

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

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

КАФЕДРА БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА БАКАЛАВРА

Будівля підприємства роздрібної торгівлі у м.Харків

Розробив: студент 4 курсу, БтаЦІ 2022-3

Спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія

Освітньої програми – Промислове та цивільне будівництво

Мушаров Микита Валерійович



Керівник: доктор філософії, асистент кафедри
будівельних конструкцій Солодовник Ю.Ю.



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



2026 рік

**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**

Мушарова Микити Валерійовича

Спеціальність: 192 - *Будівництво та цивільна інженерія*

Освітня програма: *Промислове та цивільне будівництво*

Тема кваліфікаційної роботи: *Будівля підприємства роздрібної торгівлі в м.Харків* 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, основні вимоги до несучих та огорожувальних конструкцій будівлі, архітектурно-планувальне рішення об'єкту.

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

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

- архітектурно-будівельна частина: ситуаційний план, план відмітки 0.000, фасад в осях 1 – 7, фасад в осях А – Д, розріз 1 – 1, розріз 2 – 2, план покрівлі;
- розрахунково-конструктивна частина: Для надземної частини: креслення КМ. Для підземної частини: креслення розташування фундаментів, інженерно-геологічний

- розріз, показ фундаментів Фм-1 та Фм-2, армування фундаментів;
- технологічні рішення та організація будівництва: технологічна карта на металеві опорні конструкції.

КОНСУЛЬТАНТИ РОЗДІЛІВ РОБОТИ

Розділ		Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
			завдання видав	завдання прийняв
1. Архітектурно-будівельна частина		Казімагомедов Ф.І., доцент		
2. Розрахунково-конструктивна частина	Розрахунок підземної частини об'єкту	Александрович В.А., зав. кафедри		
	Розрахунок надземної частини об'єкту	Солодовник Ю.Ю., асистент		
3. Технологічні рішення та організація будівництва		Братішко С.М., доцент		
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  доктор філософії, ас. Солодовник Ю.Ю.

Завдання прийняв до виконання 

Дата видачі завдання « 01 » червня 2026р

Зміст

Вступ	6
1. Архітектурно будівельна частина	
1.1 Вихідні дані	8
1.2 Об'ємно планувальне рішення.....	10
1.3 Розрахунок теплозахисних характеристик огороджувальних конструкцій	12
1.4 Опис основних несучих та огороджувальних елементів будівлі.....	15
2. Розрахункова-конструктивна частина	
- Надземна частина	
2.1 Визначення класу міцності сталі	17
2.2 Розрахунок навантажень.....	19
2.2.1 Розрахунок постійних навантажень.....	19
2.2.2 Навантаження від снігу.....	20
2.2.3 Навантаження від вітру	21
2.3 Статичний розрахунок поперечної рами	23
2.4 Розрахунок ферми покриття.....	31
2.5 Розрахунок вузлів ферми.....	34
- Підземна частина	
2.1.1 Аналіз інженерно-геологічних умов будівельного майданчика	41
2.1.2 Глибина закладання фундаменту.....	45
2.1.3 Розподіл напруг від власної ваги ґрунту.....	49
2.1.4 Розрахунок осадки ґрунту для колони.....	51
2.1.5 Перевірка підстиляючого шару ґрунту та коригування розмірів фундаменту.....	52
2.1.6 Конструювання фундаменту під колони.....	53
2.1.7 Розрахунок фундаменту на продавлювання.....	53

2.1.8 Армування підшви колони.....	54
2.1.9 Армування підколоники.....	56
3. Технологічні рішення та організація будівництва	
3.1 Монтажні характеристики елементів будівлі	57
3.2 Вибір монтажного крану.....	58
3.2.1 Монтаж колон.....	59
3.2.2 Монтаж кроквяних ферм	60
3.2.3 Монтаж сендвіч-панелей	60
3.3 Визначення радіусу дії гаку крана	60
3.4 Технологія виконання монтажних робіт.....	62
3.5 Калькуляція трудових витрат праці.....	68
4. Охорона праці	
4.1 Забезпечення охорони праці на законодавчому рівні.....	69
4.2 Аналіз умов праці та виявлення потенційних небезпек....	71
4.3 Дослідження ризику реалізації потенційних небезпек на об'єкті проектування.....	73
4.4 Розробка організаційно-технічних, архітектурно- планувальних заходів, спрямованих на покращення умов праці на об'єкті проектування	77
4.5 Висновки	79
5. Список використаних джерел.....	81

Вступ

Розвиток підприємств роздрібної торгівлі є однією з важливих складових сучасної міської інфраструктури, оскільки такі об'єкти забезпечують задоволення повсякденних потреб населення, сприяють формуванню комфортного міського середовища та підвищенню рівня обслуговування. У місті Харкові, як у великому промисловому, освітньому та соціально-економічному центрі, будівництво сучасних будівель торговельного призначення є особливо актуальним у зв'язку зі зростанням вимог до функціональності, безпеки, архітектурної виразності та економічної ефективності таких споруд. Саме тому розроблення проєкту будівлі підприємства роздрібної торгівлі для м. Харкова є актуальним і практично значущим завданням.

Метою бакалаврської роботи є розроблення комплексного проєктного рішення будівлі підприємства роздрібної торгівлі з урахуванням архітектурно-планувальних, конструктивних, технологічних та організаційних вимог, а також вимог охорони праці під час виконання будівельно-монтажних робіт.

Для досягнення поставленої мети у роботі вирішуються такі основні завдання:

1. Розробити архітектурно-будівельну частину проєкту з урахуванням функціонального призначення будівлі, вимог до її планувальної структури, об'ємно-просторового рішення та експлуатаційних характеристик;
2. Виконати розрахунково-конструктивну частину, що включає розрахунок і підбір конструктивних елементів верхньої частини будівлі, зокрема колон і ферм прольотами 18 м та 9 м, а також нижньої частини - фундаментів;
3. Розробити технологічні рішення та організацію будівництва, у межах яких обґрунтувати методи виконання основних

будівельно-монтажних процесів, підібрати монтажний кран для встановлення елементів конструкцій та визначити раціональну послідовність виконання робіт;

4. Опрацювати питання охорони праці, передбачивши безпечні умови виконання будівельно-монтажних робіт, зменшення виробничих ризиків і дотримання вимог нормативної документації.

Таким чином, бакалаврська робота спрямована на створення технічно обґрунтованого та економічно доцільного проєкту будівлі підприємства роздрібної торгівлі, який відповідає сучасним вимогам до якості, надійності, безпеки та ефективності будівництва.

Розділ 1 Архітектурно-будівельна частина

1.1 Вихідні дані

Будівельний майданчик для зведення будівлі підприємства роздрібної торгівлі розташовано в межах міста Харкова. Згідно з чинними будівельними нормами України територія відноситься до I-го кліматичного району, що визначає розрахункові параметри температури, вітрових і снігових навантажень, а також вимоги до теплозахисту будівель.

- ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи» [1];
- ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 «Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія» [2];
- ДБН В.2.6-31:2021 «Теплова ізоляція та енергоефективність будівель»[3].

Кліматичні характеристики регіону:

1. Максимальна температура найбільш теплого періоду: +38 °С;
2. Мінімальна температура найбільш холодного періоду: –34 °С;
3. Вологість повітря:
 - в липні: 55 %;
 - в січні: 90 %;
4. Середньорічна кількість опадів: 600 мм;
5. Розрахункова глибина промерзання ґрунтів: 1,0 м;
6. Переважаючі напрямки вітрів:
 - взимку — східний, південно-східний (4,8 м/с); Влітку — північний, північно-західний (4,3 м/с);
 - характеристичне значення вітрового тиску: 450 Па (для II вітрового району, згідно з ДБН В.1.2-2:2006);
 - характеристичне значення снігового навантаження – 1600 Па (для V снігового району, згідно з ДБН В.1.2-2:2006).

Посилання на карти та таблиці з нормативних документів:

- карта кліматичного районування України – ДБН В.2.6-31:2021,

Додаток А [4];

- вітрового районування України – ДБН В.1.2-2:2006, рис. 9.1 [1];
- карта снігового районування України – ДБН В.1.2-2:2006, рис. 8.1 [1];
- таблиці розрахункових температур зовнішнього повітря – ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010, рис. 2, табл.2 [2];
- параметр глибини промерзання – ДБН В.2.1-10:2018 [4].



Рисунок 1.1- Карта кліматичного районування України

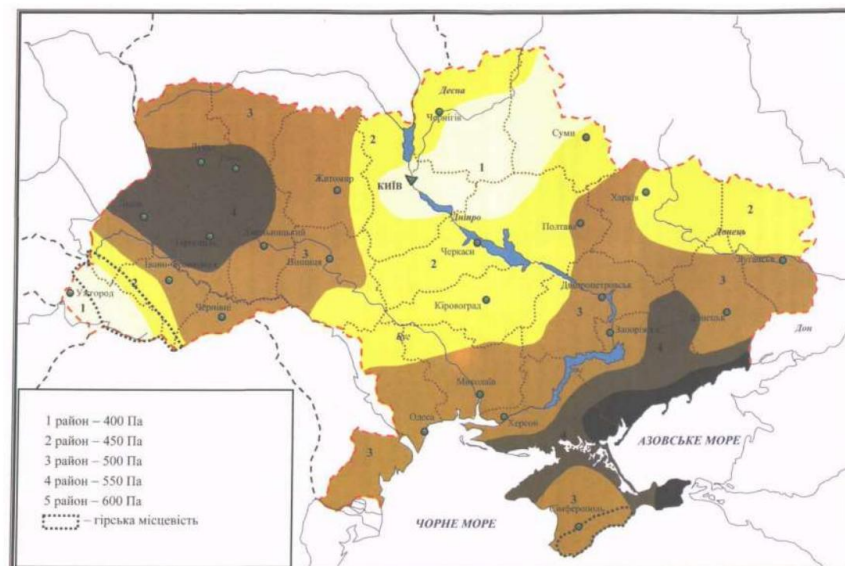


Рисунок 1.2- Карта вітрового районування України

Майданчик, на якому планується зведення будівлі, має прямокутну конфігурацію. З півночі він межує з будівлею плавального басейну, зі сходу - з велобазою та котельнею, з півдня - з житловими будинками. Із західного боку територія обмежена внутрішньо-квартальною автодорогою.

Інженерні мережі водо- та теплопостачання на ділянці підлягають перенесенню, тоді як система дощової каналізації зберігається без змін. Абсолютна відмітка існуючого монолітного ростверку в межах котловану становить 104,60 м, при цьому навколишній рельєф коливається в межах від 104,20 м до 104,70 м, що створює перепад у 0,5 м. Загальний ухил поверхні ділянки спрямований у північно- західному напрямку.

1.2 Об'ємно-планувальне рішення

Будівля підприємства роздрібної торгівлі запроектована як багатофункціональний комплекс, що поєднує торговельні, туристичне приміщення та допоміжні приміщення.

У плані споруда має прямокутну форму з габаритними розмірами 36 м по осях 1-7 та 27 м по осях А-Д. Основну частину будівлі займає торговельний магазин, розташований в межах осей 1-6 та А-Г, із торговельною площею розміром 30х36 м. У тильній частині комплексу передбачено приміщення туристичного призначення, а саме кімната інструктора по туризму.

Ліва частина будівлі (у межах осей 1-3) запроектована двоповерховою з додатковим технічним поверхом. В правій частині (у межах осей 6-7) включає складські приміщення із заїздом вантажного транспорту для забезпечення логістичних потреб магазину. Таке планувальне рішення забезпечує раціональне, функціональне зонування будівлі та зручність експлуатації.



Рисунок 1.3 – Ситуаційний план

Загальна висота будівлі з допоміжним поверхом складає 6.343 м з висотою поверху 3.4 м.

Основний крок колон в 6 м , по вуглам стоять з шагом в 300 мм, що зумовлено технічними потребами конструкції.

Навколо тогрівельної площадки розміщені допоміжні та обслуговуючі приміщення, а саме:

- склад з площею 91.83 м²;
- тарна з площею 11.32 м²;
- агрегатна з площею 10.68 м²;

- склад дрібноштучних товарів з площею 4.16 м²;
- склад непродовольчих товарів з площею 11.35 м²;
- мийна з площею 5.25 м²;
- місце для встановлення холодильної камери х2шт по 9.00 та 4.01 м² відповідно;
- інвентарна з площею 2.03 м²;
- кімната для персоналу з площею 6.44 м²;
- кімната інструктора по туризму з площею 6.44 м² ;
- кімната тур. інструктажа з площею 12.41 м².

Проектування будівлі враховує вимоги пожежної безпеки, ергономіки та ефективності організації виробництва. Усі приміщення мають достатньо природного та штучного освітлення.

Прийняте об'ємно-планувальне рішення забезпечує безперервність технологічного процесу, оптимізацією внутрішніх логістичних зв'язків та зниженню експлуатаційних витрат під час функціонування об'єкта. Рациональне, функціональне зонування будівлі створює умови для підвищення ефективності організації праці, а також забезпечує зручність експлуатації та обслуговування виробничих процесів.

1.3 Розрахунок теплозахисних характеристик огорожувальних елементів будівлі

У підрозділі 1.3 виконано аналіз теплозахисних характеристик огорожувальних конструкцій будівлі. Забезпечення нормативного рівня теплозахисту є одним із визначальних чинників енергоефективності споруди, а також необхідною умовою створення комфортного мікроклімату під час її експлуатації.

Теплотехнічні розрахунки виконуються відповідно до вимог ДБН В.2.6-31:2021 [3] «Теплова ізоляція та енергоефективність будівель» з урахуванням положень ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 [2].

Основною метою розрахунку є перевірка відповідності приведенного

опору теплопередачі огорожувальних конструкцій мінімально допустимим нормативним значенням для кліматичної зони міста Полтава. При цьому враховується конструктивні особливості елементів, тип теплоізоляційного матеріалу, його товщина та коефіцієнт теплопровідності.

Розрахунок поводитьься з урахуванням розрахункових температур зовнішнього повітря та нормативної температури внутрішніх приміщень. Особлива увага повинна приділятися аналізу температурного режиму по товщині конструкції з метою запобігання утворенню конденсату всередині огорожувальних шарів.

Отриманий результат дає змогу оцінити ефективність прийнятих проєктних рішень щодо теплоізоляції та, у разі необхідності, виконати коригування складу конструкції. Проведення теплотехнічних розрахунків є обов'язковим етапом забезпечення енергоефективності будівлі відповідно до сучасних нормативних вимог.

Для розрахунку прийнято фрагмент огорожувальної конструкції. Огорожувальна конструкція представлена сендвіч-панеллю виробництва «Термобуд» загальною товщиною 120 мм.

Зовнішній шар конструкції з обох боків складається з оцинкованої сталі 0.5 мм, що забезпечує жорсткість конструкції та її захист від зовнішніх впливів. Основу панелі становить теплоізоляційний шар із пінополеуретану щільністю 60 кг/м^3 , товщиною 120 мм.

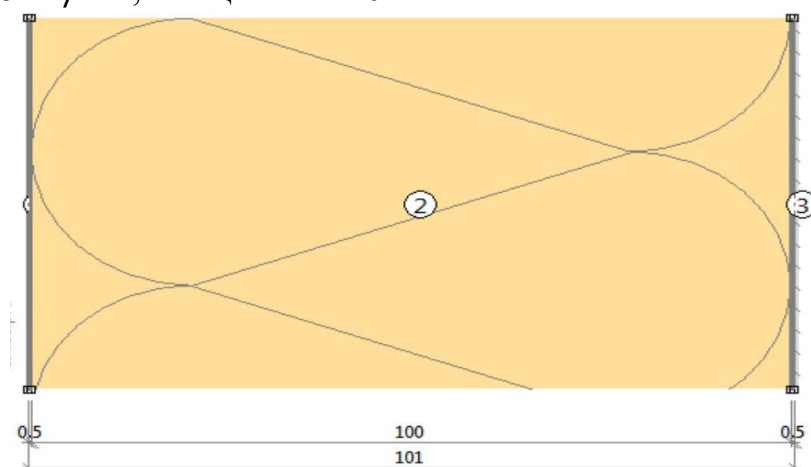


Рис.1.4- Приклад розрізу сендвіч панелі, де 1. Стальна оцинкована пластина 0.5 мм, 2. Утеплювач з пінополеуретаном 3. Стальна оцинкована пластина 0.5 мм

Розрахункові теплотехнічні характеристики матеріалів конструкції встановлюються відповідно до вимог додатка А національного стандарту ДСТУ 9191:2022[5].

Значення коефіцієнтів тепловіддачі виначені відповідно до таблиці Б додатка Б [5], де встановлено розрахункові величини для внутрішньої та зовнішньої поверхонь.

$$h_{si} = 8.7 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^2 * \text{К}}; h_{se} = 23 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^2 * \text{К}}$$

Опір тепловіддачі

$$R_s = \frac{1}{h_{si}} + \frac{d_1}{\lambda_{p1}} + \frac{1}{h_{se}} \quad (1.3.1)$$

$$R_s = \frac{1}{h_{si}} + \frac{d_1}{\lambda_{p1}} + \frac{1}{h_{se}} = \frac{1}{8.7} + \frac{0.12}{0.041} + \frac{1}{23} = 3.08 \frac{\text{м}^2 * \text{К}}{\text{Вт}}$$

Приведений опір теплопередачі

$$R_{\Sigma \text{ пр}} = \frac{A_{\Sigma i}}{\frac{A_1}{R_s}} \quad (1.3.2)$$

$$R_{\Sigma \text{ пр}} = \frac{A_{\Sigma i}}{\frac{A_1}{R_s}} = \frac{4.32}{\frac{4.32}{3.08}} = 3.08 \frac{\text{м}^2 * \text{К}}{\text{Вт}}$$

Відповідно до додатку А [3], будівля розташована в І температурній зоні (м. Харків). Згідно з таблицею 1 [3], мінімально допустиме значення приведенного опору теплопередачі визначається залежно від типу огорожувальної конструкції (стіна) та призначення будівлі (промислове).

Для зовнішніх стін будівель промислового призначення, розміщених у І температурній зоні, нормативне значення становить:

$$R_{qmin} = 2.2 \frac{\text{м}^2 * \text{К}}{\text{Вт}}$$

$$R_{\Sigma \text{ пр}} = 3.08 \frac{\text{м}^2 * \text{К}}{\text{Вт}} > R_{qmin} = 2.2 \frac{\text{м}^2 * \text{К}}{\text{Вт}}$$

Висновок – умови вимог [3] виконуються.

1.4 Опис основних несучих та огорожувальних елементів будівлі

Конструктивна схема будівлі прийнята рамно-в'язевою. Несучий каркас виконано з металевих конструкцій і включає сталеві колони, підкранові балки та елементи покриття.

Просторова жорсткість споруди забезпечується системою поперечних рам із кроком 9 та 18 м та прольотом 27 м, а також вертикальними і горизонтальними в'язями, розташованими в зоні роботи мостових кранів. Жорсткість покриття формується диском жорсткості, утвореним сталевими фермами, горизонтальними в'язями та профільованим настилом.

Габаритні розміри будівлі у плані становлять 132×72 м. З метою підвищення сейсмостійкості споруду розділено на окремі температурно-антисейсмічні блоки довжиною 60 м та 72 м, розмежовані поперечними антисейсмічними швами. Вертикальні зв'язки розташовані по осях колон, що забезпечує стабільність каркаса в поздовжньому напрямку.

Кроквяна система представлена індивідуальними сталевими фермами, виготовленими з парних куточків, із кроком встановлення 18 та 9 м відповідно.

Покрівельна конструкція прийнята двошаровою та складається з профільованого настилу з теплоізоляційним шаром із мінераловатного утеплювача, розміщеного між листами по системі прогонів. Стельове перекриття виконано з профнастилу з полімерним захисним покриттям.

Зовнішні огорожувальні конструкції виконані із сендвіч-панелей типу «ТермоБуд». Підлоги запроєктовані монолітними промисловими бетонними, що забезпечує їхню міцність та зносостійкість в умовах експлуатації.

Природне освітлення приміщень здійснюється через світлові ліхтарі з полікарбонатних панелей товщиною 25 мм, змонтованих на металевому каркасі. Водовідведення з покрівлі передбачено зовнішнім способом. Цоколь будівлі облицьовано керамічною плиткою типу керамограніт.

Будівля належить до II ступеня вогнестійкості. Нормативні межі вогнестійкості основних конструктивних елементів становлять:

- зовнішні ненесучі стіни - $E = 15$ хв;
- внутрішні перегородки - $EI = 15$ хв;
- колони - $R = 30$ хв;
- кроквяні ферми - $R = 30$ хв.

