

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

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

Кафедра геотехніки, підземних споруд та гідротехнічного будівництва

**КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА БАКАЛАВРА
ЦЕХ ДЛЯ ЗАВАНТАЖЕННЯ ВАГОНІВ ГІРСЬКО-ПЕРЕРОБНОГО
ВИРОБНИЦТВА**

Виконав: студент 4 курсу, БЦІ 2022-7з

Спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія

Освітня програма – Промислове та цивільне будівництво



Прохоровський Д. І.

Керівник



Стріжельчик Г.Г.

Рецензент



Храпатова І.В.

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

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

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри ГПСГБ

к.т.н., доц. Александрович В.А.

”02” березня 2026 року



ЗАВДАННЯ
ДО ВИКОНАННЯ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ БАКАЛАВРА

ПРОХОРОВСЬКИЙ ДМИТРО ІГОРОВИЧ

Спеціальність 192 –Будівництво та цивільна інженерія
Освітньо-професійна програма Промислове та цивільне будівництво
Тема кваліфікаційної роботи:

Цех для завантаження вагонів гірсько-переробного виробництва
затверджена наказом ректора ХНУМГ від «27» лютого 2026 р. № 187-03
Термін подання завершеної роботи на кафедру « 16 » червня 2026 р.
Вихідні дані до кваліфікаційної роботи інженерно-геологічні умови, основні вимоги до несучих та огорожувальних конструкцій будівлі, архітектурно-планувальне рішення об'єкту.

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

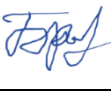
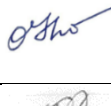
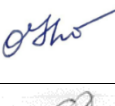
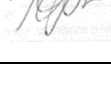
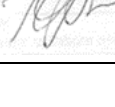
Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень):

- архітектурно-будівельна частина: архітектурно-конструктивне рішення об'єкту будівництва, плани першого та типового поверхів, розріз, фасад, генеральний план (1-2 листи формату А1)

- розрахунково-конструктивна частина: конструктивне рішення фундаментів, конструктивне рішення несучих конструкцій перекриття будівлі: опалубочні креслення, схеми армування, креслення арматурних виробів, специфікації (3 листи формату А1)

- технологічні рішення та організація будівництва: технологічна карта виконання одного з основних видів робіт за завданням консультанта розділу.

КОНСУЛЬТАНТИ РОЗДІЛІВ РОБОТИ

Розділ		Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
			завдання видав	завдання прийняв
1. Архітектурно-будівельна частина		к.т.н., доц., зав. каф. МБ Завальний О.В.		
2. Розрахунково-конструктивна частина	Розрахунок підземної частини об'єкту	к.г.-м.н., проф каф.ГПСГБ. Стріжельчик Г.Г.		
	Розрахунок надземної частини об'єкту	к.т.н., доц., каф. БК Шемер Р.М.		
3. Технологічні рішення та організація будівництва		к.т.н., доц. Братишко С.М.		
4. Охорона праці		к.т.н., доц. Нікітченко О.Ю.		
Нормоконтроль		Гаврилюк О.В.		

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів кваліфікаційної роботи	Строк виконання етапів роботи	Примітка
1.	Архітектурно-будівельна частина	02.03-20.03.2026	виконано
2.	Розрахунково-конструктивна частина	21.03-17.04.2026	виконано
3.	Технологічні рішення та організація будівництва	18.04-12.05.2026	виконано
4.	Охорона праці	13.05-30.06.2026	виконано

Керівник кваліфікаційної роботи, к.г.-м.н., проф.



Стріжельчик Г.Г.

Завдання прийняв до виконання



Прохоровський Д.І.

Дата видачі завдання «02» березня 2026 р.

ЗМІСТ

1	АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА.....	6
1.1	Загальні поняття	6
1.2	Загальний опис об'єкта та основне обладнання	7
1.3	Технологічний процес завантаження	8
1.4	Автоматизація та безпека і розрахунок часу роботи	9
1.5	Технічні характеристики будівлі цеху та конструктивні особливості	9
1.6	Опис несучого каркаса будівлі та технічні переваги конструкції	10
1.7	Розрахунки.....	13
1.8	Конструкція підлоги цеху.....	14
1.9	Проектування воріт для залізничного в'їзду	15
1.10	Система вентиляції та аспірації цеху.....	16
РОЗДІЛ 2.	РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА	18
2.1	РОЗРАХУНОК ПІДЗЕМНОЇ ЧАСТИНИ ОБ'ЄКТУ.....	18
2.1.1	Аналіз інженерно - геологічних умов будівельного майданчика (м. Харків)	19
2.1.2	Інженерно-геологічне обґрунтування рішень фундування та геотехнічні рекомендації в умовах промислової забудови	21
2.1.3	Вибір конструктивної схеми будівлі та розрахунок фундаментів та армування...23	
2.1.4	Розрахунок осадки фундаменту ФМ1 (крайні колони каркаса)	26
2.1.5	Проектування палевого фундаменту під вузол дозування ФМ2 (бункер)	30
2.1.6	Розрахунок осадки фундаменту ФМ-Оп (операторська).....	36
РОЗДІЛ 2.2	РОЗРАХУНОК НАДЗЕМНОЇ ЧАСТИНИ ОБ'ЄКТУ.....	41
2.2.1	Аналіз напружено-деформаційного стану та перевірка опорної конструкції	41
2.2.2	Особливості прийнятої схеми.	45
2.2.3	Аналіз результатів розрахунку та несучої здатності каркаса	46
2.2.4	Конструктивне рішення вузла спирання колон.....	49
2.2.5	Конструктивний розрахунок елементів стропильної ферми та їхніх з'єднань.....	50
2.2.6	Призначення конструктивної товщини вузлових фасонки	52
2.2.7	Покроковий розрахунок та підбір перерізів стиснених елементів	52
РОЗДІЛ 3.	ТЕХНОЛОГІЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА	63

3.1 Умови будівельного виробництва та підготовчі роботи.....	63
3.2 Методи виконання основних будівельних робіт	64
3.3 Улаштування монолітних фундаментів.....	64
3.4 Монтаж сталевго каркаса та обладнання	65
3.5 Технологічна карта на монтаж сталевго каркаса промислової будівлі.....	69
РОЗДІЛ 4. ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА ЖИТТЄДІЯЛЬНОСТІ.....	71
4.1. Загальні положення та організація майданчика.....	71
4.2. Безпека під час виконання земляних та бурових робіт	71
4.3. Безпека при монтажі металоконострукцій та огорожень	72
4.4. Електробезпека та пожежна безпека (зварювальні роботи).....	73
4.5. Екологічна безпека та санітарно-гігієнічні вимоги	73
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	75

1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА

Цех для завантаження вагонів (або пункт завантаження) є фінальною ланкою в ланцюгу гірничо-збагачувального комплексу. Саме тут готова продукція - залізорудний концентрат, агломерат, окатки або щебінь - переміщується з конвеєрів у залізничні вагони для відправки споживачу. Це високоавтоматизований об'єкт, де ключовими факторами є швидкість, точність ваги та рівномірність розподілу вантажу.

1.1 Загальні поняття

Основні вузли та обладнання

Склад і зміст розрахунково-пояснювальної записки та графічної частини даного проекту розроблено відповідно до положень **ДБН А.2.2-3:2014** [8]

Ефективність цеху залежить від злагодженої роботи кількох систем:

Акумулюючих бункерів - це величезні ємності, що дозволяють накопичувати продукцію, щоб процес завантаження не переривався, навіть якщо на збагачувальній фабриці сталася коротка зупинка;

Живильників та дозаторів - це пристрої, стрічкові або вібраційні, які регулюють подачу матеріалу з бункера (сучасні системи використовують тензометричні датчики для зважування продукції в режимі реального часу).

Завантажувальних телескопічних жолобів - це рухомі конструкції, що опускаються безпосередньо у вагон, вони мінімізують запиленість та запобігають розсипанню матеріалу;

Маневрових пристроїв, які являють собою штовхачі або тягові лебідки котрі пересувають потяг під завантажувальним вузлом з постійною швидкістю.

Технологічний процес завантаження

Подача вагонів здійснюється маневровим тепловозом який виставляє ряд на під'їзні колії.

На етапі підготовки автомата перевіряє стан вагонів (чи закриті люки, чи немає залишків попереднього вантажу).

Зважування «Тари» відбувається коли вагон проходить через залізничні ваги для фіксації його власної ваги.

Завантаження вагонів проходить під бункером шляхом відкривання затворів. Система керування автоматично розраховує масу вантажу, щоб уникнути недовантаження (втрата грошей) або перевантаження (штрафи від залізниці та ризик аварії).

Для розрівнювання та ущільнення використовуються спеціальні пристрої які формують «шапку» вантажу, щоб він не розсипався під час руху, для дрібних фракцій (концентрат) може застосовуватися зрошення захисними розчинами, щоб запобігти розвіюванню вітром.

Автоматизація та безпека

Сьогодні більшість таких цехів працюють у напіваавтоматичному режимі. Оператор лише контролює процес через монітори, тоді як датчики стежать за положенням вагона, рівнем заповнення та центруванням вантажу (щоб вагон не перекинувся на кривих ділянках колії через зміщення центру ваги), датчик контролю положення вагона це проста деталь, але вона не дозволить відкрити затвор, якщо між вагонами є розрив (автозчеплення), щоб не насипати породу просто на рейки.

1.2 Загальний опис об'єкта та основне обладнання

Проектований цех призначений для автоматизованого завантаження готової продукції у залізничні вагони. Потужність цеху розрахована на відвантаження 20-

30 вагонів на добу, що відповідає обсягу близько 1400-2100 тонн. Цех розташований на одній залізничній колії тупикового типу. Процес завантаження відбувається за схемою «з бункера у вагон» з одночасним зважуванням.

Для забезпечення стабільної роботи цеху встановлюється наступне обладнання:

- Накопичувальний бункер об'ємом 250 м³. Це дозволяє приймати продукцію з конвеєра протягом 2-3 годин, навіть якщо на колії немає вагонів.

- Завантажувальним пристрієм є гідравлічний секторний затвор, він дозволяє швидко перекривати потік матеріалу, забезпечуючи точне дозування.

- Маневрова лебідка електрична, типу ЛС-20, використовується для пересування ряду вагонів під бункером без залучення тепловоза.

- Залізничні ваги являють собою тензометричні датчики, вмонтовані в колію безпосередньо під вузлом завантаження для контролю ваги в реальному часі.

1.3 Технологічний процес завантаження

Процес відвантаження виконується в наступній послідовності:

1. Подача: тепловоз виставляє ряд із порожніх вагонів на робочу колію.
2. Підготовка: оператор фіксує номер вагона та перевіряє стан його кузова (чи закриті люки).
3. Зважування тари: вагон фіксується на вагах для визначення його чистої ваги.
4. Навантаження: оператор відкриває затвор бункера, за допомогою лебідки вагон повільно рухається під потоком матеріалу для рівномірного заповнення кузова.
5. Контроль: при досягненні заданої маси (69-70 тонн) автоматика подає сигнал, і оператор перекриває затвор.
6. Завершення: повний вагон відкочується далі за допомогою лебідки, під завантаження подається наступний порожній вагон.

1.4 Автоматизація та безпека і розрахунок часу роботи

Для того щоб виключити помилки та аварії, у проекті передбачені датчики положення, завдяки яким затвор не відкриється, поки вагон не стане чітко під висипну воронку, датчики рівня, які сигналізують про максимальне заповнення бункера, щоб матеріал не почав сипатися через край на конвеєр, а також система пилоподавлення із захисним кожухом у зоні завантаження, який зменшує викиди пилу в повітря.

Час на зважування, навантаження та маневри одного вагону складає близько 20 хвилин. Завантаження партії з 10 вагонів відбувається за 3,5 - 4 години. При роботі у дві зміни добова продуктивність цеху складає в середньому 20- 30 вагонів, залишаючи час на обслуговування обладнання та зміну составів тепловозом.

1.5 Технічні характеристики будівлі цеху та конструктивні особливості

Згідно з проектом, будівля цеху завантаження має наступні габаритні розміри обумовлені наступними технологічними потребами та особливостями розташування обладнання:

- Висота: 12 685 мм. дозволяє розмістити під одним дахом залізничний вагон, ваговий вузол, накопичувальний бункер та приводну станцію подаючого конвеєра. Цей запас висоти забезпечує необхідний кут нахилу стінок бункера для самопливного руху матеріалу.
- Довжина 19 000 мм дозволяє повністю перекрити зону завантаження та маневрування одного вагона, захищаючи залізничне полотно та механізми затворів від атмосферних опадів.

- Ширина: 17 790 мм. є значною для одноколійного цеху, що дозволяє розмістити всередині не тільки залізничну колію, а й додаткове обладнання: маневрову лебідку з системою блоків; сходи та майданчики для обслуговування бункера; окрему кабінку оператора, захищену сендвіч-панелями; зону для проходу персоналу згідно з нормами техніки безпеки.

Стіни та покрівля виконуються із сендвіч-панелей, що кріпляться до сталевих каркасів. При загальній площі забудови близько 338 м², використання легких панелей дозволяє зменшити навантаження на фундамент.

Внутрішній простір розділений на робочу зону (залізнична колія) та зону обслуговування, завдяки заданій ширині в цеху забезпечено вільний доступ до всіх вузлів конвеєра та затворів бункера для проведення ремонтних робіт.

1.6 Опис несучого каркаса будівлі та технічні переваги конструкції

На основі розробленої 3D-моделі (див. Рисунок.1.1), несуча система цеху являє собою просторову металоконструкцію, що складається з наступних елементів:

Основні колони виконані з вертикальних сталевих профілів, що мають жорстке кріплення до фундаменту через анкерні з'єднання. Колони посилені ребрами жорсткості для витримання маси накопичувального бункера та снігового навантаження на покрівлю.

Фермова система перекриття, у якій дах тримається на складних решітчастих фермах, дозволяє перекрити великий прогін шириною 17 790 мм без встановлення додаткових опор посередині, що звільняє простір для залізничної колії та маневрів.

Система зв'язки між колонами та фермами організована шляхом встановлення діагональних та горизонтальних з'єднань (розпорок), які забезпечують геометричну незмінність каркаса та стійкість будівлі до вітрових навантажень.

На фермах змонтована сітка з другорядних балок, які виконують роль прогонів та до яких безпосередньо будуть кріпитися огорожувальні сендвіч-панелі стін і даху.

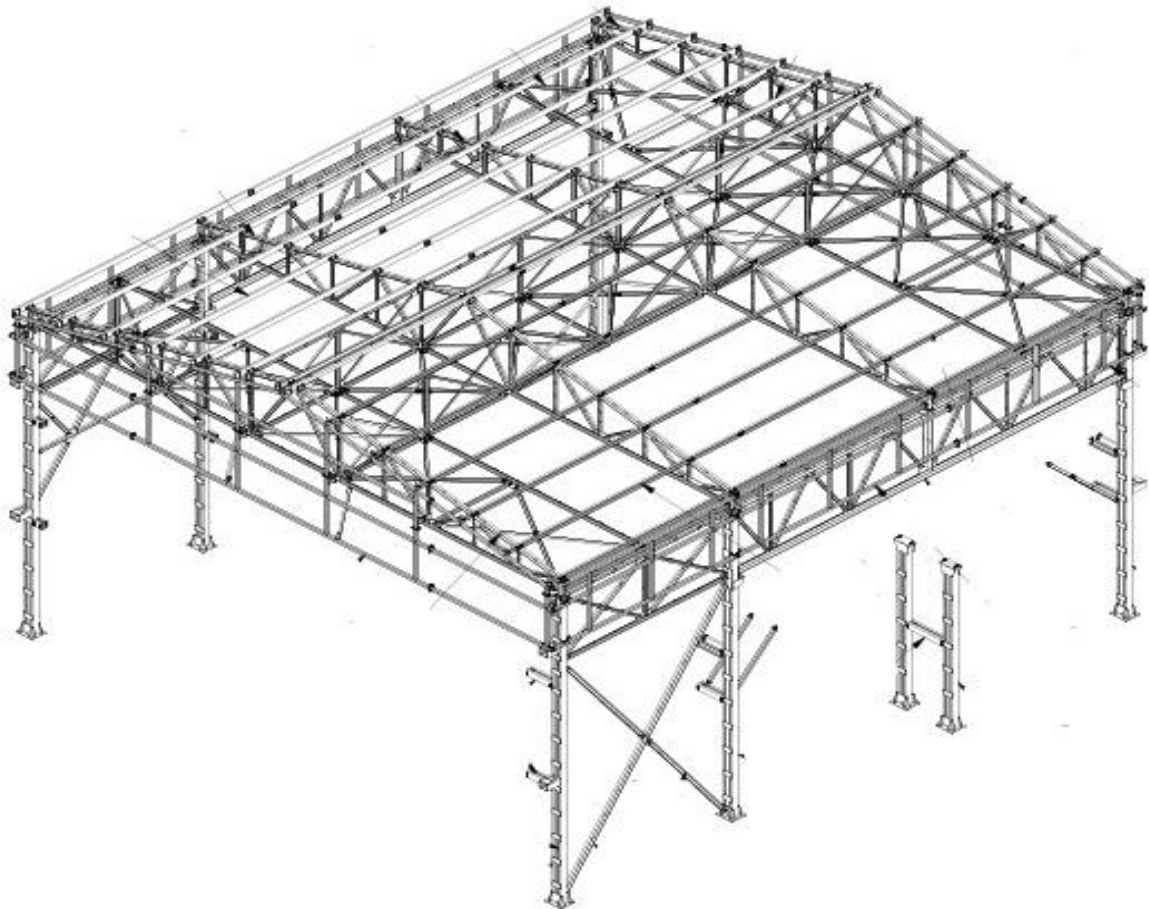


Рисунок 1.1 3D-модель цеху

Технічними перевагами такої конструкції є вільне планування завдяки відсутності внутрішніх стійок, всередині цеху площею 19 x 17,8 м можна вільно розмістити не тільки вагони, а й великогабаритні вузли обслуговування конвеєра; фермова конструкція даху має високу міцність що дозволяє витримувати підвісне обладнання (наприклад, таль або кран-балку для ремонту затворів бункера); адаптивність надає каркас розрахований на швидкий монтаж за допомогою болтових з'єднань, що скорочує терміни будівництва на майданчику

Схема розрізу цеху завантаження з накопичувальним бункером місткістю 250 м³ представлена на Рисунку 1.2

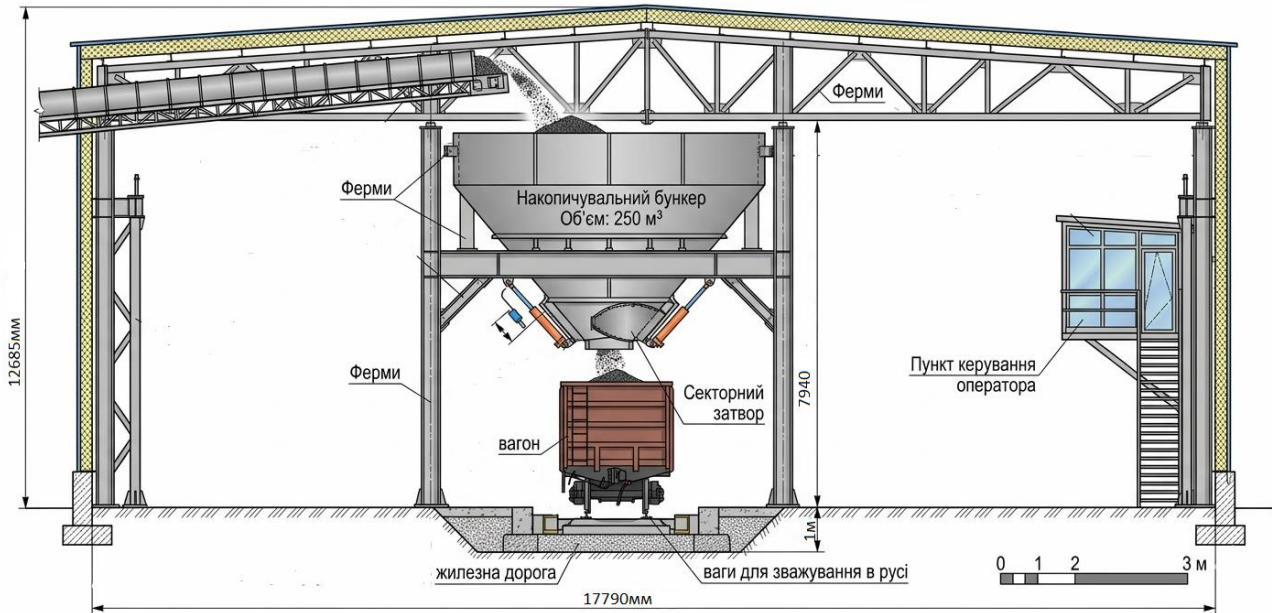


Рисунок 1.2 схема розрізу цеху завантаження з накопичувальним бункером місткістю 250 м³

У рамках систематизації конструкцій цеху всі колони розбиті на три групи, де перша група (ФМ2) включає бункерні колони на куці з чотирьох паль, друга (ФМ1) формує зовнішній каркас, а третя (ФМ3) призначена для операторської, яка спирається на найлегші фундаменти.

