

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

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

Кафедра будівельних конструкцій

**КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА БАКАЛАВРА
ГРОМАДСЬКА БУДІВЛЯ БАГАТОФУНКЦІОНАЛЬНОГО
ВИКОРИСТАННЯ У М. ХАРКОВІ**

Розробив: студент 4 курсу, ПЦБ 2023-2у

Спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія

Освітньої програми – Промислове та цивільне будівництво

Ковалевський Кірілл Ігорович

Керівник: кандидат технічних наук, доцент кафедри
будівельних конструкцій Череднік Д.Л.

Рецензент: кандидат технічних наук, доцент кафедри
будівельних конструкцій Рюмін В.В.

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

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

ЗАТВЕРДЖУЮ:

В.о. завідувача кафедри будівельних
конструкцій

 _____ к.т.н., доц. Спіранде К.В.

«01» червня 2026 року

**ЗАВДАННЯ
ДО ВИКОНАННЯ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ БАКАЛАВРА**

Ковалевському Кіріллу Ігоровичу

Спеціальність: 192 - Будівництво та цивільна інженерія

Освітня програма: *Промислове та цивільне будівництво*

Тема кваліфікаційної роботи: *Громадська будівля багатофункціонального використання у м. Харкові, затверджена наказом ректора ХНУМГ ім. О. М. Бекетова від «26» травня 2026 р. № 447-03*

Термін подання завершеної роботи на кафедру “15” червня 2026 р.

Вихідні дані до кваліфікаційної роботи: *інженерно-геологічні умови майданчика, конструктивна схема та планувальні рішення об'єкта.*

Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити): *архітектурно-будівельна частина, розрахунково-конструктивна частина, розділ технології та організації будівельного виробництва, розділ охорони праці.*

Перелік графічного матеріалу (із чітким зазначенням обов'язкових креслень):

- архітектурно-будівельна частина: *архітектурно-будівельна частина: ситуаційний план, план на відм. 0.000, фасад 1–14, розрізи 1–1 та 2–2, план покрівлі;*

- розрахунково-конструктивна частина: *схема розташування елементів фундаментів, розрізи фундаментів, план колон на відм. 0.000, план балок перекриття на відм. +4.500, план розміщення елементів покриття, схема розміщення зв'язків по нижніх поясах ферм, конструктивні вузли;*

- технологічні рішення та організація будівництва: *технологічна карта на технологічна карта на монтаж металевого каркаса, схема проходок крана, схема монтажу ферми.*

КОНСУЛЬТАНТИ РОЗДІЛІВ РОБОТИ

Розділ		Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
			завдання видав	завдання прийняв
1. Архітектурно-будівельна частина		Завальний О.В., доцент		
2. Розрахунково-конструктивна частина	Розрахунок підземної частини об'єкту	Александрович В.А., зав. кафедри		
	Розрахунок надземної частини об'єкту	Череднік Д.Л., доцент		
3. Технологічні рішення та організація будівництва		Ватуля Г.Л., професор		
4. Охорона праці		Косенко Н.О., доцент		
Нормоконтроль		Пустовойтова О.М., доцент		

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

Назва етапів роботи	Строк виконання етапів роботи	Примітка
1. Архітектурно-будівельна частина	02.06-04.06.2026	виконано
2. Розрахунково-конструктивна частина	05.06-12.06.2026	виконано
3. Технологічні рішення та організація будівництва	13.06-16.05.2026	виконано
4. Охорона праці	15.06-16.06.2026	виконано

Керівник кваліфікаційної роботи  к.т.н., доц. Череднік Д.Л.

Завдання прийняв до виконання 

Дата видачі завдання « 01 » червня 2026

ЗМІСТ

ВСТУП	6
I Архітектурно-будівельна частина	9
1.1 Вихідні дані	9
1.2 Об'ємно-планувальне рішення будівлі	10
1.3 Архітектурно-конструктивне рішення будівлі	14
1.5. Визначення опору теплопередачі зовнішньої огорожувальної конструкції	17
II Розрахунково-конструктивна частина	21
2.1 Вибір марки сталі для несучих конструкцій	21
2.2 Формування розрахункової схеми поперечної рами	22
2.2.1 Вихідні параметри для розрахунку	22
2.2.2 Визначення геометричних параметрів поперечної рами	23
2.2.3 Визначення розрахункової осі поперечної рами	24
2.3 Визначення розрахункових впливів на поперечну раму	26
2.3.1 Збір постійних навантажень від конструкції покриття	26
2.3.2 Тимчасове експлуатаційне навантаження на поперечну раму	28
2.3.3 Визначення снігового навантаження на покриття	30
2.3.4 Розрахунок навантаження від дії вітру	33
2.3.5 Навантаження від власної ваги конструкцій	36
2.4 Статичний розрахунок поперечної рами	38
2.4.1 Визначення жорсткісних параметрів елементів	38
2.4.2 Завантаження на раму	40
2.4.3 Результати статичного розрахунку (за ПК SCAD++)	42
2.5 Розрахунок ферми Ф1	46
2.5.1 Вихідні дані до розрахунку	46
2.5.2 Навантаження на ферму	47
2.5.3 Статичний розрахунок ферми	48
2.5.4 Визначення розрахункових довжин стиснутих елементів ферми	49
2.5.5 Підбір перерізів елементів ферми	51

2.6 Розрахунки балок	55
2.6.1 Балка Б13	55
2.7 Розрахунок підземної частини об'єкта	58
2.7.1 Початкові данні	58
2.7.2 Аналіз інженерно-геологічних умов	59
2.7.3 Визначення розмірів подошви фундаменту Фм2	61
2.7.4 Визначення габаритів фундаменту	63
2.7.5 Розрахунок армування фундаменту Фм2	64
2.7.6 Розрахунок осідання фундаменту	66
III Технологічні рішення та організація будівництва	67
3.1 Характеристика умов виконання робіт	67
3.2 Технологічна послідовність виконання робіт	68
3.3 Вибір технічних засобів для монтажу та розроблення графіка робіт	72
3.3.1 Визначення характеристик вантажопідйомності монтажних елементів	73
3.3.2 Визначення монтажною висоти конструкцій	74
3.3.3 Розрахунок монтажного радіуса крана	75
3.4 Розрахунок трудомісткості монтажних робіт	77
3.5 Техніко-економічна оцінка прийнятих рішень	79
IV Охорона праці	81
4.1 Забезпечення охорони праці на законодавчому рівні	81
4.2 Аналіз умов праці та виявлення потенційних небезпек на об'єкті проєктування	83
4.3 Дослідження ризику реалізації потенційних небезпек	86
4.4 Розробка організаційно-технічних та архітектурно-планувальних заходів	89
СПИСОК ПОСИЛАНЬ	94

ВСТУП

Сучасний розвиток міст характеризується постійним зростанням потреб населення у громадських просторах, які поєднують різноманітні функції та забезпечують комфортні умови для роботи, відпочинку, навчання, проведення культурних і соціальних заходів. У зв'язку з цим особливої актуальності набуває проєктування багатофункціональних громадських будівель, здатних ефективно використовувати міську територію та забезпечувати високий рівень функціональності й безпеки. Такі об'єкти дозволяють об'єднати в одному комплексі різні види діяльності, що сприяє підвищенню ефективності використання земельних ресурсів, розвитку міської інфраструктури та створенню комфортного середовища для мешканців.

Тема кваліфікаційної роботи – «Громадська будівля багатофункціонального використання у м. Харкові» – є актуальною в умовах сучасного містобудівного розвитку України. Місто Харків є одним із найбільших наукових, освітніх, культурних та промислових центрів країни, тому потребує створення сучасних громадських об'єктів, які відповідатимуть вимогам сьогодення щодо функціональності, енергоефективності, надійності та архітектурної виразності. Крім того, в умовах відновлення та модернізації міської забудови особливого значення набуває впровадження сучасних конструктивних рішень, ефективних будівельних матеріалів і технологій зведення.

Метою даної кваліфікаційної роботи є розроблення проєкту громадської будівлі багатофункціонального використання в місті Харкові з урахуванням сучасних архітектурно-планувальних, конструктивних, технологічних та нормативних вимог. Під час проєктування передбачено забезпечення раціональної організації внутрішнього простору, комфортних умов експлуатації будівлі, її надійності, довговічності та відповідності чинним вимогам безпеки.

Проектування об'єкта виконано відповідно до чинних нормативно-правових документів України у галузі будівництва. При розробленні архітектурно-планувальних рішень враховано вимоги державних будівельних норм щодо громадських будівель і споруд, забезпечення доступності для маломобільних груп населення, пожежної безпеки, інклюзивності та енергоефективності. Розрахунок і проектування конструкцій здійснено відповідно до вимог діючих ДБН, ДСТУ та національних стандартів, гармонізованих з європейськими нормативними документами. Також у роботі враховано вимоги нормативних документів щодо організації будівництва, охорони праці та безпечної експлуатації об'єкта.

Структура роботи включає текстову та графічну частини. Пояснювальна записка містить необхідні розрахунки, обґрунтування прийнятих проектних рішень, опис конструктивної схеми будівлі, технологічних процесів будівництва та заходів з охорони праці. Графічна частина представлена комплектом креслень, що забезпечують повне відображення архітектурних, конструктивних і технологічних рішень об'єкта.

Відповідно до завдання на проектування, робота складається з чотирьох основних розділів. У першому розділі розроблено архітектурно-будівельну частину, яка включає фасади, плани поверхів, розрізи, ситуаційний план та інші архітектурні рішення. Другий розділ присвячений розрахунково-конструктивній частині, де виконано розрахунок основних несучих конструкцій будівлі, а також розглянуто роботу підземної та надземної частин споруди. У третьому розділі наведено технологічні рішення та організацію будівництва, розроблено технологію виконання основних будівельно-монтажних робіт, визначено потребу в ресурсах та організацію будівельного майданчика. Четвертий розділ присвячений питанням охорони праці, де розглянуто заходи щодо забезпечення безпечних умов праці під час будівництва та експлуатації об'єкта.

У процесі виконання роботи застосовано сучасні підходи до проєктування будівель, методи інженерних розрахунків та програмні комплекси автоматизованого проєктування, що дозволяють підвищити точність розрахунків, оптимізувати конструктивні рішення та забезпечити відповідність проєкту сучасним вимогам будівельної галузі.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНА ЧАСТНА

1.1 Вихідні дані

Випускна кваліфікаційна робота присвячена проєктуванню багатофункціональної будівлі з елементами житла, що передбачається до будівництва в місті Харкові. При розробленні проєкту враховано природно-кліматичні умови району будівництва, а також вимоги чинних нормативних документів щодо надійності, безпеки та довговічності будівель і споруд.

Згідно з кліматичним районуванням території України майданчик будівництва розташований у межах І кліматичного району. Кліматичні особливості району мають безпосередній вплив на вибір об'ємно-планувальних та конструктивних рішень, визначення теплотехнічних характеристик огорожувальних конструкцій, а також на розрахунок навантажень, що діють на будівлю протягом усього періоду експлуатації.

Для забезпечення надійної роботи будівельних конструкцій у проєкті враховано розрахункові параметри зовнішнього середовища. Температура зовнішнього повітря найбільш холодної доби із забезпеченістю 0,92 становить «-28°C», а температура найбільш холодної п'ятиденки із забезпеченістю 0,92 прийнята рівною «-23°C». Наведені значення використовуються при виконанні теплотехнічних розрахунків, визначенні характеристик систем опалення та вентиляції, а також при оцінюванні впливу температурних деформацій на несучі та огорожувальні конструкції будівлі.

Важливим фактором при проєктуванні є вітровий режим району будівництва. Для міста Харкова в зимовий період переважають вітри північно-західного та західного напрямків, тоді як у літній період характерним є східний напрямок вітру.

Середньорічна кількість атмосферних опадів у районі будівництва становить 527 мм. Нормативна глибина сезонного промерзання ґрунту для району будівництва становить 1.2 м, що є одним із визначальних параметрів при виборі типу та глибини закладання фундаментів.

Під час розрахунку несучих конструкцій прийнято характеристичне значення снігового навантаження 1600 Па та характеристичне значення вітрового навантаження 430 Па відповідно до [1]. Зазначені навантаження є основними кліматичними впливами, які враховуються при перевірці міцності, стійкості та жорсткості конструктивних елементів будівлі.

Відповідно до вимог нормативної документації будівля має II ступінь вогнестійкості, що забезпечує необхідний рівень пожежної безпеки та стійкості конструкцій до дії високих температур. За показником довговічності об'єкт належить до I ступеня, що передбачає нормативний термін експлуатації не менше 100 років за умови належного технічного обслуговування та дотримання правил експлуатації.

Згідно з чинною класифікацією будівель та споруд [2] об'єкт віднесено до класу наслідків (відповідальності) СС2. Такий клас передбачає підвищені вимоги до надійності конструктивних рішень та забезпечення безпечної експлуатації будівлі. За категорією складності проєктований об'єкт належить до III категорії, що відповідає його функціональному призначенню, архітектурно-планувальним рішенням та конструктивним особливостям.

1.2 Об'ємно-планувальне рішення будівлі

Архітектурно-планувальні рішення багатофункціональної будівлі розроблено відповідно до вимог чинних нормативних документів. Об'єкт розташований у місті Харкові та поєднує громадські, торговельні, офісні й житлові функції. Планувальна схема будівлі прийнята суцільною, що забезпечує

раціональне використання внутрішнього простору та ефективну організацію функціональних зв'язків між окремими зонами.

У плані будівля має складну конфігурацію з максимальними розмірами 62.0м у напрямку осей 1–15 та 44.8м у напрямку осей А–Л. Загальна висота споруди від рівня землі до найвищої точки становить 19.42м. Будівля включає три надземні поверхи висотою по 4.8м та підвальний поверх висотою 3.3м. Підвальна частина займає ділянку розміром 44.8 × 27.65м у межах осей А–Л та 1–8. Горищний простір проєктом не передбачений.

Для забезпечення вертикального сполучення між поверхами в будівлі передбачено декілька типів сходових клітин. Основними є тримаршеві сходи прямокутної форми з розмірами маршів 3.3 × 1.6м та міжповерхових площадок 1.6 × 1.9м. Габаритні розміри таких сходових клітин становлять 10.9 × 7.2м. Крім того, запроєктовані двомаршеві сходи з маршами розміром 2.9×1.5 м і площадками 1.3 × 3.2м та 2.5 × 3.2м. Розміри відповідних сходових клітин складають 6.6 × 3.2м. Для евакуації людей у разі надзвичайних ситуацій передбачені окремі двомаршеві сходові клітини розміром 6.8 × 2.9м.

Вертикальне транспортне сполучення забезпечують два пасажирські ліфти з розмірами шахт 1.62 × 3.25м та 1.2 × 1.6м. Додатково проєктом передбачено чотири підйомники розміром 1.2 × 1.0м для обслуговування функціональних зон будівлі. За відмітку 0.000 прийнято рівень сходової площадки першого поверху.

Перший поверх призначений переважно для громадських та торговельно-розважальних функцій. Центральним елементом є вестибюль площею 232м² із природним освітленням, який виконує функцію головного розподільчого простору. Значну частину поверху займає зона відпочинку площею 719м², призначена для перебування та дозвілля відвідувачів. Також на поверсі розташовані торговельні приміщення площею близько 31м², заклади харчування, представлені залом фаст-фуду площею 134м² та кафе площею 158м².

Для забезпечення експлуатації будівлі запроєктовані приміщення пожежного поста, електрощитова, завантажувальна зона, приміщення для зберігання хлібобулочних виробів, кабінет завідувача виробництва та інші допоміжні приміщення. Крім того, на поверсі розташовані коридори, сервіровочні, сервізні та кімнати для зберігання прибирального інвентарю.

Санітарно-побутове обслуговування відвідувачів забезпечується громадськими санітарними вузлами загальною площею 31м² на кожному поверсі. Туалети запроєктовані окремо для чоловіків і жінок та відповідають вимогам доступності для маломобільних груп населення. Передбачено спеціально обладнані кабінети для осіб, які пересуваються на кріслах колісних, а також для людей, що користуються милицями чи іншими допоміжними засобами. Санітарні приміщення оснащені необхідними поручнями, адаптованими умивальниками та спеціально обладнаними пісуарами.

Планувальна структура другого та третього поверхів загалом повторює рішення першого поверху. Основна відмінність полягає у функціональному наповненні окремих зон: замість приміщень громадського харчування розміщені офісні, торговельні та розважальні приміщення, що дозволяє забезпечити багатофункціональність комплексу та ефективне використання його площ.

Для відведення атмосферних і побутових вод у будівлі передбачено організовану внутрішню систему водостоку. По периметру споруди влаштовується відмостка шириною 1.0 м з ухилом 1 %, що забезпечує відведення поверхневих вод від фундаментів і підвищує довговічність конструкцій будівлі.

Основні техніко-економічні показники проєктованої багатофункціональної будівлі визначені на підставі прийнятих об'ємно-планувальних рішень. Загальна площа об'єкта, яка включає площі трьох надземних поверхів та підвального рівня, становить 7019.63м². Корисна площа будівлі, що характеризує площу приміщень, безпосередньо придатних для експлуатації відповідно до їх функціонального призначення, складає 6699.63м².

Площа забудови об'єкта дорівнює 2164.32м^2 та визначає розміри ділянки, зайнятої будівлею в межах її зовнішнього контуру на рівні земної поверхні. Прийняті архітектурно-планувальні рішення забезпечують ефективне використання забудованої території та раціональне розміщення функціональних зон.

Будівельний об'єм споруди, розрахований з урахуванням трьох надземних поверхів, підвальної частини та окремих конструктивних елементів будівлі, становить 35161.55м^3 . Отримане значення характеризує просторові параметри об'єкта та використовується при визначенні конструктивних, інженерних і техніко-економічних показників проєкту.

Основні техніко-економічні показники зведені у таблицю 1.1.

Таблиця 1.1 - Техніко-економічні показники багатофункціональної будівлі

№ з/п	Найменування показника	Одиниця виміру	Значення
1	Загальна площа будівлі	м^2	7019.63
2	Корисна площа будівлі	м^2	6699.63
3	Площа забудови	м^2	2164.32
4	Будівельний об'єм	м^3	35161.55
5	Кількість надземних поверхів	поверх	3
6	Кількість підземних поверхів	поверх	1
7	Висота надземного поверху	м	4.8
8	Висота підвального поверху	м	3.3
9	Максимальний розмір будівлі в осях 1–15	м	62,0
10	Максимальний розмір будівлі в осях А–Л	м	44.8
11	Висота будівлі до найвищої точки	м	19.42
12	Клас наслідків (відповідальності)	—	СС2

13	Категорія складності	–	III
14	Ступінь вогнестійкості	–	II
15	Ступінь довговічності	–	I

1.3 Архітектурно-конструктивне рішення будівлі

Конструктивне рішення будівлі прийнято з урахуванням її функціонального призначення, архітектурно-планувальної структури та вимог чинних нормативних документів. За прийнятою будівельною системою об'єкт належить до змішаного типу: у межах сходових клітин застосовано конструкції з дрібнорозмірних кам'яних елементів, тоді як основна частина споруди виконана з використанням повнозбірних конструкцій.

Несучий каркас будівлі утворений системою сталевих колон, балок та крокв'яних ферм. У зонах сходових клітин конструктивна схема доповнюється стіновими елементами, які беруть участь у сприйнятті навантажень. Загальна просторова незмінність споруди забезпечується спільною роботою вертикальних зв'язків, дисків перекриттів і покриття, що створюють єдину жорстку просторову систему.

Передавання навантажень на основу здійснюється через монолітні залізобетонні фундаменти стаканного типу, виготовлені з важкого бетону класу С16/20. Під колони каркаса передбачено окремі фундаменти розмірами 1.8×2.4 м, які влаштовуються по бетонній підготовці товщиною 100 мм. У підвальній частині глибина закладання фундаментів становить 5.7 м, а в ділянках без підвалу – 2.5 м. Під кам'яні стіни запроєктовані монолітні стрічкові фундаменти шириною 1.2 м та висотою 0.3 м.

Огороджувальні конструкції підземної частини утворені стінами зі збірних бетонних блоків, змонтованих на стрічкових фундаментах із перев'язкою вертикальних швів. Для захисту конструкцій від впливу вологи між

фундаментними елементами передбачено горизонтальний гідроізоляційний шар, а поверхні стін, що контактують із ґрунтом, додатково обробляються двошаровою бітумною гідроізоляцією.

Зовнішні огорожувальні конструкції будівлі представлені декількома типами рішень. Основними є стінові сендвіч-панелі товщиною 100мм із поліуретановим теплоізоляційним осердям та металевими облицювальними листами. В окремих зонах застосовано силікатну цеглу товщиною 380мм з подальшим облицюванням сендвіч-панелями. Для забезпечення сучасного архітектурного вигляду та достатнього природного освітлення частину фасадів виконано у вигляді світлопрозорих систем із енергоефективними склопакетами.

Для забезпечення необхідних вимог щодо вогнестійкості та жорсткості вертикальних комунікацій внутрішні стіни сходових клітин і конструкції ліфтових шахт запроектовано з силікатної цегли. Товщина стін сходових клітин прийнята 250мм, тоді як огорожувальні конструкції ліфтових шахт виконуються товщиною 380мм. Таке рішення забезпечує належну несучу здатність, звукоізоляцію та пожежну безпеку будівлі.

Огорожувальні конструкції санітарно-технічних приміщень передбачено з газобетонних блоків товщиною 120 мм. Використання даного матеріалу дозволяє зменшити власну вагу перегородок, спростити монтажні роботи та забезпечити необхідні експлуатаційні характеристики приміщень.

Внутрішній простір будівлі розділений перегородками з газобетонних блоків товщиною 120 та 200мм залежно від функціонального призначення приміщень. Над дверними прорізами передбачено армовані U-подібні елементи. Кріплення перегородок до основних конструкцій здійснюється за допомогою анкерних стрижнів, що забезпечують їхню просторову стійкість. У приміщеннях адміністративного призначення додатково застосовуються світлопрозорі скляні перегородки офісного типу.

Основними вертикальними несучими елементами будівлі є сталеві колони складеного двотаврового перерізу. Для крайніх і внутрішніх рядів прийняті одногілкові колони, які сприймають навантаження від перекриттів, покриття та інших конструктивних елементів. Кріплення колон до фундаментів виконується за допомогою анкерних болтів із подальшим замонолічуванням опорної частини. Висота колон становить 7.2м, а відстань між ними прийнята рівною 4.85м.

Просторова стійкість металевго каркаса забезпечується вертикальними зв'язками, розташованими між колонами. У проєкті використано хрестові та порталні зв'язки, які сприймають горизонтальні навантаження та запобігають втраті стійкості каркасної системи. Приєднання зв'язків до колон здійснюється через фасонки із застосуванням зварних з'єднань.

Міжповерхові перекриття виконані зі збірних багатопустотних залізобетонних плит товщиною 220 мм. Конструкції виготовляються з важкого бетону та спираються на сталеві балки каркаса по двох сторонах. Для підвищення міцності опорних зон порожнини плит у місцях спирання заповнюються бетонними вкладишами. У ділянках складної геометрії, зокрема в еркерах, передбачені монолітні вставки аналогічної товщини з необхідним армуванням. Після монтажу стики між плитами замонолічуються, що забезпечує їхню спільну роботу в складі диска перекриття.

Покриття будівлі спирається на сталеві крокв'яні ферми прольотом 27 м. Ферми виготовляються із замкнених прямокутних трубчастих профілів та мають ухил верхнього пояса 3 %. Передавання навантажень від покриття на колони здійснюється через опорні вузли, закріплені болтовими з'єднаннями. Відстань між сусідніми фермами становить 4.85 м. Конструктивні вузли сполучення ферм із колонами прийняті відповідно до типових рішень для металевих каркасів.

Для основної частини будівлі передбачено сучасну плоску покрівлю з внутрішнім водовідведенням. Як гідроізоляційний шар використовується ПВХ-мембрана, укладена по теплоізоляції з жорсткого поліуретану товщиною 200 мм.

Основою покрівельного покриття служить профільований сталевий настил, змонтований по металевих прогонах.

На криволінійній частині будівлі запроєктовано експлуатовану покрівлю. Несучою основою в даному випадку є збірні ребристі залізобетонні плити товщиною 300мм. Теплоізоляційний шар виконується з жорстких поліуретанових плит, поверх яких улаштовується цементно-піщана стяжка та декоративне покриття з керамогранітної плитки.

Усі сходові марші та міжповерхові площадки виконуються з монолітного залізобетону. Конструкція сходів забезпечує зручне та безпечне переміщення відвідувачів між поверхами. Ширина проступу прийнята 300мм, а висота підсідця – 150мм, що відповідає ергономічним вимогам і чинним нормам. Нижня поверхня маршів передбачається під подальше оздоблення фарбуванням.

Відведення атмосферних опадів із покрівлі здійснюється за допомогою організованої внутрішньої системи водостоку. Збирання води відбувається через водоприймальні воронки діаметром 100мм, після чого вона транспортується вертикальними стояками до мережі дощової каналізації. Прийнята схема забезпечує надійне відведення води та захист конструкцій від надмірного зволоження.

Для захисту фундаментів від поверхневих вод по периметру будівлі передбачено влаштування відмостки шириною 1.0м. Конструкція виконується з асфальтобетону по підготовці із ущільненого гравію товщиною 100мм. Поздовжній ухил 3 % спрямований від будівлі та забезпечує ефективне відведення дощових і талих вод від конструкцій фундаментів.

1.4. Визначення опору теплопередачі зовнішньої огорожувальної конструкції

Метою теплотехнічного розрахунку є визначення необхідної товщини теплоізоляційного шару в складі зовнішньої огорожувальної конструкції

багатофункціональної будівлі, що забезпечує виконання нормативних вимог щодо теплозахисту в умовах експлуатації. Розрахунок виконано для кліматичних умов міста Харкова з урахуванням діючих нормативних документів у галузі будівельної теплотехніки [3–4].

Досліджувана огорожувальна конструкція складається з одного теплоізоляційного шару загальною товщиною 0,100 м. Як утеплювач використовується жорсткий пінополіуретан із середньою густиною 40 кг/м³. Конструктивне рішення зовнішньої стіни та основні вихідні параметри для виконання розрахунку наведені на рисунку 1.1.

На підставі отриманих розрахункових значень визначається відповідність прийнятої конструкції нормативним вимогам щодо опору теплопередачі та енергоефективності будівлі в зимовий період експлуатації.

