

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

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

Кафедра будівельних конструкцій

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА БАКАЛАВРА

**КОРПУС АЗОТНОЇ КИСЛОТИ ХІМІЧНОГО КОМБІНАТУ
У МІСТІ ЧЕРКАСИ**

Розробив: студент IV курсу, групи БтаЦІ 2022-1

Спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія

ОПП «Промислове та цивільне будівництво»



Ротаєнко Андрій Сергійович

Керівник: докт. техн. наук, професор



Яровий Сергій Миколайович

Рецензент: канд. техн. наук, доцент



Череднік Димитрій Леонідович

ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ МІСЬКОГО
ГОСПОДАРСТВА імені О.М. БЕКЕТОВА
НАВЧАЛЬНО-НАУКОВИЙ ІНСТИТУТ
БУДІВНИЦТВА, ЗЕМЛЕУСТРОЮ ТА ЦИВІЛЬНОЇ ІНЖЕНЕРІЇ

ЗАТВЕРДЖУЮ

В.о. завідувача кафедри будівельних
конструкцій



к.т.н., доц. Спіранде К.В.

« 01 » червня 2026 року

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

Ротасенко Андрій Сергійович

Спеціальність 192 – Будівництво та цивільна інженерія

Освітньо-професійна програма Промислове та цивільне будівництво

Тема кваліфікаційної роботи: Корпус азотної кислоти хімічного комбінату у місті Черкаси

затверджена наказом ректора ХНУМГ від « 26 » травня 2026 р. № 447-03

Термін подання завершеної роботи на кафедру « 15 » червня 2026 р.

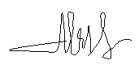
Вихідні дані до кваліфікаційної роботи інженерно-геологічні умови, основні вимоги до несучих та огорожувальних конструкцій будівлі, архітектурно-планувальне рішення об'єкту.

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

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

- архітектурно-будівельна частина: плани цеху на різних відмітках, фасади та розрізи, генплан – 2 л.;
- розрахунково-конструктивна частина: план фундаментів, інженерно-геологічний переріз – 1 л.; плани перекриттів та розрізи, кмд ферми – 3 л.;
- технологічні рішення та організація будівництва: технологічна карта на схему проходки монтажного крану, схему монтажу колон, ферм перекриття, карт покрівлі – 1 л.

КОНСУЛЬТАНТИ РОЗДІЛІВ РОБОТИ

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

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів кваліфікаційної роботи	Строк виконання етапів роботи	Примітка
1.	Архітектурно-будівельна частина	01.06-04.06.2026	виконано
2.	Розрахунково-конструктивна частина	05.06-12.06.2026	виконано
3.	Технологічні рішення та організація будівництва	13.06-14.05.2026	виконано
4.	Охорона праці	14.06-15.06.2026	виконано

-

-

- Керівник дипломної роботи  д.т.н., проф. Яровий С. М.

- Завдання прийняв до виконання  Ротаєнко А. С.

-

- Дата видачі завдання « 01 » червня 2026 р.

ЗМІСТ

1. АРХІТЕКТУРНО- БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА	6
1.1. Вихідні дані	6
1.2. Об'ємно – планувальні рішення	7
1.3. Архітектурні рішення	8
1.4. Конструктивні рішення (матеріали і характеристики елементів несучих конструкцій).....	10
1.5. Теплотехнічний розрахунок утеплювача покриття цеху	14
2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА	17
2.1. РОЗРАХУНОК ПІДЗЕМНОЇ ЧАСТИНИ ТА ФУНДАМЕНТУ	17
2.1.1. Аналіз інженерно-геологічних умов	17
2.1.2. Оцінка інженерно-геологічних умов будівельного майданчика	17
2.1.3. Розрахунок навантажень, що діють на фундамент, та призначення його конструкції	20
2.1.4. Визначення розмірів підшви фундаменту	21
2.1.5. Тиск у ґрунті під підшвою фундаменту	24
2.1.6. Оцінка деформацій (осідання) основи фундаменту	24
2.1.7. Конструювання фундаменту	32
2.1.8. Розрахунок фундаменту на продавлювання	33
2.1.9. Армування фундаменту	34
2.2. РОЗРАХУНОК НАДЗЕМНОЇ ЧАСТИНИ	36
2.2.1. Розрахунок поперечної рами	36
2.2.2. Розрахунок ферми Ф1. Побудова геометричної схеми ферми	38
2.2.3. Збір навантажень і приведення їх до вузлів ферми	39
2.2.4. Визначення зусиль у стрижнях ферми в програмному комплексі SCAD	40
2.2.5. Підбір перерізів елементів ферми з типових профілів	42
2.2.6. Розрахункові довжини стиснутих елементів ферми	42
2.2.7. Граничні гнучкості стиснутих елементів ферми	44
2.2.8. Розрахунок стиснутих елементів ферми	45
2.2.9. Підбір перерізів центрально-розтягнутих елементів	47
2.2.10. Перевірка вузлів ферми Ф-1	49
2.2.11. Розрахунок колони. Розрахункові довжини ділянок колони у площині рами	53
2.2.12. Розрахунок колони. Підбір поперечного перерізу верхньої частини колони	54
2.2.13. Перевірка стійкості верхньої частини колони у її площині	56
2.2.14. Перевірка стійкості верхньої частини колони з площини рами	57
2.2.15. Компонування поперечного перерізу нижньої частини колони	59

2.2.16. Перевірка стійкості нижньої частини колони у її площині	61
2.2.17. Перевірка стійкості нижньої частини колони з її площини	64
3. ТЕХНОЛОГІЧНІ РІШЕННЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА	66
3.1 Узагальнені рішення зі зведення об'єкту	66
3.2. Основні принципи організації робіт	67
3.3. Розрахунок монтажних характеристик та вибір такелажного обладнання	69
3.4. Методи виконання будівельних та монтажних робіт	73
3.4.1. Будівництво монолітних фундаментів	74
3.4.2. Монтаж металевих колон	75
3.4.3. Монтаж зв'язків	75
3.4.4. Монтаж підкранових балок	75
3.4.5. Монтаж кроквяних ферм	76
3.4.6. Улаштування бетонної підлоги	77
3.4.7. Монтаж покрівлі	77
3.4.8. Підготовка до оздоблювальних робіт	78
3.4.7. Відомість об'ємів будівельно-монтажних робіт	78
3.5. Календарне планування	80
3.6. Розробка генерального плану будівництва (будгенплану)	82
4. ОХОРОНА ПРАЦІ	83
4.1. Забезпечення охорони праці на законодавчому рівні	83
4.2. Аналіз умов праці та виявлення потенційних небезпек	85
4.3 Дослідження ризику загальних будівельних небезпек	87
4.3.1 Оцінка ризику падіння з висоти (методом «ймовірність – тяжкість»)	87
4.4 Розробка організаційно-технічних, архітектурно-планувальних заходів, спрямованих на покращення умов праці	88
4.5 Висновки до розділу охорони праці	90
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ	92

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА

1.1 Вихідні дані

У дипломному проекті за завданням сплановано багатопверхову будівлю цеху азотної кислоти у місті Черкасах на території хімічного комбінату ПрАТ «АЗОТ». ПрАТ «АЗОТ» – одне з найбільших підприємств хімічної промисловості України, що спеціалізується на виробництві азотних добрив, іонообмінних смол та капролактаму. Входить до складу азотного холдингу OSTCHEM, який об'єднує найбільші заводи з виробництва мінеральних добрив Group DF.

Відповідно до ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 «Будівельна кліматологія» [1], місто Черкаси належить до І кліматичного району, формую північно-західний підрайон.

Згідно з чинними нормативними документами України, для міста Черкаси діють наступні параметри:

1. Розрахункова зимова температура: зазвичай приймається як $-22\text{ }^{\circ}\text{C}$. Це значення відповідає температурі зовнішнього повітря найбільш холодної п'ятиденки забезпеченістю 0,92 згідно з ДБН В.2.6-31:2016 «Теплова ізоляція будівель» [2].

2. Нормативна глибина промерзання ґрунту: коливається в межах 0,9–1,2 м. Згідно з ДБН В.2.1-10:2018 «Основи та фундаменти будівель і споруд» [3] для Черкаської області цей показник становить 1,0–1,2 м. Однак у деяких офіційних звітах та експертизах для конкретних майданчиків у місті Черкаси наводиться нормативне значення 0,9 м.

Згідно з ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи. Норми проектування» [4] будівельний майданчик класифіковано:

1. за вагою снігового покриву як 3-й район з характеристичним значенням снігового навантаження $S_0 = 1520\text{ Па}$;
2. за швидкісним напором вітру як 2-й район із характеристичним значенням вітрового тиску $W_0 = 420\text{--}450\text{ Па}$.

Відповідно до ДБН В.1.1-12:2014 «Будівництво в сейсмічних районах України» (зі зміною №1) [5], нормативна сейсмічність майданчика становить 6 балів.

Рельєф ділянки забудови є техногенно зміненим, відносно рівним, із незначним ухилом у північному та північно-західному напрямках. Територія повністю перекрита насипними ґрунтами, техногенними відкладами, потужність яких змінюється від 0,8 до 6,2 м. Природний ґрунтовий покрив на поверхні відсутній. Абсолютні позначки поверхні коливаються в межах 96,85–97,70 м.

Майданчик і прилеглі території щільно забудовані об'єктами промислової інфраструктури ПрАТ «Азот»: виробничими корпусами, технологічними трубопроводами, естакадами, залізничними коліями. Підземна частина ділянки насичена інженерними комунікаціями, в тому числі водо несучими мережами, що ускладнює проведення будь-яких земляних робіт.

1.2 Об'ємно-планувальні рішення

Основою для розробки об'ємно-планувальних рішень будівлі цеху азотної кислоти слугували вимоги технологічного завдання та чинних державних будівельних норм України. Це гарантує надійність, безпеку та довговічність експлуатації об'єкта, а також створює оптимальні умови для організації економічно доцільного технологічного процесу виробництва азотної кислоти.

Клас наслідків (відповідальності) об'єкта визначено згідно з вимогами:

- ДБН В.1.2-14:2018 «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд»[6];
- ДСТУ 8855:2019 «Визначення класу наслідків (відповідальності)»[7].

Для об'єктів комплексу прийнято класи наслідків СС1 незначні наслідки)та СС2 середні наслідки.

У проєкті передбачено комплекс захисних заходів, що забезпечують несучу здатність, просторову жорсткість та експлуатаційну придатність будівельних конструкцій. Прийняті рішення створюють безпечні умови для персоналу,

забезпечують можливість моніторингу технічного стану та підтримання об'єкта в працездатному стані протягом усього життєвого циклу.

Відповідно до п. 5.3.1 ДБН В.1.2-14:2018 [6], допустимий термін експлуатації об'єктів встановлено 30 років.

Категорії будівель та приміщень за вибух пожежною та пожежною небезпекою визначаються в технологічній частині проєкту згідно з вимогами НПАОП 24.1-1.07-10 «Правила охорони праці для виробництв основної хімічної промисловості» [8] та інших галузевих нормативних документів.

Додаткові вимоги щодо проєктування хімічних виробництв визначені ДБН В.2.2-7:2024 «Будівлі і споруди для зберігання пестицидів та агрохімікатів. Основні положення», чинні з 01.04.2025 [9].

1.3 Архітектурні рішення

При проєктуванні цеху азотної кислоти за основу прийнято прості архітектурні форми, що відповідають його функціональному призначенню, місцевим кліматичним умовам та спрямовані на створення єдиного архітектурного ансамблю комплексу споруд майданчика ПрАТ «Азот» у м. Черкаси. Частина технологічного обладнання проєктується з відкритим розташуванням.

Стіни та фасади

Зовнішні стіни будівлі проєктуються з керамічної цегли відповідно до вимог ДСТУ Б В.2.7-61:2008 [10]. Для підвищення несучої здатності передбачається армування сіткою. Утеплення стін виконується мінераловатними плитами згідно з ДСТУ Б В.2.7-316:2016 [11]. Товщина утеплювача визначається теплотехнічним розрахунком відповідно до вимог ДБН В.2.6-31:2021 «Теплова ізоляція будівель» [2]. Після утеплення виконується штукатурення по сітці. Фасади оштукатурюються цементним розчином по утеплювачу з подальшим фарбуванням атмосферостійкими фасадними фарбами.

Перегородки

Внутрішні перегородки, залежно від умов експлуатації та категорії вибух пожежної небезпеки приміщень, виконуються з керамічної цегли.

Покрівля та водовідведення

Відведення води з покрівлі проєктується як зовнішнє організоване. У сходовій клітці передбачається зовнішній зливо відвід.

Вікна, двері та ворота

Віконні блоки виконуються з алюмінієвих сплавів згідно з ДСТУ Б В.2.6-45:2008 [12]. Ворота та двері, залежно від призначення, можуть бути спеціального типу: протипожежні, герметичні. Протипожежні двері виконуються металевими відповідно до ДСТУ Б В.2.6-77:2009 [13].

Сходи

Сходи для обслуговування обладнання та пожежні сходи проєктуються сталевими згідно з ДСТУ Б В.2.6-52:2008 [14]. Евакуаційні сходи виготовляються з залізобетонних збірних ступенів, встановлених на сталеві косоури, та монолітних залізобетонних плит, розташованих на сталевих балках.

Внутрішнє оздоблення та підлоги

Внутрішнє оздоблення приміщень розроблене з урахуванням доцільності та необхідності створення оптимальних умов для праці. Планується використання сучасних сертифікованих матеріалів, дозволених до застосування у виробничих середовищах з агресивними хімічними речовинами.

Відповідно до вимог технологічного проєктування, протипожежних та санітарних норм, передбачено:

- фарбування стель водоемульсійними фарбами;
- фарбування стін і перегородок водоемульсійними фарбами світлих відтінків;
- облицювання стін і перегородок керамічною плиткою;
- у виробничих приміщеннях, де можливий вплив агресивних середовищ, передбачається облицювання стін кислототривкою плиткою на висоту щонайменше 2000 мм.

Типи підлог у виробничих приміщеннях цеху азотної кислоти приймаються з урахуванням вимог ДБН В.2.2-27:2025 «Промислові будівлі»[15]. Для захисту від агресивного впливу азотної кислоти передбачаються:

- бетонні підлоги з кислотостійким покриттям;

- наливні антистатичні підлоги для вибухо-пожежо-небезпечних зон;
- підлоги з керамічної нековзної кислототривкої плитки;
- підлоги з футеруванням кислототривкою цеглою.

1.4 Конструктивні рішення (матеріали і характеристики елементів несучих конструкцій)

Проектування конструктивних рішень цеху азотної кислоти виконано у відповідності до вимог ДБН В.1.2-14:2018 «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд» [6]. Конструктивні рішення для будівлі цеху азотної кислоти розроблено згідно з вимогами чинних будівельних норм України, що регламентують проектування промислових об'єктів.

Фундаменти.

- Глибину закладання фундаментів визначено на основі інженерно-геологічних умов майданчика згідно з ДБН В.2.1-10:2018 «Основи і фундаменти будівель та споруд» [3], з урахуванням розрахункової глибини промерзання ґрунтів 0,9–1,2 м для м. Черкаси та конструктивних вимог.

- Каркас будівлі спирається на монолітні залізобетонні фундаменти.

- Для технологічного обладнання передбачено окремі монолітні бетонні та залізобетонні фундаменти.

Несучі конструкції

- Каркас будівлі виконано з монолітного залізобетону. Для забезпечення необхідної міцності та стійкості каркасу використовуються сталеві елементи.

- Перекриття виконано з монолітного залізобетону, розміщеного на залізобетонних та сталевих балках.

- Покриття в опалювальних будівлях включає монолітний залізобетон з негорючим мінераловатним утеплювачем.

Спеціальні конструкції

Колони для підтримки газопроводів, робочих платформ та сходів виконано зі сталевих конструкцій згідно з ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції. Норми проектування» [16].

Хімічний захист

Враховуючи агресивне середовище виробництва азотної кислоти, для бетонних та залізобетонних конструкцій передбачено захист від корозії згідно з ДСТУ Б В.2.6-145:2010 «Конструкції будинків і споруд. Захист бетонних і залізобетонних конструкцій від корозії» [17]. Сталеві конструкції захищено від корозії згідно з ДСТУ Б В.2.6-193:2013 «Захист металевих конструкцій від корозії» [18].

Вогнезахист.

Для сталевих конструкцій передбачено пасивний вогнезахист згідно з ДСТУ-Н Б В.2.6-211:2016 «Проектування сталевих конструкцій. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість» [19].

Багатоповерхова будівля цеху азотної кислоти призначена для розміщення технологічного обладнання з виробництва, зберігання та відвантаження азотної кислоти споживачам. Будівля має прямокутну форму в плані з розмірами по осях А-К, 5-9 – $40,80 \times 24,0$ м. З торцевої частини, на ділянці з осями К-Л, 5-9 розміром $7,845 \times 24,0$ м, на позначці +6,000 передбачено навіс над залізничними коліями для наливу готової азотної кислоти в залізничні цистерни.

У торцевих частинах будівля виконана триповерховою, а в центральній частині розташований одноповерховий відсік. Для обслуговування цього відсіку вздовж усієї споруди передбачено сталевий майданчик. Будівля цеху азотної кислоти примикає своєю довгою стороною до іншої будівлі.

Ступінь вогнестійкості будівлі прийнято III. Категорія пожежної небезпеки будівлі визначається технологічною частиною проєкту та відповідно до НПАОП 24.1-1.07-10 «Правила охорони праці для виробництв основної хімічної промисловості» [8] орієнтовно приймається як «Д» пожежонебезпечна, з урахуванням наявності окиснювача азотної кислоти та горючих матеріалів.

Агресивний вплив газоповітряного середовища як на відкритому просторі, так і всередині будівлі на сталеві та залізобетонні конструкції оцінюється як сильно агресивний згідно з ДСТУ Б В.2.6-145:2010 «Захист бетонних і залізобетонних

конструкцій від корозії» [17]. Для захисту конструкцій передбачено спеціальні антикорозійні покриття, кислотостійкі футерування та хімічно стійкі матеріали.

Опалення будівлі цеху азотної кислоти не передбачається, тому що технологічний процес не потребує підтримання додаткової температури, а наявність азотної кислоти вимагає дотримання спеціальних умов експлуатації. Відповідно до ДБН В.2.5-67:2013 «Опалення, вентиляція та кондиціонування» [20] для таких приміщень передбачається лише припливно-витяжна вентиляція в хімічно стійкому виконанні.

У будівлі цеху азотної кислоти передбачено шість робочих місць для постійного перебування персоналу.

Технологічний комплекс включає такі основні елементи:

- сходову клітку;
- технологічну установку виробництва азотної кислоти;
- приймальну яму для рідких відходів, позначка низу –3,500;
- складські приміщення для зберігання сировини та готової продукції;
- допоміжні приміщення;
- відділення циклонів для очищення газів;
- зону наливу азотної кислоти в залізничні цистерни;
- бункерну установку для проміжного зберігання.

Конструктивна схема

Каркас будівлі запроектовано сталевим відповідно до вимог ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції. Норми проєктування» [16]. Основними несучими елементами є двогілкові колони з прокатних профілів, а колони вставок виконано з колонних двутаврів. Ферми покриття виконано з гнутих замкнутих профілів – профільних труб. Головні та другорядні балки покриття виконано з прокатних двутаврів.

Просторова жорсткість і стійкість каркасу забезпечується завдяки

1. у поздовжньому напрямку – системою вертикальних зв'язків по колонах та горизонтальним диском покриття;

2. у поперечному напрямку – рамною системою з жорстким з'єднанням колон з фундаментами, що працює спільно з горизонтальним диском покриття.

Фундаменти під сталеві колони запроектовано як окремо стоячі монолітні залізобетонні конструкції на пальовій основі. Палі виконано буронабивним методом з використанням обсадних труб відповідно до ДБН В.2.1-10:2018 «Основи та фундаменти будівель і споруд» [3].

Для захисту бетону від агресивного впливу азотної кислоти передбачено застосування щільного водонепроникного бетону марки за водонепроникністю не нижче W8, а також додаткове хімічно стійке покриття, наливні епоксидні або поліуретанові склади згідно з ДСТУ Б В.2.6-145:2010 «Конструкції будинків і споруд. Захист бетонних і залізобетонних конструкцій від корозії»[17]/

Заглиблена частина будівлі , приймальна яма, канали, виконується з монолітного залізобетону з внутрішньою футеровкою кислототривкою цеглою або плиткою на кислотостійких замазках. Дерев'яні елементи не застосовуються.

Стіни та днище будівлі в межах осей 5 ÷ 9 і В-Ж до позначки +9,850 буде виконано з монолітного залізобетону з внутрішнім захисним шаром з кислототривкої плитки або штукатурки кислотостійким розчином завтовшки не менше 20 мм. Застосування дерев'яних дошок для захисної стінки виключено.

Стінна огорожа будівлі виконана з кислототривкої цегли або звичайної керамічної цегли з обов'язковим облицюванням кислотостійкими матеріалами. Товщина стін становитиме 250 мм. З внутрішньої сторони передбачено оштукатурювання цементно-піщаним розчином товщиною 20 мм з додаванням хімічно стійких добавок або нанесенням ізолювального шару. Внутрішні стіни та перегородки також виконуються з кислототривкої цегли з повним захистом поверхонь, що контактують з агресивним середовищем, згідно з вимогами технологічної частини проекту.

Перекрыття будівлі це монолітні залізобетонні з додатковим хімічно стійким покриттям. Покриття буде виконане зі сталевих профільованих листів з антикорозійним захистом, який спирається на сталеві прогони. Утеплення

покриття для опалюваних приміщень – негорючі мінераловатні плити, ізольовані від контакту з парами кислоти герметизуючим шаром.

Покриття підлог передбачене з кислототривких матеріалів: наливні епоксидні або поліуретанові підлоги, кислототривка плитка, футерування кислототривкою цеглою. Дерев'яні підлоги не допускаються.

Віконні рами виготовлені з алюмінієвого профілю з порошково-полімерним покриттям, стійким до хімічного впливу. Для скління планується використання склопакетів 4М1-8-4К.

Зовнішні ворота і двері виготовлені зі сталі з нанесенням хімічно стійкого лакофарбового покриття згідно з ДСТУ Б В.2.6-193:2013 «Захист металевих конструкцій від корозії» [18]. Утеплення не передбачається.

Сходи для обслуговування обладнання та пожежні сходи виготовлені з металевих конструкцій нержавіючої сталі або сталі з антикорозійним покриттям. Евакуаційні сходи для персоналу складаються із збірних залізобетонних ступенів із захисним кислотостійким шаром на сталевих косоурах з покриттям, а також монолітних залізобетонних плит на сталевих балках.

1.5 Теплотехнічний розрахунок утеплювача покриття цеху

Згідно з ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 [1] м. Черкаси розташоване у II кліматичному районі будівництва за картою-схемою додатку А ДБН В.2.6-31:2021. Розрахункові параметри зовнішнього повітря для теплотехнічних розрахунків огорожувальних конструкцій приймаються:

- Температура найбільш холодної п'ятиденки забезпеченістю 0,92 – мінус 22 °С;
- Середня відносна вологість повітря за рік – 76 %.
- Переважний напрям вітру в зимовий період – північно-східний; в літній – північно-західний.
- Середньорічна швидкість вітру – 3,5 м/с.

