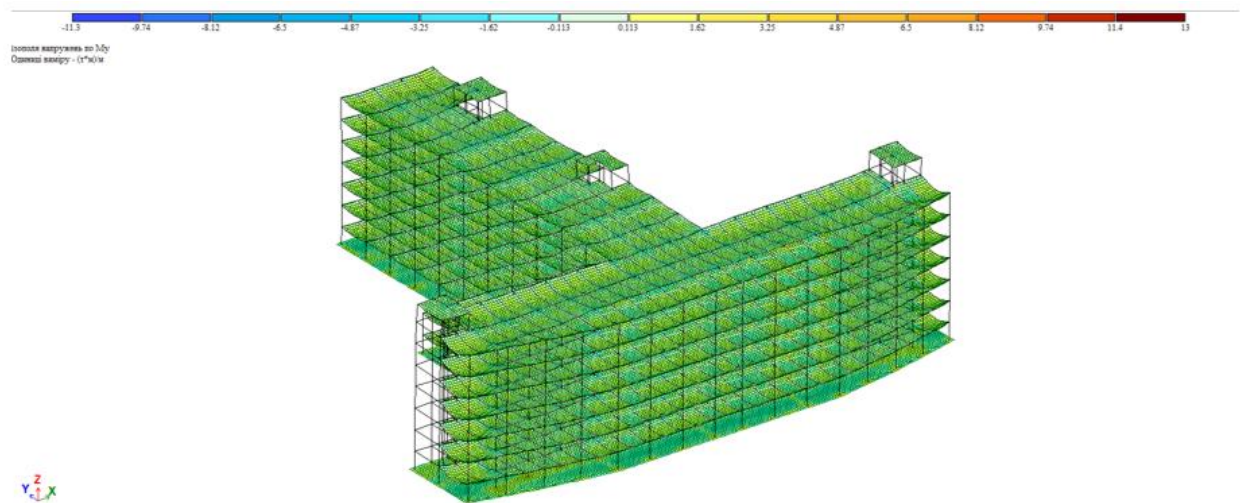


Рис. 2.2 – Ізополя згинальних моментів M_y

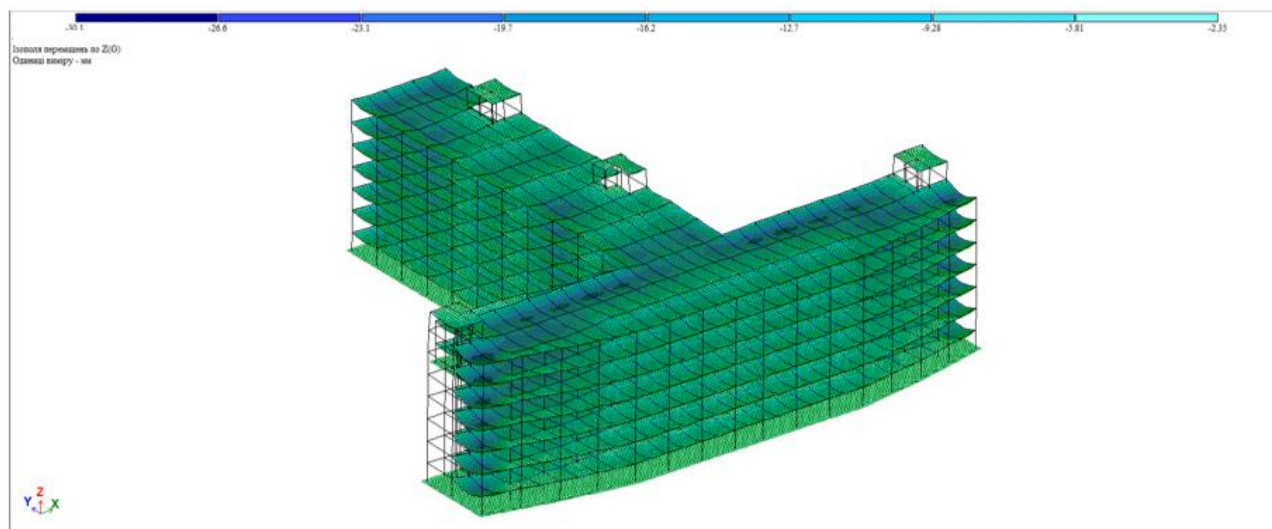


Рис. 2.3 – Ізополя вертикальних переміщень Z

Підбір конструктивних елементів каркаса виконано в автоматизованому режимі за допомогою програмного комплексу ЛІРА-САПР. Результати підбору перерізів і перевірки несучої здатності елементів каркаса наведено на рис. 2.4.

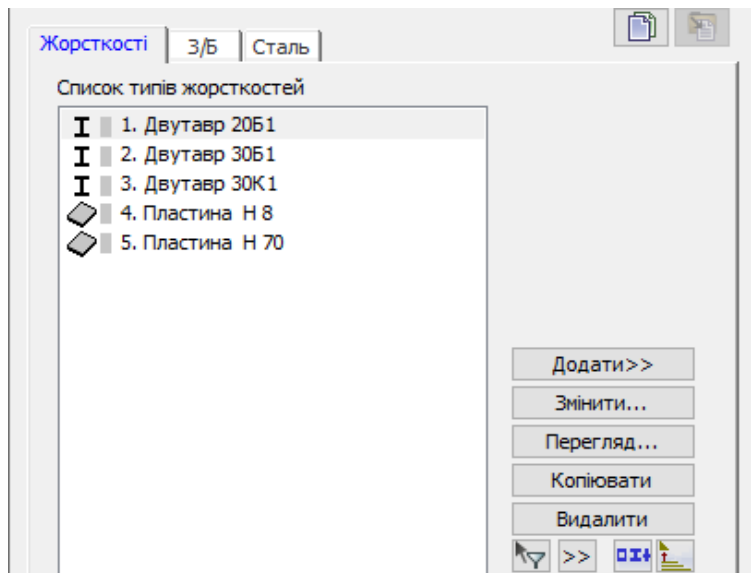


Рис. 2.4 – Результати підбору жорсткостей елементів каркаса

2.1.4 Розрахунок вузлів рами

Розрахунок бази колон одноповерхової частини готельного-ресторанного комплексу

Розрахунок бази колони виконується з метою забезпечення надійного передавання розрахункових зусиль від сталеві колони на залізобетонний фундамент. У межах розрахунку визначаються розміри опорної плити, перевіряються крайові напруження в бетоні фундаменту та встановлюється необхідна товщина плити.

Вихідні данні: $N=496$ кН, $Q=31$ кН, $M=75$ кНм.

Матеріал фундаменту приймається – бетон класу С16/20. З конструктивних міркувань попередньо задається ширина опорної плити бази колони. Вона визначається з урахуванням ширини полиці колони та вильоту консольної частини плити:

$$B = b_f + 2c, \quad (2.6)$$

де B – ширина опорної плити, мм; b_f – ширина полиці колони, мм; c – виліт консольної частини плити, мм.

$$B = 0,26 + 2 \cdot 0,7 = 0,4 \text{ м},$$

Довжина опорної плити визначається з умови забезпечення допустимого тиску на бетон фундаменту:

$$L = \frac{N}{B \cdot R_b}, \quad (2.7)$$

де L – необхідна довжина опорної плити, мм; N – розрахункове поздовжнє зусилля в колоні; B – ширина опорної плити; R_b – розрахунковий опір бетону фундаменту стиску.

$$L = \frac{496}{0,4 \cdot 13,8} = 0,14 \text{ м},$$

Розрахунковий опір бетону фундаменту визначається з урахуванням класу бетону та умов його роботи. Після визначення необхідної довжини опорної плити її розмір приймається конструктивно з урахуванням уніфікації та зручності виготовлення.

Далі виконується перевірка крайових напружень у бетоні під опорною плитою. Для цього призначаються розміри фундаменту: $0,6 \times 0,6$ м.

Після цього уточнюється коефіцієнт, який враховує співвідношення площі фундаменту та площі опорної плити:

$$\alpha = \sqrt{\frac{A_f}{A_p}}, \quad (2.8)$$

де A_f – площа фундаменту $0,36$, м^2 ; A_p – площа опорної плити, $0,16$, м^2 .

За отриманим значенням коефіцієнта виконується уточнення розрахункового опору бетону фундаменту та перевіряється умова міцності бетону під плитою. Якщо крайові напруження не перевищують допустимих значень, прийняті розміри опорної плити вважаються достатніми.



Ділянка 1. Плита спирається на чотири сторони. Для цієї ділянки визначається відношення сторін, після чого за табличними даними приймається відповідний коефіцієнт. На основі цього коефіцієнта обчислюється згинальний момент у плиті.

$$M_I = 0,095 \cdot 10,13 \cdot 0,126^2 = 15 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_2 = 0,06 \cdot 10,13 \cdot 0,26^2 = 41 \text{ кН} \cdot \text{м}$$
$$M_{max}=41 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Необхідна товщина опорної плити визначається за найбільшим із розрахованих згинальних моментів:

$$t = \sqrt{\frac{6M_{\max}}{R_y}}, \quad (2.9)$$

де t – необхідна товщина опорної плити, мм; $M_{\max}$ – найбільший згинальний момент у плиті; R_y – розрахунковий опір сталі.

За результатами розрахунку приймається товщина опорної плити:

$$t = 32 \text{ мм.}$$

Отже, для бази колони одноповерхової частини готельного центру приймається сталева опорна плита товщиною 32 мм. Прийняте рішення забезпечує передавання зусиль від колони на фундамент і відповідає умовам міцності бетону фундаменту та опорної плити.

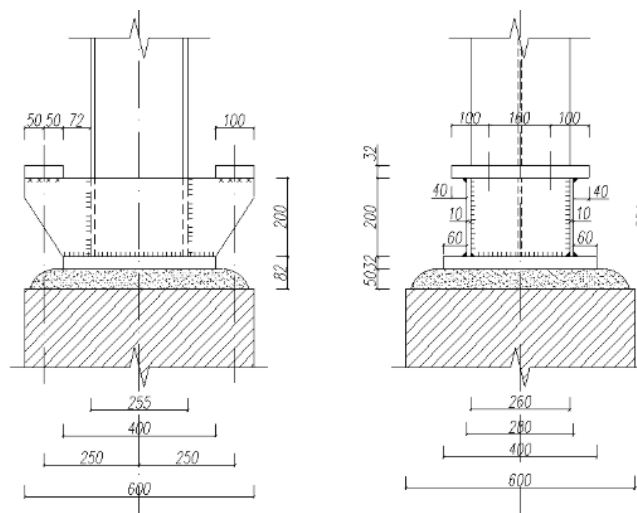


Рис. 2.6 – Конструктивна схема плити

2.1.5 Розрахунок і конструювання ферми

Розрахунок несучих елементів покриття, зокрема ферми та прогонів, виконується з урахуванням постійних і тимчасових навантажень. До постійних навантажень належать власна вага елементів покриття, сендвіч-панелей і прогонів. До тимчасових навантажень відноситься снігове навантаження, яке приймається відповідно до району будівництва та конструктивної схеми покриття.

При виконанні розрахунку навантаження приймаються відповідно до вимог нормативного документа ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проєктування [19].

Навантаження від власної ваги покриття визначається на 1 м² горизонтальної проєкції покриття. До складу навантаження включено вагу сендвіч-панелей і прогонів (табл. 2.2).

Таблиця 2.2 – Збір навантажень від власної ваги покриття

№ з/п	Найменування навантаження	Нормативне навантаження, p_n , кН/м ²	Коефіцієнт надійності, γ_f	Розрахункове навантаження, p , кН/м ²
1	Сендвіч-панелі	0,80	1,30	1,04
2	Прогін	0,08	1,05	0,084
	Разом	0,88		1,124

Отже, сумарне нормативне навантаження від власної ваги покриття становить: $p_n=0,88$ кН/м².

Сумарне розрахункове навантаження дорівнює: $p=1,124$ кН/м².

Снігове навантаження приймається рівномірно розподіленим по довжині прогону. Нормативне значення снігового навантаження на горизонтальну проєкцію покриття визначається за формулою:

$$S_n = S_0 \cdot \mu, \quad (2.10)$$

де S_n – нормативне значення снігового навантаження на покриття, кН/м²; S_0 – характеристичне значення ваги снігового покриву на 1 м² горизонтальної поверхні землі, кН/м²; μ – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на землі до снігового навантаження на покриття.

Для розрахункового району приймається: $S_0 = 2,4$ кН/м². Для покриття з кутом нахилу $\alpha \leq 25^\circ$ коефіцієнт переходу приймається: $\mu = 1,0$.

Тоді нормативне значення снігового навантаження становить:

$$S_n = 2,4 \cdot 1,0 = 2,4 \text{ кН/м}^2.$$

Розрахункове значення снігового навантаження визначається з урахуванням коефіцієнта надійності за навантаженням:

$$S = S_n \cdot \gamma_f, \quad (2.11)$$

де $\gamma_f = 1,4$.

Тоді: $S = 2,4 \cdot 1,4 = 3,36 \text{ кН/м}^2$.

Отже, для подальшого розрахунку ферми та прогонів приймається розрахункове снігове навантаження: $S = 3,36 \text{ кН/м}^2$.

Розрахункові схеми навантаження від власної ваги конструкції, від власної ваги покриття та від снігового навантаження, що зроблені в ПК Ліра наведено на рис. 2.7 – 2.9 (відповідно).

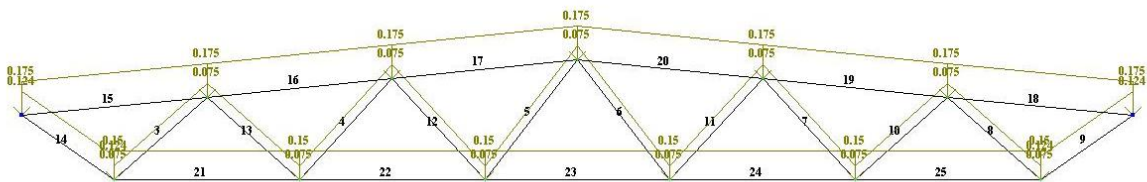


Рис. 2.7 – Розрахункова схема навантаження від власної ваги конструкції

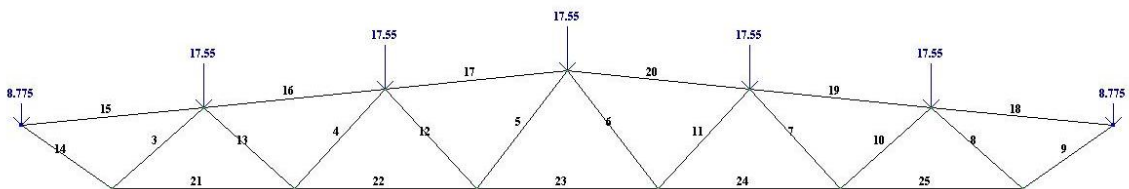


Рис. 2.8 – Розрахункова схема навантаження від власної ваги покриття

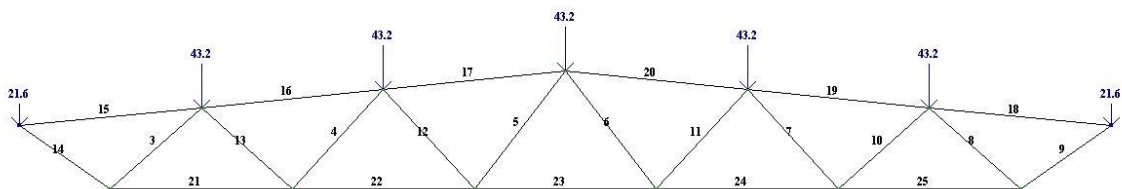


Рис. 2.9 – Розрахункова схема від снігового навантаження

Розрахунок прогону

Прогони покриття призначені для сприйняття навантажень від власної ваги покрівельної конструкції, снігового навантаження та подальшого передавання цих зусиль на елементи ферми. Розрахунок прогону виконується як для згинального елемента, що працює під дією рівномірно розподіленого навантаження. Матеріал прогонів – сталь С245. Розрахункові характеристики сталі приймаються відповідно до вимог норм проектування сталевих конструкцій [19].