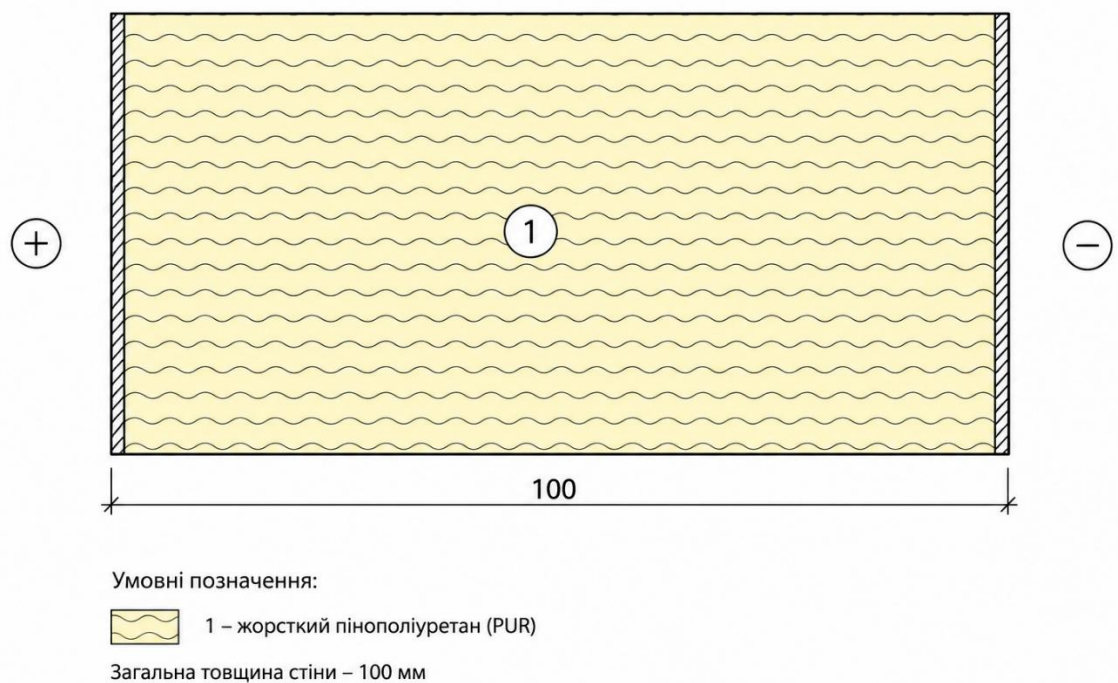


Рис. 1.1 - Конструкція стіни до розрахунку

Для виконання теплотехнічного розрахунку попередньо встановлюються умови експлуатації огорожувальної конструкції. Вихідні параметри внутрішнього середовища прийнято відповідно до функціонального призначення

об'єкта. Проектована будівля належить до споруд торговельного призначення, тому для розрахунків використано нормативні значення температури внутрішнього повітря 20 °С та відносної вологості 50 %.

Аналіз параметрів мікроклімату свідчить, що приміщення експлуатуються за нормального вологісного режиму. Враховуючи розташування досліджуваної конструкції на межі внутрішнього та зовнішнього середовищ, для неї приймаються умови експлуатації категорії Б.

Теплотехнічні показники матеріалів, що входять до складу зовнішньої стіни, визначаються на підставі нормативних довідкових даних. Отримані характеристики використовуються при розрахунку теплозахисної здатності конструкції та перевірці її відповідності вимогам енергоефективності.

Під час виконання теплотехнічного розрахунку параметри теплообміну на межі конструкції з внутрішнім та зовнішнім повітряним середовищем приймаються за нормативними рекомендаціями, наведеними в додатку Б [5]. Для зовнішніх стін використовуються розрахункові коефіцієнти тепловіддачі внутрішньої та зовнішньої поверхонь огороження.

$$h_{si} = 8.7 \frac{Bm}{m^2 \cdot K} \quad h_{se} = 23 \frac{Bm}{m^2 \cdot K} \quad (1.1)$$

$$R_s = \frac{1}{h_{si}} + \frac{d_1}{\lambda_{p1}} + \frac{1}{h_{se}} = \frac{1}{8.7} + \frac{0.1}{0.0224} + \frac{1}{23} = 4.623 \frac{m^2 \cdot K}{Bm} \quad (1.2)$$

$$R_{\Sigma np} = \frac{A_2}{\frac{A_1}{R_s}} = \frac{1}{\frac{1}{4.623}} = 4.623 \frac{m^2 \cdot K}{Bm} \quad (1.4)$$

Встановимо нормативне мінімальне значення приведенного опору теплопередачі огорожувальної конструкції:

$$R_{qmin} = 4 \frac{m^2 \cdot K}{Bm}$$

$$R_{\Sigma np} = 4.62 \frac{M^2 \cdot K}{Bm} > R_{qmin} = 4 \frac{M^2 \cdot K}{Bm}$$

Умови задовольняються.

$$R_1 = \frac{d_1}{\lambda_{p1}} = \frac{0.1}{0.0224} = 4.464 \frac{M^2 \cdot K}{Bm} \quad (1.5)$$

$$\theta_{ext} = -22^\circ C$$

Температурний розподіл у конструкції характеризується такими значеннями температур на межах окремих шарів:

$$\theta_0 = \theta_{int} - \frac{\theta_{int} - \theta_{ext}}{R_s} \frac{1}{h_{si}} = 20 - \frac{20 - (-22)}{4.623} \cdot \frac{1}{8.7} = 18.956^\circ C \quad (1.6)$$

$$\theta_1 = \theta_{int} - \frac{\theta_{int} - \theta_{ext}}{R_s} \left(\frac{1}{h_{si}} + R_1 \right) = 20 - \frac{20 - (-22)}{4.623} \cdot \left(\frac{1}{8.7} + 4.464 \right) = -21.605^\circ C \quad (1.7)$$

$$\Delta\theta_{int-si} = \theta_{int} - \theta_0 = 20 - 18.956 = 1.044^\circ C \quad (1.8)$$

Точка роси:

$$\theta_D = \frac{237.7 \cdot \left(\frac{17.27 \cdot \theta_{int}}{237.7 + \theta_{int}} + \ln \frac{\varphi_{int}}{100} \right)}{17.27 - \left(\frac{\theta_{int}}{237.7 + \theta_{int}} + \ln \frac{\varphi_{int}}{100} \right)} = 8.6^\circ C$$

Згідно з положеннями п. 5.4 [4] встановлюємо допустиме значення перепаду температур між внутрішнім повітрям та внутрішньою поверхнею зовнішньої огорожувальної конструкції:

$$\Delta\theta_{int-si, max} = 5^\circ C \quad (1.9)$$

$$\Delta\theta_{int-si} = 1.04^\circ C < \Delta\theta_{int-si, max} = 5^\circ C$$

Умови виконуються.

$$\theta_0 = 18.96^\circ C > \theta_D = 8.6^\circ C$$

Умови виконуються.

РОЗДІЛ 2

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА

2.1 Вибір марки сталі для несучих конструкцій

Призначення марки сталі для елементів металевого каркаса виконується відповідно до вимог нормативного документа [6]. При виборі матеріалу враховуються функціональне призначення споруди, клас наслідків, характер роботи конструктивних елементів, рівень і вид напруженого стану, наявність зварних з'єднань, товщина прокату, умови експлуатації та технологічні особливості виготовлення конструкцій.

Для визначення рекомендованого класу міцності сталі використовується інтегральний показник S_{tot} , який встановлюється як сума окремих оцінок за нормативними критеріями:

$$S_{tot}=S_1+S_2+S_3+S_4+S_5, \quad (2.1)$$

Фізико-механічні характеристики сталі для подальших розрахунків приймаються за додатком Б [6]. Для конструкцій каркаса використовуються такі значення: густина матеріалу $\rho = 7850 \text{ кг/м}^3$, модуль пружності $E = 2,06 \cdot 10^5 \text{ Н/мм}^2$ (20600 кН/см^2), модуль зсуву $G = 0,79 \cdot 10^5 \text{ Н/мм}^2$ (7900 кН/см^2), коефіцієнт Пуассона $\mu = 0,3$.

Будівля, що проєктується, належить до класу наслідків СС2, тому відповідно до нормативних рекомендацій показник S_1 приймається рівним нулю.

Для елементів покриття та каркаса встановлено такі категорії за призначенням і напруженим станом. Сталеві ферми покриття віднесені до категорії А за призначенням та до II категорії за характером напруженого стану. Для них прийнято значення $S_2 = 11$ балів та $S_3 = 5$ балів. Другорядні балки належать до категорії А та III категорії відповідно, тому $S_2 = 11$ балів, а $S_3 = 1$ бал. Аналогічні значення приймаються для головних балок і колон каркаса.

Оскільки в розрахункових перерізах ферм, балок і колон виникають розтягувальні напруження, показник S_4 відповідно до нормативних

рекомендацій становить 7 балів. Для зварних конструкцій складеного перерізу, до яких належать ферми та колони, додатково враховується вплив зварювання, що відповідає значенню $S5 = 6$ балів.

У результаті виконаних розрахунків отримано такі значення інтегрального показника S_{tot} :

- для крокв'яних ферм $S_{tot} = 29$ балів, що відповідає I групі конструкцій;
- для головних балок $S_{tot} = 25$ балів, що відповідає II групі;
- для другорядних балок $S_{tot} = 21$ бал, що відповідає III групі;
- для колон каркаса $S_{tot} = 20$ балів, що також відповідає III групі.

На підставі визначених груп конструкцій приймаються такі класи міцності сталі: для ферм покриття - C255; для головних балок - C245 при товщині прокату від 10 до 20 мм; для колон та другорядних балок - C235 при товщині елементів від 2 до 20 мм.

Розрахунковий опір сталі визначається відповідно до вимог розділу 7 [6] за залежністю:

$$R_y = \frac{R_{yn}}{\gamma_m} \quad (2.2)$$

де

де R_{yn} - характеристичний опір матеріалу; γ_m - коефіцієнт надійності за матеріалом. Для трубчастих профілів приймається $\gamma_m = 1,05$.

Підставивши характеристичні значення у формулу (2.2), одержуємо розрахунковий опір сталі:

$$R_y = \frac{R_{yn}}{\gamma_m} = \frac{24}{1,05} = 22,86 \text{ кН/см}^2 \quad (2.3)$$

2.2 Формування розрахункової схеми поперечної рами

2.2.1 Вихідні параметри для розрахунку

Під час розроблення розрахункової моделі поперечної рами прийнято такі вихідні дані: проліт несучої конструкції становить 27 м, а відстань між сусідніми рамами - 4,85 м. Будівництво об'єкта передбачається в місті Харкові. Покриття

будівлі запроєктоване утепленням із плоскою покрівлею, для якої прийнято ухил 0,3 %. Загальна довжина будівлі складає 44 м.

Основною несучою системою споруди є сталевий каркас, утворений поперечними рамами. Оскільки довжина будівлі не перевищує граничного значення, встановленого нормативними вимогами для будівель даного типу, улаштування температурно-деформаційного шва в поздовжньому напрямку не передбачається.

Побудова розрахункової схеми виконується на основі прийнятих архітектурно-планувальних та конструктивних рішень. На цьому етапі визначаються основні геометричні параметри рами, які характеризують взаємне розташування колон, ригелів та інших несучих елементів каркаса.

2.2.2 Визначення геометричних параметрів поперечної рами

Компонування поперечної рами здійснюється шляхом встановлення її основних вертикальних та горизонтальних розмірів. Для забезпечення симетричної роботи каркаса прийнято центральне розташування колон відносно поздовжніх координаційних осей будівлі.

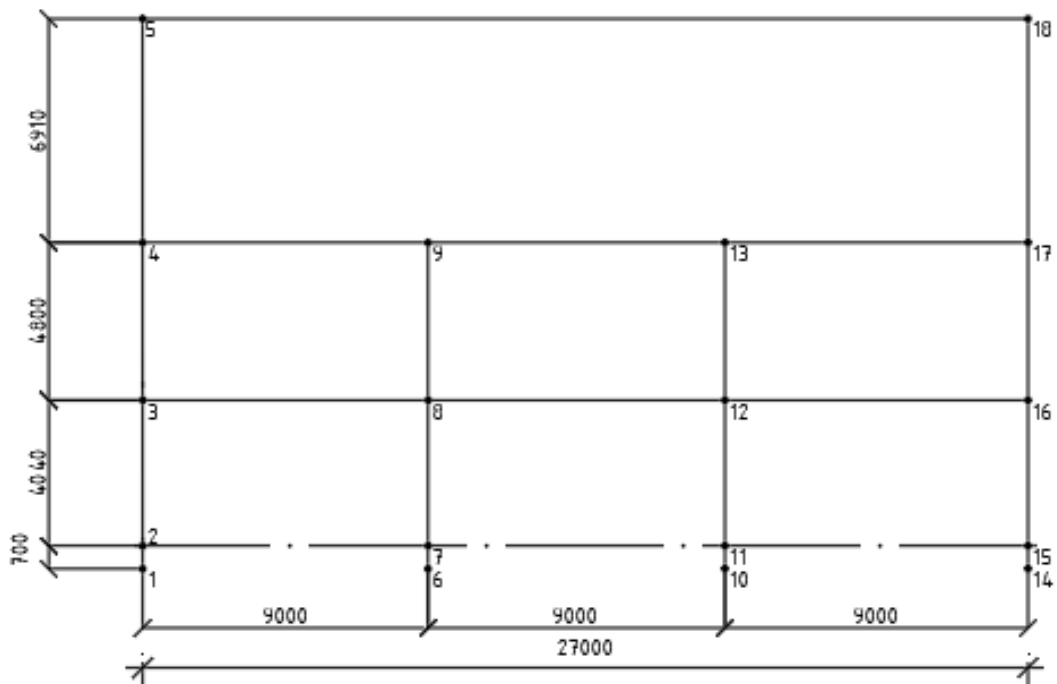


Рис. 2.1 – Геометрія поперечної рами

Геометричні характеристики поперечної рами, а також взаємне розміщення її конструктивних елементів наведені на рисунку 2.1. Прийнята схема використовується як основа для подальшого визначення навантажень, внутрішніх зусиль та виконання розрахунків міцності й стійкості елементів каркаса.

2.2.3 Визначення розрахункової осі поперечної рами

При формуванні розрахункової моделі поперечної рами її вісь приймається такою, що проходить через центри ваги основних несучих елементів конструкції. Такий підхід забезпечує коректне врахування роботи рами під дією зовнішніх навантажень.

Після визначення положення розрахункової осі формується остаточна розрахункова схема поперечної рами, яка наведена на рис. 2.3. Для подальшого виконання статичного розрахунку встановлюються координати характерних вузлів конструкції. Початок координатної системи приймається відповідно до схеми, наведеної на рис. 2.2. Результати визначення координат розрахункових точок наведено в табл. 2.1.

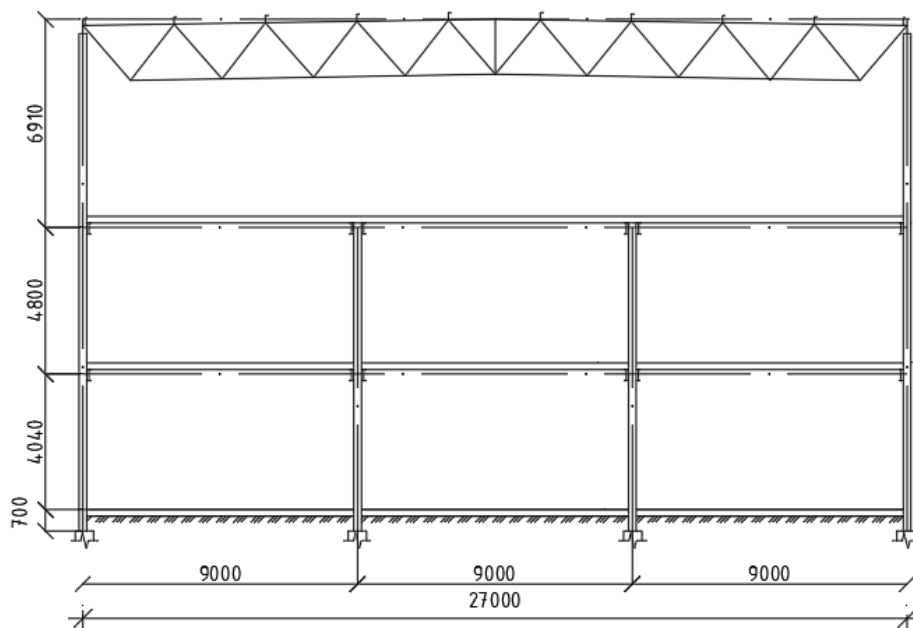


Рис. 2.2 – До побудови розрахункової осі

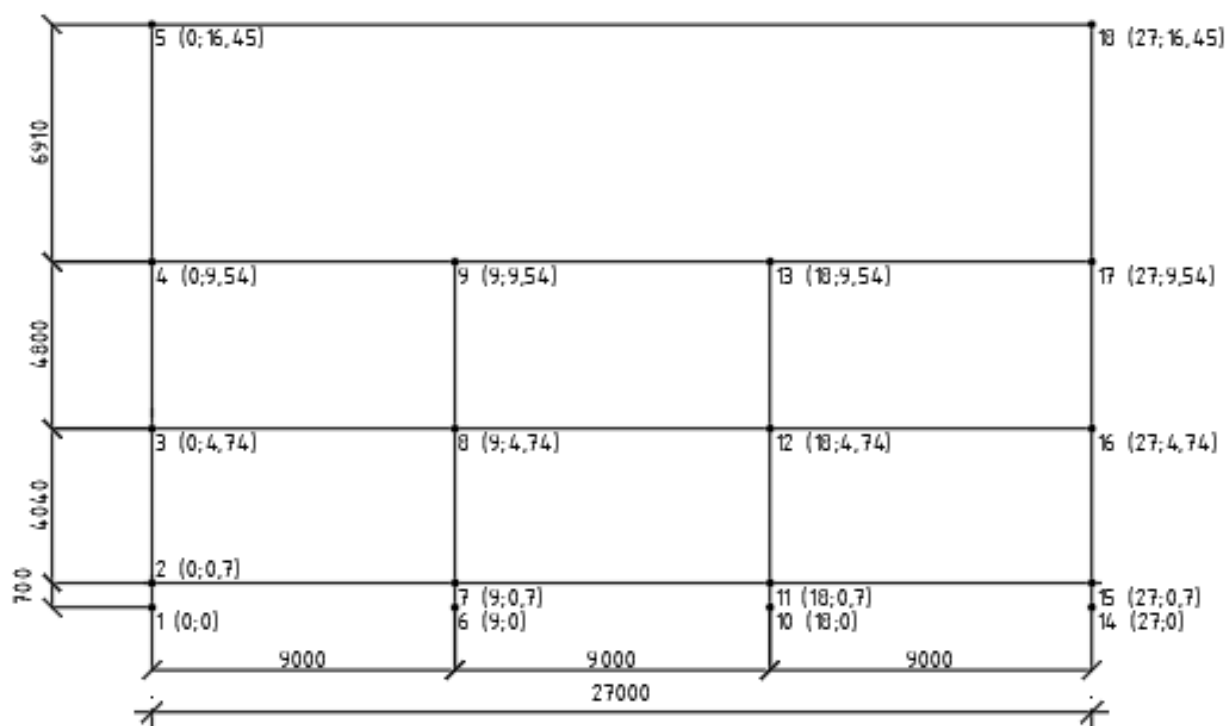


Рис. 2.3 – Розрахункові координати вузлів рами

Таблиця 2.1 – Визначення координат вузлових точок конструкції

№ вузла	x, м	z, м	№ вузла	x, м	z, м
1	0	0	6	9	0
2	0	0,7	7	9	0,7
3	0	4,74	8	9	4,74
4	0	9,54	9	9	9,54
5	0	16,45	10	18	0
№ вузла	x, м	z, м	№ вузла	x, м	z, м
11	18	0,7	16	27	4,74
12	18	4,74	17	27	9,54
13	18	9,54	18	27	16,45
14	27	0			
15	27	0,7			

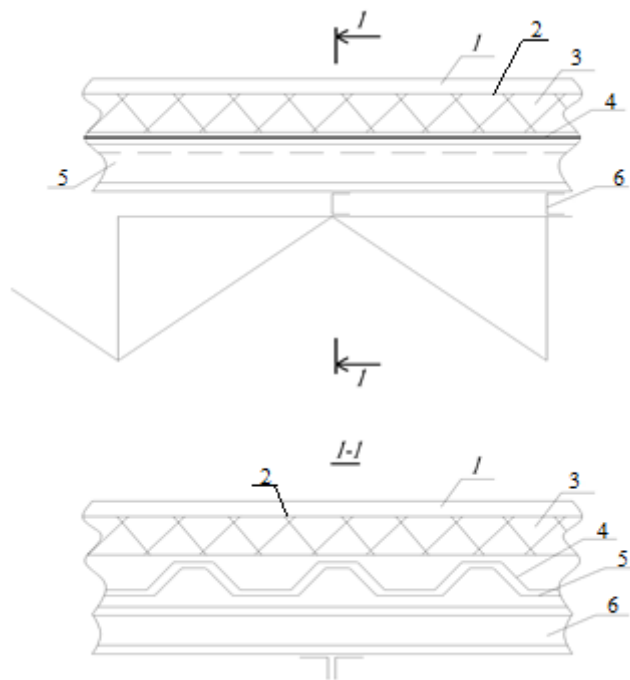
2.3 Визначення розрахункових впливів на поперечну раму

2.3.1 Збір постійних навантажень від конструкції покриття

Склад конструкції покриття з використанням профільованого настилу наведено на рис. 2.4. Визначення постійних навантажень від елементів покриття виконано та узагальнено в табл. 2.2.

Таблиця 2.2 – Постійні навантаження від шарів покриття

№ п/п	Підрахунок навантажень	Характеристичне значення навантаження $g_n, \text{кПа}$ (кН/м^2)	Експлуатаційне розрахункове навантаження		Граничне розрахункове навантаження	
			γ_{fe} - коеф. надійності за експлуатац. розрахунк. навантаження м ДБН «Н і в» п. 5.2	$g_e,$ кН/м^2	γ_{fm} - коеф. надійності за граничн. розрахунковим навантаження м, ДБН «Н і в» табл. 5.1	$g_m,$ кН/м^2
1	2	3	4	5	6	7
1.	Гідроізоляційний килим- ПВХ-мембрана	0,15	1.0	0.15	1.2	0.18
2.	Пароізоляція: поліетиленова плівка	0.01	1.0	0.01	1.2	0.012
3.	Утеплювач: жорсткий поліуретан: t=200мм	0.1	1.0	0.1	1.2	0.12
4.	Пароізоляція: поліетиленова плівка	0.01	1.0	0.01	1.2	0.012
5.	Сталевий профнастил	0.11	1.0	0.11	1.05	0.116
6.	Власна вага металоконструкції й покриття: -прогони -кроквяних ферм	0.1 0.3	1.0 1.0	0.1 0.3	1.05 1.05	0,105 0,315
Разом, постійне навантаження:		$g_e = \sum g_e = 0,73$			$g_m = \sum g_m = 0,8595$	



2.4 - Склад шарів утепленого покриття:

- 1 – рулонний гідроізоляційний матеріал на основі ПВХ-мембрани;
 2 – пароізоляція; 3 – теплоізоляція з мінеральної вати; 4 – поліетиленова плівка; 5 – профнастил; 6 – несучий прогон.

З метою переходу від поверхневого навантаження до розрахункової схеми поперечної рами виконується його приведення до погонного рівномірно розподіленого навантаження. Схема прикладання навантаження до ригеля рами наведена на рис. 2.5.

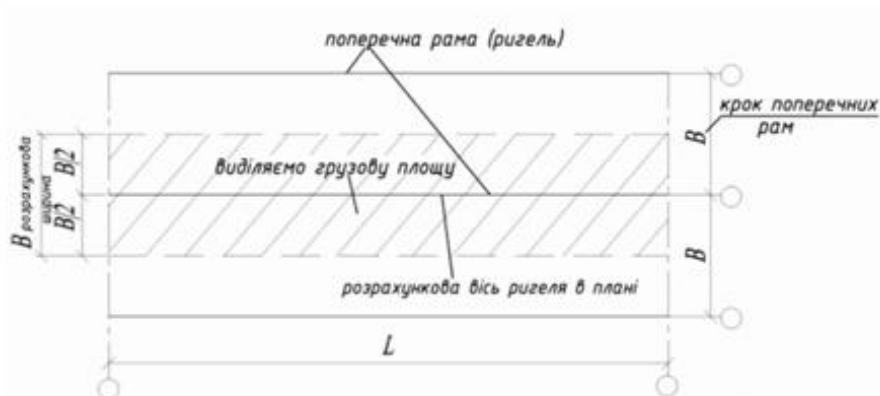


Рис. 2.5 – Схема збору поверхневого навантаження від покриття

Інтенсивність розрахункового навантаження вздовж горизонтальної осі ригеля визначається за формулою:

$$q_m = \frac{g_m \cdot B \cdot \gamma_n}{\cos \alpha}, \quad (2.4)$$

де γ_n - коефіцієнт, який вводиться для врахування відповідальності споруди під час визначення розрахункових навантажень. Для будівель зі звичайними умовами експлуатації приймається $\gamma_n = 1,0$.

Підставивши вихідні дані у формулу (2.4), отримаємо:

$$q_m = \frac{0,8595 \cdot 4,85 \cdot 1,1}{0,99955} = 4,585 \text{ кН/м} \quad (2.5)$$

Величина вертикальної опорної сили від постійного навантаження, що передається на колону:

$$V_{q_m} = \frac{q_m \cdot L}{2}, \quad (2.6)$$

$$V_{q_m} = \frac{q_m \cdot L}{2} = \frac{4,585 \cdot 27}{2} = 61,903 \text{ кН} \quad (2.7)$$

Для подальшого розрахунку прийнято схему поперечної рами, сформовану з урахуванням постійних навантажень (рис. 2.6).

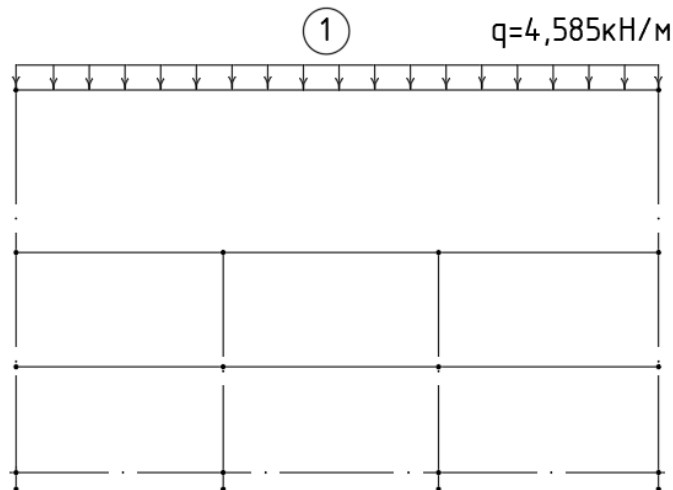


Рис. 2.6 – Схема дії постійних навантажень на елементи поперечної рами

2.3.2 Тимчасове експлуатаційне навантаження на поперечну раму

Під час визначення навантажень на поперечну раму враховуються тимчасові експлуатаційні впливи від використання приміщень різного функціонального призначення. Відповідно до вимог нормативного документа [1]

для другого поверху, де розташовані адміністративні приміщення, характеристичне значення корисного навантаження приймається рівним 2 кПа. Для третього поверху, який використовується як виставковий простір, нормативне значення навантаження становить 4 кПа.