Наведені параметри є вихідними для теплотехнічних розрахунків огорожувальних конструкцій, таких як стіни, покриття, вікна, систем опалення,

вентиляції та кондиціонування, а також для визначення класу енергоефективності будівлі

Конструкція покриття

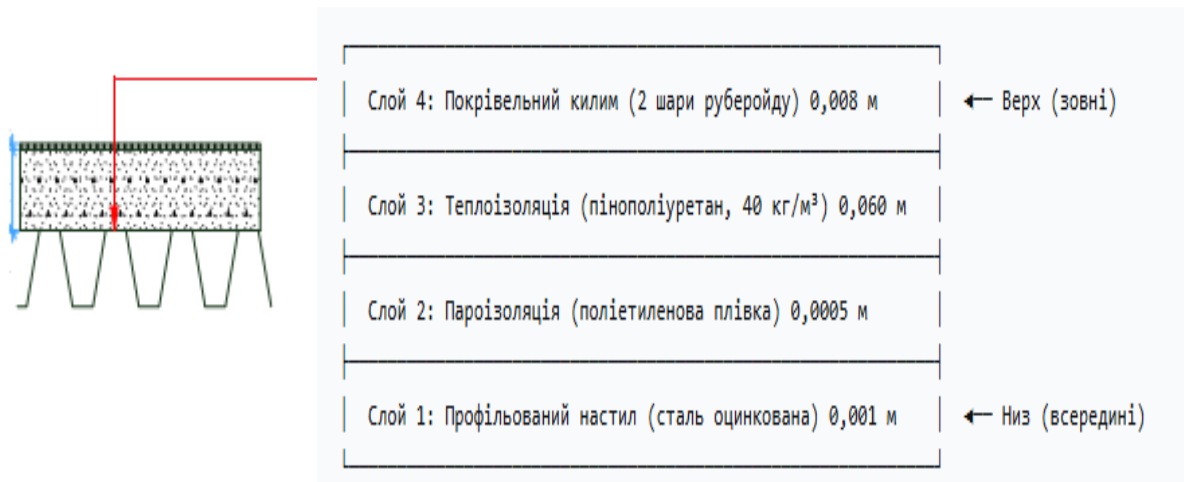


Рис.1.1 – Переріз сендвіч панелі покриття

Розрахунок виконано для наступних шарів покриття знизу вгору:

1. Сталевий оцинкований профільований настил завтовшки 0,001 м.
2. Пароізоляція з поліетиленової плівки завтовшки 0,0005 м.
3. Теплоізоляція – плити з жорсткого пінополіуретану густиною 40 кг/м³ завтовшки 0,060 м.
4. Покрівельний килим з двох шарів руберойду загальною товщиною 0,008 м.

Для захисту від пароутворення та конденсату вологи в товщі покриття передбачено пароізоляційний шар поліетиленової плівки. Враховуючи агресивність середовища цеху азотної кислоти, всі сталеві елементи, профнастил, кріплення повинні мати антикорозійне покриття згідно з вимогами ДСТУ Б В.2.6-193:2013 [18], а покрівельний килим бути стійким до хімічного впливу.

Розрахунок виконано згідно з вимогами ДБН В.2.6-31:2021 «Теплова ізоляція та енергоефективність будівель» [21].

Тепловологісний режим приміщення сухий (Додаток Б ДБН В.2.6-31:2021), умови експлуатації огорожувальних конструкцій – «А».

За Додатком визначено коефіцієнти теплопровідності (λ) та теплосвоєння (S) для кожного шару:

1. Сталевий настил: $\delta_1=0,001$ м; $\lambda_1=58$ Вт/(м·К); $S_1=126,5$ Вт/(м²·К).
2. Поліетилен: $\delta_2=0,0005$ м; $\lambda_2=0,21$ Вт/(м·К); $S_2=6,08$ Вт/(м²·К).
3. Пінополіуретан: $\delta_3=0,06$ м; $\lambda_3=0,029$ Вт/(м·К); $S_3=0,40$ Вт/(м²·К).
4. Руберойд: $\delta_4=0,008$ м; $\lambda_4=0,17$ Вт/(м·К); $S_4=3,53$ Вт/(м²·К).

Термічний опір окремих шарів визначаємо за формулою $R = \delta/\lambda$:

$$R_1 = 0,001 / 58 = 0,000017 \text{ м}^2\cdot\text{К}/\text{Вт}$$

$$R_2 = 0,0005 / 0,21 = 0,0024 \text{ м}^2\cdot\text{К}/\text{Вт}$$

$$R_3 = 0,06 / 0,029 = 2,0690 \text{ м}^2\cdot\text{К}/\text{Вт}$$

$$R_4 = 0,008 / 0,17 = 0,0471 \text{ м}^2\cdot\text{К}/\text{Вт}$$

Показник теплової інерції D розраховуємо за формулою $D = \sum_m^n R_i \cdot S_{ip}$:

$$D_1 = 0,000017 \cdot 126,5 = 0,002 < 1,5$$

$$D_2 = 0,0024 \cdot 6,08 = 0,015 < 1,5$$

$$D_3 = 2,0690 \cdot 0,40 = 0,828 < 1,5$$

$$D_4 = 0,0471 \cdot 3,53 = 0,166 < 1,5$$

Загальна теплова інерція конструкції:

$$D = 0,002 + 0,015 + 0,828 + 0,166 = 1,011 < 1,5.$$

Оскільки $D = 1,011$, що менше за 1,5, для подальшого розрахунку приймаємо мінімально допустиме значення опору теплопередачі за таблицею 2 ДБН В.2.6-31:2021 [21] для покриттів промислових будівель з сухим режимом експлуатації

$$R_{q \min} = 2,0 \text{ м}^2\cdot\text{К}/\text{Вт}.$$

Фактичний опір теплопередачі конструкції складає

$$R_{\text{факт}} = 2,1185 \text{ м}^2\cdot\text{К}/\text{Вт} (0,000017+0,0024+2,0690+0,0471).$$

Порівняння $R_{\text{факт}} (2,1185) \geq R_{q \min} (2,0)$. Умова ДБН В.2.6-31:2021 [21] виконується. Товщина утеплювача 60 мм є достатньою. Прийнята товщина утеплювача з пінополіуретану 60 мм забезпечує необхідний опір теплопередачі для кліматичних умов м. Черкаси. Подальше збільшення товщини утеплювача не потрібне. Усі сталеві елементи покриття повинні мати антикорозійний захист згідно з вимогами ДСТУ Б В.2.6-193:2013[18].

РОЗДІЛ 2

РОЗРАХУНКОВА – КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА

2.1 РОЗРАХУНОК ПІДЗЕМНОЇ ЧАСТИНИ ТА ФУНДАМЕНТУ

2.1.1 Оцінка інженерно-геологічних умов

Ділянка, на якій передбачається будівництво цеху азотної кислоти, знаходиться на території ПрАТ «Азот» у м. Черкаси. Інженерно-геологічні дослідження на об'єкті виконано відповідно до чинних норм. Вони охоплювали топографічну зйомку майданчика; буріння двох розвідувальних свердловин завглибшки до 25,0 м; відбір зразків ґрунту з порушеною та непорушеною структурою (табл. 2.1); визначення рівня ґрунтових вод, їх хімічного складу та корозійної активності.

Отримані дані дозволили охарактеризувати геологічну будову, фізико-механічні властивості ґрунтів та прогнозувати їхню поведінку під навантаженням у агресивному середовищі, характерному для цеху азотної кислоти.

Таблиця 2.1 – Геологічна будова та гідрогеологічні характеристики будівельного майданчика

№ шару	Найменування ґрунтів	Номер свердловини та глибина шару, м	
		1	2
1	Суглинок	2,0	2,1
2	Супісь	3,6	3,7
3	Пісок дрібний	3,6	3,7
4	Суглинок	3,4	3,5
5	Глина	8,7	8,9
	Глибина залягання ґрунтових вод		
	Відмітка гирла свердловини, м	117,2	117,9

Характеристики властивостей ґрунтів							
Найменування	Усл. поз.	Од. Вимір.	Д.				
			1	2	3	4	5
Густина	ρ_{II}	т/м ³	1,8	2,98	2,0	2,1	2,06
Густина частиць	ρ_s	т/м ³	2,65	2,69	2,66	2,65	2,7
Природна вологість	w		0,39	0,26	0,24	0,18	0,22
Вологість на межі плинності	w _L		0,36	0,28		0,26	0,4
Вологість на межі пластичності	w _p		0,24	0,22		0,17	0,2
Кут внутрішнього тертя	φ_{II}	град.	6	20	31	21	15
Питоме зчеплення	c _{II}	кПа	1	12	1	1	80
Модуль деформації	E	МПа	2	25	9	28	50

Треба зазначити, що геологічна будова Черкаської області є досить складною та неоднорідною. Наприклад, правобережна частина, де знаходиться завод «Азот», входить до Придніпровської височини, що ускладнює рельєф. Потужність шарів може суттєво відрізнятися навіть в межах однієї ділянки.

2.1.2 Оцінка інженерно-геологічних умов будівельного майданчика

1-й шар – суглинок: $W = 0,39$; $W_L = 0,36$; $W_p = 0,24$;

Число пластичності: $I_p = W_L - W_p = 0,36 - 0,24 = 0,12$;

Показник плинності: $I_L = \frac{W - W_p}{I_p} = \frac{0,39 - 0,24}{0,12} = 1,25$.

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} \cdot (1 + W) - 1 = \frac{2,65}{1,8} \cdot (1 + 0,39) - 1 = 1,046.$$

Ґрунт – суглинок текучий, сильно стисливий, низька несуча здатність, має великі обмеження у будівництві. Рекомендовані заходи це заміна текучого

суглинку на піщану подушку товщиною 1,5–2,0 м; влаштування пальових фундаментів з використанням забивних або буро ін'єкційних палій з обпиранням на нижчі міцні шари. Обов'язковий контроль води, ґрунтові води мають бути знижені на період будівництва та запроектована гідроізоляція фундаментів з урахуванням агресивності середовища, в нашому випадку азотна кислота азотна кислота.

2-й шар – супісь: $W = 0,26$; $W_L = 0,28$; $W_P = 0,22$;

Число пластичності: $I_P = W_L - W_P = 0,28 - 0,22 = 0,06$;

Показник плинності: $I_L = \frac{W - W_P}{I_P} = \frac{0,26 - 0,22}{0,06} = 0,6$.

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} \cdot (1 + W) - 1 = \frac{2,66}{2,11} \cdot (1 + 0,18) - 1 = 0,59.$$

За класифікацією – це супісь пластична, середньої щільності, помірна стислива. Необхідна надійна гідроізоляція та відведення агресивних рідин, азотна кислота руйнує структуру ґрунту. Порівняно з першим шаром текучий суглинок цей шар кращий, але для відповідальних споруд хімічного виробництва потрібна додаткова оцінка агресивності середовища та можливості підтоплення.

3-й шар – пісок дрібний: $W = 0,2$; $\rho_s = 2,66$; $W_P = 0,24$;

Коефіцієнт пористості: $e = \frac{\rho_s}{\rho} \cdot (1 + W) - 1 = \frac{2,66}{2} \cdot (1 + 0,24) - 1 = 0,65$;

Ступінь вологості: $S_R = \frac{W \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w} = \frac{0,24 \cdot 2,66}{0,65 \cdot 10} = 0,78$.

Пісок середньої щільності, маловологий. Але необхідно уникати динамічних навантажень без попереднього закріплення ґрунту за допомогою цементації, силікатизація.

4-й шар – суглинок: $W = 0,18$; $W_L = 0,26$; $W_P = 0,17$;

Число пластичності: $I_P = W_L - W_P = 0,26 - 0,17 = 0,09$;

Показник плинності: $I_L = \frac{W - W_P}{I_P} = \frac{0,18 - 0,17}{0,09} = 0,1$.

Суглинок напівтвердий є добра основа для зведення будівель і споруд. Цей шар є надійною природною основою. Суглинок напівтвердий $I_L=0,1$ має високу несучу здатність $R_0 \approx 250-300$ кПа, низьку стисливість, осаді під навантаженням 2–5 см при ширині фундаменту 1–2 м, та стабільну структуру. Необхідно зазначити, що навіть напівтвердий суглинок при тривалому контакті з агресивними рідинами, в нашому випадку азотна кислота, може руйнуватися, втрачати структурні зв'язки, розмокати та переходити в пластичний стан.

5-й шар – глина: $W = 0,22$; $W_L = 0,4$; $W_P = 0,2$;

Число пластичності: $I_P = W_L - W_P = 0,4 - 0,2 = 0,2$;

Показник плинності: $I_L = \frac{W-W_P}{I_P} = \frac{0,22-0,2}{0,2} = 0,1$.

$I_L=0,1$ згідно з класифікацією, це глина напівтверда $0 < I_L \leq 0,25$. Коефіцієнт пористості e не розраховано, але для напівтвердих глин типові значення $e \approx 0,5-0,7$, що відповідає низькій стисливості.

Зведемо результати у таблицю 2.2.

Таблиця 2.2. – Характеристика ґрунтових умов

№	e	S_R	I_P	I_L	Характеристика ґрунтів
1	1,05	-	0,12	1,25	Суглинок текучий
2	0,59	-	0,06	0,67	Супісь пластична
3	0,65	0,78	-	-	Пісок середньої щільності, маловологий
4	-	-	0,09	0,11	Суглинок напівтвердий
5	-	-	0,2	0,1	Глина напівтверда

2.1.3 Розрахунок навантажень, що діють на фундамент, та призначення його конструкції

Розрахункові навантаження на фундамент визначено відповідно до вимог ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження та впливи» [4], з урахуванням коефіцієнтів надійності за граничними станами. Ці ж навантаження були використані під час розрахунку металевих конструкцій каркасу будівлі.

Величина навантаження, що передається на окремо розташований фундамент на природній основі, отримана з розрахунку колони як опорна реакція на її нижньому кінці. Таким чином, розрахункова поздовжня сила від колони на фундамент становить:

$$N_{\text{ниж}}=642,4 \text{ кН.}$$

Фундамент запроектовано як залізобетонний монолітний окремо стоячий елемент центрально навантажений. Прийнято бетон класу C25/30, розрахунковий опір стиску $R_b=16,67 \text{ МПа}$; робочу арматуру класу A400С, розрахунковий опір $R_s=355 \text{ МПа}$.

У якості несучого шару прийнято перший інженерно-геологічний шар – суглинок. Глибина закладання підшви фундаменту призначена 1200 мм від планувальної позначки землі.

2.1.4 Визначення розмірів підшви фундаменту

Глибину закладання підшви фундаменту прийнято відповідно до п. 7.5 ДБН В.2.1-10-2009 «Основи та фундаменти будівель та споруд» [3] – $d=1,2 \text{ м}$ від поверхні планування.

Для попереднього визначення розмірів підшви центрально навантаженого фундаменту задаємося співвідношенням сторін:

$$\eta = \frac{l}{b} = 1,4,$$

тоді ширина підшви фундаменту становитиме

$$b_0 = \sqrt{\frac{N \cdot 1000}{\eta(R - \gamma_{mt} \cdot d_f - q)}} = \sqrt{\frac{642,4}{1,4 \cdot (200 - 20 \cdot 1,2 - 20)}} = 1,71 \text{ м,}$$

де

N – навантаження;

$\gamma_{mt} = 20 \text{ кН/м}^3$ – усереднена питома вага матеріалу фундаменту та ґрунту на його обрізах;

d – глибина закладення м;

b и l – ширина та довжина підошви фундаменту;

$q = 20$ кПа – наближене значення зниження опору за рахунок зворотного засипання або технологічного навантаження на підлозі;

R – розрахунковий опір ґрунту на глибині закладення d , кПа;

$R_0 = 200$ Кн/м² прийняли з табл. Е5.

Приймаємо ширину підошви фундаменту $b = 1,7$ м.

Розрахунковий опір визначаємо за формулою

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}] ;$$

$$R_1 = \frac{1,25 \cdot 1}{1} (0,51 \cdot 1 \cdot 1,7 \cdot 20,3 + 3,06 \cdot 1,2 \cdot 18 + 5,66 \cdot 1) = 111,7 \text{ кН/м}^2 ,$$

де:

γ_{c1}, γ_{c2} – коефіцієнти умовної роботи (табл. Е.1);

$k = k_z = 1$ – коефіцієнт, що дорівнює 1, якщо характеристики φ, c визначені безпосередніми випробуваннями;

M_{γ}, M_q, M_c – коефіцієнти, що залежать від кута внутрішнього тертя φ_{II} (табл. Е.2);

γ_{II} – середньозважене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів нижче підошви, кН/м³;

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

γ'_{II} – середнє розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають вище

підошви фундаменту, кН/м³;
$$\gamma'_{II} = \frac{\sum \gamma h}{\sum h} = 18.$$

c_{II} – розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що залягає безпосередньо під підошвою фундаменту, кПа.

Розрахунок виконано методом послідовних наближень.

$$b_1 = \sqrt{\frac{N \cdot 1000}{\eta(R - \gamma_{mt} \cdot d_f - q)}} = \sqrt{\frac{642,4}{1,4 \cdot (111,7 - 20 \cdot 1,2 - 20)}} = 2,6 \text{ м};$$

$$R_2 = \frac{1,25 \cdot 1}{1} (0,51 \cdot 1 \cdot 2,6 \cdot 20,3 + 3,06 \cdot 1,2 \cdot 18 + 5,66 \cdot 1) = 123,3 \text{ кН/м}^2;$$

$$b_2 = \sqrt{\frac{N \cdot 1000}{\eta(R - \gamma_{mt} \cdot d_f - q)}} = \sqrt{\frac{642,4}{1,4 \cdot (123,3 - 20 \cdot 1,2 - 20)}} = 2,4 \text{ м.}$$

Перевіряємо показники розрахункового опору та ширини фундаменту:

$$b_1 = 1,72 \text{ м};$$

$$R_1 = 111,7 \text{ кПа};$$

$$b_2 = 1,76 \text{ м};$$

$$R_2 = 123,3 \text{ кПа. Це зростання за рахунок збільшення ширини.}$$

Перевірку збіжності ітераційного процесу виконуємо за формулою відносної зміни ширини підосви фундаменту: $\Delta = |b_2 - b_1| / b_1 \cdot 100\%$

Підставляючи значення:

$$\Delta = |1,76 - 1,72| / 1,72 \cdot 100\% = 0,04 / 1,72 \cdot 100\% \approx 2,33\%$$

Аналогічно визначаємо відносну зміну розрахункового опору ґрунту:

$$\delta = |R_2 - R_1| / R_1 \cdot 100\% = |123,3 - 111,7| / 111,7 \cdot 100\% = 11,6 / 111,7 \cdot 100\% \approx 10,4\%$$

Оскільки $\Delta < 10\%$ та δ не перевищує 10%, ітераційний процес вважаємо збіжним.

Подальшого уточнення розмірів не потрібно.

Розбіжність між b_1 і b_2 , R_1 і R_2 менше 10%, тому приймаємо

$$b = b_2 \quad l = l_2 = 1,4 \cdot b_2.$$

Приймаємо ширину підосви фундаменту рівної 2,4 м.

Знаходимо довжину підосви фундаменту:

$$l = n \cdot b \quad l = 1,4 \cdot 2,4 = 3,36 \text{ м.} \approx 3,4 \text{ м.}$$

Прийняті розміри фундаменту

Ширина $b=2,4$ м; довжина $l=3,4$ м;

Глибина закладання $d=1,2$ м.

Розрахунковий опір ґрунту основи $R=123,3$ Па.

2.1.5 Тиск під подошвою фундаменту у ґрунті

Для центрально навантаженого фундаменту без моменту $M = 0$, перевірку тиску виконують за формулами граничних станів другої групи. Оскільки в нашому випадку момент вважаємо таким, що дорівнює нулю, або нехтуємо ним через малу величину, розрахунок спрощується.

$$p_{\min} = \frac{N}{b \cdot l} + \gamma_{\text{нт}} \cdot d + q - \frac{M}{W} > 0$$

де

$$W = \frac{b \cdot l^2}{6} = \frac{1.76 \cdot 2.5^2}{6} = 1.8 (\text{м}^3) \quad (2.4 \cdot 3.4^2)/6 = 4.6;$$

$$p_{\text{cp}} = \frac{N}{b \cdot l} + \gamma_{\text{нт}} \cdot d + q \leq R.$$

$N=642,4$ Кн – розрахункове вертикальне навантаження на фундамент;

$b=2,4$ м – ширина подошви;

$l=3,4$ м – довжина подошви;

$\gamma_{\text{ст}}=20$ кН/м³ – усереднена питома вага фундаменту та ґрунту на його обрізах;

$d=1,2$ м – глибина закладання фундаменту;

$q=0$ – технологічне корисне навантаження на підлозі (за відсутності даних або якщо воно не передається на фундамент);

Розрахунковий опір ґрунту основи $R=123,3$ кПа.

Обчислюємо

$$P_{\text{cp}} = \frac{642,4}{2,4 \cdot 3,4} + 20 \cdot 1,2 + 0 = \frac{642,4}{8,16} + 24 \approx 78,73 + 24 = 102,73 \text{ кПа.}$$

Умова виконується $P_{\text{cp}}=102,73 \text{ кПа} < R=123,3 \text{ кПа}$

Тиск у ґрунті під подошвою фундаменту не перевищує допустимих значень.

Основа працює в пружній стадії.

2.1.6 Оцінка деформацій (осідання) основи фундаменту

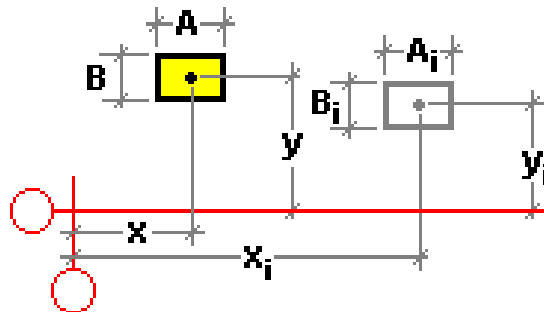
Розрахунок виконано згідно з ДБН В.2.1-10-2018 «Основи та фундаменти будівель та споруд» методом пошарового підсумовування (додаток Д) [3].



Рисунок 2.1 – Схема фундаменту

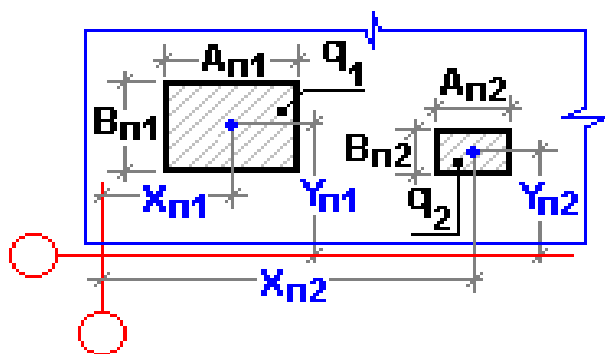
Вихідні дані:

- Розміри підшови фундаменту: ширина $b=2,4$ м, довжина $l=3,4$ м.
- Глибина закладання від рівня планувannya: $d=1,2$ м. Планувannya відсутнє, тому природний рельєф знаходиться на тій самій позначці.
- Середній тиск під підшовою фундаменту: $p=102,73$ кПа (з п. 2.1.5).
- Гранична величина осідання для даного типу споруди: $s_u=100$ мм.



