

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на здобуття освітнього ступеня

магістр

(назва освітнього ступеня)

на тему:

Проект виробничої будівлі з дослідженням
напружено-деформівного стану кроквяної ферми

Виконав(ла): студент(ка)

6

 курсу, групи

МБм-61

спеціальності

192 Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва спеціальності)

	(підпис)	Цан М.І. (прізвище та ініціали)
Керівник	(підпис)	Сорочак А.П. (прізвище та ініціали)
Нормоконтроль	(підпис)	Мещерякова О.М. (прізвище та ініціали)
Завідувач кафедри	(підпис)	Ясній В.П. (прізвище та ініціали)
Рецензент	(підпис)	Кошалко С.А. (прізвище та ініціали)

Міністерство освіти і науки України

Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя

Факультетінженерії машин, споруд та технологій

(повна назва факультету)

Кафедрабудівельної механіки

(повна назва кафедри)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

Ясній В.П.

(підпис)(прізвище та ініціали)

«__»_____2024 р.

ЗАВДАННЯ

НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ

на здобуття освітнього ступенямагістр

(назва освітнього ступеня)

за спеціальністю192 Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва спеціальності)

студентуЦан Михайло Ігорович

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботиПроект виробничої будівлі з дослідженням

напружено-деформівного стану кроквяної ферми

Керівник роботи к.т.н., доц. Сорочак Андрій Петрович

(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом ректора від «12» листопада 2024 року № 4/7-1091

2. Термін подання студентом завершеної роботи 20 грудня 2024

3. Вихідні дані до роботи Район будівництва – місто Тернопіль.

Вітровий район – 4. Сніговий район – 4. Довжина прольотів – 30 м, 24 м. Висота виробничих приміщень – 9,6 м.

4. Зміст роботи (перелік питань, які потрібно розробити)

Архітектурно-будівельна частина. Розрахунково-конструктивна частина.

Науково-дослідна частина. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень, слайдів)

План на відм. 0,000. План покрівлі. Фасади. Розрізи. Схеми розміщення елементів металевих конструкцій. Ферма кроквяна. Вузли. План фундаментів. Результати дослідження НДС кроквяної ферми.

6. Консультанти розділів роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Архітектурно-будівельний	к.т.н., доц. Сорочак А.П.		
Розрахунково-конструктивний	к.т.н., доц. Сорочак А.П.		
Науково-дослідний	к.т.н., доц. Сорочак А.П.		
Охорона праці	к.т.н., доц. Каспрук В.Б.		
Безпека в надзв. ситуаціях	ст. викл. Стручок В.С.		

7. Дата видачі завдання 12 листопада 2024 р.

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

[illegible]

Студент

(підпис)

Цан М.И.

(прізвище та ініціали)

Керівник роботи

(підпис)

Сорочак А.П.

(прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

ВСТУП.....	5
РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА.....	7
1.1 Характеристика об'єкта будівництва	7
1.2 Відомості про кліматичні умови на ділянці будівництва.....	7
1.3 Схема планувальної організації земельної ділянки	8
1.4 Об'ємно-планувальні та архітектурні рішення	9
1.5 Конструктивні рішення	13
1.6 Заходи щодо забезпечення пожежної безпеки.....	15
1.7 Теплотехнічний розрахунок огорожувальних конструкцій.....	16
1.8 Техніко-економічні показники об'єкту будівництва	16
РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА.....	18
2.1 Компонування конструктивної схеми будівлі	18
2.2 Збір навантажень на ферму	18
2.2.1 Постійні навантаження	18
2.2.2 Снігове навантаження.....	20
2.3 Розрахунок прогону	21
2.3.1 Вихідні дані.....	21
2.3.2 Збір навантажень на прогін	22
2.3.3 Статичний розрахунок прогону	22
2.3.4 Конструктивний розрахунок прогону	23
2.4 Розрахунок кроквяної ферми покриття	25
2.4.1 Вихідні дані.....	25
2.4.2 Навантаження на ферму	26
2.4.3 Результати розрахунку елементів ферми.....	26
2.4.4 Підбір перерізів стрижнів ферми.....	27
2.5 Проектування стовпчастого фундаменту	38
2.5.1 Вихідні дані для проектування	38
2.5.2 Збір навантажень на фундамент	40