Оскільки наведені значення є характеристичними, для подальших розрахунків необхідно перейти до розрахункових навантажень із урахуванням відповідних коефіцієнтів надійності. Визначення поверхневого розрахункового навантаження виконується за такою залежністю:

$$g_{кор} = g_n \cdot \gamma_{fm} \quad (2.8)$$

де γ_{fm} - коефіцієнт переходу від характеристичного до розрахункового значення снігового навантаження, що приймається згідно з вимогами п. 6.4 [1].

$$g_{кор}^m = 2 \cdot 1,05 = 2,1 \text{ кН/м}^2 \quad (2.9)$$

$$g_{кор}^m = 4 \cdot 1,05 = 4,2 \text{ кН/м}^2 \quad (2.10)$$

Інтенсивність погонного розрахункового навантаження визначається за виразом:

$$q_m = g_m \cdot B \cdot \gamma_n \quad (2.11)$$

$$q_m = 2,1 \cdot 4,85 \cdot 1,1 = 11,2 \text{ кН/м} \quad (2.12)$$

$$q_m = 4,2 \cdot 4,85 \cdot 1,1 = 22,4 \text{ кН/м} \quad (2.13)$$

Для визначення вертикальної реакції опори ферми використовується формула (2.6):

$$V_{q_m} = \frac{q_m \cdot L}{2} = \frac{11,2 \cdot 9}{2} = 50,4 \text{ кН} \quad (2.14)$$

$$V_{q_m} = \frac{q_m \cdot L}{2} = \frac{22,4 \cdot 9}{2} = 100,8 \text{ кН} \quad (2.15)$$

Визначення згинального моменту від ексцентриситету вузла спирання ферми:

$$M_{q_m} = V_{q_m} \cdot e, \quad (2.16)$$

$$M_{q_m} = 50,4 \cdot 0,15 = 7,56 \text{ кН} \cdot \text{м} \quad (2.17)$$

$$M_{q_m} = 100,8 \cdot 0,15 = 15,12 \text{ кН} \cdot \text{м} \quad (2.18)$$

На рис. 2.7 наведено розрахункові схеми поперечної рами для випадку дії тимчасового експлуатаційного навантаження.

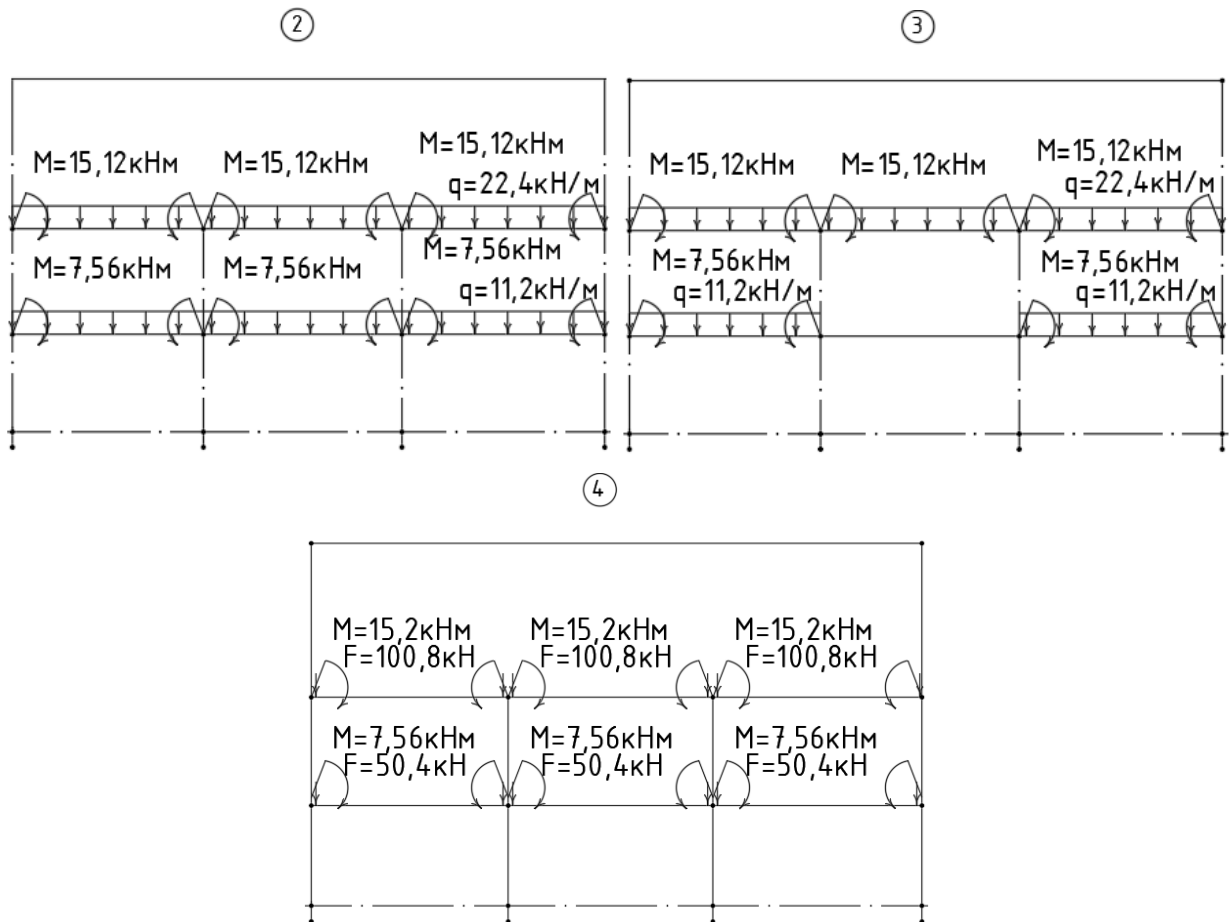


Рис. 2.7 – Варіанти розрахункових схем поперечної рами при дії тимчасових експлуатаційних навантажень:

- 2 – схема навантаження від корисного навантаження (варіант 1);
- 3 – схема навантаження від корисного навантаження (варіант 2);
- 4 – навантаження, прикладене до поздовжніх балок.

2.3.3 Визначення снігового навантаження на покриття

Під час розрахунку поперечної рами враховується навантаження від снігового покриву, яке належить до змінних кліматичних впливів. Розрахункове значення снігового навантаження на покриття приймається відповідно до вимог нормативного документа [1].

Для визначення граничного розрахункового значення навантаження від снігу, прикладеного до горизонтальної проекції покриття, використовується залежність, наведена в п. 8.2 [1]:

$$g_{cn,m} = \gamma_{fm} \cdot S_o \cdot C, \quad (2.19)$$

де γ_{fm} - коефіцієнт надійності для граничного розрахункового значення снігового навантаження, який приймається відповідно до вимог п. 8.11 та табл. 8.1 [1];

S_o - характеристичне значення ваги снігового покриву для району будівництва. Для міста Харкова приймається $S_o = 1600$ Па (1,6 кПа або 1,6 кН/м²);

C – коефіцієнт, що враховує особливості роботи покриття та визначається відповідно до положень п. 8.6 [1].

Значення коефіцієнта C встановлюється за виразом:

$$C = \mu \cdot C_e \cdot C_{alt}, \quad (2.20)$$

де μ - коефіцієнт форми покриття, який враховує перехід від ваги снігового покриву на поверхні землі до навантаження на покрівлю. Для покриття з прийнятим ухилом його значення визначається відповідно до нормативних рекомендацій;

C_e – коефіцієнт, що враховує умови експлуатації покрівлі та особливості її теплового режиму; $C_e = 1$;

C_{alt} – коефіцієнт, який враховує вплив висоти розташування об'єкта над рівнем моря., $C_{alt} = 1$;

Після підстановки нормативних параметрів та виконання розрахунку отримуємо:

$$g_{cn,m} = \gamma_{fm} \cdot S_o \cdot C = 1,04 \cdot 1,6 \cdot 1 = 1,66 \text{ кН/м}^2. \quad (2.21)$$

Для подальшого розрахунку снігове навантаження, прикладене до площі покриття, замінюється еквівалентним лінійним навантаженням, рівномірно розподіленим уздовж ригеля поперечної рами. Схему приведення навантаження наведено на рис. 2.8.

Перехід від поверхневого розрахункового снігового навантаження до погонного навантаження, що діє на ригель рами, здійснюється за тією ж методикою, яка була використана при визначенні навантаження від власної ваги покриття. Розрахунок виконується за наступною залежністю:

$$q_{сн,т} = g_{сн,т} \cdot B \cdot \gamma_n = 1,66 \cdot 4,85 \cdot 1,1 = 8,88 \text{ кН/м}. \quad (2.22)$$

На рисунку 2.8 подано розрахункову схему поперечної рами для навантаження від снігового покриву.

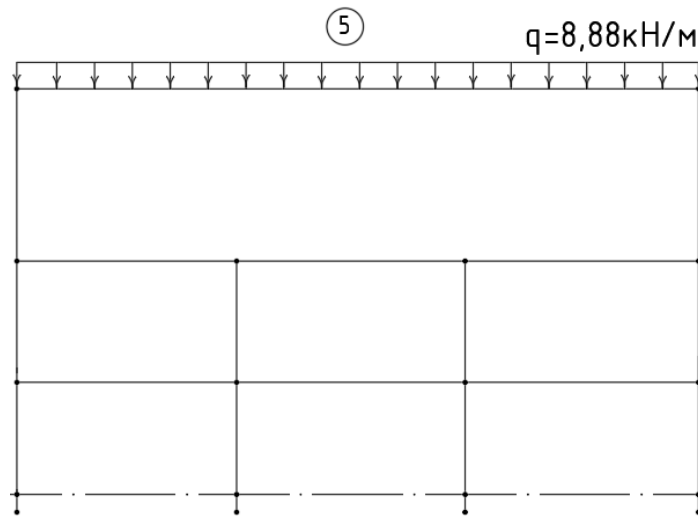


Рис. 2.8 – Розподіл снігового навантаження

Відповідно до рекомендацій додатка Ж [1] необхідність урахування додаткового снігового навантаження біля парпетів визначається за такою умовою:

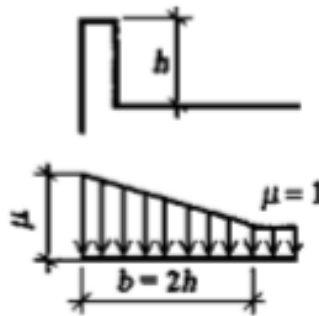


Рис. 2.9 – Схема покрівлі з парпетним огородженням

$$h > \frac{S_0}{2} \quad (h - \text{в м, } S_0 - \text{в кПа}) \quad (2.23)$$

$$h = 0,6 \text{ м} < \frac{S_0}{2} = \frac{1,6}{2} = 0,8, \quad (2.24)$$

Оскільки умова утворення снігових заметів не виконується, додаткове навантаження від наметеного снігу до розрахунку не приймається.

2.3.4 Розрахунок навантаження від дії вітру

Відповідно до положень п. 9.4 [1] величину граничного розрахункового вітрового навантаження обчислюємо за формулою:

$$W_m = \gamma_{fm} \cdot W_o \cdot C, \quad (2.25)$$

де $\gamma_{fm} = 1,04$ – коефіцієнт надійності для граничного значення вітрового навантаження, який приймається відповідно до вимог п. 9.14 [1] для розрахункового строку експлуатації будівлі 60 років;

W_o – нормативне (характеристичне) значення вітрового тиску для району будівництва. Для міста Харкова приймається $W_o = 430$ Па, що відповідає $0,43$ кН/м²;

C – узагальнений коефіцієнт, який враховує особливості впливу вітру на конструкцію та визначається за залежністю:

$$C = C_{aer} \cdot C_h \cdot C_{alt} \cdot C_{rel} \cdot C_{dir} \cdot C_d, \quad (2.26)$$

де C_{aer} – аеродинамічний коефіцієнт, що характеризує взаємодію повітряного потоку з поверхнею будівлі та приймається відповідно до рекомендацій п. 9.8 і додатка I [1] для схеми 2.

$$C_{aer} = \begin{cases} C_{aer}^a = 0.8 \\ C_{aer}^n = 0.6 \end{cases}$$

C_h – коефіцієнт висоти, який враховує зміну вітрового тиску залежно від відстані до поверхні землі. Його значення встановлюється відповідно до вимог «Зміни № 1» до ДБН за табл. 9.01 та залежить від висоти розташування розрахункової точки і типу місцевості.

Для району будівництва приймається IV тип місцевості, який характеризується щільною міською забудовою, де не менше 15 % території займають будівлі із середньою висотою понад 15 м.

Епюру розподілу вітрового навантаження по висоті поперечної рами наведено на рис. 2.10. Для її побудови розраховуються значення вітрового тиску

на характерних відмітках споруди з подальшим визначенням навантажень, що діють на окремі елементи рами.

$$q_{w,5}^a = W_m \cdot B \cdot \gamma_n = W_o \cdot \gamma_{fm} \cdot C_{aer}^a \cdot C_h \cdot B \cdot \gamma_n = 0,43 \cdot 1,04 \cdot 0,8 \cdot 0,2 \cdot 4,85 \cdot 1,1 = 0,382 \frac{\kappa H}{м};$$

$$q_{w,5}^n = q_{w,5}^a \cdot \frac{C_{aer}^n}{C_{aer}^a} = 0,382 \cdot \frac{0,6}{0,8} = 0,382 \cdot 0,75 = 0,2865 \frac{\kappa H}{м};$$

$$q_{w,10}^a = W_o \cdot \gamma_{fm} \cdot C_{aer}^a \cdot C_h \cdot B \cdot \gamma_n = 0,43 \cdot 1,04 \cdot 0,8 \cdot 0,4 \cdot 4,85 \cdot 1,1 = 0,763 \frac{\kappa H}{м};$$

$$q_{w,10}^n = q_{w,10}^a \cdot 0,75 = 0,763 \cdot 0,75 = 0,572 \frac{\kappa H}{м};$$

$$q_{w,20}^a = W_o \cdot \gamma_{fm} \cdot C_{aer}^a \cdot C_h \cdot B \cdot \gamma_n = 0,43 \cdot 1,04 \cdot 0,8 \cdot 0,65 \cdot 4,85 \cdot 1,1 = 1,241 \frac{\kappa H}{м};$$

$$q_{w,20}^n = q_{w,20}^a \cdot 0,75 = 1,241 \cdot 0,75 = 0,931 \frac{\kappa H}{м};$$

Проміжні значення ординат епюр вітрового тиску визначаються методом лінійної інтерполяції в межах трапецієподібних ділянок (рис. 2.10):

$$q_{w,8,84}^a = q_{w,5}^a + \frac{(q_{w,10}^a - q_{w,5}^a)}{(10-5)} \cdot (8,84 - 5) = 0,382 + \frac{(0,763-0,382)}{5} \cdot 3,84 = 0,675 \frac{\kappa H}{м};$$

$$q_{w,8,84}^n = q_{w,8,84}^a \cdot \frac{C_{aer}^n}{C_{aer}^a} = 0,675 \cdot \frac{0,6}{0,8} = 0,675 \cdot 0,75 = 0,506 \frac{\kappa H}{м};$$

$$q_{w,15,75}^a = q_{w,10}^a + \frac{(q_{w,20}^a - q_{w,10}^a)}{(20-10)} \cdot (15,75 - 10) = 0,763 + \frac{(1,241-0,763)}{10} \cdot 5,75 = 1,038 \frac{\kappa H}{м};$$

$$q_{w,15,75}^n = q_{w,15,75}^a \cdot \frac{C_{aer}^n}{C_{aer}^a} = 1,038 \cdot \frac{0,6}{0,8} = 1,038 \cdot 0,75 = 0,778 \frac{\kappa H}{м};$$

$$q_{w,17,1}^a = q_{w,10}^a + \frac{(q_{w,20}^a - q_{w,10}^a)}{(20-10)} \cdot (17,1 - 10) = 0,763 + \frac{(1,241-0,763)}{10} \cdot 7,1 = 1,102 \frac{\kappa H}{м};$$

$$q_{w,17,1}^n = q_{w,17,1}^a \cdot \frac{C_{aer}^n}{C_{aer}^a} = 1,102 \cdot \frac{0,6}{0,8} = 1,102 \cdot 0,75 = 0,827 \frac{\kappa H}{м}.$$

Дія вітрового навантаження на ділянці між рівнем ригеля та верхньою відміткою будівлі, яка відповідає висоті парапету, враховується через навантажувальну площу розмірами $B \times h$. Отриманий вітровий тиск приводиться до вузлів ригеля розрахункової схеми у вигляді зосереджених сил W_a та W_p , що відповідають активному та пасивному вітровому впливу.

Величини зазначених сил визначаються як площі відповідних трапецієподібних ділянок епюр вітрового тиску, побудованих для зони парапету. На рис. 2.10 ці ділянки розташовані між відмітками 15,750 м та 17,100 м і характеризують розподіл вітрового навантаження в межах висоти парапету:

$$W^a = \frac{1}{2} \cdot (q_{w,15,75}^a + q_{w,17,1}^a) \cdot h = \frac{1}{2} \cdot (1,038 + 1,102) \cdot 1,35 = 1,445 \text{ кН}$$

$$W^n = W^a \cdot \frac{C_{aer}^n}{C_{aer}^a} = 1,445 \cdot 0,75 = 1,083 \text{ кН.}$$

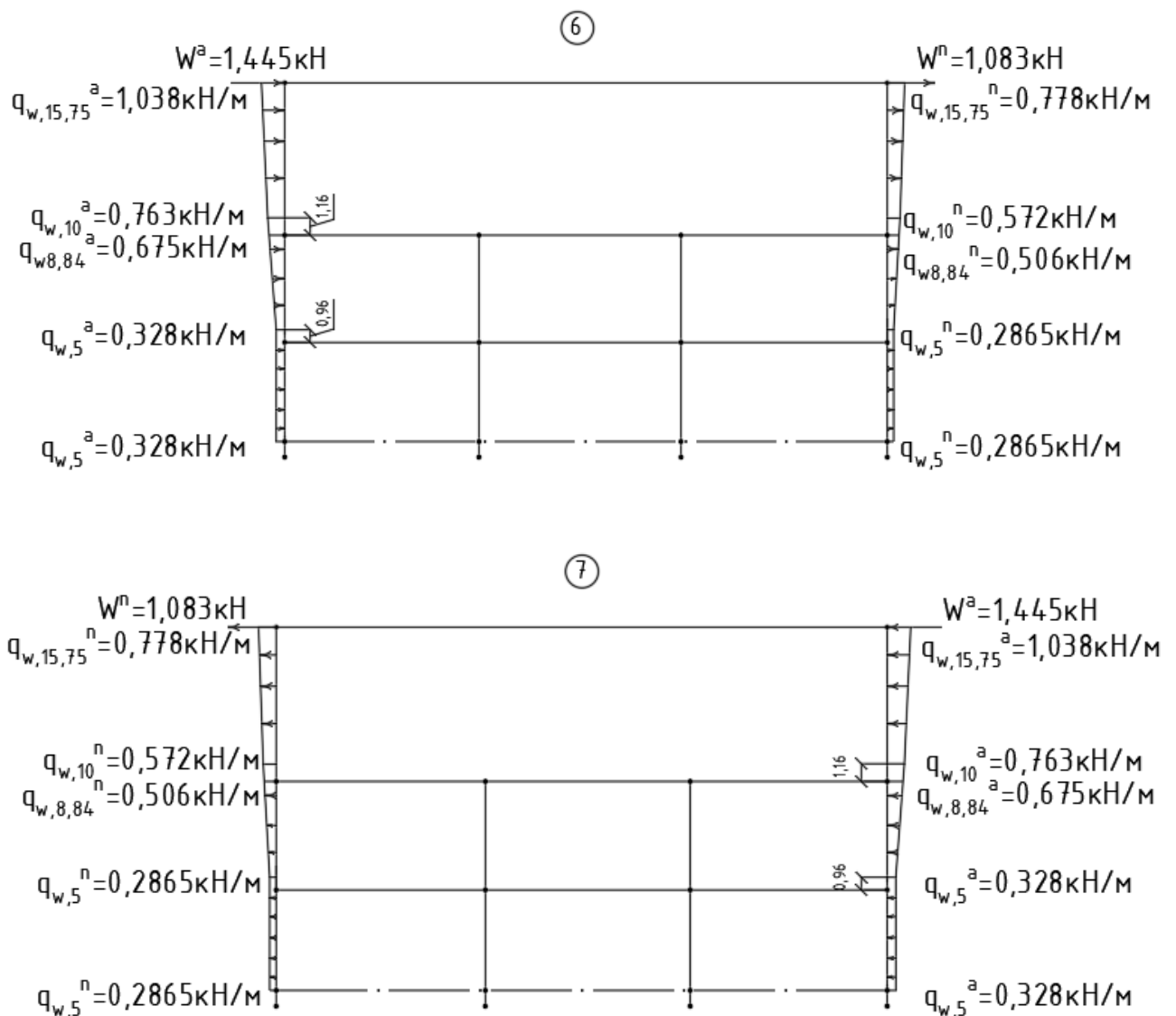


Рисунок 2.10 – Графічне представлення вітрового навантаження на поперечну раму

2.3.5 Навантаження від власної ваги конструкцій

Таблиця 2.2 – Збір постійних навантажень від власної маси конструкцій

№ п/п	Підрахунок навантажень	Вага 1м конструкції g_m , кН	В, м	Експлуатаційне розрахункове навантаження			Граничне розрахункове навантаження			V_{qm} , кН	Ексцентриситет, е, м	Момент M_{qm} , кНм
				γ_{fe}	g_e , кН/м ²	q_e , кН/м	γ_{fm}	g_m , кН/м ²	q_m , кН/м			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1.	Поздовжні балки Т № 30	0,365	4,85	1.0	0,3648	1,77	1,05	0,383	1,86	4,51	0,15	0,68
2.	Поперечні ригелі 2 [№ 24	0,48	9	1.0	0,48	4,32	1,05	0,504	4,54	20,4	0,15	3,1
3.	Плити перекриття круглопустотні (1,5 2шт, 1,8, 0,2 монол)	0,31	9,0	1.0	0,31	2,8	1,05	0,33	3,0	7,6	0,15	1,13
4.	Колони 2 [№ 30	0,636	10,3	1,0	0,636	6,55	1,05	0,6678	6,88	-	-	-
			16,45	1.0	0,636		1,05	0,6678	10,99	-	-	-

На рис. 2.11 наведено остаточні розрахункові схеми поперечної рами для випадків дії вітрового навантаження.

При виконанні розрахунків та проектуванні несучих конструкцій металевих каркасів використано положення чинних нормативних документів, навчальної та науково-технічної літератури, присвяченої розрахунку, проектуванню та конструюванню металевих конструкцій, а також сучасним підходам до аналізу рамних систем і вузлових з'єднань [7–15].

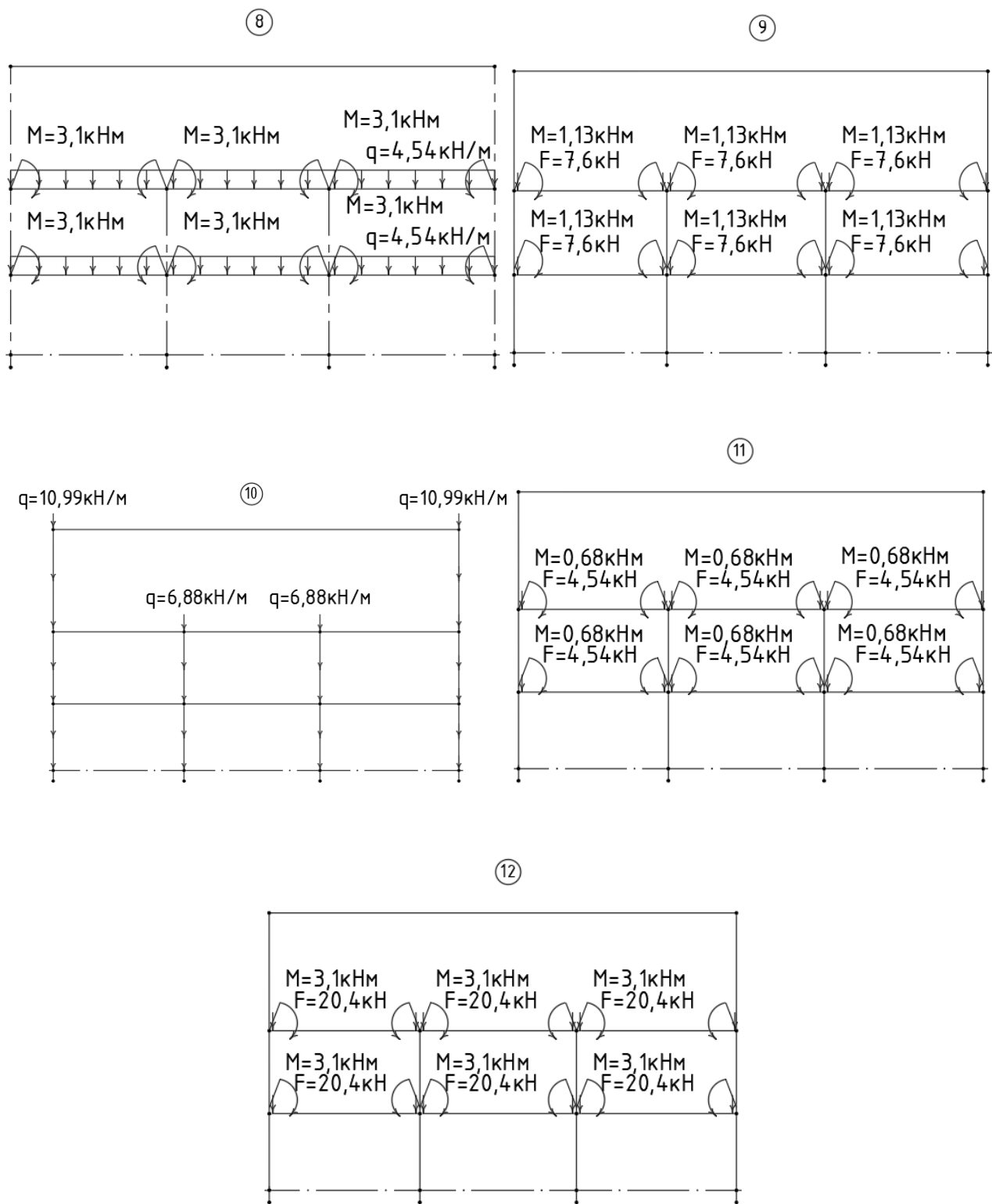
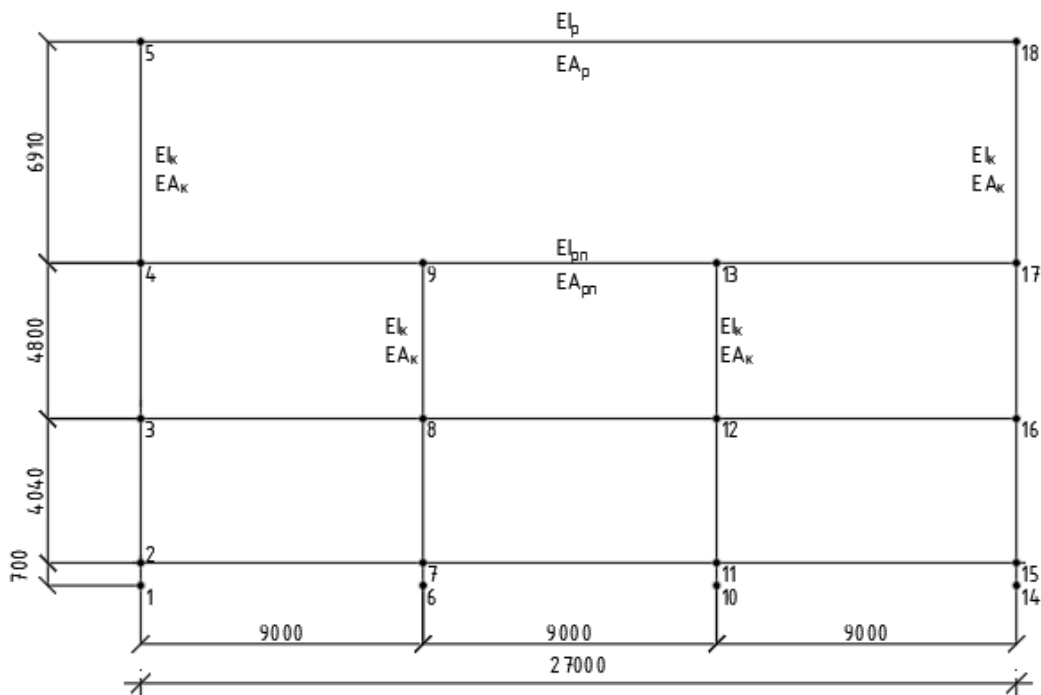


Рис. 2.11 – Схеми завантаження поперечної рами постійними навантаженнями від конструктивних елементів будівлі: сх. 8 – вплив власної ваги поперечних ригелів; сх. 9 – вплив плит перекриття, які передають навантаження на поздовжні балки; сх. 10 – навантаження від власної ваги колон; сх. 11 – вплив поздовжніх балок; сх. 12 – навантаження від поперечних ригелів, опертими на поздовжні ригелі.