Розділ 2 Розрахунково-конструктивна частина. Надземна частина

2.1 Визначення класу міцності сталі

Для виконання розрахунку металевих конструкцій насамперед необхідно встановити клас наслідків (відповідальності) будівлі, оскільки саме цей показник є вихідним для подальшого вибору розрахункових характеристик сталі. Відповідно до ДСТУ щодо визначення класу наслідків будівель і споруд [1], а також з урахуванням табл. 1, запроєктований об'єкт має середні габарити 36×27 м. За таких умов одночасне перебування на об'єкті понад 50 осіб є цілком імовірним, а наявність значної кількості горючих матеріалів у торгово-оздоровчому центрі створює підвищений рівень пожежної небезпеки. З огляду на це для даної будівлі приймаємо клас наслідків СС2, що відповідає середньому рівню відповідальності. Для подальших розрахунків коефіцієнт надійності будівлі приймаємо рівним $\gamma_n = 1,1$.

Наступним етапом є визначення групи, до якої належить діагностичний центр з обслуговування транспортних засобів, згідно з табл. А.2 ДБН В.2.6-198:2014 [6]. Визначення групи виконується на основі сумарного показника S_{tot} , який обчислюється як сума складових $S_1 \dots S_5$.

З урахуванням раніше встановленого класу наслідків СС2 приймаємо $S_1 = 0$. Оскільки основним елементом розрахунку є колона, її відносимо до основних несучих елементів перерізу виробничих споруд, що відповідає категорії А та значенню $S_2 = 11$. За характером напруженого стану конструкцію віднесено до групи ІІ, для якої приймається $S_3 = 5$. Оскільки в елементі від дії розрахункових навантажень виникають розтягувальні напруження, приймаємо $S_4 = 7$. Крім того, у зв'язку з тим, що колона має складений переріз, необхідно врахувати несприятливий вплив зварних з'єднань, тому $S_5 = 6$.

Таким чином, на підставі сукупності зазначених чинників встановлюється відповідний клас відповідальності споруди, що використовується як вихідна характеристика для подальшого підбору матеріалу та виконання розрахунку металевої колони.

Таблиця 2.1- Визначення класу міцності сталі

Відповідно до додатку А ДБН В.1.2-14-2018 маємо клас відповідальності споруди	CC2
За табл.А.2 ДБН В.2.6-198:2014	$S_1 = 0$
Категорія за призначенням- А (табл.А1)	$S_2 = 11$
Категорія за напруженим станом - II	$S_3 = 5$
Оскільки є/немає розтягнутих напружень	$S_4 = 7$
Несприятливий вплив зварних з'єднань	$S_5 = 6$

$$S_{tot} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 + S_5 \quad (2.1.1)$$

$$S_{tot} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 + S_5 = 0 + 11 + 5 + 7 + 6 = 29 \text{ балів}$$

При $S_{tot} > 26$ – група 1.

Далі визначаємо розрахунковий опір сталі, визначаємо показники $R_y = 240 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2} = 24 \frac{\text{Н}}{\text{см}^2}$ та $R_u = 360 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2} = 36 \frac{\text{Н}}{\text{см}^2}$ показники текучості та міцності за класом сталі С255 з товщиною прокату від 10-20 мм.

За вибираємо марку сталі за класом С255 марка сталі Ст3сп5 .

Таблиця 2.2 – Визначення значень коефіцієнтів надійності для профнастилу

№ п/п	Навантаження на 1м ² покриття	Характеристичне навантаження	Для II граничного стану		Для I граничного стану	
			γ_{fe}	g_e	γ_{fm}	g_m
1	2	3	4		5	
1	Профнастил Металевий Н57	0.11	1	0.11	1.05	0.12
2	Обрешітка брус 50х50	0.08	1	0.08	1.05	0.088
3	Контробрешітка	0.05	1	0.05	1.1	0.055
4	Гідроізоляційний килим: супердифф. мембрана	0.15	1	0.15	1.1	0.18
5	Утеплювач: PIR-плити (t=50 мм)	0.05	1	0.05	1.2	0.06
6	Утеплювач: мінеральна вата (t=100 мм)	0.05	1	0.05	1.2	0.06

Продовження таблиці 2.2

1	2	3	4		5	
7	Пароізоляція: поліетиленова плівка	0.01	1	0.01	1.2	0.012
8	Профнастил Металевий Н57	0.11	1	0.11	1.05	0.12
9	Власна вага МК покриття					
	-прогони	0.1	1	0.1	1.05	0.11
	-ферми	0.2	1	0.2	1.05	0.21
	-в'язі	0.1	1	0.1	1.05	0.11

2.2 Розрахунок навантажень

2.2.1 Розрахунок постійних навантажень

Оскільки промислова будівля має схил, то визначаємо погонне граничне розрахункове навантаження уздовж горизонтальної вісі ригеля рами за формулами:

$$q_m = \frac{g_m * B}{\cos \alpha} * \gamma_n \quad (2.2.1)$$

Де:

- γ_n коефіцієнт надійності будівлі за призначенням, $\gamma_n = 1.1$ для класу відповідальності СС2

Постійне граничне розрахункове навантаження:

$$q_m = \frac{g_m * B}{\cos \alpha} * \gamma_n = \frac{1.125 * 6}{\cos 6} * 1.1 = 7.46 \text{ кН/м}$$

Постійне експлуатаційне розрахункове навантаження:

$$q_e = \frac{g_e * B}{\cos \alpha} * \gamma_n = \frac{1.01 * 6}{\cos 6} * 1.1 = 6.7 \text{ кН/м}$$

Опорна вертикальна реакція ферми від пост. навантажень:

$$V_{q.m} = \frac{q_m * L}{2} \quad (2.2.2)$$

$$V_{q.m} = \frac{q_m * L}{2} = \frac{7.46 * 18}{2} = 67.14 \text{ кН}$$

Згинальний момент:

$$M_{q.m} = V_{q.m} * e \quad (2.2.3)$$

$$M_{q.m} = V_{q.m} * e = V_{q.m} * \frac{b_B}{2} = 67.14 * \frac{0.75}{2} = 25.18 \text{ кН} * \text{м}$$

2.2.2 Навантаження від снігу

Згідно ДБН В.1.2-2:2006 [1] п.8.2 граничне розрахункове значення поверхневого снігового навантаження, що діє на горизонтальну проекцію покриття конструкції, обчислюється за формулою:

$$S_m = \gamma_{fm} * S_0 * C \quad (2.2.4)$$

Де:

γ_{fm} - коефіцієнт надійності за граничним значенням снігового навантаження, що приймається $T=50$ років то $\gamma_{fm} = 1$;

S_0 – характеристичне значення снігового навантаження у Па, приймається згідно додатка Е п.8.5 [1] або по карті, залежно від снігового району;

C – коефіцієнт, що визначається за вказівками п.8.6 [1].

$$C = \mu * C_e * C_{alt} \quad (2.2.5)$$

Де :

μ – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні ґрунту до снігового навантаження на покрівлю, що визначається за п.8.7,8.8 додатка Ж [1];

$\mu = 1$ при $\alpha \leq 25^\circ$ де α – (нахил покрівлі) ;

C_e - коефіцієнт, що враховує режим експлуатації покрівлі й визначається за п. 8.9 $C_e = 1$;

C_{alt} - коефіцієнт географічної висоти, що визначається за п.8.10 $C_{alt} = 1$.

Отже маємо $C = 1$.

Граничне розрахункове значення:

$$S_m = \gamma_{fm} * S_0 * C = 1 * 1.60 * 1 = 1.60 \text{ кН/м}^2$$

За додатком Е [1] прийняли снігове навантаження $S_0 = 1600 \text{ Па} = 1.60 \text{ кН/м}^2$ за регіоном м.Харків.

Експлуатаційне розрахункове навантаження:

$$S_e = \gamma_{fe} * S_0 * C = 0.49 * 1.60 * 1 = 0.78 \text{ кН/м}^2$$

Перехід від поверхневого граничного розрахункового снігового навантаження до погонного навантаження, яке діє на ригель рами, виконують аналогічно до перетворення постійного навантаження від покриття. Далі визначають вертикальну опорну реакцію ферми від дії снігового навантаження, що передається на колону.

$$q_m^{\text{CH}} = S_m * B * \gamma_n \quad (2.2.6)$$

Граничне значення:

$$q_m^{\text{CH}} = S_m * B * \gamma_n = 1.60 * 6 * 1.1 = 9.6 \text{ кН/м}$$

Експлуатаційне значення:

$$q_e^{\text{CH}} = S_e * B * \gamma_n = 0.71 * 6 * 1.1 = 4.69 \text{ кН/м}$$

Вертикальна опорна реакція ферми від сніг. навантаження:

$$V_{\text{CH}} = \frac{q_m^{\text{CH}} * L}{2} = \frac{9.6 * 18}{2} = 86.13 \text{ кН}$$

Згинальний момент від експлуатаційної передачі реакції ферми на колону:

$$M_{\text{CH}} = V_{\text{CH}} * e = 86.13 * 0.3875 = 33.37 \text{ кН * м}$$

2.2.3 Навантаження від вітру

Згідно з вимогами розділу 9, п9.4 [1], граничне розрахункове значення інтенсивності поверхневого вітрового навантаження обчислюють за формулою:

$$\omega_m = \omega_0 * \gamma_{fm} * c \quad (2.2.7)$$

Що ділиться на активну складову вітрового тиску та пасивну складову де:

- активна складова вітрового тиску :

$$q_m^a = \omega_0 * \gamma_{fm} * C_{aer}^a * C_h * B * \gamma_n \quad (2.2.8)$$

- пасивна складова вітрового тиску:

$$q_m^п = \omega_0 * \gamma_{fm} * C_{aer}^п * C_h * B * \gamma_n \quad (2.2.9)$$

Де:

γ_{fm} - коефіцієнт надійності за граничним значенням вітрового навантаження, що приймається $T=50$ років то $\gamma_{fm} = 1$;

ω_0 - характеристичне значення вітрового тиску, п.9.6. Визначається залежно від вітрового району за додатком Е [1];

c - коефіцієнт що обчислюється за п.9.7 за формулою:

$$C = C_{aer} * C_h * C_{alt} * C_{rel} * C_{dir} * C_d \quad (2.2.10)$$

C_{aer} - аеродинамічний коефіцієнт, визначається за п.9.8, додаток І, схема 2 [1];

$C_{alt} = 1$ - коефіцієнт географічної висоти, приймається за п.9.10;

$C_{rel} = 1$ - коефіцієнт рельєфу, приймається за п.9.11;

$C_{dir} = 1$ - коефіцієнт напрямку, приймається за п.9.12;

$C_d = 1$ - коефіцієнт динамічності, визначається п.3 в зміні №1 [1].

Коефіцієнт висоти споруди C_h враховує зміну інтенсивності вітрового навантаження залежно від висоти розташування споруди або її окремої частини над поверхнею землі Z , а також від типу навколишньої місцевості. Його значення визначають за табл. 9.01 ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження та впливи» [1] для будівель і споруд, власний період коливань яких не перевищує 0.25 с, а для всіх інших будівель і споруд - за табл. 9.02.

Оскільки м.Харків це 4 тип місцевості то значення беремо:

$$Z=5 \text{ м то } C_h = 0.6$$

$$Z=10 \text{ м то } C_h = 1$$

$$C_{aer}^a = 0.8$$

$$C_{aer}^п = 0.6$$

Активна складова вітрового тиску:

$$q_m^a (\text{відм. 5м}) = \omega_0 * \gamma_{fm} * C_{aer}^a * C_h * B * \gamma_n = 0.45 * 1 * 0.8 * 0.6 * 6 *$$

$$1.1 = 1.48 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

$$q_m^a(\text{відм. 10м}) = \omega_0 * \gamma_{fm} * C_{aer}^a * C_h * B * \gamma_n = 0.45 * 1 * 0.8 * 1 * 6 * 1.1 = 2.48 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Пасивна складова вітрового тиску:

$$q_m^п(\text{відм. 5м}) = \omega_0 * \gamma_{fm} * C_{aer}^п * C_h * B * \gamma_n = 0.45 * 1 * 0.6 * 0.6 * 6 * 1.1 = 1.11 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

$$q_m^п(\text{відм. 10м}) = \omega_0 * \gamma_{fm} * C_{aer}^п * C_h * B * \gamma_n = 0.45 * 1 * 0.6 * 1 * 6 * 1.1 = 1.86 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Для відмітки $H_0 = 3.4$ м.

$$q_m^a = 1.48 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

$$q_m^п = 1.11 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Для відмітки $H_0 + h_0 = 3.4 + 3.150 = 6.55$ м.

$$q_m^a = 1.79 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

$$q_m^п = 1.34 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Зосереджені сили:

- активна складова:

$$W_m^a = \frac{(q_{m(H_0)}^a + q_{m(H_0+h_0)}^a)}{2} * h_0 = \frac{(1.48 + 1.79)}{2} * 3.150 = 5.1 \text{ кН}$$

- пасивна складова:

$$W_m^п = \frac{(q_{m(H_0)}^п + q_{m(H_0+h_0)}^п)}{2} * h_0 = \frac{(1.11 + 1.34)}{2} * 3.150 = 3.85 \text{ кН}$$

Відповідно до розрахункової схеми маємо, що відповідно до висот колон в 4.3 та 4.6 м, приймаємо значення вітрового навантаження на відмітці 5 м.

Конструктивно приймаємо значення активної та пасивної складової

$$q_m^a = 1.48 \frac{\text{кН}}{\text{м}} \text{ та } q_m^п = 1.11 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

2.3 Статичний розрахунок поперечної рами

Визначення жорсткостей елементів рами.

Геометричні характеристики ригеля:

$$I_p = \frac{M_{max} * h_q}{2 * R_y} * 1.15 * \mu \quad (2.3.1)$$

$$I_p = \frac{M_{max} * h_q}{2 * R_y} * 1.15 * \mu = \frac{1551 * 2.4}{2 * 24 * 10^4} * 1.15 * 0.9 = 0.0080 \text{ м}^4$$

$$M_{max} = \frac{(q_m + q_m^{CH}) * L^2}{8} \quad (2.3.2)$$

$$M_{max} = \frac{(q_m + q_m^{CH}) * L^2}{8} = \frac{(7.46 + 9.57) * 27^2}{8} = 1551 \text{ кН} * \text{м}$$

$$A_p = \frac{4 * I_p}{h_\phi^2} \quad (2.3.3)$$

$$A_p = \frac{4 * I_p}{h_\phi^2} = \frac{4 * 0.0080}{2.4^2} = 0.005 \text{ м}^2$$

Геометричні характеристики нижньої частини колони:

$$I_1 = \frac{N * b_H^2}{K_1 * R_y} \quad (2.3.4)$$

$$I_1 = \frac{N * b_H^2}{K_1 * R_y} = \frac{153.27 * 0.75^2}{2.8 * 24 * 10^4} = 0.00012 \text{ м}^4$$

$$N = V_{q.m} * V_{CH} = 67.14 * 86.13 = 153.27 \text{ кН}$$

Коефіцієнт $K_1 = 2.8$ при кроці колон $B=6$ м.

$$A_1 = \frac{4 * I_p}{b_H^2} = \frac{4 * 0.00012}{0.75^2} = 0.0008 \text{ м}^2$$

Геометричні характеристики верхньої частини колони:

$$I_2 = \frac{I_1}{K_2} * \left(\frac{b_B}{b_H}\right)^2 = \frac{0.00012}{1.55} * \left(\frac{0.75}{0.75}\right)^2 = 0.00077 \text{ м}^4$$

Коефіцієнт $K_2 = 1.55$.

$$A_2 = \frac{4 * I_2}{b_B^2} = \frac{4 * 0.00077}{0.75^2} = 0.0054 \text{ м}^2$$

Жорсткості на розтяг-стиск всіх елементів рами:

$$E * I_p = 2.06 * 10^8 * 0.0080 = 1.648 * 10^6 \text{ кН} * \text{м}^2$$

$$E * A_p = 2.06 * 10^8 * 0.005 = 1.03 * 10^6 \text{ кН} * \text{м}^2$$

$$E * I_1 = 2.06 * 10^8 * 0.00012 = 2.472 * 10^4 \text{ кН} * \text{м}^2$$

$$E * A_1 = 2.06 * 10^8 * 0.0008 = 1.648 * 10^5 \text{ кН} * \text{м}^2$$

$$E * I_2 = 2.06 * 10^8 * 0.00077 = 1.586 * 10^5 \text{ кН} * \text{м}^2$$

$$E * A_2 = 2.06 * 10^8 * 0.0054 = 1.112 * 10^6 \text{ кН} * \text{м}^2$$

За допомогою програмного комплексу SCAD ++ 25.1.1.1 розраховуємо зусилля рами. Всі навантаження та жорсткості задаються попередньо по розрахованим даним. Створюються наступні комбінації:

- 1) 1+2;
- 2) 1+3;
- 3) 1+4;
- 4) 1+0.9(2+3);
- 5) 1+0.9(2+4).

Де:

- 1- постійне навантаження;
- 2- снігове навантаження;
- 3- вітрове навантаження з лівого боку;
- 4- вітрове навантаження з правого боку.

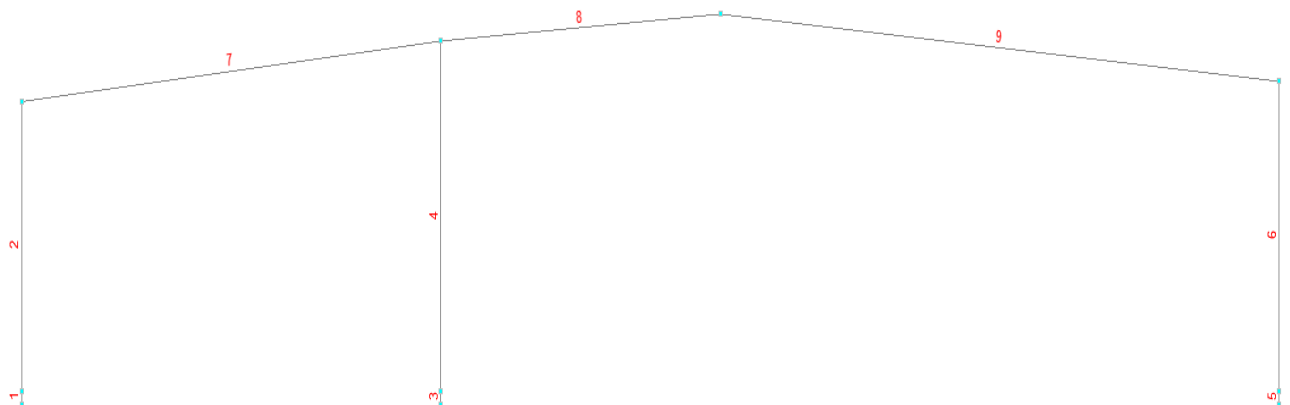


Рисунок 2.1 -Поперечна рама в програмі SCAD ++

В ході розрахунку рами було винесено величини зусиль від комбінацій завантажень в таблицю 2.3

Таблиця 2.3 – Результати величин зусиль на рами

Величини зусиль від комбінацій завантажень					
Елемент	Переріз	Комбінація	Значення		
			N	M _y	Q _z
1	1	1	-16,684	-8,053	3,888
1	1	2	-5,795	12,094	-7,656
1	1	3	-9,326	-18,47	10,212
1	1	4	-14,326	6,452	-4,75
1	1	5	-17,504	-21,055	11,332

Величини зусиль від комбінацій завантажень					
Елемент	Переріз	Комбінація	Значення		
			N	M _y	Q _z
1	2	1	-16,684	8,665	3,888
1	2	2	-5,795	-7,144	-1,292
1	2	3	-9,326	15,181	5,439
1	2	4	-14,326	-1,657	0,978
1	2	5	-17,504	18,435	7,036
2	1	1	-321,289	-9,005	4,311
2	1	2	-141,524	5,197	-1,627
2	1	3	-139,238	-13,079	5,399
2	1	4	-304,026	-0,273	0,905
2	1	5	-301,969	-16,721	7,229
2	2	1	-321,289	13,412	4,311
2	2	2	-141,524	-3,264	-1,627
2	2	3	-139,238	14,995	5,399
2	2	4	-304,026	4,435	0,905
2	2	5	-301,969	20,868	7,229
3	1	1	9,798	-496,614	137,056
3	1	2	2,348	-222,583	61,753
3	1	3	4,205	-211,132	58,018
3	1	4	7,5	-473,407	130,956
3	1	5	9,171	-463,101	127,595
3	2	1	-5,529	49,885	-16,214
3	2	2	-4,366	32,324	-5,387
3	2	3	-2,509	9,999	-9,122
3	2	4	-6,966	56,87	-13,701
3	2	5	-5,295	36,778	-17,062
4	1	1	-124,13	12,334	-8,199
4	1	2	-55,106	18,939	-11,137
4	1	3	-53,86	-9,027	4,92
4	1	4	-117,783	23,831	-14,534
4	1	5	-116,662	-1,339	-0,082
4	2	1	-124,13	-25,38	-8,199
4	2	2	-55,106	-20,546	-6,031
4	2	3	-53,86	-2,053	-1,888
4	2	4	-117,783	-32,455	-9,938
4	2	5	-116,662	-15,81	-6,21
5	1	1	-16,243	280,618	-80,03
5	1	2	-5,639	123,487	-34,471
5	1	3	-10,546	121,267	-35,232
5	1	4	-14,009	265,36	-75,033
5	1	5	-18,425	263,363	-75,718
5	2	1	-26,461	-510,027	-182,21
5	2	2	-10,115	-219,319	-79,231
5	2	3	-15,022	-226,127	-79,992
5	2	4	-23,653	-477,842	-171,471
5	2	5	-28,069	-483,969	-172,156
6	1	1	-0,074	280,618	81,662
6	1	2	1,299	123,487	34,905
6	1	3	-3,361	121,267	36,622
6	1	4	1,127	265,36	76,322

З проведенням розрахунку в комплексі SCAD ++ вийшли результати епюр .