2.5.3 Визначення глибини закладення фундаменту.....	41
2.5.4 Визначення розмірів підшви фундаменту	42
2.5.5 Визначення розрахункового опору ґрунту основи	42
2.5.6 Перевірка умов розрахунку основи за деформаціями.....	44
2.5.7 Розрахунок осідання фундаменту і перевірка умови за деформаціями	45
РОЗДІЛ 3 НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА	48
3.1 Напружено-деформівний стан металевих кроквяних ферм та його дослідження	48
3.2 Методика дослідження НДС металевої кроквяної ферми виробничої будівлі	49
3.3 Результати дослідження НДС металевої кроквяної ферми виробничої будівлі	52
РОЗДІЛ 4 ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА У НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ.....	58
4.1 Вимоги техніки безпеки при монтажі металевих конструкцій.....	58
4.2 Організація робіт по знезараженню місцевості, споруд, технологічного обладнання, транспорту, одягу і засобів індивідуального захисту на об'єкті	59
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ.....	62
БІБЛІОГРАФІЯ.....	63
ДОДАТОК А Теплотехнічний розрахунок.....	68
ДОДАТОК Б Результуючі перерізи стрижнів ферми	71

ВСТУП

Актуальність роботи. У сучасних складних умовах роботи енергетичного сектору України, спричинених постійними пошкодженнями та руйнуваннями інфраструктури внаслідок військових дій, актуальність створення нового виробничого підприємства з ремонту, обслуговування та виготовлення трансформаторного і супутнього електротехнічного обладнання в місті Тернопіль зумовлена низкою важливих факторів. По-перше, регіон має значний промисловий потенціал та розвинену транспортну інфраструктуру, що перетворює його на важливий логістичний хаб західного регіону України. По-друге, власне виробництво на основі вітчизняних та імпортованих комплектуючих дозволить створити нові робочі місця та сприяти розвитку місцевої економіки. Таке підприємство матиме стратегічне значення для забезпечення надійного електропостачання та технічного оснащення різних галузей економіки Тернопільської області.

В роботі розроблено проєкт виробничої будівлі підприємства. Основними несучими конструкціями є сталеві колони, кроквяні ферми з парних кутників та прогони.

Актуальність наукового дослідження напружено-деформованого стану (НДС) металоконструкцій кроквяних ферм детермінована посиленням вимог до експлуатаційної надійності та економічної ефективності інженерних конструктивних рішень у промисловому будівництві [1-5]. В умовах перманентної модернізації розрахункових методологій та проєктних технологій особливої уваги потребує процес раціоналізації конструктивних схем металевих ферм [6-8], які виступають ключовим елементом просторових несучих систем при перекритті значних прольотів промислових споруд.

Об’єкт дослідження – кроквяна ферма виробничої будівлі з парних кутників прольотом 30 м.

Предмет дослідження – напружено-деформівний стан кроквяної ферми виробничої будівлі з парних кутників.

Мета роботи – оцінка напружено-деформівного стану кроквяної ферми з парних кутників.

Основні завдання, що розв’язуються в роботі:

- дослідити напружено-деформівний стан кроквяної ферми виробничої будівлі з парних кутників прольотом 30 м ;
- підібрати оптимальні перетини елементів ферми.

Результати роботи мають наступну **наукову новизну**:

1. Отримала подальший розвиток методика визначення напружено-деформівного стану металевої кроквяної ферми виробничої будівлі з парних кутників.

Практична цінність одержаних результатів. В роботі виконано дослідження напружено-деформівного стану кроквяної ферма виробничої будівлі з парних кутників прольотом 30 м шляхом скінченно елементного моделювання. Виконано підбір та оптимізацію перетинів елементів конструкції.

Публікації. Цан М.І., Сорочак А.П. Дослідження напружено-деформівного стану кроквяної ферми виробничої будівлі // Актуальні задачі сучасних технологій. Праці XIII Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів (Тернопіль, 11-12 грудня 2024 року). – Т. : ФОП Паляниця В.А., 2024. – С. 149.