2.4 Статичний розрахунок поперечної рами

2.4.1 Визначення жорсткісних параметрів елементів

При створенні розрахункової моделі в програмному комплексі SCAD елементи поперечної рами моделюються кінцевими елементами типу KE 2. Для кожного стержня необхідно задати характеристики поздовжньої та згинальної жорсткості - відповідно EA та EI . Ці параметри враховують геометричні характеристики перерізу та пружні властивості матеріалу. Схема задання жорсткостей наведена на рис. 2.12.



EA -жорсткість на розтяг-стиск

EI -жорсткість на згин

Рис. 2.12 – Позначення жорсткостей елементів розрахункової схеми рами

Для подальшого розрахунку обчислюємо геометричні характеристики перерізу ригеля:

$$I_p = \frac{M_{\max} \cdot h_{\phi}}{2 \cdot R_y} \cdot 1.15 \cdot \mu, \quad (2.27)$$

$$M_{\max} = \frac{(q_m + q_{сн,м}) \cdot L^2}{8} = \frac{(4,585 + 8,88) \cdot 27^2}{8} = 1226,99 \text{ кН} \cdot \text{м}, \quad (2.28)$$

$$I_p = \frac{1226,99 \cdot 1,8}{2 \cdot 22,86 \cdot 10^4} \cdot 1,15 \cdot 0,9 = 0,0049997427 \text{ м}^4,$$

$$A_p = \frac{4 \cdot I_p}{h_{\phi}^2} = \frac{4 \cdot 0,0049997427}{1,8^2} = 0,0061725 \text{ м}^2. \quad (2.29)$$

Визначимо основні геометричні параметри перерізу колони, виконаної зі спарених швелерів (профіль 30):

$$I_k = 0,0001162 \text{ м}^4$$

$$A_k = 2 \cdot A_{1шв} = 2 \cdot 0,0405 = 0,081 \text{ м}^2. \quad (2.30)$$

Для подальшого розрахунку визначаємо геометричні характеристики поперечного перерізу ригелів перекриття, виконаних зі спарених швелерів (профіль 24):

$$I_{pn} = 0,000058 \text{ м}^4,$$

$$A_{pn} = 2 \cdot A_{1шв} = 2 \cdot 0,0306 = 0,0612 \text{ м}^2. \quad (2.31)$$

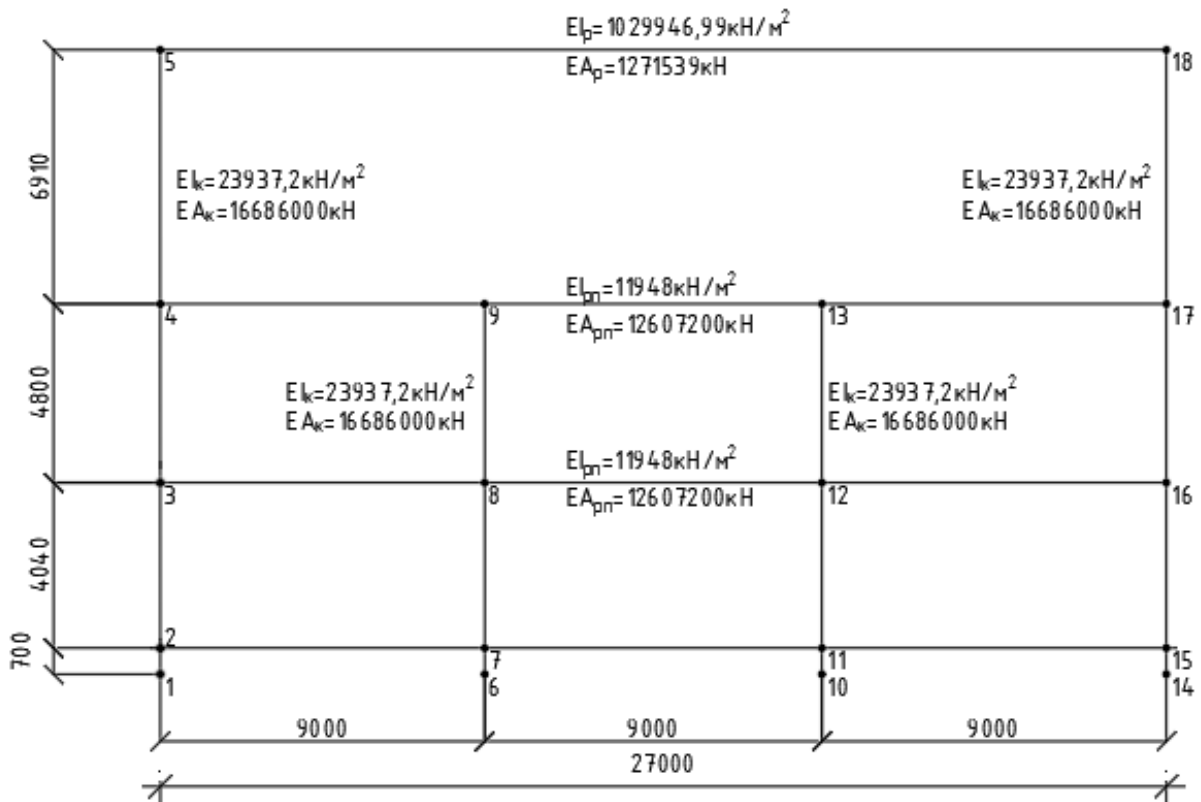


Рис. 2.13 – Розрахункові характеристики жорсткості конструктивних елементів

$$E \cdot I_p = 2,06 \cdot 10^8 \cdot 0,0049997427 = 1029946,99 \text{ кН} \cdot \text{м}^2;$$

$$E \cdot A_p = 2,06 \cdot 10^8 \cdot 0,0061725 = 1271539 \text{ кН};$$

$$E \cdot I_{\kappa} = 2.06 \cdot 10^8 \cdot 0,0001162 = 23937,2 \text{ кН} \cdot \text{м}^2;$$

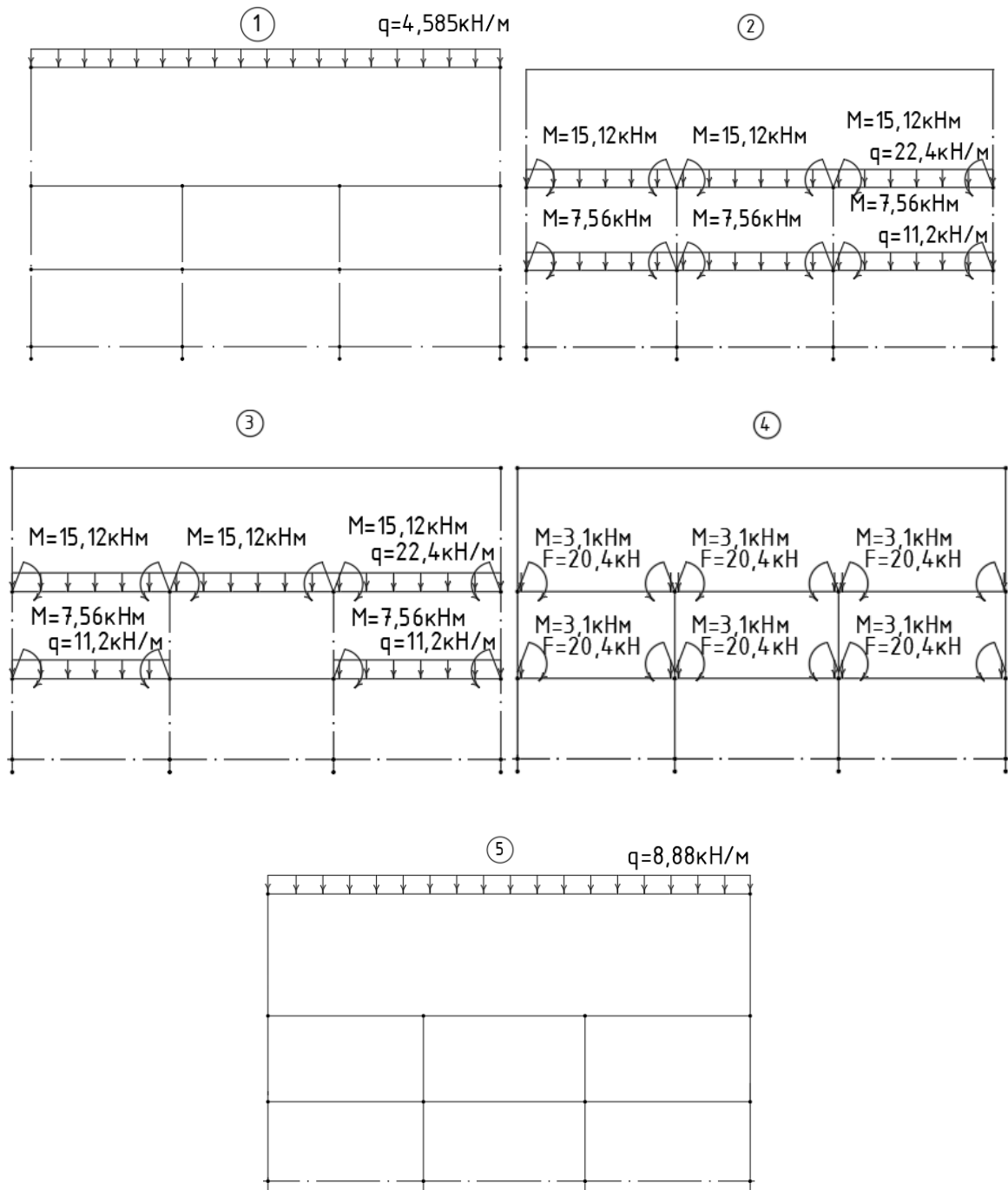
$$E \cdot A_{\kappa} = 2.06 \cdot 10^8 \cdot 0,081 = 16686000 \text{ кН};$$

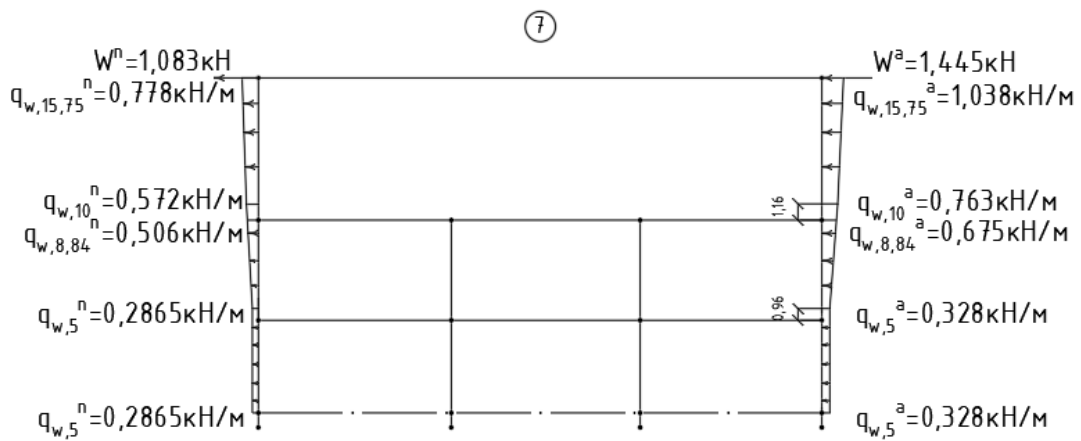
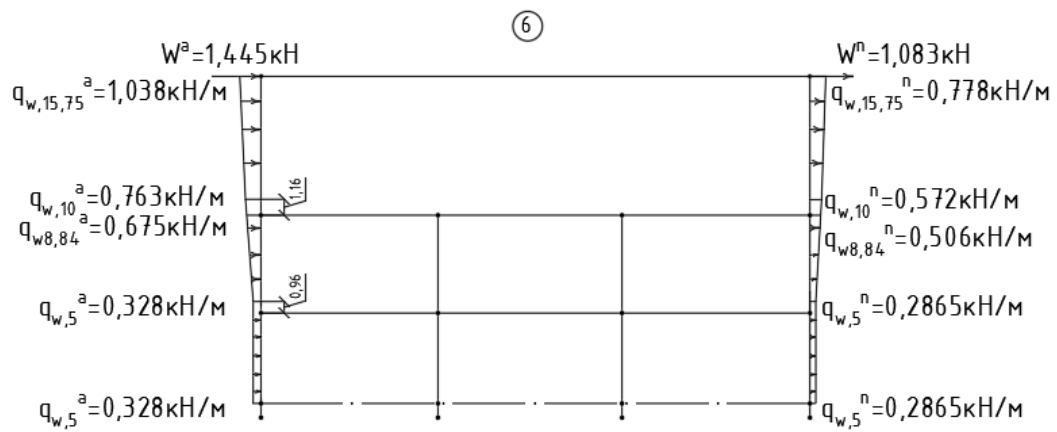
$$E \cdot I_{pn} = 2.06 \cdot 10^8 \cdot 0,000058 = 11948 \text{ кН} \cdot \text{м}^2;$$

$$E \cdot A_2 = 2.06 \cdot 10^8 \cdot 0,0612 = 12607200 \text{ кН}.$$

2.4.2 Завантаження на раму

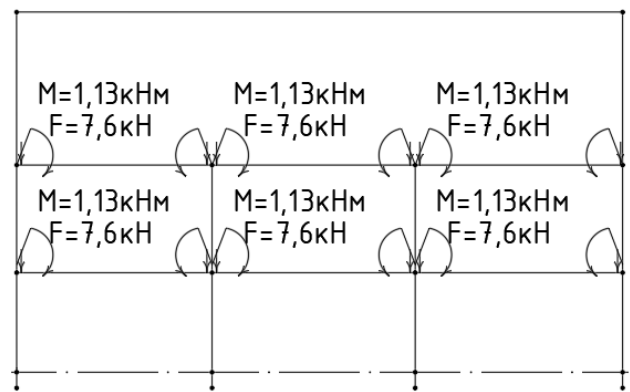
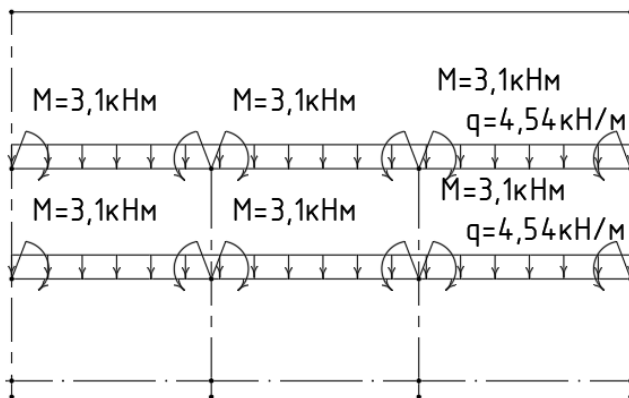
На рис. 2.14 наведено розрахункові моделі поперечної рами для окремих випадків навантаження.





⑧

⑨

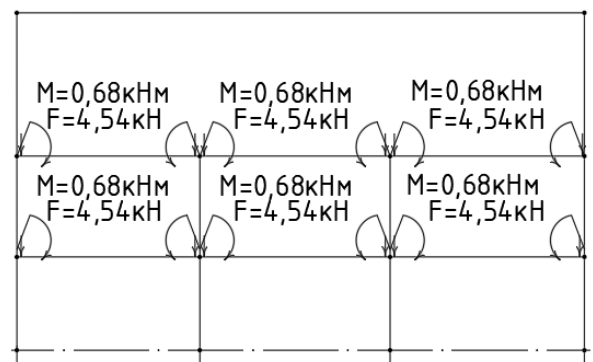
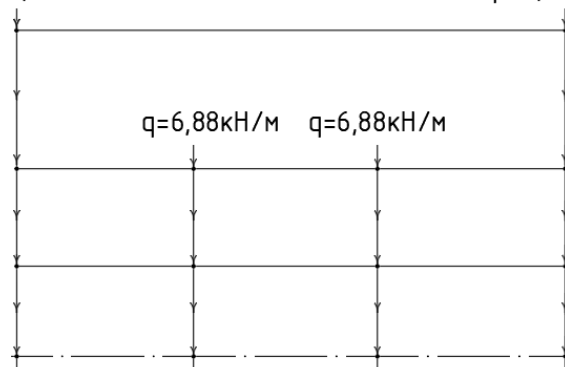


q = 10,99 kH/m

⑩

q = 10,99 kH/m

⑪



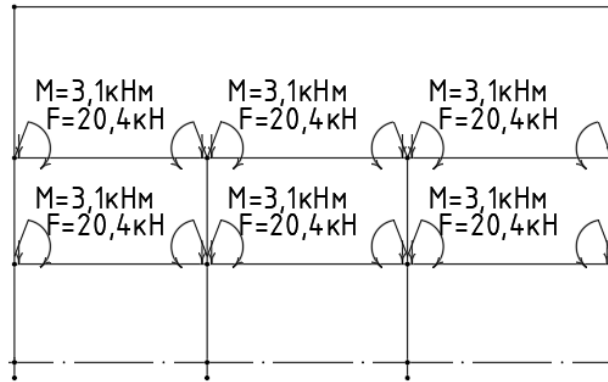


Рис. 2.14 – Варіанти завантаження поперечної рами, прийняті для виконання статичного розрахунку: схема 1 – дія постійних навантажень; схеми 2 та 3 – експлуатаційні навантаження за першим і другим варіантами завантаження; схема 4 – навантаження, що передається на раму через поздовжні балки; схема 5 – вплив снігового покриву; схеми 6 та 7 – вітрове навантаження відповідно з лівого та правого боків будівлі; схема 8 – навантаження від власної маси поперечних ригелів; схема 9 – вплив ваги плит перекриття, що спираються на поздовжні балки; схема 10 – навантаження від власної ваги колон каркаса; схема 11 – дія власної маси поздовжніх балок; схема 12 – навантаження від поперечних ригелів, передане через систему поздовжніх ригелів.

2.4.3 Результати статичного розрахунку (за ПК SCAD++)

Після визначення всіх розрахункових навантажень, наведених у п. 2.3, було сформовано набір завантажень для подальшого аналізу поперечної рами в програмному комплексі SCAD. На основі нормативних вимог окремі навантаження були об'єднані в розрахункові комбінації, що враховують найбільш несприятливі поєднання впливів на конструкцію.

Перелік прийнятих завантажень із відповідними номерами наведено в табл. 2.3. Склад та математичний запис розрахункових комбінацій навантажень подано в табл. 2.4.

Таблиця 2.3 – Завантаження

Назва завантажень	
№	Найменування
1	Постійне
2	Корисне вар.№1
3	Корисне вар.№2
4	Корисне для поздовж. ригелів
5	Сніг
6	Вітер ліворуч
7	Вітер праворуч
8	Власна вага поперечних ригелів
9	В.В. плит перекриття
10	В.В. колон
11	В.В. поздовж. ригелів
12	В.В. попер. ригелів, на поздовж

Таблиця 2.4 – Комбінації дії навантажень на поперечну раму

Комбінації завантажень	
Номер	Формула
1	1+3+8+9+10+11+12
2	1+2+4+8+9+10+11+12
3	1+5+8+9+10+11+12
4	1+6+8+9+10+11+12
5	1+7+8+9+10+11+12
6	$1*(1+8+9+10+11+12)+0,9*(2+4+5)$
7	$1*(1+8+9+10+11+12)+0,9*(2+4+6)$
8	$1*(1+8+9+10+11+12)+0,9*(2+4+7)$
9	$1*(1+8+9+10+11+12)+0,9*(3+5)$
10	$1*(1+8+9+10+11+12)+0,9*(3+6)$
11	$1*(1+8+9+10+11+12)+0,9*(3+7)$
12	$1*(1+8+9+10+11+12)+0,9*(2+4+5+6)$
13	$1*(1+8+9+10+11+12)+0,9*(2+4+5+7)$
14	$1*(1+8+9+10+11+12)+0,9*(3+5+6)$
15	$1*(1+8+9+10+11+12)+0,9*(3+5+7)$

На підставі результатів статичного розрахунку для кожної комбінації навантажень визначено та відібрано максимальні значення внутрішніх зусиль, необхідні для подальшого розрахунку колони. Відповідні результати наведено в

табл. 2.5, а схема нумерації елементів розрахункової моделі представлена на рисунку 2.15.

Таблиця 2.5 – Зусилля до конструктивного розрахунку

Вибірка величин зусиль від комбінацій			
Найменування	Максимальні значення, кН		
	Величина	Елемент	Комбінація
N	-779,977	1; 11	6
M _y	381,94	4; 14	8
Q _z	59,83	1; 11	8

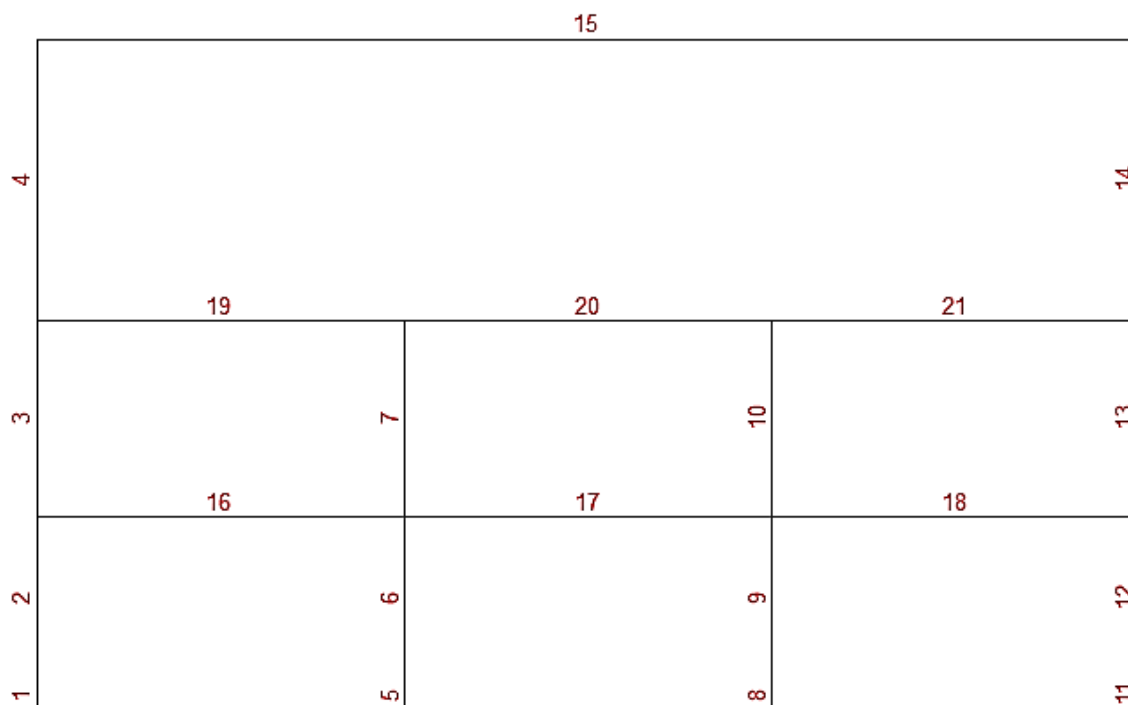


Рис. 2.15 – Нумерація елементів для SCAD++

Епюри поздовжніх сил, поперечних сил і згинальних моментів для розрахункової комбінації №12 наведені на рис. 2.16–2.18.