Конструктивно панель описується формулою тришарової системи: лист сталі (зовнішній) + утеплювач + лист сталі (внутрішній)

У зовнішніх шарах використовується оцинкована сталь товщиною 0.5-0.7 мм із полімерним покриттям (PE, PVDF). Наповнювачем (серцевиною) є мінеральна вата (щільність 110-115 кг/м³) або PIR/PUR. Для промислових цехів завантаження зазвичай обирають мінвату через її негорючість. Клейовий шар це двокомпонентний поліуретановий клей для зчеплення сталі з утеплювачем.

1.7 Розрахунки

Для захисту будівлі від зовнішніх кліматичних впливів у м. Харків прийняті тришарові стінові сендвіч-панелі з наповнювачем із мінеральної вати.

Теплотехнічний розрахунок. Згідно з ДБН В.2.6-31:2021 [4] та нормами будівельної кліматології ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 [2], м. Харків відноситься до І-ї температурної зони України, де мінімально допустимий опір теплопередачі стін промислових споруд становить $R_{q\min} = 3.3 \text{ м}^2 \text{ К/Вт}$.

Прийнята товщина панелі $\delta = 150 \text{ мм} (0.15 \text{ м})$

Коефіцієнт теплопровідності мінеральної вати $\lambda = 0.041 \text{ Вт/(м} \cdot \text{К)}$

Розрахунок опору теплопередачі R

Формула 1.1

$$R = \frac{1}{\alpha_{int}} + \frac{\delta}{\lambda} + \frac{1}{\alpha_{ext}}$$
$$R = 0.115 + \frac{0.15}{0.041} + 0.043 = 3.817 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт}$$

Висновок: Фактичний опір 3.817 більший за нормативний 3.3, що підтверджує ефективність обраної товщини 150 мм.

Розрахунок маси сендвіч-панелей. Розрахунок ваги 1 м² панелі проведено з урахуванням двох сталевих листів товщиною 0.5 мм та мінераловатного наповнювача щільністю 110 кг/м³

$$\text{Вага сталевих облицювань } G_{ст} = 2 \cdot 0.0005 \text{ м} \cdot 7850 \text{ кг/м}^3 = 7.85 \text{ кг/м}^2$$

$$\text{Вага утеплювача } G_{утепл} = 0.15 \text{ м} \cdot 110 \text{ кг/м}^3 = 16.5 \text{ кг/м}^2$$

$$\text{Загальна вага панелі } G_{заг} = 7.85 + 16.5 = 24.35 \text{ кг/м}^2$$

Розрахунок потреби в кріпильних елементах. Кріплення панелей до металевого каркаса (прогонів) виконується за допомогою самонарізних гвинтів із загартованої сталі з ущільнювальною шайбою EPDM.

Площа стін (за вирахуванням прорізів) приблизно 930м², норма витрати саморізів 6 шт/м², загальна кількість 930 х 6 = 5580шт, прийнята кількість (з урахуванням запасу 5%) 5860 шт.

1.8 Конструкція підлоги цеху

Враховуючи значні динамічні навантаження від залізничного транспорту та можливість абразивного зносу при просипанні вантажу, проектом передбачено влаштування високоміцної бетонної підлоги зі зміцненим верхнім шаром (топінгом).

Склад конструкції підлоги («пиріг»)включає до себе:

1. Ущільнений ґрунт основи з модулем деформації не менше 20 МПа.
2. Піщано-гравійна подушка (200 мм) з пошаровим ущільненням для запобігання просіданню.
3. У якості гідроізоляції поліетиленова плівка у два шари для відсікання капілярної вологи.
4. Армована бетонна плита (200 мм) виготовлена з бетону класу C20/25 (B25),який армований двома сітками з арматури Ø12 A400C з кроком 200х200 мм.
5. Функції зміцнюючого шару (топінгу) виконує корундовий або кварцовий склад, втертий у свіжий бетон для підвищення зносостійкості та знепилення.
6. Лак-мембраноутворювач (кюрінг)використовується для утримання вологи в бетоні під час набору міцності.

Перевагами обраного типу підлоги є витримування навантаження від залізничної колії та обладнання, знепилення реалізоване через топінг який

закриває пори бетону, що критично важливо при роботі з сипучими матеріалами, стійкість до випадкових падінь інструменту або частин механізмів, хімічна стійкість (масло- та бензостійкість) що важливо для зон обслуговування локомотивів.

Особливості в зоні залізничної колії. У зоні проходження рейок підлога виконується з влаштуванням деформаційних швів, заповнених еластичним поліуретановим герметиком. Це дозволяє компенсувати вібрації, що виникають під час руху вагонів, та запобігає розтріскуванню основної плити підлоги цеху.

Специфікації:

Бетон В25 (С20/25) - **~280 м³** (розраховано на площу ~340 м²).

Арматура А400С (Ø12) - **~3.2 тонни**.

Зміцнювач (топінг корундовий) - **5 кг/м²**.

1.9 Проектування воріт для залізничного в'їзду

Для забезпечення проїзду рухомого ряду вагонів та локомотивів у цех завантаження, будівля обладнується спеціалізованими воротами великого габариту типу ворота підйомні секційні (промислової серії) або металеві розпашні утеплені з розміром прорізу: 4.8 x 5.4 м (згідно з ГОСТ 9238 для габариту наближення будівель «С»), виготовлені як сендвіч-панелі товщиною 40-45 мм (утеплені) або сталевий каркас із обшивкою профлістом. Використовується електричний осьовий привід з можливістю ручного розблокування (ланцюговий редуктор) і швидкістю відкриття 0.15-0.2 м/с.

Конструктивні особливості. Враховуючи висоту будівлі 12.6 м, ворота зміщуються по осі залізничної колії. Над воротами залишається простір для проходження конвеєрної галереї. Для безпеки маневрових робіт у воротах передбачені вставки з акрилового скління (вікна), що дозволяє оператору бачити наближення тепловоза, також у полотні воріт вбудована хвіртка з порогом для

вільного пересування персоналу без повного відкриття великих воріт. По периметру встановлюється гумове ущільнення для запобігання втратам тепла та потраплянню опадів усередину цеху.

Система безпеки складається з фотоелементів які блокують опускання воріт, якщо в прорізі знаходиться вагон, також перед в'їздом встановлюється двосекційний світлофор (червоний/зелений), синхронізований зі станом воріт для світлової сигналізації

Специфікації:

- Ворота промислові секційні (4800x5400 мм) - 2 компл. (в'їзд та виїзд, якщо цех прохідний).
- Привід вальний промисловий (380В) - 2 шт.
- Світлофор двосекційний (LED) - 2 шт.

1.10 Система вентиляції та аспірації цеху

Для забезпечення санітарно-гігієнічних норм (згідно з ДБН В.2.5-67:2013 [14]) та запобігання надмірному запиленню приміщення при завантаженні вагонів, у цеху передбачена комбінована система вентиляції.

Основним джерелом пилу є вузол пересипання матеріалу з бункера у вагон.

Для локалізації пилу передбачено аспіраційне укриття у вигляді м'якого «фартуха» навколо випускного секційного затвора, який мінімізує вихід пилу в сторони, та локальну витяжку, де від зони завантаження відходить повітропровід до циклонного пиловловлювача або рукавного фільтра, продуктивність вентилятора прийнята на рівні 5000-7000 м³/год, щоб створити необхідне розрідження в зоні пиління.

Загальнообмінна вентиляція призначена для видалення залишкового пилу та надлишків тепла в літній період. У витяжній системі використовуємо пропелерні вентилятори промислової серії, встановлені у верхній частині торцевих стін будівлі.

Припливна система базується на природному надходженні повітря через відчинені ворота або спеціальні припливні решітки в нижній частині стін. Кратність повітрообміну: $n=3$ (три повних оновлення повітря в цеху за годину).

Технічні характеристики обладнання: тип очисної споруди циклон серії ЦН-15 (ефективність очищення від крупнодисперсного пилу - 85-92%); вентилятор радіальний середнього тиску (ВЦ 4-75 або аналог), повітропроводи сталеві, товщиною 1.2 мм (зносостійкі), змонтовані на фланцевих з'єднаннях.

Враховуючи специфіку об'єкта, у зоні висипання матеріалу передбачено встановлення *системи туманоутворення* (форсунки для розпилення води під тиском), це дозволяє зв'язувати найдрібніші частинки пилу безпосередньо в потоці, не даючи їм піднятися під купол цеху.

Специфікація:

Циклон ЦН-15 з бункером для збору пилу-1шт.

Вентилятор радіальний ВЦ 4-75 №5-1шт.

Комплект сталевих повітропроводів Ø400мм-45м.п.

Система форсунок для зрошення-1компл.

РОЗДІЛ 2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА

2.1 РОЗРАХУНОК ПІДЗЕМНОЇ ЧАСТИНИ ОБ'ЄКТУ

Вихідні данні

Таблиця 2.1.1- Геологічна будова будівельного майданчика

№ шару	Найменування ґрунтів	Номер свердловини і потужність шару, м			
		1	2	3	4
1.	Рослинний шар	0,5	0,5	0,5	0,5
2.	Суглинок	6,9	6,5	7,8	7
3.	Пісок пилюватий	1,3	3,6	3,5	3,6
4.	Глина	10,8	8,8	8,7	8,8
Відмітка устя свердловини		116,8	115,9	114	111,5

Таблиця 2.1.2- Характеристики властивостей ґрунтів

Найменування	Умов. позн.	Од. вимір.	Номер шару				
			1	2	3	4	
Щільність	ρ_{II}	т/м ³	1,37	1,74	2,03	2,05	
Щільність часток	ρ_s	т/м ³		2,73	2,79	2,7	
Природна вологість	w			0,13	0,23	0,22	
Вологість на межі текучості	w _L			0,30		0,40	
Вологість нв межі пластичності	w _p			0,23		0,20	
Кут внутрішнього тертя	φ_{II}	град		15	28	16	
Питоме зчеплення	c _{II}	кПа		16	4	80	
Модуль деформації	E	МПа		19	16	26	

2.1.1 Аналіз інженерно - геологічних умов будівельного майданчика (м. Харків)

Фізико-механічні характеристики ґрунтів, їх класифікація та несуча здатність визначені на основі лабораторних даних згідно з ДБН А.2.1-1-2014[9], ДСТУ ,ДБН В.2.1-10:2018[1], ДСТУ Б В.2.1-4-96[10] та ДСТУ Б В.2.1-2-96[11] .

Теоретичне обґрунтування властивостей ґрунтового масиву спирається на методики, викладені в спеціалізованій літературі [22]. Будівельний майданчик за геоморфологічними та кліматичними ознаками належить до І-ї температурної зони України, рельєф майданчика умовно спокійний, з незначним нахилом.

ІГЕ-1: Насипний ґрунт (tIV).- потужність шару становить від 0,5 до 1,0 м., представлений техногенними відкладами, будівельним сміттям, суглинком перевідкладеним.

ІГЕ-2: Суглинок (vdIII) - твердий або напівтвердий. Потужність шару варіюється в межах 3,5-5,0 м.

ІГЕ-3: Супісок (або важкий суглинок / глина пізня e-vIII). Пластичної консистенції (залежно від рівня підземних вод).

ІГЕ-4: Пісок дрібний або середньої крупності (aII-III) - осадова товща першої або другої надзапавної тераси Харків, щільний, насичений водою.

Визначення повного найменування ґрунтів

ІГЕ-1 - Насипний ґрунт - неоднорідний за складом, із невисокою щільністю складання, має високу стисливість, не може виступати безпосередньою основою для несучих конструкцій цеху через нерівномірну стисливість. Він підлягає повному зрізанню в межах котловану під фундаменти

ІГЕ-2 - Суглинок твердий, $\gamma=18,6$ кН/м³:

- число пластичності:

$$I_p = 0,26 - 0,17 = 0,09;$$

- показник текучості:

$$I_L = \frac{0,18 - 0,17}{0,26 - 0,17} = 0,11;$$

Висновок: суглинок, напівтвердий.

$I_p = 0,09 (0,07 \leq I_p \leq 0,17)$, $I_L < 0$ (твердий), може використовуватися як природна основа під монолітні фундаменти ФМ1 (під крайні колони), але з обов'язковим урахуванням його властивостей при замочуванні. Розрахунковий опір ґрунту становить $R_0 \approx 180 - 220 \text{ кПа}$. Застосовується за умови влаштування ущільненої піщано-гравійної подушки товщиною 200 мм.

ПЕ-3 - Супісок пластичний.

Число пластичності: [11].

- число пластичності:

$$I_p = W_L - W_p = 0,25 - 0,19 = 0,06;$$

- показник текучості:

$$I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} = \frac{0,22 - 0,19}{0,25 - 0,19} = 0,5;$$

Коефіцієнт пористості:

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma} (1 + w) - 1 = \frac{2,71}{1,98} (1 + 0,22) - 1 = 0,67.$$

Висновок: Супісок пластичний.

Число пластичності $I_p = 0,06 (0,01 \leq I_p \leq 0,07)$, показник текучості $0 < I_L \leq 1$, є ідеальним опорним шаром для пальових фундаментів **ФМ2** під 400-тонний бункер. Оскільки навантаження від бункера колосальне, вістря паль (буриабивних чи забивних) повинно заглиблюватися в щільний пісок ПЕ-4, де розрахунковий опір під кінцем палі сягає $R \geq 3500 - 4000 \text{ кПа}$

ПЕ-4 - Пісок середньої крупності

$$\gamma = 2,04 \text{ кН/м}^3, \gamma_s = 2,66 \text{ кН/м}^3, w = 0,21.$$

Коефіцієнт пористості:

$$e = \frac{2,66}{2,04} \cdot (1 + 0,21) - 1 = 0,58,$$

Ступінь вологості [11]:

$$S_r = \frac{0,21 \cdot 2,66}{0,58 \cdot 1} = 0,96$$

Висновок: пісок середньої крупності, середньої щільності, водонасичений.

Визначення ґрунтів, які можуть бути застосовані в якості основ представлені в таблиці 2.1.3

Таблиця 2.1.3 Визначення ґрунтів, які можуть бути застосовані в якості основ

Глибина залягання, м	Потужність шару, м	Номер ІГЕ	Литологічний опис (Найменування ґрунту)	Консистенція / Стан
0,00 - 0,80	0,80	ІГЕ-1	Насипний ґрунт (чорнозем, суглинок зі сміттям)	Пухкий, ненадійний
0,80 - 5,30	4,50	ІГЕ-2	Суглинок світло-жовтий	Твердий
5,30 - 8,80	3,50	ІГЕ-3	Супісок сірувато-жовтий	Пластичний
8,80 - 15,00	> 6,20	ІГЕ-4	Пісок середньої крупності, кварцовий, сірий	Щільний, водонасичений

2.1.2 Інженерно-геологічне обґрунтування рішень фундування та геотехнічні рекомендації в умовах промислової забудови

При проектуванні підземної частини пункту автоматизованого відвантаження гірничої маси враховано специфіку залягання опорних шарів ґрунту майданчика (м. Харків), особливості передачі значних технологічних навантажень від 400-тонного бункера та вимоги щодо зведення об'єкта в умовах наявної щільної інфраструктури.

Оцінка та параметри несучої основи Основним опорним горизонтом для мілких закладень каркасу будівлі та допоміжних блоків (марки ФМ1 та ФМ3) виступає

інженерно-геологічний елемент ІГЕ-2, цей шар у регіональних умовах Харкова представлений суглинками твердої або напівтвердої консистенції.

Гідрогеологічний режим та кліматичні чинники. Глибинний рівень ґрунтових вод (РГВ) зафіксовано в межах абсолютних або відносних відміток, що не створюють прямого підтоплення підосви мілких фундаментів під час вишукувань. Проте, у паводкові періоди чи внаслідок техногенного замочування (витоки з промислових мереж, зливи), існує ймовірність підняття верховодки, що здатне спровокувати просадні явища в суглинках ІГЕ-2. Хімічний склад підземних вод визначено як неагресивний по відношенню до портландцементів та важких бетонів нормальної щільності. Нормативна глибина сезонного термічного промерзання ґрунту в зоні проектування становить 1,3м.

Технологічні вимоги до влаштування підземних конструкцій. Під усіма монолітними залізобетонними фундаментами ФМ1 (які сприймають зусилля від спарених сталевих колон) , фундаментами під кабіну оператора ФМ3 , а також під монолітними фундаментними балками обв'язки передбачено виконання бетонної підготовки, яка виконується з важкого бетону класу **C8/10** (або B7.5) товщиною 100мм., її габаритні розміри у плані мають виступати за межі підосви залізобетонних елементів на 100мм з кожного боку.

До ФМ1 належать монолітні окремо розташовані фундаменти під просторові спарені (двогількові) металоконструкції колон каркасу, по периметру вони об'єднуються монолітними стрічками за типом фундаментних балок, які сприймають вагу огорожувальних стінових сендвіч-панелей товщиною 150 мм.

До ФМ2 - глибокі пальові фундаменти під 4 незалежні ноги опорного порталу 400-тонного бункера, вони повністю прорізають просадну товщу лесу ІГЕ-2 та стисливі супіски ІГЕ-3, спираючись вістрям палей на щільні водонасичені піски середньої крупності (ІГЕ – 4, $E = 32\text{МПа}$, $\varphi = 34^\circ$), що виключає нерівномірні осадки при завантаженні вагонів.

До ФМЗ належать полегшені стовпчасті фундаменти під каркас піднятої кабіни оператора, конструктивно відсічені від вібраційних навантажень бункера та залізничної колії.

2.1.3 Розрахунок фундаменту ФМ1 (крайні колони каркаса)

Будівля вузла дозування запроектована як одноповерхова однопролітна споруда каркасного типу яка має

Габаритні розміри: 19,0 x 17,79 м.

Висота до низу ферм: 12,685 м.

Основний несучий каркас сталеві колони та кроквяні ферми. Жорсткість споруди забезпечується системою вертикальних та горизонтальних зв'язків, а також жорстким защемленням колон у фундаментах.