Повздовжня сила N:

- комбінація 1 (1+2)

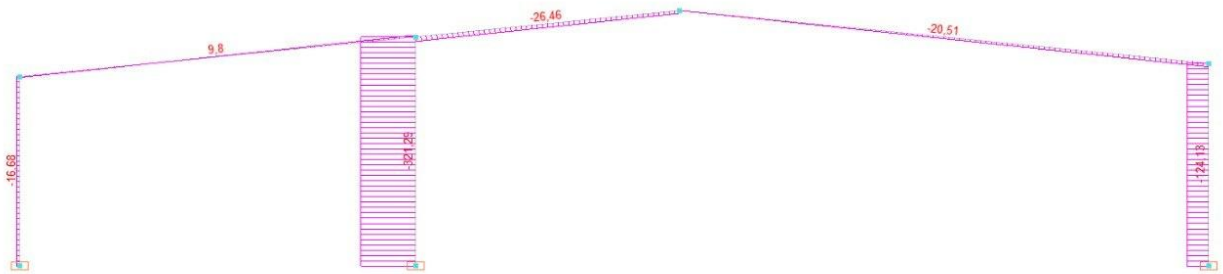


Рисунок 2.2 – Епюра комбінацій N постійне + сніг

- комбінація 2 (1+3)

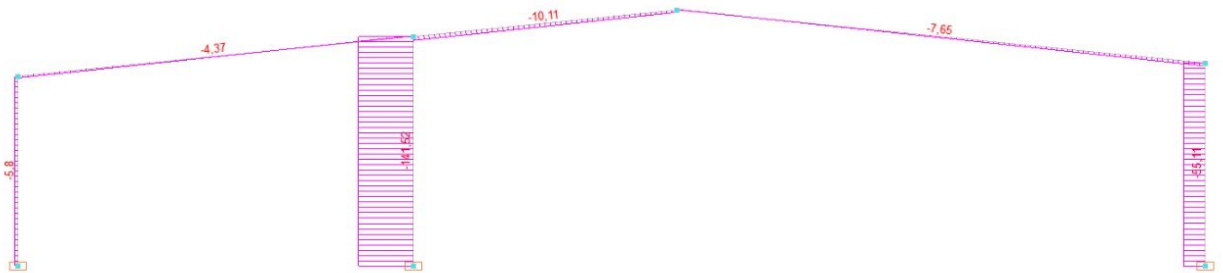


Рисунок 2.3 – Епюра комбінацій N постійне + вітер з ліва

- комбінація 3 (1+4)

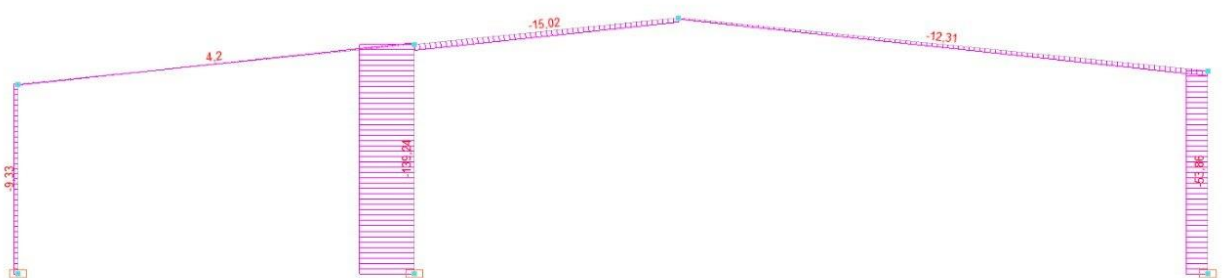


Рисунок 2.4 – Епюра комбінацій N постійне + вітер з права

- комбінація 4 ($1+0.9*(2+3)$)

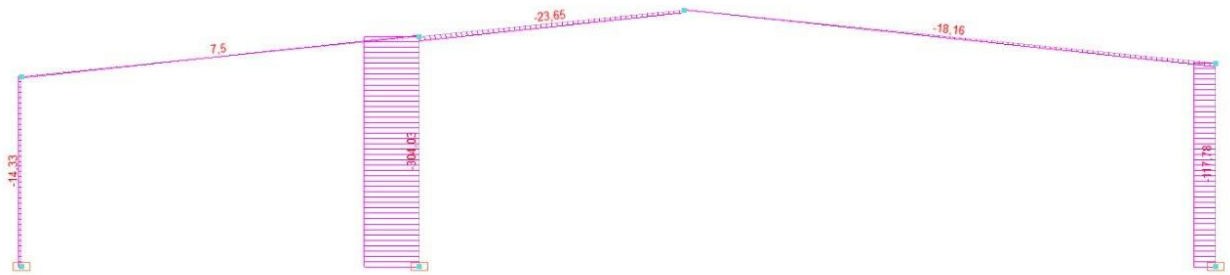


Рисунок 2.5 – Епюра комбінацій N постійне + сніг + вітер з ліва

- комбінація 5 ($1+0.9*(2+4)$)

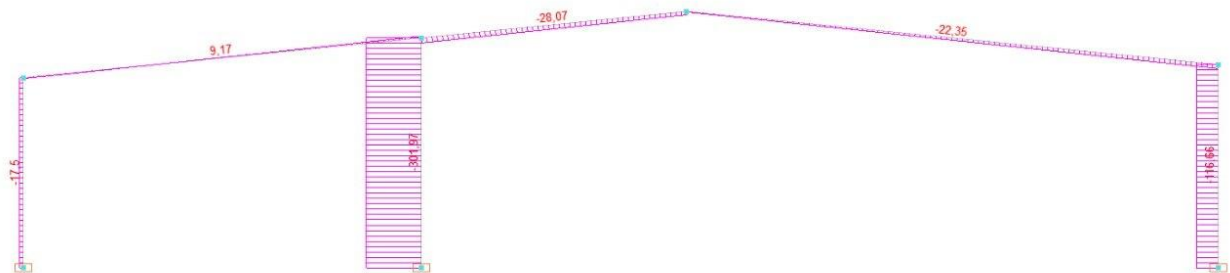


Рисунок 2.6 – Епюра комбінацій N постійне + сніг + вітер з права
Згинальний момент M:

- комбінація 1 ($1+2$)

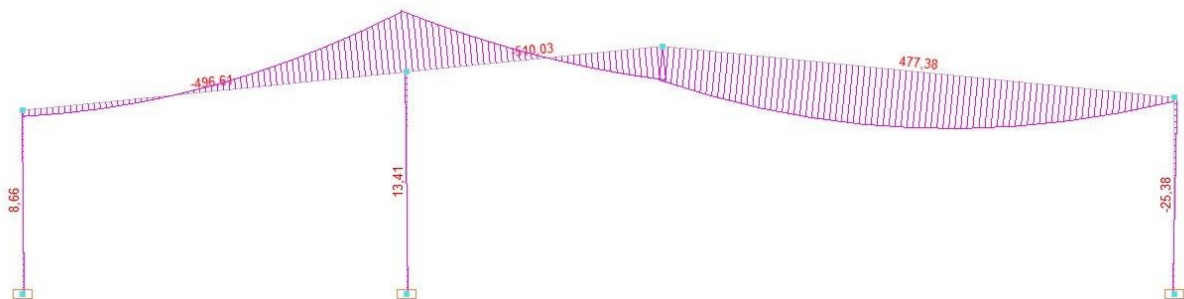


Рисунок 2.7 – Епюра комбінацій M постійне + сніг

- комбінація 2 ($1+3$)

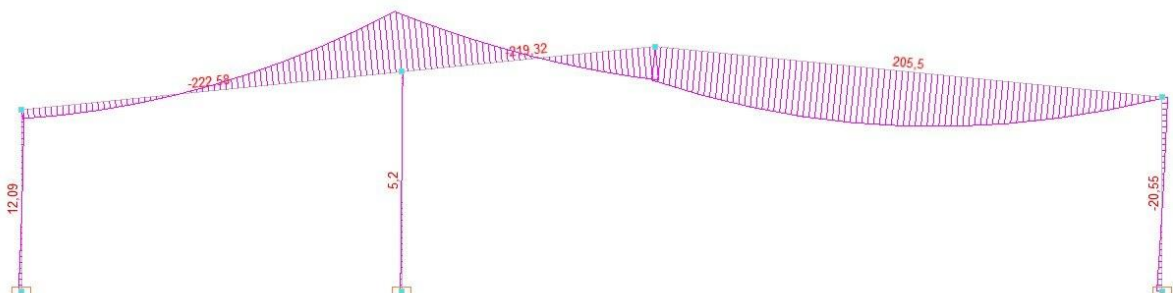


Рисунок 2.8 – Епюра комбінацій M постійне + вітер з ліва

- комбінація 3 (1+4)

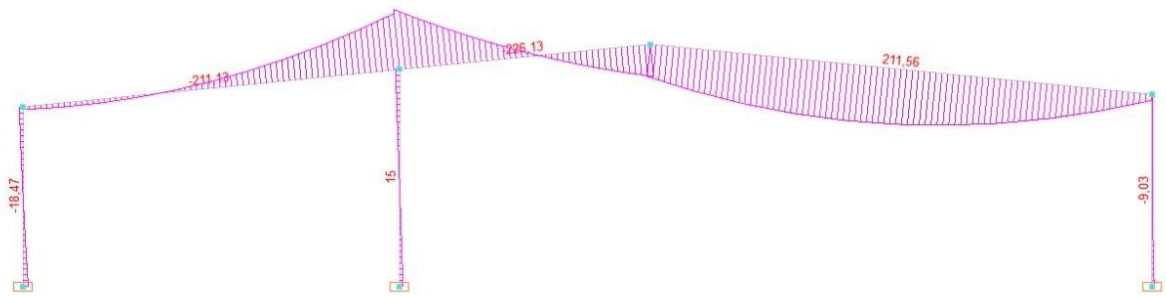


Рисунок 2.9 – Епюра комбінацій М постійне + вітер з права

- комбінація 4 (1+0.9*(2+3))

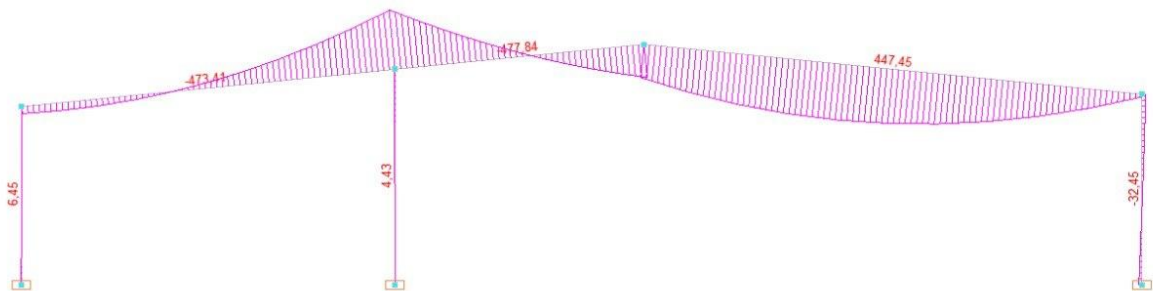


Рисунок 2.10 – Епюра комбінацій М постійне + сніг + вітер з ліва

- комбінація 5 (1+0.9*(2+4))

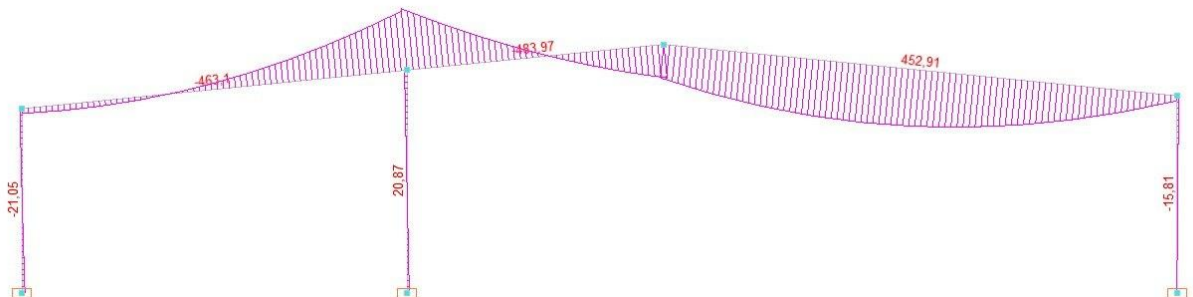


Рисунок 2.11 – Епюра комбінацій М постійне + сніг + вітер з права
Поперечна сила Q:

- комбінація 1 (1+2)

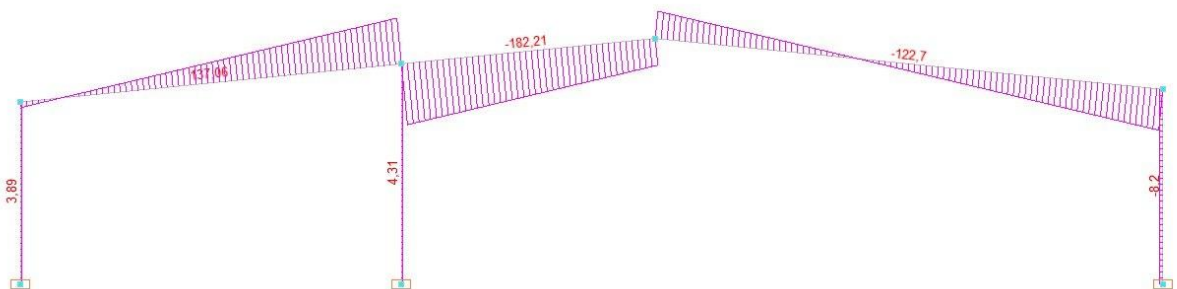


Рисунок 2.12 – Епюра комбінацій Q постійне + сніг

- комбінація 2 (1+3)

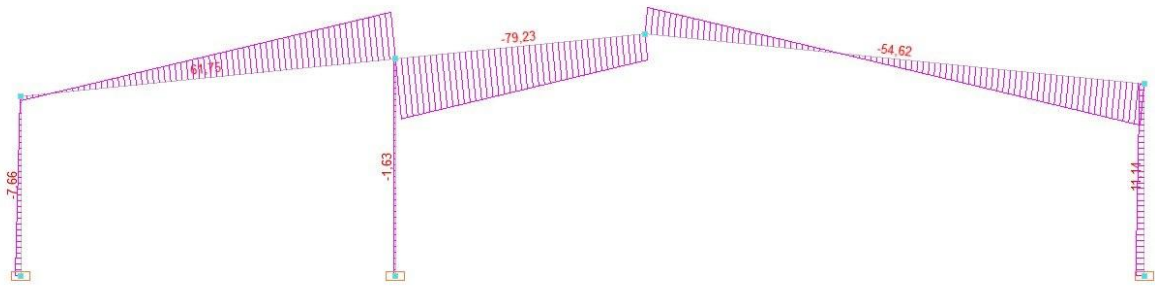


Рисунок 2.13 – Епюра комбінацій Q постійне + вітер з ліва

- комбінація 3 (1+4)

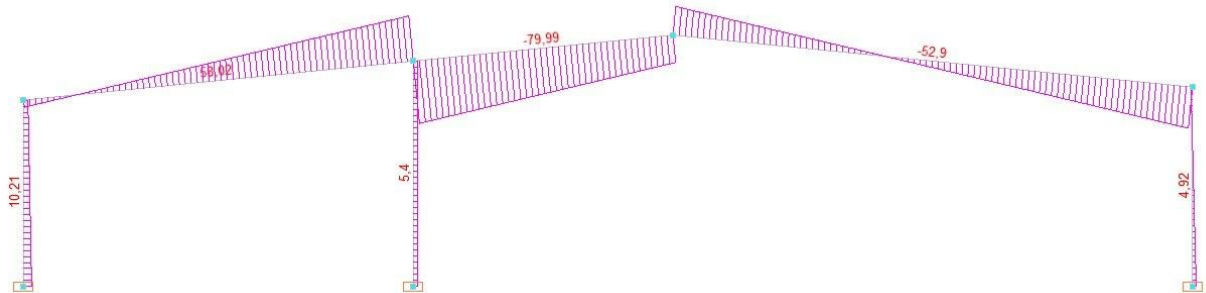


Рисунок 2.14 – Епюра комбінацій Q постійне + вітер з права

- комбінація 4 (1+0.9*(2+3))

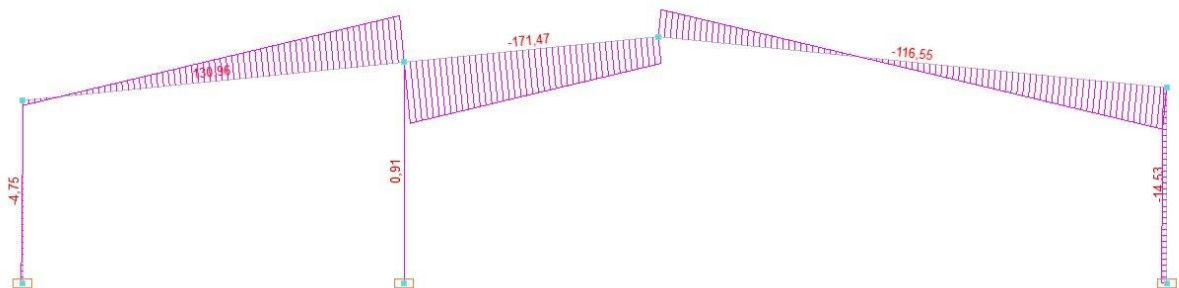


Рисунок 2.15 – Епюра комбінацій Q постійне + сніг + вітер з ліва

- комбінація 5 (1+0.9*(2+4))

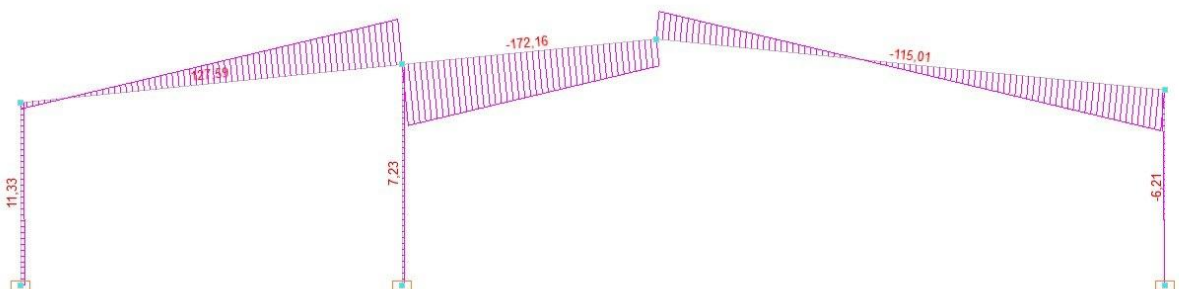


Рисунок 2.16 – Епюра комбінацій Q постійне + сніг + вітер з права

2.4 Розрахунок ферми покриття

Для початку розрахунку ферм потрібно розрахувати навантаження, що діють на ферму.

$$F = (q_m + q_m^{CH}) * d \quad (2.4.1)$$

Де:

d – вантажна площа покрівлі.

$$F = (q_m + q_m^{CH}) * d = (7.46 + 9.57) * 3 = 102.18 \text{ кН}$$

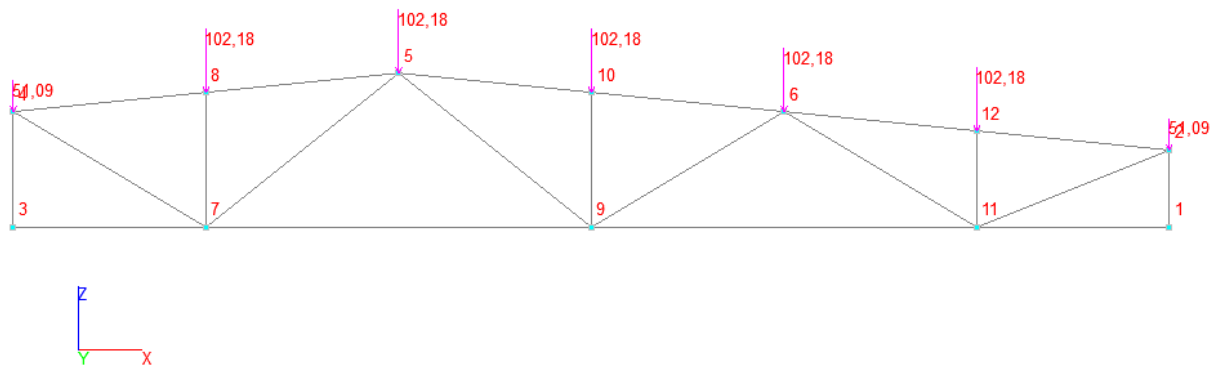


Рисунок 2.17 – Кроквяна ферма 18м в комплексі SCAD ++
з навантаженнями

Типи жорсткості			
	Перері	Опис	Ім'я
1		120x120x5.0	Верхній пояс
2		100x100x4.0	Нижній пояс
3		120x120x4.0	Опорні розкоси
4		80x60x4.0	Стійка
5		80x80x4.0	Розкоси