Координати центру		Розміри підшови		Поздовжня сила
X(м)	Y(м)	A(м)	B(м)	N(кН)
0	0	3,4	2,4	642,4

Рисунок 2.2 – Прив'язка фундаментів в плані



Координати центру		Розміри у плані		Навантаження
X(м)	Y(м)	A(м)	B(м)	Q(Т/м²)
0	0	1	1	2

Рисунок 2.3 – Навантаження на прилеглі площі

Ґрунти

Коефіцієнт надійності за ґрунтом прийнято $\gamma_g=1,0$ (згідно з ДБН, для характеристик ґрунту, визначених безпосередніми випробуваннями).

Середня питома вага ґрунту, що залягає вище підосви фундаменту, становить

$$\gamma_{II}=18 \text{ кН/м}^3.$$

Це значення використовується для обчислення природного тиску σ_{zg} на рівні підосви фундаменту та в межах стисненої товщі.

Таблиця 2.3 – Характеристики шарів

Номер шару	Товщина шару(м)	Питома вага (Т/м³)	Питоме зчеплення (Т/м²)	Кут внутрішнього тертя (град)	Модуль деформації (Т/м²)	Коефіцієнт умов роботи	
						основи	фундаменту
1	2	1,8	0,1	6	200	1	1
2	3,7	2,98	1,2	20	2500	1	1
3	3,7	2	0,1	31	900	1	1
4	3,5	2,1	0,1	21	2800	1	1
5	8,9	2	8	15	5000	1	1

Шар №1 (товщина 2,0 м) – має дуже низькі міцнісні характеристики: питоме зчеплення 0,1 т/м², кут внутрішнього тертя 6°; та низький модуль деформації 200 т/м². Це слабкий ґрунт. Він не може бути природною основою для фундаментів без попереднього ущільнення або заміни.

Шар №2 (3,6 м) – високі показники питомої ваги 2,98 т/м³, зчеплення 1,2 т/м², кут тертя 20°, модуль деформації 2500 т/м². Це міцний. Він є надійним несучим шаром.

Шар №3 (3,6 м) – має відносно високий кут тертя 31°, але низьке зчеплення 0,1 т/м² і помірний модуль деформації 900 т/м². При динамічних навантаженнях можливі осідання.

Шар №4 (3,4 м) – характеристики подібні до шару №3, але значно вищий модуль деформації 2800 т/м². Це свідчить про кращу стисливість і менші деформації під навантаженням.

Шар №5 (8,7 м) – дуже високе зчеплення 8 т/м² при помірному куті тертя 15° та високому модулі деформації 5000 т/м². Це типовий показник для твердої глини або суглинку. Шар здатний сприймати значні навантаження з малими осіданнями.

Перший шар є слабкою ланкою, слід заглибити підшву нижче його покрівлі у шар №2. Інші шари задовольняють вимоги щодо міцності та деформативності. Оскільки шар №1 має дуже низькі міцнісні характеристики, а саме зчеплення 0,1 т/м², кут тертя 6°, модуль деформації лише 200 т/м², він не може слугувати природною основою. Його використання призвело б до неприпустимих осідань або навіть видавлювання ґрунту з-під фундаменту.

Заглиблення підшви фундаменту в шар №2 потужністю 3,6 м є оптимальне рішення, оскільки цей шар має:

- Високу питому вагу = 2,98 т/м³;
- Добре зчеплення = 1,2 т/м²;
- Нормальний кут тертя = 20°;
- Високий модуль деформації = 2500 т/м², що гарантує пружну роботу основи без залишкових деформацій.

Таблиця 2.4 – Результати розрахунку

Перевірка для рівня підшви не задовольняється		
Розрахунковий опір ґрунту в рівні підшви фундаменту	3,796	Т/м ²
Середній тиск від навантажень (включаючи вагу тіла фундаменту, ґрунту і підлоги) в рівні підшви фундаменту	10,939	Т/м ²
Осадка визначена для основи у вигляді пружного напівпростору		
Осадка основи	59,171	мм
Просадка від навантаження	0	мм
Просадка від ваги ґрунту	0	мм
Сума осадки і просадки	59,171	мм
Глибина стисливої товщі	3,913	м
Вінклерівський коефіцієнт постелі	184,872	Т/м ³
Осідання при тиску під підшвою, що перевищує розрахунковий опір ґрунту основи		
Граничний опір ґрунту основи	8,46	Т/м ²
Осадка при тиску, що дорівнює розрахунковому	15,319	мм

Таблиця 2.5 – Розрахунок осідання методом пошарового підсумовування

№ розр шару	Товщина шару h , м	Глибина від підшви до середини zz , м	$\xi=2z/b$	Коефіцієнт α	Додатковий тиск σ_{zp} , т/м ²	Природний тиск σ_{zg} на глибині середини, т/м ²	σ_{zp}/σ_{zg}	Модуль деформації E , т/м ²	Осадка шару S_i , мм
1	0,80	0,40	0,333	0,980	8,144	2,880	2,828	200	26,06
2	0,96	1,28	1,067	0,767	6,373	5,030	1,267	2500	1,96
3	0,96	2,24	1,867	0,501	4,163	7,891	0,527	2500	1,28
4	0,96	3,20	2,667	0,327	2,717	10,752	0,253	2500	0,84
5	0,82	4,09	3,408	0,229	1,903	13,404	0,142	2500	0,50
6	0,96	4,98	4,150	0,166	1,379	15,586	0,0885	900	

Таблиця 2.3 показує природні геологічні шари, їх 5: 2,0 м + 3,7 м + 3,7 м + 3,5 м + 8,9 м. розрахункова табл. 2.5 показує розрахункові шари, на які ми штучно розбиваємо товщу для обчислення осідання. За нормативами ДБН В.2.1-10-2018 [3] товщина кожного такого шару не повинна перевищувати $0,4 \cdot b$, де b – ширина фундаменту. Приймаємо $\beta=0,8$ як коефіцієнт для всіх ґрунтів, крім сильно стисливих.

Вихідні дані: $b=2,4\text{м}$, $l=3,4\text{ м} \rightarrow \eta=l/b=1,417$.

Додатковий тиск під подошвою

$$p_0 = p - \sigma_{zg0} = 10,47 - 2,16 = 8,31 \text{ т/м}^2$$

Природний тиск на рівні подошви

$$\sigma_{zg0} = 1,8 \cdot 1,2 = 2,16 \text{ т/м}^2.$$

Нижня межа стислової товщі визначена з умови

$$\sigma_{zp} \leq 0,1 \sigma_{zg} \text{ через наявність слабого шару 1 з } E=200 \text{ т/м}^2.$$

Умова виконана в шарі №6.

$$\text{Осадка отримана підсумовуванням } S = \sum 0,8 \cdot \sigma_{zp} \cdot h / E.$$

Сумарна осадка фундаменту становить близько 32 мм, що не перевищує гранично допустиме значення $s_u=100$ мм. Отже, умова за другою групою граничних станів деформаціями виконується.

2.1.7 Конструювання фундаменту

Дано:

$l_c=1000$ мм – довжина склянки під колону;

$b=2400$ мм – ширина подошви;

$b_c=300$ мм – ширина колони або ширина склянки;

$l=3400$ мм – довжина подошви фундаменту;

$d=1200$ мм – глибина закладання.

$$l_{cf} = l_c + 75 \cdot 2 + 175 \cdot 2 = 1000 + 150 + 350 = 1500 \text{ мм.}$$

$$b_{cf} = b_c + 75 \cdot 2 + 175 \cdot 2 = 300 + 150 + 350 = 800 \text{ мм.}$$

Приймаємо $l_{cf} = 1500$ мм, $b_{cf} = 800$ мм. Визначаємо приблизну висоту плитної частини фундаменту:

$$h_{пл} = \frac{(l-l_{пикл})}{4} = \frac{(3400-1500)}{4} = 475 \text{ мм.}$$

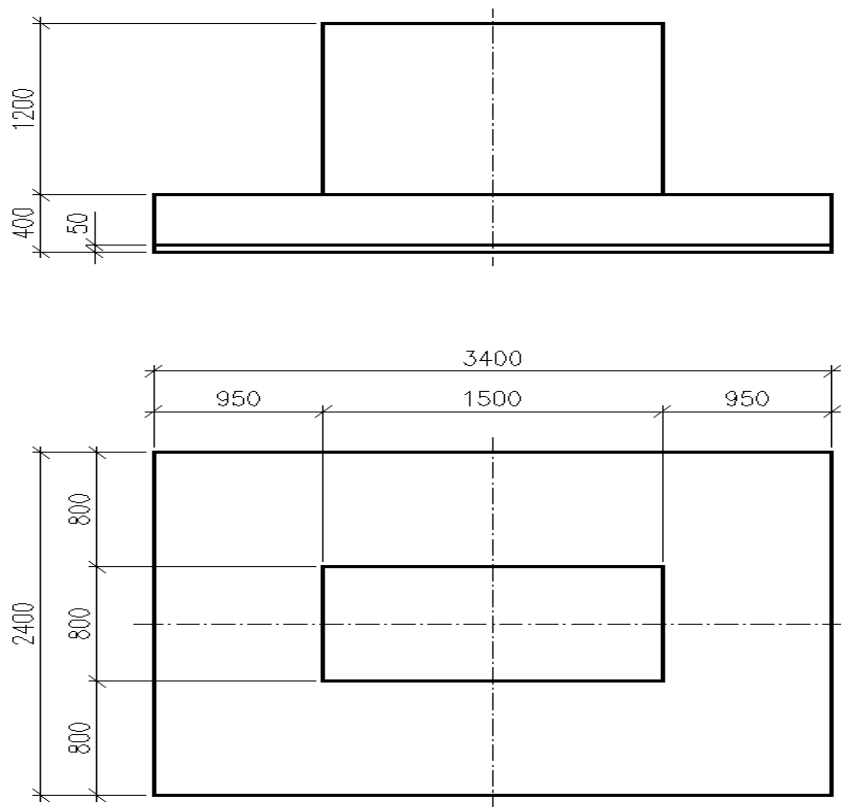


Рисунок 2.4 – Геометричні розміри фундаменту

2.1.8 Розрахунок фундаменту на продавлювання

Продавлююча сила визначається як: $F_{пр} = A_n \cdot p'_{\max}$,

при цьому

$$p'_{\max} = \frac{N_p}{A} + \frac{M_p}{W} = \frac{642,4 \cdot 1,2}{8,16} + \frac{210,05 \cdot 1,2}{4,6} = 149,2 \text{ кПа,}$$

де N_p , M_p – розрахункові значення поздовжньої сили і моменту відповідно.

Коефіцієнт надійності для переходу до розрахункових навантажень $\gamma=1,2$.

Периметр контуру продавлювання на рівні середини висоти плити:

$$U_{ml} = b_1 + h_{01} = 0,8 + 0,35 = 1,15.$$

Площа продавлювання, з якої збирається навантаження для визначення сили продавлювання:

$$A_1 = b(c_1 - h_{01}) - \frac{(c'_1 - h_{01})^2}{2} = 2,4 (0,95 - 0,35) - \frac{(0,8 - 0,35)^2}{2} 2 = 1,34 \text{ м}^2.$$

Перевірка умови міцності на продавлювання. Продавлююча сила:

$$A_1 p'_{\max} = 149,2 \cdot 1,33875 = 199,5 \leq f_{ctd} U_{m1} h_{01} = 1288 \cdot 1,2 \cdot 0,35 = 450,8.$$

де c_1 – консольний виліт фундаментної плити з боку l;

c'_1 – консольний виліт фундаментної плити з боку b.

Умова виконується із значним запасом, більш ніж у 2 рази. Армування плитної частини можна виконувати за конструктивними вимогами.

2.1.9 Армування фундаменту

Армування фундаменту, включаючи його окремі елементи, виконується відповідно до вимог ДБН В.2.6-98:2009 [22]/

Вихідні дані:

Розміри підшови $b=2,4$ м, $l=3,4$ м

Розміри підколонника $b_{cf}=0,8$ м, $l_{cf}=1,5$ м

Консольний більший виліт $c_1=(l-l_{cf})/2=(3,4-1,5)/2=0,95$ м

Робоча висота плитної частини $h_0=0,35$ м

Розрахунковий опір арматури класу А400С $f_{yd}=450$ МПа=450 000 кПа

Максимальний та мінімальний тиск під підшовою з урахуванням коефіцієнта надійності:

$$P_{\max}=149,0 \text{ кПа}, \quad P_{\min}=94,5 \text{ кПа}.$$

Процес армування базується на результатах розрахунків нормальних перерізів під впливом згинального моменту. Для трапецієподібної епюри тиску згинальний момент, що діє на консоль довжиною c_1 по всій ширині фундаменту b , обчислюється за формулою:

$$M_{I-I} = \frac{p_{c1} b \cdot c_1^2}{2} + \frac{(p'_{\max} - p_{c1}) \cdot c_1^2 b}{3} = \frac{103,42 \cdot 2,4 \cdot 0,95^2}{2} + \frac{(149,2 - 103,42) \cdot 0,95^2 \cdot 2,4}{3} = 155,9 \text{ кН м},$$

де $p'_{\max}$ – розрахунковий тиск під підшовою фундаменту в перерізі, дорівнює 149 кПа;

p_{c1} – розрахунковий тиск під підшовою фундаменту в перерізі

$$p_{c1} = p_{cp} \frac{p_{max} - p_{cp}}{l/2} \left(\frac{l}{2} - c_1 \right) = 94,5 + \frac{149,0 - 94,5}{3,4/2} \left(\frac{3,4}{2} - 0,95 \right) = 133,8 \text{ кПа.}$$

Розрахунок перетину робочої арматури для першого ступеня на повну ширину фундаменту виконується за таким принципом:

$$A_{s1} = \frac{M_{I-I}}{0,9h_{01}f_{yd}} = \frac{155,9}{0,9 \cdot 0,35 \cdot 450000} = 0,001100 \text{ м}^2 = 1100,0 \text{ мм}^2,$$

де $f_{yd} = 450,0 \text{ МПа}$ – розрахункова міцність арматури на межі плинності.

Приймаємо максимальну площу арматури.

Необхідна кількість стрижнів:

$$n = \frac{(b-0,1)}{s} + 1 = \frac{(2,4-0,1)}{0,2} + 1 = 11,5 = 12 \text{ шт.}$$

Остаточно приймаємо 12 Ø12 A400C , $A_{s1} = 1357,2 \text{ мм}^2$.

Розрахуємо армування для іншого напрямку фундаменту.

$$M_{III-III} = \frac{p'_{cp} l \cdot (c'_1)^2}{2} = \frac{83,32 \cdot 3,4 \cdot 0,8^2}{2} = 90,65 \text{ кН.}$$

По всій ширині фундаменту перетин робочої арматури обчислюється наступним чином

$$A_{s3} = \frac{M_{III-III}}{0,9h_{01}R_s} = \frac{90,65}{0,9 \cdot 0,35 \cdot 385000} = 0,000747475 \text{ м}^2 = 747,47 \text{ мм}^2.$$

Необхідна кількість стрижнів:

$$n = \frac{(b-0,1)}{s} + 1 = \frac{(3,4-0,1)}{0,3} + 1 = 12 \text{ шт,}$$

Остаточно приймаємо 12 Ø10 A400C , $A_{s1} = 946,8 \text{ мм}^2$.

Фундамент армується сіткою з 12 стрижнів Ø12 A400C, розташованих з кроком 210 мм у поперечному напрямку. Поздовжнє армування виконується аналогічно. за розрахунком моменту в іншому напрямку; приймаємо конструктивно з кроком не більше 210 мм.

2.2 РОЗРАХУНОК НАДЗЕМНОЇ ЧАСТИНИ

2.2.1 Розрахунок поперечної рами

Необхідно виконати статичний розрахунок поперечної рами каркасу. Розрахункова схема рами наведена на рис. 2.5. За результатами розрахунку буде підібрано перерізи стійок і ригеля, забезпечено несучу здатність та нормативну жорсткість конструкції.

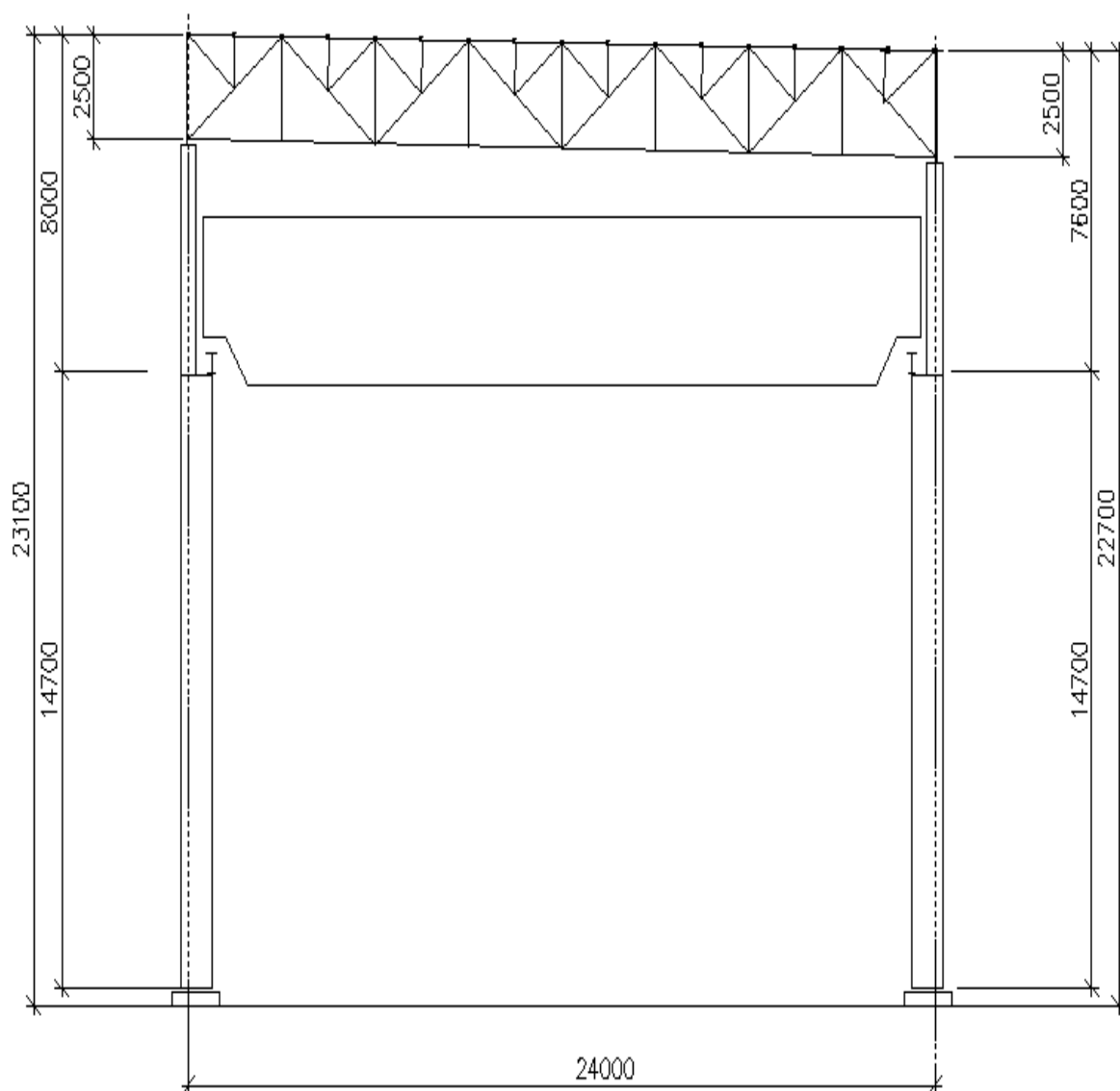


Рисунок 2.5 – Розрахункова схема рами: геометричні розміри, опорні зв'язки, точки прикладання навантажень

Визначення навантажень, що діють на поперечну раму

Підрахунок постійних навантажень на покриття виконано в табл. 2.5.

Таблиця 2.5 – Навантаження на перекриття

№ п/п	Навантаження	Характеристичне значення навантаження g_p , кПа (кН/м ²)	Експлуатаційне розрахункове навантаження		Граничне розрахункове навантаження	
			γ_{fe}	g_e , кН/м ²	γ_{fm}	g_m , кН/м ²
1.	Гідроізоляція : 2 шари рубероїду	0,15	1,0	0,15	1,2	0,18
2.	Утеплювач: полістирольні плити	0,05	1,0	0,05	1,2	0,06
3.	Цементно-стружкові плити t = 20 мм	0,01	1,0	0,01	1,05	0,012
4	Стальний профнастил	0,11	1,0	0,11	1,05	0,116
5.	Власна вага металевих конструкцій покриття: - крокв'яних ферм - зв'язків	0,6	1,0	0,6	1,05	0,63
		0,3	1,0	0,3	1,05	0,315
		Разом постійне навантаження		$g_e = 1,22$		$g_m = 1,311$

Ухил покриття прийнято $i=1,5\%$, при цьому $\alpha \approx 0,86$ $\cos \alpha = 0,999$.
Граничне розрахункове погонне навантаження на горизонтальну проекцію ригеля рами:

$$q_m = \frac{g_m \cdot B \cdot \gamma_n}{\cos \alpha} = \frac{1,311 \cdot 6 \cdot 1,1}{0,999} = 8,66 \text{ кН/м.}$$

де:

$g_m=1,311$ кПа – граничне розрахункове постійне навантаження з табл. 2.5.

$B=6$ м – крок рам;

$\gamma_n=1,1$ – коефіцієнт надійності за відповідальністю для класа наслідків СС2 згідно з ДБН В.1.2-14:2018 [6];

$$\cos \alpha = 0,999.$$

Опорна вертикальна реакція ферми від постійного навантаження, яке діє на колону

$$V_{qm} = \frac{8,66 \cdot 24}{2} = 103,92 \text{ кН.}$$

Момент від ексцентриситету $e=0,4$ м

$$M_{qm} = V_{qm} \cdot e = 83,16 \cdot 0,4 = 41,57 \text{ кНм.}$$

Додаткові навантаження (сніг, вітер)

Для розрахунку колони слід врахувати снігове навантаження для Черкас:

$$q_{\text{сніг}} = 11,43 \text{ кН/м.}$$

Опорна реакція від снігу:

$$V_{qm, \text{сніг}} = (11,43 \cdot 24) / 2 = 137,16 \text{ кН}$$

Момент від снігу при тому ж ексцентриситеті:

$$M_{qm, \text{сніг}} = 137,16 \cdot 0,4 = 54,86 \text{ кНм}$$

Для основного сполучення – постійне + сніг:

$$V_{qm, \text{повне}} = 103,92 + 137,16 = 241,08 \text{ кН}$$

$$M_{qm, \text{повне}} = 41,57 + 54,86 = 96,43 \text{ кНм}$$

Вітрове навантаження додає момент у рівні ригеля, але воно враховується окремо, зазвичай у сполученнях з коефіцієнтом 0,9. Для колони вітер створює згинальний момент по всій висоті, а не лише в місці спирання ферми.