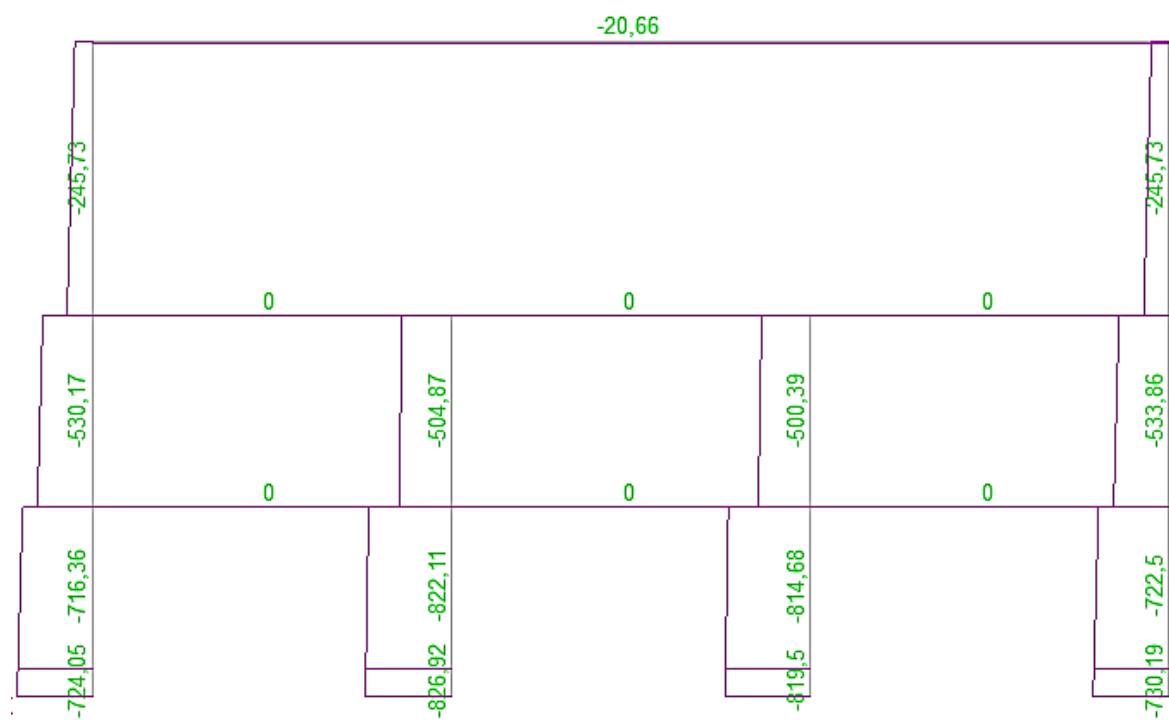


Рис. 2.16 – Епюра N, кН

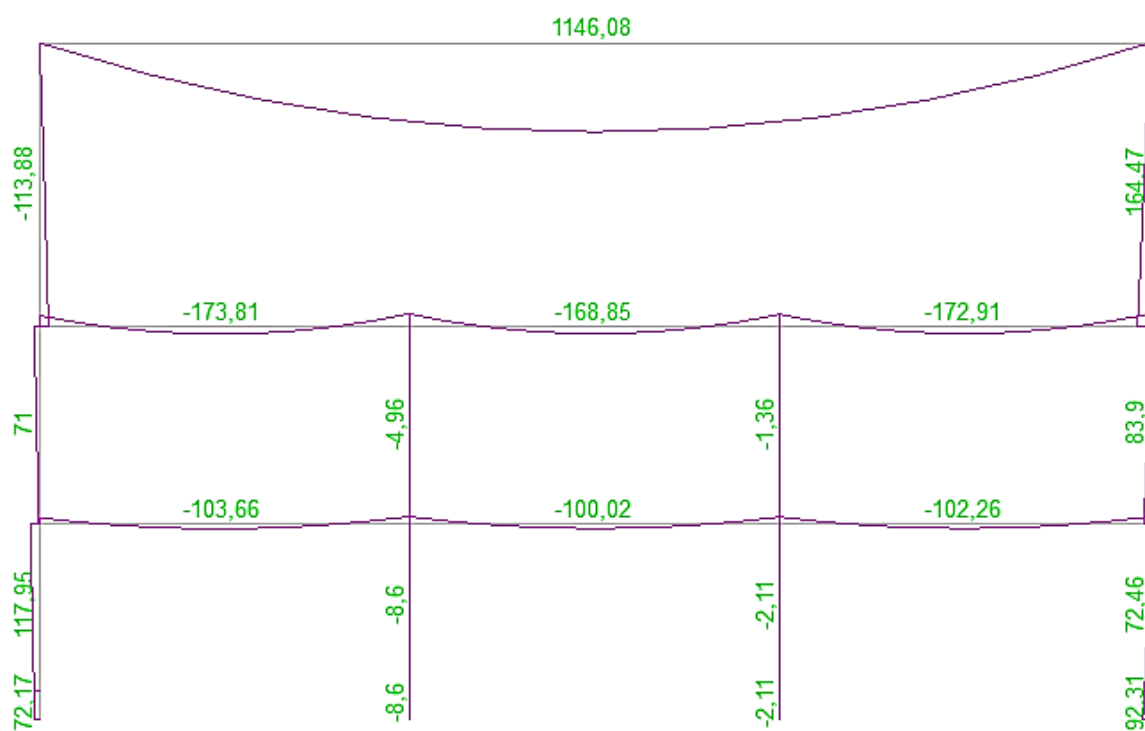


Рис. 2.17 – Епюра M, кН · м

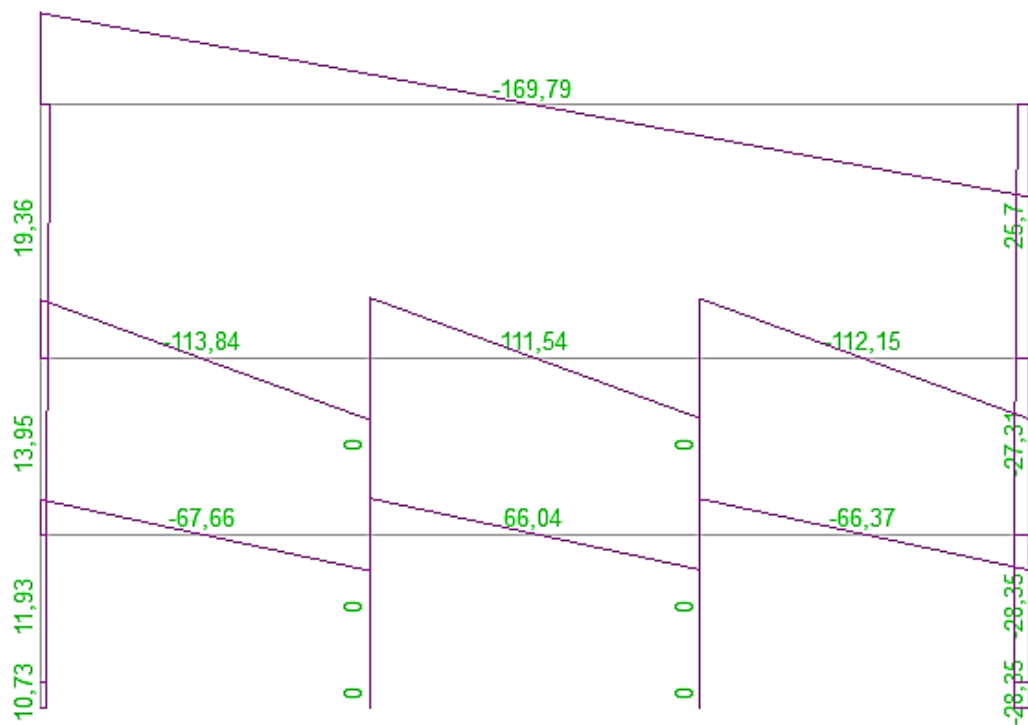


Рис. 2.18 – Епюра Q, кН

2.5 Розрахунок ферми Ф1

2.5.1 Вихідні дані до розрахунку

Для покриття будівлі прийнято сталеву кроквяну ферму з паралельним розташуванням верхнього та нижнього поясів, яка призначена для сприйняття навантажень від плоскої покрівлі. Основні геометричні параметри конструкції становлять: висота ферми $h_0 = 1800$ мм, проліт ферми $l = 27000$ мм. Прийнята конструктивна схема та геометрія ферми наведені на рис. 2.19.

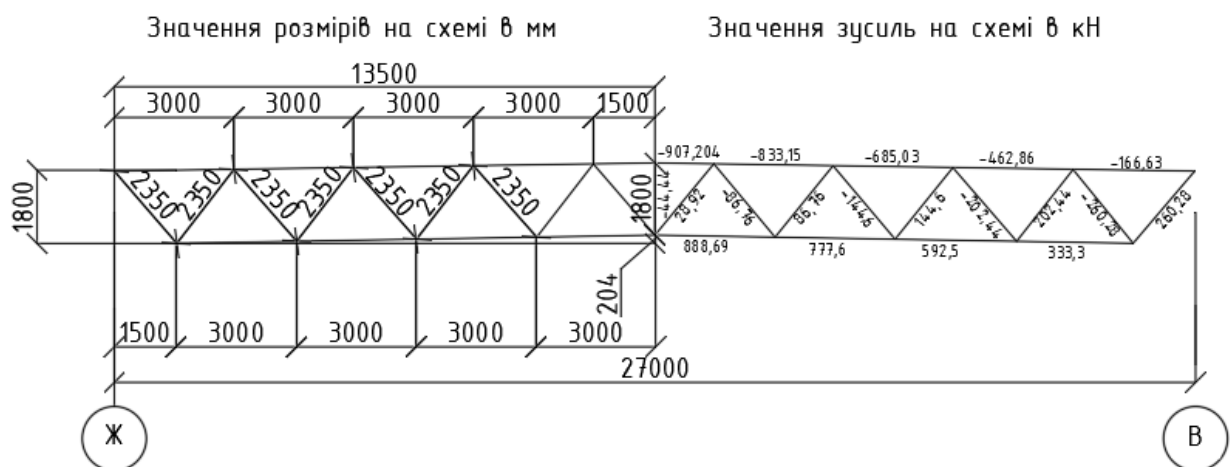


Рис. 2.19 – Параметри ферми до розрахунку

2.5.2 Навантаження на ферму

При розрахунку кроквяної ферми враховуються основні навантаження, що діють на конструкцію покриття, а саме постійне навантаження від власної ваги покрівельної системи та снігове навантаження. Вплив вітру, який створює відсмоктувальний ефект (пасивний тиск) на покриття, у даному розрахунку не враховується.

Навантаження, попередньо приведені до рівномірно розподілених уздовж ригеля поперечної рами (рис. 2.20), для розрахунку ферми замінюються еквівалентними вузовими силами. Зосереджені вертикальні навантаження прикладаються до вузлів верхнього пояса ферми. Для внутрішніх вузлів величина прикладеної сили становить F , тоді як у крайніх вузлах навантаження приймається рівним $F/2$. Прийнятую схему передачі навантажень на вузли ферми наведено на рис. 2.21 та 2.22.

$$F = (q_m + q_{сн,m}) \cdot d = (4,585 + 8,88) \cdot 3 = 40,395 \text{ кН} \quad (2.32)$$

$$F/2 = 40,395/2 = 20,1975 \text{ кН.} \quad (2.33)$$

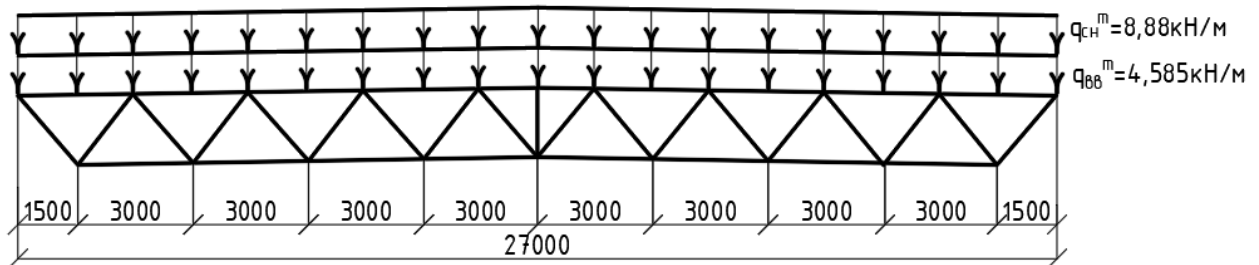


Рис. 2.20 – Навантаження на верхній пояс

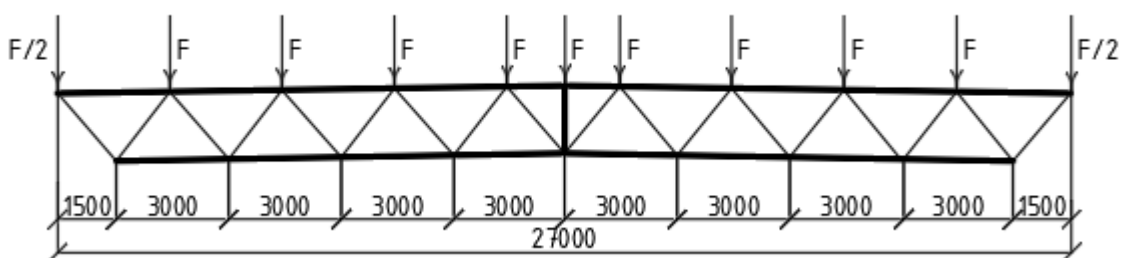


Рис. 2.21 – Приведення навантаження на вузли

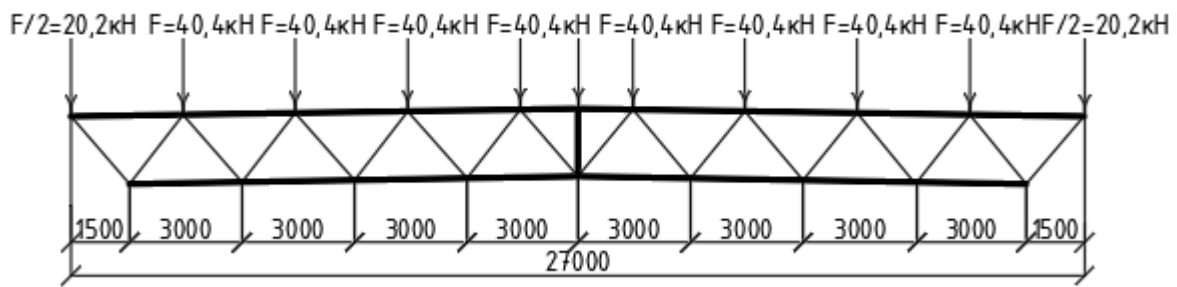


Рис. 2.22 – Загальне навантаження на вузли.

2.5.3 Статичний розрахунок ферми

Визначення внутрішніх зусиль у стержнях ферми виконано за результатами статичного розрахунку, проведеного в програмному комплексі SCAD. Для побудови розрахункової моделі використано схему типу 1 – плоску шарнірно-стержневую систему.

При створенні моделі було задано геометричні параметри ферми, умови закріплення опорних вузлів, розрахункові навантаження та жорсткісні характеристики елементів на розтяг і стиск. Розрахунок виконано для комбінації навантажень, що включає постійне навантаження від покриття та навантаження від снігового покриву.

Нумерацію вузлів і стержневих елементів, прийняту в розрахунковій моделі SCAD, наведено на рис. 2.23. Результати статичного аналізу у вигляді поздовжніх зусиль N (кН), що виникають у стержнях ферми від сумарного вертикального навантаження без урахування впливу рамного моменту, подано на рис. 2.24.

Для подальшого конструювання та перевірки несучої здатності елементи ферми були класифіковані за характером їх роботи. До стиснутих елементів належать верхній пояс, окремі стійки та частина елементів решітки. Нижній пояс і опорні розкоси працюють переважно на розтяг. Елементи решітки залежно від їх розташування та схеми навантаження можуть сприймати як стискальні, так і розтягувальні зусилля. Схему розподілу стиснутих і розтягнутих елементів ферми наведено на рис. 2.25.

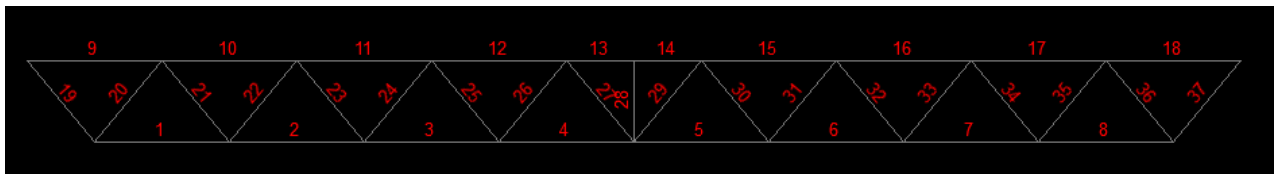


Рис. 2.23 – Номери елементів

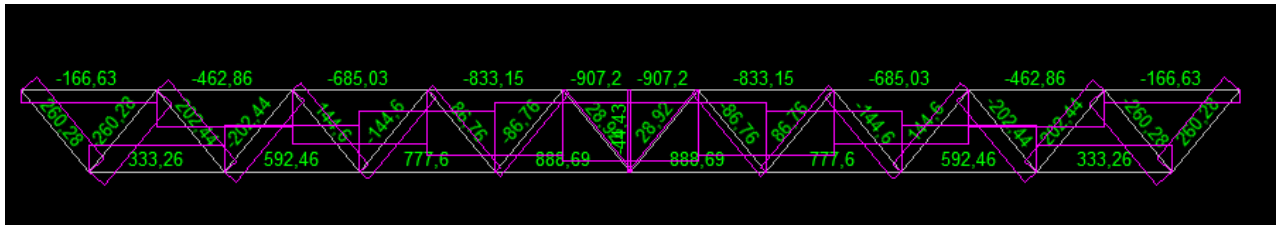


Рис. 2.24 – Результат статичного розрахунку

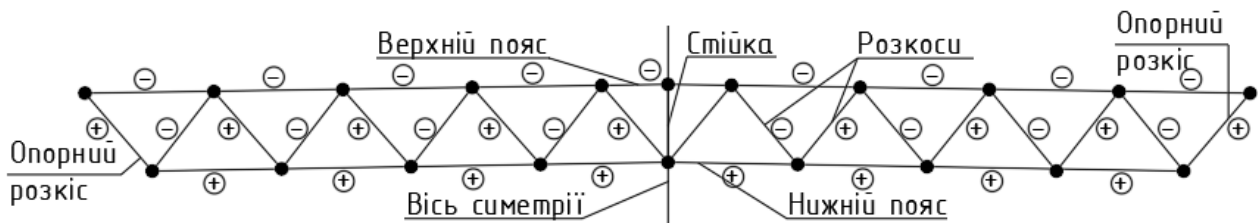


Рис. 2.25 – Основні конструктивні елементи ферми.

2.5.4 Визначення розрахункових довжин стиснутих елементів ферми

Під час перевірки стійкості стиснутих стержнів ферми необхідно визначити їх розрахункові довжини в площині та з площини конструкції. Значення розрахункових довжин приймаються відповідно до рекомендацій п. 13.1.1 та табл. 13.1 [6].

Для елементів, що працюють у площині ферми, розрахункова довжина визначається залежно від типу стержня та умов його закріплення. Для верхнього пояса, опорних розкосів і опорних стійок вона приймається пропорційною їх геометричній довжині (l). Для стиснутих елементів решітки застосовується відповідний коефіцієнт приведення, встановлений нормативними вимогами.

При розрахунку стійкості з площини ферми для верхнього пояса за розрахункову довжину приймається відстань між суміжними вузлами, закріпленими системою горизонтальних і вертикальних зв'язків. Для інших

стиснутих елементів розрахункова довжина визначається залежно від їх фактичної довжини та умов закріплення кінців.

Характерні форми втрати стійкості окремих стержнів у площині ферми наведено на рис. 2.26. Ці схеми використовуються для вибору відповідних розрахункових довжин та подальшої перевірки елементів на загальну стійкість.

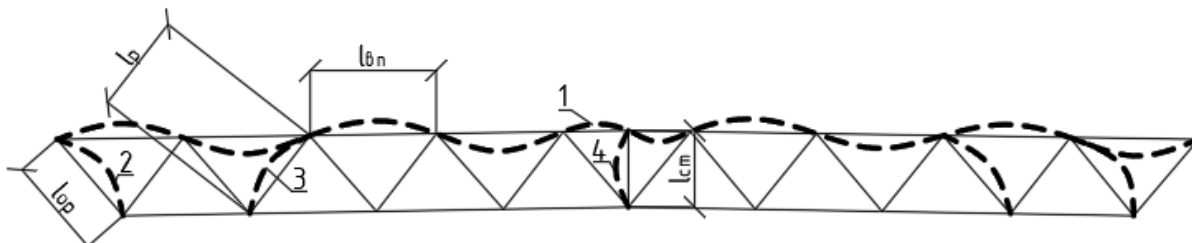


Рис. 2.26 – Форми втрати стійкості стержнів ферми в її площині: 1 – верхній пояс ($l_{б.п}$); 2 – опорний розкіс ($l_{о.р}$); 3 – проміжний розкіс, що працює на стиск ($l_{р}$); 4 – стиснута стійка

Для верхнього пояса ферми, що працює на стиск, розрахункова довжина в напрямку, перпендикулярному площині ферми, визначається за кроком розташування вузлів, закріплених системою просторових зв'язків. Прийняту схему розрахунку наведено на рис. 2.27.

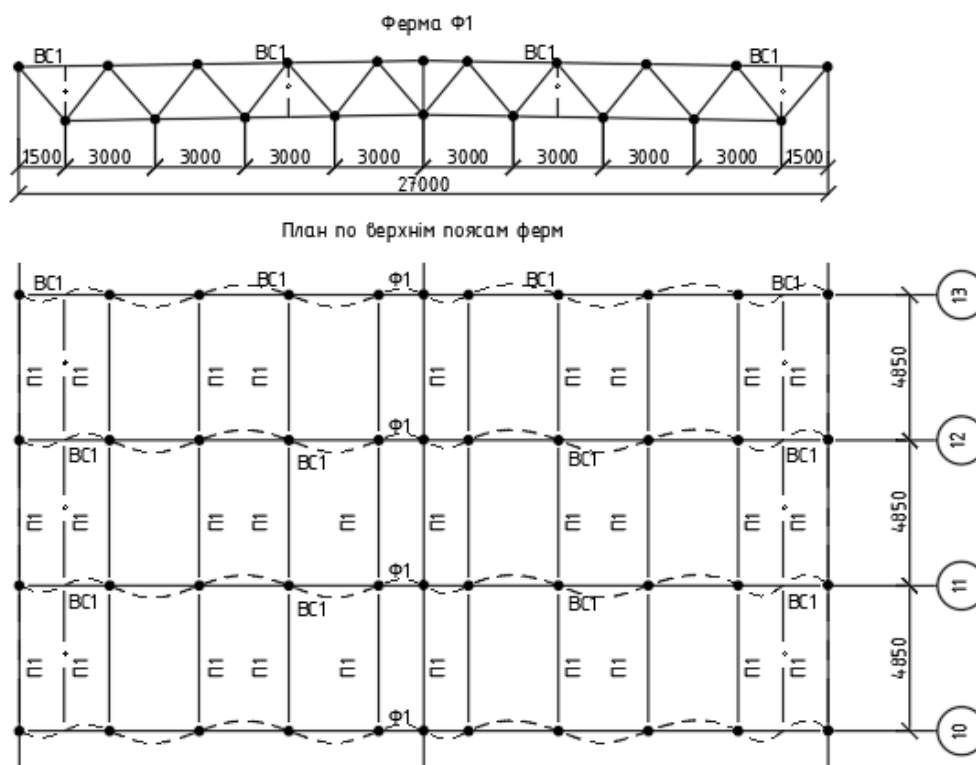


Рис. 2.27 – Форми втрати стійкості стержнів ферми із її площини.

2.5.5 Підбір перерізів елементів ферми

Для несучих елементів кроквяної ферми прийнято замкнені гнуті профілі прямокутного перерізу (рис. 2.28). Використання таких елементів забезпечує достатню несучу здатність конструкції, підвищену просторову жорсткість і зменшення власної ваги ферми порівняно з відкритими профілями. Крім того, прямокутні трубчасті профілі характеризуються сприятливими аеродинамічними властивостями та зручністю виконання вузлових з'єднань.

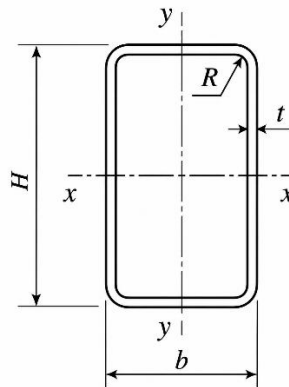


Рис. 2.28 – Переріз до розрахунку.

2.5.5.1 Верхній пояс

(номери елементів у схемі - 13,14)

$$N = -907,204 \text{ кН}$$

1. Розрахункові довжини:

$$l_{ef,x} = \mu_x \cdot l = 1 \cdot 300 = 300 \text{ см}; \quad (2.34)$$

$$l_{ef,y} = \mu_y \cdot l_1 = 1 \cdot 300 = 300 \text{ см}. \quad (2.35)$$

2. Гнучкість $\lambda_{\max} = 90$ ($\lambda_{\max} = 60 \dots 100$),

умовна гнучкість

$$\bar{\lambda} = \lambda_{\max} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 90 \cdot \sqrt{\frac{22,86}{20600}} = 2,99 \quad (2.36)$$

$$\varphi = 0,7061 \quad (2.37)$$

3. Площа перерізу

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{\min} \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (2.38)$$

$$A_{\text{необх}} = \frac{N}{\varphi_{\min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{907,204}{0,7061 \cdot 22,86 \cdot 1} = 56,2 \text{ см}^2 \quad (2.39)$$

4. Радіус інерції

$$\lambda_{\max} = \lambda_x > \lambda_y, \quad (2.40)$$

$$\lambda_{\max} = \lambda_x = \frac{l_{\text{ef},x}}{i_{x,\min}^{\text{необх}}} \quad (2.41)$$

$$i_{x,\min}^{\text{необх}} = \frac{l_{\text{ef},x}}{\lambda_{\max}} = \frac{300}{90} = 3,33 \text{ см}. \quad (2.42)$$

5. Отже, приймаємо $\square 180 \times 140 \times 8$: $A_{\text{мп}} = 48,7 \text{ см}^2$; $i_x = 6,7 \text{ см}$; $i_y = 5,51 \text{ см}$.

6. Фактичні гнучкості:

$$\lambda_x = \frac{l_{\text{ef},x}}{i_x} = \frac{300}{6,7} = 44,78, \quad (2.43)$$

$$\lambda_y = \frac{l_{\text{ef},y}}{i_y} = \frac{300}{5,51} = 54,5, \quad (2.44)$$

7. Умовна гнучкість для підбраного перерізу:

$$\bar{\lambda} = \lambda_{\max} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 54,5 \cdot \sqrt{\frac{22,86}{20600}} = 1,8155 \quad (2.45)$$

$$\varphi = 0,8982 \quad (2.46)$$

$$\alpha = \frac{N}{\varphi_{\min} \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{907,204}{0,8982 \cdot 48,7 \cdot 22,86 \cdot 1} = 0,9072 \quad (2.47)$$

$$\lambda_{\text{гран}} = 180 - 60 \cdot \alpha = 180 - 60 \cdot 0,9072 = 125,57 > \lambda_{\max} = 54,5 \quad (2.48)$$

$$\sigma = \frac{907,204}{0,8982 \cdot 48,7} = 20,74 \text{ кН/см}^2 < R_y \cdot \gamma_c = 22,86 \cdot 1 = 22,86 \text{ кН/см}^2 \quad (2.49)$$

Умови забезпечені.

2.5.5.2 Стиснутий розкіс

(номери елементів у схемі 20-36)

$$N = -260,28 \text{ кН}$$

Довжина розкошу

$$l_p = \sqrt{h_{\Phi}^2 + \left(\frac{d}{2}\right)^2}$$

$$l_p = \sqrt{1,8^2 + \left(\frac{3}{2}\right)^2} = 2,35 \text{ м}$$

1.

$$l_{ef,x} = \mu_x \cdot l = 0,8 \cdot 235 = 188 \text{ см};$$

$$l_{ef,y} = \mu_y \cdot l = 0,9 \cdot 235 = 211,5 \text{ см}.$$

2. Попередньо $\lambda_{\max} = 90$ ($\lambda_{\max} = 60 \dots 100$),

$$\bar{\lambda} = \lambda_{\max} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 90 \cdot \sqrt{\frac{22,86}{20600}} = 2,99$$

$$\varphi = 0,7061$$

3. Площа перерізу розкошу:

$$A_{необх} = \frac{N}{\varphi_{\min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{260,28}{0,7061 \cdot 22,86 \cdot 0,8} = 20,16 \text{ см}^2$$

4. Радіус інерції:

$$i_{x,\min}^{необх} = \frac{l_{ef,x}}{\lambda_{\max}} = \frac{188}{90} = 2,1 \text{ см}.$$

5. Отже, приймаємо $\square 120 \times 80 \times 6$: $A_{mp} = 22,6 \text{ см}^2$; $i_x = 4,33 \text{ см}$; $i_y = 3,15 \text{ см}$.