Апробація результатів роботи. Результати кваліфікаційної роботи доповідались в рамках XIII Міжнародної науково-технічної конференції «Актуальні задачі сучасних технологій» (Тернопіль).

Ключові слова: МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ, КРОКВЯНА ФЕРМА, ПАРНІ КУТНИКИ, НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМІВНИЙ СТАН.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА

1.1 Характеристика об'єкта будівництва

Об'єкт проєктування – виробнича будівля для виготовлення, ремонту та обслуговування електротехнічного обладнання в м. Тернопіль. Будівля входить в склад підприємства з обслуговування та ремонту електротрансформаторів класу напруги до 110 кВ та виготовлення супутнього обладнання.

Внутрішня територія підприємства розділена на передзаводську, виробничу, адміністративну і складську зони. Виробництво планується у 2 зміни.

1.2 Відомості про кліматичні умови на ділянці будівництва

Для кліматичної характеристики ділянки будівництва використаємо дані про природно-кліматичні умови м. Тернопіль згідно з [9]:

1. Кліматичний район І.

2. Розрахункові температури зовнішнього повітря:

Найхолодніша п'ятиденка (забезпеченістю 0,92): -20°C .

Найхолодніша доба (забезпеченістю 0,92): -24°C .

Середня річна: $6,9^{\circ}\text{C}$.

3. Дані щодо вологості зовнішнього повітря:

Річна кількість опадів – 595 мм.

Відносна вологість повітря – 79%.

4. Властивості ґрунтів:

Ґрунт – суглинок тугопластичний, непросадочний.

Сейсмічність – 6 балів за [10].

5. Дані щодо вітру і снігу.

Переважаючий напрямок вітру взимку – західний.

Переважаючий напрямок вітру влітку – західний.

Максимальна швидкість вітру взимку – 5,7 м/с .

Максимальна швидкість вітру влітку – 4,0 м/с .

Сніговий район – 4, характеристичне снігове навантаження
 $S_0 = 1390$ Па [11].

Вітровий район – 4, характеристичне вітрове навантаження
 $W_0 = 520$ Па [11].

1.3 Схема планувальної організації земельної ділянки

Будівництво виробничої бази для виготовлення, ремонту і обслуговування електротехнічного обладнання планується в межах міста Тернопіль, в Промисловому районі міста. Об'єкт розташований в районі вулиць Текстильної та Героїв Чорнобиля. Поблизу відведеної ділянки проходить вітка залізниці, що веде до території колишнього комбайнового заводу. Виїзд автомобільного транспорту організовано з боку вулиці Героїв Чорнобиля. Площа ділянки забудови згідно з кадастровими картами складає 42285 м². Ситуаційний план представлений рис. 1.1.



Рисунок 1.1 – Ситуаційний план

Ділянка розташована оптимально згідно з розою вітрів м. Тернополя. Переважаючий напрямок вітру – західний, житлові та громадські райони міста розташовані на південь. Ці умови відповідають екологічному законодавству.

Згідно з санітарними нормами, виробнича база для виготовлення, ремонту та обслуговування електротехнічного обладнання повинна мати санітарно-захисну зону 100 м. На підібраній для будівництва ділянці можливо реалізувати СЗЗ.

Категорія земель ділянки визначається як землі промисловості, енергетики, транспорту та зв'язку. Ділянка вільна від забудови. На ділянці присутні зелені насадження, що підлягають вирубці.

Всередині майданчика будівництва передбачено асфальтобетонні дороги для автомобільного транспорту. Під'їзд до ділянки відбувається дорогою загального користування. В'їзд до будівлі обмежений шлагбаумом і здійснюється за перепустками.

1.4 Об'ємно-планувальні та архітектурні рішення

Об'єкт капітального будівництва має просту прямокутну форму в плані, геометричні розміри в плані в осях А – К – 54 м, 1 – 15 – 84 м. Будівля складається з двох паралельних прольотів однакової довжини і висоти з розмірами в плані в осях А – Д – 24 м, Д – К – 30 м.