Рисунок 2.18 - Перерізи елементів ферми 18 м

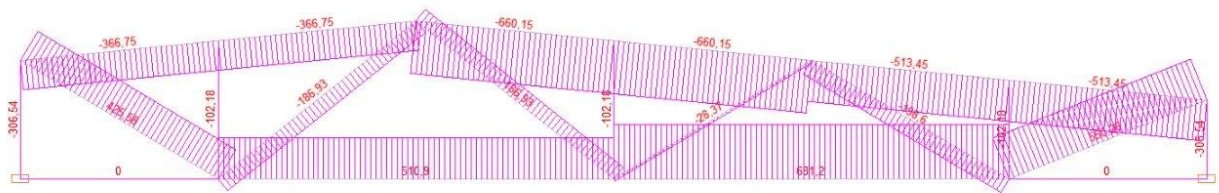


Рисунок 2.19 – Епюри від дії навантажень кроквяної ферми 18 м

Відповідно до цього було сформовано таблицю 2.4

Таблиця 2.4 - Результати величин зусиль на ферму 18 м

Величини зусиль					
Елемент	Переріз	Завантаження	Значення		
			N	M _y	Q _x
1	1	1	-306,54	0	0
1	2	1	-306,54	0	0
2	1	1	-306,54	0	0
2	2	1	-306,54	0	0
3	1	1	425,576	0	0
3	2	1	425,576	0	0
4	1	1	-186,935	0	0
4	2	1	-186,935	0	0
5	1	1	-102,18	0	0
5	2	1	-102,18	0	0
6	1	1	186,935	0	0
6	2	1	186,935	0	0
7	1	1	-28,372	0	0
7	2	1	-28,372	0	0
8	1	1	-102,18	0	0
8	2	1	-102,18	0	0
9	1	1	-198,602	0	0
9	2	1	-198,602	0	0
10	1	1	550,256	0	0
10	2	1	550,256	0	0
11	1	1	-102,18	0	0
11	2	1	-102,18	0	0
12	1	1	-366,749	0	0
12	2	1	-366,749	0	0
13	1	1	-366,749	0	0
13	2	1	-366,749	0	0
14	1	1	-660,148	0	0
14	2	1	-660,148	0	0
15	1	1	-660,148	0	0
15	2	1	-660,148	0	0
16	1	1	-513,448	0	0
16	2	1	-513,448	0	0
17	1	1	-513,448	0	0
17	2	1	-513,448	0	0
18	1	1	-4,664e-012	0	0
18	2	1	-4,664e-012	0	0
19	1	1	-4,657e-013	0	0
19	2	1	-4,657e-013	0	0

Далі було розраховано ферму на менший проліт

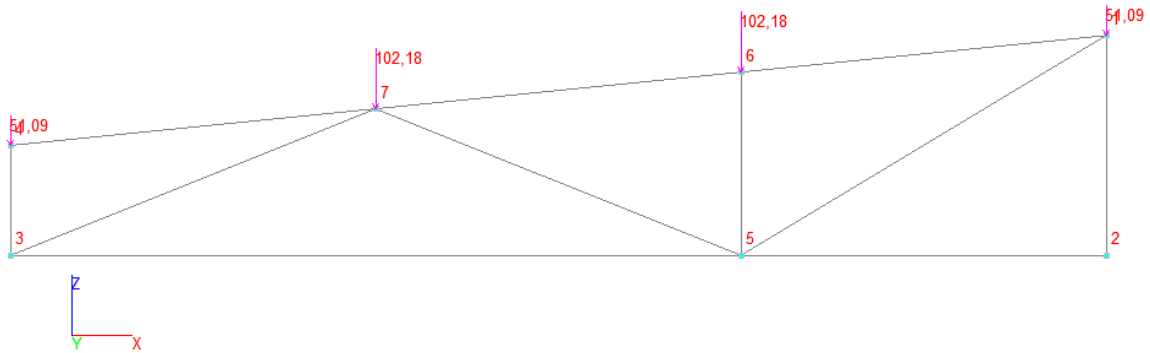


Рисунок 2.20 - Кровляна ферма 9 м в комплексі SCAD ++
з навантаженнями

Типи жорсткості			
	Перері	Опис	Ім'я
1		80x60x4.0	Стійка
2		100x100x4.0	Інші елементи

Рисунок 2.21 - Перерізи елементів ферми 9 м

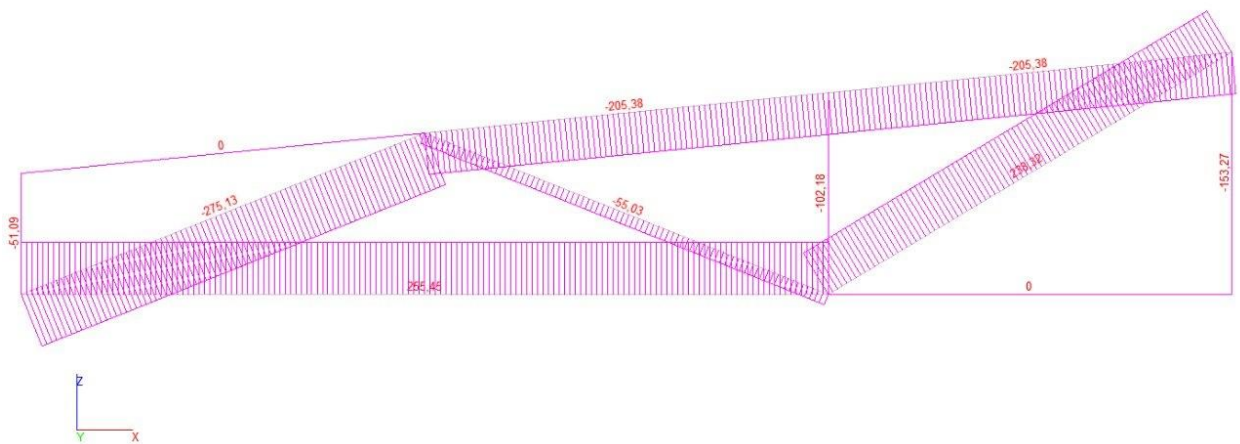


Рисунок 2.22 - Епюри від дії навантажень кроквяної ферми 9 м

Відповідно до цього було сформовано таблицю 2.5

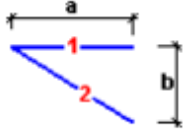
Таблиця 2.5 - Результати величин зусиль на ферму 9 м

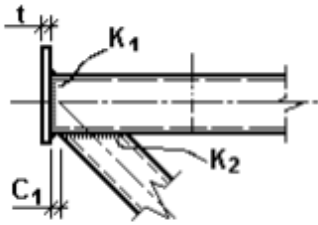
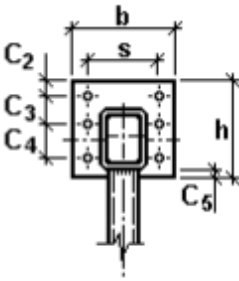
Величини зусиль						
Елемент	Переріз	Завантаження	Значення			
			N	M _y	Q _z	
1	1	1	-153,27	0	0	
1	2	1	-153,27	0	0	
2	1	1	-51,09	0	0	
2	2	1	-51,09	0	0	
3	1	1	-102,18	0	0	
3	2	1	-102,18	0	0	
4	1	1	-275,128	0	0	

Величини зусиль					
Елемент	Переріз	Завантаження	Значення		
			N	M_y	Q_z
4	2	1	-275,128	0	0
5	1	1	-55,026	0	0
5	2	1	-55,026	0	0
6	1	1	238,323	0	0
6	2	1	238,323	0	0
8	1	1	-205,379	0	0
8	2	1	-205,379	0	0
9	1	1	-205,379	0	0
9	2	1	-205,379	0	0
10	1	1	-1,164e-013	0	0
10	2	1	-1,164e-013	0	0
11	1	1	255,45	0	0
11	2	1	255,45	0	0

2.5 Розрахунок вузлів ферми

Для розрахунку вузлі ферми використовується програмний утеліт КОМЕТА vSCAD ++ , спочатку буде розрахований опорний вузол ферми з такими елементами вузла та параметрами:

Елементи вузла		
		$a = 3 \text{ м}$ $b = 2,8 \text{ м}$
Елемент	Тип перерізу	Профіль
1		120x7.0 (Квадратні труби за ДСТУ EN 8940:2019)
2		100x6.0 (Квадратні труби за ДСТУ EN 8940:2019)

Конструкція	
 	$b = 300 \text{ мм}$ $h = 200 \text{ мм}$ $C_1 = 22 \text{ мм}$ $C_2 = 50 \text{ мм}$ $C_3 = 50 \text{ мм}$ $C_4 = 50 \text{ мм}$ $C_5 = 50 \text{ мм}$ $t = 10 \text{ мм}$ $s = 200 \text{ мм}$

Зварні шви

Шви (мм)	K ₁	K ₂
Катет	6	6

Результати розрахунку за комбінаціями завантажень

	N ₁	M ₁	N ₂	M ₂
	кН	кН*м	кН	кН*м
1	-366,75	0	425,58	0

Перевірено за ДБН	Перевірка	Коефіцієнт використання
п.1.8.1	Міцність опорного ребра на місцеве зминання	0,216
п.1.5.5.13, п.1.4.1.3, (1.4.3)	Стійкість опорного ребра	0,277
п.1.4.3.7, (1.4.27)	Місцева стійкість звисів полиць опорного ребра	0,698
п.1.12.1.16, (1.12.2), (1.12.3)	Міцність зварного з'єднання поясу з опорним ребром	0,617
п.1.12.1.16, (1.12.2), (1.12.3)	Міцність зварного з'єднання поясу з опорним розкосом	0,96
	Несуча здатність ділянки стінки поясу на продавлювання (виривання)	0,787
	Несуча здатність опорного розкосу в зоні примикання до поясу	0,82
п. 10.1.1	Міцність елементу верхнього поясу ферми	0,578
п. 10.1.1	Міцність опорного розкосу, що примикає до верхнього поясу ферми	0,82

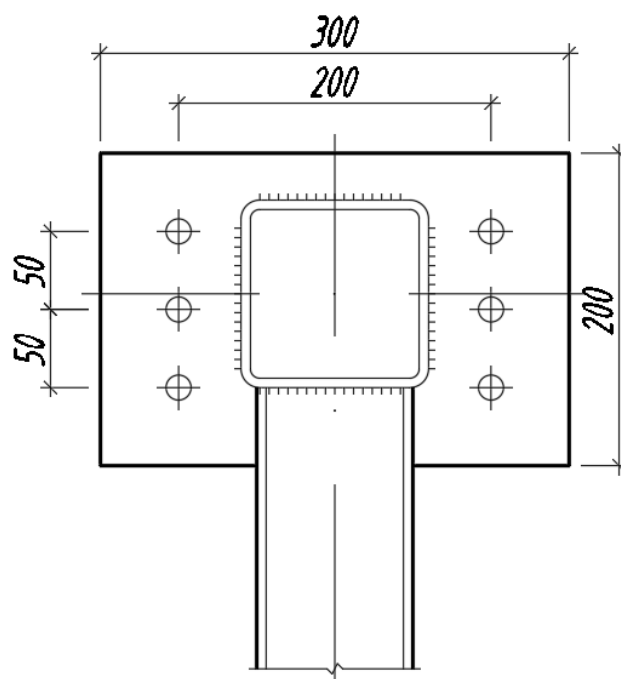


Рисунок 2.23 – Конструктивне рішення опорного вузла, основні габарити фланця

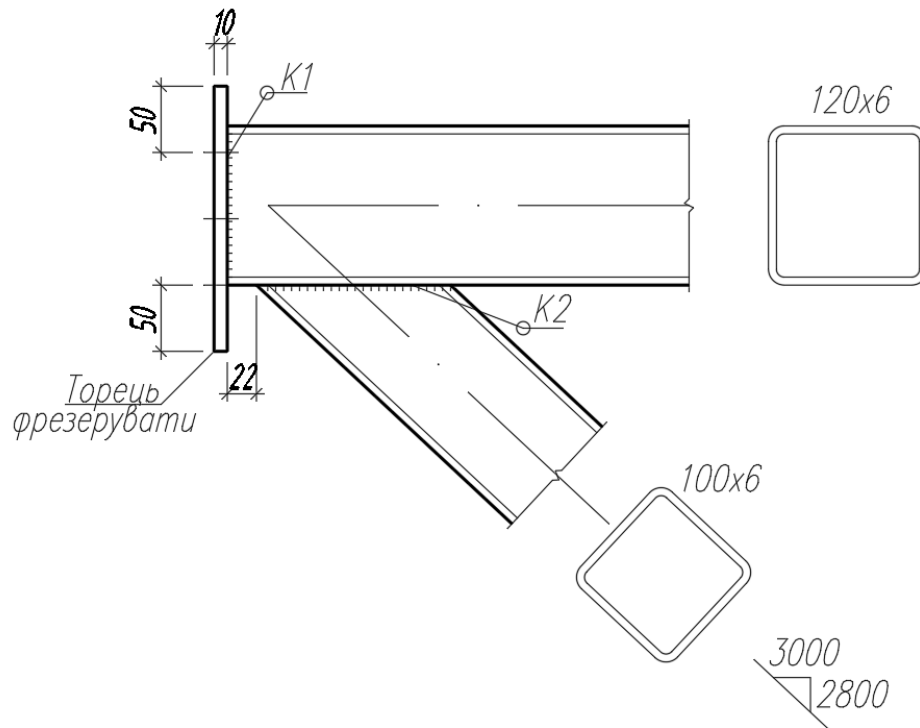
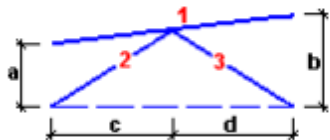


Рисунок 2.24 – Конструктивне рішення опорного вузла, загальний вид

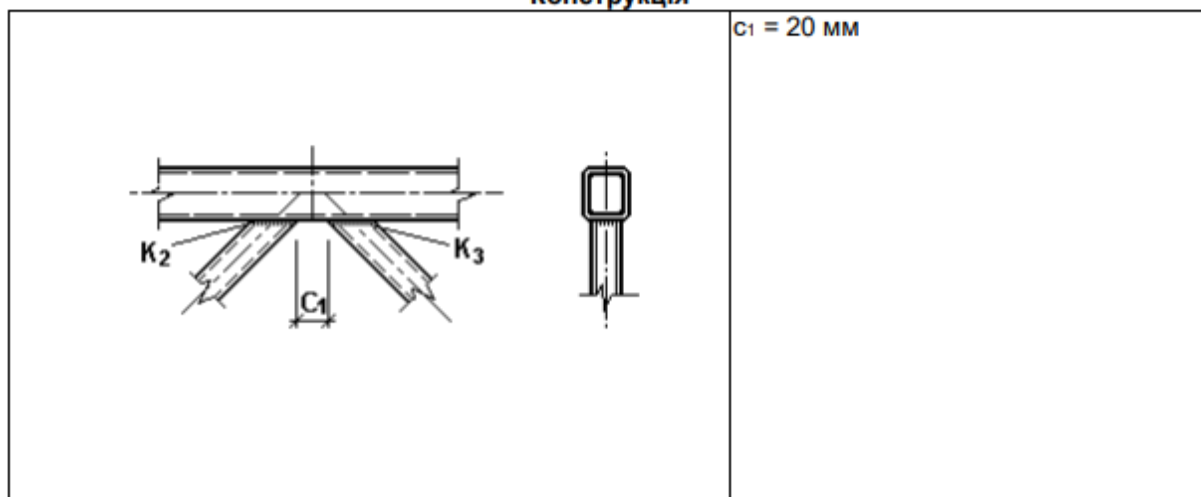
Висновок: Оскільки, початковий переріз верхньої частини був 120x5, після проведення розрахунків було прийнято рішення - конструктивно збільшити переріз до 120x7, при коефіцієнті надійності $\gamma_n = 1.1$, та сталі для труб С255.

Далі розрахунок проводиться для верхнього поясу ферми.

Розрахунок верхнього поясу ферми ведеться за тим же принципом. Верхній пояс ферми має такі параметри та елементи вузла при $R_y = 240 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2} = 24 \frac{\text{Н}}{\text{см}^2}$ та $R_u = 360 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2} = 36 \frac{\text{Н}}{\text{см}^2}$.

Елементи вузла		
		$a = 2,1 \text{ м}$ $b = 2,1 \text{ м}$ $c = 3 \text{ м}$ $d = 3 \text{ м}$
Елемент	Тип перерізу	Профіль
1		120x7.0 (Квадратні труби за ДСТУ EN 8940:2019)
2		80x4.0 (Квадратні труби за ДСТУ EN 8940:2019)
3		80x4.0 (Квадратні труби за ДСТУ EN 8940:2019)

Конструкція



$C_1 = 20 \text{ мм}$

Зварні шви

Шви (мм)	K_2	K_3
Катет	4	4

Результати розрахунку за комбінаціями завантажень

	N_1	M_1	N_2	M_2	N_3	M_3	N_4	M_4
	кН	кН*м	кН	кН*м	кН	кН*м	кН	кН*м
1	-366,75	0	-660,15	0	-186,93	0	166,93	0

Перевірено за ДБН	Перевірка	Коефіцієнт використання
	Несуча здатність ділянки стінки поясу на продавлювання (виривання) у місці примикання лівого розкосу	0,758
	Несуча здатність ділянки стінки поясу на продавлювання (виривання) у місці примикання правого розкосу	0,564
	Несуча здатність лівого розкосу в зоні примикання до поясу	0,649
	Несуча здатність правого розкосу в зоні примикання до поясу	0,483
	Несуча здатність зварного шва у з'єднанні лівого розкосу та поясу	0,645
	Несуча здатність зварного шва у з'єднанні правого розкосу та поясу	0,576
п. 10.1.1	Міцність елементу поясу ферми лівої панелі	0,51
п. 10.1.1	Міцність елементу поясу ферми правої панелі	0,918
п. 10.1.1	Міцність розкосу ферми лівої панелі	0,663
п. 10.1.1	Міцність розкосу ферми правої панелі	0,592

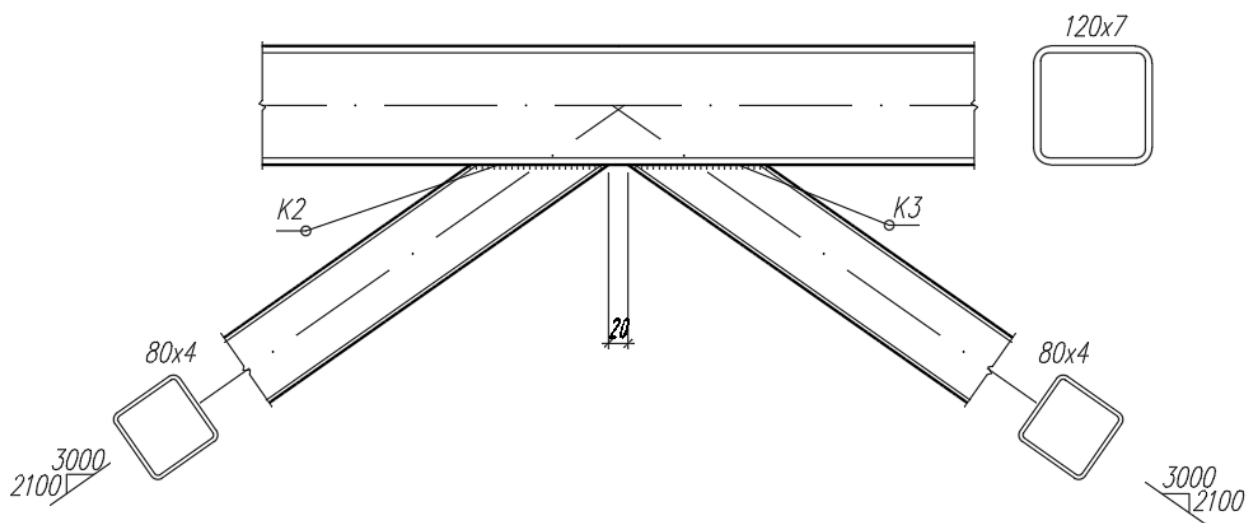


Рисунок 2.25 – Вузол 5, Верхній пояс

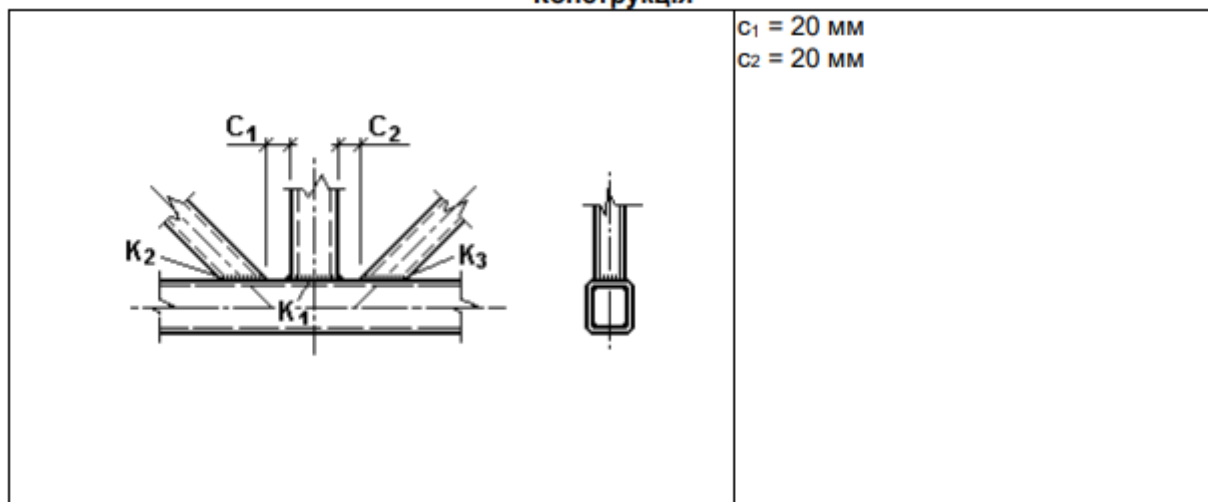
Висновок: Оскільки, з розрахунку опорного вузла конструктивно було прийнято збільшити переріз з 120x5 до 120x7, то весь верхній пояс теж буде 120x7, розкоси ферми прийнято такими самими 80x7, при коефіцієнті надійності $\gamma_n = 1.1$, та сталі для труб С255.