Розрахунок конструкцій проведено з урахуванням наступних навантажень:

Постійні - власна вага металоконструкцій, сендвіч-панелей стін (24,35 кг/м²) та покрівлі. Кліматичні навантаження (снігове та вітрове для м. Харкова), а також технологічні впливи прийняті відповідно до вимог **ДБН В.1.2-2:2021** [3].

Для виконання розрахунків основ за I та II граничними станами (міцність та деформація) прийнято такі нормативні показники фізико-механічних властивостей суглинку ПГЕ-2:

Питома вага (щільність товщі): $\gamma = 18,6 \text{ кН/м}^3$

Модуль деформації (компресійний): $E = 16 \text{ МПа}$

Кут внутрішнього тертя: $\varphi = 21^\circ$;

Питоме зчеплення: $c = 0,019 \text{ МПа}$ (19 кПа)

Визначення розмірів подошви фундаменту

$N=180 \text{ кН}$ - вертикальне навантаження на крайню колону (з урахуванням металоконструкцій 31 т, сендвіч-панелей товщиною 150 мм та снігового

навантаження); Ґрунтові умови: суглинок буро-жовтий з характеристиками $\gamma_{II} = \frac{19,2 \text{ кН}}{\text{м}^3}$, $E = 17 \text{ МПа}$.

Попередня ширина підшви окремо розташованого фундаменту b_0 визначається з умови, що середній тиск під підшвою не повинен перевищувати розрахунковий опір ґрунту основи. Розрахунок виконується за формулою:

Формула 2.1

$$b_0 = \sqrt{\left(\frac{N}{\eta(R - \gamma_{mt} \cdot d_f - q)} \right)}$$

$$b_0 = \sqrt{\frac{642,4}{1,4 \cdot (200 - 20 \cdot 1,8 - 20)}} = b_0 \approx 1,78 \text{ м}$$

Розрахунковий опір ґрунту:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot (M_\gamma \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_I \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot C_{II})$$

За вихідними даними, під підшвою фундаменту ФМ1 залягає 5 шарів ґрунту (ІґЕ) різної товщини. Підставляючи їхні характеристики у формулу, маємо:

Формула 2.2

$$\gamma_{II} = \frac{\sum \gamma_i \cdot h_i}{\sum h_i}$$

$$\gamma_{II} = \frac{18 \cdot (2 - 1,2) + 19,8 \cdot 3,6 + 20 \cdot 3,6 + 21 \cdot 3,4 + 20,6 \cdot 8,7}{(2 - 1,2) + 3,6 + 3,6 + 3,4 + 8,7}$$

Виконуємо проміжні обчислення:

$$\gamma_{II} = \frac{14,4 + 71,28 + 72,0 + 71,4 + 179,22}{0,8 + 3,6 + 3,6 + 3,4 + 8,7} = \frac{408,3}{20,1} \approx 20,3 \text{ кН/м}^3$$

Висновок: Середнє розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче підшви фундаменту, становить $\gamma_{II} = 20,3 \text{ кН/м}^3$ Це значення приймається для подальшого обчислення фактичного розрахункового опору ґрунту R .

$$R = \frac{1.25 \cdot 1}{1} (0.56 \cdot 1 \cdot 1,8 \cdot 20,3 + 3.24 \cdot 1,8 \cdot 16.33 + 5.84 \cdot 19) = 283,3 \text{ кПа}$$

$$b_1 = \sqrt{\frac{642,4}{1(283,3 - 20 \cdot 1,8 - 20)}} = b_0 \approx 1.68 \text{ м}$$

З метою конструктивної уніфікації приймаємо розміри підшви квадратного фундаменту в плані $1,8 \cdot 1,8 \text{ м}$ (де $b = 1,8 \text{ м}$, $l = 1,8 \text{ м}$).

Перевірочний розрахунок середнього тиску під підшвою фундаменту

Площа підшви фундаменту (A)

$$A = b \cdot l = 1,8 \cdot 1,8 = 3,24 \text{ м}^2$$

Вага фундаменту та ґрунту на його обрезах (G)

$$G = A \cdot d \cdot \gamma_{mt} = 3,24 \cdot 1,8 \cdot 20 = 116,64 \text{ кН}$$

Фактичний середній тиск під підшвою фундаменту (p)

$$p = \frac{N + G}{A} = \frac{642,4 + 116,64}{3,24} = \frac{759,04}{3,24} = 234,2 \text{ кПа} < 283,3 \text{ кПа}$$

Висновок: Отриманий фактичний тиск під підшвою фундаменту $p = 234,2 \text{ кПа}$ знаходиться в допустимих межах для ущільненої основи. Умова $p \leq R$ виконується. Розміри фундаменту $1,8 \times 1,8 \text{ м}$ при глибині закладання $1,8 \text{ м}$ підібрані вірно та забезпечують надійну роботу конструкції без перевищення допустимих деформацій.

Розміри підшви фундаменту: $b=1,8 \text{ м}$; глибина закладання: $d=1,8 \text{ м}$.

2.1.4 Розрахунок осадки фундаменту ФМ1 (крайні колони каркаса)

Розрахунок осідання фундаменту проводимо відповідно до вимог **ДБН В.2.1-10:2018** [11] методом пошарового підсумовування, використовуючи теоретичні положення механіки ґрунтів. Даний метод передбачає розбиття ґрунтової товщі під підпошковою фундаменту на окремі шари, для кожного з яких

визначаються модулі деформації та вплив вертикального навантаження. Дивитись рисунок 2.1.2

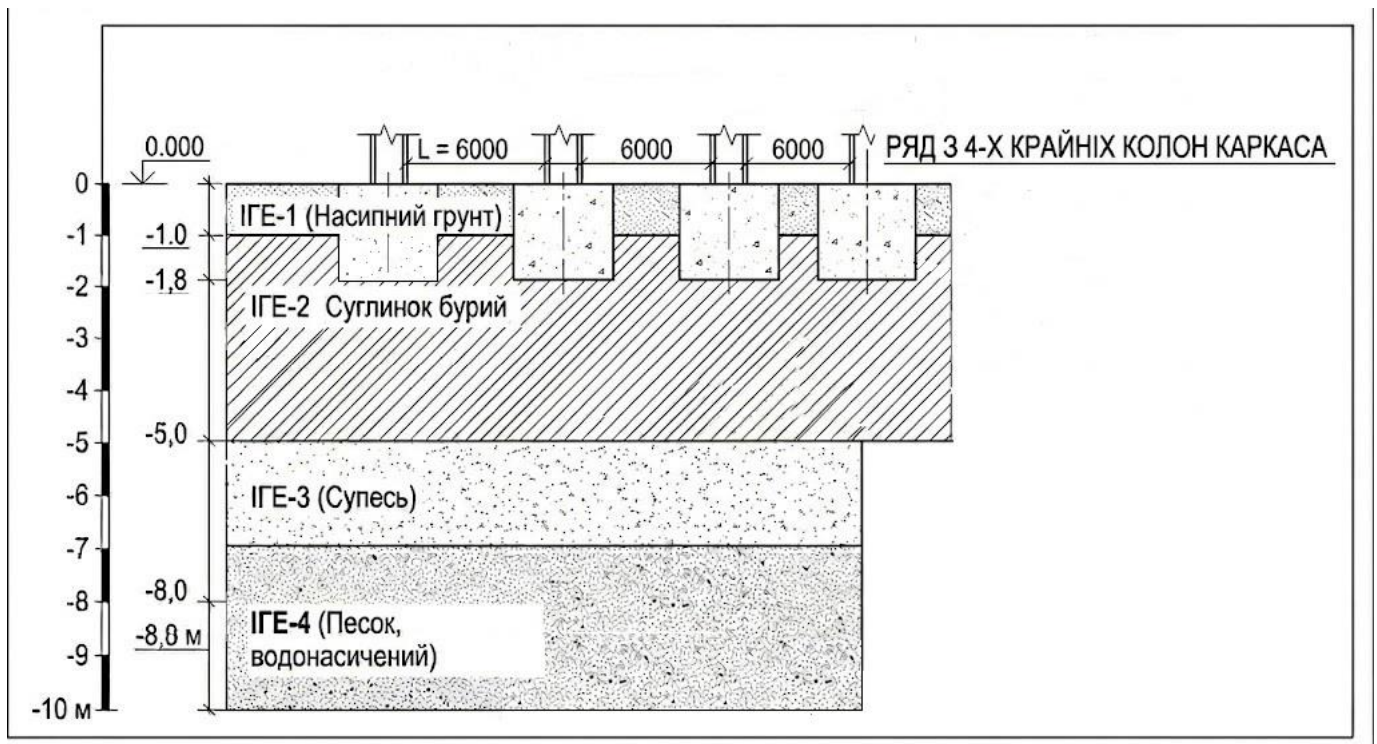


Рисунок 2.1.2 Розріз по ряду з 4-ох крайніх колон каркаса (ФМ1)

Визначаємо загальну осадку як суму осадок окремих елементарних шарів за формулою, м:

Формула 2.3

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{z\gamma,i})h_i}{E_i} + \beta \frac{\sum \sigma_{z\gamma,i} \cdot h_i}{E_{c,i}}$$

Визначаємо середній тиск під подошвою фундаменту p_{cp} :

$$p = \frac{N + G}{A} = \frac{642,4 + 116,64}{3,24} = \frac{759,04}{3,24} = 234,2 \text{ кПа} < 283,3 \text{ кН}$$

Задаємося шириною елементарного шару ґрунту:

$$h = 0,4 \cdot b = 0,4 \cdot 1,8 = 0,72 \text{ м}$$

Визначаємо вертикальну напругу від власної ваги ґрунту $\sigma_{zg(i)}$

$$\text{На рівні подошви фундаменту; } \sigma_{zg0} = 19,2 \cdot 1,8 = 34,56 \text{ кПа}$$

$$\text{На межі 1-го шару (Z1=0,6м); } \sigma_{zg1} = 34,56 + 19,2 \cdot 0,6 = 46,08 \text{ кПа}$$

$$\text{На межі 2-го шару (Z2=1,2м); } \sigma_{zg2} = 46,08 + 19,2 \cdot 0,6 = 57,60 \text{ кПа}$$

$$\text{На межі 3-го шару (Z3=1,8м); } \sigma_{zg3} = 57,60 + 19,2 \cdot 0,6 = 69,12 \text{ кПа}$$

Табл. 2.1.4 Розрахунок осадки

h, м	Z, М	$\zeta = \frac{2 \cdot z}{b}$	α	σ_{zp} кПа	$\sigma_{zp,cp}$	$\zeta_k = \frac{2 \cdot z}{B_k}$	α_k	$\sigma_{z\gamma} = \alpha_k \cdot \sigma'_{zg,0}$ кПа	$\sigma_{z\gamma,cp}$	E_i , кПа	$0,8 \cdot \frac{(\sigma_{zp,cp} - \sigma_{pi,j}) \cdot h_i}{E_i}$
0	0	0	0	1	234,2		0,00	1	34,56		
1	0,72	0,72	0,8	0,848	198,60	216,40	0,51	0,848	29,31	31,93	17000
2	0,72	1,44	1,6	0,532	124,59	161,60	1,03	0,532	18,39	23,85	17000
3	0,72	2,16	2,4	0,325	76,12	100,35	1,54	0,325	11,23	14,81	17000
4	0,72	2,88	3,2	0,21	49,18	62,65	2,06	0,21	7,26	9,24	17000
5	0,72	3,6	4	0,145	33,96	41,57	2,57	0,369	12,75	10,01	17000
6	0,72	4,32	4,8	0,105	24,59	29,28	3,09	0,293	10,13	11,44	17000

7	0,72	5,04	5,6	0,079	18,50	21,55	3,60	0,223	7,71	8,92	17000
8	0,72	5,76	6,4	0,062	14,52	16,51	4,11	0,182	6,29	7,00	17000
9	0,72	6,48	7,2	0,049	11,48	13,00	4,63	0,152	5,25	5,77	17000
											$\Sigma 0,018$

$$S_{max} = 1,8 \text{ см} \leq S_{max,u} = 10 \text{ см}$$

Висновок: розрахункове значення осадки фундаменту крайньої колони становить 1,8 см, що не перевищує гранично допустимого значення 10 см. Вимоги ДБН В.2.1-10:2018 [1] виконано.

Армування підшви фундаменту

Розрахунок міцності нормальних перерізів підшви монолітного фундаменту та підбір площі робочої арматури виконано згідно з вимогами ДБН В.2.6-98:2009 [16] та практичними рекомендаціями щодо залізобетонних елементів.

Запроектовано монолітні залізобетонні фундаменти під основні колони будівлі, у яких для сприйняття згинальних моментів та зусиль відриву використано арматурні каркаси масою 76,0 кг кожен, в якості робочої арматури застосовуються стрижні класу А400С (ДСТУ 3760-2006). Конструктивне рішення та схема армування підшви фундаменту наведені на рисунку 2.1.3

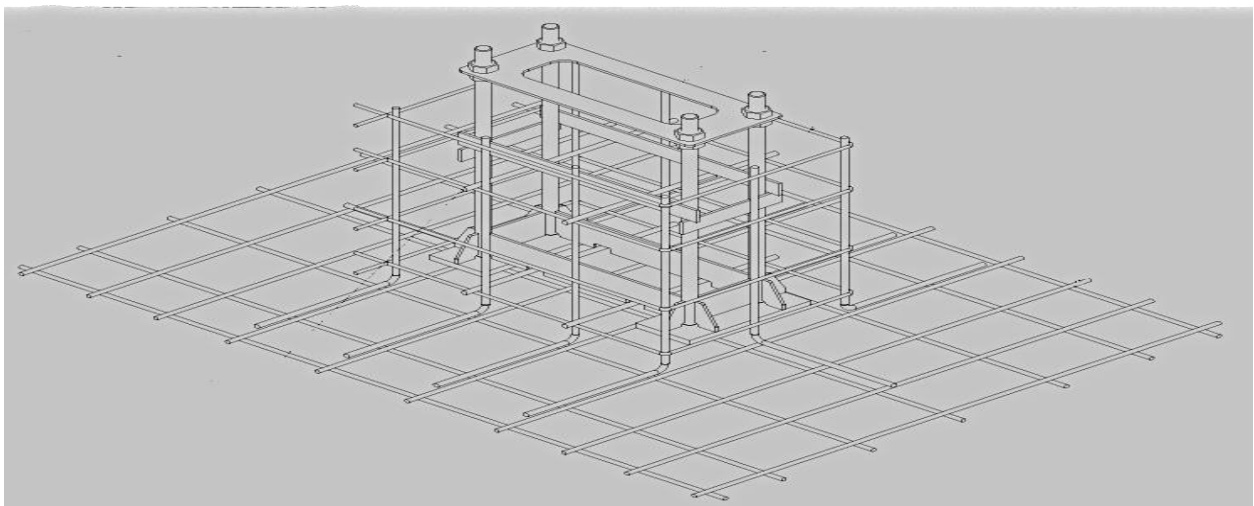


Рисунок 2.1.3 стрижні класу А400С (ДСТУ 3760-2006) діаметром 8, 10 та 12 мм

Армування здійснюється за результатами розрахунку нормальних перетинів на дію згинального моменту в уступі наступним чином:

$$M_{III-III} = \frac{P_{cp} \cdot l \cdot (c_1')^2}{2} = \frac{234,2 \cdot 1,8 \cdot 0,45^2}{2} = 42,7 \text{ кНм}$$

$$A_{sl} = \frac{M_{I-I}}{0,9 h_{01} R_s} = \frac{42,7}{0,9 \cdot 0,265 \cdot 365000} = 0,00049 \text{ м}^2$$

Приймаємо крок арматури $S=200$ мм

$$\text{Кількість стержнів } n = \frac{b}{S} + 1 = \frac{1,8}{0,2} + 1 = 10$$

$$\text{Площа одного стрижня } A_{1 \text{ ст}} = \frac{A_{sl}}{n} = \frac{0,00049}{10} = 0,000049 \text{ м}^2$$

$$\text{Діаметр стрижня } d = \sqrt{\frac{4 \cdot A_{1 \text{ ст}}}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,00049}{3,14}} = 0,0079 \text{ м} = 8 \text{ мм}$$

Приймаємо 10Ø12A400C

Для армування згідно з кресленням передбачено просторове розташування стержнів з фіксацією в'язальним дротом Ø1,2 мм та зварюванням у критичних вузлах.

Для передачі навантаження від сталевих колон на бетонну основу передбачено вузол кріплення на фундаментних болтах типорозмір яких М27 (ГОСТ 24379.1-2012). Згідно з розрахунковим зусиллям кількість на одну колону: 4 одиниці.

При фіксації для точного позиціонування болтів при бетонуванні використано нижній фланець розміром 520x210x6 мм.

2.1.5 Проектування палевого фундаменту під вузол дозування ФМ2 (бункер)

З огляду на значну вагу завантаженого бункера (400 т) та складні інженерно - геологічні умови майданчика будівництва (м. Харків), прийнято рішення про влаштування фундаменту на буронабивних палях, об'єднаних монолітним залізобетонним ростверком.

Для передачі навантаження на щільні шари ґрунту обрано буронабивні палі з наступними характеристиками:

Діаметр палі 600 мм.

Довжина палі 8,0 м.

Матеріал бетон класу C20/25 (B25), арматура класу A500С.

Несуча здатність палі по ґрунту:

Формула 2.3

$$F_d = \gamma_c \left(\gamma_{cr} R A + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i \right)$$

Несуча здатність однієї палі за результатами розрахунку становить приблизно 50т

Розрахунок кількості паль у групі

Розрахункове навантаження на фундамент з урахуванням власної ваги ростверку та коефіцієнтів надійності становить N=607т

$$\text{Необхідна кількість паль: } n = \frac{N}{F_d \cdot \gamma_k} = \frac{607}{50 \cdot 0.8} \approx 16$$

Приймаємо куст із 16 паль, розташованих за сіткою 4х4 з кроком 6000 мм.

Конструкція ростверку

Для об'єднання паль у єдину конструкцію влаштовується монолітна залізобетонна плита (ростверк):

Товщина плити 800 мм.

Бетон клас С25/30 (В30).

Для армування використовується подвійна сітка з арматури Ø20 А500С з кроком 200х200 мм.

З'єднання - голови паль заглиблюються в ростверк на 100 мм, а випуски арматури паль довжиною 800 мм зварюються з каркасом плити.

Технологічна послідовність виконання робіт (для розділу ТПВ):

1 Розмітка - винесення осей палі на місцевість.

2 Буріння - влаштування свердловин діаметром 600мм під захистом обсадної труби або глинистого розчину.

3 Армування - опускання попередньо виготовленого арматурного каркасу в свердловину.

4 Бетонування - заповнення свердловини бетоном методом ВПТ (вертикально переміщуваної труби).