Розрахункове рівномірно розподілене навантаження на прогін визначається за формулою:

$$q = q_p \cdot a, \quad (2.12)$$

де q – розрахункове лінійне навантаження на прогін, кН/м; q_p – розрахункове навантаження на 1 м² покриття, кН/м²; a – крок прогонів, м.

Нормативне рівномірно розподілене навантаження на прогін визначається аналогічно:

$$q_n = q_{pn} \cdot a, \quad (2.13)$$

де q_n – нормативне лінійне навантаження на прогін, кН/м; q_{pn} – нормативне навантаження на 1 м² покриття, кН/м².

Проводимо розрахунок:

$$q = 4,34 \cdot 3 = 13,02 \text{ кН/м},$$

$$q_n = 3,23 \cdot 3 = 9,7 \text{ кН/м},$$

Максимальний згинальний момент у прогоні при шарнірному спиранні на опорах визначається за формулою:

$$M = \frac{ql^2}{8}, \quad (2.14)$$

де M – максимальний згинальний момент, кН·м; q – розрахункове рівномірно розподілене навантаження, кН/м; l – розрахунковий проліт прогону, м.

Необхідний момент опору перерізу визначається з умови міцності:

$$W_{\text{потр}} = \frac{M}{R_y \gamma_c}, \quad (2.15)$$

де $W_{\text{потр}}$ – необхідний момент опору перерізу, см^3 ; R_y – розрахунковий опір сталі;
 γ_c – коефіцієнт умов роботи.

Проводимо розрахунок:

$$M = \frac{13,02 \cdot 6^2}{8} = 58,5 \text{ кН/м},$$
$$W_{\text{потр}} = \frac{58,5}{24 \cdot 1} = 243,8 \text{ см}^3,$$

За результатами розрахунку за сортаментом приймається прокатний швелер № 24 за ДСТУ 8539:2015 Прокат для будівельних сталевих конструкцій. Загальні технічні умови. Прийнятий переріз повинен задовольняти умову міцності:

$$W_{\text{факт}} \geq W_{\text{потр}}.$$

Після перевірки міцності виконується перевірка прогону за прогином. Максимальний прогин при дії нормативного рівномірно розподіленого навантаження визначається за формулою:

$$f = \frac{5q_n l^4}{384EI}, \quad (2.16)$$

де f – фактичний прогин прогону, м; q_n – нормативне лінійне навантаження, кН/м; l – проліт прогону, м; E – модуль пружності сталі; I – момент інерції прийнятого перерізу.

Проводимо розрахунок:

$$f = \frac{5 \cdot 9,7 \cdot 600^3}{384 \cdot 20600 \cdot 2900} = 0,004.$$

Умова жорсткості має вигляд:

$$f \leq f_{\text{доп}}.$$
$$0,004 \leq 0,005.$$

За результатами перевірки прийнятий прогін зі швелера № 24 забезпечує необхідну несучу здатність і жорсткість. Отже, прийнятий переріз може бути використаний у конструкції покриття.

Розрахунок ферми

Розрахунок ферми виконується з метою підбору перерізів елементів верхнього та нижнього поясів, а також розкосів решітки. Для уніфікації конструктивного рішення перерізи поясів приймаються однаковими по всій довжині прольоту. Підбір елементів здійснюється за найбільшими розрахунковими зусиллями, отриманими під час статичного розрахунку конструкції [18].

Розтягнуті елементи підбираються з умови, щоб напруження від дії зовнішніх навантажень не перевищували розрахункового опору сталі. Для стиснутих елементів додатково враховується стійкість, тобто перевіряється, щоб діючі напруження не перевищували критичних значень. Перевірку стиснутих стрижнів виконують у двох площинах, а для симетричних перерізів – за найбільш несприятливим напрямком [18].

Для розтягнутих елементів необхідна площа поперечного перерізу визначається за формулою:

$$A_{\text{тр}} = \frac{N}{R_y}, \quad (2.17)$$

де $A_{\text{тр}}$ – необхідна площа поперечного перерізу, см^2 ; N – розрахункове поздовжнє зусилля, кгс ; R_y – розрахунковий опір сталі, $\text{кгс}/\text{см}^2$.

Для стиснутих елементів попередній підбір виконується за формулою:

$$A_{\text{тр}} = \frac{N}{\varphi R_y}, \quad (2.18)$$

де φ – коефіцієнт поздовжнього згину, який попередньо приймається орієнтовно, а після підбору перерізу уточнюється за гнучкістю елемента.

На першому етапі для стиснутих стрижнів задається орієнтовне значення коефіцієнта поздовжнього згину. Після цього визначається необхідна площа поперечного перерізу, за сортаментом підбирається відповідний профіль, для нього знаходяться радіуси інерції відносно головних осей і обчислюються гнучкості. За найбільшим значенням гнучкості визначається фактичний коефіцієнт поздовжнього згину, після чого виконується остаточна перевірка міцності та стійкості.

Підбір перерізів елементів ферми

У нижньому поясі ферми для елементів 21–25 розрахункове зусилля є розтягувальним. Необхідна площа перерізу становить:

$$A_{\text{тр}} = \frac{N}{R_y} = \frac{45400}{2400} = 18,92 \text{ см}^2.$$

За сортаментом приймається гнутий зварний профіль: $100 \times 100 \times 5$, для якого площа поперечного перерізу становить: $A = 19,0 \text{ см}^2$.

Оскільки фактична площа перерізу більша за необхідну, прийнятий профіль забезпечує міцність нижнього поясу.

У верхньому поясі ферми для елементів 15–20 діють стискальні зусилля. Необхідна площа перерізу визначається з урахуванням попередньо прийнятого коефіцієнта поздовжнього згину:

$$A_{\text{тр}} = \frac{N}{0,7R_y} = \frac{44400}{0,7 \cdot 2400} = 26,4 \text{ см}^2.$$

Приймається профіль: $140 \times 140 \times 5$, для якого: $A = 27,0 \text{ см}^2, i = 5,51 \text{ см}$.

Після визначення гнучкості та фактичного коефіцієнта поздовжнього згину виконується перевірка напружень у стиснутому елементі. Умова міцності та стійкості виконується, тому прийнятий переріз верхнього поясу є достатнім. Оскільки профіль має симетричний переріз, перевірку допускається виконувати в одній площині.

Для опорних розкосів елементи 9, 14 необхідна площа перерізу становить:

$$A_{\text{тр}} = \frac{23800}{0,7 \cdot 2400} = 14,2 \text{ см}^2.$$

Приймається профіль: $100 \times 100 \times 4$, для якого: $A = 15,36 \text{ см}^2, i = 3,92 \text{ см}$.

Після перевірки гнучкості, коефіцієнта поздовжнього згину та напружень встановлено, що умова міцності виконується.

Для приопорних розкосів елементи 3, 8 необхідна площа перерізу дорівнює:

$$A_{\text{тр}} = \frac{20300}{0,7 \cdot 2400} = 12,1 \text{ см}^2.$$

Приймається профіль: $100 \times 100 \times 4$, для якого: $A = 15,36 \text{ см}^2, i = 3,92 \text{ см}$.

Прийнятий профіль забезпечує міцність і стійкість елемента.

Для розкосів елементи 13, 10, які працюють на розтяг, необхідна площа перерізу становить:

$$A_{\text{тр}} = \frac{7900}{2400} = 3,3 \text{ см}^2.$$

Приймається профіль: $80 \times 80 \times 4$, для якого: $A = 12,16 \text{ см}^2$.

Для розкосів елементи 4, 7 необхідна площа перерізу становить:

$$A_{\text{тр}} = \frac{7100}{0,7 \cdot 2400} = 4,22 \text{ см}^2.$$

Приймається профіль: $80 \times 80 \times 4$, для якого: $A = 12,16 \text{ см}^2, i = 3,10 \text{ см}$.

Після перевірки стійкості та напружень умова міцності виконується.

Для розкосів елементи 12, 11 необхідна площа перерізу становить:

$$A_{\text{тр}} = \frac{1700}{0,7 \cdot 2400} = 1,02 \text{ см}^2.$$

Приймається профіль: $80 \times 80 \times 4$, для якого: $A = 12,16 \text{ см}^2, i = 3,10 \text{ см}$.

Для розкосів елементи 5, 6, які працюють на розтяг, необхідна площа перерізу дорівнює:

$$A_{\text{тр}} = \frac{1700}{2400} = 1,0 \text{ см}^2.$$

Приймається профіль: $80 \times 80 \times 4$, для якого: $A = 12,16 \text{ см}^2$.

Таким чином, для всіх елементів ферми прийняті профілі мають площу поперечного перерізу, що перевищує необхідну, а для стиснутих елементів додатково забезпечується вимога стійкості.

Розрахунок і конструювання проміжних вузлів ферми

Проміжні вузли верхнього поясу без стику поясних елементів конструюються з безпосереднім примиканням стрижнів решітки до поясу. Якщо

напіввізниця ширини поясу і розкосів із площини ферми не перевищує 20 мм, допускається безфасонкове з'єднання розкосів із поясом. Зварні шви виконуються по периметру косого зрізу труби розкосу та можуть бути кутовими або стиковими.

Міцність зварних швів для прикріплення кожного розкосу перевіряється за формулою:

$$\frac{N}{l_w R_w} \leq 1, \quad (2.19)$$

де N – розрахункове зусилля в розкосі; l_w – розрахункова довжина шва; R_w – розрахунковий опір зварного шва при стиску або розтягу.

Для проміжних вузлів верхнього поясу перевіряється несуча здатність поясу на продавлювання від дії стиснутих розкосів, несуча здатність стінки поясу в площині ферми, а також несуча здатність поясу на виривання від дії розтягнутих розкосів.

У вузлі 11 до верхнього поясу примикає стиснутий розкіс із профілю $100 \times 100 \times 4$ та розтягнутий розкіс із профілю $80 \times 80 \times 4$. Для цього вузла виконується перевірка поясу на продавлювання від стиснутого розкосу, перевірка стінки поясу в місці примикання та перевірка на виривання від дії розтягнутого розкосу.

У вузлі 10 розглядається примикання стиснутого та розтягнутого розкосів із профілю $80 \times 80 \times 4$. Для вузла виконується аналогічна перевірка несучої здатності поясу.

У вузлі 7 перевіряється дія розтягнутого розкосу, який примикає до верхнього поясу. Основною є перевірка несучої здатності поясу на виривання.

Проміжні вузли нижнього поясу

Для вузлів нижнього поясу виконується перевірка несучої здатності поясу в місцях примикання стиснутих і розтягнутих розкосів.

У вузлі 2 перевіряється стиснутий розкіс із профілю $80 \times 80 \times 4$, розташований праворуч від вузла, та розтягнутий розкіс такого самого перерізу ліворуч від вузла. Виконується перевірка поясу на продавлювання, перевірка стінки в площині ферми та перевірка на виривання.

У вузлі 3 розглядається примикання стиснутого розкосу $80 \times 80 \times 4$ з лівого боку та розтягнутого розкосу $80 \times 80 \times 4$ з правого боку. Перевірки виконуються аналогічно.

У вузлі 1 перевіряється примикання стиснутого та розтягнутого розкосів із профілю $100 \times 100 \times 4$. Розрахунок передбачає перевірку поясу на продавлювання, стінки поясу та виривання.

Укрупнювальний вузол 9 передбачає з'єднання елементів ферми в монтажному стику. У вузлі розглядаються розтягнуті розкоси з профілю $80 \times 80 \times 4$, розташовані ліворуч і праворуч від вузла. Несуча здатність поясу перевіряється на виривання від дії розтягнутих розкосів.

Для верхнього стиснутого поясу конструктивно приймається болтове з'єднання на 4 болтах М20 з кожного боку класу міцності 5.6.

Для нижнього розтягнутого поясу приймаються високоміцні болти М20 зі сталі 40Х «Селект». Необхідна кількість болтів у монтажному стику визначається за формулою:

$$n = \frac{N}{\gamma_b A_b R_b}, \quad (2.20)$$

де N – зусилля розтягу в нижньому поясі в місці укрупнювального стику; γ_b – коефіцієнт умов роботи болтового з'єднання; A_b – площа поперечного перерізу болта; R_b – розрахунковий опір болта розтягу.

З конструктивних міркувань приймається 8 болтів.

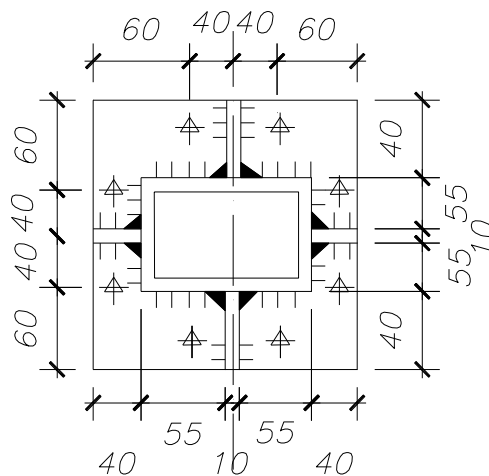


Рис. 2.10 – Конструктивна схема монтажного вузла нижнього поясу

Конструювання та розрахунок опорного вузла ферми

Опорний вузол ферми передбачає передавання опорної реакції від ферми на колону. Опорний фланець приймається товщиною: $t_f = 20$ мм, ширина фланця: $b_f = 270$ мм. Діаметр болтів кріплення ферми до колони приймається конструктивно: $d = 20$ мм.

Перевірка опорного фланця виконується за напруженням зминання торця від дії опорної реакції. Також перевіряється прикріплення поясу ферми до опорного фланця. Катет зварного шва приймається: $k_f = 4$ мм. Висота опорного столика визначається з умови міцності зварного шва на зріз. За результатами розрахунку приймається: $h = 20$ см, товщина столика: $t = 4$ см.

За результатами розрахунку ферми прийнято такі перерізи елементів:

- нижній пояс – $100 \times 100 \times 5$,
- верхній пояс – $140 \times 140 \times 5$,
- опорні та приопорні розкоси – $100 \times 100 \times 4$,
- інші розкоси – $80 \times 80 \times 4$.

Прийняті перерізи забезпечують міцність розтягнутих елементів і стійкість стиснутих елементів. Проміжні, укрупнювальні та опорні вузли ферми сконструйовано з урахуванням вимог до зварних і болтових з'єднань, що забезпечує надійну роботу ферми в складі покриття.

2.2 Розрахунок підземної частини будівлі готельно-ресторанного комплексу

2.2.1 Оцінка інженерно-геологічних та гідрогеологічних умов майданчика будівництва

Оцінка інженерно-геологічних і гідрогеологічних умов майданчика будівництва виконується з метою встановлення складу, стану та фізико-механічних властивостей ґрунтів основи. На цьому етапі уточнюються найменування кожного інженерно-геологічного елемента, визначаються

класифікаційні та розрахункові характеристики ґрунтів, а також встановлюється початковий розрахунковий опір основи [21].

Отримані характеристики використовуються для подальшого вибору типу фундаменту, визначення глибини його закладання, оцінки несучої здатності ґрунтової основи та перевірки можливих деформацій будівлі. Особлива увага приділяється рівню ґрунтових вод, їхньому впливу на умови виконання земляних робіт і можливій агресивності щодо бетонних та залізобетонних конструкцій [22].