Останнім розрахунком було проведення розрахунку вузла нижнього поясу ферми. Нижній пояс ферми має такі параметри та елементи вузла при

$$R_y = 240 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2} = 24 \frac{\text{Н}}{\text{см}^2} \text{ та } R_u = 360 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2} = 36 \frac{\text{Н}}{\text{см}^2}:$$

Елементи вузла		
		$a = 2,4 \text{ м}$ $b = 2 \text{ м}$ $c = 3 \text{ м}$ $d = 3 \text{ м}$
Елемент	Тип перерізу	Профіль
1		120x7.0 (Квадратні труби за ДСТУ EN 8940:2019)
2		80x4.0 (Квадратні труби за ДСТУ EN 8940:2019)
3		80x4.0 (Квадратні труби за ДСТУ EN 8940:2019)
4		80x4.0 (Квадратні труби за ДСТУ EN 8940:2019)

Конструкція



C1 = 20 мм

C2 = 20 мм

Зварні шви

Шви (мм)	K1	K2	K3
Катет	4	4	4

Результати розрахунку за комбінаціями навантажень

	N1	M1	N2	M2	N3	M3	N4	M4	N5	M5
	кН	кН*м	кН	кН*м	кН	кН*м	кН	кН*м	кН	кН*м
1	510,9	0	681,2	0	166,93	0	-102,18	0	-28,37	0

Перевірено за ДБН	Перевірка	Коефіцієнт використання
	Несуча здатність ділянки стінки поясу на продавлювання (виривання) у місці примикання лівого розкошу	0,385
	Несуча здатність ділянки стінки поясу на продавлювання (виривання) у місці примикання правого розкошу	0,063
	Несуча здатність ділянки стінки поясу на продавлювання (виривання) у місці примикання стійки	0,682
	Несуча здатність лівого розкошу в зоні примикання до поясу	0,542
	Несуча здатність правого розкошу в зоні примикання до поясу	0,098
	Несуча здатність стійки в зоні примикання до поясу	0,638
	Несуча здатність зварного шва у з'єднанні лівого розкошу та поясу	0,67
	Несуча здатність зварного шва у з'єднанні правого розкошу та поясу	0,092
	Несуча здатність зварного шва у з'єднанні стійки та поясу	0,919
п. 10.1.1	Міцність елементу поясу ферми лівої панелі	0,711
п. 10.1.1	Міцність елементу поясу ферми правої панелі	0,947
п. 10.1.1	Міцність розкошу ферми лівої панелі	0,592
п. 10.1.1	Міцність розкошу ферми правої панелі	0,101
п. 10.1.1	Міцність стійки ферми	0,362

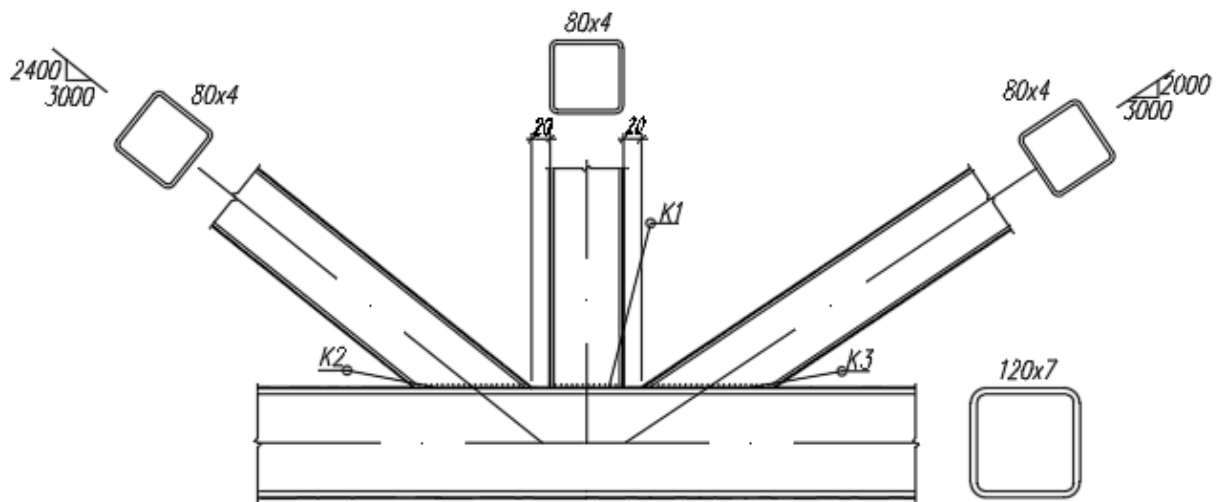


Рисунок 2.26 – Вузол 9, Нижній пояс

Висновок: З розрахунку виявилось що переріз нижнього поясу замалий для даних навантажень, рішення - конструктивно збільшити переріз нижнього поясу ферми до 120x7, замість 100x4, при коефіцієнті надійності $\gamma_n = 1.1$, та сталі для труб С255.

Тим самим чином переріз верхнього та нижнього поясів збільшено, та однакових перерізів 120x7.

Розділ 2 Розрухунково-конструктивна частина. Підземна частина.

2.1.1 Аналіз інженерно-геологічних умов будівельного майданчика

Таблиця 2.1.1- Геологічна будова та гідрогеологічні умови будівельного майданчика

№ шару	Найменування ґрунтів	Номер свердловини і потужність шару, м			
		1	2	3	4
1.	Пісок пилюватий	1.7	1.8	1.9	1.8
2.	Пісок середньої крупності	3.5	3.7	3.3	3.9
3.	Супісок	3.5	3.6	3.8	3.7
4.	Пісок дрібний	3.6	3.7	3.9	3.6
5.	Глина	8.7	8.9	8.8	8.7

Таблиця 2.1.2- Характеристики властивостей ґрунтів

Найменування	Умов. позн.	Од. вимірювання	Номер шару				
			1	2	3	4	5
Щільність	ρ_{II}	т/м ³	1.89	2.01	2.16	2.00	2.06
Щільність часток	ρ_s	т/м ³	2.66	2.68	2.75	2.66	2.70
Природна вологість	W		0.28	0.24	0.18	0.24	0.22
Вологість на межі текучості	W_L				0.23		0.40
Вологість на межі пластичності	W_P				0.17		0.20
Кут внутрішнього тертя	φ_{II}	град	16	33	22	31	15
Питоме зчеплення	C_{II}	кПа	1	1	20	1	80
Модуль деформації	E	мПа	2	30	25	28	50

Перший шар- пісок пилюватий

$$\rho_s = 2.66 \text{ т/м}^3 ; \rho = 1.89 \text{ т/м}^3 ; w = 0.28$$

За коефіцієнтом пористості

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + w) - 1 = \frac{2.66}{1.89} (1 + 0.28) - 1 = 0.80$$

$$0.60 \leq e \leq 0.80$$

Пісок за щільністю пилюватий, середньої щільності

За ступенем вологості

$$S_r = \frac{w * \rho_s}{e * \rho} = \frac{0.28 * 2.66}{0.80 * 1.89} = 0.5$$

$$0 \leq S_r \leq 0.5$$

Пісок малого ступеня водонасичення (маловологий)

Висновок- пісок пилюватий, середньої щільності, маловологий (є придатною основою для будівель та споруд).

Другий шар- пісок середньої крупності

$$\rho_s = 2.68 \text{ т/м}^3 ; \rho = 2.01 \text{ т/м}^3 ; w = 0.24$$

За коефіцієнтом пористості

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + w) - 1 = \frac{2.68}{2.01} (1 + 0.24) - 1 = 0.69$$

$$0.55 \leq e \leq 0.70$$

Пісок за щільністю пилюватий, середньої щільності

За ступенем вологості

$$S_r = \frac{w * \rho_s}{e * \rho} = \frac{0.24 * 2.68}{0.69 * 2.01} = 0.46$$

$$0 \leq S_r \leq 0.5$$

Пісок малого ступеня водонасичення (маловологий)

Висновок- пісок середньої крупності, середньої щільності, маловологий (є придатною основою для будівель та споруд).

Третій шар- супісок

$$\rho_s=2.75\text{т/м}^3;\rho=2.16\text{т/м}^3;W_p=0.17;W_L=0.23;w=0.18$$

За числом пластичності

$$I_p = W_L - W_p = 0.23 - 0.17 = 0.06$$

$$0.01 \leq I_p \leq 0.07$$

За показником текучості

$$I_L = \frac{w - W_p}{I_p} = \frac{0.18 - 0.17}{0.06} = 0.16$$

$$0 \leq I_L \leq 1.00$$

Супісок пластичний

За коефіцієнтом пористості

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + w) - 1 = \frac{2.75}{2.16} (1 + 0.28) - 1 = 0.62$$

$$0.55 \leq e \leq 0.70$$

Супісок малого ступеня водонасичення (маловологий)

Висновок- супісок, пластичний, маловологий (є придатною основою для будівель та споруд).

Четвертий шар- пісок дрібний

$$\rho_s = 2.66 \text{ т/м}^3 ; \rho = 2.00 \text{ т/м}^3 ; w = 0.24$$

За коефіцієнтом пористості

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + w) - 1 = \frac{2.66}{2.00} (1 + 0.24) - 1 = 0.64$$

$$0.60 \leq e \leq 0.75$$

Пісок дрібний, середньої щільності

За ступенем вологості

$$S_r = \frac{w * \rho_s}{e * \rho} = \frac{0.24 * 2.66}{0.64 * 2.00} = 0.49$$

$$0 \leq S_r \leq 0.5$$

Пісок малого ступеня водонасичення (маловологий)

Висновок- пісок дрібний, середньої щільності, маловологий (є придатною основою для будівель та споруд).

П'ятий шар- глина

$$W_p = 0.20 ; W_L = 0.40 ; w = 0.22$$

За числом пластичності

$$I_p = W_L - W_p = 0.40 - 0.20 = 0.2$$

$$0.01 \leq I_p \leq 0.07$$

За показником текучості

$$I_L = \frac{w - W_p}{I_p} = \frac{0.22 - 0.2}{0.2} = 0.1$$

$$0 \leq I_L \leq 0.25$$

Глина напівтверда

Висновок- глина, напівтверда (є придатною основою для будівель та споруд).

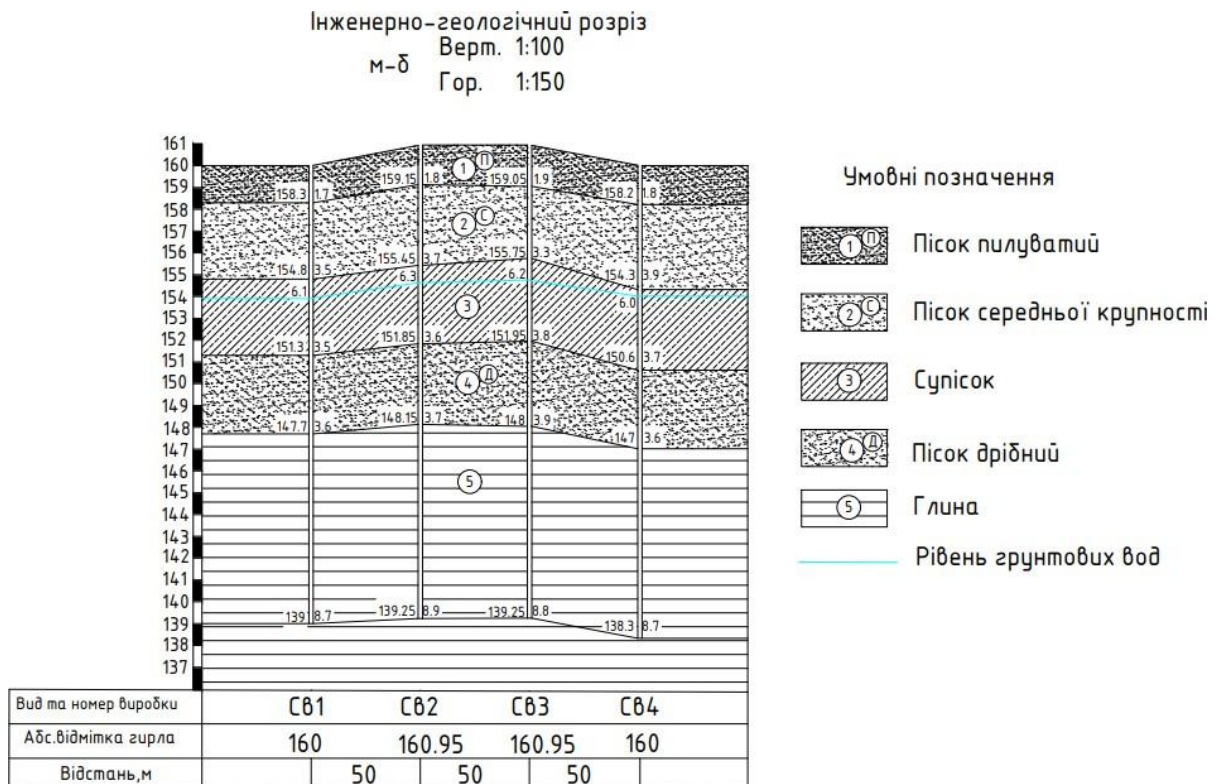


Рисунок 2.1.1 – Інженерно-геологічний розріз

2.1.2 Глибина закладання фундаменту

Фундамент під колони

Глибина підвалу $d_b = 0$

Глибина закладання фундаменту

1. З інженерно-геологічних умов другий шар- пісок середньої крупності мало вологий можна використовувати як природну основу.

2. З умови промерзання $d=1.2$ м

3. З конструктивних особливостей $d=2$ м

Приймаємо $d=2$ м

З умов колона має перетин 200x160 мм, з комбінацією зусиль : за перерізом 1: $N = 338.793$ кН, $M = 37.776$ кНм, для перерізу 2: $N = 338.793$ кН, $M = 39.303$ кНм

1. Приймаємо $R_0 = 400$ кПа = 4кгс/см² за таблицею 1 для піска середньої крупності.

2. Ширина підшви фундаменту розраховується

$$b_0 = \sqrt{\frac{N}{\eta(R-d*\gamma_{mf})}} \quad (2.1.1)$$

Де:

N – навантаження в кН, приймається більше значення з двох поєднань;

R – розрахунковий опір ґрунту на глибині залягання d ;

γ_{mf} – осереднене значення питомої ваги фундаменту, ґрунту і підлоги, що розташовані над підшвою фундаменту, приймається рівною 20 кН/м³;

d -глибина закладання.

$$b_0 = \sqrt{\frac{N}{\eta(R - d * \gamma_{mf})}} = \sqrt{\frac{338.783}{1.4(400 - 2 * 20)}} = 0.81 \text{ м}$$

3. Розрахунковий опір

$$R = \frac{\gamma_{c1} * \gamma_{c2}}{k} (M_{\gamma} * k_z * b * \gamma_{II} + M_q * d_l * \gamma'_{II} + (M_q - 1) * d_b * \gamma'_{II} + M_c * c_{II}) \quad (2.1.2)$$

Де:

γ_{c1}, γ_{c2} – коефіцієнти умов роботи, приймаються за таблицею 1;

$k, k_z = 1$ – розрахункові коефіцієнти;

d_b – глибина підвалу, дорівнює 0;

γ_{II} – осереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче підшви фундаменту;

γ'_{II} – осереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають вище підшви фундаменту;

d_l – глибина закладання фундаменту безпідвальних споруд від рівня планування ;

c_{II} – розрахункове значення питомої зчеплення ґрунту, що залягає безпосередньо під підшвою фундаменту.

$$\begin{aligned} R &= \frac{\gamma_{c1} * \gamma_{c2}}{k} (M_\gamma * k_z * b * \gamma_{II} + M_q * d_l * \gamma'_{II} + (M_q - 1) * d_b * \gamma'_{II} + M_c * c_{II}) \\ &= \frac{1.4 * 1}{1} (1.44 * 1 * 0.81 * 20.88 + 6.76 * 2 * 19.08 + 8.88 * 1) \\ &= 407.6 \text{ кН/м}^2 \end{aligned}$$

$$M_\gamma = 1.44; M_q = 6.76; M_c = 8.88.$$

$$\gamma_{II} = \frac{3.2 * 20.1 + 3.5 * 21.6}{3.2 + 3.5} = 20.88 \text{ кН/м}^3$$

$$\gamma'_{II} = \frac{1.7 * 18.9 + 0.3 * 20.1}{2} = 19.08 \text{ кН/м}^3$$

4. Уточнюємо ширину підшви фундаменту

$$b_1 = \sqrt{\frac{N}{\eta(R - d * \gamma_{mf})}} = \sqrt{\frac{338.783}{1.4(407.6 - 2 * 20)}} = 0.81 \text{ м}$$

5. Уточнюємо розрахунковий опір

$$\begin{aligned}
 R_1 &= \frac{\gamma_{c1} * \gamma_{c2}}{k} (M_\gamma * k_z * b * \gamma_{II} + M_q * d_l * \gamma'_{II} + (M_q - 1) * d_b * \gamma'_{II} \\
 &\quad + M_c * c_{II}) \\
 &= \frac{1.4 * 1}{1} (1.44 * 1 * 0.81 * 20.88 + 6.76 * 2 * 19.08 + 8.88 \\
 &\quad * 1) = 408 \text{ кН/м}^2
 \end{aligned}$$

6. Уточнюємо ширину підшви фундаменту

$$b_2 = \sqrt{\frac{N}{\eta(R - d * \gamma_{mf})}} = \sqrt{\frac{338.783}{1.4(408 - 2 * 20)}} = 0.82 \text{ м}$$

7. Розбіжність b_1 та b_2 знаходиться за співвідношенням

$$\frac{b_2 - b_1}{b_2} 100\% = \frac{0.82 - 0.81}{0.82} 100\% = 1.2\% < 10\%$$

Приймаємо $b=0.82$ м, $l=1.4*0.82=1.2$ м. Конструктивно приймаємо $b=1$ м, $l=1.4*0.82=1.2$ м.