За відносну позначку 0,000 прийнято позначку чистої підлоги першого поверху. Будівля одноповерхова. Висота об'єкта від відмітки 0,000 до низу кроквяних конструкцій становить 9,6 м.

Будівля із зовнішніми стінами із сендвіч-панелей. Конструктивна схема – каркасна.

Архітектурно-планувальне рішення будівлі прийнято виходячи з особливостей її функціонального призначення. Просторову та планувальну організацію об'єкта обґрунтовано його функціональною та конструктивною схемами. Функціональна організація об'єкта обґрунтована технологією

виробництва, ремонту та обслуговування електротехнічного обладнання класу напруги до 110 кВ.

Об'єкт запроектовано з урахуванням природно-кліматичних умов району будівництва та функціонально-технологічних особливостей виробництва.

Об'ємно-планувальні рішення побудовані на принципах функціонального зв'язку приміщень і технологічних процесів. У проєкті застосовано уніфіковані прольоти і висоти з модульною прив'язкою і розмірами.

У прийнятих рішеннях враховано заходи з пожежної безпеки та охорони праці, що висуваються до підприємств з виготовлення, ремонту та обслуговування електротехнічного обладнання [12].

Архітектурно-планувальні рішення прийняті з урахуванням санітарно-гігієнічних вимог. Проєкт розроблено з дотриманням правил щодо розроблення проєктної документації. У проєкті враховано обов'язкові гігієнічні вимоги, що забезпечують умови праці, необхідні для збереження здоров'я працюючих, та охорону навколишнього природного середовища.

Лаконічне архітектурне рішення фасадів визначено функціональною обумовленістю цих елементів, можливостями обраного будівельного матеріалу, а саме сендвіч-панелей. Широкий спектр кольорів панелей дає змогу створити сучасний індивідуальний образ споруди.

Покрівля виробничої будівлі плоска з внутрішнім водостоком, покриттям є сучасні гідроізоляційні матеріали.

В оздобленні приміщень передбачено використання сучасних, економічно обґрунтованих, екологічно- і пожежобезпечних матеріалів.

Покриття стін – двокомпонентна композиція, що наноситься в 2-3 шари лакофарбового матеріалу.

Антикорозійне покриття металоконструкцій складається з двох компонентів, що утворюють після полімеризації міцне покриття з високою зносостійкістю, хімічною стійкістю і тривалим терміном служби.

Відомість оздоблення приміщень подано в табл. 1.1.

Тип підлоги обрано залежно від функціонального призначення приміщення. У приміщеннях, де проходять виробничі процеси, передбачено знепилювальне покриття з метою пожежної безпеки.

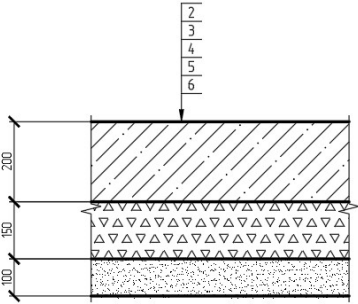
Експлікація підлог представлена в табл. 1.2.

Природне освітлення виробничої будівлі запроектовано з урахуванням планувальних і конструктивних рішень будівлі, технології виробництва продукції [13].

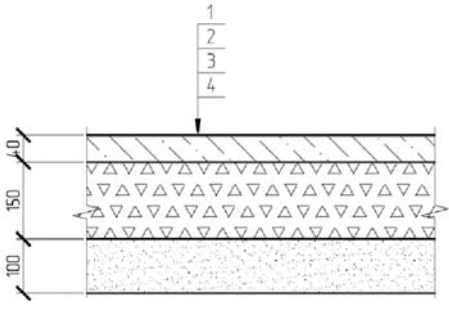
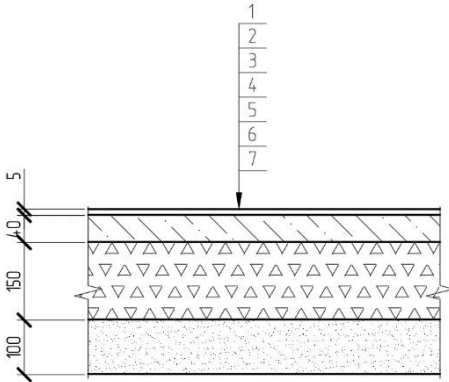
Таблиця 1.1 – Відомість оздоблення приміщень