Розрахунок характеристик ґрунтів

Розрахунок характеристик ґрунтів виконується відповідно до порядку залягання інженерно-геологічних елементів від поверхні землі. За основу приймаються дані першої свердловини, оскільки вона розташована найближче до розрахункового перерізу будівлі.

Для кожного шару ґрунту визначаються основні фізичні, класифікаційні та розрахункові показники: природна вологість, щільність ґрунту, щільність сухого ґрунту, коефіцієнт пористості, показник текучості, кут внутрішнього тертя, питоме зчеплення, модуль деформації та розрахунковий опір. Результати обчислень узагальнюються в табличній формі (табл. 2.3) для подальшого використання під час розрахунку основ і фундаментів.

Таблиця 2.3 Фізико-механічні властивості ґрунтів

ПЕ №	Найменування ґрунту та його стан	Мощність, м	Показник пластичності	Показник текучості	Коеф. пористості	Ступень вологості	Модуль деформації, Мпа	Розрахунковий опір, кПа
ПЕ-1	Тугопластичний суглинок	2,5	8	0,6	0,7	0,944	15	219
ПЕ-2	Напівтверда глина	2,0	24	0,27	0,9	0,956	19	270
ПЕ-3	Пісок середньої крупності, середньої щільності, насичений водою	6,10	-	-	0,7	1	27	400
ПЕ-4	Текучі супіски	6,20	5,2	1,3	0,6	1,036	16	240

ІГЕ-5	Напівтвердий суглинок	3,8	8	0,12	0,7	0,862	22	239
-------	-----------------------	-----	---	------	-----	-------	----	-----

Інженерно-геологічна будова майданчика будівництва характеризується пошаровим заляганням ґрунтів різного літологічного складу та фізико-механічного стану. Просторове положення інженерно-геологічних елементів у межах ділянки наведено на інженерно-геологічних розрізах І–І.

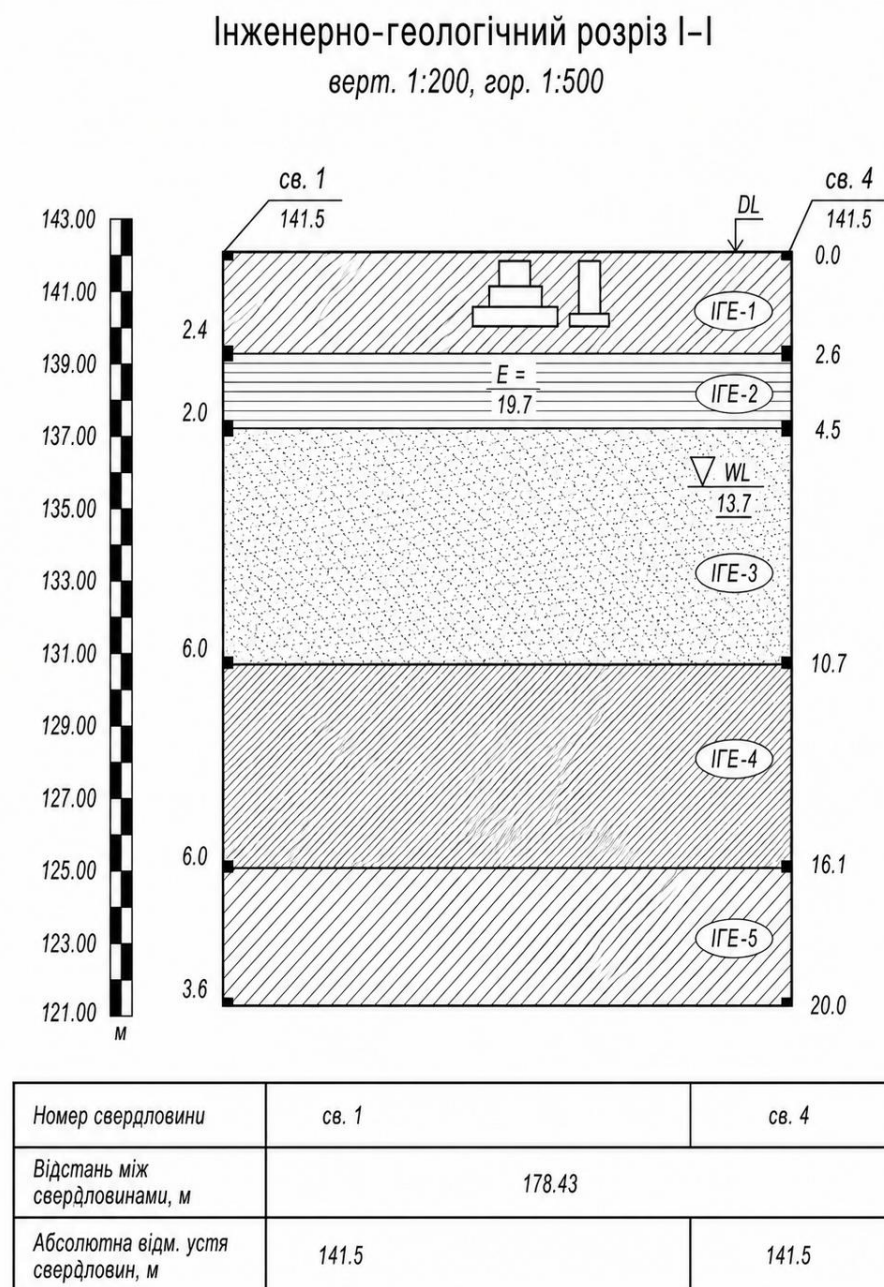


Рис. 2.11 – Інженерно-геологічні розрізи по лінії І–І

У межах розрізу виділено п'ять інженерно-геологічних елементів — ІГЕ-1, ІГЕ-2, ІГЕ-3, ІГЕ-4 та ІГЕ-5. Верхня частина ґрунтової товщі представлена шаром ІГЕ-1 потужністю приблизно 2,4–2,6 м. Нижче залягає шар ІГЕ-2 потужністю близько 2,0 м, для якого на розрізі зазначено модуль деформації $E = 19,7$ МПа.

Під шаром ІГЕ-2 розташований потужний шар ІГЕ-3, який простежується до глибини близько 10,7 м. У межах цього шару зафіксовано рівень ґрунтових вод $WL = 13,7$ м. Нижче залягає шар ІГЕ-4 потужністю близько 6,0 м, який переходить у нижній шар ІГЕ-5, простежений до глибини 20,0 м.

Загалом ґрунтовий масив має шарувату будову з відносно витриманим заляганням інженерно-геологічних елементів. Рівень ґрунтових вод розташований нижче основної зони закладання фундаментів, однак його наявність необхідно враховувати під час оцінки умов виконання земляних робіт, вибору гідроізоляційних заходів і розрахунку основи будівлі.

2.2.2 Розрахунок стовпчастого фундаменту під колону

Розрахунок і проєктування фундаменту ФМ-1 у перерізі І–І виконується відповідно до заданих проєктних навантажень, що діють на обріз фундаменту. Для подальшого розрахунку приймаються такі значення зусиль: вертикальне розрахункове навантаження $N_{II} = 713$ кН; згинальний момент у розрахунковому перерізі $M_{II} = 0$; поперечна сила $Q_{II} = 20$ кН.

Визначення висоти фундаменту

Необхідна робоча висота плитної частини фундаменту визначається з умови забезпечення міцності бетону на розтяг при дії навантаження, що передається від колони на фундамент. Попереднє значення робочої висоти фундаменту визначається за наближеною формулою [22]:

$$h_{opl} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N_1}{\alpha \cdot \gamma_{b2} \cdot \gamma_{b9} \cdot R_{bt} + p_{zp}}}, \quad (2.21)$$

де N_1 – проєктне навантаження, що передається колоною на рівні обрізу фундаменту, $N_1 = 710$ кН; α – коефіцієнт, $\alpha = 0,85$; γ_{b2} – коефіцієнт, що

враховує тривалість дії навантаження, $\gamma_{b2} = 1,0$; γ_{b9} – коефіцієнт, що враховує тип матеріалу фундаменту, $\gamma_{b9} = 0,9$; R_{bt} – розрахунковий опір бетону розтягу, $R_{bt} = 900$ кПа; p_{zp} – реактивний тиск ґрунту від розрахункового поздовжнього навантаження без урахування ваги фундаменту і ґрунту на його уступах, $p_{zp} \approx R_0 \approx 218,3$ кПа.

Проводимо розрахунок:

$$h_{opl} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{710}{0,85 \cdot 1,0 \cdot 0,9 \cdot 900 + 218,3}} = 0,44 \text{ м.}$$

Повна проєктна висота плитної частини фундаменту визначається з урахуванням захисного шару:

$$h_{pl} = h_{opl} + a_s = 0,44 + 0,07 = 0,51 \text{ м.}$$

Оскільки отримане значення перевищує мінімально допустиму висоту 0,3 м, умова виконується:

$$h_{pl} = 0,51 \text{ м} > 0,3 \text{ м.}$$

Отриману розрахункову висоту плитної частини фундаменту округлюємо у більший бік до значення, кратного 0,15 м. Остаточного приймаємо: $h_{pl} = 0,60$ м.

З урахуванням конструктивних вимог мінімальна висота фундаменту повинна бути не меншою ніж 1,5 м, тому остаточно приймаємо висоту фундаменту: $H_f = 1,5$ м.

Отже, за результатами розрахунку прийнята висота фундаменту забезпечує необхідну міцність і відповідає конструктивним вимогам проєктування.

Визначення глибини закладання фундаменту

Глибина закладання фундаменту визначається з урахуванням розрахункової глибини промерзання ґрунту, конструктивної висоти фундаменту та положення планувальної відмітки землі. Попередньо визначаємо розрахункову глибину промерзання несучого шару ґрунту [22]:

$$d_f = k \cdot d_{fn}, \quad (2.22)$$

де k – коефіцієнт, що враховує температурний режим будівлі, $k = 0,5$; d_{fn} – нормативна глибина промерзання ґрунту, $d_{fn} = 1,7$ м.

Підставляємо вихідні дані: $d_f = 0,5 \cdot 1,7 = 0,85$ м.

Для внутрішнього фундаменту глибина закладання не визначається лише за умовою промерзання ґрунту, оскільки на неї також впливають конструктивні параметри фундаменту та положення підосви відносно планувальної поверхні землі.

Згідно з проектними вимогами глибина закладання фундаменту визначається за формулою [21]:

$$d_1 = H_f + h_1, \quad (2.23)$$

де H_f – висота фундаменту, $H_f = 1,5$ м; h_1 – товщина шару ґрунту від верху фундаменту до планувальної відмітки землі, $h_1 = 1,3$ м.

Тоді:

$$d_1 = 1,5 + 1,3 = 2,8 \text{ м.}$$

Оскільки розрахункова глибина промерзання ґрунту становить: $d_f = 0,85$ м, а конструктивна глибина закладання фундаменту: $d_1 = 2,8$ м, за розрахункове значення приймаємо більшу величину: $d_1 = 2,8$ м.

Абсолютна відмітка підосви фундаменту визначається за формулою:

$$FL = DL - d_1, \quad (2.24)$$

де DL – планувальна відмітка землі, $DL = 141,5$ м.

$$FL = 141,5 - 2,8 = 138,7 \text{ м.}$$

Отже, прийнята глибина закладання фундаменту становить 2,8 м, а абсолютна відмітка його підосви – 138,7 м.

Визначення ширини підосви фундаменту

Оскільки на фундамент діє переважно нормальна сила, його приймаємо центрально навантаженим. З конструктивних міркувань підосву фундаменту проектуємо квадратною у плані.

Попередні розміри підосви фундаменту визначаємо за формулою [22]:

$$b_f = l_f = \sqrt{\frac{N_{II}}{R_0 - \gamma_m d_1}}, \quad (2.25)$$

де N_{II} – розрахункове вертикальне навантаження на фундамент, $N_{II} = 713$ кН; R_0 – початковий розрахунковий опір ґрунту ІГЕ-1, $R_0 = 218,3$ кПа; γ_m – середня питома вага матеріалу фундаменту і ґрунту на його уступах, $\gamma_m = 20$ кН/м³; d_1 – глибина закладання фундаменту, $d_1 = 2,8$ м.

Проводимо розрахунок:

$$b_f = l_f = \sqrt{\frac{713}{218,3 - 20 \cdot 2,8}} = 2,09 \text{ м.}$$

Отримане значення округлюємо у більшу сторону до розміру, кратного 0,3 м. Попередньо приймаємо: $b_f = l_f = 2,1$ м.

Далі уточнюємо розрахунковий опір ґрунту основи. Для цього визначаємо співвідношення довжини будівлі до її висоти:

$$\frac{L}{H} = \frac{89}{21,6} = 4,12.$$

Уточнене значення розрахункового опору ґрунту основи визначається за формулою [21]:

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_\gamma k_z b_f \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + M_c c_{II}], \quad (2.26)$$

де γ_{c1} , γ_{c2} – коефіцієнти умов роботи, $\gamma_{c1} = 1,2$, $\gamma_{c2} = 1,0$; k – коефіцієнт, що приймається рівним 1, оскільки характеристики міцності ґрунту визначені безпосередніми випробуваннями; M_γ , M_q , M_c – коефіцієнти, що залежать від кута внутрішнього тертя ґрунту основи. Для $\varphi = 20^\circ$ приймаємо: $M_\gamma = 0,51$, $M_q = 3,05$, $M_c = 5,66$; b_f – ширина підшви фундаменту, $b_f = 2,1$ м; k_z – коефіцієнт, що враховує ширину підшви фундаменту. Оскільки $b_f = 2,1 \text{ м} < 10 \text{ м}$, приймаємо $k_z = 1$; c_{II} – розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту під підшвою фундаменту, $c_{II} = 23$ кПа; γ'_{II} – середнє розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають вище підшви фундаменту; γ_{II} – розрахункове значення питомої ваги ґрунту нижче підшви фундаменту.

Середнє значення питомої ваги ґрунтів, розташованих вище підшви фундаменту, визначаємо з урахуванням потужності шарів [22]:

$$\gamma'_{II} = \frac{\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_{sb3} h_3 + \gamma_{sb4} h_4 + \gamma_{sb5} h_5}{h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5}. \quad (2.27)$$

Для ІГЕ-1 приймаємо: $\gamma_1 = \rho_1 g = 1,99 \cdot 10 = 19,9 \text{ кН/м}^3$.

Для ІГЕ-2: $\gamma_2 = \rho_2 g = 1,90 \cdot 10 = 19,0 \text{ кН/м}^3$.

Для ІГЕ-3 з урахуванням зважувального впливу води: $\gamma_{sb3} = \frac{\gamma_{s3} - \gamma_w}{1 + e_3} =$

$$\frac{26,6 - 10}{1 + 0,663} = 9,98 \text{ кН/м}^3.$$

Для ІГЕ-4: $\gamma_{sb4} = \frac{\gamma_{s4} - \gamma_w}{1 + e_4} = \frac{26,8 - 10}{1 + 0,621} = 10,4 \text{ кН/м}^3$.

Для ІГЕ-5: $\gamma_{sb5} = \frac{\gamma_{s5} - \gamma_w}{1 + e_5} = \frac{27,0 - 10}{1 + 0,721} = 9,88 \text{ кН/м}^3$.