6. Гнучкості:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{188}{4,33} = 43,42;$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{211,5}{3,15} = 67,14.$$

$$\bar{\lambda} = \lambda_{\max} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 67,14 \cdot \sqrt{\frac{22,86}{20600}} = 2,24$$

$$\varphi = 0,8448$$

$$\alpha = \frac{N}{\varphi_{\min} \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{260,28}{0,8448 \cdot 22,6 \cdot 22,86 \cdot 1} = 0,5964$$

$$\lambda_{гран} = 180 - 60 \cdot \alpha = 180 - 60 \cdot 0,5964 = 144,22 > \lambda_{\max} = 67,14$$

Вимоги по гнучкості задовольняються.

$$\sigma = \frac{260,28}{0,8448 \cdot 22,6} = 13,63 \text{ кН/см}^2 < R_y \cdot \gamma_c = 22,86 \cdot 0,8 = 18,3 \text{ кН/см}^2$$

Стійкість забезпечена.

2.5.5.3 Стійка

(номери елементів у схемі - 28)

$$N = -44,44 \text{ кН}$$

$$l_{ef,x} = \mu_x \cdot l = 0,8 \cdot l = 0,8 \cdot 180 = 144 \text{ см};$$

$$l_{ef,y} = \mu_y \cdot l = 0,9 \cdot 180 = 162 \text{ см}.$$

$$\lambda_{\max} = 90 \Rightarrow \bar{\lambda} = \lambda_{\max} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 90 \cdot \sqrt{\frac{22,86}{20600}} = 2,99$$

$$\varphi = 0,7061$$

$$A_{\text{необх}} = \frac{N}{\varphi_{\min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{44,44}{0,7061 \cdot 22,86 \cdot 0,8} = 3,44 \text{ см}^2;$$

$$i_{x,\min}^{\text{необх}} = \frac{l_{ef,x}}{\lambda_{\max}} = \frac{144}{90} = 1,6 \text{ см}.$$

Приймаємо □ 100 x 60 x 6 : $A_{mp} = 17,8 \text{ см}^2$; $i_x = 3,48 \text{ см}$; $i_y = 2,32 \text{ см}$.

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{144}{3,48} = 41,38,$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{162}{2,32} = 69,83.$$

$$\bar{\lambda} = \lambda_{\max} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 69,83 \cdot \sqrt{\frac{22,86}{20600}} = 2,33 \Rightarrow \varphi_{\min} = 0,8308 -$$

$$\alpha = \frac{N}{\varphi_{\min} \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{44,44}{0,8308 \cdot 17,8 \cdot 22,86 \cdot 0,8} = 0,1643 > 0,5$$

$$\lambda_{пред} = 210 - 60 \cdot \alpha = 210 - 60 \cdot 0,1643 = 200 > \lambda_{\max} = 69,83$$

Вимоги по гнучкості задовольняються.

$$\sigma = \frac{44,44}{0,8308 \cdot 17,8} = 3,005 \text{ кН/см}^2 < R_y \cdot \gamma_c = 22,86 \cdot 0,8 = 18,3 \text{ кН/см}^2$$

Умови задовольняються.

2.5.5.3 Нижній пояс

(номери елементів у схемі - 1-8)

$$N = 888,69 \text{ кН}$$

$$A_{\text{необх}} = \frac{N}{R_y \cdot \gamma_c},$$

$$A_{\text{необх}} = \frac{888,69}{22,86 \cdot 1} = 38,88 \text{ см}^2.$$

Отже, приймаємо $\square 160 \times 120 \times 8$, із сортаменту виписуємо: $A_{\text{тр}} = 42,3 \text{ см}^2$.

$$\sigma = \frac{888,69}{42,3} = 21,009 \text{ кН/см}^2 = R_y \cdot \gamma_c = 22,86 \cdot 1 = 22,86 \text{ кН/см}^2.$$

Умови виконуються.

2.5.5.4 Розтягнутий розкіс

(номери елементів у схемі 19-37)

$$N = 260,28 \text{ кН}$$

$$A_{\text{необх}} = \frac{260,28}{22,86 \cdot 1} = 11,39 \text{ см}^2.$$

Отже, приймаємо $\square 100 \times 60 \times 6$, із сортаменту виписуємо: $A_{\text{тр}} = 17,8 \text{ см}^2$.

$$\sigma = \frac{260,28}{17,8} = 14,62 \text{ кН/см}^2 < R_y \cdot \gamma_c = 22,86 \cdot 1 = 22,86 \text{ кН/см}^2$$

Міцність забезпечена.

2.6 Розрахунок балок

2.6.1 Балка Б13

Підбір поперечного перерізу поздовжньої балки, яка сприймає корисне навантаження інтенсивністю 4 кН/м^2 , виконано із застосуванням програмного комплексу «Кристал». Вихідними даними для розрахунку є навантаження, визначені раніше в підрозділах 2.3.2 та 2.3.5, що включають постійні та тимчасові експлуатаційні впливи.

Перевірка несучої здатності та підбір перерізу балки здійснювалися відповідно до вимог ДБН В.2.6-198:2014 [6]. У процесі розрахунку враховувалися умови міцності, жорсткості та загальної стійкості елемента.

Конструктивне рішення поздовжньої балки та її розрахункова схема наведені на рис. 2.29. Навантаження, прийняті для розрахунку балки, а також їх значення подано в табл. 2.5.

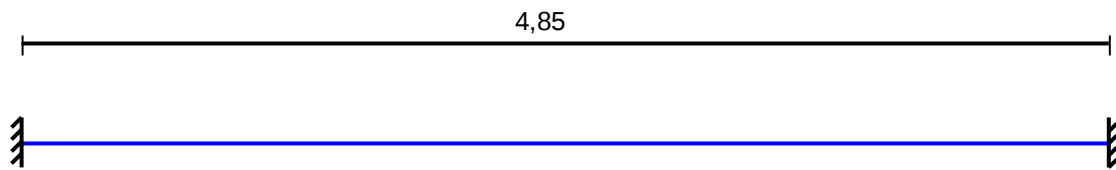


Рис. 2.29 – До розрахунку балки Б 13

Таблиця 2.5 – Прийняті навантаження

	Тип навантаження	Величина		Позиція x	
	довжина = 4,85 м				
Постійне		1,86	кН/м		
Постійне		3	кН/м		
Корисне		22,4	кН/м		
В.в. поперечної балки		20,4	кН	0	м
		20,4	кН	4,85	м

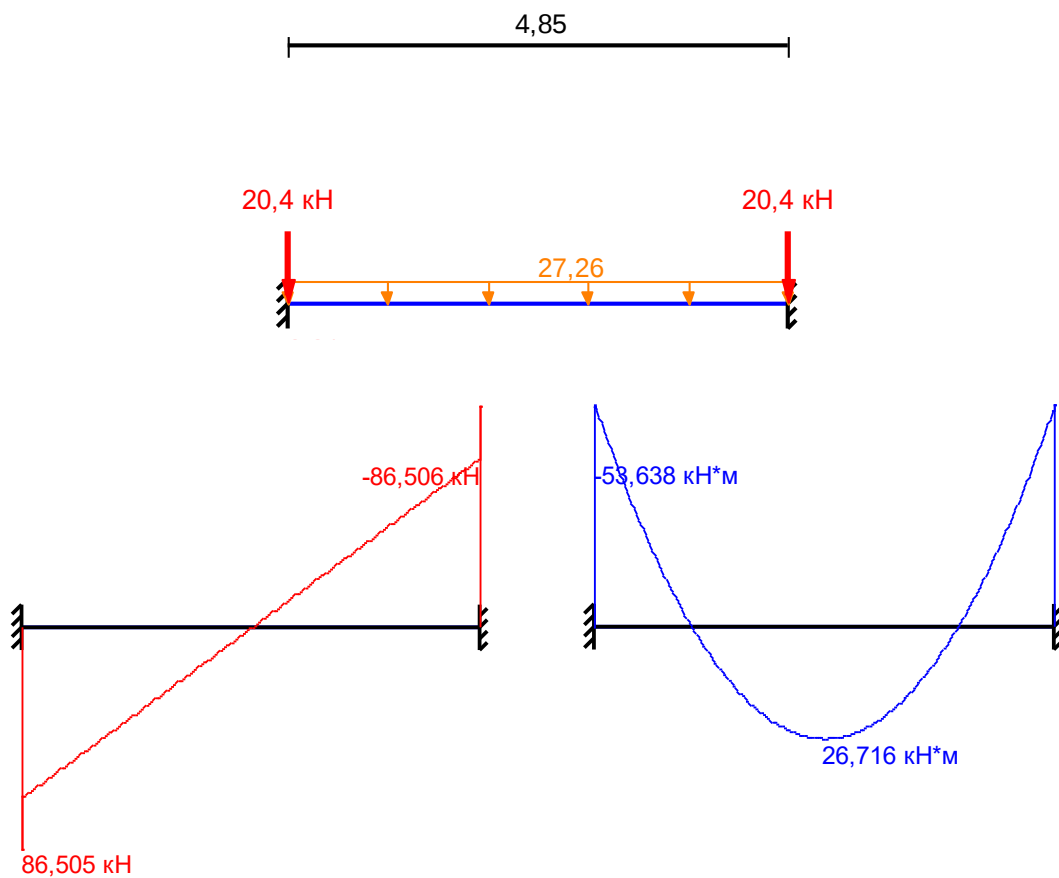


Рис. 2.30 – Статичний розрахунок балки Б13

Основні геометричні характеристики прийнятого перерізу наведені у таблиці 2.6.

Таблиця 2.6 - Геометричні характеристики Б13

	Параметр	Величина	Од. вим.
A	Площа поперечного перерізу	46,67	см ²
A _{v,y}	Умовна площа зрізу вздовж вісі U	19,557	см ²
A _{v,z}	Умовна площа зрізу вздовж вісі V	16,516	см ²
α	Кут нахилу головних осей інерції	0	град
I _y	Момент інерції відносно центральної вісі Y1 паралельної вісі Y	7293	см ⁴
I _z	Момент інерції відносно центральної вісі Z1 паралельної вісі Z	458,6	см ⁴
I _t	Момент інерції при вільному крученні	14,722	см ⁴
i _y	Радіус інерції відносно вісі Y1	12,501	см
i _z	Радіус інерції відносно вісі Z1	3,135	см
W _{u+}	Максимальний момент опору відносно вісі U	487,826	см ³
W _{u-}	Мінімальний момент опору відносно вісі U	487,826	см ³
W _{v+}	Максимальний момент опору відносно вісі V	65,514	см ³
W _{v-}	Мінімальний момент опору відносно вісі V	65,514	см ³
W _{pl,u}	Пластичний момент опору відносно вісі U	547,658	см ³
W _{pl,v}	Пластичний момент опору відносно вісі V	101,738	см ³
I _u	Максимальний момент інерції	7293	см ⁴
I _v	Мінімальний момент інерції	458,6	см ⁴
i _u	Максимальний радіус інерції	12,501	см
i _v	Мінімальний радіус інерції	3,135	см
a _{u+}	Ядрова відстань уздовж позитивного напрямку осі Y(U)	1,404	см
a _{u-}	Ядрова відстань уздовж негативного напрямку осі Y(U)	1,404	см
a _{v+}	Ядрова відстань уздовж позитивного напрямку осі Z(V)	10,453	см
a _{v-}	Ядрова відстань уздовж негативного напрямку осі Z(V)	10,453	см
P	Периметр	112,025	см

За результатами розрахунку та перевірки умов міцності і жорсткості для поздовжньої балки прийнято прокатний двотавровий профіль 30Б2 нормальної серії (Б). Обраний переріз забезпечує сприйняття розрахункових навантажень та відповідає вимогам чинних нормативних документів щодо несучої здатності конструкцій. Основні геометричні характеристики прийнятого профілю,

необхідні для подальших розрахунків, наведені на рис. 2.31.

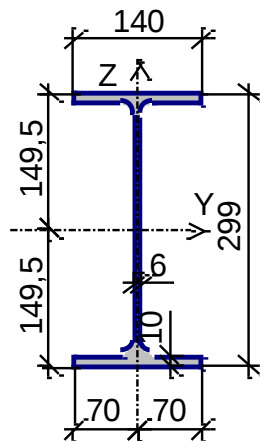


Рис. 2.31 – Прийнятий переріз балки Б13

2.7 Розрахунок підземної частини об'єкта

2.7.1 Початкові данні

Майданчик будівництва характеризується відносно спокійним рельєфом. У межах глибини, що впливає на роботу фундаментів, основою прийнято суглинок напівтвердий, який може використовуватися як природна основа під фундаменти будівлі. Рівень ґрунтових вод умовно прийнято нижче підосви фундаменту, тому його вплив на несучу здатність основи в розрахунку не враховується.

За конструктивним рішенням прийнято монолітний залізобетонний стовпчастий фундамент мілкового закладання під сталеву колону каркаса. Розрахунок виконується для фундаменту Фм2, конструктивна схема якого наведена на аркуші фундаментів. Розміри підосви фундаменту приймаються $2,35 \times 2,20$ м. Матеріал фундаменту - важкий бетон класу С16/20, робоча арматура - класу А400С.

Розрахункові зусилля, що передаються від сталевих колон на фундаменти, прийнято за результатами статичного розрахунку поперечної рами. За епюрами поздовжніх сил, згинальних моментів та поперечних сил визначено найбільш несприятливі значення внутрішніх зусиль у нижніх перерізах колон.

Для подальшого розрахунку фундаменту прийнято: вертикальне стискаюче зусилля $N = 826,92$ кН, згинальний момент $M = 92,31$ кН·м та поперечну силу $Q = 28,35$ кН.

2.7.2 Аналіз інженерно-геологічних умов

За результатами аналізу інженерно-геологічних умов будівельного майданчика встановлено, що ґрунтова товща складається з декількох інженерно-геологічних шарів. Перший шар представлений насипним ґрунтом, який має неоднорідний склад і нерівномірні фізико-механічні властивості, тому як природна основа фундаментів не розглядається.

1-й шар

Насипний ґрунт. У зв'язку з неоднорідністю складу та можливістю нерівномірних деформацій цей шар не може бути використаний як основа фундаментів.

2-й шар

Суглинок гумусовий:

$$\rho = 1,79 \text{ т/м}^3; \rho_s = 2,65 \text{ т/м}^3; W = 0,22; W_L = 0,29; W_P = 0,21;$$

$$\varphi_H = 18^\circ; C_H = 10 \text{ кПа}; E = 7 \text{ МПа}.$$

Число пластичності:

$$I_p = W_L - W_P = 0,29 - 0,21 = 0,08 \quad (2.50)$$

Показник текучості:

$$I_L = (W - W_P) / (W_L - W_P) = (0,22 - 0,21) / (0,29 - 0,21) = 0,13.$$

За показником текучості ґрунт належить до напівтвердих суглинків.

Коефіцієнт пористості:

$$e = (\rho_s / \rho) \cdot (1 + W) - 1 = (2,65 / 1,79) \cdot (1 + 0,22) - 1 = 0,81.$$

Отже, другий шар представлений гумусовим суглинком напівтвердого стану. Через наявність органічних домішок та порівняно низький модуль деформації $E = 7$ МПа цей шар не доцільно використовувати як основний несучий шар для фундаментів.

3-й шар

Пісок невеликий:

$\rho = 1,88 \text{ т/м}^3$; $\rho_s = 2,70 \text{ т/м}^3$; $W = 0,18$; $\varphi_{II} = 31^\circ$; $C_{II} = 5 \text{ кПа}$;
 $E = 26 \text{ МПа}$.

Коефіцієнт пористості:

$$e = (\rho_s / \rho) \cdot (1 + W) - 1 = (2,70 / 1,88) \cdot (1 + 0,18) - 1 = 0,69.$$

За значенням коефіцієнта пористості пісок належить до ґрунтів середньої щільності.

Ступінь вологості:

$$Sr = (W \cdot \rho_s) / e = (0,18 \cdot 2,70) / 0,69 = 0,70.$$

Отже, пісок є вологим, середньої щільності. Враховуючи його фізико-механічні характеристики, а саме $\varphi_{II} = 31^\circ$ та $E = 26 \text{ МПа}$, цей шар може бути використаний як природна основа фундаментів.

4-й шар

Суглинок бурий:

$\rho = 1,94 \text{ т/м}^3$; $\rho_s = 2,71 \text{ т/м}^3$; $W = 0,27$; $W_L = 0,38$; $W_P = 0,26$;
 $\varphi_{II} = 23^\circ$; $C_{II} = 28 \text{ кПа}$; $E = 27 \text{ МПа}$.

Число пластичності:

$$Ip = WL - WP = 0,38 - 0,26 = 0,12.$$

Показник текучості:

$$I_L = (W - W_P) / (W_L - W_P) = (0,27 - 0,26) / (0,38 - 0,26) = 0,08.$$

За показником текучості суглинок перебуває у напівтвердому стані.

Коефіцієнт пористості:

$$e = (\rho_s / \rho) \cdot (1 + W) - 1 = (2,71 / 1,94) \cdot (1 + 0,27) - 1 = 0,77.$$

Отже, четвертий шар представлений бурим суглинком напівтвердого стану. Завдяки достатнім міцнісним характеристикам, зокрема $C_{II} = 28 \text{ кПа}$, $\varphi_{II} = 23^\circ$ та $E = 27 \text{ МПа}$, цей ґрунт може розглядатися як надійна природна основа для фундаментів.

За результатами аналізу інженерно-геологічних умов встановлено, що насипний шар не може використовуватися як основа будівлі. Гумусовий суглинок також є небажаним для спирання фундаментів через наявність органічних включень і нижчі деформаційні характеристики. Найбільш придатними для роботи як природна основа є третій шар - вологий пісок середньої щільності, а також четвертий шар - бурий суглинок напівтвердого стану. З урахуванням конструктивної схеми будівлі та прийнятої глибини закладання фундаментів як основний несучий шар доцільно прийняти ґрунт третього або четвертого інженерно-геологічного шару.

2.7.3 Визначення розмірів підшви фундаменту Фм2

Як природну основу під фундамент прийнято ґрунт з умовним розрахунковим опором стиску $R_0 = 200 \text{ кН/м}^2$. Для району будівництва м. Харкова глибина промерзання ґрунту приймається $d_{fn} = 1,2 \text{ м}$.

Розрахункова глибина промерзання визначається за залежністю:

$$d_f = k_h \cdot d_{fn}, \quad (2.51)$$

де $k_h = 1,0$ — коефіцієнт, що враховує тепловий режим будівлі.

$$d_f = 1,0 \cdot 1,2 = 1,2 \text{ м}.$$

З урахуванням необхідного заглиблення підшви фундаменту в несучий шар ґрунту приймаємо глибину закладання:

$$d = d_f + 0,5 = 1,2 + 0,5 = 1,7 \text{ м}.$$

Для розрахунку фундаменту Фм2 приймаємо найбільш несприятливі зусилля в нижньому перерізі колони за результатами статичного розрахунку рами:

Попередній розмір сторони підшви при центральному стиску визначається за формулою:

$$b = \sqrt{[N / (R_0 - \gamma_m \cdot d)]}, \quad (2.52)$$

де $\gamma_m = 20 \text{ кН/м}^3$ - усереднена питома вага фундаменту та ґрунту на його уступах.

$$b = \sqrt{[826,92 / (200 - 20 \cdot 1,7)]} = \sqrt{[826,92 / 166]} = 2,23 \text{ м.}$$

Відповідно до прийнятого конструктивного рішення за кресленням фундаменту Фм2 розміри підшви приймаємо:

$$a \times b = 2,4 \times 2,4 \text{ м.} \quad (2.53)$$

Площа підшви фундаменту:

$$A = a \cdot b = 2,4 \cdot 2,4 = 5,76 \text{ м}^2. \quad (2.54)$$

Середній тиск під підшвою фундаменту:

$$p_m = \gamma_m \cdot d + N / A, \quad (2.55)$$

$$p_m = 20 \cdot 1,7 + 826,92 / 5,76 = 34 + 143,56 = 177,56 \text{ кН/м}^2.$$

Перевіряємо умову:

$$p_m = 177,56 \text{ кН/м}^2 < R_0 = 200 \text{ кН/м}^2.$$

Умова за середнім тиском виконується.

Перевіримо положення рівнодійної навантаження:

$$e = M / N = 92,31 / 826,92 = 0,112 \text{ м.}$$

Граничне значення ексцентриситету:

$$a / 6 = 2,4 / 6 = 0,4 \text{ м.}$$

Оскільки $e = 0,112 \text{ м} < 0,4 \text{ м}$, відрив підшви фундаменту від ґрунту не виникає.

Момент опору підшви фундаменту:

$$W = b \cdot a^2 / 6 = 2,4 \cdot 2,4^2 / 6 = 2,304 \text{ м}^3 \quad (2.56)$$

Крайові напруження під підшвою:

$$p_{max} = p_m + M / W = 177,56 + 92,31 / 2,304 = 217,62 \text{ кН/м}^2; \quad (2.57)$$

$$p_{min} = p_m - M / W = 177,56 - 92,31 / 2,304 = 137,50 \text{ кН/м}^2. \quad (2.58)$$

Перевіряємо умови:

$$p_{max} = 217,62 \text{ кН/м}^2 < 1,2R_0 = 240 \text{ кН/м}^2;$$

$$p_{min} = 144,25 \text{ кН/м}^2 > 0.$$

Отже, прийняті розміри підшви фундаменту Фм2 $2,4 \times 2,4 \text{ м}$ забезпечують виконання умов роботи основи за несучою здатністю та крайовими напруженнями.

2.7.4 Визначення габаритів фундаменту

Глибина закладання фундаменту прийнята $d = 1,5$ м. Верх фундаменту розташовується нижче планувальної відмітки, а конструктивна висота фундаменту приймається з урахуванням плитної частини та підколонника. За кресленням фундамент Фм2 виконується з підшовою розміром 2400×2400 мм. Підколонник приймається прямокутної форми, а плитна частина формується уступами. Конструктивна висота фундаменту приймається відповідно до розрізів фундаменту та забезпечує необхідну жорсткість плитної частини при передачі навантаження від сталевій колоні на ґрунтову основу.

Висота плитної частини фундаменту становить:

$$H_{\text{пл}} = 4,100 - 3,500 = 0,600 \text{ м.}$$

Плитна частина складається з двох уступів висотою по 300 мм:

$$H_{\text{пл}} = h_1 + h_2 = 300 + 300 = 600 \text{ мм.}$$

Розміри підшови фундаменту за кресленням:

$$a \times b = 2400 \times 2400 \text{ мм} = 2,4 \times 2,4 \text{ м.}$$

Підколонник має розміри в плані:

$$a_{\text{п}} \times b_{\text{п}} = 600 \times 600 \text{ мм} = 0,6 \times 0,6 \text{ м.}$$

Винос підшови фундаменту відносно підколонника з кожного боку:

$$c = (2400 - 600) / 2 = 900 \text{ мм.}$$

Оскільки плитна частина двоступінчаста, винос кожної сходинки приймаємо:

$$c_1 = c_2 = 900 / 2 = 450 \text{ мм.}$$

Тоді розмір верхньої сходинки плитної частини:

$$a_1 = b_1 = 600 + 2 \cdot 450 = 1500 \text{ мм.}$$

Нижня сходинка відповідає розмірам підшови:

$$a_2 = b_2 = 2400 \text{ мм.}$$

Основні габаритні розміри прийнятого фундаменту наведені на рис. 2.32.

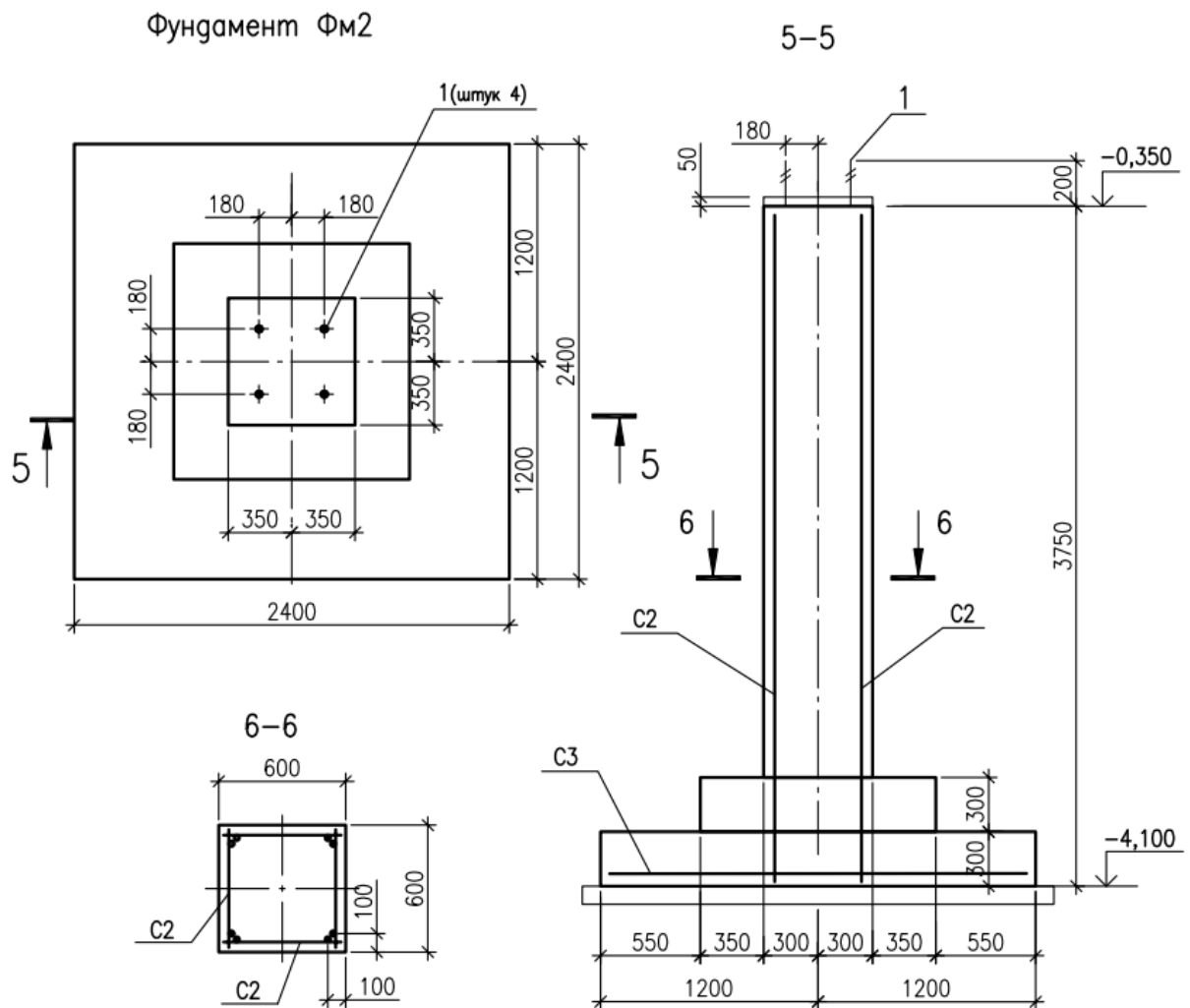


Рис. 2.32 – Основні габаритні розміри Фм2

Визначення розрахункового тиску під подошвою фундаменту Фм2

Перевірка роботи фундаменту виконується за максимальними та мінімальними напруженнями, що виникають під подошвою внаслідок дії вертикального навантаження та згинального моменту.