2.2.2 Розрахунок ферми Ф1. Побудова геометричної схеми ферми

Ферма Ф1 прийнята як кроквяна з паралельними поясами для покриття з ухилом. Додатковий ухил забезпечується за рахунок стійок або зміни висоти колон.

Геометричні параметри ферми:

- Проліт (довжина) ферми: $L = 24000 \text{ мм} = 24 \text{ м.}$
- Висота ферми: $h = 2500 \text{ мм} = 2,5 \text{ м.}$

Співвідношення висоти до прольоту $h/L = 1/9,6$, що є типовим для ферм з паралельними поясами.

Для забезпечення рівномірного завантаження вузлів верхнього поясу приймається розбивка на 8 панелей по верхньому та нижньому поясах симетрично. Довжина однієї панелі:

$$d=L/8=24000/8=3000 \text{ мм} = 3,0 \text{ м} .$$

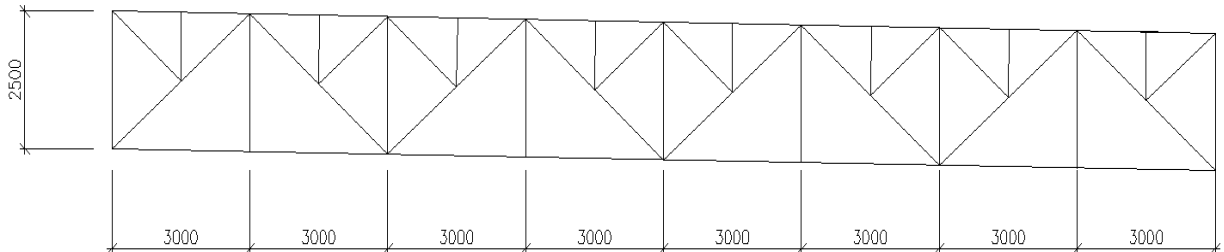


Рисунок 2.6 – Геометрична схема ферми

2.2.3 Збір навантажень і приведення їх до вузлів ферми

На кроквяну ферму діють наступні основні види навантажень:

1. Постійне навантаження – від власної ваги покриття: гідроізоляція, утеплювач, плити, профнастил, ферма, зв'язки.
2. Тимчасове навантаження – від снігу.

Вітрове навантаження, яке створює підйомний тиск (відсмоктування) на покриття, не враховується в розрахунку ферми. Це пояснюється тим, що для найбільш несприятливого сполучення – максимальні стискаючі зусилля в елементах ферми – вітер зменшує загальне вертикальне навантаження, тому його дію не додають до постійного та снігового навантажень. У випадках, коли необхідна перевірка на розтяг або стійкість при розвантаженні, вітрове відсмоктування враховують окремо.

Рівномірно розподілене навантаження вздовж ригеля поперечної рами – горизонтальна проекція – перерозподіляється у вигляді вертикальних зосереджених сил, прикладених до вузлів верхнього пояса ферми.

Маємо:

- Крок вузлів = довжина панелі – $d=3,0 \text{ м}$.

- Навантаження вважається рівномірно розподіленим по всій довжині ферми.
- Кожен внутрішній вузол сприймає навантаження з двох половин суміжних панелей, тобто з довжини d .
- Крайні вузли на опорах сприймають навантаження лише з половини панелі $d/2$.

Таким чином:

- Зосереджена сила у внутрішньому вузлу : $F=(q_{\text{пост}}+q_{\text{сніг}})\cdot d/$
- Зосереджена сила в крайньому вузлу : $F_{\text{кр}}=F/2$.

$$F=(8,66+11,43)\cdot 3=20,09\cdot 3=60,27 \text{ кН};$$

$$F/2=30,135 \text{ кН}.$$

2.2.4. Визначення зусиль у стрижнях ферми в програмному комплексі SCAD

Визначення поздовжніх зусиль N (кН) у стержнях ферми виконується на основі результатів статичного аналізу з використанням обчислювальних можливостей програмного комплексу SCAD. Попередньо у п. 2.2.3 розраховано зосереджені вузлові навантаження F та $F/2$ на верхній пояс ферми від постійного і снігового впливів.

Для проведення розрахунку в SCAD необхідно підготувати наступну інформацію:

1. Геометричні параметри ферми – проліт між осями опор $L=24000$ мм, висота ферми $h=2500$ мм, довжина панелі верхнього поясу $d=3000$.
2. Характеристики матеріалів та перерізів – попередньо призначаються типорозміри перерізів для елементів пояса та решітки, зробленої зі сталі С245 або С255, з метою визначення необхідних жорсткісних характеристик EA, EI для формування матриці жорсткості системи. Надалі, після отримання зусиль, виконується уточнюючий підбір перерізу за граничним станом.
3. Навантаження – для розрахунку розглядається основне сполучення: постійне плюс снігове.

4. Тип розрахункової схеми – оскільки в металевих фермах вузли є жорсткими, однак поздовжні зусилля в їхніх стержнях слабо залежать від жорсткості вузлів, для визначення зусиль N доцільно застосовувати шарнірно-стержневу модель, а для всіх стержнів призначити тип КЕ 1 – стержень плоскої ферми, який працює лише на розтяг-стиск.

Розрахунок проводиться для шарнірно-стержневої плоскої системи – тип схеми 1, згідно з визначеними параметрами та умовами.

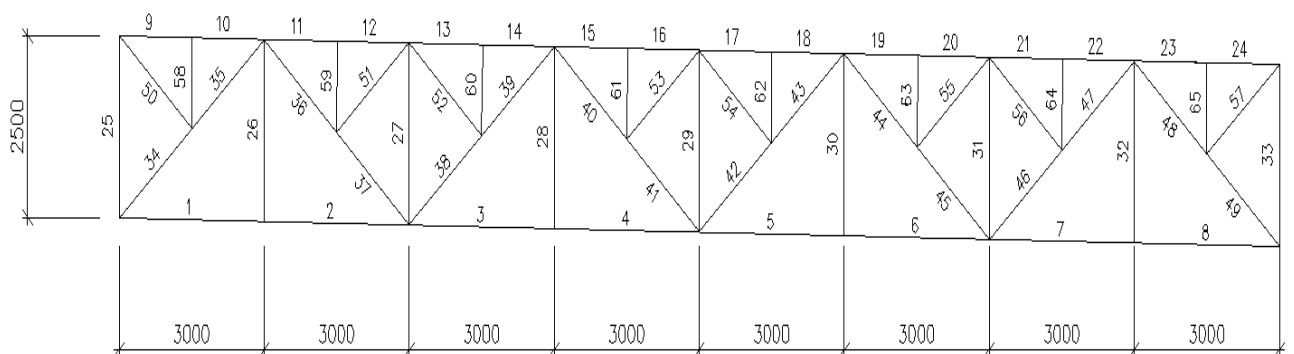


Рисунок 2.7 – Номера вузлів і елементів ферми в програмі SCAD

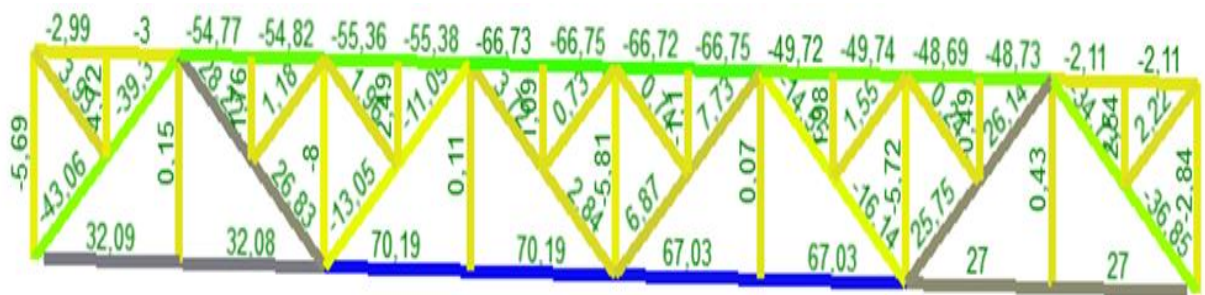


Рисунок 2.8 – Поздовжні зусилля N (кН) в елементах ферми від сумарного навантаження без урахування рамного моменту

На рис. 2.8 наведено значення поздовжніх зусиль N (кН) в елементах ферми від сумарного вертикального навантаження, отримані за результатами розрахунку в програмному комплексі SCAD.

Ці значення враховують одночасну дію постійного та снігового навантажень, але виключають рамний момент, оскільки розрахунок виконано за шарнірно-стержневою схемою. Отримані зусилля є основою для перевірки та

підбору перерізів стержнів ферми згідно з вимогами ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1:2010 (Єврокод 3)[23].

2.2.5 Підбір перерізів елементів ферми з типових профілів

У даному проєкті передбачено використання ферми, всі основні елементи якої — верхній та нижній пояси, розкоси та стійки запроектовано з тонкостінних зварних труб прямокутного поперечного перерізу (рис. 2.9).

Застосування прямокутних труб обумовлено їхніми технічними перевагами: високою несучою здатністю за відносно невеликої власної ваги, зручністю обпирання елементів покриття на плоску грань верхнього поясу, простотою вузлових з'єднань без додаткових фасонки та естетичним зовнішнім виглядом.

Для виготовлення елементів ферми прийнято сталь марки С245 або С255, залежно від отриманих зусиль, згідно з вимогами чинних нормативних документів. Остаточний підбір сортаменту виконується на основі отриманих у програмному комплексі SCAD поздовжніх зусиль N та з урахуванням розрахункових довжин, визначених у підрозділі 2.2.6, з дотриманням умов міцності та стійкості згідно з ДБН В.2.6-198:2014 [16].

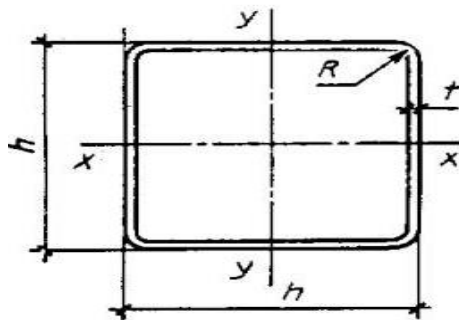


Рисунок 2.9 – Поперечний переріз елементів ферми

2.2.6 Розрахункові довжини стиснутих елементів ферми

Розрахункові довжини стиснутих стрижнів ферми визначаються відповідно до п. 13.1.1, таблиця 13.1 нормативного документа ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції. Норми проектування» [16].

У площині ферми.

Розрахункова довжина стиснутого елемента в площині ферми обчислюється як добуток коефіцієнта розрахункової довжини μ_x на геометричну довжину елемента ℓ :

$$\ell_{ef,x} = \mu_x \cdot \ell,$$

де $\ell_{ef,x}$ – розрахункова довжина елемента в площині ферми;

μ_x – коефіцієнт розрахункової довжини;

ℓ – геометрична довжина елемента = відстань між центрами вузлів.

Коефіцієнти розрахункової довжини приймаються наступними: для верхнього пояса, опорного розкосу та опорної стійки $\mu_x = 1,0$; для стиснутих розкосів та стиснутих стійок без проміжних розкріплень – $\mu_x = 0,8$, що враховує часткове затиснення у вузлах.

Зазначене значення $\mu_x = 0,8$ для розкосів відповідає традиційній практиці проектування ферм з жорсткими вузлами та підтверджується сучасними дослідженнями. Згідно з проведенням аналізом, коефіцієнт розрахункової довжини для розкосів залежить від співвідношення жорсткостей розкосу та поясів і може змінюватись у діапазоні $\mu_x = 0,8 \dots 1,0$, тому прийняте значення є обґрунтованим та забезпечує необхідний запас надійності.

$$\ell_{ef,x} = 0,8 \cdot \ell \quad \text{— для стиснутих розкосів, } \mu_x = 0,8.$$

Із площини ферми/

Розрахункова довжина стиснутого елемента із площини ферми також визначається за формулою:

$$\ell_{ef,y} = \mu_y \cdot \ell,$$

де μ_y – коефіцієнт розрахункової довжини з площини ферми;

ℓ – геометрична довжина елемента.

Коефіцієнт μ_y залежить від наявності та жорсткості елементів, що забезпечують розкріплення стиснутого пояса із площини, а саме від кроку вузлів горизонтальних зв'язків та системи прогонів.

Для верхнього стиснутого пояса ферми коефіцієнт μ_y визначається з урахуванням фактичної відстані між точками закріплення пояса із площини

(вузлами горизонтальних зв'язків). Згідно з Єврокодом 3, для замкнених профілів , наприклад, прямокутних труб, ефективна довжина із площини ферми може бути прийнята не менше ніж $0,9L$, де L – відстань між точками розкріплення.

$$l_{ef,y} = \ell_1 - \text{для верхнього пояса,}$$

де ℓ_1 – відстань між сусідніми вузлами верхнього пояса, розкріпленими зв'язками;

$$l_{ef,y} = 0,9 \cdot \ell_1 - \text{для всіх інших елементів, } \mu_y = 0,9.$$

2.2.7 Граничні гнучкості стиснутих елементів ферми

Граничну гнучкість $\lambda_{\text{пред}}$ стиснутих стержнів ферми визначаємо за нормами ДБН В.2.6-198:2014 [16] залежно від їх напруженого стану та типу елемента.

Для стиснутих елементів ферми:

для верхнього пояса та опорних розкосів:

$$\lambda_{\text{пред}} = 180 - 60 \cdot \alpha;$$

для стиснутих елементів решітки = розкоси та стійки:

$$\lambda_{\text{пред}} = 210 - 60 \cdot \alpha;$$

де α — коефіцієнт, що враховує фактичний рівень напружень у стержні та визначається за формулою:

$$\alpha = \frac{N}{\varphi_{\min} \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c}$$

У цій формулі:

N – поздовжнє зусилля в стержні (кН);

$\varphi_{\min}$ – мінімальний коефіцієнт поздовжнього згину, що визначається залежно від умовної гнучкості $\bar{\lambda}$ та типу кривої стійкості; для труб прямокутних зазвичай приймають криву «с» згідно з табл. Ж.1 ДБН В.2.6-198:2014;

A – площа поперечного перерізу стержня (см²);

R_y – розрахунковий опір сталі за межею текучості (кН/см²);

γ_c – коефіцієнт умов роботи.

Умовна гнучкість $\bar{\lambda}$, необхідна для знаходження $\varphi_{\min}$, обчислюється як

$$\bar{\lambda} = \lambda_{\max} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}},$$

при цьому згідно з нормами, значення α повинно знаходитися в межах $0,5 \leq \alpha \leq 1$.

На стадії вибору перерізу попередньо встановлюємо $\alpha=1$, що гарантує мінімальні значення граничної гнучкості із врахуванням запасу. Для верхнього пояса та опорних розкосів – $\lambda_{\text{пред}}=120$; для грат $\lambda_{\text{пред}}=150$.

Під час перевірки обраного перерізу елемента ферми визначається значення параметра α , а також за відповідною формулою обчислюється гранична гнучкість $\lambda_{\text{пред}}$. Зазначимо, що якщо фактична гнучкість перевищує граничну, необхідно збільшити переріз (обрати більший профіль) або зменшити розрахункову довжину (додати додаткові зв'язки).

Коефіцієнти умов роботи γ_c приймаємо за ДБН В.2.6-198:2014, табл. 5.1 [16], $\gamma_c = 1$ – для всіх елементів ферми, крім $\gamma_c = 0.8$ – для стійок, стиснутих розкосів, крім опорних, при $\max \lambda_{\max} (\lambda_x \text{ або } \lambda_y) \geq 60$.

2.2.8 Розрахунок стиснутих елементів ферми

Підбір перерізу верхнього стиснутого пояса ферми

на прикладі елемента 16–17 за номерами вузлів на рис. 2.7.

Розглянемо найбільш навантажений стиснутий елемент верхнього пояса ферми – стержень 16–17 згідно з нумерацією вузлів на рис. 2.7. Поздовжнє зусилля в цьому елементі з рис. 2.8 становить: стиск $N=-655,08$ Кн.

Визначимо розрахункові довжини. Згідно з п. 2.2.6, для верхнього пояса коефіцієнт розрахункової довжини $\mu_x=1,0$ як у площині ферми, так і з площини при відсутності проміжних розкріплень, крім вузлів. Геометрична довжина панелі верхнього пояса $l_1=1,5$ м.

1) у площині ферми (x): $l_{\text{ef},x} = \mu_x \times l = 1 \times 150 = 150$ см;

2) із площини ферми (y): $l_1 = 1,5$ м; тоді $l_{\text{ef},x} = \mu_x \times l_1 = 1 \times 150 = 150$ см.

Таким чином, розрахункова довжина в обох напрямках однакова $l_{\text{ef}}=150$ см.

Для стиснутого пояса ферми зазвичай попередньо задаються гнучкістю в межах $\lambda_{max} = 90$ ($\lambda_{max} = 60 \dots 100$), відповідна умовна гнучкість

$$\lambda_{max} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 90 \sqrt{\frac{24}{20600}} = 3,07.$$

Для сталі С245 розрахунковий опір $R_y = 24$ кН/см² при товщині прокату 2...20 мм, табл. Г.2 та типу кривої стійкості «С» для прямокутних труб за табл. Ж.1 ДБН В.2.6-198:2014 [16] знаходимо коефіцієнт поздовжнього згину: $\varphi_{min} = 0,544$.

Перевірка стійкості стиснутого елемента виконується за формулою

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

де $R_y = 24 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$ – табл. Г.2, товщина прокату. попередньо від 2 до 20 мм для С245 – табл. Г.1; $\gamma_c = 1$.

Знайдемо необхідну площу перерізу пояса

$$A_{\text{необх}} = \frac{N}{\varphi_{min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{655,08}{0,544 \cdot 24 \cdot 1} = 50,17 \text{ см}^2.$$

За отриманою необхідною площею $A_{\text{необх}} = 50,17 \text{ см}^2$ підбираємо прямокутну трубу згідно з сортаментом. Враховуємо також вимоги до мінімального радіуса інерції:

$$\lambda_{max} = \lambda_x > \lambda_y; \quad \lambda_{max} = \lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_{x,min}^{\text{необх}}}.$$

Орієнтовні профілі, що забезпечують $A \geq 50 \text{ см}^2$

Типорозмір (мм)	Площа перерізу A, см ²	i _{min} , см	$\lambda_{max}=150/i_{min}$	Примітка
120×120×6	27,0	4,65	32,3	Замала площа
160×160×8	48,0	6,20	24,2	Недостатня площа
180×180×8	54,8	6,96	21,6	Задовольняє
200×200×8	61,3	7,74	19,4	Запас, можна прийняти

Попередньо приймаємо прямокутну трубу $180 \times 180 \times 8$. Площа перерізу $54,8 \text{ см}^2 > 50,17 \text{ см}^2$.

Гнучкість $\lambda = 150/6,96 \approx 21,6 \ll 120$, умови виконуються з великим запасом.

Обчислюємо граничну гнучкість. Для $\lambda_{max} = 21,61$ відповідна умовна гнучкість $\bar{\lambda} = \lambda_{max} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 21,61 \sqrt{\frac{24}{20600}} = 0,74$; $\varphi_{min} = 0,9962$.

Табл. Ж.1 додатка Ж, ДБН В.2.6-198:2014 [16], типу кривої стійкості «С».

$$\alpha = \frac{N}{\varphi_{min} \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{655,08}{0,9962 \cdot 52,84 \cdot 24 \cdot 1} = 0,52$$

$$\lambda_{max} = 180 - 60 \cdot \alpha = 180 - 60 \cdot 0,52 = 148,8 > \lambda_{max} = 21,61$$

– умова виконана.

Перевіряємо стійкість елемента Х-Х (п. 8.1.3 ДБН):

$$\alpha = \frac{655,08}{0,9962 \cdot 52,84} = 12,4 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < R_y \cdot \gamma_c = 24 \cdot 1 = 24 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

– стійкість забезпечена.

2.2.9 Підбір перерізів центрально-розтягнутих елементів

Нижній пояс. Елемент 4-5. $N = 657,34 \text{ кН}$

Розрахункові довжини:

$$1) \text{ у площині ферми: } l_{ef,x} = \mu_x \times l = 1 \times 150 = 150 \text{ см};$$

$$2) \text{ із площини ферми: } l_1 = 1,5 \text{ м},$$

$$\text{тоді } l_{ef,x} = \mu_x \times l_1 = 1 \times 150 = 150 \text{ см}.$$

Попередньо задаємо $\lambda_{max} = 60 \dots 100$, приймаємо $\lambda_{max} = 90$.

$$\text{відповідна умовна гнучкість: } \lambda_{max} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 90 \sqrt{\frac{24}{20600}} = 3,07; \varphi_{min} = 0,544$$

Табл. Ж.1 додатки Ж, ДБН В.2.6-198:2014 [16], для типу кривої стійкості "С".

З формули для перевірки стійкості:

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

де $R_y = 24 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$ табл. Г.2, товщина прокату попередньо від 2 до 20 мм для С245 (табл. Г.1]); $\gamma_c = 1$.

Необхідна площа перерізу пояса

$$A_{\text{необх}} = \frac{N}{\varphi_{min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{657,34}{0,544 \cdot 24 \cdot 1} = 50,34 \text{ см}^2$$

Враховуючи, що для поперечного перерізу нижнього пояса завжди повинна виконуватися умова:

$$\lambda_{max} = \lambda_x > \lambda_y, \quad \lambda_{max} = \lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_{x,min}^{-\text{необх}}}.$$

Знайдемо необхідне значення мінімального радіусу перерізу куточка:

$$i_{x,min}^{-\text{необх}} = \frac{l_{ef,x}}{\lambda_{max}} = \frac{150}{90} = 1,67 \text{ см}^2.$$

За сортаментом на гнутозварний профіль по $A_{\text{необх}}$, $i_{x,min}^{-\text{необх}}$ підбираємо переріз. Приймаємо 180 х 8: $A_{\text{см}^2} = 52,84 \text{ см}^2$; $i_x = i_y = 6,94 \text{ см}$;

$$\text{Фактичні гнучкості:} \quad \lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{150}{6,94} = 21,61, \text{ маємо: } \lambda_{max} = \lambda_x > \lambda_y.$$

Обчислюємо граничну гнучкість. Для $\lambda_{max} = 21,61$ відповідна умовна гнучкість $\bar{\lambda} = \lambda_{max} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 21,61 \sqrt{\frac{24}{20600}} = 0,74$; $\varphi_{min} = 0,9962$

Табл. Ж.1 додатка Ж, ДБН В.2.6-198:2014, типу кривої стійкості «С».

$$\alpha = \frac{N}{\varphi_{min} \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{657,34}{0,9962 \cdot 52,84 \cdot 24 \cdot 1} = 0,52;$$

$$\lambda_{max} = 180 - 60 \cdot \alpha = 180 - 60 \cdot 0,52 = 148,8 > \lambda_{max} = 21,61$$

— умова виконана.

Перевіряємо стійкість елемента Х-Х (п. 8.1.3)

$$\alpha = \frac{657,34}{0,9962 \cdot 52,84} = 12,5 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < R_y \cdot \gamma_c = 24 \cdot 1 = 24 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \text{— стійкість забезпечена.}$$

2.2.10 Перевірка вузлів ферми Ф-1

Вузол 1

Перевірка міцності та несучої здатності вузлів ферми виконується за допомогою розрахункового комплексу SCAD згідно з вимогами ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції. Норми проектування» [16].