5 Влаштування ростверку - зрубівання голів паль до проектної позначки, монтаж опалубки плити, армування та заливка бетону В3. Дивись Рисунок 2.1.4-2.1.5

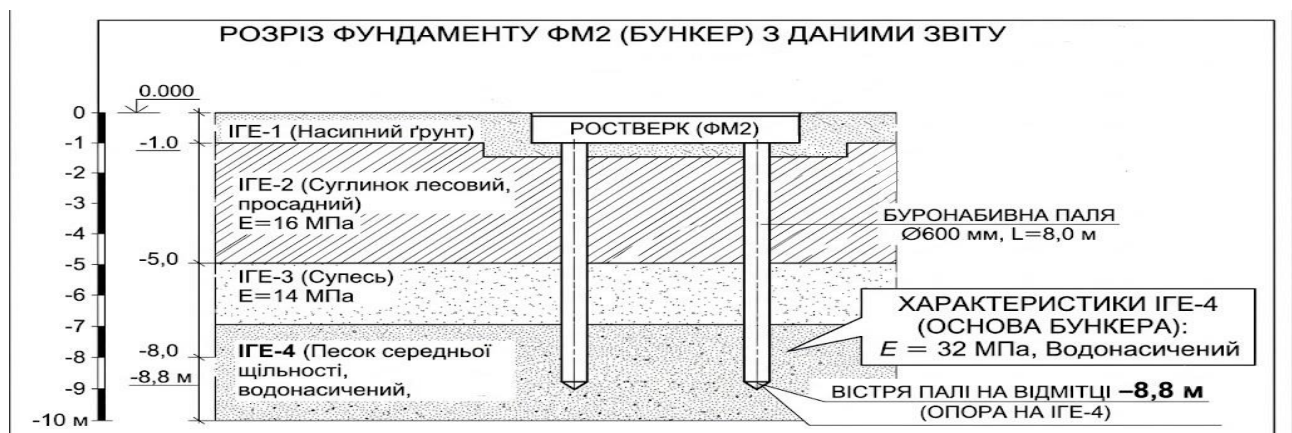


Рисунок 2.1.4 Розріз фундаменту ФМ2 з даними звіту

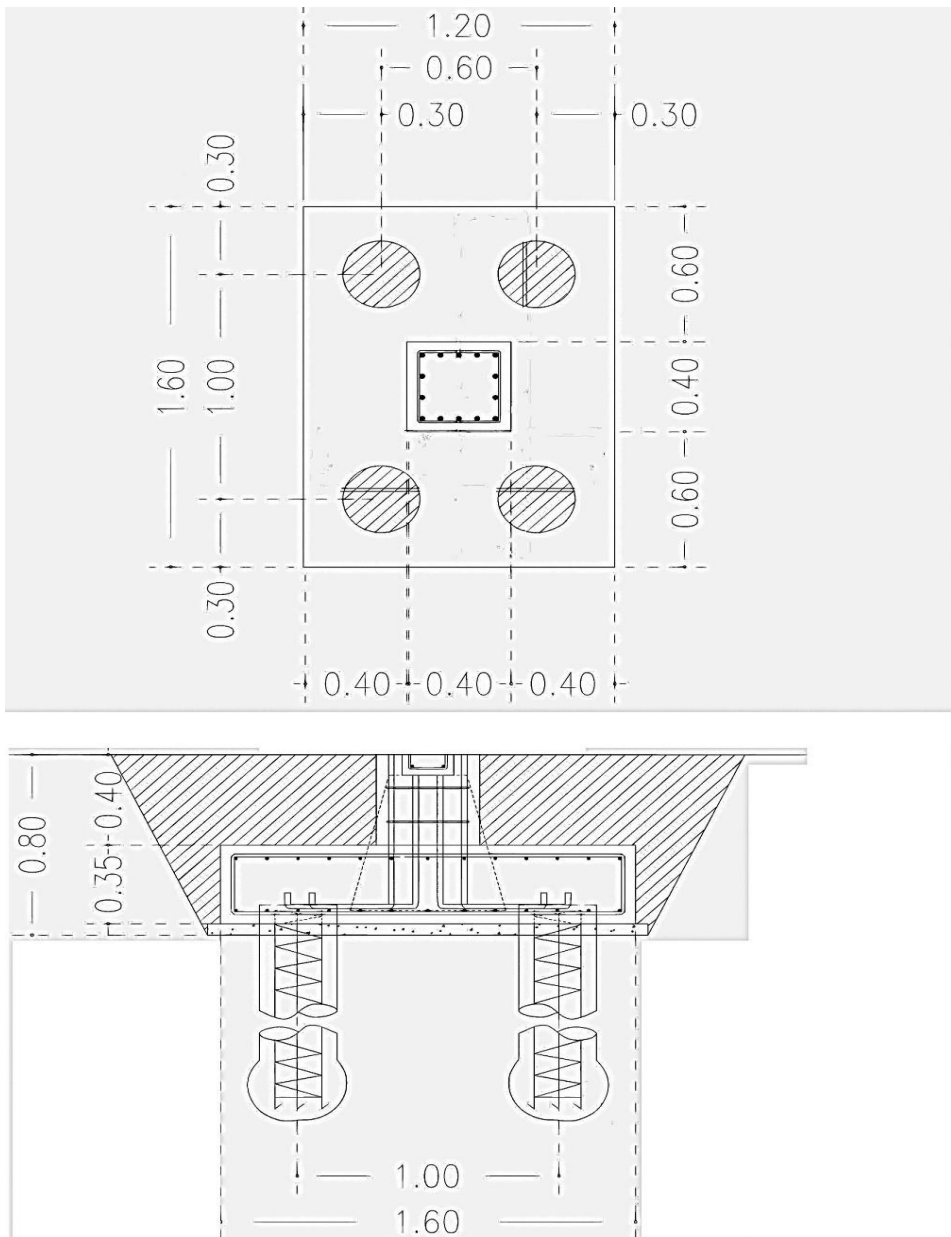


Рисунок 2.1.5 Креслення ФМ2

Розрахунок осідання пального фундаменту під окрему колону бункера

Оскільки бункер є окремою спорудою і не зв'язаний з основним каркасом цеху, розрахунок деформацій його незалежної основи (пального куща)

виконано методом умовного фундаменту відповідно до вимог **ДБН В.2.1-10:2018**

[1].. Конструкція фундаменту під колону рамного каркаса є кущем із 4-х буронабивних паль діаметром $d = 600$ мм (0.6м) , об'єднаних монолітним залізобетонним ростверком.

Вихідні дані для розрахунку:

Розрахункове вертикальне навантаження на одну колону (кущ):

$$N = \frac{6070 \text{ кН}}{4} = 1517.5 \text{ кН} (\approx 151.75 \text{ т})$$

Габарити монолітного ростверку: ширина $b = 2.6$ м, довжина $l = 2.6$ м.

Глибина закладання підосви ростверку: $d = 0.8$ м від поверхні головки рейки.

Повна довжина паль: $L = 8.0$ м.

Нижні кінці (вістря) паль заглиблені на відмітку -8.8 м від поверхні.

Характеристики ІГЕ-2 (суглинок коричнево-жовтий) на відмітці вістря паль: модуль деформації $E = 17 \text{ МПа} = 17000 \text{ кПа}$, питома вага 18.7 кН/м^3

Визначення геометричних розмірів фундаменту

Для розрахунку осідання пального куща, масив ґрунту разом із палями приймається як єдиний масивний фундамент глибокого закладання. Кут розсіювання напруг у ґрунті вздовж стовбура паль приймається рівним

Ширина підосви фундаменту на рівні вістря паль: $B_{cf} = 2.8 \text{ м}$.

Довжина підосви умовного фундаменту на рівні вістря паль: $L_{cf} = 2.8 \text{ м}$.

Площа підосви масиву:

$$A_{cf} = B_{cf} \cdot L_{cf} = 2.8 \cdot 2.8 = 7.84 \text{ м}^2$$

Середній тиск під підосвою умовного масиву:

$$p_0 = \frac{N}{A_{cf}} = \frac{1517.5 \text{кН}}{7.84 \text{м}^2} = 193.56 \text{кПа}$$

Природний тиск ґрунту від власної ваги на рівні вістря паль (відм.-8,8м):

$$\sigma_{zg,0} = \gamma \cdot d = 18,7 \cdot 8,8 = 164,56 \text{кПа}$$

Додатковий (чистий) тиск на ґрунт, що викликає осідання:

$$P_0 = P - \sigma_{zg,0} = 193,56 - 164,56 = 29,00 \text{кПа}$$

Розрахунок деформацій 8-ми елементарних шарів ґрунту

Осадку розраховуємо за формулою

Формула 2.4

$$S_i = \frac{\beta \cdot \sigma_{zp, cp} \cdot h}{E}$$

$$E = 17000 \text{кПа}$$

Шар 1 (0-1) Середня глибина $Z_1 = 0,5 \text{м}$ Відносна глибина

$$\xi_1 = \frac{Z_1}{B} = \frac{0,5}{2,8} = 0,18 \rightarrow \text{коефіцієнт } \alpha_1 = 0,97$$

$$\text{Напруження: } \sigma_{zp,1} = \alpha_1 \cdot P_0 = 0,97 \cdot 29,00 = 28,13 \text{кПа}$$

$$\text{Осідання: } S_1 = \frac{\beta \cdot \sigma_{zp,1} \cdot h}{E} \cdot 100 = \frac{0,8 \cdot 28,13 \cdot 1,0}{17000} \cdot 100 = 0,132 \text{см}$$

Шар 2 (1-2м): Середня глибина $Z_2 = 1,5 \text{м}$. Відносна глибина;

$$\xi_2 = \frac{Z_2}{B} = \frac{1,5}{2,8} = 0,54 \rightarrow \text{коефіцієнт } \alpha_2 = 0,97$$

$$\text{Напруження: } \sigma_{zp,2} = \alpha_2 \cdot P_0 = 0,68 \cdot 29,00 = 19,72 \text{кПа}$$

$$\text{Осідання: } S_2 = \frac{0,8 \cdot 19,72 \cdot 1,0}{17000} \cdot 100 = 0,093 \text{см}$$

Шар 3 (2-3м): Середня глибина $Z_3 = 2,5\text{м}$

Відносна глибина $\xi_3 = \frac{2,5}{2,8} = 0,89 \rightarrow$ коефіцієнт $\alpha_3 = 0,37$

Напруження: $\sigma_{zp,3} = \alpha_3 \cdot P_0 = 0,37 \cdot 29,00 = 10,73\text{кПа}$

Осідання: $S_3 = \frac{0,8 \cdot 10,73 \cdot 1,0}{17000} \cdot 100 = 0,050\text{см}$

Шар 4 (3-4м): Середня глибина $Z_4 = 3,5\text{м}$

Відносна глибина: $\xi_4 = \frac{3,5}{2,8} = 1,25 \rightarrow$ коефіцієнт $\alpha_4 = 0,21$

Напруження: $\sigma_{zp,4} = \alpha_4 \cdot P_0 = 0,21 \cdot 29,00 = 6,09\text{кПа}$

Осідання: $S_4 = \frac{0,8 \cdot 6,09 \cdot 1,0}{17000} \cdot 100 = 0,029\text{см}$

Шар 5 (4-5м): Середня глибина: $Z_5 = 4,5\text{м}$

Відносна глибина: $\xi_5 = \frac{4,5}{2,8} = 1,61 \rightarrow$ коефіцієнт $\alpha_5 = 0,13$

Напруження: $\sigma_{zp,5} = \alpha_5 \cdot P_0 = 0,13 \cdot 29,00 = 3,77\text{кПа}$

Осідання: $S_5 = \frac{0,8 \cdot 3,77 \cdot 1,0}{17000} \cdot 100 = 0,018\text{см}$

Шар 6 (5-6м): Середня глибина $Z_6 = 5,5\text{м}$

Відносна глибина $\xi_6 = \frac{5,5}{2,8} = 1,96 \rightarrow$ коефіцієнт $\alpha_6 = 0,09$

Напруження: $\sigma_{zp,6} = \alpha_6 \cdot P_0 = 0,09 \cdot 29,00 = 2,61\text{кПа}$

Осідання: $S_6 = \frac{0,8 \cdot 2,61 \cdot 1,0}{17000} \cdot 100 = 0,012\text{см}$

Шар 7 (6-7м): Середня глибина: $Z_7 = 6,5\text{м}$

Відносна глибина: $\xi_7 = \frac{6,5}{2,8} = 2,32 \rightarrow$ коефіцієнт $\alpha_7 = 0,06$

Напруження: $\sigma_{zp,7} = \alpha_7 \cdot P_0 = 0,06 \cdot 29,00 = 1,74 \text{кПа}$

Осідання: $S_7 = \frac{0,8 \cdot 1,74 \cdot 1,0}{17000} \cdot 100 = 0,008 \text{см}$

Шар 8 (7-8м): Середня глибина $Z_8 = 7,5 \text{м}$

Відносна глибина: $\xi_8 = \frac{7,5}{2,8} = 2,68 \rightarrow \text{коефіцієнт } \alpha_8 = 0,05$

Напруження: $\sigma_{zp,8} = \alpha_8 \cdot P_0 = 0,05 \cdot 29,00 = 1,45 \text{кПа}$

Осідання: $S_8 = \frac{0,8 \cdot 1,45 \cdot 1,0}{17000} \cdot 100 = 0,007 \text{см}$

Визначення сумарного максимального осідання

$$\begin{aligned} S_{max} &= \sum_{i=1}^8 S_i \\ &= 0,132 + 0,093 + 0,050 + 0,029 + 0,018 + 0,012 + 0,008 + 0,007 \\ &= 0,349 \text{см} \end{aligned}$$

Перевірка за ДБН: $S_{max} = 0,35 \text{см} \leq S_{max,u} = 10,0'' \text{ см}''$

Вимога виконується.

2.1.6 Розрахунок фундаменту ФМ-Оп (операторська)

Вихідні дані: $N = 40 \text{кН}$ - вертикальне навантаження на стійку кабіни оператора (з урахуванням металоконструкцій майданчика, обладнання);

Ґрунтові умови: суглинок буро-жовтий (ІГЕ-2) з характеристиками

$E = 17 \text{МПа}$ (17000кПа), усереднена питома вага ґрунту $\gamma = 18,7 \text{кН/м}^3$, питома вага матеріалу фундаменту $\gamma_{mt} = 20 \text{кН/м}^3$

Формула 2.5

$$b_0 = \sqrt{\left(\frac{N}{\eta(R - \gamma_{mt} \cdot d_f - q)} \right)}$$

$$b_0 = \sqrt{\frac{642,4}{1,4 * (200 - 20 * 1,8 - 20)}} = b_0 \approx 1,78$$

Для глибини 1,8 м мінімально допустима ширина підосви становить 1,78 м. З метою конструктивної уніфікації приймаємо розміри підосви квадратного фундаменту в плані 1,8 · 1,8м(де $b = 1,8\text{м}$, $l = 1,8\text{ м}$).

Перевірочний розрахунок середнього тиску під підосвою фундаменту

Площа підосви фундаменту (А)

$$A = b \cdot l = 1,8 \cdot 1,8 = 3,24\text{м}^2$$

Вага фундаменту та ґрунту на його обрезах (G)

$$G = A \cdot d \cdot \gamma_{mt} = 3,24 \cdot 1,8 \cdot 20 = 116,64\text{кН}$$

Фактичний середній тиск під підосвою фундаменту (p)

$$p = \frac{N + G}{A} = \frac{642,4 + 116,64}{3,24} = \frac{759,04}{3,24} = 234,2\text{кПа}$$

Висновок: Отриманий фактичний тиск під підосвою фундаменту $p = 234,2\text{кПа}$ знаходиться в допустимих межах для ущільненої основи. Умова $p \leq R$ виконується. Розміри фундаменту 1,8 х 1,8 м при глибині закладання 1,8 м підібрані вірно та забезпечують надійну роботу конструкції без перевищення допустимих деформацій.

Розміри підосви фундаменту: $b = 1,8\text{м}$ (квадратний); глибина закладання:

$$d = 1,8\text{м}$$

Розрахунок осідання фундаменту ФМ-Оп

Розрахунок проводиться відповідно до вимог ДБН В.2.1-10:2018 [1] «Основи та фундаменти споруд». Метод базується на визначенні сумарної деформації окремих шарів ґрунту в межах стисливої товщі.

Для підтвердження достатності та надійності прийнятих розмірів виконуємо перевірку за II групою граничних станів (за деформаціями).

Осадка розраховується за формулою:

Формула 2.6

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{z\gamma,i}) h_i}{E_i} + \beta \frac{\sum \sigma_{z\gamma,i} \cdot h_i}{E_{c,i}}$$

Визначаємо середній тиск під подошвою фундаменту (P):

$$\text{Площа подошви } A = 1,8 \cdot 1,8 = 3,24 \text{ м}^2$$

$$P = \frac{N}{A} + \gamma_{mt} \cdot d = \frac{40}{1,8} + 20 \cdot 1,2 = 40 + 24 = 64,0 \text{ кПа}$$

Задаємося шириною елементарного шару ґрунту:

$$h = 0,4 \cdot b = 0,4 \cdot 1,8 = 0,4 \text{ м}$$

Визначаємо вертикальну напругу від власної ваги ґрунту (σ_{zg}):

На рівні подошви фундаменту ($Z_0 = 0 \text{ м}$):

$$\sigma_{zg,0} = \gamma \cdot d = 18,7 \cdot 1,2 = 22,44 \text{ кПа}$$

На межі 1-го шару ($Z_1 = 0,4 \text{ м}$)

$$\sigma_{zg,1} = 22,44 + (18,7 \cdot 0,4) = 29,92 \text{ кПа}$$

На межі 2-го шару ($Z_2 = 0,8 \text{ м}$):

$$\sigma_{zg,2} = 29,92 + (18,7 \cdot 0,4) = 37,40 \text{ кПа}$$

На межі 3-го шару ($Z_3 = 1,2\text{м}$):

$$\sigma_{zg,3} = 37,40 + (18,7 \cdot 0,4) = 44,88\text{кПа}$$

Визначаємо додатковий (реактивний) тиск під подошвою фундаменту (P_0):

$$P_0 = P - \sigma_{zg,0} = 64,0 - 22,44 = 41,56\text{кПа}$$

Визначаємо додаткові вертикальні напруги від зовнішнього навантаження за формулою ($\sigma_{zp} = \alpha \cdot P_0$):

(коефіцієнт α приймаємо за ДБН для квадратної подошви)

На рівні подошви: ($Z_0 = 0\text{м}$): $\xi_0 = \frac{0}{1,0} = 0 \rightarrow \alpha_0 = 1,0$

$$\sigma_{zp,0} = 1,0 \cdot 41,56 = 41,56\text{кПа}$$

На межі 1-го шару ($Z_1 = 0,4\text{м}$): $\xi_1 = \frac{0,4}{1,0} = 0,4 \rightarrow \alpha_1 = 0,96$

$$\sigma_{zp,1} = 0,96 \cdot 41,56 = 39,90\text{кПа}$$

На межі 2-го шару ($Z_2 = 0,8\text{м}$): $\xi_2 = \frac{0,8}{1,0} = 0,8 \rightarrow \alpha_2 = 0,80$

$$\sigma_{zp,2} = 0,80 \cdot 41,56 = 33,25\text{кПа}$$

На межі 3-го шару ($Z_3 = 1,2\text{м}$): $\xi_3 = \frac{1,2}{1,0} = 1,2 \rightarrow \alpha_3 = 0,60$

$$\sigma_{zp,3} = 0,60 \cdot 41,56 = 24,94\text{кПа}$$

Перевірка нижньої межі стисливої товщі: на глибині $Z=1,2\text{м}$ перевіряється нормативна умова. Оскільки навантаження на фундамент дуже мале, загальна глибина стисливої товщі є незначною. Розрахунок обмежуємо 3-ма шарами, як найбільш навантаженими.

Визначаємо середнє значення додаткових напруг у кожному елементарному шарі:

$$\text{Слой 1: } \sigma_{zp,cp1} = \frac{41,56+39,90}{2} = 40,73 \text{кПа}$$

$$\text{Слой 2: } \sigma_{zp,cp2} = \frac{39,90+33,25}{2} = 36,58 \text{кПа}$$

$$\text{Слой 3: } \sigma_{zp,cp3} = \frac{33,25+24,94}{2} = 29,10 \text{кПа}$$

Визначаємо осідання кожного елементарного шару ґрунту:

$$(\beta = 0,8, h_i = 0,4 \text{м} = 40 \text{см та } E = 17000 \text{кПа})$$

$$S_1 = \frac{0,8 \cdot 40,73 \cdot 40}{17000} = 0,077 \text{см}$$

$$S_2 = \frac{0,8 \cdot 36,58 \cdot 40}{17000} = 0,069 \text{см}$$

$$S_3 = \frac{0,8 \cdot 29,10 \cdot 40}{17000} = 0,055 \text{см}$$

Визначаємо повну сумарну осадку фундаменту ФМЗ:

$$S_{max} = \sum S_i = 0,077 + 0,069 + 0,055 = 0,20 \text{см}$$

Висновок: розрахункове значення осадки стовпчастого фундаменту під стійку кабіни оператора становить 0,20см, що є мізерно малим і не перевищує гранично допустимого значення 10,0см. Вимоги ДБН В.2.1-10:2018[1] виконано із великим запасом надійності, конструкція є стійкою.