Тоді середнє розрахункове значення питомої ваги ґрунтів становить:

$$\gamma'_{II} = \frac{19,9 \cdot 0,6 + 19,0 \cdot 2 + 9,98 \cdot 6 + 10,4 \cdot 6 + 9,88 \cdot 3,6}{0,6 + 2 + 6 + 6 + 3,6} = 11,42 \text{ кН/м}^3.$$

Після підстановки отриманих значень уточнений розрахунковий опір ґрунту основи дорівнює:

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,0}{1} [0,51 \cdot 1 \cdot 2,1 \cdot 11,42 + 3,05 \cdot 2,8 \cdot 19,9 + 5,66 \cdot 23] = 374,8 \text{ кПа}.$$

Уточнюємо розміри підшви фундаменту:

$$b_f = l_f = \sqrt{\frac{713}{374,8 - 20 \cdot 2,8}} = 1,51 \text{ м}.$$

Отриманий розмір округлюємо у більшу сторону до значення, кратного 0,3 м. Остаточно приймаємо:

$$b_f = l_f = 1,8 \text{ м}.$$

Далі визначаємо крайові та середні тиски під підшвою центрально навантаженого фундаменту з урахуванням моменту:

$$p_{II}^{\max} = \frac{N_{II}}{b_f l_f} + \gamma_m d_1 + \frac{M_{II}}{W},$$

$$p_{II}^{\min} = \frac{N_{II}}{b_f l_f} + \gamma_m d_1 - \frac{M_{II}}{W}.$$

Момент від поперечної сили:

$$M_{II} = Q_{II} h_f = 20 \cdot 1,5 = 30 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Момент опору підшви фундаменту:

$$W = \frac{b_f l_f^2}{6} = \frac{1,8 \cdot 1,8^2}{6} = 0,972 \text{ м}^3.$$

Максимальний крайовий тиск:

$$p_{II}^{\max} = \frac{710}{1,8 \cdot 1,8} + 20 \cdot 2,8 + \frac{30}{0,972} = 306 \text{ кПа}.$$

Перевіряємо умову:

$$p_{II}^{\max} = 306 \text{ кПа} < 1,2R = 1,2 \cdot 366,4 = 439,7 \text{ кПа}.$$

Мінімальний крайовий тиск:

$$p_{II}^{\min} = \frac{710}{1,8 \cdot 1,8} + 20 \cdot 2,8 - \frac{30}{0,972} = 244,3 \text{ кПа} > 0.$$

Середній тиск під підшвою фундаменту:

$$p_{II} = \frac{710}{1,8 \cdot 1,8} + 20 \cdot 2,8 = 275 \text{ кПа}.$$

Перевіряємо умову:

$$p_{II} = 275 \text{ кПа} < R = 366,4 \text{ кПа}.$$

Отже, умови міцності ґрунтової основи виконуються. Прийнятий фундамент із розмірами підшви: $1,8 \times 1,8$ м забезпечує допустимий рівень тиску на ґрунт, тому розміри фундаменту підібрано правильно.

Розрахунок осідання стовпчастого фундаменту

Розрахунок ймовірного осідання стовпчастого фундаменту ФМ-1 у перерізі II–II виконується методом пошарового підсумовування. Суть методу полягає в поділі стисливої товщі ґрунтової основи на окремі елементарні шари з подальшим визначенням деформації кожного шару та підсумовуванням отриманих значень [21].

На першому етапі визначаються ординати епюри природного тиску ґрунту σ_{zg} , тобто вертикальні напруження від власної ваги ґрунтового масиву. Розрахунок природного тиску виконується за формулою:

$$\sigma_{zgi} = \sigma_{zg,i-1} + \gamma_{II,i} h_i, \quad (2.28)$$

де σ_{zgi} – природний вертикальний тиск на нижній межі i -го шару, кПа; $\sigma_{zg,i-1}$ – природний вертикальний тиск на верхній межі шару, кПа; $\gamma_{II,i}$ – розрахункова питома вага ґрунту i -го шару, кН/м³; h_i – товщина відповідного шару, м.

Результати визначення природного тиску наведено в таблиці 2.4.

Таблиця 2.4 – Визначення природного тиску ґрунту

Точка	γ_{II} , кН/м ³	h_i , м	σ_{zg} , кПа	$0,2\sigma_{zg}$, кПа
0	—	—	0	0
1	19,9	1,8	35,82	7,16
2	19,9	0,6	47,76	9,55
3	19,0	2,0	85,76	17,15
4	9,98	6,0	145,64	29,13
5	10,4	6,0	208,04	41,61
6	9,88	3,6	243,61	48,72

Після визначення природного тиску обчислюється додатковий вертикальний тиск під подошвою фундаменту [22]:

$$p_0 = p - \sigma_{zg,1}, \quad (2.29)$$

де p – середній тиск під подошвою фундаменту, кПа; $\sigma_{zg,1}$ – природний тиск ґрунту на рівні подошви фундаменту, кПа.

Підставляємо числові значення:

$$p_0 = 164,7 - 35,82 = 128,9 \text{ кПа.}$$

Стисливу товщу під подошвою фундаменту поділяємо на елементарні підшари. Товщина одного підшару приймається за формулою: $\Delta_i = 0,4b_f$, де b_f — ширина подошви фундаменту, м. Для даного фундаменту: $b_f = 1,2$ м.

Тоді:

$$\Delta_i = 0,4 \cdot 1,2 = 0,48 \text{ м.}$$

Загальне осідання фундаменту визначається за формулою пошарового підсумовування [22]:

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} h_i}{E_{0,i}}, \quad (2.30)$$

де S – розрахункове осідання фундаменту, м; β – коефіцієнт, що враховує умови деформування ґрунту; $\sigma_{zp,i}$ – додаткове вертикальне напруження в межах i -го елементарного шару, кПа; h_i – товщина i -го елементарного шару, м; $E_{0,i}$ – модуль деформації ґрунту відповідного шару, кПа; n – кількість елементарних шарів у межах стислої товщі.

Додаткові напруження в ґрунті від взаємного впливу фундаментів визначаються методом кутових точок:

$$\sigma_{zp} = (\alpha_i - \alpha_{i-1}) p_0, \quad (2.31)$$

де α_i , α_{i-1} – коефіцієнти впливу, що залежать від співвідношення розмірів фундаменту та глибини розрахункової точки; p_0 – додатковий тиск під подошвою стовпчастого фундаменту, $p_0 = 275$ кПа.

Розрахунок додаткових вертикальних напружень у ґрунтовій основі виконується за допомогою Excel. Для кожної розрахункової точки визначаються безрозмірні координати ξ , коефіцієнти впливу α , а також значення додаткових напружень від навантаження фундаменту (рис. 2.12).

ξ_i^I	ξ_i^{II}	α_i^I	α_i^{II}	$\sigma_{zp,i}^{don}$
0.00	0.00	0.250	0.250	0.00
0.36	0.74	0.245	0.222	12.65
0.44	0.92	0.242	0.207	19.25
0.71	1.48	0.225	0.158	36.85
1.07	2.22	0.196	0.109	47.85
1.42	2.95	0.168	0.076	50.60
1.78	3.69	0.141	0.055	47.30
1.93	4.00	0.132	0.048	46.20
2.13	4.43	0.120	0.041	43.45
2.49	5.17	0.102	0.032	38.50
2.84	5.91	0.087	0.025	34.10
3.20	6.65	0.075	0.020	30.25
3.56	7.38	0.064	0.017	25.85
3.91	8.12	0.056	0.014	23.10
4.27	8.86	0.049	0.012	20.35

Рис. 2.12 – Розрахунок додаткових вертикальних напружень

Отримані результати використовуються для подальшого визначення осідання методом пошарового підсумовування.

Осідання окремих інженерно-геологічних елементів визначається за формулою:

$$S_i = \frac{\beta}{E_i} \sum \sigma_{zp,i} h_i, \quad (2.32)$$

де S_i – осідання окремого шару ґрунту, м; β – коефіцієнт, що враховує умови деформування ґрунту, $\beta = 0,8$; E_i – модуль деформації відповідного шару ґрунту, кПа; $\sigma_{zp,i}$ – додаткове вертикальне напруження в межах елементарного шару, кПа; h_i – товщина елементарного шару, м.

Осідання окремих інженерно-геологічних елементів виконується у табличній формі Excel (рис. 2.13).

№ ПЕ	Характеристика грунту	Мощність шару, h_i	Δ_i , м	z_i , м	ξ_i	α_i	$\sigma_{zp,i}$, кПа	$\sigma_{zp,i}^{дон}$, кПа	$\sigma_{zp,i}^{\Sigma}$, кПа	$\sigma_{zp,i}^{cp}$, кПа	$E_{0,i}$, кПа
ПЕ - 1	Суглинок туго- пластичний	2.4	0.00	0.00	0.00	1.000	128.90	0.00	128.90	122.34	14000
			0.48	0.48	0.80	0.800	103.12	12.65	115.77	112.82	
			0.12	0.60	1.00	0.703	90.62	19.25	109.87	102.30	
ПЕ - 2	Глина напівтве- рда	2	0.36	0.96	1.60	0.449	57.88	36.85	94.73	87.85	18000
			0.48	1.44	2.40	0.257	33.13	47.85	80.98	76.10	
			0.48	1.92	3.20	0.160	20.62	50.60	71.22	66.22	
			0.48	2.40	4.00	0.108	13.92	47.30	61.22	59.77	
			0.20	2.60	4.33	0.094	12.12	46.20	58.32	55.85	
ПЕ - 3	Пісок середньої крупності, се- редньої щіль- ності, насичений водою	6	0.28	2.88	4.80	0.077	9.93	43.45	53.38	49.68	28000
			0.48	3.36	5.60	0.058	7.48	38.50	45.98	42.94	
			0.48	3.84	6.40	0.045	5.80	34.10	39.90	37.40	
			0.48	4.32	7.20	0.036	4.64	30.25	34.89	32.24	
			0.48	4.80	8.00	0.029	3.74	25.85	29.59	27.89	
			0.48	5.28	8.80	0.024	3.09	23.10	26.19	24.56	
			0.48	5.76	9.60	0.020	2.58	20.35	22.93		BC

Рис. 2.13 – Осідання окремих інженерно-геологічних елементів

За результатами табличного розрахунку осідання окремих шарів становить:

$$S_1 = \frac{0,8}{14000} (122,34 \cdot 0,48 + 112,82 \cdot 0,12) = 0,00413 \text{ м};$$

$$S_2 = \frac{0,8}{18000} (102,3 \cdot 0,36 + (87,85 + 76,1 + 66,22) \cdot 0,48 + 59,77 \cdot 0,20) = 0,00708 \text{ м};$$

$$S_3 = \frac{0,8}{28000} (55,85 \cdot 0,28 + 0,48(49,68 + 42,94 + 37,4 + 32,24 + 27,89 + 24,56)) = 0,00339 \text{ м}.$$

Загальне осідання фундаменту визначається як сума осідань окремих шарів [22]:

$$S_{\text{заг}} = S_1 + S_2 + S_3. \quad (2.33)$$

$$S_{\text{заг}} = 0,00413 + 0,00708 + 0,00339 = 0,0146 \text{ м}.$$

Отримане значення порівнюється з гранично допустимим осіданням:

$$S_{\text{заг}} = 0,0146 \text{ м} < S_u = 0,12 \text{ м}.$$

За даними розрахунку будуюмо графіки епюр напружень (рис. 2.14).

За результатами розрахунку методом пошарового підсумовування загальне осідання фундаменту становить 0,0146 м, що менше допустимого значення 0,12 м. Таким чином, ґрунтова основа має достатню деформаційну здатність, а прийняте конструктивне рішення фундаменту є обґрунтованим.

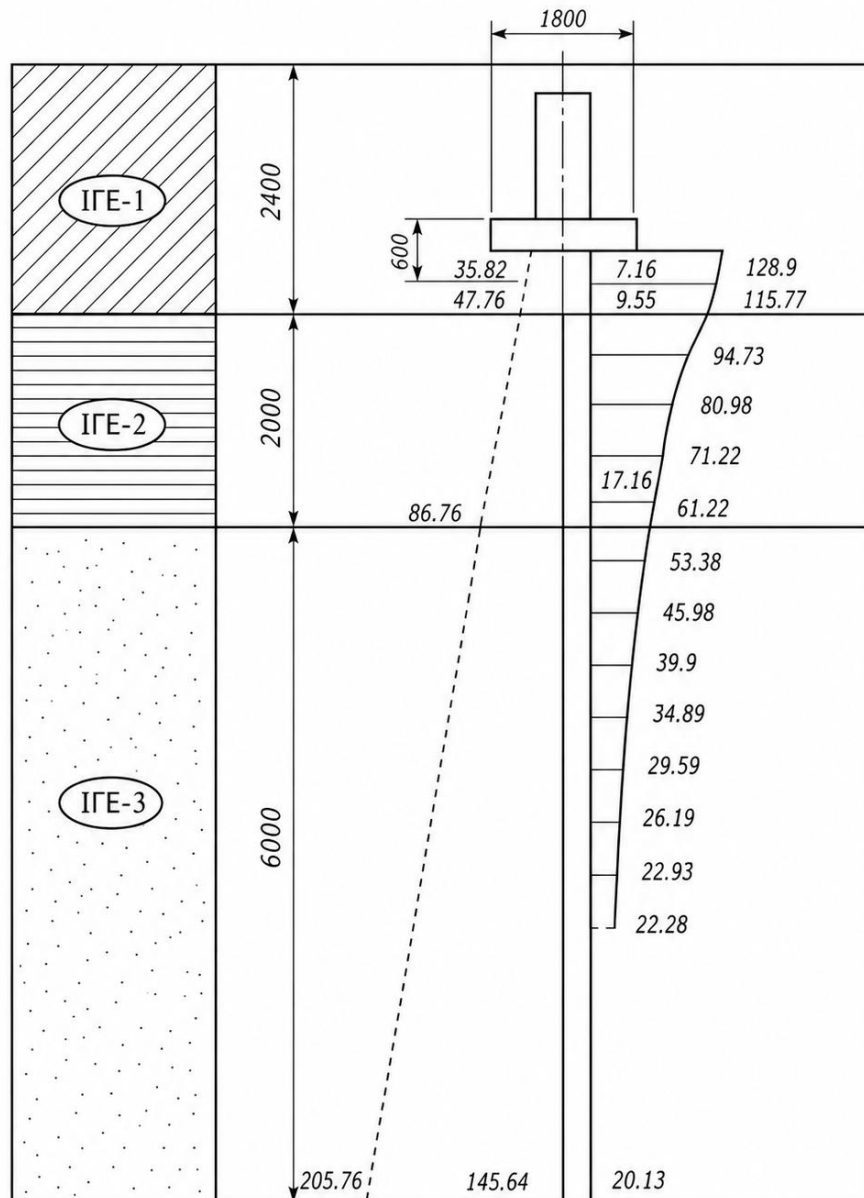


Рис. 2.14 – Епюр напружень осідань

РОЗДІЛ 3. ТЕХНОЛОГІЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

3.1 Технологія виконання будівельно-монтажних робіт

У цьому розділі розглядається технологія виконання будівельно-монтажних робіт під час зведення несучих конструкцій і міжповерхових перекриттів шестиповерхової частини готельно-ресторанного комплексу. Опис технологічного процесу наведено на прикладі одного типового поверху, що дозволяє визначити раціональну послідовність виконання робіт, склад основних будівельних процесів, вимоги до організації робочого місця та контролю якості.

Технологічна послідовність зведення конструкцій типового поверху включає такі основні етапи: монтаж сталевих колон; монтаж ригелів; установлення прогонів; укладання профільованого настилу; монтаж арматурних сіток; подавання, розподілення та укладання бетонної суміші. Така послідовність забезпечує поетапне формування несучого каркаса будівлі та створення комбінованого перекриття, яке працює спільно зі сталевими елементами каркаса [23].