Перевірка крайових напружень

Комбінація 1

$$\begin{aligned}
 P_{max} &= \frac{N}{b * l} + \gamma_{mf} * d + q + \frac{M}{W} = \frac{338.783}{1 * 1.2} + 20 * 2 + \frac{37.776}{0.24} = 479.7 \text{ кН/м}^2 \\
 &\leq 1.2R = 1.2 * 408 = 489.6 \text{ кН/м}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{min} &= \frac{N}{b * l} + \gamma_{mf} * d + q - \frac{M}{W} = \frac{338.783}{1 * 1.2} + 20 * 2 - \frac{37.776}{0.24} = \\
 &= 164.9 \text{ кН/м}^2 > 0
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{cp} &= \frac{N}{b * l} + \gamma_{mf} * d + q = \frac{338.783}{1 * 1.2} + 20 * 2 = 322.3 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} \\
 &\leq R = 408 \text{ кН/м}^2
 \end{aligned}$$

$$W = \frac{b * l^2}{6} = \frac{1 * 1.2^2}{6} = 0.24 \text{ м}^3$$

Комбінація 2

$$\begin{aligned}
 P_{max} &= \frac{N}{b * l} + \gamma_{mf} * d + q + \frac{M}{W} = \frac{338.783}{1 * 1.2} + 20 * 2 + \frac{39.303}{0.24} = 486.1 \text{ кН/м}^2 \\
 &\leq 1.2R = 1.2 * 408 = 489.6 \text{ кН/м}^2
 \end{aligned}$$

$$P_{min} = \frac{N}{b * l} + \gamma_{mf} * d + q - \frac{M}{W} = \frac{338.783}{1 * 1.2} + 20 * 2 - \frac{39.303}{0.24} =$$

$$= 158.6 \text{ кН/м}^2 > 0$$

$$P_{cp} = \frac{N}{b * l} + \gamma_{mf} * d + q = \frac{338.783}{1 * 1.2} + 20 * 2 = 322.3 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

$$\leq R = 408 \text{ кН/м}^2$$

За результатами розрахунку необхідна площа підосви фундаменту становить 1,0×1,2 м. Перевірки за несучою здатністю основи, міцністю фундаменту та допустимими деформаціями показали виконання всіх вимог нормативних документів.

Однак отримані розрахунком розміри є мінімально необхідними та не враховують особливостей монтажу металевих конструкцій, розміщення анкерних болтів, а також вимог щодо забезпечення просторової жорсткості фундаменту. У зв'язку з цим остаточно прийнято фундамент розміром 2,9×2,1 м.

Збільшення розмірів підосви дозволяє знизити питомий тиск на ґрунт основи, підвищити стійкість фундаменту до можливих ексцентриситетів навантаження, забезпечити зручність виконання монтажних робіт та уніфікувати конструктивне рішення фундаментів будівлі. При цьому фактичні напруження в основі залишаються меншими за допустимі значення, що створює додатковий запас надійності конструкції.

Комбінація 1

$$P_{max} = \frac{N}{b * l} + \gamma_{mf} * d + q + \frac{M}{W} = \frac{338.783}{2.1 * 2.9} + 20 * 2 + \frac{37.776}{2.9} = 108.6 \text{ кН/м}^2$$

$$\leq 1.2R = 1.2 * 408 = 489.6 \text{ кН/м}^2$$

$$P_{min} = \frac{N}{b * l} + \gamma_{mf} * d + q - \frac{M}{W} = \frac{338.783}{2.1 * 2.9} + 20 * 2 - \frac{37.776}{2.9} = 82.6 \text{ кН/м}^2$$

$$> 0$$

$$P_{cp} = \frac{N}{b * l} + \gamma_{mf} * d + q = \frac{338.783}{2.1 * 2.9} + 20 * 2 = 95.6 \text{ кН/м}^2 \leq R = 408 \text{ кН/м}^2$$

$$W = \frac{b * l^2}{6} = \frac{2.1 * 2.9^2}{6} = 2.9 \text{ м}^3$$

Комбінація 2

$$P_{max} = \frac{N}{b * l} + \gamma_{mf} * d + q + \frac{M}{W} = \frac{338.783}{2.1 * 2.9} + 20 * 2 + \frac{39.303}{2.9} = 109.1 \text{ кН/м}^2$$
$$\leq 1.2R = 1.2 * 408 = 489.6 \text{ кН/м}^2$$

$$P_{min} = \frac{N}{b * l} + \gamma_{mf} * d + q - \frac{M}{W} = \frac{338.783}{2.1 * 2.9} + 20 * 2 - \frac{39.303}{2.9} = 82.1 \text{ кН/м}^2$$
$$> 0$$

$$P_{cp} = \frac{N}{b * l} + \gamma_{mf} * d + q = \frac{338.783}{2.1 * 2.9} + 20 * 2 = 95.6 \text{ кН/м}^2 \leq R = 408 \text{ кН/м}^2$$

Згідно результатів перевірки, остаточно приймаємо параметри фундаменту $b=2.1$ м, $l=2.9$ м, $d=2$ м.

2.1.3 Розподіл напруг від власної ваги ґрунту

$$\sigma_{zg.i} = \gamma_i * h_i \quad (2.1.3.1)$$

Де:

γ_i – питома вага ґрунту, в i -му шарі;

h_i – товщина i -го шару ґрунту.

$$\sigma_{zg.1} = \gamma_1 * h_1 = 1.89 * 10 * 1.7 = 32.13 \text{ кН/м}^2$$

$$\sigma_{zg.2} = \sigma_{zg.1} + \gamma_2 * h_2 = 32.13 + 2.01 * 10 * 3.5 = 102.48 \text{ кН/м}^2$$

$$\sigma_{zg.3} = \sigma_{zg.2} + \gamma_3 * h_3 = 102.48 + 2.16 * 10 * 0.9 = 121.92 \text{ кН/м}^2$$

У шарах, розташованих нижче від рівня ґрунтової води, питома вага для уламкових ґрунтів, пісків, супісків і суглинків приймається зменшеною за рахунок виважуючої дії води .

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s + \gamma_w}{1 + e} \quad (2.1.3.2)$$

Де:

γ_s – питома вага частинок ґрунту;

γ_w – питома вага води;

e – коефіцієнт пористості ґрунту.

$$\gamma_{sb3} = \frac{\gamma_s + \gamma_w}{1 + e} = \frac{27.5 - 10}{1 + 0.62} = 10.80 \text{ кН/м}^2$$

$$\gamma_{sb4} = \frac{\gamma_s + \gamma_w}{1 + e} = \frac{26.6 - 10}{1 + 0.64} = 10.12 \text{ кН/м}^2$$

$$\sigma'_{zg.3} = \sigma_{zg.3} + \gamma_{sb3} * h'_3 = 121.92 + 10.80 * 2.6 = 150 \text{ кН/м}^2$$

$$\sigma_{zg.4} = \sigma'_{zg.3} + \gamma_4 * h_4 = 150 + 10.12 * 3.6 = 186.43 \text{ кН/м}^2$$

$$\sigma'_{zg.4} = \sigma_{zg.4} + \gamma_w * h'_w = 186.43 + 10 * 6.2 = 248.43 \text{ кН/м}^2$$

$$\sigma_{zg.5} = \sigma'_{zg.4} + \gamma_5 * h_5 = 248.43 + 2.06 * 8.7 = 427.65 \text{ кН/м}^2$$

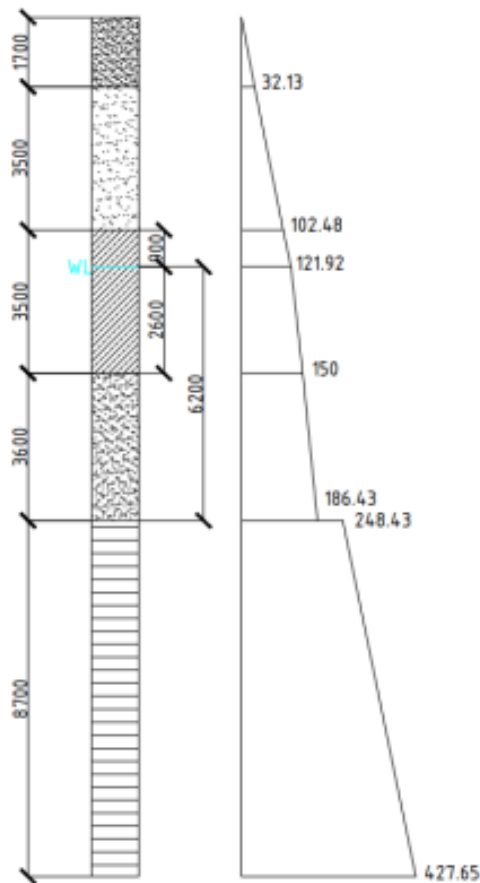


Рисунок 2.1.2 – Епюра розподілу напруг від власної ваги ґрунту

2.1.4 Розрахунок осадки ґрунту для колони

Таблиця 2.1.3 – Осадка ґрунту для колон

№	h, м	Z, м	$\zeta = \frac{2 * z}{b}$	α	σ_{zp} $= \alpha$ $* p, \text{кПа}$	$\sigma_{zp.ср}$	ξ_k $= \frac{2 + z}{B_k}$	α_k	σ_{zy} $= \alpha_k$ $* \sigma'_{zg.0}, \text{кПа}$	$\sigma_{zy.ср}$	E _i , кПа	$0.8 \frac{(\sigma_{zp.ср} - \sigma_{zy.ср}) * h_i}{E_i}$
0	0	0	0	1	322.3		0	1	64.3			
1	0.92	0.92	1.2	0.644	207.5	264.9	1.5	0.548	35.2	49.8	30000	0.005277
2	0.92	1.84	3.6	0.152	48.9	128.2	2	0.375	24.1	29.7	25000	0.002899
3	0.92	2.76	5.6	0.068	21.9	35.4	2.4	0.291	18.7	21.4	25000	0.000412
4	0.92	3.68	7.6	0.038	12.2	17.05	2.8	0.231	14.8	16.8	28000	0.000788
5	0.92	4.6	9.2	0.026	8.3	10.25	3.2	0.185	11.8	13.3	28000	0.000131
												$\sum S = 0.009 \text{м}$

2.1.5 Перевірка підстиляючого шару ґрунту та коригування розмірів фундаменту

$$G_f = b * l(\gamma_{mf} * d * q) = 2.1 * 2.9(20 * 2) = 243.6 \text{ кН}$$

$$p = \frac{N}{b * l} + \gamma_{mf} * d + q = \frac{338.783}{1 * 1.2} + 20 * 2 = 322.31 \text{ кН/м}^2$$

$$Z = 1.9; \xi = 1.4; \alpha = 0.607.$$

$$\sigma_{zp} = 0.607 * 322.31 = 195.64 \text{ кПа}$$

$$A_z = \frac{N + G_f}{\sigma_{zp}} = \frac{338.783 + 243.6}{195.64} = 2.97 \text{ м}^2$$

$$a = \frac{(l - b)}{2} = \frac{(2.9 - 2.1)}{2} = 0.4 \text{ м}$$

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a = \sqrt{2.97 + 0.4^2} - 0.4 = 1.36 \text{ м}$$

Обчислюємо для підстиляючого ґрунту R_z

$$\begin{aligned} R_z &= \frac{\gamma_{cl} * \gamma_{cr}}{k} (M_\gamma * k_z * b_z * \gamma_{II} + M_q * (d * h_s) * \gamma'_{II} + M_c * c_{II}) \\ &= \frac{1.25 * 1}{1} (1.44 * 1 * 1.36 * 20.88 + 6.76 * (2 * 1.9) * 19.08 \\ &\quad + 8.88 * 1) = 674.8 \text{ кН/м}^2 \end{aligned}$$

$$\varphi = 33; M_\gamma = 1.44; M_q = 6.76; M_c = 8.88; \gamma_{II} = 20.88; \gamma'_{II} = 19.08$$

$$\text{Перевіряємо умову } \sigma_{zp} + \sigma_{zg} = 195.64 + 102.48 = 298.12 \text{ кН/м}^2 <$$

$$R_z = 672.6 \text{ кН/м}^2$$

Остаточно приймаємо $b=2.1 \text{ м}$, $l= 2.9 \text{ м}$.

2.1.6 Конструювання фундаменту під колони

З розрахунків було прийнято конструктивно збільшити параметри фундаменту для підвищення міцнісних характеристик до $b=2.1$, $l=2.9$.

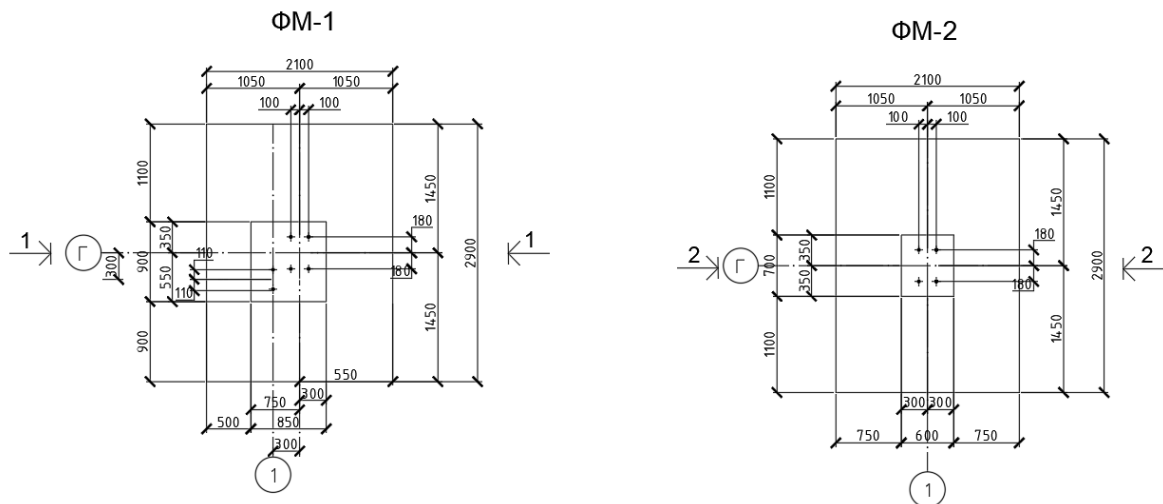


Рисунок 2.1.4 – Параметри підібраних фундаментів

2.1.7 Розрахунок фундаменту на продавлювання

$b=2.1$ м;

$l=2.9$ м;

$d=2$ м.

Для підколони

$$P'_{max} = \frac{N_p}{A} + \frac{M_p}{W} = \frac{338.783 * 1.2}{2.9 * 2.1} + \frac{39.303 * 1.2}{0.24} = 263.2 \text{ кН/м}^2$$

$$< 486.1 \text{ кН/м}^2$$

$$u_{m2} = \frac{b_1 + 2h_{01} + b_1}{2} = b_{\pi} + h_{02} = 900 + 415 = 1315 \text{ мм}$$

Площа, з якої збирається навантаження для визначення сили опору продавлювання

$$A_2 = b(c_1 + c_2 - h_{0.pl}) - 2 \frac{(c'_1 + c'_2 - h_{0.pl})^2}{2}$$

$$= 2.1(0.850 + 0 - 0.415) - 2 \frac{(0.75 + 0 - 0.415)^2}{2} = 0.8 \text{ м}^2$$

$$A_2 * P'_{max} = 0.8 * 263.2 = 210.6 \text{ кН} \leq f_{ctd} * u_{m2} * h_{02} = 800 * 1.315 * 0.415 = 436.6 \text{ кН}$$

Умова виконується.

2.1.8 Армування підшви колони

Армування вздовж першого напрямку

$$M_{1-1} = \frac{p_{c1} * b * c_1^2}{2} + \frac{(P_{max} - p_{c1}) * c_1^2 * b}{2} * \frac{2}{3} \quad (2.1.8.1)$$

Де:

P_{max} – розрахунковий максимальний тиск під підшвою фундаменту;

p_{c1} – розрахунковий тиск під підшвою фундаменту в перерізі 1-1;

b – ширина підшви фундаменту;

c_1 – виліт першої сходинки відносно підколоники.

$$\begin{aligned} M_{1-1} &= \frac{p_{c1} * b * c_1^2}{2} + \frac{(P_{max} - p_{c1}) * c_1^2 * b}{2} * \frac{2}{3} \\ &= \frac{102.1 * 2.1 * 0.75^2}{2} + \frac{(109.1 - 102.1) * 0.75^2 * 2.1}{2} * \frac{2}{3} \\ &= 63.1 \text{ кНм} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} p_{c1} &= P_{cp} + \frac{P_{max} - P_{cp}}{\frac{l}{2}} \left(\frac{l}{2} - c_1 \right) = 95.6 + \frac{109.1 - 95.6}{\frac{2.9}{2}} \left(\frac{2.9}{2} - 0.75 \right) \\ &= 102.1 \text{ кН/м}^2 \end{aligned}$$

Армування для першого уступу (перетин 1-1)

$$A_{s1} = \frac{M_{1-1}}{0.9 * h_{01} * f_{yd}} = \frac{63.1}{0.9 * 0.415 * 365000} = 0.0010 \text{ м}^2$$

Приймається крок арматури $S=200$ мм.

Необхідна кількість стержнів

$$n = \frac{b}{S} + 1 = \frac{2.1}{0.2} + 1 = 12$$

Площа одного стрижня

$$A_{1ст} = \frac{A_{s1}}{n} = \frac{0.0010}{12} = 0.000083 \text{ м}^2$$

Діаметр стрижня

$$d = \sqrt{\frac{4 * A_{1\text{ст}}}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 * 0.000083}{3.14}} = 0.010 \text{ м} = 10 \text{ мм}$$

Приймаємо 12Ø12 А400С.

Армування вздовж другого напрямку

$$M_{3-3} = \frac{P_{\text{ср}} * l * c_1^2}{2} = \frac{95.6 * 2.9 * 0.75^2}{2} = 77.9 \text{ кНм}$$

Армування для першого уступу (перетин 3-3)

$$A_{s3} = \frac{M_{3-3}}{0.9 * h_{01} * f_{yd}} = \frac{77.9}{0.9 * 0.415 * 365000} = 0.00057 \approx 0.0010 \text{ м}^2$$

Приймається крок арматури S=200 мм.

Необхідна кількість стержнів

$$n = \frac{l}{S} + 1 = \frac{2.9}{0.2} + 1 = 16$$

Площа одного стрижня

$$A_{3\text{ст}} = \frac{A_{s3}}{n} = \frac{0.0010}{16} = 0.00010 \text{ м}^2$$

Діаметр стрижня

$$d = \sqrt{\frac{4 * A_{1\text{ст}}}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 * 0.00010}{3.14}} = 0.011 \text{ м} = 11 \text{ мм}$$

Приймаємо 16Ø12 А400С.

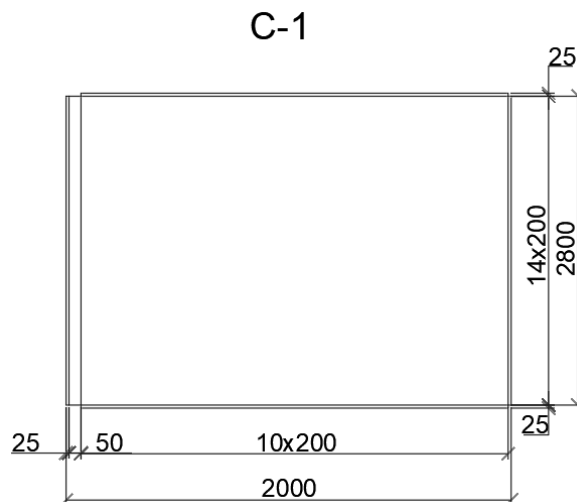


Рисунок 2.1.5 – Армування фундаменту

2.1.9 Армування підколоники

$$\frac{l_c}{6} = \frac{0.9}{6} = 0.15 < e_x = \frac{580}{1650} = 0.35 < \frac{l_c}{2} = \frac{0.9}{2} = 0.45$$

$$M'_{kx} = 0.3 * 580 + 0 = 174 \text{ кНм}$$

$$A_{sx} = \frac{M'_{kx}}{f_{yd} * \sum_i^n z_i} = \frac{174}{365000 * (0.1 + 0.2 + 0.3 + 0.4 + 0.5 + 0.6 + 0.7 + 0.75)} = 0.00013 \text{ м}^2$$

$$A_{sx.1\text{ст}} = \frac{A_{sx}}{n} = \frac{0.00013}{3} = 0.000043 \text{ м}^2$$

$$d = \sqrt{\frac{4 * 0.00043}{3.14}} = 0.023 \text{ м} = 23 \text{ мм}$$

Приймаємо арматуру Ø24.

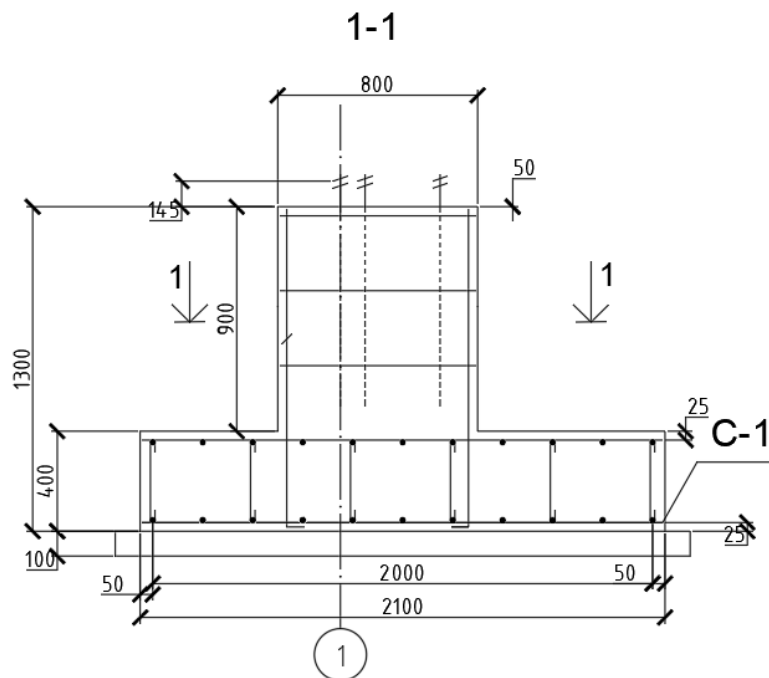


Рисунок 2.1.6 – Армування підколоники

Розділ 3 Технологічні рішення та організація будівництва

3.1 Монтажні характеристики елементів будівлі

Будівля, що проєктується, має 2 прольоти один 9 м, другий 18 м. Крок колон 6 м. Висота крайніх колон 4.3 та 4.6 м, середньої, що розділяє будівлю на два прольоти 5.2 м.