Номер приміщення	Вид оздоблення елементів інтер'єру						
	Стеля	Площа, м ²	Стіни або перегородки	Площа, м ²	Колони	Площа, м ²	Примітка
1	2	3	4	5	6	7	8
1-15	-	-	Двокомпонентне покриття на основі епоксидних смол	12495	Антикорозійне покриття двокомпонентним кольоровим складом на епоксидній основі	83,7	-

Таблиця 1.2 – Експлікація підлог

Номер приміщення	Тип підлоги	Схема підлоги	Дані елементів підлоги (найменування, товщина, основа тощо).	Площа, м ²
1	2	3	4	5
3, 4	1		1. Топінг – знепилювальне покриття 2. Залізобетонна плита з фібробетону – 200 мм 3. Поліпропіленова плівка Ізоспан D 4. Підстилаючий шар із щебеню 150 мм 5. Утрамбований шар піску 6. Ґрунт основи	1276,83

Продовження табл. 1.2.

1	2	3	4	5
1-2, 5-14	2		1. Топінг – знепилувальне покриття 2. Стяжка з цементно-піщаного розчину 40 мм 3. Підстилаючий шар із щебеню 150 мм 4. Утрамбований шар піску 5. Ґрунт основи	4034,47
15	3		1. Керамічна плитка 5 мм 2. Плитковий клей 3. Гідроізоляція Техноеласт 4. Стяжка з цементно-піщаного розчину 50 мм 5. Підстилаючий шар із щебеню 150 мм 6. Утрамбований шар піску 7. Ґрунт основи	21,51

Передбачено стрічкове вітражне скління фасаду будівлі та світлоаераційні ліхтарі в кожному прольоті будівлі. Таким чином, система природного освітлення забезпечує об'єкт нормованою тривалістю інсоляції та освітлення.

Розрахункові значення показників коефіцієнта природної освітленості відповідають нормам [13].

Захист від шуму вібрації забезпечують зовнішні огорожувальні конструкції та покрівля. Приміщення об'єкта не потребують додаткового захисту від шуму і вібрації.

Від впливу вологи приміщення захищені гідроізоляцією і пароізоляцією. Вертикальна і горизонтальна гідроізоляція передбачена для захисту фундаменту. Так само гідроізоляція передбачена в конструкції покрівлі та підлоги. Пароізоляція присутня в конструкції даху. Пароізоляційний матеріал – мастика бітумна.

1.5 Конструктивні рішення

Конструктивна схема виробничої будівлі для виготовлення, обслуговування та ремонту електротехнічного обладнання – каркасна, з поперечним розташуванням ригелів.

Каркас – металеві колони і металеві ферми, металеві хрестові вертикальні і горизонтальні зв'язки. Колони – одновіткові суцільного двотаврового перерізу, два ряди крайніх колон, один ряд середніх. Передбачено консолі для влаштування підкранових конструкцій. Виробнича будівля оснащується двома мостовими кранами вантажопідйомністю 10 т.

Несучі конструкції будівлі – рами, що складаються з колон і ферм. Ферми з парних кутників із паралельними поясами. Фахверкові колони для кріплення перегородок, сендвіч-панелей і воріт – прямокутні труби.

Огороджувальні конструкції стін – сендвіч-панелі.

Покриття будівлі – профільований настил по металевих прогонах з шаром тепло-, паро- та гідроізоляції.

Прольоти блоків будівлі – 24 м і 30 м.

Вибір металевого каркаса будівлі обумовлений швидкістю і простотою зведення, невеликою масою конструкції каркаса.

Стійкість і геометрична незмінність каркаса забезпечується:

- у поперечному напрямку – конструкціями несучих рам;
- у поздовжньому напрямку – системою вертикальних зв'язків і розпірок.