Розглянемо розрахунок одного з характерних вузлів – опорний вузол ферми Вузол 1. Розрахунок виконано для граничного розрахункового стану.

Вихідні дані для перевірки:

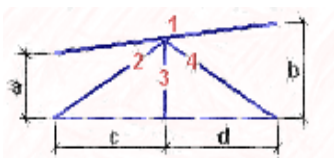
1. Коефіцієнт надійності за відповідальністю $\gamma_n=1,0$, клас наслідків СС2.
2. Коефіцієнт умов роботи $\gamma_c=1,0$.
3. Матеріал труб – сталь марки С245 за ДСТУ 8782:2018.
4. Розрахунковий опір сталі С245 $R_y=24 \text{ кН/см}^2=240 \text{ Мпа}$ для товщини прокату 2...20 мм.

Зварювання елементів ферми виконується в заводських умовах. Тип зварювання – автоматичне або напівавтоматичне під флюсом або в середовищі вуглекислого газу. Використовується дріт суцільного перерізу діаметром менше 1,4 мм, наприклад, Св-08Г2С. Положення шва – нижнє , яке найбільш зручне для якісного виконання.

Таблиця 2.7 – Властивості матеріалів зварювання

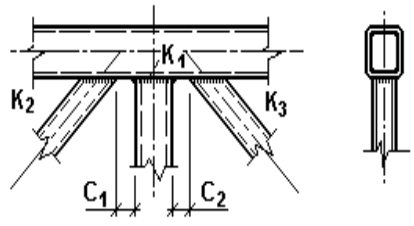
Нормативний опір металу шва за тимчасовим опором, R_{wun}	490 МПа
Розрахунковий опір кутових швів зрізу (по металу шва), R_{wf}	215 МПа
Розрахунковий опір по металу кордону сплавлення, R_{wz}	$0,45 \cdot R_{un} = 0,45 \cdot 370 \approx 166,5 \text{ МПа}$

Типовий зварний вузол сталевोї ферми з квадратних труб

		Геометричні параметри вузла $a = 2,5 \text{ м}$ $b = 2,5 \text{ м}$ $c = 3,0 \text{ м}$ $d = 3,0 \text{ м}$
Елемент	Тип перерізу	Профіль
1		180x8 = Квадратні труби за ТУ 36-2287-80; площа перерізу $\sim 35 \text{ см}^2$, радіус інерції $\sim 71.5 \text{ мм}$
2		160x8 = Квадратні труби за ТУ 36-2287-80; товщина стінки вказує на високу несучу здатність
3		80x6 = Квадратні труби за ТУ 36-2287-80; площа перерізу $\sim 9.24 \text{ см}^2$, радіус інерції $\sim 31.4 \text{ мм}$
4		120x6 = Квадратні труби за ТУ 36-2287-80; проміжний елемент решітки ферми

Використання профільних труб тут є ключовим, оскільки вони забезпечують високу міцність на стиск та згин, що дуже важливо для таких конструкцій.

Конструкція

	$c_1 = 106 \text{ мм}$ $c_2 = 106 \text{ мм}$
---	--

Величини c_1 та c_2 зазвичай позначають довжину вільної частини стрижня, яка виступає за межі вузлової фасонки – важливий конструктивний розмір. Їх рівність означає симетричну конструкцію вузла. Під "конструкцією" тут розуміється спосіб з'єднання елементів.

Вузол є "безфасонковим", тобто елементи зварюються безпосередньо між собою. Є також й інший тип – "з фасонками", де елементи кріпляться до спеціальної

пластини, але "безфасонковий" варіант простіший та економніший.

Зварні шви

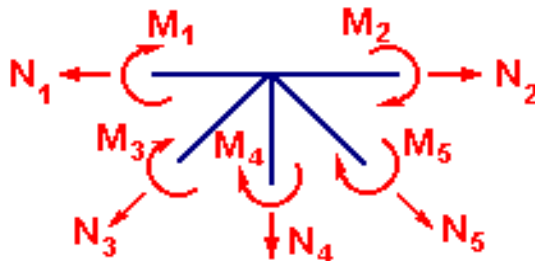
Шви (мм)	K_1	K_2	K_3
Катет	8 мм	8 мм	8 мм

K_1, K_2, K_3 – позначення катетів кутових зварних швів, товщина шва, якими зварюються різні групи елементів. Катет шва K це один з головних параметрів, що визначає його міцність. За загальним правилом, мінімальний катет шва не може бути меншим за 4 мм.

Знаки зусиль

M – згинальний момент [кН·м]

N – поздовжня сила (розтягування/стиск)[кН]



Таблиця 2.8 – Результати розрахунку за комбінаціями завантажень

	M_1	N_1	M_2	N_2	M_3	N_3	M_4	N_4	M_5	N_5
	кН·м	кН	кН·м	кН	кН·м	кН	кН·м	кН	кН·м	кН
1	655	10,3	655	10,3	522,28	8,5	56,98	0	75,8	1,56

Таблиця 2.9 – Результати перевірки за ДБН

Перевірено за ДБН	Перевірка	Коеф. використан ня
	Несуча здатність ділянки стінки поясу на продавлювання (виривання) у місці примикання лівого розкосу	0,319
	Несуча здатність ділянки стінки поясу на продавлювання (виривання) у місці примикання правого розкосу	0,258
	Несуча здатність ділянки стінки поясу на продавлювання (виривання) у місці примикання стійки	0,283
	Несуча здатність лівого розкосу в зоні примикання до поясу	0,35
	Несуча здатність правого розкосу в зоні примикання до поясу	0,132
	Несуча здатність стійки в зоні примикання до поясу	0,131
	Несуча здатність зварного шва у з'єднанні лівого розкосу та поясу	0,346
	Несуча здатність зварного шва у з'єднанні правого розкосу та поясу	0,168
	Несуча здатність зварного шва у з'єднанні стійки та поясу	0,178
п. 10.1.1*	Міцність елементу поясу ферми лівої панелі	0,638
п. 10.1.1	Міцність елементу поясу ферми правої панелі	0,638
п. 10.1.1	Міцність розкосу ферми лівої панелі	0,371
п. 10.1.1	Міцність розкосу ферми правої панелі	0,181
п. 10.1.1	Міцність стійки ферми	0,087

*ДБН В.2.6-198:2014 "Сталеві конструкції"[16]

Усі коефіцієнти використання менші за 1,0, максимальний дорівнює 0,638. Це означає, що за розрахунком несуча здатність елементів та зварних з'єднань забезпечена з певним запасом.

2.2.11 Розрахунок колони.

Розрахункові довжини ділянок колони у площині рами

Розрахункова довжина l_{ef} визначається за формулою

$$l_{ef} = \mu \cdot l,$$

де l – геометрична довжина ділянки колони;

μ – коефіцієнт розрахункової довжини, що залежить від умов закріплення кінців та наявності проміжних зв'язків.

Нижній кінець колони – защемлення, жорстке закріплення у фундаменті. Верхній кінець – забезпечений від повороту, наприклад, жорстке з'єднання з ригелем, але має можливість вільного горизонтального переміщення, рамна схема з шарнірно-рухомим або пружним верхом.

Для такої схеми коефіцієнт $\mu_{1,x}$ визначається за таблицею С.2 ДБН В.2.6-198:2014 [16] залежно від параметрів α_1 , n та β

$$\alpha_1 = \frac{l_2}{l_1} \sqrt{\frac{I_1}{\beta \cdot I_2}}; n = \frac{l_2 l_1}{l_2 I_1}; \beta = \frac{F_1 + F_2}{F_2}.$$

При цьому коефіцієнт n визначається як співвідношення погонної жорсткості або погонного моменту інерції верхньої частини колони до погонної жорсткості нижньої частини колони.

Колона має дві ділянки. Повна висота колони h_b , висота верхньої частини h_a :
 $l_1 = h_b = 14,7 \text{ м} = 1470 \text{ см}; l_2 = h_a = 5,5 \text{ м} = 550 \text{ см}.$

Тоді висота нижньої частини $h_n = h_b - h_a = 14,7 - 5,5 = 9,2 \text{ м} = 920$.

Розрахункові довжини в площині колони:

$l_{ef,x}^B = \mu_{2,x} \cdot h_a = 2,72 \cdot 5,5 = 1495 \text{ см}$ – для верхньої частини колони;

$l_{ef,x}^H = \mu_{1,x} \cdot h_n = 1,91 \cdot 9,2 = 1757 \text{ см}$ – для нижньої частини колони.

Згідно з ДБН В.2.6-198:2014 [16], розрахункова довжина колони вздовж будівлі у площині колони, поза нею та поза площиною рами дорівнює відстані між точками закріплення від зсуву – опорами та вузлами зв'язків. Розрахункова довжина з площини рами для верхньої та нижньої частин колони визначається

типом вертикальних зв'язків. При цьому важливим принципом проектування зв'язків є дотримання заданого кута нахилу α розкосів. Кут нахилу розкосів α повинен бути в межах $35^\circ \leq \alpha \leq 55^\circ$, оптимальним вважається 45° .

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h_n}{B} = \frac{14,7}{12} = 1,225.$$

B – ширина кроку або відстань між зв'язками 12 м. Це забезпечує жорсткість системи $\alpha = \arctan(1,225) \approx 50,8^\circ$

Кут $50,8$ знаходиться в допустимих межах – умова виконується.

$l_{ef,y}^H = \mu_{1,y} \cdot h_B = 1 \cdot 550 = 550$ см – для верхньої нижньої частини колони;

$l_{ef,y}^B = \mu_{2,y} \cdot (h_n - h_B) = 1 \cdot (1470 - 550) = 920$ см. – для нижньої частини колони.

Вертикальні зв'язки з колонами представлені на рис. 2.10.

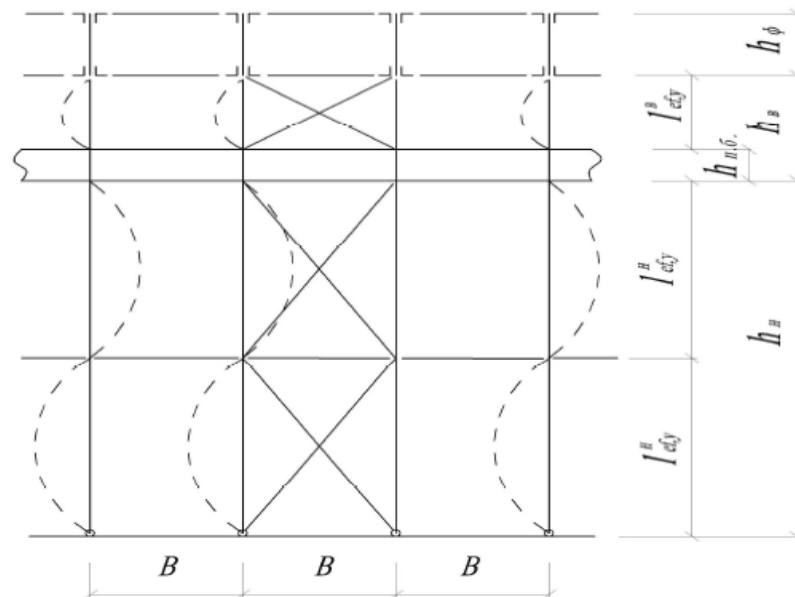


Рис. 2.10 – Вертикальні зв'язки з колонами

2.2.12 Розрахунок колони.

Підбір поперечного перерізу верхньої частини колони

Поперечний переріз верхньої частини колони складений у вигляді звареного двотавра (рис.2.11). Висота перерізу двотавра:

$$h = b_B = 40 \text{ см.}$$

Матеріал – сталь С245 (за ДБН В.2.6-198:2014, додаток Г, табл. Г.1, група 3 [16]).

Розрахунковий опір: $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$ (табл. Г.2, при товщині прокату $40 \text{ мм} \leq t_f \leq 100 \text{ мм}$).

Розрахункові зусилля з таблиці комбінацій навантажень:

$$M_{\max} = 97,08 \text{ кН}\cdot\text{м}, \quad N = 330 \text{ КН}.$$

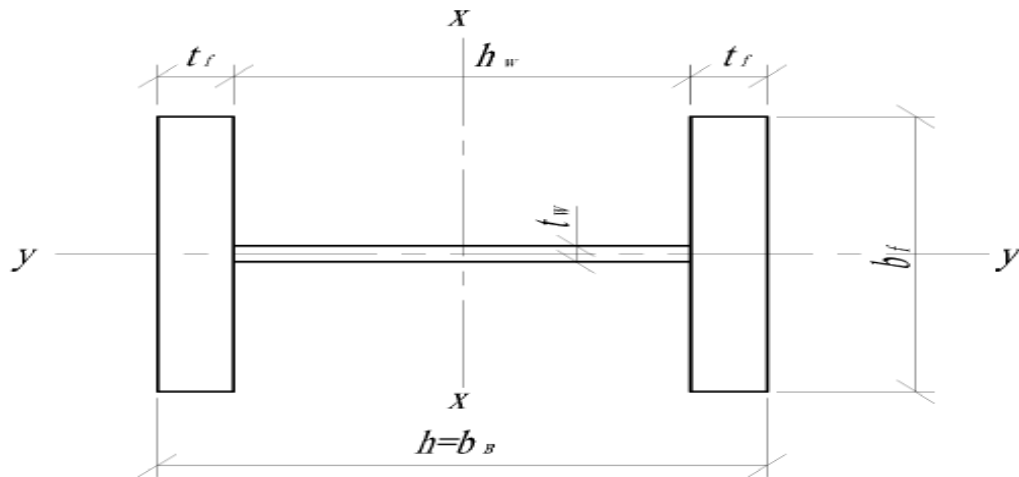


Рисунок 2.11 – Перетин верхньої частини колони.

1. Визначаємо абсолютний, відносний та наведений відносний ексцентриситети

$$e_x = \frac{M_{\max}}{N_{\text{сортв}}} = \frac{9708}{330} = 29,41 \text{ см};$$

спрощена формула для розрахунку відносного з наближенням $\rho \approx 0,45h$ для двотаврового перерізу:

$$m_x = \frac{l_x}{0,45 \cdot h} = \frac{29,41}{0,45 \cdot 40} = 1,63;$$

Наведений відносний ексцентриситет:

$$m_{ef} = n \cdot m_x = 1,25 \cdot 1,63 = 2,04;$$

Коефіцієнт впливу форми перерізу $\eta = 1,25$ за табл. Ж.2 ДБН для типу перерізу 5 – зварний двотавр з двома осями симетрії.

2. Попередньо задаємося гнучкістю $\lambda_x = 60 \dots 120$ для середніх колон.

Візьмемо $\lambda_x = 90$.

$$\text{Умовна гнучкість: } \lambda_{\text{ум}} = 90 \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 3,07.$$

За табл. Ж.3 знаходимо коефіцієнт φ_e як функцію величин $\bar{\lambda}$ і $m_{ef} \div \varphi_e = f(\bar{\lambda}; m_{ef}) = f(3,07; 2,04) = 0,17$ беремо за інтерполяцією.

3. Розраховуємо потрібну площу перетину колони, виходячи з вимоги її загальної стійкості в площині колони:

$$A_{\text{необх}} = \frac{N_{\text{соотв}}}{\varphi_{\min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{330}{0,17 \cdot 24 \cdot 1} = 80,9 \text{ см}^2.$$

Приймаємо двотавр 40Ш1-С

$A = 112,9 \text{ см}^2$; $I_x = 30554,3 \text{ см}^4$; $W_x = 1595,5 \text{ см}^3$; $i_x = 164,5 \text{ мм}$; $i_y = 70,27 \text{ мм}$.

2.2.13 Перевірка стійкості верхньої частини колони у її площині

1. Знаходимо фактичні гнучкості для верхньої частини колони:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}^b}{i_x} = \frac{1495}{16,45} = 90,08 < \lambda_{\text{пред},\min} = 120.$$

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 90 \sqrt{\frac{24}{20600}} = 3,1$$

2. Розраховуємо абсолютний та відносний ексцентриситети:

$$e_x = \frac{M_{\max}}{N_{\text{соотв}}} = \frac{9708}{330} = 29,4 \text{ см}; \quad m_x = \frac{e_x \cdot A}{W_x} = \frac{29,4 \cdot 112,9}{1595,5} = 2,08 > 1$$

Згідно табл. Ж.2 також маємо такий випадок:

$$0 < \bar{\lambda}_x = 0,35 \text{ та } 5 < m_x = 2,08 < 20$$

$\eta = 1,25$ – тип перерізу 5 (тип 5 – зварний двотавр) за табл. Ж2.

3. Визначаємо наведений відносний ексцентриситет:

$$m_{ef} = \eta \cdot m_x = 1,25 \cdot 2,08 = 2,6.$$

4. Перевіряємо стійкість верхньої частини колони у площині дії моменту:
у площині рами, у площині колони.

За табл. Ж.3 визначаємо коефіцієнт φ_e залежно від значень $\bar{\lambda}_x$ і m_{ef} :

φ_e при $\bar{\lambda}_x = 0,3$ та $m_{ef} = 2,6$; Інтерполяція дає $\varphi_e = 0,208$.

Відповідно до п.10.2.2 стійкість обчислюємо та перевіряємо за формулою:

$$\sigma = \frac{N_{\text{соотв}}}{\varphi_e \cdot A} = \frac{330}{0,208 \cdot 112,9} = 14,05 \text{ порівняння з розрахунковим опором}$$

$$< R_y \cdot \gamma_c = 21 \cdot 1 = 21 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

– загальна стійкість верхньої частини колони у її площині забезпечена. Зниження до 21 можливе, якщо товщина прокату перевищує 20 мм згідно з табл. Г.2 ДБН. Це потребує уточнення за сортаментом двотавра 40 Ш1, але навіть при $R_y = 24$ умова $14,05 < 24$ виконується.

2.2.14 Перевірка стійкості верхньої частини колони з площини рами

Для верхньої частини колони, двотавровий переріз, дві осі симетрії) \) перевірку виконують за формулою:

$$\sigma = \frac{N}{c \cdot \varphi_y \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

де:

N – поздовжня сила (кН);

A – площа перерізу (см²);

φ_y – коефіцієнт стійкості при центральному стиску з площини рами відносно осі Y-Y;

c – коефіцієнт, що враховує вплив моменту позацентровість.

1. Розрахункові зусилля маємо з попереднього розрахунку: $M_{\text{max}} = M_1 = 97,08 \text{ кН} \cdot \text{м} = 9708 \text{ кН} \cdot \text{см}$; $N_{\text{соотв}} = 338 \text{ кН}$.

2. Визначаємо відносний ексцентриситет через абсолютний:

$$e_x = \frac{M_x}{N} = \frac{9708}{338} = 29,4 \text{ см}; \quad m_x = \frac{e_x}{\rho_x} = \frac{29,4}{14,13} = 2,08,$$

де $\rho_x = \frac{W_x}{A} = \frac{1595,5}{112,9} = 14,13 \text{ см}$ – радіус ядра перерізу.

3. Так як $m_x = 2,08$, то згідно з п.10.2.5 маємо випадок $m_x < 10$, тому коефіцієнт c обчислюємо за формулою: $c = \frac{1}{1 + m_x \frac{\varphi_y}{\varphi_b}}$,

де $\bar{\lambda}_y = 2,27$; $\varphi_y = 0,733$ по табл. Ж1; $\varphi_b = 0,68 + 0,28 \cdot \varphi_1 \leq 1$.

$$\varphi_1 = \psi \frac{I_y}{I_x} \left(\frac{h_b}{l_{ef}} \right)^2 \cdot \frac{E}{R_y},$$

де значення ψ знаходять по табл. Н.1 залежно від характеру навантаження та параметра α_t , який визначається за формулою для зварних двутаврів:

$$\alpha_t = 8 \left(\frac{l_{ef} \cdot t_f}{h_{b1} \cdot b_t} \right)^2 \left(1 + \frac{a_k \cdot t_w^2}{b_f \cdot t_f^3} \right);$$

$$h_{b1} = b_b - t_f = 66,2 - 1,6 = 64,6;$$

$$a_k = 0,5 \cdot h_{b1} = 0,5 \cdot 64,6;$$

$$\alpha_t = 8 \left(\frac{920 \cdot 1,2}{64,6 \cdot 38} \right)^2 \left(1 + \frac{32,3 \cdot 0,9^2}{30 \cdot 1,2^3} \right) = 2,4;$$

$$\psi = 2,4 + 0,07 \cdot \alpha_t = 2,4 + 0,07 \cdot 2,13 = 2,5;$$

$$\varphi_1 = 2,5 \frac{5576}{30554,3} \left(\frac{66,2}{920} \right)^2 \cdot \frac{20600}{24} = 2,02;$$

$$\varphi_B = 0,68 + 0,21 \cdot \varphi_1 = 0,68 + 0,21 \cdot 2,02 = 1,1;$$

$$c = \frac{1}{1 + 11,93 \frac{0,733}{1,1}} = 0,212.$$

Результат $\bar{\lambda}_y = 2,27 < 3,14$, тому перевірку $c < c_{max}$ можна не виконувати.

4.Перевіряємо стійкість верхньої частини колони із площини дії моменту:

$$\sigma = \frac{N}{c \cdot \varphi_y \cdot A} = \frac{330}{0,212 \cdot 0,733 \cdot 112,9} = 18,8 \leq R_y \cdot \gamma_c = 24 \cdot 1 = 24 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2},$$

Умова виконується, загальна стійкість верхньої частини колони з площини рами забезпечена.

2.2.15 Компонування поперечного перерізу нижньої частини колони

Поперечний переріз нижньої частини колони (рис. 2.12) приймаємо у вигляді зварного двотавра. Висота перерізу попередньо призначена: $h=95$ см. Матеріалом є сталь С245 за ДБН В.2.6-198:2014, додаток Г, табл. Г.1, група 3 [16]. Розрахунковий опір $R_y=24$ кН/см² табл. Г.2, при товщині прокату $40 \leq t_f \leq 100$ мм. Розрахункові зусилля з комбінації навантажень

$$M_{max} = 210,05 \text{ кНм}; N = -642,4 \text{ кНм.}$$

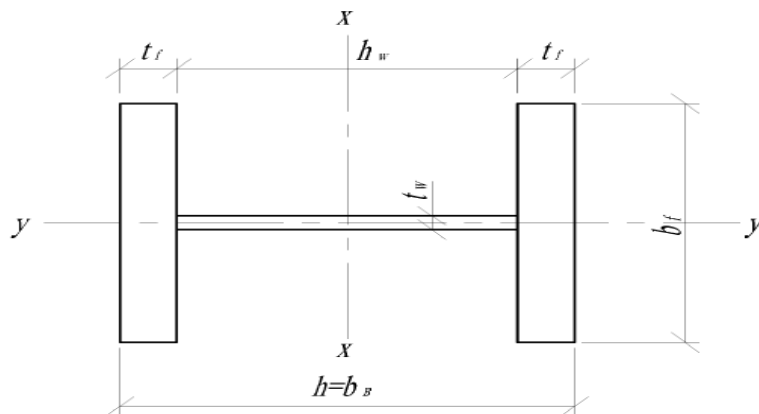


Рис. 2.12 – Перетин нижньої частини колони

Виконання компоновання поперечного перерізу нижньої частини колони здійснюється у такій послідовності:

1. Обчислення ексцентриситетів згідно з п. 10.2.2 ДБН:

$$e_x = \frac{M_{max}}{N_{сортв}} = \frac{21005}{642,4} = 32,7 \text{ см}; \quad m_x = \frac{e_x}{0,45 \cdot h} = \frac{32,7}{0,45 \cdot 95} = 0,765.$$

$$m_{ef} = \eta \cdot m_x = 1,25 \cdot 0,765 = 0,956$$

$\eta = 1,25$ використовуючи табл. Ж.2.