У таблиці 3.1 подано перелік основних елементів, що підлягають монтажу під час зведення будівлі. Для кожного елемента наведено його найменування, маркування, кількість, масу, матеріал виготовлення та інші технічні характеристики, необхідні для забезпечення точності виконання і послідовності монтажних робіт. Вказана специфікація є складовою робочої документації та використовується для організації постачання, логістичного забезпечення і контролю якості під час монтажу конструкцій.

Таблиця 3.1 – Монтажні характеристики елементів

№	Найменування елементів	Матеріал і основні розміри конструкції, мм	Кількість, шт	Марка елемента	Маса, т	
					Одного елемента	Всього
1	2	3	4	5	6	7
1	Колони крайнього та середнього ряду в прольотах	Метал 200x160x8 h=5000	21	К-1	0.27	5.67
2	Ферма кроквяна	Метал 1200x100 l=18000	6	Ф-1	0.83	4.98
3	Ферма кроквяна	Метал 900x120 l=9000	4	Ф-2	0.35	1.4

1	2	3	4	5	6	7
4	Стінові панелі	Сендвіч-панель 1000x150 l=6000	105	СП	0.1	10.5

3.2 Вибір монтажного крану

Вибір крану буде виконуватись комплексним підходом- один кран використовується для монтажу всіх елементів конструкцій.

Тому, для правильного вибору монтажного крана потрібно врахувати:

- монтажну масу елементу (Q_m);
- монтажну висоту елемента (H_m);
- монтажний виліт гака крана (L).

Підбирачи стропуюче обладнання характеристики якого показані в таблиці 3.2

№	Найменування обладнання	Принципова схема	Вантажопідйомність, т	Маса, т	Розрахункова висота, м	Призначення
1	2	3	4	5	6	7
1	Строп 2-х гілкорвий 2СК		1	0.025	5.5	Для встановлення колон висотою 5м
2	Траверса просторова Н-подібна		10	0.8	1	Для встановлення ферм 18 м
3	Строп 2-х гілкорвий 2СК		1	0.040	2	Для встановлення ферм 9 м

1	2	3	4	5	6	7
4	Вакуумний захват К-500КС для стінових панелей		0.5	0.5	1.6	Підйом, монтаж стінових сендвіч-панелей

3.2.1 Монтаж колон

Потрібна висота підйому крюка

$$H_m^k = h_0 + h_E + h_3 + h_{\text{стр}} \quad (3.1)$$

Де:

h_0 – висота опори на яку установлюють елемент, що монтують;

h_E – висота колони крайнього ряду , так як висота колон крайнього ряду різна, то конструктивно приймаємо висоту рівною 5 м;

h_3 – запас по висоті;

$h_{\text{стр}}$ – висота стропування.

$$H_m^k = h_0 + h_E + h_3 + h_{\text{стр}} = 6 + 5 + 1 + 5.5 = 17.5 \text{ м}$$

Потрібна вантажність

$$Q_m^k = m_E + m_{\text{стр}} + m_0 \quad (3.2)$$

Де:

m_E – вага колони;

$m_{\text{стр}}$ – маса стропуючого засобу;

m_0 – маса монтажного оснащення, яке навішують на конструкції до їх підйому.

$$Q_m^k = m_E + m_{\text{стр}} + m_0 = 0.27 + 0.025 = 0.295 \text{ т}$$

3.2.2 Монтаж кроквяних ферм

Потрібна висота підйому крюка

Для ферми 18 м

$$H_m^{K\Phi} = h_0 + h_E + h_3 + h_{стр} = 6 + 2.4 + 1 + 1 = 10.4 \text{ м}$$

Для ферми 9 м

$$H_m^{K\Phi} = h_0 + h_E + h_3 + h_{стр} = 6 + 1.8 + 1 + 2 = 10.8 \text{ м}$$

Потрібна вантажність

Для ферми 18 м

$$Q_m^{K\Phi} = m_E + m_{стр} + m_0 = 0.83 + 0.8 = 1.63 \text{ т}$$

Для ферми 9 м

$$Q_m^{K\Phi} = m_E + m_{стр} + m_0 = 0.35 + 0.040 = 0.39 \text{ т}$$

3.2.3 Монтаж сендвіч панелей

Потрібна висота підйому крюка

$$H_m^{СП} = h_0 + h_E + h_3 + h_{стр} = 6 + 1 + 1 + 1.6 = 9.6 \text{ м}$$

Потрібна вантажність

$$Q_m^{СП} = m_E + m_{стр} + m_0 = 0.1 + 0.5 = 0.6 \text{ т}$$

3.3 Визначення радіусу дії гаку крана

Виліт гаку крана є важливою технічною характеристикою, яка визначається як горизонтальна відстань між віссю обертання крана та вертикальною лінією, що проходить через центр вантажної обойми гака. Його монтажне значення встановлюється відповідно до прийнятої схеми виконання монтажних робіт і визначається з урахуванням необхідності мінімального наближення крана до місця встановлення конструкції.

$$B = R_{пов} + l_{безп} \quad (3.3)$$

Де:

B – мінімальна відстань від осі повороту крана до крайньої грані зовнішньої стіни;

$R_{\text{пов}}$ – радіус поворотної частини платформи;

$l_{\text{безп}}$ – безпечна відстань – мінімально допустима відстань від виступаючої частини крана до габариту будівлі, приймається 0.7 м.

$$B = R_{\text{пов}} + l_{\text{безп}} = 8 + 1 = 9 \text{ м}$$

Максимальний виліт крана встановлюється з урахуванням монтажною схеми та кількості елементів, які планується монтувати з однієї позиції крана.

$$L = R_{\text{пов}} + l_{\text{безп}} + b_{\text{н}} = 8 + 1 + 9 = 18 \text{ м}$$

Таблиця 3.3 – Таблиця монтажних параметрів збірних конструкцій

№	Назва елемента	Маса, т			Монтажна висота, м	Виліт стріли, м	Марка крана
		Конструкції	Строп. обл.	Монтажна			
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Колона металева	0.27	0.025	0.295	17.5	18	Liebherr LTM 1050
2	Кроквяна ферма 18 м	0.43	0.8	1.63	10.4		
3	Кроквяна ферма 9 м	0.35	0.040	0.39	10.8		
4	Сендвіч-панелі	0.1	0.5	0.6	9.6		

З порохваних вище значень підбираємо кран марки Liebherr LTM 1050 з такими характеристиками:

- максимальна вантажопідйомність 50 т;
- максимальна висота підйому 42 м;
- максимальний виліт стріли 38 м;
- довжина телескопічної стріли 10.5-38 м;
- кількість осей 3;
- максимальна транспортна швидкість 80 км/год.



Рисунок 3.1- автокран Liebherr LTM 1050

3.4 Технологія виконання монтажних робіт

До основних монтажних елементів промислових будівель зі сталевим каркасом належать колони, кроквяні та підкроквяні ферми, елементи фахверка, зв'язувальні елементи та профільований настил.

Монтаж колон

У процесі зведення металевих каркасів промислових будівель встановлення колон виконується на суцільні залізобетонні фундаменти із застосуванням одного з таких технологічних рішень:

- монтаж на заздалегідь закладені анкерні болти з подальшим підливанням цементно-піщаного розчину після точного вивіряння положення колони у двох взаємно перпендикулярних осях;
- встановлення безпосередньо на підготовлену поверхню фундаменту, доведену до проєктної відмітки з урахуванням механічно обробленої (фрезерованої) підшви колони, без використання підливного шару;
- монтаж на попередньо змонтовані та геодезично вивірені сталеві опорні плити зі строганою верхньою поверхнею, із можливим застосуванням вирівнювального розчину, що відповідає технології безвивірjuвального монтажу.

Перед виконанням монтажу на конструктивні елементи колон наносять розмічувальні ризики, що фіксують положення поздовжньої осі на рівні

нижньої відмітки колони та поверхні фундаменту, що забезпечує необхідну точність просторового позиціонування елемента.

Колони з розвиненою опорною частиною (широкими башмаками) та висотою до 10 м, як правило, закріплюються анкерними болтами без застосування тимчасових розчалок. У випадку використання колон із вузькою опорною базою або при висоті понад 10 м передбачається їх тимчасове розчалювання у площині найменшої жорсткості з обох боків. Розчалки встановлюються до підйому конструкції та закріплюються до монтажних якорів або суміжних фундаментних елементів після встановлення колони у проєктне положення.

Демонтаж стропувальних пристроїв допускається лише після забезпечення стійкого положення конструкції шляхом натягування розчалок. Зняття тимчасових розчалок здійснюється виключно після остаточного закріплення колони постійними елементами каркаса. З метою забезпечення просторової жорсткості та стійкості будівлі монтаж наступних елементів (підкранових балок та зв'язків) виконується безпосередньо після встановлення першої пари колон.

Кріплення металевих колон до фундаментів здійснюється за допомогою анкерних болтів. У випадку застосування металевих підкладок під опорну частину їх обов'язково приварюють до колони або опорної плити для забезпечення нерухомості вузла. Колони верхніх ярусів (зокрема у складі багатоярусних етажерок) фіксуються високоміцними болтовими з'єднаннями або зварюванням відповідно до проєктних рішень.

Вивіряння просторового положення колон є трудомістким процесом, що потребує значних витрат часу та ресурсів. З метою їх зменшення та підвищення продуктивності монтажних робіт застосовується технологія безвивірального монтажу, яка базується на високоточному виготовленні елементів конструкцій у заводських умовах та їх підготовці на будівельному майданчику.

Для забезпечення необхідної точності безвивірального монтажу башмаки колон та опорні плити виготовляються як окремі елементи. Торцеві поверхні колон піддаються механічній обробці (фрезеруванню), а опорні плити - строганню з метою формування ідеально рівної контактної поверхні. До кожної опорної плити приварюються чотири монтажні планки з різьбовими отворами для встановлення регулювальних болтів. На конструктивні елементи колон наносяться осьові ризики, які забезпечують точне суміщення колони з опорною плитою у процесі монтажу.

У процесі безвивірального монтажу сталеві колони встановлюють на опорні плити, попередньо виведені на необхідну висоту за допомогою регулювальних гвинтів. Застосування такої технології дає змогу забезпечити високу точність установа конструкцій і зменшити обсяг трудомістких операцій, пов'язаних з остаточною геодезичною вивіркою.

У даному випадку фундаменти бетонують на 50-60 мм нижче проєктної відмітки. Після встановлення опорних плит простір під ними заповнюють цементним розчином, що забезпечує надійне закріплення плити та рівномірну передачу навантаження на фундамент. Горизонтальне положення плити контролюють за допомогою нівеліра, при цьому відхилення фактичної позначки від проєктної не повинно перевищувати 1,5 мм.

Колону встановлюють таким чином, щоб осьові ризики на її поверхні збігалися з відповідними ризиками на опорній плиті. Після досягнення проєктного положення конструкцію негайно закріплюють анкерними болтами без виконання додаткових зміщень або коригувань. Після фіксації колони та натягу розчалок переходять до монтажу підкранових балок, які завдяки точності попередньої розмітки встановлюють без додаткової вивірки. Після остаточного закріплення підкранових балок тимчасові розчалки демонтують.

Монтаж кроквяних ферм

Сталеві ферми широко застосовують для перекриття значних прольотів у промислових і громадських будівлях. Їхньою характерною особливістю є недостатня просторова жорсткість до моменту встановлення постійних

зв'язків або влаштування покриття, що зумовлює підвищені вимоги до організації монтажних робіт.

Стропування ферм виконують лише у місцях, передбачених проєктом виконання робіт (ППР), із застосуванням спеціальних захоплювальних пристроїв. У разі необхідності перед підйомом ферми можуть бути додатково підсилені відповідно до технічних вказівок ППР. Підготовчі операції включають укрупнене складання конструкцій, установлення монтажних сходів, розчалок і відтяжок. Розчалювання здійснюють попарно з обох боків ферми з метою забезпечення її стійкості під час піднімання та встановлення. Відтяжки закріплюють на кінцях ферми для запобігання горизонтальним коливанням. Уздовж нижнього пояса натягують страхувальний трос на висоті 1,2-1,6 м, що підвищує безпеку виконання робіт на висоті.

У даному випадку ферми встановлюють зверху на колони, на опорні елементи у верхній частині стійок, що забезпечують задану висотну відмітку та правильне положення конструкції в просторі. Така схема дає змогу виконувати монтаж безвивірjuвальним способом із дотриманням необхідних допусків. Вирівнювання ферм здійснюють шляхом суміщення осьових ризик на фермі та колонах. Наявність монтажних зазорів у болтових отворах забезпечує можливість незначного коригування положення конструкції під час установлення.

Після встановлення ферму закріплюють не менш ніж половиною передбачених проєктом болтів, після чого виконують додаткове тимчасове розчалювання до раніше змонтованих елементів каркаса. Розчалки повинні бути виготовлені з однакових тросів і встановлюватися під кутом не менше 45° до площини ферми. Їх натягують рівномірно за допомогою гвинтових стяжок, не допускаючи перекосів і відхилень ферми від проєктного положення. Місця кріплення розчалок призначають з урахуванням забезпечення розрахункової стійкості вже змонтованих конструкцій.

Якщо ферма опирається не безпосередньо на колону, а на проміжні опорні елементи, розчалювання монтують у вузлах опорних розкосів. Зв'язки

на перших кроквяних і ліхтарних фермах встановлюють краном після остаточного закріплення розчалок. Кількість і розташування тимчасових розчалок визначаються проєктом виконання робіт.

Після фіксації ферм і монтажу зв'язків переходять до влаштування покриття. Покриття може виконуватися як із прогонами, так і без них. У першому випадку між фермами монтують прогони, які слугують опорою для плит і настилів. У другому випадку плити покриття укладають безпосередньо на верхній пояс ферм. Прогони, залежно від кроку ферм та конструктивних рішень, виготовляють із швелерів або двотаврових профілів. Їх кріплення здійснюють болтовими з'єднаннями через куточки або сталеві пластини до поясів ферм.

Кріплення сендвіч панелей

Для забезпечення надійного кріплення сендвіч-панелей до сталевих несучих конструкцій необхідно застосовувати самонарізні гвинти, виготовлені із загартованої вуглецевої сталі та оснащені ущільнювальними шайбами. Використання зазначених кріпильних елементів сприяє формуванню герметичного та довговічного з'єднання, здатного забезпечувати нормативні експлуатаційні характеристики огорожувальної конструкції протягом усього терміну служби.

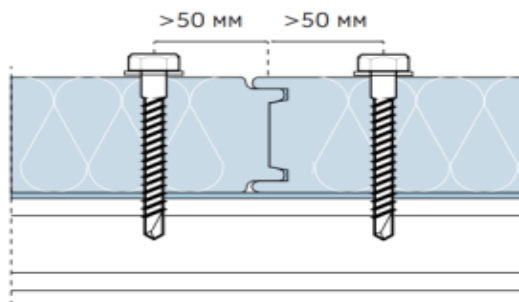


Рисунок 3.2 – Фіксація сендвіч панелей до несучих конструкцій

Монтаж кріпильних елементів слід виконувати під кутом 90° до поверхні панелі. Недотримання цієї вимоги призводить до нерівномірного розподілу контактних напружень у зоні кріплення, порушення герметичності вузла та виникнення монтажних дефектів, що негативно впливають на несучу здатність

і довговічність конструкції. Правильне розташування самонарізних гвинтів забезпечує рівномірне притискання панелі до несучого елемента та ефективну роботу ущільнювальних елементів.

Для виконання монтажних робіт рекомендується використовувати спеціалізований електромеханічний інструмент, зокрема електродрилі та високошвидкісні шуруповерти з можливістю регулювання частоти обертання і крутного моменту. Застосування такого обладнання дозволяє забезпечити необхідну точність встановлення кріпильних елементів та контроль зусилля затягування відповідно до вимог проєктної і нормативної документації.

Самонарізні гвинти з ущільнювальними шайбами повинні встановлюватися до стану щільного контакту шайби з поверхнею панелі без надмірного стиснення ущільнювача. Величина крутного моменту має бути попередньо налаштована з урахуванням типу кріплення, товщини облицювання та характеристик ущільнювального матеріалу. Надмірне затягування може спричинити деформацію металевго облицювання або руйнування ущільнювального елемента, тоді як недостатнє затягування не забезпечує необхідного рівня герметизації з'єднання.

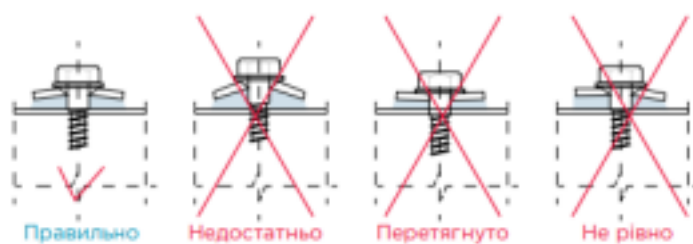


Рисунок 3.3 – Посадка гвинтів

Порушення технології монтажу кріпильних елементів здатне викликати зниження герметичності огорожувальних конструкцій, проникнення атмосферної вологи у внутрішні шари панелі, утворення протікань, розвиток корозійних процесів та передчасне погіршення експлуатаційних показників конструкції. У зв'язку з цим дотримання встановлених технологічних вимог до монтажу кріплень є обов'язковою умовою забезпечення надійності, довговічності та безпечної експлуатації будівлі.

3.5 Калькуляція трудових витрат праці

Для визначення трудових витрат працівників, а також витрат часу на експлуатацію будівельних машин і механізованого обладнання використовуються нормативні показники Галузових норм (ГН), а за їх відсутності - відповідні положення Єдиних норм і розцінок (ЄНіР) до моменту їх повного заміщення. Застосування нормативної бази здійснюється з урахуванням положень «Довідника кваліфікаційних характеристик професій працівників», а також сучасних технологічних рішень і методів виконання будівельно-монтажних робіт.

Виробничі калькуляції являють собою систематизовану форму обліку витрат праці, що пов'язані з виконанням окремих технологічних операцій або їх комплексів, і є невід'ємною складовою частиною технологічної документації, зокрема технологічних карт. Формування калькуляцій здійснюється відповідно до встановленої технологічної послідовності виконання робіт та прийнятої організації будівельного процесу.

У складі виробничих калькуляцій визначаються такі основні показники:

- сумарні трудові витрати робітників бригади, які виражаються в людино-годинах (люд.-год);
- тривалість експлуатації будівельних машин, механізмів та механізованого інструменту, що визначається у машино-годинах (маш.-год).

Таблиця 3.4 – Визначення обсягу трудових витрат

№	Обґрунтування згідно ДБН	Найменування робіт	Обсяг робіт		Витрати праці люд.-год.		Витрати машино-год.		Тривалість робіт, дні	Число змін	Склад бригад	Число робітників в змін
			Одиниці виміру	Кількість	На одиницю	Разом	На одиницю	Разом				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1	9-17-4	Монтаж металевих колон	1 т	5.67	20	113.4	5.97	33.84	1	2	20	10
2	9-22-1	Монтаж металевих ферм	1 т	6.38	36.8	234.79	8.35	53.273	2	2	20	10
3	7-16-2	Монтаж сендвіч-панелей	100 шт	1.05	816.4	857.22	249.15	261.60	2	2	60	30

Розділ 4 Охорона праці

4.1 Забезпечення охорони праці на законодавчому рівні

Питання охорони праці для проєктованого будівлі підприємства роздрібної торгівлі мають принципове значення, оскільки об'єкт поєднує торговельні, складські, допоміжні та технічні приміщення, у яких одночасно перебуватимуть працівники, відвідувачі та обслуговуючий персонал. За таких умов безпека праці повинна бути закладена ще на стадії проєктування, оскільки саме архітектурно-планувальні, конструктивні та організаційні рішення визначають рівень майбутніх ризиків під час будівництва й експлуатації будівлі.

Основним нормативним документом, що регулює сферу охорони праці в Україні, є Закон України «Про охорону праці» [9]. Він закріплює пріоритет життя і здоров'я працівників, визначає загальні обов'язки роботодавця щодо створення безпечних і нешкідливих умов праці, проведення інструктажів, навчання та контролю за дотриманням вимог безпеки. У межах цього проєкту положення закону мають практичне значення для організації безпечного будівництва, експлуатації інженерних систем, виконання вантажно-розвантажувальних робіт, а також для забезпечення належного режиму праці персоналу.