РОЗДІЛ 2.2 РОЗРАХУНОК НАДЗЕМНОЇ ЧАСТИНИ ОБ'ЄКТУ

2.2.1 Аналіз напружено-деформаційного стану та перевірка опорної конструкції

До розрахунку тримальних елементів металевого каркасу приступили після того, як у програмному комплексі SCAD++ було сформовано просторову скінченно-елементну модель опорного стола бункера та прикладено повний комплекс розрахункових навантажень. Конструктивне рішення рами розроблялося з урахуванням специфіки технологічного процесу: нижні вузли кріплення розкосів спеціально зміщені по висоті (підняті), що дозволяє забезпечити безперешкодний проїзд залізничного транспорту безпосередньо під бункером.

При виконанні статичного аналізу в розрахунковій моделі враховувалися як вертикальні сили (власна вага конструкцій та корисний об'єм завантаженого матеріалу), так і зусилля горизонтального спрямування (вітрова дія та динамічні гальмівні навантаження від транспорту).

За результатами проведеного комп'ютерного моделювання було отримано розгорнуту оцінку робочого стану всіх елементів конструкції під навантаженням:

-Для просторових колон (виконаних із масивного двотавра 40К2) та балок головного об'язувального поясу зафіксовано розподіл поперечних сил (рис. 2.2.1) і виникаючих згинальних моментів (рис. 2.2.2).

-Для системи діагональних в'язей, що виконують функцію жорсткісного блока та сприймають поздовжні навантаження, сформовано графічне відображення нормальних зусиль N (рис. 2.2.3). Це дозволило детально проаналізувати характер роботи раскосів в умовах реальної експлуатації.

Додатково за допомогою інструментів SCAD++ було виконано візуалізацію загальних деформацій системи та лінійних переміщень її вузлів (рис. 2.2.4).

Отримані дані підтверджують, що загальна жорсткість споруди повністю відповідає чинним нормативним вимогам.

Аналітична перевірка за першою та другою групами граничних станів (оцінка міцності, загальної стійкості, а також граничної гнучкості) засвідчила надійність та геометричну незмінність запроєктованого каркасу. Зафіксовані коефіцієнти використання сталевих профілів показують наявність необхідного запасу тримальної здатності й не перевищують установлених меж (рис. 2.2.5).

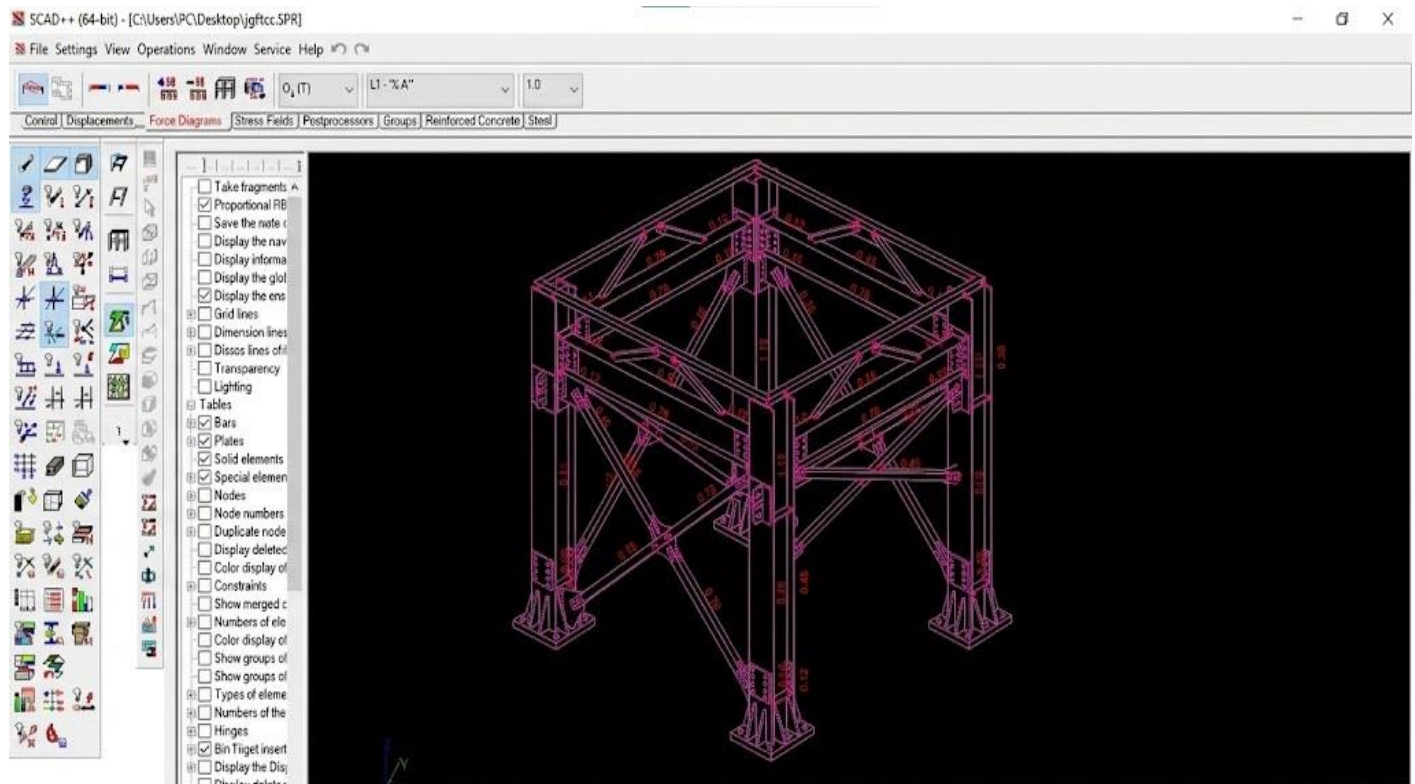


Рисунок 2.2.1 Поперечні сили бункера

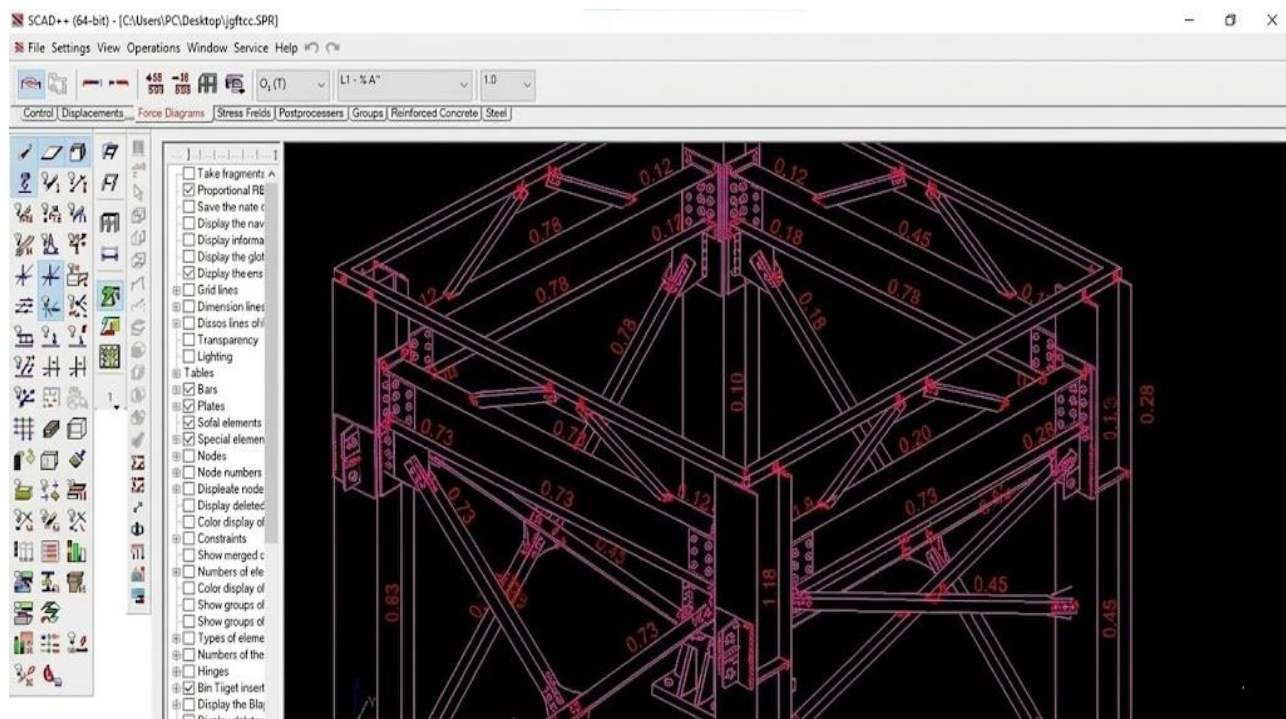


Рисунок 2.2.2 Згинальні моменти бункера

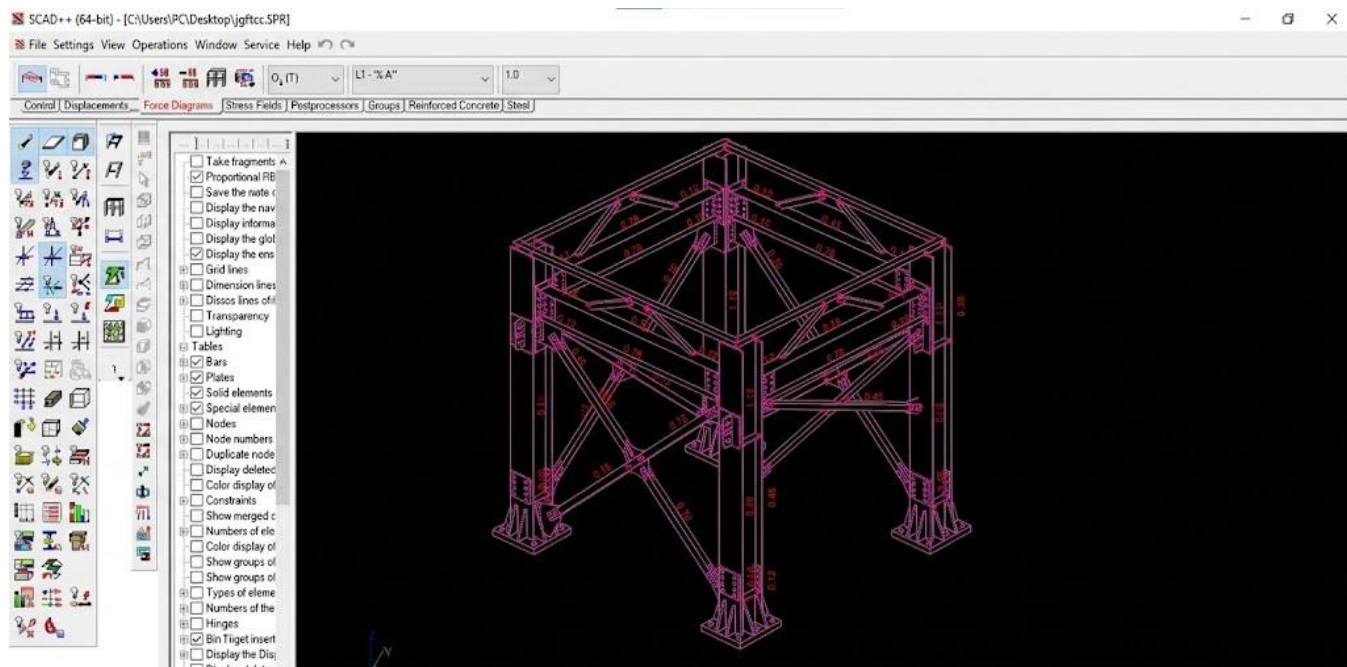


Рисунок 2.2.3 Нормальні зусилля бункера

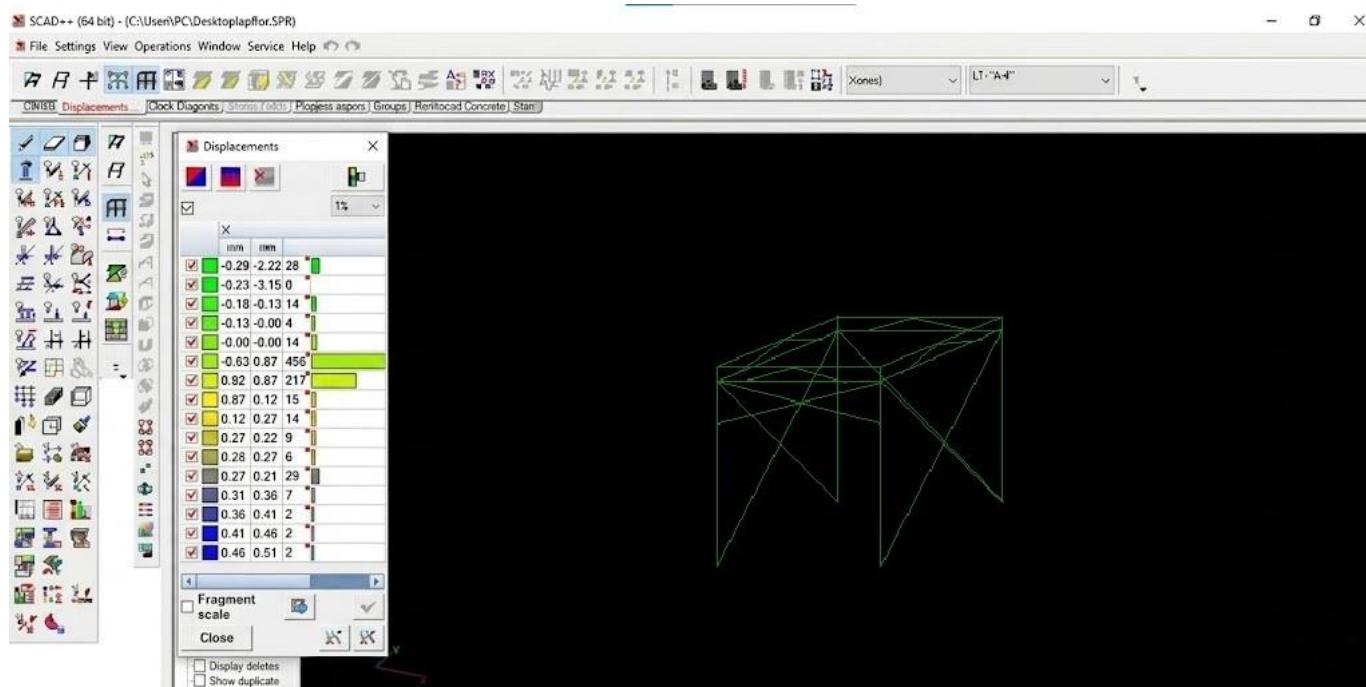


Рисунок 2.2.4 загальних деформацій системи та лінійних переміщень її вузлів

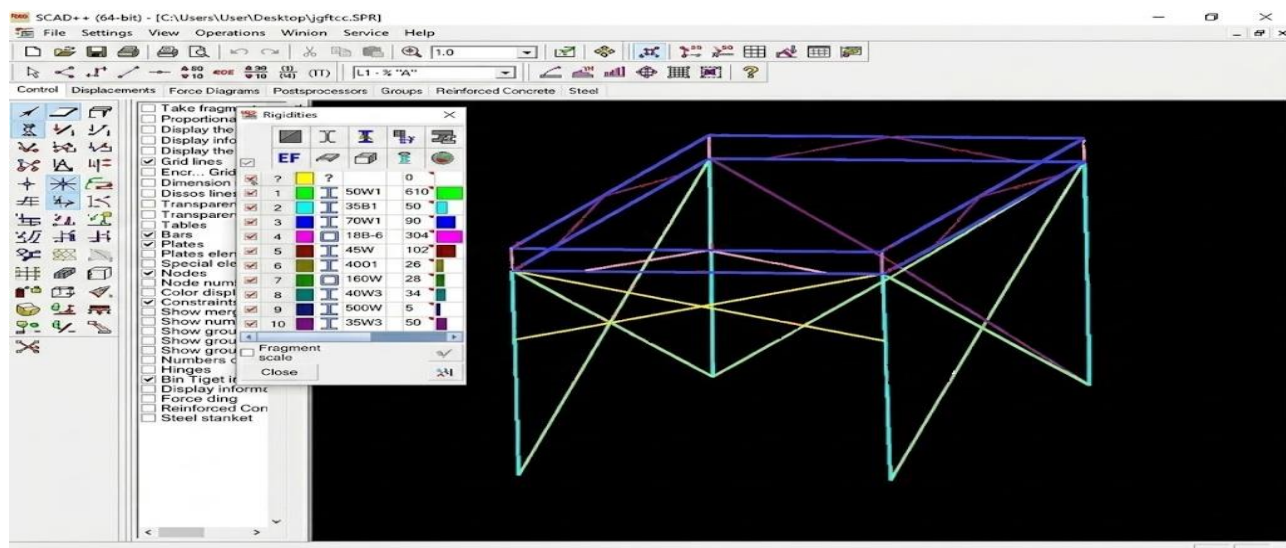


Рисунок 2.2.5 Перерізи колон бункера

Як основу для комп'ютерного моделювання було обрано просторову стрижневу систему. Такий підхід дозволяє найбільш точно відобразити роботу реальної конструкції в програмному комплексі SCAD++, використовуючи геометричні осі стрижнів для врахування фактичних зусиль.

2.2.2 Особливості прийнятої схеми.

Ієрархія несучих елементів. Колони, що працюють на стиск із згином, представлені у вигляді вертикальних стрижневих елементів, жорстко закріплених в основі.

Просторова інтеграція. Ригелі формують опорний контур, який завдяки жорстким з'єднанням об'єднує колони в єдину стабільну раму.

Геометрична жорсткість. Для забезпечення незмінності системи в проєкт включено мережу діагональних в'язів, що працюють переважно у складі фермових блоків. Це рішення дозволило ефективно перерозподілити горизонтальні навантаження на основні несучі вузли.

Специфіка з'єднань. Усі вузли в моделі класифіковані відповідно до конструктивного виконання - жорсткі стики на фланцях, що є критично важливим для коректного розподілу згинальних моментів та поздовжніх сил за перерізами.

Ця стрижнева модель є раціональним спрощенням, яке дозволяє з високою інженерною достовірністю перевірити напружено-деформований стан каркаса без надмірної складності, притаманної об'ємним (3D-solid) моделям.

У проєкті реалізовано концепцію роздільного проєктування: бункерна система та несучий каркас будівлі є незалежними конструктивними об'єктами. Таке рішення виключає передачу вібраційних та статичних навантажень від технологічного обладнання безпосередньо на несучі конструкції каркаса будівлі, що підвищує загальну надійність та довговічність споруди.

2.2.3 Аналіз результатів розрахунку та несучої здатності каркаса

За результатами моделювання просторової системи в програмному комплексі SCAD++ отримано набір даних, що характеризують напружено-деформований стан несучого каркаса. Аналіз виконано послідовно за ключовими показниками:

1 Розподіл поперечних сил (рис. 2.2.6): Епюри поперечних сил демонструють характер передачі зусиль від ригелів на вузли сполучення з колонами, що дозволило визначити зони з найбільшими зрізними навантаженнями.