2. Задаємо гнучкість колони у її площині λ

$$\lambda_x = \lambda_{max} = 90 \quad \bar{\lambda} = \lambda_{max} = 90 \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 3,07.$$

За табл. Ж.3 додатка Ж ДБН знаходимо коефіцієнт позacentрового стиску φ_e як функцію величин $\bar{\lambda}$ і $m_{ef} \div \varphi_e = f(\bar{\lambda}; m_{ef}) = f(3,07; 0,95) = 0,28$ беремо за інтерполяцією.

3. Необхідну площу перерізу колони з умови її загальної стійкості у площині колони:

$$A_{\text{необх}} = \frac{N_{\text{соотв}}}{\varphi_{\min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{642,4}{0,28 \cdot 24 \cdot 1} = 95,6 \text{ см}^2.$$

4. Компонування поперечного зварного двотавра.

Нехай попередньо товщина полиці буде $t_f = 2,0$ см, тоді висота стінки

$$h_w = h - 2 \cdot t_f = 95 - 2 \cdot 2 = 91.$$

5. Перевірка місцевої стійкості стінки згідно з п. 10.4.2 ДБН. Необхідно гарантувати локальну стабільність стіни відповідно до ДБН, п. 10.4.2. Місцева стійкість буде підтримуватися, якщо співвідношення проектної висоти стіни до її товщини, тобто h_w/t_w , не перевищить свого граничного показника:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \leq \bar{\lambda}_{uw},$$

де $\bar{\lambda}_w$ і $\bar{\lambda}_{uw}$ – фактична та гранично допустима умовні гнучкості стінки;

Попередньо приймаємо випадок $\varphi_{ex} < c \cdot \varphi_y$, оскільки п.п. 1...3 відносяться до розрахунку загальної стійкості колони у її площині.

У табл. 10.3 для 1-го типу перерізу маємо:

$$\bar{\lambda}_{uw} = 1,3 + 0,15 \cdot \bar{\lambda}_x^2 \quad \text{для } \bar{\lambda}_x < 2;$$

$$\bar{\lambda}_{uw} = 1,2 + 0,35 \cdot \bar{\lambda}_x \leq 3,1 \quad \text{для } \bar{\lambda}_x \geq 2 - \text{для значень: } 1,0 \leq m_x = 2,95 \leq 10,0;$$

$$\bar{\lambda}_x = 3,07; \text{ тоді } \bar{\lambda}_{uw} = 1,2 + 0,35 \cdot \bar{\lambda}_x = 1,2 + 0,35 \cdot 3,07 = 1,3.$$

Тоді з умови місцевої стійкості стіни визначаємо її товщину:

$$t_w \geq \frac{h_w}{\bar{\lambda}_{uw}} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{95}{2,95} \sqrt{\frac{24}{20600}} = 1,09.$$

Остаточню з урахуванням сортаменту на листову сталь приймаємо $t_w = 1,2$ см

Обчислюємо площу стінки:

$$A_w = t_w \cdot h_w = 1,2 \cdot 91 = 109,2 \text{ см}^2.$$

6. Для двутаврів маємо співвідношення:

$$k = \frac{t_f}{t_w} = 1 \dots 1,5,$$

$$t_f = k \cdot t_w = 1,3 \cdot 1,2 = 1,56 \text{ см.}$$

Знаходимо необхідні площа та ширину полиці:

$$A_{f,\text{необх}} = \frac{(A_{\text{необх}} - A_w)}{2} = \frac{254,9 - 114}{2} = 70,45 \text{ см}^2.$$

7. Прийmemo ширину полиці

$$b_f = 30 \text{ см.}$$

З умови забезпечення місцевої стійкості полиці коригуємо її товщину:

$$h_f \geq \frac{b_f}{\bar{\lambda}_{uw}} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{30}{1,05} \sqrt{\frac{24}{20600}} = 1,97 \text{ см; Залишаємо } h_f = 2,5 \text{ см.}$$

8. Перевіряємо місцеву стійкість полиці відповідно до п.10.4.6:

$$\bar{\lambda}_f \leq \bar{\lambda}_{uf},$$

де $\bar{\lambda}_f$ і $\bar{\lambda}_{uf}$ – фактична і гранично допустима умовні гнучкості звису полиці;

Звис полиці дорівнює:

$$b_{ef} = \frac{b_f - t_w}{2} = \frac{30 - 1,2}{2} = 14,4 \text{ см ;}$$

$$\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{14,4}{2,5} \sqrt{\frac{24}{20600}} = 0,19.$$

За табл. 10.4 для 1-го типу перерізу

$\bar{\lambda}_{uf} = \bar{\lambda}_{ufc} - 0,01(1,5 + 0,7) m_x$ – для $0 \leq m_x \leq 10$ і $0,8 \leq \bar{\lambda}_x \leq 4,0$, тобто $m_x = 1,76 < 10$

$$\bar{\lambda}_{ufc} = 0,36 + 0,1 \cdot \bar{\lambda}_x = 0,36 + 0,1 \cdot 2,9 = 0,65$$

$$\bar{\lambda}_{uf} = 0,95 - 0,01(1,5 + 0,7 \cdot 2,9) \cdot 9,76 = 0,305$$

Оскільки $\bar{\lambda}_f = 0,247 < \bar{\lambda}_{uf} = 0,305$ – місцева стійкість полиці забезпечена.

9. Керуючись сортаментом на листову сталь, остаточно приймаємо наступні розміри перерізу колони:

$$t_w = 1,2 \text{ см; } h_w = 90 \text{ см; } b_f = 30 \text{ см; } t_f = 2,5 \text{ см;}$$

$$h = h_w + 2 \cdot t_f = 90 + 2 \cdot 2,5 = 95 \text{ см.}$$

2.2.16 Перевірка стійкості нижньої частини колони у її площині

1. Обчислюємо фактичні геометричні характеристики прийнятого перерізу колони:

$$A_f = b_f \cdot t_f = 30 \cdot 2,5 = 75 \text{ см}^2; A_w = t_w \cdot h_w = 1,2 \cdot 90 = 114 \text{ см}^2;$$

$$A = 2 \cdot A_f + A_w = 2 \cdot 75 + 114 = 264 \text{ см}^2 .$$

$$\begin{aligned}
I_x &= \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2 \left[\frac{b_f \cdot t_f^3}{12} + A_f \left(\frac{h_w}{2} + \frac{t_f}{2} \right)^2 \right] = \\
&= \frac{1,2 \cdot 90^2}{12} + 2 \left[\frac{30 \cdot 2,5^3}{12} + 75 \left(\frac{90}{2} + \frac{2,5}{2} \right)^2 \right] = 321747,5 \text{ см}^4; \\
I_y &= 2 \frac{t_f \cdot b_f^3}{12} + \frac{h_w \cdot t_w^3}{12} = 2 \frac{2,5 \cdot 30^3}{12} + \frac{90 \cdot 1,2^3}{12} = 11263 \text{ см}^4; \\
W_x &= \frac{2 \cdot I_x}{h} = \frac{2 \cdot 321747,5}{95} = 6773,6 \text{ см}^2; \\
i_x &= \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{321747,5}{264}} = 34,9 \text{ см}; \quad i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{6773,6}{264}} = 5,96 \text{ см}.
\end{aligned}$$

2. Фактичні гнучкості нижньої частини колони:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}^b}{i_x} = \frac{1470}{34,9} = 42,12 < \lambda_{пред,min} = 120.$$

Граничне значення гнучкості відповідно до вимог ДБН, п.13.4.1, табл.13.9:

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 42,12 \sqrt{\frac{24}{20600}} = 2,44; \quad \lambda_y = \frac{l_{ef,x}^b}{i_y} = \frac{560}{5,96} = 93,95 < \lambda_{пред,min} = 120;$$

$$\bar{\lambda}_y = \lambda_y \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 93,95 \sqrt{\frac{24}{20600}} = 3,2.$$

$$A_y > A_x.$$

3. Обчислюємо абсолютний та відносний ексцентриситети:

$$e_x = \frac{M_{max}}{N_{коотв}} = \frac{21005}{642,4} = 32,7 \text{ см}; \quad m_x = \frac{e_x \cdot A}{W_x} = \frac{32,7 \cdot 264}{6773,6} = 1,27 > 1.$$

4. Необхідно уточнити коефіцієнт впливу форми перерізу h за ДБН, табл.

Ж.2 додатки Ж, визначаємо співвідношення $\frac{A_f}{A_w} = \frac{75}{114} = 0,65$.

Відповідно до табл. Ж.2 також маємо випадок

$$0 < \bar{\lambda}_x = 3,2 < 5 \text{ та } 5 < m_x = 8,55 < 20,$$

$\eta = 1,25$ – тип перерізу 5 табл. Ж2.

5. Визначаємо наведений відносний ексцентриситет:

$$m_{ef} = \eta \cdot m_x = 1,25 \cdot 8,55 = 10,68.$$

6. Перевіряємо стійкість нижньої частини колони у площині дії моменту як у площині рами, так і у площині колони. За табл. Ж.3 додатки Ж визначасмо коефіцієнт φ_e залежно від значень $\bar{\lambda}_x$ і m_{ef} :

φ_e при $\bar{\lambda}_x = 3,2$ та $m_{ef} = 10,68$; $\varphi_e = 0,106$.

Відповідно до п.10.2.2 стійкість перевіряємо за формулою:

$$\sigma = \frac{N_{\text{содтв}}}{\varphi_e \cdot A} = \frac{642,4}{0,106 \cdot 264} = 22,95 < R_y \cdot \gamma_c = 24 \cdot 1 = 24 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}.$$

– загальна стійкість верхньої частини колони у її площині забезпечена.

7. Перевіряємо місцеву стійкість стіни.

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \leq \bar{\lambda}_{uw},$$

де $\bar{\lambda}_w$ і $\bar{\lambda}_{uw}$ – фактична та гранично допустима умовна гнучкість стінки;

$\bar{\lambda}_{uw}$ знаходимо по табл.10.3. У табл. 10.3 для 1-го типу перерізу маємо

$$\bar{\lambda}_{uw} = 1,3 + 0,15 \cdot \bar{\lambda}_x^2 \quad \text{для } \bar{\lambda}_x < 2;$$

$$\bar{\lambda}_{uw} = 1,2 + 0,35 \cdot \bar{\lambda}_x \leq 3,1 \quad \text{для } \bar{\lambda}_x < 2 \quad \text{– для значень: } 1,0 \leq m_x \leq 10;$$

$$m_x = 8,76 \text{ тобто } 1,0 \leq m_x \leq 10; \quad \bar{\lambda}_x = 1,44 < 2,$$

тоді

$$\bar{\lambda}_{uw} = 1,3 + 0,15 \cdot \bar{\lambda}_x^2 = 1,3 + 0,15 \cdot 2,44^2 = 2,9;$$

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{90}{1,2} \sqrt{\frac{24}{20600}} = 2,26 < \bar{\lambda}_{uw} = 2,9$$

– місцева стійкість стіни забезпечена

8. Перевіряємо місцеву стійкість полиці відповідно до п.10.4.6:

$$\bar{\lambda}_f \leq \bar{\lambda}_{uf},$$

де $\bar{\lambda}_f$ і $\bar{\lambda}_{uf}$ – фактична та гранично допустима умовні гнучкості свеса полки; $\bar{\lambda}_{uf}$ обчислюємо за табл.10.4 ДБН.

$$\text{Звис полиці буде } b_{ef} = \frac{b_f - t_f}{2} = \frac{30 - 2,5}{2} = 13,75 \text{ см};$$

$$\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{13,75}{2,5} \sqrt{\frac{21}{20600}} = 0,247;$$

За табл. 10.4 для 1-го типу перерізу:

$$\bar{\lambda}_{uf} = \bar{\lambda}_{ufc} - 0,01(1,3 + 0,7 \cdot \bar{\lambda}_x) m_x - \text{для значень: } 1,0 \leq m_x \leq 10 \text{ та} \\ 0,8 \leq \bar{\lambda}_x \leq 4.$$

Результат: $0,8 \leq \bar{\lambda}_x = 1,44 \leq 4$, тоді відповідно до п. 8.3.7 за табл. 8.4:

$$\bar{\lambda}_{ufc} = 0,36 + 0,1 \bar{\lambda}_x = 0,36 + 0,1 \cdot 1,44 = 0,348;$$

$$\bar{\lambda}_{uf} = 0,548 - 0,01(165 + 0,7 \cdot 1,44) \cdot 1,76 = 0,273.$$

Оскільки $\bar{\lambda}_f = 0,247 < \bar{\lambda}_{uf} = 0,273$ – місцева стійкість полиці забезпечена.

2.2.17 Перевірка стійкості нижньої частини колони з її площини

Перевірку загальної стійкості верхньої частини колони з її площини виконуємо за формулою

$$\sigma = \frac{N}{c \cdot \varphi_y \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c.$$

1. Розрахункові зусилля маємо з попереднього розрахунку

$$M_{max} = 210,05 \text{ кН} \cdot \text{м} = 21005 \text{ кН} \cdot \text{см}; N_{\text{сортв}} = 642,4 \text{ кН}$$

2. Визначаємо відносний ексцентриситет через абсолютний:

$$e_x = \frac{M_x}{N} = \frac{21005}{642,4} = 32,7 \text{ см}; m_x = \frac{e_x \cdot A}{W_x} = \frac{32,7 \cdot 264}{6773,6} = 1,27;$$

$$\rho_x = \frac{W_x}{A} = \frac{6773,6}{264} = 25,65 \text{ см} - \text{радіус ядра перерізу.}$$

3. Оскільки у нас $m_x = 1,27$, то згідно з п.10.2.5 маємо випадок $m_x < 10$ та коефіцієнт c визначаємо за формулою:

$$c = \frac{1}{1 + m_x \frac{\varphi_y}{\varphi_b}},$$

де $\bar{\lambda}_y = 3,2$; $\varphi_y = 0,733$ по табл. Ж1; $\varphi_b = 0,68 + 0,28 \cdot \varphi_1 \leq 1$,

$$\varphi_1 = \psi \frac{I_y}{I_x} \left(\frac{h_b}{l_{ef}} \right)^2 \cdot \frac{E}{R_y},$$

де значення ψ приймають за табл. Н.1 залежно від характеру навантаження та параметра α_t , який для зварних двутаврів розраховується як

$$\alpha_t = 8 \left(\frac{l_{ef} \cdot t_f}{h_{b1} \cdot b_t} \right)^2 \left(1 + \frac{a_k \cdot t_w^2}{b_f \cdot t_f^3} \right),$$

$$h_{b1} = h_b - t_f = 90 - 2,5 = 87,5;$$

$$a_k = 0,5 \cdot h_{b1} = 0,5 \cdot 87,5 = 43,75;$$

$$\alpha_t = 8 \left(\frac{550 \cdot 2,5}{90 \cdot 30} \right)^2 \left(1 + \frac{43,75 \cdot 1,2^2}{30 \cdot 2,5^3} \right) = 2,35;$$

$$\psi = 2,25 + 0,07 \cdot \alpha_t = 2,25 + 0,07 \cdot 2,35 = 2,41;$$

$$\varphi_1 = 2,41 \frac{11263}{321747,5} \left(\frac{95}{550} \right)^2 \cdot \frac{20600}{24} = 2,16;$$

$$\varphi_B = 0,68 + 0,21 \cdot \varphi_1 = 0,68 + 0,21 \cdot 2,02 = 1,1;$$

$$c = \frac{1}{1 + 11,93 \frac{0,733}{1,1}} = 0,172;$$

$\bar{\lambda}_y = 2,65 < 3,14$, то перевірку $c < c_{max}$ можна не виконувати.

4. Перевіряємо стійкість верхньої частини колони із площини дії моменту (з площини колони):

$$\sigma = \frac{N}{c \cdot \varphi_y \cdot A} = \frac{642,4}{0,172 \cdot 0,733 \cdot 264} = 19,3 \leq R_y \cdot \gamma_c = 24 \cdot 1 = 24 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

стійкість верхньої частини колони із площини дії моменту (із площини колони) забезпечена.

5. Перевіряємо місцеву стійкість стіни.

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \leq \bar{\lambda}_{uw},$$

$$c \cdot \varphi_y > \varphi_{ex} \text{ або } c \cdot \varphi_y < \varphi_{ex} = 0,172 \cdot 0,733 = 0,094 < \varphi_b = 0,11.$$

Стійкість нижньої частини колони з її площини забезпечена.

РОЗДІЛ 3

ТЕХНОЛОГІЧНІ РІШЕННЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА

3.1 Узагальнені рішення зі зведення об'єкту

Зведення корпусу азотної кислоти є комплексним процесом, що має виконуватися згідно з ДБН А.3.1-5:2016 «Організація будівельного виробництва» [24]. Організація робіт базується на поточному методі, який забезпечує безперервне та ритмічне виконання всіх процесів. Технологічна послідовність зведення об'єкта включає наступні етапи:

1. Підготовчий період.

Очищення та вертикальне планування будівельного майданчика, влаштування тимчасових доріг, мереж електро-, водо- та теплопостачання, монтаж інвентарних побутових та адміністративних приміщень, а також складських майданчиків для матеріалів та конструкцій. На цьому етапі також виконується геодезична розбивка осей будівлі.

2. Спорудження нульового циклу.

Земляні роботи, розробка котловану під фундаменти, влаштування фундаментів під технологічне обладнання, будівельний каркас, а також прокладання підземних комунікацій: каналізація, дренаж, кислотостійкі канали, з подальшим зворотнім засипанням пазух котловану. Окрему увагу необхідно приділяти антикорозійному захисту підземних конструкцій.

3. Монтаж каркасу будівлі та огорожувальних конструкцій.

Монтаж металевих колон, ферм, зв'язків з подальшим влаштуванням профільованого настилу покрівлі та стінових сендвіч-панелей. Це дозволяє забезпечити закритий тепловий контур для виконання внутрішніх робіт.

4. Монтаж технологічного обладнання.

Встановлення на підготовлені фундаменти основних агрегатів виробництва азотної кислоти: реакторних колон, абсорбційних веж, теплообмінників, насосного обладнання та ємкостей зберігання готової продукції. Це найбільш відповідальний етап, що вимагає високої кваліфікації персоналу.

5. Внутрішні інженерні роботи.

Прокладання внутрішньо цехових мереж: кислотостійких трубопроводів, вентиляції, електромереж, КВПіА, теплоізоляція обладнання та трубопроводів.

6. Пусконаладжувальні роботи.

Індивідуальне випробування обладнання, комплексне випробування систем та дослідна експлуатація згідно з технологічним регламентом.

3.2 Організація будівництва

Календарне планування. Визначення оптимальної тривалості будівництва розробляється лінійний (стрічковий) графік або сітьовий графік виконання робіт. Календарний план є основним документом, що визначає послідовність та терміни виконання кожного етапу. Він дозволяє координувати роботу різних підрядних організацій, контролювати використання ресурсів та дотримання термінів здачі об'єкта в експлуатацію, є базою для розрахунку потреби в матеріалах, трудових ресурсах та механізмах.

Будівельний генеральний план (Будгенплан). Це організуючий документ, який регламентує забудову будівельного майданчика. На план будівельного майданчика наносяться всі стаціонарні та тимчасові об'єкти: основний корпус цеху, склади матеріалів та конструкцій, тимчасові адміністративні та побутові приміщення, майстерні, проїзди, підкранові колії, місця складування, що вимагають особливих умов, а також схеми руху транспорту та монтажних механізмів, інженерні мережі водопостачання, каналізації та електропостачання.

Матеріально-технічне забезпечення. Забезпечення будівництва передбачає своєчасне постачання металевих конструкцій, таких як колон, ферм, балок, залізобетонних виробів: фундаментних блоків, плит, в'язучих матеріалів та кислотостійкої цегли. Для монтажу важкого технологічного обладнання залучаються спеціалізовані механізми: автомобільні, гусеничні крани вантажопідйомністю до 100 тон, домкратне обладнання. Всі матеріали, що використовуються в агресивному середовищі, повинні мати відповідну сертифікацію та висновки санітарно-епідеміологічної експертизи.

Технологія монтажних робіт. Монтаж каркасу виконується «на монтажному горизонті» з попереднім укрупненим збиранням ферм. Колони встановлюються на кондуктори, вивіряються та заливаються бетоном у стиках із фундаментом. Монтаж обладнання відбувається за технологічними картами на кожен вид обладнання. Для агрегатів, що працюють під тиском, обов'язковою є перевірка міцності та герметичності після закінчення монтажу.

Контроль якості. Контроль якості будівельно-монтажних робіт проводиться на всіх етапах згідно з вимогами ДБН.

Охорона праці та техніка безпеки. Будівництво хімічних об'єктів відноситься до категорії підвищеної небезпеки. Всі роботи слід виконувати згідно з ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека у будівництві» та інструкцією з охорони праці під час монтажу технологічного устаткування.

Для досягнення максимальної ефективності рекомендується потоковий підхід, використовуючи монтажні крани та транспортні засоби, які працюють разом на ключових етапах виробництва. Для організації процесів і забезпечення безпеки виробництва будівля розділена на кілька окремих захватків.

Будівля має розміри 41 та 24 м. Будівлю рекомендується розділити на дві зони, розмірами $21,6 \text{ м} \div 24 \text{ м}$ та $19,4 \div 24 \text{ м}$.

В залежності від порядку монтажу конструктивних елементів використовують окремо-комплексний спосіб монтажу. Він полягає у збиранні конструкцій двома окремими комплексами збірних деталей. Кран МКГ-40 на першому проході вздовж захватки монтує колони, підкранові балки та кроквяні ферми, натомість кран МКГ-25.01, слідуючи за ним, встановлює фахверкові колони, решітчасті прогони та плити покриття. Монтаж другого комплексу конструкцій на конкретній захватці стартує після завершення повного монтажу першого комплексу на тій самій захватці.

З огляду на специфіку технологічного обладнання та особливості будівництва корпусу азотної кислоти, розроблено методику поділу об'єкта на захватки, формування бригад і розподіл завдань. На етапі основного будівництва

виконуються всі роботи, безпосередньо пов'язані зі зведенням будівлі, які поділено на три технологічні етапи:

Етап 1. Влаштування підземної частини будівлі

- Розробка котловану та вивезення ґрунту;
- Зачищення дна та стінок котловану;
- Влаштування монолітних залізобетонних фундаментів;
- Гідроізоляція фундаментів;
- Зворотне засипання котловану з пошаровим ущільненням ґрунту.

Етап 2. Зведення надземної частини будівлі

- Монтаж каркасу будівлі;
- Зведення стін;
- Влаштування покрівлі;
- Монтаж віконних прорізів, воріт і дверей;
- Сантехнічні та електромонтажні роботи;
- Влаштування підлог.

Етап 3. Оздоблювальні роботи:

- Цементно-штукатурні роботи;
- Фарбування стін.