Для будівельної галузі важливими є вимоги ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення» [11]. Цей документ визначає загальні підходи до безпечної організації будівельно-монтажних робіт, використання машин і механізмів, робіт на висоті, виконання монтажу конструкцій та заходів із захисту працівників. Для об'єкта з металевим каркасом, підкрановими балками, ферменним покриттям і сендвіч-панелями це особливо актуально, оскільки будівництво пов'язане з підвищеною небезпекою під час монтажу великогабаритних елементів.

Важливе значення має також ДБН В.1.2-9:2021 «Основні вимоги до будівель і споруд. Безпека і доступність під час експлуатації» [12].

Його положення спрямовані на забезпечення безпечного користування будівлею, організацію зручних і зрозумілих шляхів пересування, доступу до приміщень, а також евакуації людей у разі виникнення надзвичайної ситуації. Для торгівельно-оздоровчого центру це є одним із визначальних факторів, адже в будівлі одночасно перебуватиме значна кількість людей, а отже безпечність експлуатації залежить від правильного планування входів, виходів, коридорів, сходових кліток і вантажних зон.

Окремо слід враховувати санітарно-гігієнічні вимоги, зокрема до мікроклімату, освітлення та організації робочих місць. Для цього у проєкті застосовуються положення ДСН 3.3.6.042-99 «Санітарні норми мікроклімату виробничих приміщень» [13] та ДБН В.2.5-28:2018 «Природне і штучне освітлення» [14]. В межах даної будівлі це означає необхідність створення таких умов, за яких працівники торговельного залу, складських приміщень, кімнати персоналу та технічних зон не зазнаватимуть надмірного теплового, світлового чи нервово-психічного навантаження.

Законодавчо важливим для об'єкта є також питання пожежної безпеки. У будівлі, де поєднані торговельні площі, складські приміщення, холодильне обладнання та інженерні системи, пожежна небезпека є одним із ключових ризиків. Саме тому проєктування повинно забезпечувати наявність евакуаційних виходів, вільних проходів, засобів первинного пожежогасіння, а також належну протипожежну організацію приміщень. Виконання цих вимог є необхідною умовою безпечного функціонування об'єкта та захисту життя людей. У цьому контексті важливими є НАПБ Б.01.008-2018 «Правила експлуатації та типові норми належності вогнегасників» [16].

Отже, забезпечення охорони праці на законодавчому рівні для проєктованого торгівельно-оздоровчого центру базується на положеннях Закону України «Про охорону праці»[9], ДБН А.3.2-2-2009[11], ДБН В.1.2-9:2021[12], ДСН 3.3.6.042-99 [13], ДБН В.2.5-28:2018 [14] та НАПБ Б.01.008-2018[16].

Їх застосування дає змогу ще на стадії проєктування передбачити безпечні умови роботи, зменшити ймовірність травматизму та запобігти виникненню аварійних і надзвичайних ситуацій.

4.2 Аналіз умов праці та виявлення потенційних небезпек

Умови праці на об'єкті проєктування визначаються його функціональним призначенням, складом приміщень і характером виробничих процесів. Будівля підприємства роздрібної торгівлі включає торговельний зал, складські приміщення, кімнату персоналу, кімнату інструктора з туризму, кімнату туристичного інструктажу, мийні, інвентарні та технічні приміщення. Така структура формує різні за характером небезпеки робочі місця, на яких на персонал можуть діяти фізичні, хімічні, біологічні та психофізіологічні чинники.

У торговельному залі основними небезпечними факторами є інтенсивний людський потік, можливість ковзання на підлозі, перенавантаження працівників під час обслуговування відвідувачів, а також ризик травмування під час переміщення товарів. Тут небезпека виникає через поєднання великої кількості людей із постійною зміною функціональних процесів. Додатковим фактором може бути недостатня або нерівномірна освітленість окремих зон, що погіршує видимість і підвищує імовірність нещасних випадків. Для таких умов особливо важливими є вимоги ДСТУ 8604:2015 «Дизайн і ергономіка. Робоче місце для виконання робіт у положенні сидячи. Загальні ергономічні вимоги» [10], а також ДБН В.2.5-28:2018 «Природне і штучне освітлення» [14].

У складських приміщеннях до потенційних небезпек належать фізичні навантаження, контакт із важкими вантажами, можливість падіння товарів зі стелажів, обмежена площа для маневрування, а також підвищений рівень шуму під час розвантажувальних робіт. Причиною таких факторів є специфіка складської логістики, зберігання продукції та регулярне переміщення вантажів. Саме тут найчастіше виникають ризики травм опорно-рухового

апарату, ударів, заземлення кінцівок і перевтоми працівників. Для таких зон особливо важливими є санітарні та гігієнічні вимоги до умов праці.

У технічних і допоміжних приміщеннях основними небезпеками є електричний струм, підвищена температура від обладнання, можливі локальні перегріву, а також ускладнений доступ до комунікацій під час аварійного обслуговування. У приміщеннях із холодильним обладнанням додатково можуть виникати ризики, пов'язані з шумом, вібрацією та порушенням мікроклімату. У мийній та санітарних зонах небезпеки пов'язані з підвищеною вологістю, слизькими поверхнями та можливістю контакту з мийними засобами. Для оцінювання таких умов важливо враховувати вимоги ДСН 3.3.6.042-99 «Санітарні норми мікроклімату виробничих приміщень» [13] і ДСН 3.3.6.037-99 «Санітарні норми виробничого шуму, ультразвуку та інфразвуку» [15].

Психофізіологічні фактори на об'єкті пов'язані насамперед із напруженим режимом роботи персоналу, необхідністю швидкого реагування на потоки відвідувачів, дотриманням високої уваги до товарів і обладнання, а також із можливими монотонними операціями. Тривале перебування в умовах такого навантаження може спричиняти втому, зниження концентрації та помилки в роботі, що, у свою чергу, підвищує травмонебезпечність. Для цього важливо враховувати гігієнічну класифікацію праці та загальні підходи до оцінки умов роботи.

Для даного об'єкта можна зробити висновок, що повністю усунути всі небезпечні та шкідливі фактори неможливо, однак їхній вплив можна істотно зменшити завдяки правильним організаційним, технічним та архітектурно-планувальним рішенням. Саме тому наступні підрозділи мають бути спрямовані на оцінювання ризиків і розроблення конкретних заходів щодо зниження рівня небезпеки та підвищення безпеки праці.

4.3 Дослідження ризику реалізації потенційних небезпек на об'єкті проектування

Оцінювання ризику реалізації потенційних небезпек у будівлі підприємства роздрібної торгівлі доцільно проводити для основних робочих місць і функціональних зон, де можливість нещасного випадку або шкідливого впливу є найбільшою. До таких місць належать торговельний зал, складські приміщення, зона вантажного заїзду, мийна, кімната персоналу, а також технічні приміщення, де розміщене інженерне обладнання.

У межах даного підрозділу виконано дослідження ризику реалізації потенційних небезпек для робочого місця покрівельника під час будівництва будівлі підприємства роздрібної торгівлі. Покрівельні роботи належать до робіт підвищеної небезпеки, оскільки виконуються, як правило, на значній висоті, із застосуванням ручного та механізованого інструменту, у зоні можливого падіння предметів, під впливом погодних факторів, а також за наявності хімічно активних матеріалів для гідроізоляції, праймування, приклеювання та герметизації покрівельних шарів.

Відповідно до класифікації небезпечних і шкідливих виробничих факторів, для покрівельника на будівельному майданчику можуть проявлятися фізичні, хімічні, біологічні та психофізіологічні фактори. Серед фізичних небезпек найбільш характерними є: рухомі частини механізмів, переміщення матеріалів і виробів, підвищена або знижена температура повітря робочої зони, вітер, опади, підвищений рівень шуму, недостатня освітленість, слизькі поверхні, гострі краї матеріалів та розташування робочого місця на значній висоті щодо поверхні землі. До хімічних факторів належать випари бітуму, мастик, праймерів, розчинників і клеїв, які можуть мати токсичну, дратівну або сенсibiliзуючу дію. Біологічні фактори для покрівельника проявляються значно рідше, однак можливий контакт із пліснявою, мікроорганізмами на старих конструкціях або органічними забрудненнями. Психофізіологічні фактори пов'язані зі статичними та динамічними перевантаженнями, роботою

в незручній позі, необхідністю підвищеної уважності та швидкого реагування на зміну умов.

Для покрівельника найбільш небезпечними є події, пов'язані з падінням з висоти, падінням предметів, ураженням електричним струмом, впливом хімічних речовин, а також перевантаженням опорно-рухового апарату. Розглянемо основні небезпеки, характерні для цього робочого місця.

1. Падіння працівника з висоти

Це одна з найсуттєвіших небезпек під час покрівельних робіт. Покрівельник виконує операції на даху, на риштуваннях, у зоні крайок покриття, біля отворів, світлових ліхтарів та технологічних проходів. Причинами падіння можуть бути слизька поверхня, вітер, відсутність або неналежне кріплення страхувальних систем, порушення послідовності виконання робіт, в тому чи неувважність працівника.

За категорією серйозності дана небезпека належить до І - катастрофічної, оскільки наслідком може бути смертельне травмування. За ймовірністю її доцільно оцінити як С - випадкова або В - можлива, якщо роботи виконуються без належного захисту. За матрицею оцінки ризику це відповідає 1С або 1В, тобто неприпустимому (надмірному) ризику.

2. Падіння матеріалів, інструменту та елементів покрівлі

Під час підйому рулонних матеріалів, листів, бітумних елементів, інструменту або тари на висоту існує ризик їх падіння на працівників, що перебувають нижче, або на самого покрівельника. Наслідками можуть бути забої, переломи, черепно-мозкові травми, ураження очей та інших частин тіла.

Ця небезпека належить переважно до ІІ - критичної категорії, оскільки може призвести до серйозних травм. Ймовірність її виникнення С - випадкова, особливо за умов недостатньої організації зони робіт. Отже, рівень ризику - 2С, тобто небажаний (гранично допустимий).

3. Ураження електричним струмом

Під час покрівельних робіт можливий контакт із тимчасовими електромережами, переносним електроінструментом, подовжувачами, а також

з елементами будівлі, що випадково опинилися під напругою. Особливо небезпечно виконання робіт поблизу ліній електропередач, металевих конструкцій та в умовах підвищеної вологості.

Категорія серйозності - II - критична, оскільки ураження струмом може спричинити тяжку травму або смерть. Ймовірність за умови виконання робіт на об'єкті без достатнього електробезпекового контролю оцінюється як D - віддалена, але можлива. Ризик відповідає 2D, тобто небажаний (гранично допустимий).

4. Вплив хімічних речовин

Під час улаштування покрівлі застосовуються бітумні суміші, мастики, праймери, клеї, розчинники та герметики. Їхні пари можуть подразнювати слизові оболонки, органи дихання та шкіру, а при тривалому або інтенсивному впливі - негативно впливати на загальний стан здоров'я працівника.

За серйозністю ця небезпека здебільшого відповідає III - граничній категорії, хоча у разі значної концентрації шкідливих парів можлива і II - критична оцінка. Для типових умов покрівельних робіт доцільно прийняти III категорію і ймовірність C - випадкова, що дає ризик 3C - небажаний (гранично допустимий).

5. Послизнення, спотикання та падіння на покрівлі

Покрівля часто має нахил, а поверхня може бути вологою, запиленою, вкритою залишками матеріалів або частково обмерзлою. Це створює ризик втрати рівноваги, особливо під час перенесення інструменту чи матеріалів.

Серйозність наслідків зазвичай належить до III - граничної категорії, однак за наявності падіння з висоти наслідки можуть бути значно тяжчими. Ймовірність події є C - випадковою, а ризик - 3C, тобто небажаний.

6. Психофізіологічні перевантаження

Покрівельник працює в умовах статичних поз, значного фізичного навантаження, піднімання вантажів, нахилів, переміщення по похилій поверхні та необхідності постійної концентрації уваги. Такі умови

спричиняють втому, зниження швидкості реакції та підвищують імовірність помилки.

Ця небезпека найчастіше належить до III - граничної категорії. Ймовірність В - можлива, оскільки фізичне перевантаження під час покрівельних робіт виникає досить часто. Відповідний ризик - 3В, тобто небажаний (гранично допустимий).

7. Біологічні фактори

На новому будівництві біологічні фактори не є провідними, однак під час роботи з окремими матеріалами або на ділянках, де зберігалися вологі конструкції, можливий контакт із пліснявою, мікроорганізмами або забрудненим пилом. Для покрівельника такі ризики зазвичай мають III або IV категорію, а ймовірність - D або E, тому загалом вони належать до припустимих, але потребують контролю за санітарним станом робочого місця.

Узагальнення оцінювання ризиків

За результатами аналізу можна зробити висновок, що для робочого місця покрівельника на об'єкті проєктування найбільший ризик становить падіння з висоти, яке має рівень 1В-1С і є неприпустимим. До групи небажаних ризиків належать падіння предметів, ураження електричним струмом, хімічний вплив мастик і розчинників, а також послизнення та психофізіологічні перевантаження. Таким чином, покрівельні роботи вимагають обов'язкового впровадження комплексу захисних заходів.

Отже, дослідження показало, що для покрівельника на будівництві будівлі підприємства роздрібної торгівлі характерний підвищений рівень професійного ризику, головним чином через виконання робіт на висоті та дію фізичних і хімічних факторів. Найбільш небезпечною подією є падіння працівника з висоти, тому саме цей ризик потребує першочергового зменшення шляхом організаційних, технічних і санітарно-гігієнічних заходів.

4.4 Розробка організаційно-технічних, архітектурно-планувальних заходів, спрямованих на покращення умов праці на об'єкті проектування

Для забезпечення безпечних і комфортних умов праці в будівлі підприємства роздрібної торгівлі доцільно впровадити комплекс організаційних, технічних та архітектурно-планувальних заходів. Їхня мета полягає у зниженні рівня травматизму, усуненні або послабленні дії небезпечних і шкідливих факторів та створенні сприятливих умов для виконання трудових функцій.

До організаційних заходів передусім належить навчання працівників з питань охорони праці. Усі працівники повинні проходити вступний, первинний, повторний та, за необхідності, позаплановий інструктаж. Це особливо важливо для персоналу торговельного залу, складу, технічних приміщень і осіб, які виконують вантажно-розвантажувальні роботи. Також доцільно розробити інструкції з охорони праці для кожного виду робіт, визначити порядок дій у разі аварійної ситуації та забезпечити наочну систему знаків безпеки.

Важливим організаційним напрямом є встановлення кваліфікаційних вимог до персоналу. До роботи з інженерними системами, холодильним обладнанням, електроустановками та вантажопідіймальними механізмами повинні допускатися лише працівники відповідної підготовки. Окремої уваги потребує режим праці та відпочинку: для працівників торговельного залу і складу необхідно передбачити регламентовані перерви, змінність роботи та достатній час для відновлення працездатності.

Серед архітектурно-планувальних заходів найважливішим є раціональне зонування приміщень. Торговельна зона має бути відокремлена від складської та вантажної частин так, щоб рух товарів не перетинався з потоком відвідувачів. Це зменшує ризик травмування й підвищує безпеку пересування всередині будівлі. Також доцільно передбачити достатню ширину проходів,

зручне розміщення евакуаційних виходів, логічну систему внутрішніх комунікацій, а також безбар'єрні підходи до основних функціональних зон.

Технічні заходи повинні бути спрямовані на нормалізацію мікроклімату, зниження шуму, забезпечення достатньої освітленості та електробезпеки. Для цього необхідно передбачити ефективну систему вентиляції та, за потреби, кондиціонування, щоб підтримувати сприятливі параметри повітря в торговельному залі, кімнатах персоналу та технічних приміщеннях. У складських зонах важливо уникати перегріву, застою повітря та надмірної вологості.

Щодо шуму, то його рівень слід обмежувати шляхом раціонального розміщення технічного обладнання, застосування шумопоглинальних матеріалів і недопущення роботи несправних механізмів. Особливо це стосується холодильних камер, вентиляційного обладнання та технічних зон. Зниження шумового навантаження позитивно впливатиме на працездатність персоналу й комфорт відвідувачів.

Освітлення в будівлі має забезпечувати безпечне пересування, зручне виконання робіт і добру візуальну орієнтацію. Для торговельного залу, складських приміщень і кімнат персоналу доцільно поєднати природне й штучне освітлення. Природне освітлення реалізується через світлові ліхтарі, а штучне — через основні та аварійні світильники. Особливо важливо передбачити аварійне освітлення на шляхах евакуації та в місцях, де можливе вимкнення основного живлення.

Питання електробезпеки мають вирішуватися через правильне проєктування мереж, захист від короткого замикання, заземлення обладнання, обмеження доступу до електрощитових та регулярні огляди технічного стану систем. Оскільки в будівлі передбачене холодильне та інше інженерне обладнання, електробезпека повинна розглядатися як один із ключових технічних напрямів охорони праці.

Доцільно також передбачити заходи з пожежної безпеки: встановлення вогнегасників у необхідній кількості, забезпечення вільних евакуаційних

шляхів, застосування негорючих або важкогорючих оздоблювальних матеріалів у критичних зонах, розмежування функціональних приміщень і постійний контроль за станом електрообладнання. З огляду на особливості об'єкта це є особливо важливим, оскільки саме поєднання торговельної та складської функцій формує підвищену пожежну небезпеку.

4.5 Висновки

У розділі охорони праці було розглянуто законодавчі засади безпеки праці, проаналізовано умови роботи на об'єкті, визначено основні джерела небезпеки та розроблено комплекс заходів, спрямованих на покращення умов праці у проєктованій будівлі підприємства роздрібної торгівлі. Метою розділу було створення системного підходу до забезпечення безпеки працівників і відвідувачів, зменшення рівня травматизму та запобігання можливим аварійним і надзвичайним ситуаціям.

В межах розділу було встановлено, що основними небезпеками для об'єкта є рух людей і вантажів, ризики травмування у складських і торговельних зонах, електрична та пожежна небезпека, а також вплив мікрокліматичних, шумових і психофізіологічних факторів. Для зменшення цих ризиків запропоновано комплекс організаційних, технічних та архітектурно-планувальних рішень: навчання працівників, інструктажі, раціональне зонування приміщень, нормалізацію освітлення й мікроклімату, забезпечення електробезпеки, а також дотримання вимог пожежного захисту.

Оцінюючи ефективність запропонованих заходів, можна зробити висновок, що вони є достатньо реалістичними, взаємопов'язаними та такими, що відповідають функціональному призначенню об'єкта. Їх впровадження дозволяє не лише знизити імовірність нещасних випадків, а й підвищити загальний рівень культури безпеки на підприємстві, покращити умови праці та забезпечити стабільну експлуатацію будівлі протягом усього терміну її служби. На мою думку, саме такий підхід є найбільш правильним, оскільки безпека в

сучасному будівництві повинна бути не додатковою вимогою, а невід'ємною частиною проєктного рішення.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи» зі зміною 1 та 2. К.: Мінбуд України. 2006. – 59 с.;
2. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 «Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія»– К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – Чинний від 01.11.2011.;
3. ДБН В.2.6-31:2021 «Теплова ізоляція та енергоефективність будівель» К.: Міністерство розвитку громад та територій України. 2022. -27 с.;
4. ДБН В.2.1-10:2018 «Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення» К.: ДП «Укр НДНЦ». 2022. –63с.;
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.: Мінрегіон України. 2014. -197с.;
7. 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.;
8. 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.;
9. Закон України «Про охорону праці» (В редакції Закону N 229-IV від 21.11.2002, ВВР, 2003, N 2, ст.10);

10. ДСТУ 8604:2015 «Дизайн і ергономіка. Робоче місце для виконання робіт у положенні сидячи. Загальні ергономічні вимоги.» К.: ДП «Укр НДНЦ». 2015. –10с.;
11. ДБН А.3.2-2-2009 «Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення (НПАОП 45.2-7.02-12)» К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України 2012. -117с.;
12. ДБН В.1.2-9:2021 «Основні вимоги до будівель і споруд. Безпека і доступність під час експлуатації.» К.: Міністерство розвитку громад та територій України 2022. -17с.;
13. ДСН 3.3.6.042-99 «Санітарні норми мікроклімату виробничих приміщень.» К.: Мін. Охорони здоров'я України 1999.-7с.;
14. ДБН В.2.5-28:2018 “Природне і штучне освітлення.” К.: МінРегіон України 2018. -137 с.;
15. ДСН 3.3.6.037-99 «Санітарні норми виробничого шуму, ультразвуку та інфразвуку.» К.: Мін. Охорони здоров'я України 1999.-7с.;
16. НАПБ Б.01.008-2018 «Правила експлуатації та типові норми належності вогнегасників.» зі зміною 1 та 2 К.: Міністерство Внутрішніх справ України 2018. -30 с.