Монтаж колон

Перед початком монтажу колон необхідно перевірити стан анкерних болтів, зокрема справність різьби та можливість вільного накручування гайок. Для цього на кожен болт попередньо накручують гайку, після чого різьбову частину очищують і змащують. Щоб запобігти пошкодженню різьби під час наведення колони, на анкерні болти встановлюють захисні ковпаки з покрівельної сталі або відрізки труб із конусною верхньою частиною, що полегшує входження болтів в отвори опорної плити [23].

Колони встановлюють на вивірочні гайки, положення яких попередньо регулюють відповідно до проєктної відмітки низу опорної плити. Підняту краном колону опускають на підготовлені гайки, поєднуючи монтажні риски на колоні з розбивочними осями. Вертикальність колони забезпечується

регулюванням вивірочних гайок. Після остаточного вивірення положення колони встановлюють шайби та другі гайки, якими затискають опорну плиту й забезпечують стійкість елемента до остаточного закріплення. Простір під опорною плитою після вивірення заповнюють дрібнозернистим бетоном або цементним розчином [23].

До початку підйому колони розкладають уздовж ряду монтажу на дерев'яні прокладки. Перед стропуванням на колоні встановлюють необхідні монтажні пристрої: сходи, тимчасові майданчики, інвентарні розчалки та елементи для безпечного виконання робіт. Підйом і встановлення колони виконують краном без його переміщення, лише поворотом стріли. Стоянка крана повинна забезпечувати можливість переведення колони у вертикальне положення та встановлення її на фундамент без зміни положення крана. Усі операції виконують плавно, на мінімальній швидкості, щоб уникнути небезпечного відхилення вантажного поліспада від вертикалі [24].

Стропування колони виконують вище її центра ваги, що забезпечує прийняття елементом вертикального положення після підйому. Для точного наведення стропи закріплюють уздовж осі центра ваги або симетрично з двох боків колони. Кріплення стропів здійснюється тільки за передбачені проєктом монтажні отвори або спеціальні пристрої. Усі операції з вивірення колони виконують до її розстропування. Контроль вертикальності здійснюють за допомогою двох теодолітів у взаємно перпендикулярних площинах [24].

Монтаж ригелів і прогонів

Монтаж ригелів і прогонів виконується окремими елементами після встановлення та закріплення колон. Перед підйомом на елементи наносять монтажні риски, що полегшує їх точне встановлення в проєктне положення. Ригелі укладають на опорні пластини та тимчасово закріплюють до вертикальних пластин монтажними болтами. Після вивірення положення ригеля виконують монтажне зварювання нижнього поясу, вертикальних ребер

жорсткості та верхніх пластин. Після виконання основних зварних з'єднань монтажні болти знімають.

Прогони встановлюють після монтажу ригелів. Їх положення центрують за проектними осями, після чого тимчасово фіксують, а потім закріплюють монтажними зварними швами або болтовими з'єднаннями відповідно до проектного рішення. Розкласти ригелі та прогони необхідно вздовж ряду їх установлення на дерев'яних прокладках, що запобігає пошкодженню елементів і забезпечує зручність стропування.

Стропування ригелів і прогонів виконують двогілковим стропом із закріпленням захватів за верхній пояс елемента. Допускається застосування стропування способом «на удавку» із використанням замків дистанційного розстропування. Трос для висмикування штифта замка закріплюють біля кінця елемента в зоні його монтажного кріплення. Під час підйому необхідно забезпечити стійке положення елемента та виключити його розгойдування [23, 24].

Монтаж сталевого профнастилу

Профільований настил монтують після завершення встановлення та закріплення нижче розташованих конструктивних елементів каркаса. Листи настилу подають до місця монтажу пакетами, укладають на підкладки та захищають від атмосферних опадів водонепроникним матеріалом. Монтаж виконують послідовно по фронту робіт — від одного краю ділянки до іншого або від краю до середини, залежно від прийнятої технологічної схеми.

Між собою листи профнастилу з'єднують комбінованими заклепками, а до прогонів і ригелів кріплять самонарізними гвинтами. Перед установленням кріпильних елементів у листах за потреби виконують отвори, після чого саморізи вкручують до повного притискання настилу до несучої конструкції.

Стропування пакетів профнастилу здійснюють за допомогою траверс і спеціальних захватів, які заводять під хвилю настилу. Під час переміщення пакетів краном необхідно забезпечити рівномірний розподіл навантаження на

захвати та стійке положення вантажу. Після укладання листів перевіряють правильність їх положення, нахлести, щільність прилягання та якість кріплення до несучих елементів [24].

Таким чином, прийнята технологія монтажу колон, ригелів, прогонів і профільованого настилу забезпечує послідовне формування несучого каркаса будівлі, точність установлення елементів і безпечне виконання будівельно-монтажних робіт.

3.2 Підбір монтажного крана

Вибір монтажного крана виконується з урахуванням габаритних розмірів будівлі, планувальних умов будівельного майданчика, відстані до існуючих споруд і можливості безпечного переміщення вантажів у межах робочої зони. Для зведення шестиповерхової частини будівлі приймається варіант використання одного баштового крана, розташованого збоку від споруджуваного об'єкта.

Прив'язка крана на будівельному майданчику здійснюється з урахуванням необхідності подавання найбільш важких конструктивних елементів і вантажів у контейнерах до найбільш віддалених точок монтажу. При цьому враховуються максимальна маса вантажу Q , найбільший робочий виліт гакової підвіски $R_{\text{роб}}$, а також необхідна висота підйому гака $H_{\text{роб}}$.

Основні робочі параметри крана визначаються аналітично. До них належать вантажопідйомність, робочий виліт стріли та висота підйому гака. Розрахунок виконується за масою найбільшого вантажу, максимальною відстанню його подавання від осі кранової колії та необхідною висотою підйому від рівня головок рейок. Додатково враховуються маса вантажозахоплювальних пристроїв, габарити вантажу або контейнера, а також розміри небезпечних зон під час роботи крана.

Таким чином, прийнятий баштовий кран повинен забезпечувати монтаж конструкцій шестиповерхової частини будівлі за трьома основними умовами: достатньою вантажопідйомністю, необхідним робочим вильотом стріли та

висотою підйому гака. Це дозволяє виконувати будівельно-монтажні роботи без зміни технологічної схеми та з дотриманням вимог безпеки.

Розрахунок баштового крана

Визначення робочих параметрів баштового крана

Для вибору баштового крана визначаються основні робочі параметри: необхідна висота підйому гака, вантажопідйомність і максимальний виліт гака. Розрахунок виконується для найбільш несприятливих умов монтажу, тобто для елементів із найбільшою масою, найбільшою висотою підйому та найбільшим віддаленням від осі підкранової колії.

1. Визначення найменшої висоти підйому гака крана

Необхідна мінімальна висота підйому гака баштового крана визначається з урахуванням висоти споруджуваної будівлі, запасу для безпечного переміщення монтажного елемента, висоти самого елемента та висоти стропування. Розрахунок виконується за формулою:

$$H_{\text{кр}} = h_0 + h_z + h_e + h_{\text{стр}}, \quad (3.1)$$

де $H_{\text{кр}}$ – необхідна висота підйому гака крана, м; h_0 – відстань від рівня стоянки крана до найвищої монтажної відмітки, $h_0 = 25,2$ м; h_z – запас по висоті для безпечного перенесення конструкції над опорою, $h_z = 0,5$ м; h_e – висота останнього монтажного елемента, $h_e = 2,0$ м; $h_{\text{стр}}$ – висота стропування монтажного елемента, $h_{\text{стр}} = 5,2$ м.

Підставляємо вихідні дані:

$$H_{\text{кр}} = 25,2 + 0,5 + 2,0 + 5,2 = 32,9 \text{ м.}$$

Отже, для виконання монтажних робіт необхідна висота підйому гака крана повинна становити не менше 33,0 м.

2. Визначення необхідної вантажопідйомності крана

Необхідна вантажопідйомність баштового крана визначається за масою найбільш важкого монтажного елемента з урахуванням маси

вантажозахоплювальних пристроїв. Найважчим елементом у даному випадку є ферма, маса якої становить: $q_{\text{ел}} = 1,0$ т.

Тоді потрібна вантажопідйомність крана визначається за формулою:

$$Q = q_{\text{ел}} + q_{\text{стр}}, \quad (3.2)$$

де Q – необхідна вантажопідйомність крана, т; $q_{\text{ел}}$ – маса найбільш важкого монтажного елемента, т; $q_{\text{стр}}$ – маса стропувальних пристроїв, $q_{\text{стр}} = 0,94$ т.

Підставляємо значення:

$$Q = 1,0 + 0,94 = 1,94 \text{ т.}$$

Отже, необхідна вантажопідйомність крана повинна бути не меншою ніж 1,94 т.

3. Визначення необхідного вильоту гака

Необхідний виліт гака крана визначається з урахуванням розміщення підкранових шляхів, безпечної відстані від краю споруджуваної частини будівлі до осі рейки та ширини зони монтажу. Розрахунок виконується за формулою:

$$L_{\text{кр}} = \frac{a}{2} + b + u, \quad (3.3)$$

де $L_{\text{кр}}$ – необхідний виліт гака, м; a – відстань між крановими рейковими шляхами, $a = 4,5$ м; b – мінімально допустима відстань від краю споруджуваної частини до осі рейки, $b = 1,5$ м; u – ширина споруджуваної частини будівлі, $u = 19$ м.

Підставляємо вихідні дані:

$$L_{\text{кр}} = \frac{4,5}{2} + 1,5 + 19 = 23,25 \text{ м.}$$

Отже, для забезпечення монтажу конструкцій у найбільш віддаленій точці необхідний виліт гака крана має становити не менше 23,25 м.

Тип і марка крана приймаються за результатами аналітичного визначення його основних параметрів: вантажопідйомності, робочого вильоту гака, висоти підйому та вантажного моменту. При цьому обов'язково перевіряється відповідність розрахункових значень вантажним характеристикам крана, що забезпечує його стійкість і безпечну роботу під час монтажу.

Таблиця 3.1 – Найбільші навантаження, вильоти та висоти підйому крану

Найменування вантажу	Маса вантажу, т	Необхідна висота підйому, м	Максимальний виліт гака, м	Вантажний момент, т·м
Колона	0,50	22	23	22
Ригель	0,70	27	15	24
Прогон	0,21	25	22	5
Профнастил	0,54	27	20	11

За результатами аналізу найбільших монтажних параметрів для зведення шестиповерхової частини будівлі приймається баштовий кран КБ-403Б. Його технічні характеристики наведено в таблиці 3.2.

Таблиця 3.2 — Технічні характеристики баштового крана КБ-403Б

№ з/п	Найменування показника	Значення
1	Вантажопідйомність, т	8
2	Вантажний момент, т·м	105
3	Виліт стріли, м	35
4	Потужність електродвигуна, кВт	120
5	Глибина опускання, м	5
6	Частота обертання, об/хв	0,65
7	База крана, м	6
8	Колія крана, м	6
9	Висота підйому гака, м	35,4
10	Швидкість підйому / опускання вантажу, м/хв	30,45
11	Швидкість посадки вантажу, м/хв	5
12	Швидкість пересування крана, м/хв	18
13	Швидкість пересування вантажного візка, м/хв	30
14	Маса крана, т	49,8
15	Маса противаги, т	30

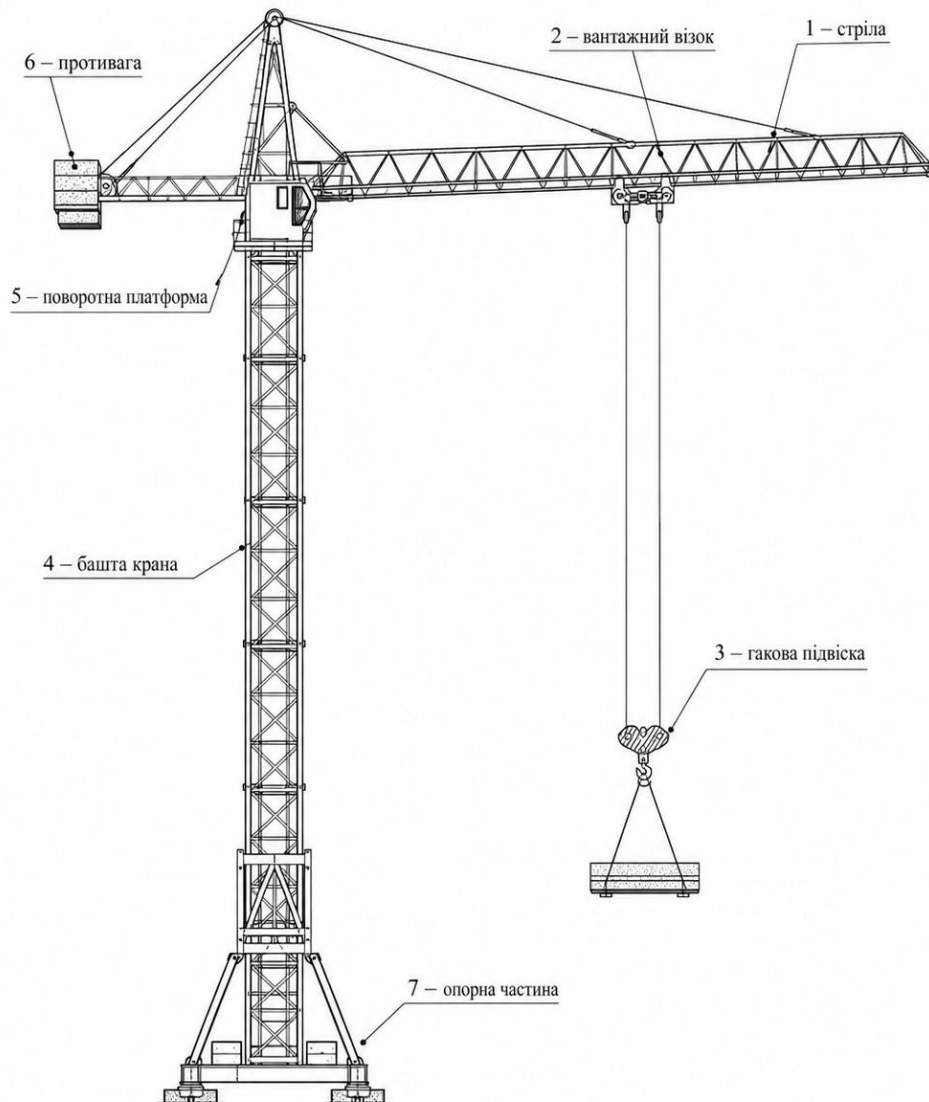


Рис. 3.1. – Баштовий кран КБ-403Б

Отже, баштовий кран КБ-403Б може бути використаний для монтажу колон, ригелів, прогонів і профільованого настилу шестиповерхової частини будівлі за умови відповідності його вантажної характеристики наведеним розрахунковим параметрам.

Розрахунок стрілового крану

1. Визначення мінімальної висоти підйому гака

Мінімальна необхідна висота підйому гака стрілового крана визначається з урахуванням висоти монтажною позначки, запасу для безпечного переміщення конструкції над опорою, висоти монтажного елемента та висоти стропування.

Розрахунок виконується за формулою [24]:

$$H_{\text{кр}} = h_0 + h_3 + h_e + h_{\text{стр}}, \quad (3.4)$$

де $H_{\text{кр}}$ – необхідна висота підйому гака крана, м; h_0 – відстань від рівня стоянки крана до найвищої монтажної позначки, $h_0 = 3,6$ м; h_3 – запас по висоті для безпечного перенесення конструкції над опорою, $h_3 = 0,5$ м; h_e – висота останнього монтажного елемента, $h_e = 0,5$ м; $h_{\text{стр}}$ – висота стропування елемента, $h_{\text{стр}} = 3,6$ м.