3.3 Розрахунок монтажних характеристик та вибір такелажного обладнання

Розрахункова маса елемента під час підйому визначається за формулою

$$Q=Q_{\text{ел}}+Q_{\text{стр}}+Q_{\text{осн}},$$

де $Q_{\text{ел}}$ – власна маса будівельної конструкції;

$Q_{\text{стр}}$ – маса стропувального пристрою;

$Q_{\text{осн}}$ – маса тимчасового оснащення, закріпленого на елементі до його підйому.

Таблиця 3.1 містить вихідні дані для вибору монтажного крана та розрахунку його робочих параметрів: висота підйому, виліт стріли, вантажопідйомність. Кожен рядок відповідає окремому типу конструктивного елемента, що монтується.

За цими даними визначаємо мінімально необхідну вантажопідйомність крана на заданому вильоті та перевіряємо можливість монтажу важких і довгомірних елементів, як то ферми, колони у стиснених умовах будівельного майданчика.

Таблиця 3.1 – Розрахункові параметри для монтажу основних конструкцій

Елемент, що монтується	Маса елемента, т	Горизонтальна відстань до точки встановлення, м
Колона	3,5	20,0
Фахверкова колона	1,9	10,5
Підкранова балка	0,48	17,5
Кроквяна ферма (прольотом 24 м)	3,7	6,5
Плита покриття	0,65	16,2

Таблиця 3.2– Характеристики стропувальних пристроїв

Конструкція	Тип стропувального пристрою	Вантажопідйомність, т	Маса пристрою, т	Робоча висота стропування, м
Колона	Захват зі стропом	15	0,25	0,6
Підкранова балка	Траверса з кліщовими захоплювачами	10	0,95	3,3
Кроквяна ферма (24 м)	Траверса	18	0,82	3,6
Плита покриття	Траверса	8	1,10	2,2

Таблиця 3.2 допомагає підібрати такелажне обладнання для кожного типу конструкції, забезпечуючи безпечне й ефективне стропування. Дані далі

використовуються для розрахунку монтажної маси Q та необхідної висоти підйому гака.

Обидві таблиці є взаємопов'язаними: перша задає «вагу та відстань», друга – «засіб стропування та його масу». Разом вони дозволяють розрахувати монтажну масу Q , визначити необхідну вантажопідйомність крана з урахуванням вильоту, підібрати безпечну схему стропування для кожного елемента.

Визначення монтажних мас конструкцій

Розрахункова монтажна маса елемента Q_m обчислюється як сума маси конструкції та маси стропувального пристрою. Оснащення, що піднімається разом з елементом, приймається рівним нулю, оскільки окреме тимчасове оснащення не передбачено.

На основі даних таблиць 3.1 та 3.2 отримано такі значення:

Колона крайнього ряду $Q_m = 3,5 \text{ т} + 0,25 \text{ т} = 3,75 \text{ т}$.

Фахверкова колона $Q_m = 1,9 \text{ т} + 0,25 \text{ т} = 2,15 \text{ т}$.

Підкранова балка $Q_m = 0,48 \text{ т} + 0,95 \text{ т} = 1,43 \text{ т}$.

Кровляна ферма з прольотом 24 м $Q_m = 3,7 \text{ т} + 0,82 \text{ т} = 4,52 \text{ т}$.

Плита покриття з профільованого настилу розміром $6 \times 12 \text{ м}$:

$Q_m = 0,65 \text{ т} + 1,10 \text{ т} = 1,75 \text{ т}$.

Розрахунок необхідної висоти підйому гака крана

Висота підйому гака над рівнем стоянки крана визначається за формулою:

$$H_m = h_0 + h_1 + h_2 + h_3 + h_4$$

Де h_0 – висота від рівня стоянки крана до опорної площини конструкції (відмітка монтажного горизонту), м;

h_1 – мінімальний запас висоти = 0,5 м;

h_2 – висота монтованого елемента в проектному положенні, м;

h_3 – розрахункова висота стропувального пристрою (див. табл. 3.5), м;

h_4 – висота поліспада або запас для зручності стропування, для спрощення прийнято $h_4 = 0$.

Розрахунок для основних типів конструкцій відносно нульової позначки майданчика:

- колона крайнього ряду $H_m = 0,15 + 20 + 0,5 + 0,6 = 21,25$ м;
- підкранова балка $H_m = 0,15 + 15 + 0,5 + 3,3 = 18,95$ м;
- кроквяна ферма $H_m = 0,15 + 23 + 0,5 + 3,6 = 27,25$ м;
- плита покриття розміром 3×12 м $H_m = 0,15 + 23 + 0,5 + 2,2 = 25,85$ м.

Отримані монтажні маси та висоти підйому є вихідними даними для вибору монтажного крана. На основі розрахованих монтажних мас і висот підйому гака складено зведену відомість монтажних характеристик. Для основних конструктивних елементів каркасу визначено необхідний виліт стріли крана, монтажну масу та рекомендований тип крана. Монтаж першого комплексу: колони, підкранові балки, кроквяні ферми, виконується краном МКГ-40, другого комплексу: фахверкові колони, плити покриття – краном МКГ-25.01.

Розподіл за кранами

- МКГ-40 використовується для важких і великогабаритних елементів першого комплексу: колони, підкранові балки, кроквяні ферми. Кран рухається вздовж захватки першим проходом.

- МКГ-25.01 монтує легші конструкції другого комплексу: фахверкові колони, плити покриття, слідом за МКГ-40 після завершення монтажу першого комплексу на кожній захватці.

Таблиця 3.3 – Відомість монтажних характеристик конструкцій

№	Монтований елемент	Кількість, шт.	Маса елемента, т	Стропувальний пристрій (маса / висота стропування), т / м	Монтажна маса, т	Виліт стріли, м	Необхідна висота підйому гака, м	Рекомендований кран
1	Колона крайнього ряду	18	3,5	захват + строп (0,25 / 0,6)	3,75	20,0	21,25	МКГ-40
2	Фахверкова колона	16	1,9	захват + строп (0,25 / 0,6)	2,15	10,5	21,25	МКГ-25.01
3	Підкранова балка	14 *	0,48	траверса з кліщами (0,95 / 3,3)	1,43	17,5	18,95	МКГ-40
4	Кроквяна ферма (L=24 м)	9	3,7	траверса (0,82 / 3,6)	4,52	6,5	27,25	МКГ-40
5	Плита покриття 6×12 м	16	0,65	траверса (1,10 / 2,2)	1,75	16,2	25,85	МКГ-25.01

3.4 Методи виконання будівельних та монтажних робіт

Земляні роботи, такі як зрізання ґрунту, розробка котлованів під фундаменти та траншей під комунікації, виконуються наявною землерийною технікою. Для вертикального планування майданчика використовують бульдозери на базі тракторів Т-170. Верхній шар ґрунту з будівельним сміттям згрібають

фронтальними навантажувачами або екскаваторами ЕО-3323 зі зворотною лопатою та ківш 0,4–0,5 м³, і вивозять самоскидами.

Котловани глибиною до 3,5–4,0 м розробляють екскаваторами ЕО-3323. Через щільну забудову та обмеженість майданчика весь ґрунт вивозиться автосамоскидами. Для запобігання обвалам і водовідведення територію планують з нахилом. Зворотне засипання виконують пошарово, шари 0,25–0,3 м, пневматичними трамбівками.

3.4.1 Будівництво монолітних фундаментів

Фундаменти під металеві колони виконуються з монолітного залізобетону. Будівництво монолітних фундаментів регулює ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення» та встановлює основні вимоги до бетонних та залізобетонних конструкцій будівель і споруд, а також основні правила щодо їхнього проєктування, виготовлення, монтажу та приймання.

Опалубні роботи. Перед бетонуванням збирають щитову опалубку, перевіряючи її розміри та надійність кріплень. Для фіксації коробка, що формує опалубку, тимчасово прибивають два бруски, які знімають після встановлення коробка на місці з підкосами. Верхні коробки та стакан підколінника монтують аналогічно, закріплюючи монтажними цвяхами.

Армування. Арматуру укладають готовими сітками. Для забезпечення захисного шару бетону (≥ 20 мм) під сітку підкладають сталеві обрізки або бетонні фіксатори.

Бетонування. Перед укладанням суміші опалубку зволожують. Бетон доставляють автозмішувачами, подають у бункер бетоноукладача та ущільнюють глибинним вібратором С-302. Під час процесу контролюють однорідність суміші, заповнення опалубки та роботу вібратора. Після заливання бетон накривають матами, зволожують (не менше двох разів на добу) до набору міцності.

Розпалублення. Опалубку демонтують після досягнення бетоном необхідної міцності.

3.4.2 Монтаж металевих колон

Підготовка. Колони транспортують на майданчик складання, розташовують горизонтально, башмак і консолі – плазом. Після встановлення сходів і платформ колони переводять у вертикальне положення.

Підйом і встановлення. Переведення колони з горизонтального у вертикальне виконують способом ковзання або повороту. Положення крана та виліт стріли не змінюють протягом монтажу. Використовують універсальні стропи та захвати.

Колону опускають на анкерні болти, гайки попередньо знято, різьбу захищено ковпачками, з мінімальною швидкістю для точного поєднання осьових рисок з рисками на опорній плиті. Колона закріплюється анкерними болтами одразу в проектне положення, тому додаткове вивіряння не потрібне.

Фіксація. Після закріплення стропи знімають. Вертикальні зв'язки встановлюють одразу після монтажу першої пари колон та першої підкранової балки.

3.4.3. Монтаж зв'язків

У зв'язкових прольотах після з'єднання колон болтами зв'язки монтують негайно. Елементи попередньо з'єднують болтами до центральної косинки. Потім зв'язок стропують, піднімають краном у вертикальне положення та встановлюють між колонами. Після болтового кріплення косинок стропи знімають.

3.4.4 Монтаж підкранових балок

Загальні положення. Металеві підкранові балки монтують одним краном МКГ-40 безпосередньо з транспортного засобу. Балки піднімають у зібраному вигляді разом із гальмовою балкою за допомогою напівавтоматичних або універсальних стропів, закріплених до верхнього поясу.

Безвивірковий монтаж. При встановленні колон на риси без вивірки подальше коригування балок не потрібне. Відстань між осями балок контролюють у кількох точках прольоту.

Вивірка положення (за потреби). Переміщення балки в горизонтальній площині виконують через вертикальні прокладки в з'єднаннях. Регулювання по висоті

забезпечують овальні отвори в стінці балки та горизонтальні підкладки під опорні листи. Для коригування використовують домкрати, упори та кронштейни. Після геодезичної зйомки положення балок фіксують на плані.

Особливі випадки. Якщо колони встановлено на фрезеровані підшви, а саме на бетон проектної позначки або на фрезеровані плити, вивірка балок не потрібна або зводиться до коригування позначок верхніх поясів.

Монтаж рейок. При безвивірковому монтажі кранові рейки приварюють до підкранових балок до початку основного монтажу.

3.4.5 Монтаж кроквяних ферм

Підготовка до монтажу. Ферми транспортують автотранспортом після укрупнювального збирання. Збірку виконують на вертикальних кондукторах, закріплених на вивірених дерев'яних клітках із міцним покриттям. Частини ферм зі звареними стиками попередньо з'єднують на тимчасових болтах через контрольні отвори для забезпечення коректного взаємного розташування та підготовки стику до зварювання. Під час кантування ферму підсилюють брусами.

Стропування. Ферму стропують за два вузли верхнього пояса у місцях з'єднання стояків і розкосів. Використовують універсальну траверсу, яка посилює нижній пояс і полегшує переведення ферми з горизонтального у вертикальне положення.

Оснащення перед підйомом. Перед підйомом ферму облаштовують інвентарними люльками, драбинами. Уздовж ферми вище нижнього пояса на 1–1,2 м натягують канат.

Підйом і встановлення. Ферми піднімають краном МКГ-40. Монтаж покриття починають із панелі, що забезпечує зв'язок. Ферми фіксують на колонах з використанням люльок. Розстропування виконують лише після повного закріплення.

Вивірка. Перевіряють: прямолінійність поясів шнуром або дротом; вертикальність площини ферм; відстань між осями сусідніх ферм через горизонтальні зв'язки, розпірки, прогони за проєктом; позначки верхніх поясів забезпечуються точним встановленням колон.

3.4.6 Улаштування бетонної підлоги

Монтаж бетонної підлоги регулюється ДСТУ Б В.2.7-114:2002. «Будівельні матеріали. Суміші бетонні. Методи випробувань» [25] та визначає вибір конструкції підлоги залежно від інтенсивності силових і несилових дій, а також специфіки вимог технологічного процесу, зокрема виробництва хімічної продукції.

Підготовка основи. Підлогу укладають на утрамбований ґрунт із додаванням щебню для забезпечення міцності та стабільності. Перед початком робіт поверхню ґрунтують і очищають механічними щітками.

Структура покриття (два шари):

- нижній шар – бетон класу В7,5, товщина 120 мм;
- верхній шар – бетон класу В25, товщина 50 мм.

Укладання бетону. Бетонну суміш подають бетоном насосом, викладають ділянками шириною 3 м по маяках. Заповнення суміжних смуг виконують лише після набору міцності бетоном у попередніх. Поверхню вирівнюють, розчин ущільнюють віброрейкою.

Вакуум-бетонування. Процес включає: очищення основи, розмітку, встановлення напрямних рейок, заливання бетону, відсмоктування води вакуумним агрегатом, фінішне загладжування та шліфування.

Альтернативні суміші. На великих площах застосовують самовирівнювальні суміші на основі цементу та гіпсу з наповнювачами, наприклад, кварцовий пісок, клей, пластифікатори, пігменти).

Такий підхід забезпечує високу міцність і стабільність покриття в умовах хімічного виробництва азотної кислоти.

3.4.7 Монтаж покрівлі

Підготовка. Монтаж розпочинають після збирання решітчастих прогонів та формування плит розміром 6×12 м на спеціальному стенді. Плити завчасно розташовують поблизу зони роботи крана.

Підйом і стропування. Для монтажу використовують кран МКГ-25.01. Плити стропують траверсою зі спеціалізованими захопленнями.

Укладання. Плити монтують одночасно з фіксацією кроквяних ферм та прогонів. Остаточне укладання виконують після завершальної перевірки та закріплення ферм, а також встановлення зв'язків. Кріплення плит до прогонів здійснюють самонарізними гвинтами.

Безпека та послідовність. До монтажу крайніх плит встановлюють тимчасові огороження. Перші плити монтують з навісних майданчиків, наступні – з уже змонтованих.

3.4.8 Підготовка до оздоблювальних робіт

Завершення попередніх робіт До початку оздоблення обов'язково виконують усі монтажні операції: встановлення перекриттів, вікон, дверних блоків; монтаж систем опалення, водопостачання, каналізації, електропроводки.

Вимоги до основи. Міцність і довговічність покриттів залежать від якості підготовки поверхні. Необхідні вирівнювання, очищення, ретельний підбір і правильне приготування матеріалів.

Способи нанесення. Розчини та фарби наносять механізованим способом або вручну. Розчини та фарби повинні задовольняти підвищеним вимогам до антикорозійного захисту, стійкості матеріалів до агресивних середовищ.

3.4.9 Відомість обсягів будівельно-монтажних робіт

У зведеній таблиці 3.4 достатньо знати обсяг на одну захватку та загальний обсяг, щоб розрахувати тривалість робіт при потоковому методі, спочатку роботи на захватці 1, потім – на захватці 2, тому в графі «Обсяг по захватках» наведено значення для однієї типової захватки. Оскільки більшість робіт мають однаковий обсяг на обох захватках, крім планування або розробки ґрунту, де різниця незначна, застосовано коефіцієнт 2. Відсутність детального поділу обсягу на дві окремі захватки в таблиці 3.4 це свідоме спрощення для компактності, прийняте за умови приблизної рівності обсягів. Для точного планування робіт, особливо якщо захватки відрізняються за площею на 10% необхідно буде на етапі календарного графіка скоригувати обсяги пропорційно до площ кожної захватки.

Таблиця 3.4 – Відомість обсягів будівельно-монтажних робіт

№ п/п	Найменування робіт	Одиниця виміру	Обсяг по захватках	Загальний обсяг
1	Планування території	1000 м ²	0,984	0,984
2	Розробка ґрунту у відвал	1000 м ³	0,36	0,36
3	Розробка ґрунту з навантаженням на автотранспорт	1000 м ³	0,27	0,54
4	Доробка ґрунту вручну	1000 м ³	0,32	0,64
5	Зворотне засипання ґрунту бульдозером	1000 м ³	0,32	0,64
6	Ущільнення ґрунту катками	1000 м ³	0,32	0,64
7	Ущільнення ґрунту трамбівками	1000 м ³	0,32	0,64
8	Підготовка бетону під фундаменти	1000 м ³	1,08	2,16
9	Влаштування монолітних фундаментів	1000 м ³	0,81	1,62
10	Горизонтальна гідроізоляція фундаментів	1000 м ²	0,45	0,90
11	Бічна гідроізоляція фундаментів	1000 м ²	0,45	0,90
12	Монтаж фундаментних балок	100 шт.	0,28	0,56
13	Монтаж металевих колон	100 шт.	0,28	0,56
14	Монтаж підкранових балок	100 шт.	0,28	0,56
15	Монтаж фахверкових колон	100 шт.	0,28	0,56
16	Монтаж кроквяних ферм	100 шт.	0,28	0,56
17	Монтаж покриття =плити/профнастил	100 шт.	0,28	0,56
18	Мурування цегляних стін	1000 м ³	0,28	0,56
19	Монтаж віконних блоків	100 шт.	0,28	0,56
20	Монтаж ворітних заповнень	100 шт.	0,28	0,56

21	Скління віконних отворів	100 м ²	0,28	0,56
22	Ущільнення ґрунту під підлогу	1000 м ²	0,28	0,56
23	Влаштування підстиляючого шару бетону (товщина 100 мм)	1000 м ²	0,28	0,56
24	Влаштування чистової бетонної підлоги	1000 м ²	0,28	0,56
25	Штукатурення цементно-вапняним розчином	100 м ²	17,47	34,94
26	Фарбування стін	100 м ²	17,47	34,94
27	Фарбування стель	100 м ²	6,44	12,88
28	Фарбування металевих палітур (віконних) олійними фарбами	100 м ²	0,034	0,034
29	Фарбування воріт олійними фарбами	100 м ²	0,034	0,034
30	Фарбування металевих поверхонь (огороження, драбини тощо)	100 м ²	7,48	14,88
31	Влаштування пароізоляції покриття	100 м ²	6,44	12,88
32	Влаштування утеплювача покриття	100 м ²	0,256	0,512
33	Влаштування тришарового рулонного килима (покрівля)	100 м ²	6,44	12,88

3.5 Календарне планування

Календарний план будівництва – це структурована виробнича модель, яка визначає послідовність, тривалість та взаємоузгодження будівельних процесів на об'єкті. Об'єктний календарний план розробляється у складі проекту виконання робіт.

Основні завдання календарного планування

1. Визначення загальної тривалості будівництва корпусу азотної кислоти.
2. Розподіл робіт за захватками, бригадами та кранами МКГ-40, МКГ-25.01.
3. Забезпечення потокового методу монтажу з мінімізацією простоїв.
4. Координація земляних, бетонних, монтажних та оздоблювальних робіт.
5. Дотримання нормативних термінів згідно з ДБН А.3.1-5:2016.

Для складання календарного плану будівництва необхідні такі вихідні матеріали:

1. Архітектурно-конструкторські креслення – робочі креслення основних елементів будівлі: фундаменти, колони, ферми, покриття, стіни, підлоги, покрівля.
2. Відомості обсягів будівельно-монтажних робіт визначає обсяги робіт у натуральних одиницях м³, м², шт. за кожним процесом.
3. Будівельний об'єм споруди визначається для оцінки загальної трудомісткості та потреби в матеріалах.
4. Трудомісткість робіт визначається за нормами часу для кожного виду робіт.
5. Габарити та конфігурація споруди – розміри в плані 41 × 24 м, поділ на дві захватки 21,6×24 м та 19,4×24 м, висотні позначки.
6. Нормативна тривалість будівництва згідно з ДСТУ Б А.3.1-22:2013 «Визначення тривалості будівництва підприємств, будівель і споруд» [26], для хімічної промисловості нормативна тривалість становить 24 місяці, враховуючи підготовчий період, основне будівництво та монтаж технологічного обладнання.
7. Типові проекти виконання робіт та технологічні карти розбиваються на основні процеси: земляні роботи; бетонування фундаментів; монтаж металевих конструкцій: колон, балок, ферм; влаштування покриття, підлог, покрівлі; оздоблення.

Розрахунок тривалості окремих робіт:

- Для механізованих процесів, як це робота кранів, екскаваторів, бульдозерів, тривалість визначається як відношення загальної машино місткості (машино-годин) до кількості машин у зміні.
- Для немеханізованих ручних процесів, як це штукатурення, фарбування, доробка ґрунту, монтаж болтових з'єднань тощо, тривалість обчислюється виходячи з трудомісткості (людино-годин) та чисельності робітників у бригаді або ланці з урахуванням коефіцієнта виконання норм.

Календарний план розробляється у формі лінійного графіка, так званої діаграми Ганта, де окремо для кожної захватки зазначаються строки початку та закінчення робіт з урахуванням потокового методу: спочатку перша захватка, потім друга, технологічних перерв, як наприклад, тверднення бетон, та безпекових розривів.

3.6 Розробка генерального плану будівництва (будгенплану)

Будгенплан є документальною моделлю організації будівельного майданчика, яка забезпечує безпечне та ефективне виконання монтажних робіт у заданий термін. Для корпусу азотної кислоти розроблено будгенплан на період зведення наземної частини.

Основні рішення будгенплану:

1. Освітлення передбачає прожектори ПЗС-45 із газорозрядними лампами 1000 Вт, що створюють рівномірне освітлення (25 лк) на робочих зонах та безпечних проходах. Окреме підвищене освітлення (50 лк) передбачено на місцях розпалубки, складування хімічно стійких матеріалів і біля в'їзду на тимчасову автодорогу

2. Небезпечні зони виділено та огорожено: робота баштового крана з радіусом 35 м + 7 м, котловани глибиною до 4,2 м, складські майданчики. Встановлено два пожежні гідранти, відстань до будівлі ≤ 75 м.

3. Складування виконується наступним чином: усі матеріали розміщено в межах зони дії крана до 25 м від осі пересування, з проходами $\geq 1,0$ м та висотою штабелів $\leq 1,8$ м. Складування хімічно стійких матеріалів і біля в'їзду на тимчасову автодорогу

4. Транспортна мережа включає тимчасові дороги шириною 6,0 м із залізобетонних плит, кільцева схема з двома виїздами. Радіуси заокруглень ≥ 12 м для великогабаритних машин. Передбачено тротуари шириною 1,2 м.

Для об'єкта хімічної промисловості додатково враховано: водовідвідні лотки, вітрозахист складів сипких матеріалів, протипожежний резервуар 50 м³..

Уся номенклатура конструкцій та матеріалів розміщується виключно в межах робочої зони баштового крана на відстані не більше 25 м від осі його пересування. Це забезпечує мінімізацію непродуктивних переміщень та скорочує час циклу монтажу.

Такий структурований підхід забезпечує ефективне та безпечне проведення будівельно-монтажних робіт на об'єкті хімічної промисловості в м. Черкаси.