Жорсткість каркаса будівлі забезпечується спільною роботою жорсткого диска покриття, системи горизонтальних зв'язків і жорстким закріпленням колони у фундаменті. Жорсткість торцевих стін – системою розпірок по стійках фахверка.

Систему зв'язків розроблено з урахуванням вимог [14].

Проектування фундаментів проведено з урахуванням [15].

За проектну позначку 0,000 прийнято позначку чистої підлоги 1-го поверху, що відповідає абсолютній позначці +331,55.

Під колони, обладнання та фахверки запроектовано стовпчастий фундамент мілкового закладення. Розрахунок фундаменту наведено в розділі 2.5.

Тепловий захист будівлі запроектовано з урахуванням вимог [16]. Усі огорожувальні конструкції підібрані за теплотехнічним розрахунком.

Стінова огорожа являє собою стінові сендвіч-панелі з утеплювачем з мінераловатних плит товщиною 100 мм.

Розрахунок необхідного шару утеплювача виконано на основі кліматичних даних (див. розділ 1.1) та вимог норм [16] у розділі 1.7 та додатку А.

Зниження шуму і вібрацій досягається шляхом влаштування:

- огорожувальних світлопрозорих конструкцій з повітряними прошарками;
- дверних полотен зі звукоізоляційним шаром усередині;
- ущільнювальних прокладок у притворах.

Цим проектом передбачено надійну гідроізоляцію будівлі для її довготривалої експлуатації. Для конструкцій підземної частини будівлі та цокольних залізобетонних панелей передбачено бітумну гідроізоляцію у 2 шари.

Конструкція покрівлі з утеплювачем з мінеральної вати, укладеної в 1 шар (100 мм), передбачає гідроізоляцію у вигляді ПВХ-мембрани покрівельної фірми RenofolCV. Розрахунок необхідного шару утеплювача виконано на основі кліматичних даних (див. розділ 1.1) відповідно до вимог норм [16] та наведено у розділі 1.7 і додатку А.

По периметру будівлі виконується бетонне вимощення шириною 1000 мм з ухилом 5%.

Проект передбачає систему вентиляції та димовидалення з урахуванням вимог до приміщень за їх функціональним призначенням.

Передбачено відкривання вітражних конструкцій як основних, так і ліхтарних.

Видалення надлишків тепла виконується за допомогою вентиляційної системи.

1.6 Заходи щодо забезпечення пожежної безпеки

Категорію будівлі за вибухопожежною та пожежною небезпекою визначено для кожного приміщення. Згідно [17], категорію будівлі за вибухопожежною встановлено на рівні Г, оскільки об'єм приміщень категорії В не перевищує 10% від загального об'єму.

Пожежна безпека виробничої будівлі забезпечується комплексом інженерно-технічних та організаційних рішень, спрямованих на мінімізацію ризиків виникнення та поширення пожежі, а також створення безпечних умов для евакуації людей.

Основні заходи пожежної безпеки включають застосування негорючих будівельних матеріалів, обладнання приміщень автоматичними системами пожежогасіння та примусового відключення припливно-витяжної вентиляції під час пожежі. Архітектурно-планувальні рішення передбачають організацію евакуаційних шляхів, які забезпечують безперешкодний та швидкий вихід людей назовні.

Ступінь вогнестійкості та клас конструктивної пожежної небезпеки визначено з урахуванням специфіки будівлі, її геометричних параметрів та особливостей технологічних процесів.

Конструктивні та планувальні рішення, спрямовані на забезпечення безпеки людей під час пожежі, передбачають низку послідовних заходів: своєчасне оповіщення, організацію евакуації, захист людей на шляхах евакуації від небезпечних факторів горіння.

Проектні рішення забезпечують:

1. Можливість швидкої та безпечної евакуації персоналу;
2. Порятунк людей, які можуть опинитися під впливом небезпечних факторів пожежі;
3. Захист евакуаційних шляхів від впливу полум'я та продуктів горіння.