Підставляємо вихідні дані:

$$H_{\text{кр}} = 3,6 + 0,5 + 0,5 + 3,6 = 8,2 \text{ м.}$$

Отже, мінімальна висота підйому гака стрілового крана повинна становити не менше: $H_{\text{кр}} = 8,2$ м.

2. Визначення необхідної вантажопідйомності

Необхідна вантажопідйомність крана визначається за масою найбільш важкого монтажного елемента з урахуванням маси стропувальних пристроїв. Найважчим елементом є ригель масою: $q_{\text{ел}} = 0,438$ т.

Тоді необхідна вантажопідйомність крана:

$$Q = q_{\text{ел}} + q_{\text{стр}}, \quad (3.5)$$

де Q – необхідна вантажопідйомність крана, т; $q_{\text{ел}}$ – маса найбільш важкого елемента, т; $q_{\text{стр}}$ – маса стропувальних пристроїв, $q_{\text{стр}} = 0,94$ т.

$$Q = 0,438 + 0,94 = 1,378 \text{ т.}$$

Отже, вантажопідйомність стрілового крана повинна бути не меншою ніж: $Q = 1,378$ т.

3. Визначення необхідного вильоту гака

Необхідний виліт гака для стрілового крана визначається графічним способом з урахуванням місця стоянки крана, габаритів будівлі, зони монтажу та безпечного наближення до конструкцій.

За результатами графічного визначення приймається: $L_{\text{кр}} = 6,0$ м.

Таким чином, для виконання монтажних робіт стріловий кран повинен забезпечувати висоту підйому гака не менше 8,2 м, вантажопідйомність не менше 1,378 т та виліт гака 6,0 м.

Конкретний тип і марка кранів вибирається з урахуванням аналітичних результатів, отриманих зі схеми технічних параметрів крана: вантажопідйомність, радіус дії, висота підйому гака, з обов'язковою перевіркою допустимості отриманих значень моментів навантаження для всього врахованого вантажу з його вантажними характеристиками з метою забезпечення стійкості вантажу.

Таблиця 3.3 – Основні параметри монтажних елементів для підбору крана

Найменування вантажу	Маса вантажу, т	Необхідна висота підйому	Максимальний виліт гака, м	Вантажний момент, тм
Колона	0,69	7	7	5
Ригель	0,96	11	6	6
Прогон	0,21	8	10	2
Профлист	0,54	11	9	5

Приймаємо для будівництва одноповерхових деталей стріловий самохідний гусеничний кран РДК-250, технічні характеристики якого наведено в таблиці 3.4.

Таблиця 3.4 — Технічні характеристики монтажного гусеничного крана РДК-250

№ з/п	Найменування показника	Значення
1	Максимальний виліт стріли, м	21,75
2	Мінімальний виліт стріли, м	3,75
3	Швидкість підйому вантажу, м/хв	7,37 / 0,37
4	Швидкість опускання вантажу, м/хв	15,6 / 0,4
5	Частота обертання поворотної платформи, об/хв	0,27

На рисунку 3.2 наведено загальний вигляд гусеничного стрілового крана, який застосовується для виконання монтажних робіт під час зведення

конструкцій будівлі. Кран використовується для піднімання та встановлення ригелів, прогонів, елементів покриття й інших монтажних вантажів. Гусеничний хід забезпечує стійкість крана та можливість його переміщення в межах будівельного майданчика.

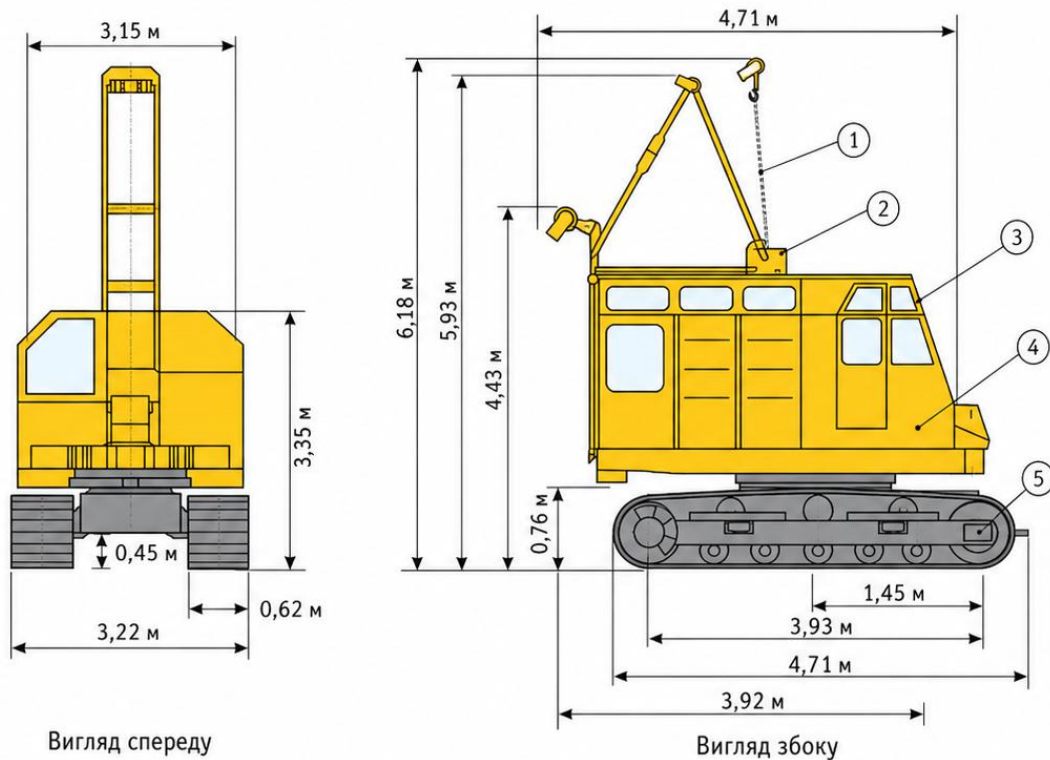


Рис. 3.2 – Гусеничний стріловий кран для виконання монтажних робіт: 1 – стріла, 2 – гакова підвіска, 3 – кабіна машиніста, 4 – поворотна платформа, 5 – гусеничний візок

3.3. Тимчасові будівлі та споруди

Розрахунок потреби в тимчасових будівлях

Площі тимчасових будівель і споруд на будівельному майданчику визначаються виходячи з максимальної кількості працівників, які одночасно перебувають на об'єкті відповідно до календарного плану, а також нормативної площі, що припадає на одну особу [24].

Загальну чисельність персоналу будівельного майданчика визначаємо за формулою [24]:

$$N_{\text{заг}} = N_{\text{роб}} + N_{\text{ітп}} + N_{\text{моп}}, \quad (3.6)$$

де $N_{\text{роб}}$ – чисельність робітників, прийнята за графіком руху робочої сили календарного плану, $N_{\text{роб}} = 105$ осіб; $N_{\text{ітп}}$ – чисельність інженерно-технічних працівників; $N_{\text{моп}}$ – чисельність молодшого обслуговуючого персоналу.

Чисельність інженерно-технічних працівників приймаємо у розмірі 13 % від кількості робітників:

$$N_{\text{ітп}} = 0,13 \cdot N_{\text{роб}} = 0,13 \cdot 105 = 13,65 \approx 14 \text{ осіб.}$$

Чисельність молодшого обслуговуючого персоналу приймаємо у розмірі 2 % від кількості робітників:

$$N_{\text{моп}} = 0,02 \cdot N_{\text{роб}} = 0,02 \cdot 105 = 2,10 \approx 2 \text{ особи.}$$

Тоді загальна чисельність працівників становить:

$$N_{\text{заг}} = 105 + 14 + 2 = 121 \text{ особа.}$$

Визначення потреби в інвентарних тимчасових будівлях

Потреба в інвентарних тимчасових будівлях і спорудах визначається за максимальною чисельністю працівників, які одночасно перебувають на будівельному майданчику, а також за нормативною площею, що припадає на одну особу. Розрахунок виконується для забезпечення належних санітарно-побутових, адміністративних і виробничих умов під час виконання будівельно-монтажних робіт.

До складу тимчасових будівель включаються гардеробні, приміщення для відпочинку та приймання їжі, санітарно-побутові приміщення, душові, туалети, приміщення для обігріву працівників, прорабська та приміщення для роздавання спецодягу або інвентарю. Розрахункова площа кожного приміщення визначається множенням кількості користувачів на нормативну площу на одну особу. Прийняті розміри інвентарних будівель підбираються з урахуванням типових модульних габаритів [23].

Таблиця 3.5 – Визначення потреби в інвентарних тимчасових будівлях

№ з/п	Найменування тимчасової будівлі	Кількість персоналу, осіб	Норма на одну особу, м²/особа	Розрахункова площа, м²	Прийняті розміри
1	Гардеробна	105	0,90	94,5	6 × 3 м — 5 шт.
2	Приміщення для відпочинку та приймання їжі	121	1,00	121,0	9 × 3 м — 5 шт.
3	Санітарно-побутова кімната	121	0,05	6,0	2 × 3 м — 1 шт.
4	Душова	105	0,43	45,0	4,5 × 3 м — 1 шт.
5	Туалет	121	0,07	9,0	1,5 × 1,5 м — 4 шт.
6	Приміщення для обігріву працівників	121	0,20	24,0	4 × 3 м — 2 шт.
7	Прорабська	14	4,80	67,0	6 × 3 м — 4 шт.
8	Приміщення для роздавання спецодягу та інвентарю	2	7,00	14,0	6 × 3 м — 1 шт.

Розміщення тимчасових будівель і споруд

Під час розміщення тимчасових будівель і споруд на будівельному майданчику необхідно враховувати вимоги безпеки, зручність експлуатації та раціональну організацію будівельного виробництва. Господарські та складські приміщення доцільно розташовувати поблизу в'їздів на будівельний майданчик, що забезпечує зручне постачання матеріалів, обладнання та інвентарю.

Побутові приміщення для працівників розміщуються поза межами небезпечних зон, зокрема за межами зони роботи монтажного крана, шляхів переміщення вантажів і руху будівельної техніки. Таке рішення забезпечує безпечні умови перебування персоналу на майданчику та не порушує вимог охорони праці.

Усі тимчасові будівлі й споруди розташовуються з дотриманням необхідних протипожежних розривів, санітарних відстаней, зручних пішохідних підходів і транспортних проїздів. Прийнята схема розміщення повинна забезпечувати безпечну експлуатацію будівельного майданчика та безперервність виконання будівельно-монтажних робіт [25].

3.4 Розрахунок освітлення будівельного майданчика

На будівельному майданчику передбачається влаштування робочого, аварійного та охоронного освітлення. Для живлення освітлювальних мереж приймається кільцева схема електропостачання, що підвищує надійність роботи освітлення. Живлення силових механізмів виконується за тупиковою схемою.

Кількість точкових світильників визначається за формулою [25]:

$$n = \frac{p \cdot E \cdot S}{P_l}, \quad (3.7)$$

де n – необхідна кількість світильників, шт.; p – питома потужність освітлення; E – нормована освітленість; S – площа території, що підлягає освітленню, м²; P_l – потужність лампи прожектора, Вт.

Для охоронного освітлення кількість світильників становить:

$$n = \frac{0,4 \cdot 0,5 \cdot 27000}{500} = 11 \text{ шт.}$$

Для аварійного освітлення кількість світильників становить:

$$n = \frac{0,4 \cdot 0,2 \cdot 27000}{500} = 5 \text{ шт.}$$

Отже, для забезпечення освітлення будівельного майданчика необхідно передбачити 11 світильників охоронного освітлення та 5 світильників аварійного освітлення. Прийняте рішення забезпечує необхідний рівень видимості на території майданчика у темний час доби та підвищує безпеку виконання будівельно-монтажних робіт.

3.5 Технологічна карта на монтаж сталевго каркаса будівлі

Область застосування

Технологічна карта розроблена для організації та виконання робіт із монтажу сталевго каркаса будівлі. Вона визначає послідовність виконання монтажних операцій, основні вимоги до безпечного виконання робіт, порядок установлення конструктивних елементів у проєктне положення, а також заходи з охорони праці під час роботи монтажної бригади та крана.

Технологічна карта застосовується під час монтажу колон, ригелів, прогонів та інших елементів сталевго каркаса. Роботи виконуються відповідно до проєкту виконання робіт, календарного графіка будівництва та вимог чинних нормативних документів з охорони праці у будівництві [24].

Інженерні рішення з техніки безпеки

На ділянці, де виконуються монтажні роботи, не допускається одночасне виконання інших видів робіт, які можуть створювати небезпеку для працівників. Під час зведення будівлі забороняється перебування людей у секції, над якою здійснюється переміщення, встановлення або тимчасове закріплення елементів сталевго каркаса.

Конструкції, що підлягають монтажу, необхідно очистити від бруду, пилу, снігу, льоду та інших забруднень до їх підйому краном. Стропування елементів слід виконувати справними вантажозахоплювальними пристроями, які забезпечують надійне утримання конструкції під час підйому та, за потреби, можливість дистанційного розстропування з робочого горизонту. Якщо висота до замка вантажозахоплювального пристрою перевищує 2 м, необхідно застосовувати пристрої, що дозволяють виконувати розстропування без підйому працівника до місця зачеплення [25].

Під час переміщення елементи конструкцій повинні утримуватися від розгойдування за допомогою відтяжок. Забороняється перебування людей на конструкціях або обладнанні під час їх підйому, переміщення та наведення в

проектне положення. У перервах між роботами не допускається залишати підняті конструкції на гаку крана.

Для переходу монтажників по встановлених конструкціях, на яких неможливо влаштувати стаціонарне огороження, необхідно передбачати спеціальні запобіжні пристрої, тимчасові настили, страхувальні канати або інші засоби захисту. Усі встановлені в проектне положення елементи мають бути закріплені таким чином, щоб забезпечувалася їх стійкість і геометрична незмінність. Розстропування конструкцій дозволяється виконувати лише після їх тимчасового або постійного закріплення. Переміщення встановлених елементів після розстропування не допускається [26].

Монтажні роботи на висоті у відкритих місцях забороняється виконувати при швидкості вітру 15 м/с і більше, під час грози, туману або інших погодних умов, які обмежують видимість у межах фронту робіт. До початку монтажу необхідно встановити єдиний порядок подавання умовних сигналів між особою, яка керує монтажем, і машиністом крана. Усі сигнали подає лише призначений сигнальник, крім сигналу «Стоп», який може подати будь-який працівник у разі небезпеки.

Монтаж кожної наступної захватки будівлі допускається виконувати тільки після надійного закріплення всіх елементів попередньої захватки відповідно до проекту. Під час монтажу працівники повинні перебувати на раніше встановлених і надійно закріплених конструкціях або на інвентарних засобах підмоцнування.

Розпакування та підготовка обладнання або конструкцій до монтажу виконуються згідно з проектом виконання робіт на спеціальних стелажах або підкладках висотою не менше 100 мм. Під час складання монтажних з'єднань суміщення отворів у деталях необхідно виконувати тільки за допомогою спеціального монтажного інструменту. Забороняється виконувати цю операцію руками.

Під час переміщення конструкцій відстань між вантажем і виступаючими частинами змонтованих конструкцій або обладнання повинна бути не менше 1,0

м по горизонталі та 0,5 м по вертикалі. До початку робіт усі члени монтажної бригади та машиністи кранів повинні бути ознайомлені з проєктом виконання робіт, технологічною картою та заходами з охорони праці. Працівники, зайняті на монтажі сталевих конструкцій, зобов'язані працювати в захисних касках, спецодязі та використовувати запобіжні пояси під час роботи на висоті [26].