2.7.5 Розрахунок армування фундаменту Фм2

Робоча арматура плитної частини фундаменту приймається за сіткою С3. Розрахунок виконуємо для перерізу біля грані підколонника.

Загальна висота плитної частини фундаменту:

$$h = h_1 + h_2 = 300 + 300 = 600 \text{ мм.}$$

Робоча висота перерізу:

$$h_0 = h - (a_s + d_s / 2),$$

де $a_s = 35$ мм - захисний шар бетону;

$d_s = 12$ мм - діаметр робочої арматури.

$$h_0 = 600 - (35 + 12 / 2) = 600 - 41 = 559 \text{ мм.}$$

Відстань від грані підколонника до краю підшви фундаменту:

$$L = (2400 - 600) / 2 = 900 \text{ мм} = 0,9 \text{ м.}$$

Розрахунковий тиск біля грані підколонника:

$$p_3 = 187,58 \text{ кН/м}^2.$$

Максимальний тиск під підшвою:

$$p_{max} = 217,62 \text{ кН/м}^2.$$

Згинальний момент у розрахунковому перерізі:

$$M_3 = b \cdot L^2 \cdot (2p_{max} + p_3) / 6; \quad (2.59)$$

$$M_3 = 2,4 \cdot 0,9^2 \cdot (2 \cdot 217,62 + 187,58) / 6 = 201,79 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Коефіцієнт:

$$\alpha_m = M_3 / (R_b \cdot b \cdot h_0^2); \quad (2.60)$$

$$\alpha_m = 201,79 \cdot 10^6 / (8,2 \cdot 2400 \cdot 559^2) = 0,033.$$

Для $\alpha_m = 0,033$ приймаємо:

$$\zeta = 0,98.$$

Необхідна площа робочої арматури:

$$A_s = M_3 / (R_s \cdot h_0 \cdot \zeta); \quad (2.61)$$

$$A_s = 201,79 \cdot 10^6 / (280 \cdot 559 \cdot 0,98) = 1315 \text{ мм}^2.$$

Кількість стержнів в одному напрямку:

$$n = 12 \text{ шт.}$$

Площа одного стержня Ø12:

$$A_{\text{Ø12}} = 113,1 \text{ мм}^2.$$

Фактична площа арматури:

$$A_{s,\phi} = 12 \cdot 113,1 = 1357,2 \text{ мм}^2.$$

Перевірка:

$$A_{s,\phi} = 1357,2 \text{ мм}^2 > A_s = 1315 \text{ мм}^2.$$

Отже, армування фундаменту Фм2 сіткою С3 зі стержнів Ø12 А400С з кроком 200 мм у двох напрямках забезпечує необхідну несучу здатність плитної частини фундаменту.

2.7.6 Розрахунок осідання фундаменту

Середній тиск від навантаження на основу:

$$p = N / A = 826,92 / 5,76 = 143,56 \text{ кН/м}^2.$$

Як несучий шар основи приймаємо 3-й інженерно-геологічний шар - пісок невеликий, вологий, середньої щільності.

Модуль деформації ґрунту:

$$E = 26 \text{ МПа} = 26000 \text{ кН/м}^2.$$

Коефіцієнт Пуассона для піщаного ґрунту приймаємо:

$$\nu = 0,30.$$

Для квадратного фундаменту коефіцієнт форми приймаємо:

$$\omega = 0,88.$$

Осідання фундаменту визначаємо за формулою:

$$s = p \cdot b \cdot (1 - \nu^2) \cdot \omega / E. \quad (2.62)$$

Підставляємо значення:

$$s = 143,56 \cdot 2,4 \cdot (1 - 0,30^2) \cdot 0,88 / 26000;$$

$$s = 143,56 \cdot 2,4 \cdot 0,91 \cdot 0,88 / 26000;$$

$$s = 0,0106 \text{ м.}$$

Переводимо в міліметри:

$$s = 0,0106 \cdot 1000 = 10,6 \text{ мм.}$$

Допустиме значення осідання для фундаментів будівлі приймаємо:

$$su = 100 \text{ мм.}$$

Перевіряємо умову:

$$s = 10,6 \text{ мм} < su = 100 \text{ мм.}$$

Отже, розрахункове осідання фундаменту Фм2 становить 10,6 мм. Отримане значення не перевищує допустимого, тому прийняті розміри підосви фундаменту $2,4 \times 2,4$ м забезпечують нормальну роботу основи за деформаціями.

РОЗДІЛ 3

ТЕХНОЛОГІЧНІ РІШЕННЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА

3.1 Характеристика умов виконання робіт

Технологічна карта розроблена для організації та виконання комплексу монтажних робіт зі зведення сталевго каркаса багатофункціональної будівлі, що проєктується в місті Харкові.

Документ встановлює технологічну послідовність виконання робіт, визначає необхідні ресурси, механізми та організаційні заходи, спрямовані на забезпечення безпечного й ефективного монтажу будівельних конструкцій. Положення карти базуються на сучасних методах організації будівельного виробництва та передбачають раціональне використання технічних засобів і трудових ресурсів.

Монтаж сталевго каркаса передбачає виконання комплексу взаємопов'язаних операцій, які умовно поділяються на три основні етапи.

Підготовчий етап включає:

- підготовку та облаштування робочої зони будівельного майданчика;
- доставку конструкцій, матеріалів і монтажного обладнання до місця виконання робіт;
- організацію місць складування та зберігання елементів каркаса.

Основний етап передбачає:

- виконання стропувальних операцій;
- піднімання конструктивних елементів у проєктне положення;
- встановлення та орієнтування конструкцій на опорних вузлах;
- геодезичну перевірку правильності монтажу;
- тимчасове та остаточне закріплення елементів каркаса відповідно до проєктних вимог.

Завершальний етап включає:

- очищення робочої зони від залишків матеріалів та монтажного оснащення;
- приведення території будівельного майданчика до належного стану після завершення монтажних робіт.

Кількісні показники та обсяги основних монтажних робіт, що розглядаються в даній технологічній карті, наведені в таблиці 3.1.

Таблиця 3.1 - Обсяги основних робіт

Найменування	шт	т	м ²
1	2	3	4
монтаж колон	156	62,27	-
монтаж балок	964	48,27	-
укрупнене збирання ферм	18	9	-
монтаж ферм	9	9	-
монтаж прогонів	72	43,17	-
монтаж профнастилу	-	-	19,5

3.2 Технологічна послідовність виконання робіт

Перед початком монтажу сталевих конструкцій необхідно завершити комплекс підготовчих заходів, а також виконати роботи нульового циклу відповідно до проєктної документації.

Попереднє укрупнювальне складання металоконструкцій та їх підготовка до встановлення здійснюються на спеціально організованому майданчику для складування і передмонтажного збирання. Для виконання цих операцій використовується автомобільний баштовий кран Liebherr MK 80. Роботи виконує монтажна ланка у складі чотирьох робітників під керуванням машиніста крана.

Зведення сталевих каркасів будівлі проводиться монтажною бригадою, до складу якої входять троє монтажників, електрозварник та машиніст крана. До

початку монтажних робіт усі елементи каркаса (колони, балки, ферми та прогони) повинні бути доставлені та розміщені в межах робочої зони крана.

Технологічний процес устанавлення колон включає стропування, піднімання, наведення в проєктне положення, контроль геометричних параметрів та остаточне закріплення. Захоплення колон здійснюється спеціальними напівавтоматичними пристроями в місцях спирання балок. Після підйому конструкції краном колону підводять до місця встановлення та утримують на висоті 0,3–0,4 м над фундаментом для виконання операцій орієнтування. Монтажники спрямовують конструкцію на анкерні болти, після чого кран плавно опускає її в проєктне положення.

Під час монтажу частина робітників контролює стійкість елемента, а інші суміщають осьові позначки на базі колони з відповідними рисками на опорних плитах. Такий спосіб забезпечує точне встановлення конструкції без необхідності додаткового коригування по висоті або в плані. Після перевірки положення колона закріплюється анкерними болтами.

Монтаж каркаса розпочинають із встановлення пари колон, між якими передбачені вертикальні зв'язки. Після закріплення колон фундаментними болтами виконують монтаж зв'язків і балок, що забезпечують просторову жорсткість системи. Зняття стропів допускається лише після остаточного закріплення конструкції.

Подальше встановлення колон здійснюється послідовно із одночасним монтажем балок та вертикальних зв'язків. Така організація робіт дозволяє оперативно забезпечити стійкість змонтованих елементів, скоротити час роботи крана та підвищити ефективність монтажного процесу. Тимчасове фіксування конструкцій виконується за допомогою болтових з'єднань, а розташування та кріплення вертикальних зв'язків повинні відповідати вимогам робочого проєкту.

Контроль правильності встановлення колон у вертикальній площині виконують геодезичними методами із застосуванням двох теодолітів,

розташованих у взаємно перпендикулярних напрямках. За результатами вимірювань здійснюється перевірка суміщення верхніх осьових позначок із проєктним положенням конструкції. Після завершення монтажу чергового ряду колон проводять нівелювання опорних поверхонь консолей та торців колон, призначених для спирання балок. Отримані відмітки використовують для подальшого контролю точності монтажу елементів каркаса.

Установлення балок включає комплекс послідовних операцій, серед яких підготовка елемента до піднімання, стропування, подача в проєктне положення, тимчасове закріплення та остаточна перевірка геометричних параметрів. Перед підйомом на балках монтують необхідні стикові елементи та накладки, що забезпечують з'єднання суміжних конструкцій.

Монтаж балок виконують безпосередньо після встановлення колон. Під час переміщення конструкції краном її положення контролюють за допомогою двох відтяжок. Монтажники, розташовані на робочих майданчиках, спрямовують балку до місця встановлення, запобігаючи її контакту з уже змонтованими елементами каркаса. Точність посадки контролюють за монтажними ризиками, нанесеними на балку та опорні елементи. За необхідності коригування положення здійснюють шляхом встановлення сталевих прокладок. До завершення вивірки балка фіксується тимчасовими кріпленнями, а контроль висотного положення виконується нівеліром.

Монтаж кроквяних ферм передбачає виконання таких основних операцій:

- підготовку опорних вузлів до встановлення конструкцій;
- укрупнювальне складання елементів ферми;
- монтаж допоміжних пристроїв, зокрема відтяжок, розпірок та монтажних сходів;
- піднімання та встановлення ферм у проєктне положення;
- перевірку геометричних параметрів і остаточне закріплення конструкцій.

Розпочинати монтаж ферм дозволяється лише після завершення робіт із встановлення колон, перевірки їх просторового положення та остаточного закріплення системи вертикальних зв'язків. Така послідовність забезпечує необхідну жорсткість і стійкість каркаса на всіх етапах виконання монтажних робіт.

Перед установленням кроквяних ферм виконують комплекс підготовчих операцій, який включає укрупнювальне складання окремих елементів та, за необхідності, їх тимчасове підсилення. Потреба у підсиленні зумовлена зміною розрахункової схеми конструкції під час транспортування, кантування та піднімання. У процесі монтажу ферма сприймає додаткові зусилля, які можуть призвести до деформацій окремих елементів. Для забезпечення жорсткості конструкції застосовують тимчасові підсилювальні елементи з деревини або металу.

Після завершення підготовчих робіт ферму стропують та подають до місця монтажу за допомогою крана. Для керування положенням конструкції під час піднімання до її кінців закріплюють відтяжки. Монтажники за допомогою відтяжок коригують положення ферми в просторі та забезпечують її точне встановлення на опорні елементи. Для безпечного виконання робіт на колонах попередньо облаштовують монтажні майданчики.

Монтаж покриття розпочинають із панелі, в якій передбачено систему вертикальних і горизонтальних зв'язків. Першу ферму встановлюють у проєктне положення, після чого виконують її закріплення на опорах необхідною кількістю болтових з'єднань. Для забезпечення стійкості конструкцію додатково фіксують розчалками, закріпленими у вузлах верхнього пояса. Після цього монтують наступну ферму та об'єднують її з попередньою постійними й монтажними зв'язками. Лише після створення просторово стійкої системи допускається зняття вантажозахоплювальних пристроїв. Аналогічним способом виконують монтаж усіх наступних ферм.

Після встановлення кожної конструкції здійснюють контроль її просторового положення. Перевіряють відповідність геометричних параметрів проєктним значенням, прямолінійність поясів та вертикальність площини ферми. За необхідності виконують коригування положення елементів до остаточного закріплення.

Монтаж прогонів та системи зв'язків виконують паралельно зі встановленням конструкцій покриття. Така технологічна послідовність дозволяє забезпечити просторову жорсткість і стійкість каркаса на всіх етапах виконання робіт.

Профільований настил перед монтажем збирають у великорозмірні карти на спеціально підготовлених стендах. Елементи настилу з'єднують між собою механічними кріпленнями відповідно до проєктних рішень. Після завершення складання готові карти транспортують краном до місця встановлення та укладають на змонтовану систему прогонів.

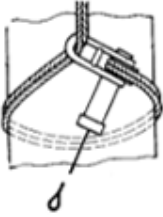
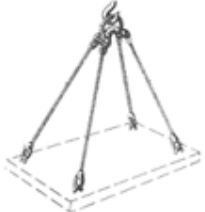
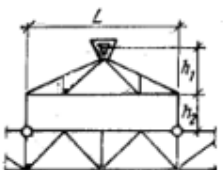
Укладання настилу здійснюють згідно з розмічальними позначками, нанесеними на конструкції покриття. Після остаточного суміщення карт із проєктним положенням виконують їх кріплення до прогонів. Для цього в листах настилу попередньо формують монтажні отвори із застосуванням електроінструменту. Закріплення здійснюють самонарізними оцинкованими гвинтами з ущільнювальними шайбами, що забезпечують надійність з'єднання та захист від проникнення вологи.

3.3 Вибір технічних засобів для монтажу та розроблення графіка робіт

У даній кваліфікаційній роботі для виконання монтажних робіт прийнято комплексний метод організації монтажу, який передбачає використання одного монтажного крана для встановлення всіх елементів сталевих каркасів. Такий підхід дозволяє раціонально організувати будівельний процес, зменшити витрати на залучення додаткової техніки та спростити логістику на будівельному

майданчику. Використання єдиного монтажного механізму забезпечує безперервність виконання робіт і сприяє підвищенню ефективності монтажу конструкцій.

Таблиця 3.2 – Вибір засобів стропування та вантажозахоплення

№ з/п	Найменування стропуючого обладнання	Принципова схема з розмірами, мм	Вантажо-підйомність, т	Маса, т	Розрахункова висота, м	Призначення
1	2	3	4	5	6	7
1	Напівавтоматичний строп		3	0,0035	1	Встановлення колон
2	Захват для двотаврових балок		1	0,005	0,29	Встановлення балок
3	Строп 4х-гілковий		4,5	0,3	6,0	Встановлення плит перекриття
4	Траверса дистанційна Промсталь-конструкція		18	0,98	5,28	Встановлення кроквяних ферм прогоном 27м

3.3.1 Визначення характеристик вантажопідйомності монтажних елементів

Значення монтажної маси для кожного елемента каркаса знаходять за виразом:

$$Q_M = m_E + m_{СТР} + m_O, \quad (3.1)$$

$$Q_{\text{м}}(\text{К}) = 0,15 + 0,0035 = 0,154 \text{ т}, \quad (3.2)$$

$$Q_{\text{м}}(\text{Б}) = 0,31 + 0,005 = 0,32 \text{ т}, \quad (3.3)$$

$$Q_{\text{м}}(\text{КФ}) = 2,5 + 0,98 = 3,48 \text{ т}, \quad (3.4)$$

$$Q_{\text{м}}(\text{ПК}) = 2,98 + 0,3 = 3,28 \text{ т}, \quad (3.5)$$

$$Q_{\text{м}}(\text{ПП}) = 1,98 + 0,3 = 2,28 \text{ т}. \quad (3.6)$$

3.3.2 Визначення монтажної висоти конструкцій

Для кожного монтажного елемента визначають необхідну монтажну висоту, яка забезпечує можливість його безпечного піднімання та встановлення у проектне положення. Розрахунок виконують за формулою:

$$H_{\text{м}} = h_{\text{о}} + h_{\text{е}} + h_{\text{з}} + h_{\text{стр}}, \quad (3.7)$$

де $h_{\text{о}}$ – висота опори, на яку встановлюється конструкція, м;

$h_{\text{е}}$ – висота або довжина монтажного елемента в робочому положенні, м;

$h_{\text{з}}$ – технологічний запас по висоті, необхідний для виконання монтажних операцій, м;

$h_{\text{стр}}$ – розрахункова висота стропувального оснащення, м (табл. 3.2).

Для елементів покриття додатково визначають висоту розташування верхнього блока стріли крана відносно рівня його стоянки. Цей параметр обчислюють за формулою:

$$H = H_{\text{м}} + h_{\text{п}}, \quad (3.8)$$

де $h_{\text{п}}$ – довжина вантажного поліспада крана, м.

$$H_{\text{м}} (\text{К}) = 7,2 + 8,65 + 1 + 1 = 17,9 \text{ м}, \quad (3.9)$$

$$H_{\text{м}} (\text{Б}) = 9,38 + 0,36 + 1 + 0,29 = 11,03 \text{ м}, \quad (3.10)$$

$$H_{\text{м}} (\text{КФ}) = 14,05 + 1,8 + 1 + 5,28 = 22,13 \text{ м}, \quad (3.11)$$

$$H_{\text{м}} (\text{ПК}) = 9,6 + 0,22 + 1 + 6,0 = 16,82 \text{ м}, \quad (3.12)$$

$$H_{\text{м}} (\text{ПП}) = 16,0 + 0,22 + 1 + 6,0 = 23,22 \text{ м}, \quad (3.13)$$

$$H = H_{\text{м}} + h_{\text{п}} = 23,22 + 2,1 = 25,32 \text{ м}, \quad (3.14)$$

3.3.3 Розрахунок монтажного радіуса крана

У даній кваліфікаційній роботі прийнято диференційовано-комплексний спосіб монтажу конструкцій. Відповідно до обраної організації робіт монтаж каркаса виконується двома кранами, при цьому кожний механізм обслуговує окрему монтажну захватку. Такий підхід дозволяє виконувати роботи паралельно на різних ділянках будівлі, що сприяє скороченню тривалості монтажного циклу та підвищенню продуктивності праці.

Одним із основних параметрів монтажного крана є виліт гака, який характеризує відстань від осі обертання крана до вертикальної осі вантажного гака. Значення цього параметра безпосередньо впливає на можливість подачі конструкцій у проєктне положення та визначає робочу зону механізму.

Необхідний монтажний виліт встановлюють з урахуванням розташування крана відносно будівлі та вимог безпечного виконання робіт. Розрахунок мінімальної відстані від осі обертання крана до найближчої грані споруди виконують за формулою:

$$B = R_{\text{пов}} + l_{\text{безп}} \quad (3.15)$$

де $R_{\text{пов}}$ – радіус поворотної частини крана, м;

$l_{\text{безп}}$ – нормативний безпечний зазор між виступаючими елементами крана та конструкціями будівлі, який приймається рівним 0,7 м.

Тоді мінімальна відстань становить:

$$B = 5 + 0,7 = 5,7 \text{ м} \quad (3.16)$$

Після визначення мінімального наближення встановлюють необхідний робочий виліт стріли. Його значення залежить від прийнятої схеми монтажу, розташування стоянок крана та кількості конструктивних елементів, що монтуються з однієї позиції механізму. Отримані результати використовують для вибору крана та перевірки можливості виконання монтажних операцій у заданих умовах будівельного майданчика.

При розробленні технології монтажу було опрацьовано два варіанти розташування стоянок крана та його переміщення в межах будівельного майданчика.

Варіант 1.

Монтаж колон каркаса:

$$L_{\text{мін}} = \sqrt{(5,92 + 32,82)} + 0,1 = 33,3\text{м} \quad (3.17)$$

Монтаж балок каркаса:

$$L_{\text{мін}} = B + l = 5,7 + 10,3 + 0,2 + 0,18 = 16,38\text{м}$$

Монтаж колон каркаса ряду 3:

$$L_{\text{мін}} = B + l = 5,7 + \sqrt{(272 + 2,4252)} + 0,1 = 32,91\text{ м} \quad (3.19)$$

Монтаж ферм каркаса:

$$L_{\text{мін}} = \sqrt{(20,62 + 5,72)} = 21,37\text{ м} \quad (3.20)$$

Монтаж плит каркаса:

$$L_{\text{мін}} = \sqrt{(31,82 + 3,52)} = 31,99\text{ м} \quad (3.21)$$

Варіант №2 (захватка 1).

Монтаж колон каркаса:

$$L_{\text{мін}} = B + l = 5,7 + \sqrt{(23,232 + 11,52)} + 0,1 = 31,7 \quad (3.22)$$

$$L_{\text{мін}} = B + l = 5,7 + \sqrt{(15,22 + 16,22)} + 0,1 = 28,0 \quad (3.23)$$

Монтаж балок каркаса:

$$L_{\text{мін}} = B + l = 5,7 + \sqrt{(19,82 + 11,82)} + 0,1 = 28,8 \quad (3.24)$$

$$L_{\text{мін}} = B + l = 5,7 + \sqrt{(15,12 + 18,52)} + 0,1 = 29,7 \quad (3.25)$$

Монтаж плит каркаса

$$L_{\text{мін}} = B + l = 5,7 + \sqrt{(14,52 + 18,52)} = 29,2\text{м} \quad (3.26)$$

Варіант №2 (захватка 2).

Монтаж колон каркаса:

$$L_{\text{мін}} = \sqrt{(5,92 + 162)} = 17,1\text{м} \quad (3.27)$$

Монтаж балок каркаса:

$$L_{\text{мін}} = B + l = 5,7 + 5,7 + 10,3 + 0,2 + 0,18 = 16,38\text{м} \quad (3.28)$$

Монтаж ферм каркаса:

$$L_{\text{мін}} = \sqrt{(20,62 + 5,72)} = 21,37\text{м} \quad (3.29)$$

Монтаж плит каркаса:

$$L_{\text{мін}} = B + l = 5,7 + \sqrt{(20,62 + 5,92)} - 0,9 = 26,2\text{м} \quad (3.30)$$

Таблиця 3.3 - Зведена таблиця монтажних показників елементів

№ п/ п	Назва елементу	Маса, т			Монта жна висота	Виліт стріли по варіантах			Марка крана по варіантах	
		Кон- струк- ції	строп. обладнан ня	мотаж на		I	II (1)	II (2)	I	II
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	Колони	2	0,0035	9,48	17,9	33,3	28,0	31,7	ДЕК-50	Liebherr MK 80
2	Балки	2	0,005	11,03	11,03	16,38	29,7	16,38		
3	Кроквяні ферми	2,5	0,98	3,48	22,13	21,37	-	21,37		
4	Плити перекриття	2,98	0,3	3,28	16,82	31,99	29,2	26,2		
5	Плити покриття	2,98	0,3	3,8	25,32	31,99	29,2	26,2		

За результатами виконаних розрахунків та порівняння технічних характеристик монтажних механізмів для виконання робіт зі зведення сталевих каркасів прийнято автомобільний баштовий кран Liebherr MK 80. Обраний кран забезпечує необхідні параметри вантажопідйомності, висоти підйому та робочого вильоту для монтажу всіх конструктивних елементів будівлі.

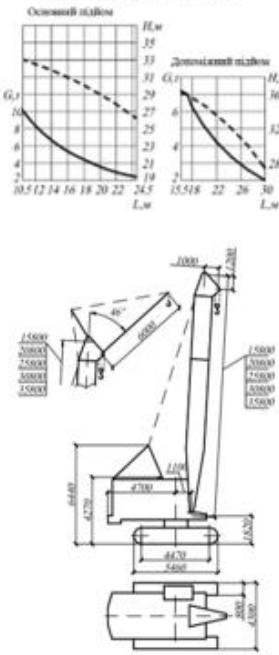
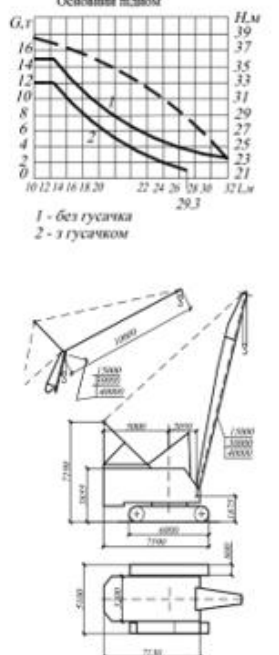
3.4 Розрахунок трудомісткості монтажних робіт

Визначення трудомісткості виконання монтажних робіт, потреби в трудових ресурсах, а також тривалості роботи будівельних машин і механізмів здійснюється відповідно до чинних кошторисних норм України. При розрахунках використовуються положення Кошторисних норм України

«Настанова з визначення вартості будівництва» (КНУ) та відповідних ресурсних елементних кошторисних норм на будівельні роботи. Нормативні показники приймаються з урахуванням сучасних технологій виконання робіт, рівня механізації будівельного виробництва та кваліфікаційного складу виконавців.

Для планування будівельно-монтажних робіт виконують розрахунок нормативних витрат праці на окремі технологічні операції та їх комплекси. Отримані показники використовуються для визначення необхідних трудових ресурсів і складання календарного плану виконання робіт. Результати розрахунків включають до складу технологічної карти як один з основних організаційно-технологічних документів.

Таблиця 3.4 – Порівняльні параметри монтажних кранів

Максимальні монтажні характеристики для 1го вар	Максимальні монтажні характеристики для 2го вар. 1кр	Максимальні монтажні характеристики для 2го вар. 2кр
$Q_{\max} = 3,48\text{т}$	$Q_{\max} = 3,48\text{т}$	$Q_{\max} = 3,48\text{т}$
$H_{\max} = 25,32\text{м}$	$H_{\max} = 25,32\text{м}$	$H_{\max} = 25,32\text{м}$
$L_{\max} = 33,3\text{м}$	$L_{\max} = 29,7\text{м}$	$L_{\max} = 31,7\text{м}$
ДЕК-50 стріла 40м МКГ-40 стріла 35.8-6 м 	МКГ- 40 стріла 35.8-6м 	Liebherr MK 80 Макс. вантажопід. - 8 т при 10 м вільоті Висота підйому - 19,6м-28м Стріла - 3,5 м - 42 м 

Виробнича калькуляція формується відповідно до прийнятої технологічної послідовності виконання будівельно-монтажних операцій. Її призначення полягає у визначенні трудових витрат виконавців, а також потреби у використанні будівельних машин, механізмів та механізованого інструменту на кожному етапі робіт.

У процесі складання калькуляції визначають такі основні показники:

- нормативні витрати праці робітників на виконання окремих технологічних процесів, люд.-год.;
- тривалість роботи будівельних машин, механізмів та механізованого обладнання, маш.-год.

3.5 Техніко-економічна оцінка прийнятих рішень

Для аналізу ефективності організації монтажних робіт та оцінки прийнятих технологічних рішень визначають основні техніко-економічні показники.