2 Розподіл згинальних моментів (рис. 2.2.7): Аналіз згинальних моментів підтвердив ефективність прийнятих жорстких вузлів, які забезпечують перерозподіл зусиль у рамі та стабільну роботу системи при нерівномірних навантаженнях.

3 Розподіл нормальних зусиль (рис. 2.2.8): Епюри нормальних зусиль наочно відображають центральний стиск колон під дією вертикальних складових навантаження та допомагають виявити вплив ексцентриситетів у місцях кріплення технологічних елементів.

4 Діаграма переміщень вузлів (рис. 2.2.9): Побудоване поле ізополів переміщень підтверджує, що загальні деформації каркаса знаходяться в межах нормативних допусків, а просторова жорсткість системи відповідає вимогам експлуатаційної придатності.

5 Оптимізація перерізів колон (рис. 2.2.10). На основі отриманих зусиль програмою було автоматично підібрано оптимальні перерізи (зокрема, широкополочні двутаври серії 50Ш1 та супутні профілі). Результати доводять, що обраний металопрокат забезпечує необхідний коефіцієнт запасу міцності при мінімальній металоємності.

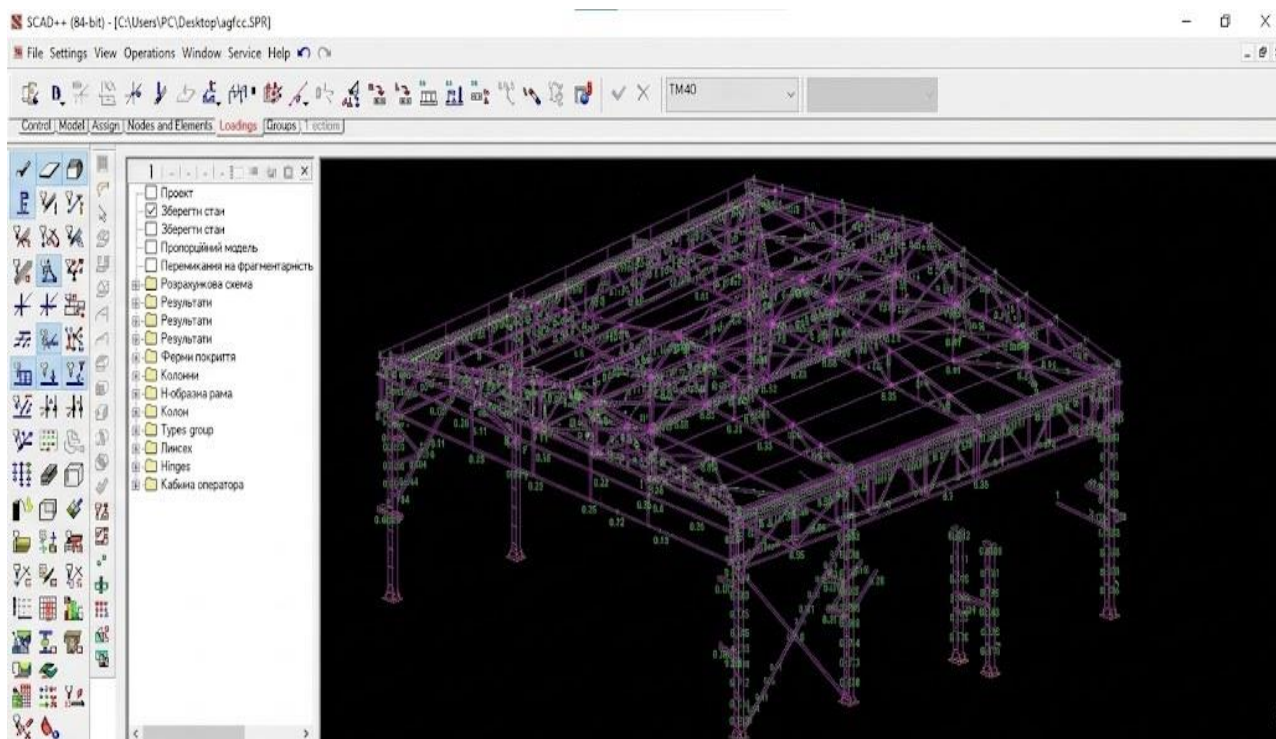


Рисунок 2.2.6 Розподіл поперечних сил

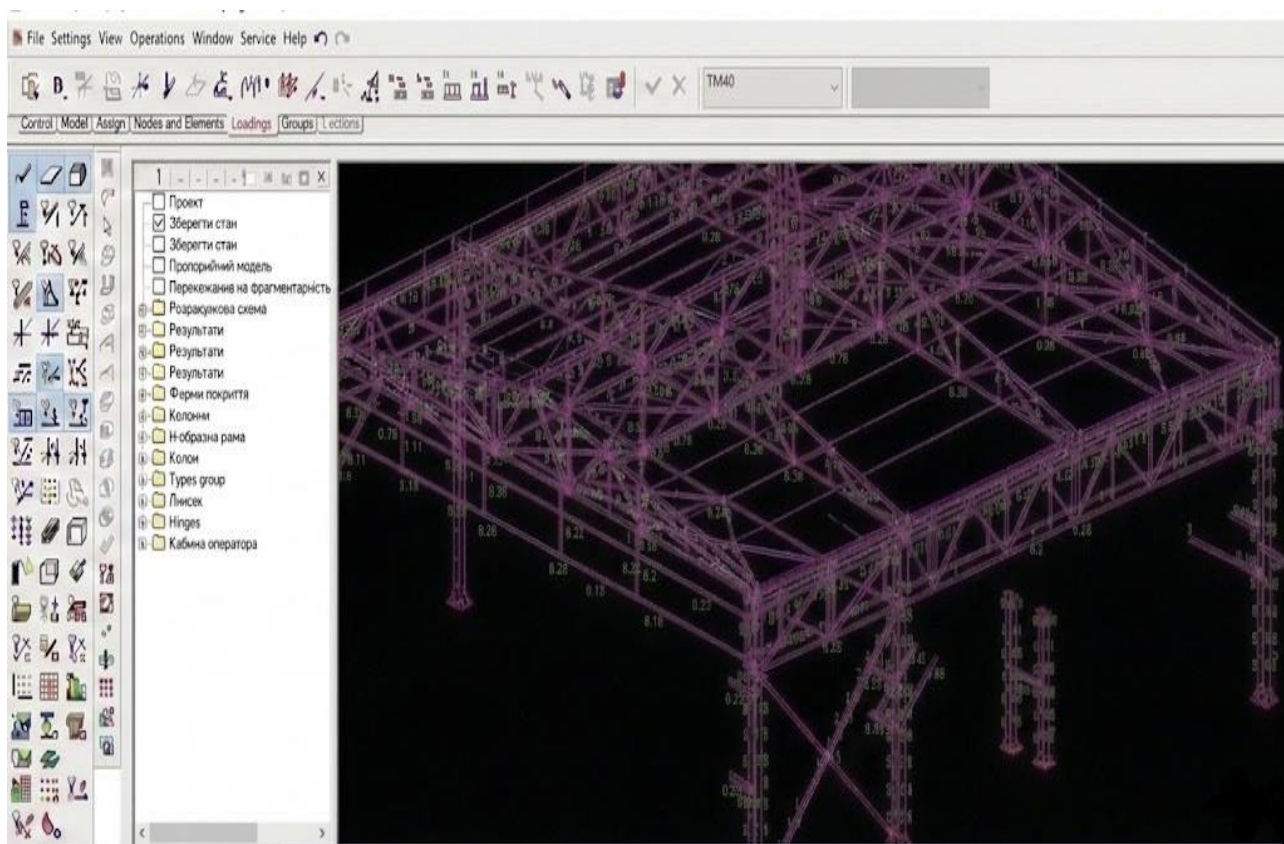


Рисунок 2.2.7 Розподіл згинальних моментів

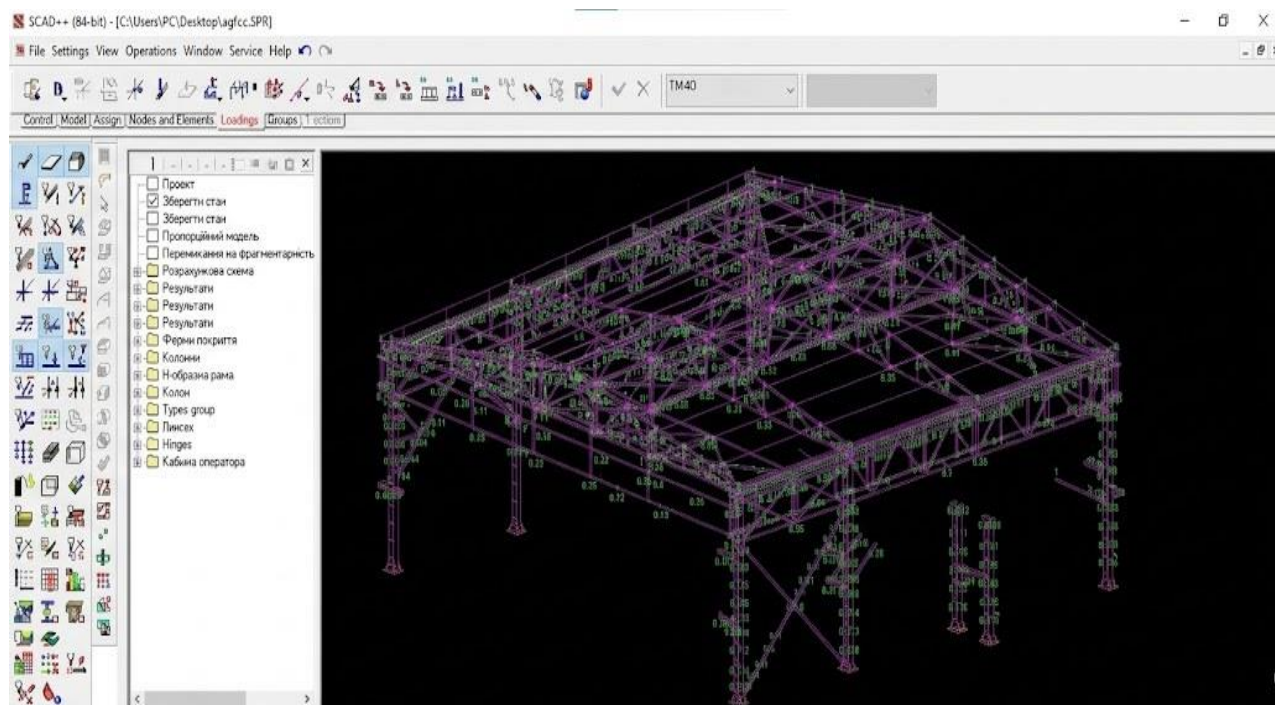


Рисунок 2.2.8 Розподіл нормальних зусиль

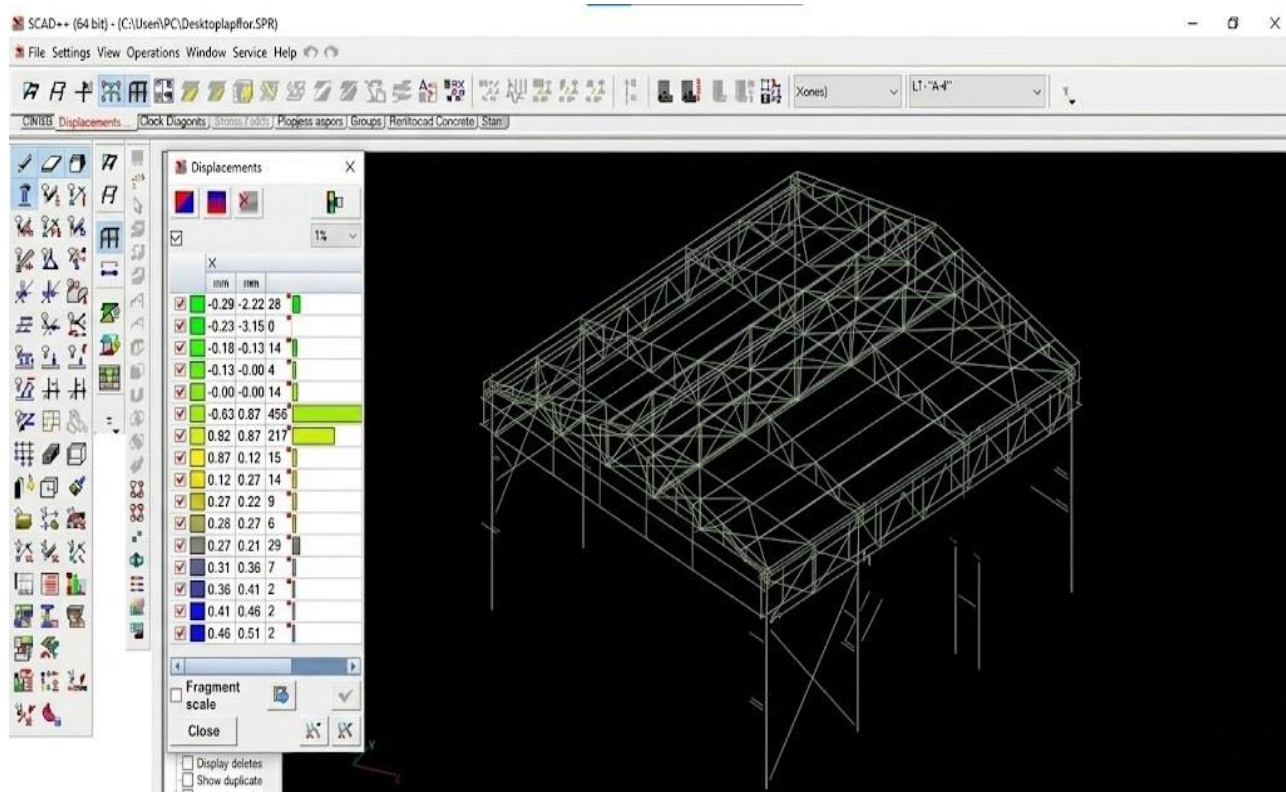


Рисунок 2.2.9 Діаграма переміщень вузлів

Для підвищення просторової жорсткості опорного вузла, запобігання деформаціям та відгину полиць базової плити, в конструкції передбачено систему вертикальних ребер жорсткості. Вона складається з приварних косинок товщиною 10 мм та 8 мм, які жорстко фіксують ствол колони у проектному положенні за допомогою кутових і таврових зварних швів.

Надійне закріплення металоконструкції та сприйняття зусиль на висмикування забезпечується кріпильною групою, що складається з 4-х анкерних (фундаментних) болтів. Для щільної фіксації бази та розподілу зусиль під гайками анкерів у проєкті закладені спеціальні сталеві шайби товщиною 4 мм.

Остаточна стабілізація вузла, вирівнювання зазорів та забезпечення суцільності контакту між сталевією плитою і монолітною основою реалізується шляхом влаштування підливки простору під базою високоміцним безусадочним цементним розчином.

2.2.5 Конструктивний розрахунок елементів стропильної ферми та їхніх з'єднань

Обчислення геометричних параметрів, перевірка несучої здатності за міцністю, а також оцінка стійкості елементів кроквяної ферми покриття виконані відповідно до вимог ДБН В.2.6-198:2014[15].

Згідно з положеннями пункту зазначеного нормативного документа, коефіцієнти розрахункової довжини стиснених елементів приймаються такими, що враховують ступінь пружного защемлення суміжних вузлів у площині та з площини несучої конструкції:

У площині кроквяної системи ($l_{ef,x}$): Для елементів верхнього пояса, опорних розкосів та опорних стійок коефіцієнт розрахункової довжини приймається

$\mu_x = 1,0$, відповідно $l_{ef,x} = l$ (де l - фактична геометрична відстань між центрами суміжних вузлів).

Для проміжних елементів решітки (стиснених розкосів і стійок) враховується часткове заземлення кінців у поясах ферми, тому коефіцієнт приймається

$$\mu_x = 0,8, \text{ відповідно } l_{ef,x} = 0,8 \cdot l$$

Із площини кроквяної системи ($l_{ef,y}$)

Для верхнього пояса розрахункова довжина $l_{ef,y}$ дорівнює кроку розкріплення пояса жорсткими дисками покриття, прогонами або зв'язками (l_1)

Для всіх інших елементів решітки коефіцієнт приймається $\mu_y = 1,0$ відповідно $l_{ef,y} = l$

Граничні гнучкості стиснених сталевих елементів встановлюються за таблицею 13.9 ДБН В.2.6-198:2014[15] залежно від параметра ступеня використання несучої здатності α

Формула 2.7

$$\alpha = N \frac{N}{(\phi_{\min} \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c)}$$

На початковому етапі підбору перерізів конструктивно приймається $\alpha = 1,0$ що гарантує максимальний запас надійності та обмежує граничну гнучкість наступними критеріями:

поясні елементи та опорні розкоси: $\lambda_{\text{пред}} = 120$;

проміжна сполучна решітка (ґрати): $\lambda_{\text{пред}} = 150$;

Матеріал профілів - фасонний прокат зі сталі марки С245 за ДСТУ 8539, що має розрахункове опір за межею текучості $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$ (для товщин прокату до 20мм). Коефіцієнт умов роботи для більшості елементів приймається $\gamma_c = 1,0$

2.2.6 Призначення конструктивної товщини вузлових фасонок

Товщина сталевих фасонок t_ϕ які формують вузли ферми та забезпечують передачу зусиль, безпосередньо залежить від величини максимального поздовжнього зусилля, що діє в опорному розкосі конструкції. Згідно з класичними рекомендаціями проектування промислових об'єктів, для зусиль в опорному раскосі до 150кН приймається мінімально необхідна товщина листа

Оскільки для розрахункового зусилля в опорному розкосі становить $N = -148,4\text{кН}$, товщина всіх вузлових фасонок кроквяної ферми конструктивно приймається рівною $t_\phi = 6\text{мм}(0.6\text{см})$

2.2.7 Покроковий розрахунок та підбір перерізів стиснених елементів

Верхній пояс ферми (Елемент піддається поздовжньому стиску від дії повних навантажень, $N = -260,5\text{кН}$)

Визначення розрахункових довжин:

У площині конструкції: $l_{ef,x} = 1,0 \cdot 300 = 300\text{см}$

Із площини конструкції (з урахуванням кроку розташування прогонів покрівлі): $l_{ef,y} = 1,0 \cdot 300 = 300\text{см}$.

Попереднє проектування сечення:

Задаємося оптимальною гнучкістю для поясних елементів $\lambda_{\text{задана}} = 80$.