Архітектурно-планувальна концепція передбачає влаштування щонайменше двох евакуаційних виходів, рівномірно розосереджених по периметру будівлі.

Конструктивні особливості дверей та воріт забезпечують їх відкривання назовні для ефективної евакуації.

Заходи щодо забезпечення діяльності пожежних підрозділів включають облаштування пожежних проїздів, суміщених з функціональними під'їздами, та влаштування зовнішнього протипожежного водопостачання. Навколо будівлі не передбачено огорожень та насаджень, що можуть ускладнити доступ пожежників.

Додаткові протипожежні рішення:

- влаштування парапету по периметру покрівлі заввишки 1,2 м ;
- встановлення пожежної драбини типу П1 з негорючих матеріалів для виходу на покрівлю.

Такий комплексний підхід забезпечує максимальний рівень пожежної безпеки виробничої будівлі, мінімізує ризики виникнення надзвичайних ситуацій та гарантує швидку евакуацію людей у разі потреби.

1.7 Теплотехнічний розрахунок огорожувальних конструкцій

Теплотехнічний розрахунок огорожувальних конструкцій виконано окремо для покрівлі та стінового огороження відповідно до вимог [16]. Розрахунок наведено в Додатку А.

1.8 Техніко-економічні показники об'єкту будівництва

Техніко-економічні показники проєктованого об'єкта капітального будівництва наведено в табл. 1.3.

Таблиця 1.3 – Техніко-економічні показники проєкту будівництва виробничої будівлі з виготовлення, ремонту та обслуговування електротехнічного обладнання в м. Тернопіль

Найменування показника	Од. вим.	Значення
Об'ємно-планувальні показники		
Площа забудови	м ²	4563,64
Площа об'єкта	м ²	4536
Поверховість	пов.	1
Висота поверху	м	12,8
Будівельний об'єм, усього	м ³	63845,3
надземної частини	м ³	64484,48
підземної частини	м ³	1360,8
Об'ємний коефіцієнт		14,1

РОЗДІЛ 2

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА

2.1 Компонування конструктивної схеми будівлі

Відповідно до завдання на проєктування приймаємо прольоти будівлі $l_{AD} = 24000$ мм, $l_{DK} = 30000$ мм. Крок колон приймаємо 6 м відповідно до довжини огорожувальних конструкцій і типових типорозмірів сендвіч-панелей.

Вертикальні розміри:

- 1) корисна висота H_0 (відстань від рівня чистої підлоги – відм. 0,000 – до низу кроквяної ферми), $H_0 = 9600$ мм;
- 2) довжина колони до низу кроквяної ферми по осях А, Д і К $H = H_0 + H_{0B} = 10200$ мм;
- 3) висота ферми на опорі $h_{r0} = 3150$ мм.
- 4) висота ферми світлоаераційного ліхтаря на опорі $h = 2560$ мм.

Горизонтальні розміри:

- 1) проліт будівлі в осях АД $l_{AD} = 24000$ мм, в осях ДК $l_{DK} = 30000$ мм;
- 2) прив'язка зовнішньої грані колони до розбивочної осі: прив'язка колон до осей А і К – 250 мм, до осі Д – центральна;
- 3) висота перерізу крайньої колони в площині рами h за віссю А і К: $h_{K1} = 396$ мм $\rightarrow$ І40ШЗ.
- 4) висота перерізу середньої колони в площині рами h за віссю Д: $h_{K2} = 396$ мм $\rightarrow$ І40ШЗ.

2.2 Збір навантажень на ферму

2.2.1 Постійні навантаження

Збір постійних навантажень на ферму подано в табл. 2.1.