До них належать:

- загальна тривалість виконання робіт T , яка встановлюється за календарним графіком виконання робіт, дн.;

$$T = 14 \text{ дн.} \quad (3.31)$$

- сумарна трудомісткість виконання всього комплексу робіт $\sum Q$, люд.-год.;

$$\sum Q = 1240 \text{ люд.-год.} \quad (3.32)$$

- питомі витрати праці q на одиницю виміру змонтованих конструкцій, люд.-год./шт.;

$$q = \sum Q / V \quad (3.33)$$

де $\sum Q$ – загальні витрати праці на виконання робіт, люд.-год.;

V – загальний обсяг монтажних робіт, шт.

$$q = \frac{1232}{1219} = 1,01 \text{ люд.-год./шт}$$

– виробіток одного робітника за зміну, який характеризує обсяг виконаних робіт у натуральних показниках та визначається відношенням обсягу робіт до витрат праці.

$$B = \frac{V}{\Sigma Q} = \frac{1219}{1232} = 0,99 \text{ шт/люд-год} \quad (3.34)$$

– виробіток B на одного робітника за зміну в фізичному вираженні, м²/люд-год.

РОЗДІЛ 4

ОХОРОНА ПРАЦІ

4.1 Забезпечення охорони праці на законодавчому рівні

Об'єктом проєктування є громадська будівля багатофункціонального використання у місті Харкові, що поєднує торговельні та офісні приміщення. Функціонування будівлі передбачає постійне перебування працівників адміністративних служб, персоналу торговельних приміщень та відвідувачів, що обумовлює необхідність забезпечення належних умов праці, пожежної безпеки та захисту населення в умовах воєнного стану.

Охорона праці є одним із пріоритетних напрямів державної політики України, спрямованим на збереження життя, здоров'я та працездатності працівників у процесі трудової діяльності. Забезпечення безпечних і нешкідливих умов праці є необхідною складовою функціонування будь-якого об'єкта будівництва та експлуатації будівель і споруд [18–20]. Для громадської будівлі багатофункціонального використання у місті Харкові питання охорони праці мають особливе значення, оскільки об'єкт передбачає одночасне перебування значної кількості працівників і відвідувачів, що потребує комплексного підходу до забезпечення безпеки праці, пожежної безпеки та цивільного захисту [21].

Правові та організаційні засади охорони праці в Україні визначаються системою законодавчих і нормативно-правових актів. Основним нормативним документом є Конституція України, відповідно до статті 43 якої кожен громадянин має право на належні, безпечні та здорові умови праці. Держава забезпечує реалізацію цього права шляхом створення відповідних механізмів правового регулювання та контролю.

Важливе значення має Кодекс законів про працю України, який регламентує трудові відносини між працівниками та роботодавцями, визначає права та обов'язки сторін трудового договору, встановлює вимоги щодо створення безпечних умов праці та відповідальність за їх порушення. Норми

Кодексу передбачають обов'язок роботодавця забезпечувати функціонування системи управління охороною праці та створювати умови, що відповідають вимогам чинного законодавства.

Основним спеціалізованим нормативним актом у сфері охорони праці є Закон України «Про охорону праці». Цей закон визначає основні принципи державної політики у сфері безпеки праці, права працівників на охорону праці, обов'язки роботодавців щодо створення безпечних умов праці, а також порядок організації навчання, інструктажів та контролю за станом охорони праці на підприємствах, в установах та організаціях. Відповідно до вимог цього Закону під час експлуатації громадської будівлі багатофункціонального використання повинні бути забезпечені належні умови праці для адміністративного персоналу, працівників торговельних приміщень та обслуговуючого персоналу.

В умовах дії воєнного стану особливого значення набуває Закон України «Про організацію трудових відносин в умовах воєнного стану», який регламентує особливості трудових відносин та забезпечення безпеки працівників під час воєнних дій [22]. Для громадської будівлі багатофункціонального використання у місті Харкові це питання є особливо актуальним, оскільки регіон перебуває в зоні підвищеного ризику виникнення надзвичайних ситуацій воєнного характеру. У зв'язку з цим під час проєктування та експлуатації будівлі необхідно передбачати можливість оперативного оповіщення людей про загрозу, безпечну евакуацію та доступ до захисних споруд цивільного захисту.

Питання забезпечення пожежної безпеки регулюються Правилами пожежної безпеки в Україні та чинними державними будівельними нормами [23, 24]. Для громадської будівлі багатофункціонального використання необхідно забезпечити виконання вимог щодо евакуаційних виходів, шляхів евакуації, протипожежних перешкод, автоматичних систем пожежної сигналізації та первинних засобів пожежогасіння. Виконання цих вимог спрямоване на мінімізацію ризику виникнення пожеж та зменшення можливих наслідків для людей і матеріальних цінностей.

Важливу роль у забезпеченні безпечних умов праці відіграють Закон України «Про систему громадського здоров'я» та Закон України «Основи законодавства України про охорону здоров'я», які визначають правові засади збереження здоров'я населення, профілактики професійних захворювань та створення сприятливих умов життєдіяльності. Для працівників громадської будівлі особливого значення набувають питання забезпечення нормативних параметрів мікроклімату, якості повітря, освітлення та санітарно-гігієнічних умов праці.

Таким чином, забезпечення охорони праці у громадській будівлі багатофункціонального використання у місті Харкові базується на комплексі законодавчих та нормативно-правових актів України, що регламентують вимоги до безпеки праці, пожежної безпеки, цивільного захисту та охорони здоров'я працівників. Дотримання вимог чинного законодавства є необхідною умовою створення безпечного виробничого середовища, зниження рівня виробничого травматизму, запобігання надзвичайним ситуаціям та забезпечення належного рівня захисту працівників і відвідувачів будівлі.

4.2 Аналіз умов праці та виявлення потенційних небезпек на об'єкті проєктування

Громадська будівля багатофункціонального використання у місті Харкові призначена для розміщення офісних та торговельних приміщень, що обумовлює постійне перебування працівників та відвідувачів. Основними робочими місцями є адміністративні приміщення, приміщення обслуговуючого персоналу та торговельні зони. Для аналізу умов праці розглянуто робоче місце офісного працівника, яке є найбільш характерним для даного об'єкта.

Праця офісного працівника належить до категорії розумової праці та характеризується тривалим перебуванням у приміщенні, роботою з персональним комп'ютером, використанням оргтехніки та виконанням інформаційно-аналітичних завдань. Відповідно до ДСТУ 2293:2014 та

Гігієнічної класифікації праці проведено аналіз потенційних небезпечних та шкідливих виробничих факторів (зведено у таблицю 4.1).

Таблиця 4.1 – Фактори безпеки на об’єкті проектування

Група факторів	Потенційна безпека
Фізичні	недостатнє освітлення, шум від інженерного обладнання, несприятливий мікроклімат
Електричні	ураження електричним струмом при експлуатації оргтехніки
Пожежні	коротке замикання електромереж
Психофізіологічні	емоційне напруження, тривала робота за ПК
Воєнні ризики	повітряні тривоги, вибухова хвиля, пошкодження інженерних мереж

До фізичних факторів належить недостатня або нерівномірна освітленість робочої зони. Даний фактор може виникати в офісних приміщеннях, розташованих на значній відстані від світлових прорізів, а також у разі недостатньої кількості або нераціонального розміщення світильників. Для офісних приміщень відповідно до вимог ДБН В.2.5-28:2018 нормативна освітленість робочих місць повинна становити не менше 300–500 лк. За недостатнього освітлення можливе виникнення зорової втоми, погіршення концентрації уваги та зниження продуктивності праці.

Іншим фізичним фактором є виробничий шум. Його джерелами є системи вентиляції та кондиціонування повітря, ліфтове обладнання, оргтехніка, а також потік відвідувачів у громадських зонах будівлі. Для адміністративних приміщень допустимий рівень шуму не повинен перевищувати 50 дБА. Перевищення нормативних значень може призводити до підвищеної втомлюваності працівників та зниження працездатності.

До фізичних факторів також належать параметри мікроклімату. У приміщеннях громадської будівлі можливе відхилення температури повітря,

відносної вологості та швидкості руху повітря від нормативних значень через нерівномірну роботу систем опалення, вентиляції та кондиціонування. Для приміщень із постійним перебуванням людей рекомендована температура повітря становить 20–24 °С, відносна вологість – 40–60 %. Відхилення зазначених показників негативно впливає на самопочуття працівників і може спричиняти швидку втому.

До небезпечних фізичних факторів належить можливість ураження електричним струмом. Даний фактор присутній у всіх офісних приміщеннях, де використовується комп'ютерна техніка, мережеве обладнання та електричні прилади. Причинами його виникнення можуть бути пошкодження ізоляції проводів, несправність електрообладнання або порушення правил експлуатації.

Окрему групу становлять пожежонебезпечні фактори. Джерелами виникнення пожежі можуть бути коротке замикання електромережі, перевантаження електрообладнання, несправність оргтехніки та людський фактор. Наявність великої кількості електроприладів в адміністративних та торговельних приміщеннях підвищує ризик виникнення пожежонебезпечних ситуацій.

До хімічних факторів можна віднести наявність у повітрі робочої зони незначних концентрацій озону, пилу та летких органічних сполук, що утворюються під час роботи принтерів, копіювальної техніки та оздоблювальних матеріалів. Дані фактори найбільш характерні для офісних приміщень із великою кількістю друкувальної техніки та можуть негативно впливати на органи дихання працівників.

Біологічні фактори пов'язані з одночасним перебуванням значної кількості людей у будівлі. У місцях масового перебування працівників та відвідувачів існує ризик поширення вірусних і бактеріальних захворювань, особливо в періоди сезонного зростання захворюваності.

До психофізіологічних факторів належать нервово-емоційне напруження, відповідальність за прийняття рішень, необхідність роботи з великим обсягом

інформації та тривале перебування у вимушеній робочій позі. Дані фактори характерні для адміністративних приміщень і можуть призводити до перевтоми, зниження концентрації уваги та професійного стресу.

Крім виробничих небезпек, для громадської будівлі багатофункціонального використання у місті Харкові актуальними є ризики, пов'язані з воєнною агресією. До них належать вплив вибухової хвилі, уламків, можливі пошкодження інженерних систем будівлі та необхідність оперативної евакуації працівників і відвідувачів до захисних споруд цивільного захисту.

Проведений аналіз показав, що на робочих місцях громадської будівлі багатофункціонального використання можуть бути присутні фізичні, хімічні, біологічні та психофізіологічні небезпечні та шкідливі виробничі фактори. Їх вплив може бути суттєво зменшений шляхом впровадження комплексу організаційних, технічних та архітектурно-планувальних рішень. Для визначення пріоритетності таких заходів у наступному підрозділі доцільно виконати оцінювання ризику реалізації виявлених небезпек для робочого місця офісного працівника громадської будівлі багатофункціонального використання у місті Харкові.

4.3 Дослідження ризику реалізації потенційних небезпек

Для оцінювання ризиків реалізації потенційних небезпек у громадській будівлі багатофункціонального використання у місті Харкові виконано аналіз умов праці офісного працівника адміністративних приміщень. Оцінювання проведено відповідно до методики, наведеної в Додатку 2 методичних вказівок, із використанням матриці оцінки ризику.

Відповідно до методики спочатку визначається категорія серйозності небезпеки, після чого встановлюється рівень ймовірності її виникнення. На основі отриманих показників визначається індекс ризику та його класифікація за ступенем припустимості.

Результати оцінювання наведені в таблиці 4.2.

Таблиця 4.2 - Оцінювання ризиків реалізації потенційних небезпек

Потенційна небезпека	Категорія небезпеки	Рівень імовірності	Індекс ризику	Класифікація ризику
Ураження електричним струмом	II (критична)	D (віддалена)	2D	Небажаний (гранично допустимий)
Пожежа внаслідок короткого замикання	I (катастрофічна)	D (віддалена)	1D	Небажаний (гранично допустимий)
Недостатня освітленість робочого місця	III (гранична)	B (можлива)	3B	Небажаний (гранично допустимий)
Підвищений рівень шуму	IV (незначна)	B (можлива)	4B	Припустимий з перевіркою
Порушення параметрів мікроклімату	III (гранична)	C (випадкова)	3C	Небажаний (гранично допустимий)
Психоемоційне перенапруження	III (гранична)	B (можлива)	3B	Небажаний (гранично допустимий)
Тривала робота за комп'ютером	III (гранична)	B (можлива)	3B	Небажаний (гранично допустимий)
Поширення інфекційних захворювань	III (гранична)	C (випадкова)	3C	Небажаний (гранично допустимий)
Вплив вибухової хвилі під час військової агресії	I (катастрофічна)	D (віддалена)	1D	Небажаний (гранично допустимий)

Таблиця 4.3 – Заходи щодо зниження ризиків

Небезпека	Індекс ризику	Заходи щодо зниження ризику
Ураження електричним струмом	2D	Заземлення обладнання, періодичний контроль електромереж, інструктажі з електробезпеки.
Пожежа	1D	Пожежна сигналізація, вогнегасники, перевірка електромереж, навчання персоналу.
Недостатня освітленість	3B	Контроль освітленості, використання світлодіодних світильників.
Підвищений шум	4B	Технічне обслуговування вентиляції та обладнання.
Порушення мікроклімату	3C	Налаштування систем вентиляції та кондиціонування.
Психоемоційне перенапруження	3B	Раціональний режим праці та відпочинку.
Тривала робота за ПК	3B	Регламентовані перерви, ергономічне робоче місце.
Інфекційні захворювання	3C	Провітрювання, санітарна обробка приміщень.
Вплив військової агресії	1D	Наявність укриття, оповіщення, евакуаційні заходи.

Таблиця 4.3 – Матриця оцінки ризику

	I Катастро- фічна	II Критична	III Гранична	IV Незначна
A Часто	1A	2A	3A	4A
B Вірогідно	1B	2B	3B	4B
C Час від часу	1C	2C	3C	4C
D Віддалено	1D	2D	3D	4D
E Неймовірно	1E	2E	3E	4E

Найбільш небезпечними факторами для працівників громадської будівлі багатофункціонального використання є ураження електричним струмом, пожежа та вплив наслідків військової агресії. Для зазначених небезпек характерні тяжкі або катастрофічні наслідки, тому вони потребують першочергової уваги під час розроблення заходів безпеки.

4.4 Розробка організаційно-технічних та архітектурно-планувальних заходів

За результатами аналізу умов праці та оцінювання ризиків реалізації потенційних небезпек у громадській будівлі багатофункціонального використання у місті Харкові встановлено наявність фізичних, хімічних, біологічних та психофізіологічних небезпечних факторів, які можуть негативно впливати на безпеку працівників та відвідувачів. Для зниження рівня професійних ризиків до прийнятних значень передбачено комплекс організаційних, технічних та архітектурно-планувальних заходів.

Організаційні заходи

Для забезпечення належного рівня охорони праці в громадській будівлі багатофункціонального використання необхідно впровадити систему організаційних заходів.

Усі працівники повинні проходити вступний, первинний та повторний інструктажі з охорони праці відповідно до вимог чинного законодавства. Особлива увага повинна приділятися питанням електробезпеки, пожежної безпеки та діям персоналу в умовах надзвичайних ситуацій.

Працівники повинні бути забезпечені інструкціями з охорони праці за професіями та видами робіт. Інструкції мають знаходитися на робочих місцях та регулярно переглядатися відповідно до змін нормативної документації.

Для попередження травматизму необхідно застосовувати знаки безпеки, попереджувальні написи та кольорове маркування відповідно до вимог ДСТУ ISO 7010. Особливо це стосується електрощитових, технічних приміщень, евакуаційних виходів та місць розташування первинних засобів пожежогасіння.

З метою зменшення психоемоційного навантаження необхідно забезпечити раціональний режим праці та відпочинку. Для працівників, які постійно працюють за комп'ютером, рекомендується організація регламентованих перерв тривалістю 10–15 хвилин через кожні дві години роботи.

Робочі місця повинні відповідати ергономічним вимогам. Висота робочого столу, конструкція крісла, розташування монітора та периферійних пристроїв повинні забезпечувати зручне положення працівника та мінімізувати статичні навантаження на опорно-руховий апарат.

Технічні заходи щодо нормалізації мікроклімату

Для забезпечення комфортних умов праці в адміністративних приміщеннях передбачається застосування сучасних систем вентиляції, кондиціонування та опалення.

Параметри мікроклімату повинні підтримуватися в межах нормативних значень: температура повітря – 20–24 °С, відносна вологість – 40–60 %, швидкість руху повітря – до 0,2 м/с. Автоматизоване регулювання роботи кліматичного обладнання дозволить підтримувати стабільні параметри повітряного середовища незалежно від пори року.

Для покращення якості повітря рекомендується використання припливно-втяжної вентиляції з механічним спонуканням та системами фільтрації повітря.

Заходи щодо зниження рівня шуму

Основними джерелами шуму в громадській будівлі є вентиляційне обладнання, ліфти та інженерні системи.

Для зниження шумового впливу рекомендується встановлення шумоглушників у вентиляційних каналах, використання віброгасячих кріплень для інженерного обладнання та застосування звукопоглинальних матеріалів у конструкціях підвісних стель і перегородок.

Рівень шуму на робочих місцях адміністративного персоналу не повинен перевищувати 50 дБА.

Заходи щодо забезпечення нормативного освітлення

Для забезпечення нормативної освітленості робочих місць доцільно максимально використовувати природне освітлення через світлові прорізи фасадів.

Штучне освітлення пропонується виконати за допомогою світлодіодних світильників із рівномірним розподілом світлового потоку. Освітленість робочої поверхні повинна становити не менше 300–500 лк відповідно до вимог ДБН В.2.5-28:2018.

Для запобігання виникненню сліпучої дії та відблисків на екранах моніторів робочі місця необхідно розташовувати перпендикулярно до світлових прорізів.

Заходи щодо забезпечення електробезпеки

Для зниження ризику ураження електричним струмом усі електроустановки будівлі повинні бути обладнані системою захисного заземлення та автоматичного відключення живлення у разі виникнення аварійних режимів роботи.

Електрощитові необхідно розміщувати в окремих технічних приміщеннях із обмеженим доступом сторонніх осіб. Усі струмопровідні частини повинні бути ізольовані та захищені від випадкового контакту.

Необхідно здійснювати періодичний контроль опору ізоляції електромереж та перевірку справності електрообладнання відповідно до затвердженого графіка технічного обслуговування.

Захист від електромагнітних випромінювань

Основними джерелами електромагнітних полів є комп'ютерна техніка, серверне обладнання та мережеві пристрої.

Для зменшення впливу електромагнітних випромінювань рекомендується використовувати сертифіковане обладнання, що відповідає вимогам електромагнітної сумісності, а також дотримуватися нормативних відстаней між робочими місцями.

Серверні та телекомунікаційні приміщення доцільно виділяти в окремі технічні зони.

Архітектурно-планувальні заходи

Планувальні рішення громадської будівлі багатофункціонального використання повинні забезпечувати безпечну евакуацію людей у разі виникнення пожежі або іншої надзвичайної ситуації.

Передбачаються нормативна кількість евакуаційних виходів, безпечна довжина шляхів евакуації та їх належне інформаційне позначення. Ширина коридорів, сходових кліток і дверних прорізів приймається відповідно до вимог чинних державних будівельних норм.

Для внутрішнього оздоблення шляхів евакуації рекомендується використовувати негорючі або важкогорючі матеріали.

Заходи безпеки в умовах військової агресії

Враховуючи безпекову ситуацію в місті Харкові, під час експлуатації громадської будівлі багатофункціонального використання особлива увага приділяється заходам цивільного захисту.

У будівлі необхідно передбачити доступ до захисної споруди цивільного захисту або найпростішого укриття, здатного забезпечити тимчасове перебування працівників та відвідувачів під час повітряної тривоги.

Маршрути руху до укриття повинні бути позначені відповідними інформаційними покажчиками. У приміщеннях необхідно забезпечити функціонування систем оповіщення про повітряну тривогу та аварійне електроживлення для роботи евакуаційного освітлення.

Крім того, доцільно проводити регулярні тренування персоналу щодо дій під час сигналу «Повітряна тривога», пожежі або інших надзвичайних ситуацій.

Таким чином, запропонований комплекс організаційних, технічних та архітектурно-планувальних заходів дозволяє знизити рівень професійних ризиків, підвищити безпеку працівників і відвідувачів громадської будівлі

багатофункціонального використання у місті Харкові та забезпечити відповідність умов праці вимогам чинних нормативних документів.

4.5 Висновки по розділу 4

Метою розділу «Охорона праці» було дослідження умов праці в громадській будівлі багатофункціонального використання у місті Харкові, виявлення потенційних небезпек та розроблення заходів щодо підвищення рівня безпеки працівників і відвідувачів.

У розділі проведено аналіз законодавчої та нормативної бази України з питань охорони праці, пожежної безпеки та цивільного захисту. Виконано аналіз умов праці на робочих місцях адміністративного персоналу та визначено основні небезпечні й шкідливі виробничі фактори, серед яких недостатня освітленість, підвищений рівень шуму, несприятливий мікроклімат, ризик ураження електричним струмом, пожежна небезпека, психоемоційні навантаження та небезпеки, пов'язані з воєнною агресією.

На основі матричного методу проведено оцінювання ризиків реалізації потенційних небезпек. Встановлено, що найбільш небезпечними є ризики ураження електричним струмом, виникнення пожежі та впливу наслідків воєнних дій.

Для зниження рівня ризиків запропоновано комплекс організаційних, технічних та архітектурно-планувальних заходів, зокрема проведення інструктажів і навчання персоналу, забезпечення нормативних параметрів мікроклімату та освітлення, впровадження засобів електробезпеки, заходів пожежного захисту та цивільного захисту.

СПИСОК ПОСИЛАНЬ

1. ДБН В.1.2 – 2:2006 «Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування» зі змінами. К.: Мінбуд України. 2006. – 59 с.
2. ДБН В.1.2-14:2018 «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд зі змінами». К.: Мінрегіонбуд України. 2018. – 30 с.
3. ДСТУ Б В.2.6-192:2013 «Настанова з розрахункової оцінки тепловологісного стану огорожувальних конструкцій». К.: Мінрегіон України 2014. – 41с.
4. ДБН В.2.6-31:2021 «Теплова ізоляція та енергоефективність будівель». К.: Міністерство розвитку громад та територій України. 2022. -27 с.
5. ДСТУ 9191:2022 «Теплоізоляція будівель. Метод вибору теплоізоляційного матеріалу для утеплення будівель». К.: ДП «Укр НДНЦ». 2022. –63с.
6. ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції. Норми проектування. К.: Мінрегіонбуд України». 2014. – 199 с.
7. Проектування поперечної рами металокаркасу виробничих будівель: методичні рекомендації до практичних занять із навчальної дисципліни «Проектування металевих конструкцій» (для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти денної форми навчання зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія, освітня програма «Промислове та цивільне будівництво») / Укладачі: Череднік Д.Л., Рюмін В.В., Солодовник Ю.Ю. Цифровий репозиторій ХНУМГ ім. О.М. Бекетова. 2024. 56с.
8. Методичні рекомендації «Проектування конструкцій покриття виробничих будівель» до практичних занять з дисципліни «Проектування металевих конструкцій» (для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти

- денної форми навчання зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія освітньої програми «Промислове та цивільне будівництво») / Укладачі: Яровий С.М., Рюмін В.В., Солодовник Ю.Ю. Цифровий репозиторій ХНУМГ ім. О.М. Бекетова. 2024. 33с.
9. Солодовник Ю.Ю., Рюмін В.В., Рюміна Є.О. Розрахунок рамних конструкцій з урахуванням фактичної жорсткості вузлових з'єднань. 2020. *Науковий вісник будівництва*. Вип. 3(101). С. 115-121.
<https://svc.kname.edu.ua/index.php/svc/article/view/210>
10. Солодовник Ю.Ю., Рюмін В.В., Рюміна Є.О., Нікічанов В.В. Визначення жорсткості вузлових з'єднань у рамках актуального підходу проектування сталевих конструкцій. 2020. *Науковий вісник будівництва*. Вип. 4(102). С. 156-161. <https://svc.kname.edu.ua/index.php/svc/article/view/238>
11. Солодовник Ю.Ю. Аналітична модель т-подібного компоненту розтягнутої зони фланцевого вузлового з'єднання балки з колоною. *Науково-технічний збірник "Комунальне господарство міст"*. Вип. 175(1). С. 58-63.
URL: <https://doi.org/10.33042/2522-1809-2023-1-175-58-63>.
12. Vladimir Riumin and Yuliia Solodovnyk. Local Stresses in the Web of a Welded I-Beam. 2025. *Smart Technologies in Urban Engineering*. Springer, LNNS, volume 1658, pp 266–278. DOI: https://doi.org/10.1007/978-3-032-06829-3_24
13. Лівінський О. М., Хоменко О.Г., Терещук М. О., Любченко І.Г., Ратушняк Г. С., Єсипенко А. Д. Металеві конструкції. Підручник для студентів вищих навчальних закладів.- К.: «МП Леся», 2018. – 306 с.
14. Клименко С. В., Дорофеев В. С., Довженко О. О., Костюк А. І., Постернак О. О., О. С. Чернєва О. С., Лисенко Є. В., Ляшенко Т. В., Мельник М. В.. Будівельні конструкції.: навч. посіб. / За ред. Клименка Є. В. - К. : Б 90 «Центр учбової літератури», 2012. - 426 с.
15. Нілов О. О., Пермяков В. О., Шимановський О. В., Білик С. І., Лавріненко Л. І., Белов І. Д., Володимирський В. О. Металеві конструкції. Загальний

- курс. Підручник для закладів вищої освіти. – Видання 2 –е, перероблене і доповнене /Під загальною редакцією О. О. Нілова та О. В. Шимановського. –К.: Видавництво «Сталь», 2010. -869 с.
- 16.ДСТУ 8768:2018 «Двотаври сталеві гарячекатані. Сортамент». К.: ДП «Укр НДНЦ». 2018. – 9 с.
- 17.Технологія будівельного виробництва: Підручник / В.К.Черненко, М.Г. Ярмоленко, Г.М. Батура та інші. – К.: Вища школа, 2002.– 430 с.
18. Конституція України: Закон України від 28.06.1996 № 254к/96-ВР. Верховна Рада України. URL: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/254к/96-вр> (дата звернення: 06.06.2026).
19. Кодекс законів про працю України : Закон України від 10.12.1971 № 322-VIII. Верховна Рада України. URL: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/322-08> (дата звернення: 06.06.2026).
- 20.Про охорону праці : Закон України від 14.10.1992 № 2694-XII. Верховна Рада України. URL: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/2694-12> (дата звернення: 06.06.2026).
- 21.Основи законодавства України про охорону здоров'я : Закон України від 19.11.1992 № 2801-XII. Верховна Рада України. URL: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/2801-12> (дата звернення: 06.06.2026).
- 22.Про організацію трудових відносин в умовах воєнного стану : Закон України від 15.03.2022 № 2136-IX. Верховна Рада України. URL: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/2136-20> (дата звернення: 06.06.2026).
- 23.Правила пожежної безпеки в Україні : наказ МВС України від 30.12.2014 № 1417. URL: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/z0252-15> (дата звернення: 06.06.2026).
24. ДБН В.1.1-7:2016. Пожежна безпека об'єктів будівництва. Київ : Мінрегіон України, 2017. 41 с.