Обчислюємо умовну гнучкість елемента:

$$\lambda = \lambda_{\text{задана}} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 80 \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 2,73$$

ДБН В.2.6-198:2014[15]; для типу кривої стійкості «С» (двотаври, зварні профілі та спарені куточки) методом лінійної інтерполяції знаходимо коефіцієнт поздовжнього вигину: $\phi_{\min} = 0,612$

Обчислення необхідної площі та радіуса інерції:

$$A_{\text{необх}} = \frac{|N|}{(\phi_{\min} \cdot R_y \cdot \gamma_c)} = \frac{260,5}{(0,612 \cdot 24 \cdot 1,0)} = 17,73 \text{ см}^2$$

$$i_{x,\text{необх}} = \frac{l_{ef,x}}{\lambda_{\text{задана}}} \lambda_{\text{задана}} = \frac{300}{80} = 3,75 \text{ см}$$

За чинним сортаментом на гарячекатаний кутовий прокат, з урахуванням необхідності компонування перерізу з двох спарених рівнополочних куточків через прокладку товщиною 6мм, приймаємо переріз $2\angle 100 \cdot 8$

Характеристики підбраного перерізу:

$$\text{Загальна площа: } A = 2 \cdot 15,60 = 31,20 \text{ см}^2$$

$$\text{Радіуси інерції: } i_x = 3,07 \text{ см}, i_y = 4,42 \text{ см.}$$

Перевірочний розрахунок підбраного профілю

Фактичні гнучкості становлять:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{300}{3,07} = 97,7$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{300}{4,42} = 67,8$$

Максимальна фактична гнучкість: $\lambda_{\max} = \lambda_x = 97,7$

Визначаємо фактичну умовну гнучкість:

$$\bar{\lambda} = 97,7 \cdot \sqrt{\left(\frac{24}{20600}\right)} = 3,33$$

Для значення $\bar{\lambda} = 3,33$ знаходимо точне значення $\phi_{\min} = 0,488$

Обчислюємо уточнений коефіцієнт α :

$$\alpha = \frac{260,5}{0,488 \cdot 31,20 \cdot 24 \cdot 1,0} = 0,714$$

Визначаємо індивідуальну граничну гнучкість елемента:

$$\lambda_{\text{пред}} = 180 - 60 \cdot 0,714 = 137,16$$

Перевірка гнучкості: $\lambda_{\text{max}} = 97,7 < \lambda_{\text{пред}} = 137,16$ вимога виконана.

Перевірка загальної стійкості елемента пояса (п. 8.1.3 ДБН);

$$\sigma = \frac{|N|}{\phi_{\min} \cdot A} = \frac{260,5}{0,488 \cdot 31,20} = 17,11 \text{ кН/см}^2$$

$$\sigma = 17,11 \text{ кН/см}^2 \leq R_y \cdot \gamma_c = 24,0 \text{ кН/см}^2$$

Висновок: Переріз верхнього пояса з двох куточків 100х8 повністю задовольняє вимогам міцності, стійкості та граничної гнучкості.

Опорний розкіс ферми $N = -148,4 \text{ кН}$

Визначення розрахункових довжин:

Геометрична довжина елемента за координатами вузлів дорівнює $l = 435 \text{ см}$

Оскільки для опорних розкосів жорсткість фіксації вузлів приймається мінімальною, коефіцієнти довжини становлять $\mu_x = \mu_y = 1,0$

$$l_{ef,x} = 1,0 \cdot 435 = 435 \text{ см}; l_{ef,y} = 1,0 \cdot 435 = 435 \text{ см}$$

Підбір профілю за гнучкістю та зусиллям:

Задаємося початковою гнучкістю $\lambda_{\text{задана}} = 90 \rightarrow \bar{\lambda} = 3,07 \rightarrow \phi_{\min} = 0,544$

$$A_{\text{необх}} = \frac{148,4}{0,544 \cdot 24 \cdot 1,0} = 11,37 \text{ см}^2$$

$$i_{x,\text{необх}} = \frac{435}{90} = 4,83\text{см}$$

З огляду на значну довжину елемента (4,35м), визначальним фактором є забезпечення радіуса інерції для запобігання втрати стійкості. Конструктивно приймаємо переріз із двох спарених куточків 2 $\angle$ 125X8

$$\text{Параметри перерізу: } A = 2 \cdot 19,70 = 39,40\text{см}^2; i_x = 3,87\text{см}, i_y = 5,51\text{см}$$

Перевірка підібраного перерізу розкосу:

$$\lambda_x = \frac{435}{3,87} = 112,4; \lambda_y = \frac{435}{5,51} = 78,9 \rightarrow \lambda_{\max} = 112,4$$

$$\bar{\lambda} = 112,4 \cdot \sqrt{\left(\frac{24}{20600}\right)} = 3,83 \rightarrow \text{знаходимо } \phi_{\min} = 0,401$$

Уточнюємо коефіцієнт α :

$$\alpha = \frac{148,4}{0,401 \cdot 39,40 \cdot 24 \cdot 1,0} = 0,391$$

Оскільки за нормами величина α не повинна прийматися менше ніж 0,5, встановлюємо $\alpha = 0,5$

$$\lambda_{\text{пред}} = 180 - 60 \cdot 0,5 = 150$$

Перевірка гнучкості: $\lambda_{\max} = 112,4 < \lambda_{\text{пред}} = 150$ - умова виконана.

Перевірка стійкості опорного розкосу:

$$\sigma = \frac{148,4}{0,401 \cdot 39,40} = 9,41\text{кНсм}^2 \leq R_y \cdot \gamma_c = 24,0\text{кН/см}^2$$

Висновок: Конструкція опорного розкосу стійка, переріз підібрано коректно.

Стиснутий розкіс решітки($N = -65,2\text{кН}$)

Розрахункові довжини: $l = 435\text{см}$

З урахуванням часткового заземлення у площині ферми:

$$l_{ef,x} = 0,8 \cdot 435 = 348\text{см}$$

Із площини: $l_{ef,y} = 1,0 \cdot 435 = 435\text{см}$

Підбір профілю: Приймаємо за сортаментом куточки

$$2\angle 75 \times 6 (A = 2 \cdot 8,78 = 17,56\text{см}^2; i_x = 2,30\text{см}, i_y = 3,39\text{см})$$

Контрольні перевірки:

$$\lambda_x = \frac{348}{2,30} = 151,3; \lambda_y = \frac{435}{3,39} = 128,3 \rightarrow \lambda_{max} = 151,3$$

Величина $\lambda_{max} = 151,3$ незначно перевищує базовий ліміт у 150

Проведемо уточнення через коефіцієнт α .

$$\bar{\lambda} = 151,3 \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 5,16 \rightarrow \phi_{min} = 0,248$$

$$\alpha = \frac{65,2}{0,248 \cdot 17,56 \cdot 24} = 0,623$$

Уточнена гранична гнучкість для проміжної решітки:

$$\lambda_{пред} = 210 - 60 \cdot 0,623 = 172,6$$

Перевірка гнучкості: $\lambda_{max} = 151,3 < \lambda_{пред} = 172,6$ - переріз проходить за деформативністю.

$$\sigma = \frac{65,2}{0,248 \cdot 17,56} = 14,97\text{кН/см}^2 \leq 24,0\text{кН/см}^2 \text{ (Стійкість забезпечена)}$$

Проміжна стиснута стійка(N=-32,4кН)

Розрахункові довжини: геометрична висота стійки $l = 315\text{см}$

$$l_{ef,x} = 0,8 \cdot 315 = 252\text{см}; \quad l_{ef,y} = 1,0 \cdot 315 = 315\text{см}$$

Конструктивний вибір перерізу: Приймаємо мінімальний за умов уніфікації профілю решітки переріз

$$2\angle 63 \times 5 \quad (A = 2 \cdot 6,13 = 12,26\text{см}^2; \quad i_x = 1,93\text{см}, i_y = 2,84\text{см})$$

Перевірки:

$$\lambda_x = \frac{252}{1,93} = 130,5; \quad \lambda_y = \frac{315}{2,84} = 110,9 \rightarrow \lambda_{max} = 130,5$$

$$\bar{\lambda} = 130,5 \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 4,45 \rightarrow \phi_{min} = 0,314$$

$$\alpha = \frac{32,4}{0,314 \cdot 12,26 \cdot 24} = 0,35 \rightarrow \text{приймаємо } \alpha = 0,5$$

$$\lambda_{пред} = 210 - 60 \cdot 0,5 = 180 > \lambda_{max} = 130,5 \quad (\text{Умова виконана}).$$

$$\sigma = \frac{32,4}{0,314 \cdot 12,26} = \frac{8,41\text{кН}}{\text{см}^2} \leq 24,0\text{кНсм}^2 \quad (\text{Стійкість забезпечена}).$$

Розрахунок та підбір перерізів центрально-розтягнутих елементів

Розрахунок елементів, що сприймають розтягуючі зусилля, виконується за критерієм міцності чистого перерізу (нетто) згідно з вимогами п. 8.1.1 ДБН В.2.6-198:2014[15].

Нижній пояс ферми (N = +214,2кН)

Визначення необхідної площі перерізу:

$$A_{\text{необх}} = N / (R_y \cdot \gamma_c) = \frac{214,2}{24 \times 1,0} = 8,92 \text{ см}^2$$

Необхідна площа одного куточка: $A_{\text{уг,необх}} = \frac{8,92}{2} = 4,46 \text{ см}^2$

З урахуванням вимог щодо граничної гнучкості розтягнутих нижніх поясів промислових ферм ($\lambda_{\text{пред}} = 250$) та геометричної довжини панелі, приймаємо із сортаменту переріз $2 \angle 75 \times 6 (A = 2 \cdot 8,78 = 17,56 \text{ см}^2)$

Перевірка напружень:

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{214,2}{17,56} = \frac{12,20 \text{ кН}}{\text{см}^2} \leq R_y \cdot \gamma_c = 24,0 \text{ кН/см}^2$$

Міцність нижнього пояса повністю гарантована.

Розтягнутий розкіс решітки ($N = +95,6 \text{ кН}$)

Визначення необхідної площі:

$$A_{\text{необх}} = \frac{95,6}{24 \cdot 1,0} = 3,98 \text{ см}^2 \rightarrow A_{\text{уг,необх}} = 1,99 \text{ см}^2$$

Конструктивно, з метою забезпечення жорсткості елемента під час транспортування та монтажу, приймаємо найменший профіль решітки для поточної схеми- $2 \angle 50 \times 5 (A = 2 \cdot 4,80 = 9,60 \text{ см}^2)$

$$\sigma = \frac{95,6}{9,60} = 9,95 \text{ кН/см}^2 \leq 24,0 \text{ кН/см}^2 \text{ (Міцність забезпечена).}$$

Розрахунок зварних швів кріплення елементів решітки до фасонок

Розрахунок зварних з'єднань виконано відповідно до положень розділу 16 ДБН В.2.6-198:2014[15]. Зварювання здійснюється ручним способом за допомогою електродів типу Е42А.

Розрахунковий опір зварного шва по металу шва становить

$$R_{wf} = 18 \text{кН/см}^2$$

коефіцієнт форми шва $\beta_f = 0,7$

Зусилля, що передається елементом з кутового прокату на вузлову фасунку, розподіляється між обушком (70%) та пером (30%) куточка. Розрахунок ведеться на роботу двох куточків, що складають переріз кожного елемента.

Вузол прикріплення опорного розкосу ($N = -148,4 \text{кН}$)

Товщина фасонки $t_\phi = 6 \text{мм}$, товщина полички куточка 125×8 становить $t_{\text{уг}} = 8 \text{мм}$. Мінімальний катет зварного шва дорівнює $k_{f,\min} = 5 \text{мм}$

Приймаємо робочий катет швів для обушка та пера $k_f = 5 \text{мм} = 0,5 \text{см}$

Розрахунок шва по обушку куточків:

Частка зусилля на обушок: $N_{об} = 0,7 \cdot 148,4 = 103,88 \text{кН}$

Необхідна сумарна розрахункова довжина флангових швів:

$$l_{w,об} \geq \frac{N_{об}}{2 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} = \frac{103,88}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,5 \cdot 18 \cdot 1,0} = 8,24 \text{см}$$

Повна конструктивна довжина шва з додаванням 1 см на дефекти початку та кінця зварного кратера:

$$l_{\text{геом,об}} = l_{w,об} + 1 \text{см} = 8,24 + 1 = 9,24 \text{см} \rightarrow \text{приймаємо } 10,0 \text{см.}$$

Розрахунок шва по перу куточків:

Частка зусилля на перо: $N_{\text{пер}} = 0,3 \cdot 148,4 = 44,52 \text{кН}$

$$l_{w,\text{пер}} \geq 44,52 / (2 \cdot 0,7 \cdot 0,5 \cdot 18 \cdot 1,0) = 3,53 \text{см}$$

Згідно з вимогами п. 16.1.5 ДБН, розрахункова довжина шва не може бути меншою за $4 \cdot k_f = 2,0\text{см}$ або $5,0\text{см}$ через це обмеження приймаємо мінімальну розрахункову довжину $l_{w,\text{пер}} = 5,0\text{см}$

Повна конструктивна довжина шва по перу;

$$l_{\text{геом,пер}} = 5,0 + 1 = 6,0\text{см.}$$

Вузол кріплення верхнього пояса ($N = -260,5\text{кН}$)

Товщина елементів: $t_\phi = 6\text{мм}$, $t_{yt} = 8\text{мм}$ Приймаємо розрахунковий катет зварного з'єднання $k_f = 6\text{мм} = 0,6\text{см}$

Шов по обушку: $N_{об} = 0,7 \cdot 260,5 = 182,35\text{кН}$

$$l_{w,об} \geq \frac{182,35}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,6 \cdot 18 \cdot 1,0} = 12,06\text{см}$$

Конструктивна довжина:

$$l_{\text{геом,об}} = 12,06 + 1\text{см} = 13,06\text{см} \rightarrow \text{приймаємо } 14,0\text{см.}$$

Шов по перу: $N_{\text{пер}} = 0,3 \cdot 260,5 = 78,15\text{кН}$

$$l_{w,\text{пер}} \geq 78,15 / (2 \cdot 0,7 \cdot 0,6 \cdot 18 \cdot 1,0) = 5,17\text{см}$$

Конструктивна довжина:

$$l_{\text{геом,пер}} = 5,17 + 1\text{см} = 6,17\text{см} \rightarrow \text{приймаємо } 7,0\text{см.}$$

Вузол кріплення стиснутого розкосу решітки ($N = -65,2\text{кН}$)

Товщина деталей: $t_\phi = 6\text{мм}$, $t_{yt} = 6\text{мм}$.

Задаємо робочий катет шва $k_f = 0,5\text{мм} = 0,5\text{см}$.

Шов по обушку: $N_{об} = 0,7 \cdot 65,2 = 45,64\text{кН}$

$$l_{w,об} \geq \frac{45,64}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,5 \cdot 18 \cdot 1,0} = 3,62 \text{ см} \rightarrow \text{діє конструктивне обмеження ДБН } l_w \geq 5,0 \text{ см.}$$

Повна довжина з урахуванням кратера: $l_{\text{геом,об}} = 5,0 + 1 = 6,0 \text{ см.}$

Шов по перу: $N_{\text{пер}} = 0,3 \cdot 65,2 = 19,56 \text{ кН}$

$$l_{w,пер} \geq \frac{19,56}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,5 \cdot 18 \cdot 1,0} = 1,55 \text{ см} \rightarrow \text{приймаємо } l_{w,пер} = 5,0 \text{ см.}$$

Повна довжина: $l_{\text{геом,пер}} = 5,0 + 1 = 6,0 \text{ см.}$

Вузол прикріплення нижнього пояса ($N = +214,2 \text{ кН}$)

Товщина фасонки $t_{\text{ф}} = 6 \text{ мм}$, товщина куточка 75×6 становить $t_{\text{уг}} = 6 \text{ мм}$

Задаємо катет швів $k_f = 5 \text{ мм} = 0,5 \text{ см.}$

Шов по обушку пояса: $N_{об} = 0,7 \cdot 214,2 = 149,94 \text{ кН}$

$$l_{w,об} \geq \frac{149,94}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,5 \cdot 18 \cdot 1,0} = 11,90 \text{ "см"}$$

Конструктивна довжина:

$$l_{\text{геом,об}} = 11,90 + 1 \text{ см} = 12,90 \text{ см} \rightarrow \text{приймаємо } 13,0 \text{ см.}$$

Шов по перу пояса: $N_{\text{пер}} = 0,3 \cdot 214,2 = 64,26 \text{ кН}$

$$l_{w,пер} \geq 64,26 / (2 \cdot 0,7 \cdot 0,5 \cdot 18 \cdot 1,0) = 5,10 \text{ см}$$

Конструктивна довжина:

$$l_{\text{геом,пер}} = 5,10 + 1 \text{ см} = 6,10 \text{ см} \rightarrow \text{приймаємо } 7,0 \text{ см.}$$

Специфікація підібраних профілів за результатами розрахунку:

Верхній пояс: Спарені куточки $2 \angle 100 \times 8$ (Сталь С245)

Нижній пояс: Спарені куточки $2\angle 75 \times 6$ (Сталь С245)

Опорний розкіс: Спарені куточки $2\angle 125 \times 8$ (Сталь С245)

Стиснуті розкоси: Спарені куточки $2\angle 75 \times 6$ (Сталь С245)

Розтягнуті розкоси: Спарені куточки $2\angle 50 \times 5$ (Сталь С245)

Стійки решітки: Спарені куточки $2\angle 63 \times 5$ (Сталь С245)

У межах проєкту виконано конструктивний розрахунок і підбір перерізів сталевих кроквяної ферми покриття промислової будівлі рамно-зв'язкового каркаса.

Рисунок 2.2.11

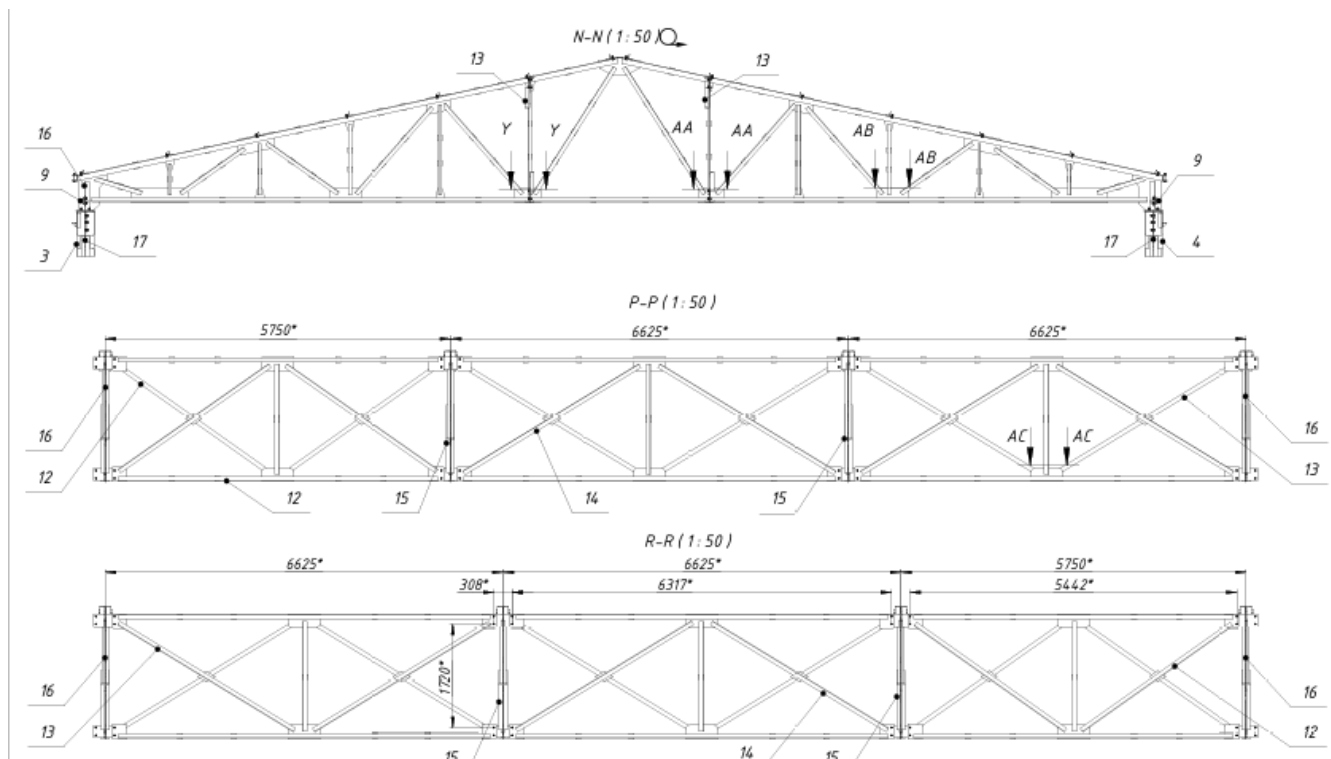


Рисунок 2.2.11 Кроквяна ферма

РОЗДІЛ 3. ТЕХНОЛОГІЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

3.1 Умови будівельного виробництва та підготовчі роботи

Будівництво цеху завантаження вагонів здійснюється на території діючого гірничо-збагачувального комплексу у м. Харків. Специфіка майданчика полягає у безпосередній близькості до існуючих залізничних колій та конвеєрних естакад. Кліматичні умови відповідають І-й температурній зоні України, що вимагає врахування нормативної глибини промерзання ґрунту (1,3 м) при плануванні земляних робіт у зимовий період.