Вказівки щодо виконання робіт

Монтаж колон

Монтаж колон виконується у встановленій технологічній послідовності. Перед підйомом колону розкладають у передмонтажне положення на підкладках. Кран установлюють на визначену стоянку відповідно до схеми руху та монтажної зони.

Після підготовки колону стропують і піднімають гаком крана на заданому вильоті. За допомогою почергової роботи механізмів повороту платформи та підйому гака колону переводять у вертикальне положення. Під час підйому елемент піднімають вище монтажної відмітки приблизно на 0,5 м, після чого поворотом платформи крана подають його до місця встановлення.

Колону встановлюють на регульовальні шайби або вивірочні гайки в проєктне положення. Положення елемента уточнюють за монтажними осями, після чого колону закріплюють установчими шайбами, гайками або іншими передбаченими проєктом кріпильними елементами. Після перевірки вертикальності та надійності тимчасового закріплення виконується розстропування колони [27].

Підготовка майданчика для роботи крана

Майданчик для роботи крана повинен бути попередньо спланований, ущільнений і за потреби відсипаний щебенем. Основа під кран має забезпечувати допустимий питомий тиск не менше 4 кг/см². Ухил робочого майданчика не повинен перевищувати 1 %. Такі вимоги забезпечують стійкість крана, безпечне виконання вантажопідіймальних операцій і точність встановлення елементів сталевих каркасів в проєктне положення [26].

Інженерні рішення з безпеки під час монтажних робіт

Під час виконання монтажних робіт на визначеній ділянці або захватці не допускається одночасне виконання інших будівельних процесів, які можуть створювати небезпеку для працівників. У процесі зведення будівлі забороняється перебування людей у секції, над якою здійснюється переміщення, встановлення або тимчасове закріплення елементів конструкцій.

Конструкції, що підлягають монтажу, необхідно очистити від бруду, пилу, снігу або льоду до їх підйому. Стропування конструкцій та обладнання слід виконувати справними вантажозахоплювальними пристроями. Якщо висота до замка вантажозахоплювального пристрою перевищує 2 м, необхідно застосовувати пристрої, які забезпечують можливість дистанційного розстропування з робочого горизонту [27].

Під час переміщення конструкцій краном елементи повинні утримуватися від розгойдування за допомогою відтяжок. Забороняється перебування людей на конструкціях або обладнанні під час їх підйому та переміщення. Під час перерв у роботі не допускається залишати підняті елементи конструкцій або обладнання на гаку крана.

Для переходу монтажників по встановлених конструкціях, на яких неможливо влаштувати огороження, необхідно використовувати спеціальні запобіжні пристрої, тимчасові настили, страхувальні канати або інші засоби захисту. Установлені в проєктне положення елементи конструкцій повинні бути закріплені таким чином, щоб забезпечити їх стійкість і геометричну незмінність. Розстропування допускається тільки після тимчасового або постійного закріплення елемента. Переміщення конструкцій після їх розстропування не допускається.

Монтажні роботи на висоті у відкритих місцях забороняється виконувати при швидкості вітру 15 м/с і більше, під час грози, туману або інших погодних умов, що обмежують видимість у межах фронту робіт. До початку монтажу необхідно встановити порядок подавання умовних сигналів між відповідальним

за монтаж і машиністом крана. Усі сигнали має подавати одна призначена особа, крім сигналу «Стоп», який у разі небезпеки може подати будь-який працівник.

Монтаж кожної наступної захватки будівлі дозволяється виконувати тільки після надійного закріплення всіх елементів попередньої захватки відповідно до проєкту. У процесі монтажу працівники повинні перебувати на раніше встановлених і надійно закріплених конструкціях або використовувати інвентарні засоби підмоцнування [27].

Розпакування та підготовку обладнання до монтажу необхідно виконувати відповідно до проєкту виконання робіт на спеціальних стелажах або підкладках висотою не менше 100 мм. Під час складання монтажних з'єднань суміщення отворів і перевірку їх збігу в деталях слід виконувати тільки за допомогою спеціального монтажного інструменту.

Під час переміщення конструкцій або обладнання відстань між ними та виступаючими частинами змонтованих конструкцій має бути не менше 1,0 м по горизонталі та 0,5 м по вертикалі. До початку робіт члени монтажною бригадою й машиністи кранів повинні бути ознайомлені з проєктом виконання робіт, технологічною картою та заходами безпеки [25].

Працівники, які виконують монтаж конструкцій, повинні працювати в захисних касках, спецодязі та використовувати запобіжні пояси під час роботи на висоті. Дотримання зазначених вимог забезпечує безпечне виконання монтажних робіт і знижує ризик травмування працівників на будівельному майданчику [25].

РОЗДІЛ 4. ОХОРОНА ПРАЦІ

4.1 Аналіз умов праці на об'єкті будівництва

Організація будівельного майданчика, робочих зон, проїздів і проходів має забезпечувати безпечні умови праці на всіх етапах виконання будівельно-монтажних робіт відповідно до вимог охорони праці у будівництві [28]. Під час планування будівельного майданчика необхідно передбачити раціональне розміщення робочих місць, тимчасових споруд, складських зон, шляхів руху будівельної техніки та пішохідних проходів [28].

Особливу увагу слід приділяти визначенню небезпечних зон, у межах яких постійно діють або можуть виникати небезпечні та шкідливі виробничі фактори. Такі зони повинні бути позначені попереджувальними знаками, огороженнями та написами встановленого зразка [28].

До зон постійної дії небезпечних і шкідливих факторів належать ділянки поблизу неізольованих струмопровідних частин електроустановок, місця біля неогороджених перепадів висотою 1,3 м і більше, а також зони, де можливе перевищення допустимих концентрацій шкідливих речовин або рівнів шуму. Перебування працівників у таких місцях допускається лише за умови застосування відповідних засобів індивідуального захисту та дотримання вимог охорони праці [30].

До зон потенційної дії небезпечних виробничих факторів належать території поблизу споруджуваної будівлі, поверхи та захватки, над якими виконуються монтажні роботи, зони переміщення будівельних машин, механізмів та їх робочих органів, а також місця, над якими здійснюється переміщення вантажів кранами [28]. У цих зонах необхідно обмежити перебування сторонніх осіб і забезпечити постійний контроль за безпечним виконанням робіт.

Оскільки будівельний майданчик розташований у межах житлового мікрорайону, його необхідно огородити для запобігання доступу сторонніх

осіб. На в'їзді до майданчика слід установити схему руху транспорту із зазначенням напрямків руху, місць розвантаження, стоянок техніки та небезпечних зон. Швидкість руху транспортних засобів поблизу місць виконання робіт не повинна перевищувати 10 км/год на прямих ділянках і 5 км/год на поворотах.

Будівельний майданчик, робочі місця, проїзди та проходи в темний час доби повинні мати рівномірне освітлення без засліплювальної дії світильників на працівників. Мінімальна освітленість території будівельного майданчика має становити не менше 2 лк. Проїзди, проходи й робочі місця необхідно регулярно очищати від сміття, будівельних відходів, снігу та льоду. У зимовий період відкриті проходи й робочі зони слід посипати піском або шлаком для запобігання ковзанню [27].

Ширина проходів до робочих місць повинна бути не меншою ніж 0,6 м, а висота проходів у світлі — не меншою ніж 1,8 м. Входи до споруджуваної будівлі необхідно захищати суцільними навісами, ширина яких має бути не меншою за ширину входу, з виносом від стіни будівлі не менше 2 м [31].

Робочі місця та проходи, розташовані на висоті 1,3 м і більше та на відстані менше 2 м від межі перепаду висот, повинні бути обладнані тимчасовими огороженнями. Під час виконання монтажних робіт на висоті працівники зобов'язані використовувати запобіжні пояси та страхувальні канати. Отвори в перекриттях, призначені для монтажу обладнання, сходових кліток або інженерних комунікацій, повинні закриватися суцільним настилом або огорожуватися [31].

Матеріали, будівельні конструкції та обладнання необхідно подавати на робочі місця у технологічній послідовності, що забезпечує безпечне виконання робіт. Їх слід складувати так, щоб вони не створювали небезпеки для працівників, не обмежували проходи та не перешкоджали руху техніки [29, 36]. Між штабелями матеріалів на складах необхідно передбачати проходи шириною не менше 1 м. Забороняється притуляти матеріали, конструкції або обладнання до огорож, тимчасових споруд та інших нестійких елементів [31].

4.2 Організація безпечного та нешкідливого виконання робіт на будівельному майданчику

Безпечне виконання будівельно-монтажних робіт забезпечується комплексом організаційних, технічних і санітарно-гігієнічних заходів. Експлуатація будівельних машин, механізмів, засобів малої механізації, інвентарю та оснащення повинна здійснюватися відповідно до вимог нормативних документів, проєкту виконання робіт і інструкцій заводів-виробників. До початку робіт відповідальна особа повинна визначити схему руху машин, місця їх установа, способи заземлення обладнання з електроприводом, порядок подавання сигналів між машиністом і сигнальником, а також забезпечити належне освітлення робочої зони [28].

Місця роботи будівельних машин необхідно призначати так, щоб забезпечити достатній простір для огляду робочої зони, маневрування та безпечного переміщення. Якщо машиніст не має прямої видимості сигнальника, між ними потрібно організувати двосторонній радіо- або телефонний зв'язок. Використання проміжних сигнальників для передавання команд не допускається. У зоні роботи машин встановлюються знаки безпеки та попереджувальні написи. Забороняється залишати без нагляду машини з увімкненим двигуном. Технічне обслуговування дозволяється виконувати лише після зупинки двигуна та скидання тиску в гідравлічних і пневматичних системах, крім випадків, прямо передбачених інструкцією виробника.

Розміщення та переміщення машин поблизу котлованів, траншей і виїмок із незакріпленими укосами допускається тільки за межами призми можливого обвалення ґрунту на відстані, визначеній проєктом виконання робіт. Монтаж і демонтаж машин повинні виконуватися під керівництвом відповідальної особи та відповідно до інструкцій виробника. Не допускається виконання монтажу машин під час ожеледиці, туману, снігопаду, грози, а також за температури повітря або швидкості вітру, що перевищують межі, установлені паспортом машини [28].

Перед початком земляних робіт у місцях проходження діючих підземних комунікацій необхідно погодити порядок виконання робіт з організаціями, які їх експлуатують, та позначити розташування мереж на місцевості відповідними знаками. Роботи в охоронних зонах електричних кабелів або газопроводів виконуються під безпосереднім контролем відповідальної особи, а також за участю представників відповідних експлуатаційних служб. Ґрунт, що розробляється з котловану, необхідно вивозити або складувати відповідно до технологічної схеми. Завантаження ґрунту в автосамоскиди виконується з боку заднього або бокового борту.

Під час виконання земляних робіт у разі потреби застосовують інвентарні кріплення стінок котлованів і траншей. Верхня частина кріплення повинна виступати над краєм виїмки не менше ніж на 15 см. Демонтаж кріплень виконують у напрямку знизу вгору в міру зворотного засипання. Перед допуском працівників у котлован необхідно перевірити стійкість укосів або справність кріплень. Одностороннє засипання пазух біля свіжовлаштованих фундаментів і підпірних стін допускається лише після виконання заходів, що забезпечують стійкість конструкцій.

Кам'яні роботи

Під час подавання цегли, блоків та інших дрібноштучних матеріалів краном необхідно використовувати піддони, контейнери або спеціальні вантажозахоплювальні пристрої, які запобігають падінню вантажу. При кладці стін на висоті, коли відстань від робочого настилу до рівня землі або перекриття перевищує 1,3 м, необхідно застосовувати колективні засоби захисту: огорожі, уловлювальні пристрої або запобіжні пояси.

Кладку зовнішніх стін товщиною до 0,75 м не допускається виконувати, стоячи безпосередньо на стіні. Якщо товщина стіни перевищує 0,75 м, роботи можуть виконуватися з використанням запобіжного пояса, прикріпленого до спеціального страхувального пристрою. Зведення стін наступного поверху допускається тільки після монтажу несучих конструкцій міжповерхового перекриття, сходових маршів і площадок [31].

При зведенні кам'яних стін висотою понад 7 м по периметру будівлі необхідно встановлювати захисні козирки. Їх ширина повинна бути не меншою ніж 1,5 м, а конструкція має забезпечувати сприйняття снігового навантаження для відповідного кліматичного району та зосередженого навантаження не менше 1600 Н. Перший ряд козирків улаштовують на висоті не більше 6 м від рівня землі та зберігають до завершення кладки. Працівники, які встановлюють, очищують або демонтують козирки, повинні використовувати запобіжні пояси. Забороняється ходити по козирках, використовувати їх як риштування або складувати на них матеріали [28, 31].

Бетонні та залізобетонні роботи

Опалубка для монолітних залізобетонних конструкцій повинна виготовлятися, встановлюватися та експлуатуватися відповідно до проєкту виконання робіт. Розміщення на опалубці обладнання, інструментів і матеріалів, не передбачених проєктом, а також перебування сторонніх осіб не допускається. Демонтаж опалубки виконують після досягнення бетоном необхідної міцності та лише з дозволу відповідальної особи.

Підготовку та оброблення арматури необхідно виконувати у спеціально відведених місцях. Робочі зони для розмотування бухт і рихтування арматури повинні бути огорожені. Під час різання арматурних стрижнів довжиною менше 0,3 м слід застосовувати пристрої, що запобігають їх відлітанню. Заготовлену арматуру необхідно складувати у визначених місцях, а торці стрижнів у зонах проходу закривати захисними щитами.

Під час приготування бетонної суміші з хімічними добавками потрібно вживати заходів для запобігання опікам шкіри та ураженню очей працівників. Перед початком бетонування щоденно перевіряють стан опалубки, ємності для подавання суміші, риштувань і пристроїв для укладання бетону. Виявлені несправності усувають до початку робіт. Під час ущільнення бетонної суміші електровібраторами забороняється переміщати вібратор за струмоведучий кабель; у перервах роботи та при перенесенні вібратор необхідно вимикати [27, 28].

Монтажні роботи

На ділянці виконання монтажних робіт не допускається виконання інших робіт і перебування сторонніх осіб. Під час зведення будівлі забороняється перебування людей у секціях, над якими здійснюється переміщення, встановлення або тимчасове закріплення збірних конструкцій чи обладнання. Способи стропування мають забезпечувати подавання елементів у положенні, наближеному до проєктного, а очищення конструкцій від бруду, льоду або снігу виконується до їх підйому.

Стропування конструкцій і обладнання здійснюється справними вантажозахоплювальними засобами. Якщо висота до замка вантажозахоплювального пристрою перевищує 2 м, необхідно використовувати пристрої для дистанційного розстропування. Під час переміщення елементи утримуються від розгойдування і повороту гнучкими відтяжками. Забороняється перебування людей на конструкціях під час їх підйому, а також залишення вантажів у підвішеному стані під час перерви.

Елементи, установлені в проєктне положення, повинні бути тимчасово або постійно закріплені так, щоб забезпечувалася їх стійкість і геометрична незмінність. Розстропування дозволяється тільки після закріплення елемента. Монтажні роботи на висоті у відкритих місцях не виконують під час грози, туману, за недостатньої видимості та при швидкості вітру, що перевищує допустимі значення. Перед початком монтажу встановлюється порядок подавання умовних сигналів між керівником робіт і машиністом крана; сигнал «Стоп» має право подати будь-який працівник, який помітив небезпеку.

Монтаж конструкцій наступного ярусу або захватки дозволяється лише після надійного закріплення всіх елементів попереднього ярусу. Монтажники повинні перебувати на раніше встановлених і надійно закріплених конструкціях або на інвентарних засобах підмоцнування. Під час переміщення конструкцій відстань до виступаючих частин змонтованих елементів повинна забезпечувати безпечний зазор. Роботи з усунення дефектів змонтованого обладнання чи

конструкцій виконуються тільки після розроблення та погодження відповідних заходів [28].