РОЗДІЛ 4

ОХОРОНА ПРАЦІ

4.1 Забезпечення охорони праці на законодавчому рівні

Основні акти законодавства України в сфері охорони праці. Наведено скорочений перелік з урахуванням специфіки хімічного будівництва:

1. Конституція України [1] ст. 43 «Право на безпечні умови праці», ст. 46 «Соціальний захист», ст. 49 «Охорона здоров'я».
2. Кодекс законів про працю України [2] регулює трудові відносини, дисципліну, відповідальність за порушення вимог охорони праці.
3. Закон України «Про охорону праці»[3] визначає державну політику, права та обов'язки сторін, організацію системи управління охороною праці.
4. Закон України «Про загальнообов'язкове державне соціальне страхування»[4] регламентує страхування від нещасних випадків та професійних захворювань.
5. Закон України «Про об'єкти підвищеної небезпеки» [5] встановлює класифікацію об'єктів, порядок ідентифікації розрахункових аварій, розробку планів локалізації та ліквідації аварій (ПЛАС). Корпус азотної кислоти належить до об'єктів підвищеної небезпеки, тому що є наявність аміаку, оксидів азоту, кислоти.
6. Закон України «Про організацію трудових відносин в умовах воєнного стану»[6] зобов'язує роботодавця створювати безпечні умови праці з урахуванням воєнних ризиків, забезпечувати засобами колективного та індивідуального захисту, проводити навчання з цивільного захисту та дій під час повітряної тривоги.

Міжнародні та європейські нормативні документи як доповнення до українського законодавства, наведено в табл.4.1.

Таблиця 4.1 Перелік основних нормативних документів

Документ	Зміст / застосування
Конвенція МОП № 167 (1988)	Безпека та гігієна праці у будівництві. Обов'язкова до імплементації для України. Встановлює вимоги до тимчасових будівельних майданчиків, доступу на висоту, захисту від хімічних небезпек.
Директива ЄС 92/57/ЕЕС	Мінімальні вимоги безпеки та здоров'я на тимчасових або мобільних будівельних майданчиках.
ISO 45001:2018	Системи управління охороною здоров'я та безпекою персоналу. Вимагає ідентифікації небезпек, оцінки ризиків, планування заходів.
Регламенти ЄС REACH (EC 1907/2006) та CLP (EC 1272/2008) [10]	Реєстрація, оцінка, авторизація та обмеження хімічних речовин; класифікація, маркування, пакування небезпечних хімікатів. Імплементовані Законом України «Про забезпечення хімічної безпеки».
Директива ЄС 89/391/ЕЕС	Рамкова директива про впровадження заходів щодо поліпшення безпеки та здоров'я працівників на роботі, оцінка ризиків, інформування, навчання.

Дотримання наведених українських, європейських та міжнародних нормативних актів є обов'язковою умовою будівництва корпусу азотної кислоти на території ПАТ «Азот» м. Черкаси. Це забезпечує безпечне ведення робіт в умовах діючого хімічного виробництва; мінімізацію ризиків аварій з викидом небезпечних речовин; належний рівень захисту працівників, а саме хімічні засоби індивідуального захисту, аварійні душі, нейтралізація кислот; готовність до дій під час повітряної тривоги та воєнних загроз – укриття, маршрути евакуації, засоби радіаційно-хімічного захисту.

4.2 Аналіз умов праці та виявлення потенційних небезпек

Об'єкт проєктування – корпус виробництва азотної кислоти на території діючого хімічного комбінату ПАТ «Азот», м. Черкаси. Будівельно-монтажні роботи виконуються в умовах функціонуючого небезпечного виробництва, що створює додаткові ризики для персоналу.

Основні шкідливі та небезпечні виробничі фактори:

1. Фізичні – робота на висоті більш ніж 1,3 м, рухомі частини будівельної техніки та вантажопідіймальних механізмів, підвищений рівень шуму та вібрації, екстремальні температури при виконанні зварювальних робіт, відкрите полум'я, ризик ураження електричним струмом.
2. Хімічні, специфічні для азотно-кислотного виробництва:
 - Концентрована азотна кислота HNO_3 – сильний окиснювач, викликає хімічні опіки шкіри та очей, ураження дихальних шляхів.
 - Оксиди азоту NO , NO_2 – високотоксичні гази, що утворюються при розкладанні кислоти або аварійних викидах. NO_2 викликає набряк легень.
 - Аміак NH_3 використовується в технологічному процесі, вибухонебезпечний, токсичний.
 - Пил аміачної селітри – вибухонебезпечний, подразнює дихальні шляхи.
 - Пожежонебезпечні органічні розчинники, мастила, фарби .
3. Біологічні: на будівельному майданчику можливе ураження патогенними мікроорганізмами, наприклад, легіонельоз в системах охолодження, пліснява у вологих зонах, однак цей фактор є другорядним порівняно з хімічним.
4. Психофізіологічні: фізичне та нервово-психічне перевантаження через роботу в зоні постійної хімічної небезпеки, необхідність використання важких засобів індивідуального захисту, такі як костюми хімічного захисту, ізолювальні протигази, а також додатковий стрес в умовах воєнного стану: повітряні тривоги, ризик обстрілів.

Основні заходи з охорони праці при будівництві корпусу азотної кислоти:

1. Контроль хімічного забруднення повітря; постійний моніторинг вмісту NO_2 , NH_3 , HNO_3 на будівельному майданчику за допомогою стаціонарних та

переносних газоаналізаторів. Перевищення ГДК означає негайну зупинку робіт та евакуацію.

2. Захист від кислотних опіків передбачає обладнання робочих зон аварійними душами та фонтанчиками для промивання очей, нейтралізація 5% розчином соди, обов'язкове використання кислотостійких костюмів, гумових чобіт, рукавиць типу «Б», захисних щитків.

3. Вибухопожежна безпека вимагає застосування вибухозахищеного електрообладнання Ex'd', іскро безпечний інструмент, заземлення цистерн та трубопроводів. Заборона відкритого вогню без наряду-допуску. Окреме зберігання легкозаймистих матеріалів.

4. Роботи на висоті – обов'язкове використання запобіжних поясів зі страхувальними тросами, огороження небезпечних зон, навчання роботі з риштувань.

5. Захист органів дихання у зонах можливого виділення газів – ізолювальні протигази КПП-8, АСВ-2 або промислові фільтрувальні протигази з коробками класу В проти кислих газів.

6. Організація безпечного режиму обов'язково потребує видачі нарядів-допусків на всі роботи підвищеної небезпеки, обмеження доступу сторонніх, облаштування санітарно-побутових приміщень: кімнати відпочинку, їдальні, медичний пункт.

7. Інструктажі та навчання проводяться перед початком робіт – цільовий інструктаж щодо дій при розливі кислоти, викиді газу, пожежі та під час повітряної тривоги. Щоквартальні тренування з використанням ЗІЗ та евакуацією.

8. Психологічна підтримка та режим праці потребує впровадження регламентованих перерв, зниження інтенсивності роботи в захисних костюмах не більше 20 хвиль безперервної роботи, доступ до питної води, можливість консультації психолога. Система оповіщення про загазованість та аварійні викиди, що дублюється на будівельному майданчику.

4.3 Дослідження ризику загальних будівельних небезпек

Під час будівництва корпусу, висота споруди досягає 30 м, використання баштових кранів, бетонних робіт, монтаж металевих конструкцій основними потенційними небезпеками, не пов'язаними безпосередньо з хімічним фактором, є:

- падіння працівників з висоти;
- падіння предметів, вантажів, інструменту;
- травмування рухомими частинами будівельних машин;
- ураження електричним струмом (тимчасові мережі, зварювання).

Мета дослідження кількісно оцінити найбільш вагомий ризик – падіння з висоти – та запропонувати загальні заходи безпеки.

4.3.1 Оцінка ризику падіння з висоти (методом «ймовірність – тяжкість»)

Розглядаємо типовий процес монтажу металевих риштувань на висоті 5 – 10 м.

Ймовірність події Р оцінюємо за статистикою будівельних майданчиків. Це приблизно один нещасний випадок на 20 000 людино-годин роботи на висоті.

Для одного монтажника за зміну 8 год

$$P \approx 4 \times 10^{-4}.$$

Тяжкість наслідків S – переломи, травма голови, можлива смерть

$$S=5 \text{ (за 5-бальною шкалою).}$$

Рівень ризику

$$R=P \times S=0,0004 \times 5=0,002$$

– низький, але за умови застосування запобіжних поясів.

Без засобів захисту Р зростає до 0,05 $\rightarrow$ R = 0,25 – високий.

Побудуємо таблицю для оцінки загальних будівельних ризиків (Табл 4.2)

Таблиця 4.2 – Оцінка загальних будівельних ризиків

Ризик	Опис	Ймовірність (P)	Тяжкість (S)	Рівень ризику (P×S)	Заходи зменшення
Падіння з висоти	Відсутність страхувального пояса, несправність риштувань	0,05 (без ЗІЗ)	5	0,25 високий	Запобіжні пояси, огороження, інструктаж, справні риштування
Падіння предметів зверху	Неорганізоване складання інструменту, відсутність захисних сіток	0,03	4	0,12 середній	Захисні козирки, сітки, заборона роботи під вантажем
Травмування технікою	Наїзд екскаватора, удар стрілою крана	0,02	5	0,10 середній	Обмеження доступу, сигналізація, стропальники
Ураження струмом	Пошкоджена ізоляція, робота під напругою	0,01	5	0,05 низький	Заземлення, ПЗВ, навчання електробезпеці

4.4 Розробка організаційно-технічних та архітектурно-планувальних заходів, спрямованих для покращення умов праці

Цей підрозділ містить комплекс заходів для створення безпечних умов на об'єкті будівництва. Враховуючи специфіку робіт на території діючого хімічного виробництва ПАТ «Азот», м. Черкаси основні заходи згруповано за напрямками.

1. Організаційно-технічні заходи

1.1. Управління безпекою та документація. Система безпеки включає: аварійне відключення обладнання за сигналом; блокування доступу в небезпечні зони; та безпеку ручних робіт. Обладнання цих систем має бути

сертифікованим. На всі роботи підвищеної небезпеки оформлюються наряди-допуски.

1.2 Екологічний менеджмент. Забудовник зобов'язаний дотримуватись системи екологічного менеджменту підприємства. Обладнання та матеріали повинні відповідати екологічним стандартам, що гарантує безпеку та відповідність санітарному законодавству.

2. Архітектурно-планувальні та технічні заходи

2.1 Інженерний захист території. Включає організацію дорожньо-транспортної інфраструктури: знаки, сигналізація; фізичні бар'єри для сторонніх – паркани, системи відеоспостереження, КПП та освітлення майданчика.

2.2 Вимоги до устаткування. Відповідно до вимог безпеки, обладнання не повинне містити токсичних чи радіоактивних елементів, а несертифіковані матеріали заборонені. Конструкція має забезпечувати безпеку при монтажі та вільний доступ для обслуговування.

2.3 Контроль шуму, вібрації та температури: Допустимі рівні шуму та вібрації не повинні перевищувати норми,. Температура нагрітих поверхонь на робочих місцях не може перевищувати 43°C.

2.4 Пожежна безпека: Об'єкт належить до категорії А вибухо-пожежо-небезпечності. Тимчасові споруди розміщуються з дотриманням протипожежних розривів. Робочі місця оснащуються вогнегасниками, ящиками з піском, азбестовими ковдрами та пожежними щитами. Для оперативного зв'язку використовується мобільний телефон.

3. Специфічні заходи для хімічної небезпеки (азотна кислота)

Згідно з правилами охорони праці на об'єктах з виробництва неорганічних азотних сполук, додатково впроваджуються:

3.1 Контроль повітряного середовища. Постійний моніторинг вмісту оксидів азоту (NO_2) та пари HNO_3 у повітрі робочої зони.

3.2 Індивідуальний захист. Працівники забезпечуються спеціальними кислотостійкими костюмами, рукавицями та захисними щитками, що

відповідають вимогам ДСТУ 4399:2005. Обов'язкове використання ізолювальних або фільтрувальних протигазів з коробками класу «В» проти кислих газів.

3.3 Аварійна готовність. Робочі зони оснащуються аварійними душами та фонтанчиками для промивання очей. На об'єкті обов'язково розробляється «План локалізації та ліквідації аварійних ситуацій та аварій (ПЛАС)», який узгоджується з підприємством.

Системне застосування цих заходів на всіх етапах будівництва забезпечує безпечні умови праці та знижує виробничі ризики до прийнятного рівня.

4.5 Висновки до розділу охорони праці

У розділі розглянуто ключові питання забезпечення безпеки працівників під час будівництва корпусу азотної кислоти на території ПАТ «Азот» м. Черкаси. Виконано аналіз нормативно-правової бази, ідентифікацію небезпек, оцінку ризиків та розробку заходів.

Ідентифіковано основні небезпечні фактори, що впливають на працівників -хімічні (азотна кислота, оксиди азоту, аміак); фізичні (шум, вібрація, робота на висоті, рухомі частини машин); психофізіологічні (перевантаження, стрес через роботу в зоні хімічної небезпеки та в умовах воєнного стану).

Проведено кількісну оцінку ризиків для найбільш характерних будівельних операцій:

- ризик падіння з висоти без ЗІЗ $R=0,25$ є високий, із застосуванням запобіжних поясів – $R=0,002$ – низький.

Впровадження засобів індивідуального захисту та технічних огорожень знижує ризики до прийнятного рівня.

Розроблено комплекс організаційно-технічних та архітектурно-планувальних заходів, що включає: оформлення нарядів-допусків на роботи підвищеної небезпеки; постійний моніторинг повітряного середовища: ГДК HNO_3 – 2 мг/м^3 ; оснащення робочих зон аварійними душами та нейтралізуючими розчинами,

розраховано об'єм 15 л 5% Na₂CO₃ на 1 л розливу кислоти); забезпечення працівників кислотостійкими ЗІЗ та протигазами з коробками класу «В»; дотримання протипожежних вимог – категорія А, вибухозахищене обладнання.

В умовах воєнного стану додатково передбачено навчання персоналу діям під час повітряної тривоги, укриття, маршрути евакуації; наявність засобів колективного захисту– найпростіші укриття та індивідуальних аптечок.

Усі запропоновані заходи ґрунтуються на вимогах чинних нормативних документів. Впровадження розроблених заходів забезпечить безпечне ведення будівельних робіт, мінімізує ризики хімічних уражень, травматизму та профзахворювань, а також гарантує готовність до дій у надзвичайних ситуаціях. Це створить умови для подальшої безпечної експлуатації корпусу азотної кислоти та збереження здоров'я персоналу.

Список використаних джерел до розділу 4

1. Конституція України: прийнята 28.06.1996 № 254к/96-ВР. – Режим доступу: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/254%D0%BA/96-%D0%B2%D1%80>
2. Кодекс законів про працю України: Закон № 322-VIII від 10.12.1971. – Режим доступу: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/322-08>
3. Про охорону праці. Закон України від 14.10.1992 № 2694-XII. – Режим доступу: [https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/2694-12\[reference:2\]](https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/2694-12[reference:2])
4. Про загальнообов'язкове державне соціальне страхування. Закон України від 23.09.1999 № 1105-XIV. – Режим доступу: [https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/1105-14\[reference:3\]](https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/1105-14[reference:3])
5. Про об'єкти підвищеної небезпеки. Закон України від 18.01.2001 № 2245-III. – Режим доступу: [https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/2245-14\[reference:4\]](https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/2245-14[reference:4])
6. Про організацію трудових відносин в умовах воєнного стану. Закон України від 15.03.2022 № 2136-IX. – Режим доступу: [https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/2136-20\[reference:5\]](https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/2136-20[reference:5])

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Будівельна кліматологія. [Чинний від 2011-11-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. 127 с. (Настанова). [Режим доступу: https://dbn.co.ua/load/normativy/dstu/dstu_n_b_v_1_1_27/1-1-0-1092].
2. ДБН В.2.6-31:2016 Теплова ізоляція будівель. [Чинний від 2017-04-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2016. 31 с. [Режим доступу: <https://tehnadzor.cc/pages/dbn-v-2-6-31-2016-teplova-izolyaciya-budivel.php>].
3. ДБН В.2.1-10:2018 Основи та фундаменти будівель і споруд. Основні положення. [Чинний від 2019-01-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2018. 56 с. [Режим доступу: <https://kntu.kr.ua/file/content/25080/zbirnyk-tez.pdf>] [Архівовано на сайті ЦНТУ]].
4. ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. [Чинний від 2007-01-01]. Вид. офіц. Київ : Мінбуд України, 2006. (Зі змінами №1, №2). [Режим доступу: https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=6617].
5. ДБН В.1.1-12:2014 Будівництво в сейсмічних районах України. [Чинний від 2014-10-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2014. 110 с. (Зі зміною №1). [Режим доступу: https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page?id_doc=90380].
6. ДБН В.1.2-14:2018 Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. [Чинний від 2019-01-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2018. 30 с. [Режим доступу: https://dbn.co.ua/load/normativy/dbn/dbn_v_1_2_14/1-1-0-1826].
7. ДСТУ 8855:2019 Будівлі та споруди. Визначення класу наслідків (відповідальності). [Чинний від 2019-12-01]. Вид. офіц. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2019. 17 с. [Режим доступу: <https://moodle.znu.edu.ua/mod/resource/view.php?id=394664>].
8. НПА ОП 24.1-1.07-10 Правила охорони праці для виробництв основної хімічної промисловості. [Затверджено наказом Держгірпромнагляду від 26.08.2010 № 162]. [Режим доступу: <https://zakon.rada.gov.ua/rada/show/v0162303-10>].
9. ДБН В.2.2-7:2024 Будівлі і споруди для зберігання пестицидів та агрохімікатів. Основні положення. [Чинний від 2025-04-01]. [Режим доступу: https://e-construction.gov.ua/laws/dbn_v22-7-2024].
10. ДСТУ Б В.2.7-61:2008 Будівельні матеріали. Цегла та камені керамічні рядові та лицьові. Технічні умови (EN 771-1:2003, NEQ). [Чинний від 2010-01-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. 18 с. Режим доступу: https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=25434
11. ДСТУ Б В.2.7-316:2016 Плити та картон мінераловатні теплоізоляційні. Технічні умови. [Чинний від 2017-07-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд

- України, 2016. 21 с. [Режим доступу: https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=65037].
12. ДСТУ Б В.2.6-45:2008 Конструкції будинків і споруд. Вікна та двері балконні, вітрини і вітражі з алюмінієвих сплавів. Загальні технічні умови. [Чинний від 2010-01-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. 27 с. [Режим доступу: https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=25363].
 13. ДСТУ Б В.2.6-77:2009 Конструкції будинків і споруд. Двері металеві протипожежні. Загальні технічні умови. [Чинний від 2009-08-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. 28 с. [Режим доступу: https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=24850].
 14. ДСТУ Б В.2.6-52:2008 «Конструкції будинків і споруд. Сходи маршеві, площадки та огорожі сталеві. Технічні умови» (Чинний від 2010-01-01).https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=25253
 15. ДБН В.2.2-27:2025 Промислові будівлі. Наказ Міністерства розвитку громад та територій України від 12.06.2025 № 990. [Чинний від 01.11.2025]. [Режим доступу: https://e-construction.gov.ua/laws_detail/3674263918059980200?doc_type=2][reference:0]
 16. ДБН В.2.6-198:2014 Сталеві конструкції. Норми проектування. Наказ Міністерства регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України від 06.10.2014 № 167. [Чинний з 2015-01-01]. [Режим доступу:https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=58106][reference:0]..]
 17. ДСТУ Б В.2.6-145:2010 Конструкції будинків і споруд. Захист бетонних і залізобетонних конструкцій від корозії. Загальні технічні вимоги (ГОСТ 31384-2008, NEQ). [Чинний з 2011-07-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2010. 17 с. [Режим доступу: https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=26721].
 18. ДСТУ Б В.2.6-193:2013 Захист металевих конструкцій від корозії. Вимоги до проектування. [Чинний з 2014-01-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2013. 37 с. [Режим доступу: https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=55879].
 19. ДСТУ-Н Б В.2.6-211:2016 Проектування сталевих конструкцій. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість. [Чинний від 2017-04-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2016. 146 с. (Настанова). [Режим доступу: https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=65413].
 20. ДБН В.2.5-67:2013 Опалення, вентиляція та кондиціонування. [Чинний від 2014-01-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2013. [Режим доступу: https://e-construction.gov.ua/laws_detail/3873910458809321241].
 21. ДБН В.2.6-31:2021 Теплова ізоляція та енергоефективність будівель. [Чинний від 2022-09-01]. Вид. офіц. Київ : Міністерство розвитку громад та територій України, 2022. 91 с. [Режим доступу: https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=98037].

22. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. [Чинний від 2011-07-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. 61 с. (Державні будівельні норми України). [Режим доступу: https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=112670].
23. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1:2010. Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1993-1-1:2005, IDT) [Електронний ресурс]. – Режим доступу: URL: https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=26650
24. ДБН А.3.1-5:2016. Організація будівельного виробництва [Електронний ресурс]. – Режим доступу: URL: https://dreamdim.ua/wp-content/uploads/2021/01/DBN_A31-5-2016_Organizatsiya-budivelnogo-virobnitstva.pdf
25. ДСТУ Б В.2.7-114:2002. Будівельні матеріали. Суміші бетонні. Методи випробувань (ГОСТ 10181-2000, IDT) [Електронний ресурс]. – Режим доступу: URL: https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=63337
26. ДСТУ Б А.3.1-22:2013. Визначення тривалості будівництва об'єктів [Електронний ресурс]. – Режим доступу: URL: https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=53935
27. ДСТУ 3436:96 Швелери сталеві гарячекатані. Сортамент». К.: ДП Держстандарт України. 1998. –10 с.
28. ДСТУ 2251:2018 Кутики сталеві гарячекатані рівнополичні. Сортамент». К.: ДП «Укр НДНЦ». 2018. –10 с.
29. ДСТУ 8769:2018 Кутики сталеві гарячекатані нерівнополичні. Сортамент». К.: ДП «Укр НДНЦ». 2018. –6 с.
30. «ДБН В.2.6-198:2014 Сталеві конструкції. Норми проектування». К.: Мінрегіонбуд України. 2014. – 199 с.
31. Клименко Ф. Є., Барабаш В. М., Стороженко Л. І. Металеві конструкції: Підручник. – Львів: Світ, 2002. – 312 с.
32. Нілов О. О., Пермяков В. О., Шимановський О. В., Білик С. І., Лавріненко Л. І., Белов І. Д., Володимирський В. О. Металеві конструкції. Загальний курс. Підручник для закладів вищої освіти. – Видання 2 –е, перероблене і доповнене /–К.:Видавництво «Сталь», 2010. -869 с.
33. Клименко Є. В., Дорофєєв В. С., Довженко О. О., Костюк А. І., Постернак О. О., Чернева О. С., Лисенко Є. В., Ляшенко Т. В., Мельник М. В. Будівельні конструкції.: Навчальний посібник / За редакцією Клименка Є. В. – К.: Б90 «Центр навчальної літератури», 2012. – 426 с.
34. Нілов О. О., Нілова Т. О. Металеві конструкції. Балки. Колони: Навчальний посібник для вищих навчальних закладів. – Видання 2-е перероблене і доповнене. К.: 2013. – Логос, 240 с.