До початку основних будівельно-монтажних процесів виконується комплекс підготовчих робіт згідно з ДБН А.3.1-5:2016 [12]:

Улаштування тимчасового огороження зони виконання робіт із встановленням попереджувальних знаків щодо руху маневрових потягів.

Розчищення ділянки від техногенних відкладів та зрізання насипного шару ґрунту (ІГЕ-1) на глибину 0,5-1,0 м за допомогою бульдозера.

Забезпечення тимчасового та робочого освітлення будівельного майданчика відповідно до норм ДСТУ Б.А.3.2-15:2011 [7]

Організація тимчасових під'їзних шляхів із твердим покриттям для безперебійного підвезення важкої бурової техніки та довгомірних металоконструкцій.

Створення геодезичної розбивочної основи із закріпленням осей будівлі та незалежних осей технологічного бункера.

Підведення тимчасових інженерних мереж (електропостачання для зварювальних апаратів, водопостачання для бурових робіт).

3.2 Методи виконання основних будівельних робіт

Земляні та пальові роботи. Оскільки конструктивна схема передбачає повну незалежність 400-тонного накопичувального бункера від каркаса цеху, нульовий цикл розділено на два технологічні потоки.

Розробка котлованів під фундаменти мілкового закладення (ФМ1 під колони цеху та ФМ3 під кабінку оператора) виконується екскаватором. Відкоси формуються з урахуванням характеристик лесового суглинку (ІГЕ-2). Дно котлованів допрацьовується вручну на 10-15 см для збереження природної структури ґрунту, після чого влаштовується ущільнена піщано-гравійна подушка товщиною 200 мм для нівелювання просадних властивостей основи.

Пальові роботи під незалежний фундамент бункера (ФМ2) виконуються буровою установкою. Проектом передбачено влаштування куща з 16 буронабивних паль діаметром 600 мм і довжиною 8,0 м.

Буріння свердловин здійснюється під захистом інвентарних обсадних труб для запобігання обсипанню супіску (ІГЕ-3). Вістря паль заглиблюється у щільний водонасичений пісок (ІГЕ-4).

Монтаж просторових арматурних каркасів виконується стріловим краном.

3.3 Улаштування монолітних фундаментів

Після набору палями міцності виконується зрубвання їхніх голів на 100 мм для оголення арматурних випусків. Монолітні роботи включають влаштування ростверку бункера (товщиною 800 мм) та стаканних фундаментів каркаса.

Для опалубки застосовується інвентарна щитова система, для формування стаканів ФМ1 використовуються спеціальні пустотоутворювачі..

Для бетонування використовуємо бетонну суміш (клас С25/30 для ростверку та С20/25 для ФМ1) яка подається бетононасосом, ущільнення проводиться глибинними вібраторами.

Відкриті поверхні вкриваються гідроізоляційною плівкою. Установка анкерних болтів (М27) під сталеві колони виконується за допомогою кондукторів для забезпечення міліметрової точності.

3.4 Монтаж сталевого каркаса та обладнання

Монтаж конструкцій виконується автомобільним краном методом «на себе» згідно з вимогами ДБН В.2.6-198:2014[15]. Спочатку зводиться внутрішній опорний портал накопичувального бункера, після чого монтується зовнішній каркас цеху.

Для монтування колон сталеві двотаври (50Ш1) стропуються за верхній кінець, піднімаються у вертикальне положення та встановлюються на фундаментні болти, вивіряння вертикальності виконується двома теодолітами, після фіксації підкосами виконується підливка бази колон високоміцним безусадковим розчином.

Ферми збираються з відправних марок на стенді розкрупнювальної зборки. Стропування виконується траверсою за вузли верхнього пояса. Ферма опускається на оголовки колон, закріплюється монтажними болтами, вивіряється та фіксується постійним зварним швом.

Враховуючи наявність системи туманоутворення в цеху, всі монтажні зварні шви після зачищення покриваються цинконаповненим ґрунтом та емаллю для антикорозійного захисту.

Стіни та покрівля цеху виконуються з тришарових сендвіч-панелей товщиною 150 мм (з мінераловатним наповнювачем).

Для підйому панелей використовується вакуумний траверсний захват, що запобігає пошкодженню полімерного покриття.

Монтаж стінових панелей ведеться горизонтально, починаючи від цоколя. Кріплення до прогонів здійснюється самонарізними гвинтами з EPDM-шайбами (норма витрати - 6 шт./м²).

Усі замкові з'єднання панелей обов'язково герметизуються силіконовими мастиками для унеможливлення проникнення пилу з вулиці та виходу вологи з цеху.

Для сприйняття вібрацій від маневрових робіт та уникнення пилоутворення в цеху виконується армована монолітна підлога. Поверх шару гідроізоляції укладається бетон класу C20/25 товщиною 200 мм (армований сітками з арматури Ø12 A400C). На етапі затирання свіжого бетону застосовується корундовий топінг (5 кг/м²), який втирається двороторними бетонооздоблювальними машинами. У зоні залізничної колії нарізаються деформаційні шви з кроком 6 м, які заповнюються поліуретановим герметиком

Вибір будівельних машин та механізмів

Для безпечного виконання монтажних робіт на висоті 12,685 м підбір крана здійснюється за найвіддаленішою та найважчою маркою - кроквяною фермою покриття (орієнтовна маса 3,0 т).

Визначення необхідної висоти підйому гака

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

$$h_0 = 12,68\text{м (висота обпирання ферми на колону);}$$

$$h_z = 0,5\text{м (мінімальний запас висоти для перенесення);}$$

$$h_{\text{ел}} = 2,5\text{м (висота ферми на опорі);}$$

$$h_{\text{стр}} = 3,0\text{м (висота стропувальної траверси).}$$

$$H_{\text{кр}} = 12,68 + 0,5 + 2,5 + 3,0 = 18,68\text{м}$$

$$\text{Необхідна вантажопідйомність } (Q)Q = q_{\text{ел}} + q_{\text{стр}} = 3,0 + 0,3 = 3,3\text{т.}$$

Враховуючи габарити будівлі (ширина 17,79 м) та необхідність достатнього вильоту стріли, приймаємо до виконання робіт автокран Tadano ATF 70G-4

Комплект будівельних машин і механізмів та характеристика обсягів робіт представлені у таблицях 3.1 та 3.2

№	Назва техніки	Тип, марка	Призначення
1	Екскаватор-навантажувач	CAT (Caterpillar) 432 / 444	Розробка котлованів ФМ1, ФМ3
2	Бурова установка	BAUER BG 15 H	Улаштування буронабивних паль ФМ2
3	Автомобільний кран	Tadano ATF 70G-4	Монтаж сталевих каркасів та бункера
4	Автобетононасос	Putzmeister M36-4	Подача бетону у палі та фундаменти
5	Віброплита	Ammann (APH)	Ущільнення ґрунту та щебеневої основи
6	Вакуумний підйомник	Clad Boy (Viavac)	Монтаж сендвіч-панелей

№	Назва техніки	Тип, марка	Призначення
7	Зварювальний апарат	Патон ВДИ-250 PRO	Зварювання монтажних вузлів
8	Бетонооздоблювальна машина	Honda GX200	Затирання топіngu підлоги

Таблиця 3.1 Комплект будівельних машин та механізмів

№	Найменування робіт	Од. вим.	Обсяг	Примітка
1	Зрізання рослинного шару ґрунту	м³	170	По площі забудови
2	Буріння свердловин під палі (Ø600 мм)	пог. м	128	16 паль по 8,0 м
3	Улаштування бетонної підготовки	м³	6,4	Під фундаменти та ростверк
4	Бетонування паль (ФМ2)	м³	36,2	Бетон С20/25
5	Бетонування ростверку бункера	м³	51,2	Бетон С25/30
6	Бетонування фундаментів (ФМ1, ФМ3)	м³	18,5	Бетон С20/25
7	Монтаж сталевих колон каркаса	т	12,4	Переріз 50Ш1 та супутні

№	Найменування робіт	Од. вим.	Обсяг	Примітка
8	Монтаж конструкцій бункера	т	18,6	Опорний портал та ємність
9	Монтаж кроквяних ферм та зв'язків	т	7,8	Спарені куточки
10	Улаштування стін із сендвіч-панелей	м ²	930	Товщина 150 мм, мінвата
11	Улаштування монолітної промислової підлоги	м ²	340	Бетон 200 мм з топінгом
12	Монтаж аспіраційного обладнання	компл.	1	Циклон ЦН-15, вентилятор

Таблиця 3.2 Характеристика обсягів робіт

3.5 Технологічна карта на монтаж сталевих каркаса промислової будівлі

Галузь застосування

Технологічна карта розроблена на комплекс робіт із монтажу несучих сталевих конструкцій одноповерхової промислової будівлі (цеху для завантаження вагонів). До складу робіт входять:

геодезичне приймання фундаментів (ФМ1) та перевірка анкерних болтів;

розкладання сталевих елементів у зоні монтажу та укрупнювальна збірка кроквяних ферм на стенді;

монтаж сталевих колон каркаса та опорного порталу бункера;

монтаж кроквяних ферм покриття та системи зв'язків;

антикорозійний захист монтажних зварних швів.

Організація і технологія виконання робіт Монтаж конструкцій виконується автомобільним краном методом «на себе» згідно з вимогами

ДБН В.2.6-198:2014[15]. До початку монтажу каркаса всі роботи нульового циклу (фундаменти, зворотна засипка котлованів) повинні бути повністю завершені.

Монтаж сталевих колон: Для монтування колон сталеві двотаври (перерізом 50Ш1) стропуються за верхній кінець і піднімаються у вертикальне положення. Колонна встановлюється на фундаментні болти, після чого виконується тимчасове закріплення. Вивіряння вертикальності виконується двома теодолітами по двох осях. Після фіксації підкосами виконується підливка бази колон високоміцним безусадковим розчином.

Монтаж кроквяних ферм: Ферми збираються з відправних марок на стенді розкрупнювальної зборки. Стропування виконується спеціальною траверсою за вузли верхнього пояса, щоб уникнути деформацій. Ферма опускається на оголовки колон, закріплюється монтажними болтами, вивіряється та фіксується постійним зварним швом.

Антикорозійний захист: Всі монтажні зварні шви після зачищення обов'язково покриваються цинконаповненим ґрунтом та емаллю для надійного антикорозійного захисту.

Вимоги до якості та приймання робіт

Контроль якості монтажних робіт ведеться відповідно до вимог державних будівельних норм.

Вхідний контроль: перевірка сертифікатів якості на металопродукт, кріпильні вироби та зварювальні матеріали. Візуальний огляд конструкцій на предмет пошкоджень.

Операційний контроль: систематична геодезична перевірка відміток опорних поверхонь фундаментів, зміщення осей колон у нижньому перерізі, відхилення колон від вертикалі, а також контроль якості монтажних зварних швів.

Приймальний контроль: після завершення монтажу оформлюються акти огляду прихованих робіт (на зварювання, антикорозійний захист стиків тощо).

Вибір машин та механізмів. Основним механізмом для виконання робіт обрано автомобільний кран Tadano ATF 70G-4. Вибір крана обґрунтовано технологічним розрахунком для найвіддаленішої та найважчої марки — кроквяної ферми покриття (масою 3,0 т). Розрахункові параметри склали:

необхідна висота підйому гака (Нкр) — 18,68 м;

необхідна вантажопідйомність (Q) — 3,3 т (з урахуванням маси траверси 0,3 т).

РОЗДІЛ 4. ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА ЖИТТЄДІЯЛЬНОСТІ

4.1. Загальні положення та організація майданчика

Організація будівельного майданчика та виконання будівельно-монтажних робіт при зведенні цеху завантаження вагонів здійснюється у суворій відповідності до вимог ДБН А.3.2-2-2009[13] *«Охорона праці і промислова безпека у будівництві»*.

Враховуючи специфіку об'єкта (розташування на території діючого гірничо-збагачувального комплексу та наявність залізничних колій), до початку робіт реалізуються такі заходи:

Територія будівельного майданчика обноситься суцільним інвентарним огородженням висотою не менше 2,0 м із встановленням попереджувальних знаків.

На в'їзді встановлюється схема руху транспорту та будівельної техніки. Швидкість руху автотранспорту на майданчику обмежується до 10 км/год, а на поворотах - до 5 км/год.

Визначаються та позначаються знаками безпеки зони постійно діючих небезпечних факторів (поблизу неізольованих струмоведучих частин, у зонах переміщення вантажів краном Liebherr LTM 1045, поблизу відкосів котлованів).

Оскільки об'єкт перетинає залізнична гілка, рух маневрових потягів на час виконання будівельних робіт у цій зоні повністю блокується, або встановлюється жорсткий графік «вікон» із чергуванням спеціального сигнальника.

4.2. Безпека під час виконання земляних та бурових робіт

Нульовий цикл об'єкта включає розробку котлованів під каркас будівлі та влаштування глибоких паль.

Розробка котлованів ФМ1 та ФМ3 екскаватором виконується з дотриманням безпечної крутизни укосів для лесових суглинків (ІГЕ-2). При наближенні до існуючих підземних комунікацій (ближче ніж 2 м) роботи ведуться виключно вручну під наглядом майстра.

Під час роботи бурової установки BAUER BG 15 Н небезпечна зона навколо машини (рівна довжині щогли плюс 5 м) огорожується сигнальною стрічкою.

Пробурені свердловини діаметром 600 мм під палі ФМ2 повинні бути негайно закриті міцними інвентарними щитами для запобігання падінню працівників до моменту встановлення арматурних каркасів та бетонування.

4.3. Безпека при монтажі металоконструкцій та огорожень

Монтажні роботи є найбільш небезпечним етапом будівництва, оскільки виконуються на висоті до 12,685 м із використанням великогабаритних елементів.

Оскільки 400-тонний накопичувальний бункер є повністю окремо розташованою спорудою і просторово не зв'язаний з основним каркасом цеху, монтажні зони та робочі радіуси крана для цих об'єктів чітко розмежовуються. Це робиться для уникнення накладання небезпечних зон під час паралельного збирання опорного порталу бункера та зовнішніх колон цеху.

При висотних роботах усі працівники, які виконують монтаж колон (50Ш1), кроквяних ферм та сендвіч-панелей на висоті понад 1,3 м, зобов'язані використовувати випробувані запобіжні (страхувальні) пояси. Місця закріплення карабіна заздалегідь вказуються виконробом.

Підйом сталевих ферм та елементів бункера здійснюється виключно за розробленими схемами стропування з використанням траверс та відтяжок. Забороняється перебування людей під піднятим вантажем. Відчеплення конструкцій дозволяється лише після їхнього надійного закріплення (на болтах або монтажним зварюванням) щонайменше у двох вузлах.

При роботі з вакуумним підйомником (Clad Boy) машиніст крана та монтажники повинні уникати різких ривків та ударів панелей об змонтований каркас. Забороняється монтаж вітрильних конструкцій (панелей та профнастилу) при швидкості вітру понад 10 м/с, у грозу або ожеледицю.

4.4. Електробезпека та пожежна безпека (зварювальні роботи)

Зведення сталевого каркаса вимагає значного обсягу зварювальних робіт, що створює ризики ураження струмом та пожеж.

Усі металеві риштування, корпуси зварювальних інверторів та підйомна техніка підлягають обов'язковому захисному заземленню.

Електрозварювальні кабелі прокладаються так, щоб уникнути їх механічного пошкодження технікою (підвішуються на висоті або вкладаються у захисні коробки).

Робоче місце зварювальника на висоті очищається від горючих матеріалів. Зварювальник забезпечується вогнетривким спецодягом, маскою-хамелеоном та сумкою для збору недогарків електродів (забороняється скидати їх униз).

На кожній монтажній ділянці (захватці) встановлюється первинний пожежний щит (вогнегасники ОП-5, кошма, пісок).

Організація протипожежних заходів на об'єкті відповідає загальним вимогам ДБН В.1.1-7:2016 [5], а інженерно-технічні заходи безпеки персоналу враховують положення ДБН В.1.2-4:2006 [6].

4.5. Екологічна безпека та санітарно-гігієнічні вимоги

Враховуючи роботу об'єкта з сипучими гірськими породами (концентратами, щебенем):

На етапі експлуатації головним небезпечним фактором є виробничий пил. Проектом передбачено запуск системи аспірації (циклон ЦН-15) та

туманоутворення. Під час пробних пусків та пусконаладжувальних робіт персонал повинен використовувати респіратори класу FFP2/FFP3.

Під час роботи бетонооздоблювальних машин при втиранні корундового топінгу у промислову підлогу працівники повинні використовувати захисні окуляри та протипилові маски через високу дисперсність зміцнювача.

Територія майданчика регулярно зволожується у літній період для зменшення пилоутворення від руху важкої техніки (міксерів та кранів). Робочі місця забезпечуються питною водою, аптечками першої допомоги та тіньовими навісами для відпочинку персоналу.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. ДБН В.2.1-10:2018 Основи та фундаменти будівель і споруд. Основні положення проектування.
2. Будівельна кліматологія. Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі ДСТУ–Н Б В.1.1-27: 2010 - [Чинний від 2011-11-01]. - К. : Мінрегіонбуд України, 2011 – 123 с. - (Національний стандарт України).
3. ДБН В.1.2-2:2021 Навантаження і впливи. Норми проектування.
4. ДБН В.2.6-31:2021 Теплова ізоляція та енергоефективність будівель.
5. ДБН В.1.1-7:2016 Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги.
6. ДБН В.1.2-4:2006. Інженерно-технічні заходи цивільного захисту (цивільної оборони). – [Чинний від 2007-04-01]. – К. : Укрархбудінформ, 2006. – 34 с.
7. ДСТУ Б.А.3.2-15:2011. Норми освітлення будівельного майданчика. - [Чинний від 2012-12-01]. – К.: Мінрегіон України, 2012– (Національні стандарти України).
8. ДБН А.2.2-3:2014 Склад та зміст проектної документації на будівництво.
9. ДБН А.2.1-1-2014 Інженерні вишукування для будівництва. Ґрунти та геологія
10. ДСТУ Б В.2.1-4-96 Ґрунти. Методи визначення міцності та деформованості.
11. ДСТУ Б В.2.1-2-96 Ґрунти. Класифікація.
12. ДБН А.3.1-5:2016 «Організація будівельного виробництва».
13. ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека у будівництві».
14. ДБН В.2.5-67:2013 санітарно-гігієнічні норми
15. ДБН В.2.6-198:2014 Сталеві конструкції. Норми проектування
16. Практичний розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В.2.6-98:2009 у порівнянні з розрахунками за СНиП 2.03.01-84* і EN 1992-1-1

(Eurocode 2) / В.М. Бабаєв, А.М. Бамбура, О.М. Пустовойтова, П.А. Резнік,
Є.Г. Стоянов, В.С Шмуклер за заг. ред. В.С. Шмуклера.
– Харків:Золоті сторінки, 2015. – 208с