Покрівельні роботи

Допуск працівників до покрівельних робіт здійснюється після огляду виконробом або майстром разом із бригадиром стану несучих конструкцій покриття, огорожень і засобів доступу. Матеріали на покрівлі дозволяється розміщувати лише у місцях, передбачених проектом виконання робіт, із вжиттям заходів проти їх падіння або зсуву під дією вітру. Під час перерв інструмент, технологічні пристрої та матеріали необхідно закріплювати або прибирати з покрівлі.

Не допускається виконання покрівельних робіт під час ожеледиці, грози, туману, що обмежує видимість, а також при швидкості вітру 15 м/с і більше. Елементи покрівлі, зокрема водостічні труби, звіси, фартухи, компенсаційні елементи та інші деталі, повинні подаватися на робочі місця у готовому вигляді. Заготівля таких деталей безпосередньо на покрівлі не допускається.

Котли для нагрівання бітумних мастик повинні бути обладнані термометрами та щільними кришками. Матеріали, що завантажуються в котел, мають бути сухими; потрапляння льоду або снігу не допускається. Біля котла повинні бути первинні засоби пожежогасіння [28, 5].

Зварювальні роботи

Електро- та газозварювальні роботи виконуються тільки після видалення з робочої зони горючих матеріалів і сторонніх осіб. Забороняється суміщати зварювання з роботами, під час яких застосовуються легкозаймисті або горючі речовини. Постійні зварювальні пости повинні розміщуватися у спеціально відведених місцях, обладнаних вентиляцією, засобами пожежогасіння та огороженням небезпечних зон.

Після завершення зварювальних або інших вогневих робіт відповідальна особа повинна забезпечити винесення газових балонів і ацетиленового обладнання у спеціально відведені місця, а також відключення електрозварювальних апаратів. Під час різання конструкцій необхідно вживати

заходів проти раптового обвалення відрізаних елементів. Зварювальні кабелі потрібно прокладати так, щоб запобігти пошкодженню їх ізоляції та контакту з водою, мастилами, сталевими канатами або гарячими трубопроводами. Виконання електрозварювальних робіт під час дощу або снігопаду без навісу над робочим місцем і обладнанням не допускається [28, 31].

4.3 Розрахунок і проєктування тимчасової автодороги

Тимчасові автомобільні дороги на будівельному майданчику проєктуються з урахуванням розташування споруджуваної будівлі, місць складування конструкцій, зон розвантаження матеріалів і напрямків руху будівельного транспорту. Оскільки основні конструкції та матеріали розміщуються переважно вздовж зовнішнього контуру будівлі, тимчасову автодорогу доцільно передбачити за кільцевою схемою з організацією окремих в'їздів і виїздів на будівельний майданчик. Таке рішення забезпечує безперервність транспортного руху, зменшує кількість зустрічних потоків і підвищує безпеку виконання вантажно-розвантажувальних робіт.

З урахуванням необхідності транспортування довгомірних будівельних конструкцій спеціалізованим автотранспортом – колонновозами, балковозами та іншими транспортними засобами шириною 2,4–3,2 м – тимчасові дороги на майданчику проєктуються односмуговими шириною 3,5 м. У місцях розвантаження конструкцій передбачаються розширення проїзної частини до 7,0 м, що забезпечує можливість безпечного маневрування, зупинки транспорту та проїзду інших машин.

Оскільки бетонна підготовка та улаштування перекриттів виконуються на етапі нульового циклу, додаткове влаштування тимчасових проїздів усередині прольотів будівлі не передбачається. Доставка конструкцій, як правило, організовується у напрямку монтажу, що дозволяє скоротити тривалість переміщення вантажів і підвищити ефективність роботи монтажного крана.

Радіуси поворотів тимчасових доріг приймаються відповідно до габаритів і маневрових характеристик транспорту, який використовується для перевезення

будівельних конструкцій. Мінімальний радіус повороту для доріг, призначених для транспортування великогабаритних конструкцій, приймається 15 м. Для під'їздів до побутових і допоміжних приміщень, зокрема медичного пункту та закритого складу, допускається радіус повороту 6 м. У місцях повороту доріг, які використовуються для доставки конструкцій, передбачаються локальні розширення проїзної частини до 5 м.

Відкриті складські майданчики розміщуються вздовж тимчасових доріг у місцях розвантаження матеріалів і конструкцій. Для забезпечення безпечного виконання розвантажувальних операцій у цих зонах передбачаються розширення дороги до 7 м з урахуванням ширини проїзної частини. Основу відкритих складських майданчиків виконують з ухилом до 5° для відведення поверхневих вод. На ґрунтах із низькою водопроникністю передбачається піщано-гравійна підсипка товщиною 5–10 см.

Прив'язка тимчасових доріг до об'єктів будівельного майданчика приймається з урахуванням безпечних відстаней: до місць складування конструкцій — не менше 0,5 м, до побутових і господарських приміщень — не менше 1,5 м. У місцях перетину тимчасових доріг із підземними комунікаціями траншеї повинні бути засипані піском на всю глибину для запобігання пошкодженню мереж під час руху транспорту.

Для безпечного пересування працівників територією будівельного майданчика передбачаються пішохідні доріжки та переходи шириною 1,5 м. Вони прокладаються в безпечних зонах, поза межами дії будівельних машин і вантажопідіймальних механізмів. Пішохідні доріжки влаштовуються з підвищенням над рівнем навколишнього ґрунту на 0,3 м, мають поперечний ухил і систему водовідведення.

Швидкість руху транспортних засобів на території будівельного майданчика обмежується: на прямих ділянках — не більше 10 км/год, на поворотах — не більше 5 км/год. Перед в'їздом на будівельний майданчик встановлюється схема руху транспорту із зазначенням напрямків руху, місць розвантаження, стоянок, пішохідних проходів і небезпечних зон.

Ділянки тимчасових доріг, що потрапляють у небезпечну зону роботи крана, відносяться до зон підвищеної небезпеки та повинні бути відповідно позначені на будівельному генеральному плані. Особливої уваги потребують ділянки біля торців будівлі під час монтажу несучих і фахверкових колон, а також зони поблизу розвантажувальних майданчиків. У цих місцях необхідно передбачити попереджувальні знаки, обмеження доступу сторонніх осіб і контроль руху транспорту під час виконання монтажних робіт [28, 31].

4.4 Пожежна безпека на будівельному майданчику

Під час розроблення будівельного генерального плану необхідно передбачити комплекс заходів із забезпечення пожежної безпеки. Для цього на території будівельного майданчика проєктується влаштування пожежних гідрантів, підключених до міської водопровідної мережі. Діаметр труб протипожежного водопостачання приймається 150 мм. На майданчику передбачається встановлення трьох пожежних гідрантів, а також розміщення пожежних щитів, укомплектованих первинними засобами пожежогасіння: вогнегасниками, ящиками з піском, відрами, лопатами та сокирами. Пожежні щити розташовуються поблизу пожежних гідрантів у легкодоступних місцях.

Проєктом також передбачається влаштування телефонного зв'язку для виклику пожежно-рятувальних підрозділів, пожежної сигналізації та аварійного освітлення. До початку виконання основних будівельно-монтажних робіт на майданчику має бути забезпечене протипожежне водопостачання від пожежних гідрантів. Джерела протипожежного водопостачання повинні бути освітлені в темний час доби та позначені відповідними покажчиками.

На будівельному майданчику необхідно передбачити звукову систему оповіщення про пожежу. Внутрішні системи протипожежного водопостачання, пожежної сигналізації та автоматичного пожежогасіння, передбачені проєктом, повинні монтуватися одночасно зі зведенням будівлі. Внутрішній протипожежний водопровід необхідно ввести в експлуатацію до початку

оздоблювальних робіт, а системи пожежної сигналізації й оповіщення мають забезпечувати своєчасне подання сигналу тривоги у разі виникнення пожежі.

Під час виконання будівельно-монтажних робіт необхідно дотримуватися вимог пожежної безпеки відповідно до ДСТУ 8828:2019, ДБН В.1.1-7:2016 та ДБН А.3.2-2-2009 [28, 5, 6]. Усі працівники, які перебувають на будівельному майданчику, повинні знати основні правила пожежної безпеки, порядок дій у разі виникнення пожежі та місця розташування первинних засобів пожежогасіння.

Відповідальність за дотримання протипожежного режиму на будівельному майданчику покладається на керівника будівництва або призначену ним відповідальну особу. Наказом по будівельному об'єкту встановлюються порядок і строки проведення протипожежних інструктажів, перелік відповідальних осіб за їх проведення, порядок допуску нових працівників до роботи після проходження інструктажу, а також порядок обліку осіб, які пройшли навчання з пожежної безпеки.

На видимих місцях будівельного майданчика, у побутових і адміністративних приміщеннях необхідно розміщувати витяги з правил пожежної безпеки, схеми евакуації, номери телефонів аварійних служб і покажчики розташування засобів пожежогасіння. Якщо на одному будівельному майданчику одночасно працюють кілька підрядних організацій, загальний контроль за дотриманням вимог пожежної безпеки покладається на генерального підрядника.

Особливу пожежну небезпеку становлять зварювальні та інші вогневі роботи. Їх виконання допускається лише за наявності відповідного наряду-допуску та після підготовки робочої зони. Перед початком таких робіт необхідно прибрати горючі матеріали, забезпечити наявність первинних засобів пожежогасіння та призначити відповідальну особу за пожежну безпеку. Зварювальні роботи повинні виконуватися відповідно до вимог пожежної безпеки та охорони праці у будівництві [28, 6].

У місцях підвищеної пожежної небезпеки, зокрема при значному обсязі зварювальних робіт або виконанні робіт на висоті, необхідно передбачати додаткові засоби пожежогасіння. Зварювальники, які працюють на висоті, повинні мати металеві ящики для збирання недогарків електродів. Забороняється скидати недогарки, іскри або гарячі частини металу на нижчі яруси, де можуть перебувати люди або горючі матеріали.

Не допускається встановлення ацетиленових генераторів у підвальних і цокольних приміщеннях. Газові балони, зварювальне обладнання та інші пожежонебезпечні пристрої необхідно розміщувати у спеціально відведених місцях із дотриманням безпечних відстаней і вимог щодо їх експлуатації. Після завершення зварювальних або інших вогневих робіт відповідальна особа повинна перевірити робоче місце та переконатися у відсутності джерел займання.

Таким чином, пожежна безпека на будівельному майданчику забезпечується шляхом улаштування протипожежного водопостачання, встановлення пожежних гідрантів і щитів, організації системи оповіщення, проведення інструктажів, контролю за виконанням вогневих робіт і дотриманням вимог нормативних документів.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія. Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. 127 с.
2. ДБН В.2.2-9:2018. Громадські будинки та споруди. Київ : Мінрегіон України, 2018. 47 с.
3. Лінда С.М. Архітектурне проектування громадських будівель і споруд: Навч.посібник. Львів: Видавництво Національного університету «Львівська політехніка», 2010. 608 с.
4. Плоский В. О., Гетун Г. В. Архітектура будівель та споруд. Книга 2. Житлові будинки : підручник. Київ : Ліра-К, 2015. 617 с.
5. ДБН В.1.1-7:2016. Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги. Київ : Мінрегіон України, 2017. 38 с.
6. ДСТУ 8828:2019. Пожежна безпека. Загальні положення. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2019. 87 с.
7. ДБН В.2.6-33:2018 Конструкції зовнішніх стін із фасадною теплоізоляцією. Вимоги до проектування Київ : Мінрегіон України, 2018. 19 с.
8. Будівельні конструкції : навч. посіб. для студентів ВНЗ / Є. В. Клименко, В. С. Дорофєєв, О. О. Довженко та ін. ; за заг. ред. Є. В. Клименка. Київ : Центр учбової літератури, 2020. 426 с.
9. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. Київ : Мінрегіон України, 2014. 194 с.
10. ДСТУ-Н Б В.2.6-203:2015. Настанова з виконання робіт при виготовленні та монтажі будівельних конструкцій. Київ : Мінрегіон України, 2015. 62 с.
11. ДБН В.2.5-67:2013. Опалення, вентиляція та кондиціонування. Київ : Мінрегіон України, 2013. 239 с.
12. ДБН В.2.5-64:2012. Внутрішній водопровід та каналізація. Частина І. Проектування. Частина ІІ. Будівництво. Київ : Мінрегіон України, 2013. 129 с.

13. Вентиляція та кондиціонування громадських об'єктів : навчальний посібник / Джеджула В. В. – Вінниця : ВНТУ, 2021. 71 с.
14. ДБН В.2.5-23:2025. Проектування електроустановок житлових будинків та громадських будівель і споруд. Київ : Міністерство розвитку громад та територій України, 2025. 96 с.
15. ДБН В.2.5-28:2018. Природне і штучне освітлення. Київ : Мінрегіон України, 2018. 137 с.
16. Будівельні конструкції : навч. посіб. для студентів ВНЗ / Є. В. Клименко, В. С. Дорофєєв, О. О. Довженко та ін. ; за заг. ред. Є. В. Клименка. Київ : Центр учбової літератури, 2020. 426 с.
17. Хоменко О. Г. Сталеві конструкції у будівництві : підручник для студентів вищих навчальних закладів. Глухів : ГНПУ ім. О. Довженка, 2018. 347 с.
18. Бучок Ю. Ф. Будівельні конструкції: основи розрахунку: підруч. для підгот. мол. Київ : Вища школа, 1994. 448 с.
19. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. Київ : Мінбуд України, 2006. 69 с.
20. <https://www.liraland.ua/services/university.php>
21. Александрович В. А. Основи та фундаменти : конспект лекцій для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти всіх форм навчання зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія / В. А. Александрович, Ю. І. Кобзар, О. В. Гаврилюк ; Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2023. – 158 с.
22. Методичні рекомендації до виконання практичних робіт із навчальної дисципліни «Основи та фундаменти» (для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія) / Харків. нац. ун-т. міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова; уклад. : Ю. І. Кобзар, О. В. Гаврилюк, В. А. Александрович. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2024. – 69 с.

23. Технологія будівельного виробництва (курсове та дипломне проектування) : навчальний посібник / Дудар І. Н., Лівінський О. М., Прилипко Т. В. – Вінниця : ВНТУ, 2018. 75 с.
24. Технологія будівельного виробництва. Підручник /В.К. Черненко, М.Г. Ярмоленко, Г.М. Батура та ін.; За редакцією В.К. Черненка, М.Г. Ярмоленка. – К.: Вища школа, 2002. 345 с.
25. Ушацький С. А., Шейко Ю. П., Тригер Г. М., Шебеко Н. А. Організація будівництва : підручник / за ред. С. А. Ушацького. Київ : Кондор, 2007. 521 с.
26. Бабіч Є. Є., Кухнюк О. М., Поляновська О. Є. Технологічні карти у будівництві : навч. посіб. Рівне : НУВГП, 2018. 91 с.
27. ДБН А.3.1-5:2016. Організація будівельного виробництва. Київ : Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2016. 67 с.
28. ДБН А.3.2-2:2009. Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення. Київ : Мінрегіонбуд України, 2012. 120 с.
29. ДСТУ 2293:2014. Охорона праці. Терміни та визначення основних понять. Київ : Мінекономрозвитку України, 2015. 18 с.
30. Закон України «Про охорону праці» : від 14.10.1992 № 2694-ХІІ.
31. Атаманчук П. С. Охорона праці в галузі : навчальний посібник / П. С. Атаманчук та ін. Київ : Центр учбової літератури, 2017. 322 с.