Таблиця 2.1 – Постійні навантаження на кроквяну ферму від ваги несучих і огорожувальних конструкцій покриття покрівлі

Конструкція покриття	Од. вим.	Характеристичне навантаження	γ_f	Розрахункове навантаження
Покрівля				
1. ПВХ-мембрана RenofolCV 1,5 мм		0,004	1,2	0,005
2. Геотекстиль 2 мм		0,002	1,2	0,003
3. Мінеральна вата (45 кг/м ³ , t=100 мм)		0,045	1,3	0,059
4. Пароізоляція – мастика бітумна (1000 кг/м ³ , t=5мм)		0,05	1,3	0,065
Огороджувальні конструкції	кН/м ² поверхні			
1 Сталевий профільований настил Н60-84-0,7		0,085	1,05	0,089
Несучі конструкції				
1 Прогони прокатні прольотом 6 м (m = 21 кг/м)		0,06	1,05	0,063
2 Кроквяна ферма		0,41	1,05	0,431
3. Ферма ліхтаря		0,208	1,05	0,218
4. Зв'язки		0,05	1,05	0,052
Разом:		0,914		$q_r = 0,985$

Розрахункове постійне навантаження на пог. м ферми покриття:

$$q_1 = \left(\frac{q_r}{\cos \alpha} \right) \cdot B = 0,985 \cdot 6 = 5,907 \text{ кН / м}$$

де q_r – розрахункове навантаження від ваги несучих і огорожувальних конструкції на 1 м²;

α – кут нахилу покрівлі до горизонту. Оскільки ухил покрівлі менше 1/8, можна прийняти $\cos \alpha = 1$.

B – крок кроквяних ферм.

2.2.2 Снігове навантаження

Розрахункове значення навантаження на горизонтальну проекцію покриття підраховується за формулою [11]

$$C_m = \gamma_{fm} S_0 \mu C_e C_{alt} \quad (2.1)$$

«де $C_{alt} = 1$ – коефіцієнт географічної висоти;

$C_e = 1$ – коефіцієнт особливостей режиму експлуатації;

μ – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву землі до снігового навантаження на покриття;

$\gamma_{fm} = 1$ – коефіцієнт надійності за розрахунковим значенням». [11]

Згідно з [11] для будівлі з світлоаераційним ліхтарем приймаю 1-й варіант снігового завантаження для зони С, що представлено на рисунку 2.1.

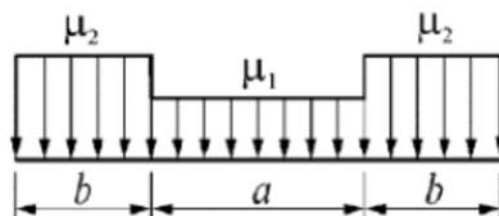


Рисунок 2.1 – Схема снігового навантаження [11]

Значення параметрів на рис. 2.1 приймаємо, виходячи з геометрії проєктованої будівлі:

$$a = 12 \text{ м}$$

$$b = 9 \text{ м}$$

$$\mu_1 = 0,8$$

$$\mu_2 = 1 + 0,1a / b = 1 + 0,1 \cdot 12 / 9 = 1,133$$

Тоді розрахункове значення снігового навантаження за (2.1):

$$S_{01} = 1 \cdot 1,39 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 1 = 1,112 \text{ кН / м}^2 \text{ при } \mu_1 = 0,8;$$

$$S_{02} = 1 \cdot 1,39 \cdot 1,133 \cdot 1 \cdot 1 = 1,575 \text{ кН / м}^2, \text{ при } \mu_3 = 1,133.$$

Розрахункове значення снігового навантаження на поперечну раму без врахування ваги підкроквяних конструкцій підраховується за формулою:

$$p = S_0 \gamma_f B \quad (2.2)$$

Тоді

$$p_1 = 1,112 \cdot 1,4 \cdot 6 = 9,34 \text{ кН / м},$$

$$p_2 = 1,575 \cdot 1,4 \cdot 6 = 13,23 \text{ кН / м}.$$

2.3 Розрахунок прогону

2.3.1 Вихідні дані

Для розрахунку прогону приймемо розрізну схему роботи елемента та наступні вихідні дані:

- прогони прокатні зі швелерів з ухилом внутрішніх граней полиць;
- проліт прогону $L = 6 \text{ м}$;
- крок прогону $b = 3 \text{ м}$;
- матеріал прогону – сталь С245;
- розрахункові характеристики сталі згідно з [14]:

$$R_y = 240 \text{ Н/мм}^2 \text{ у разі товщини прокату від 10 до 20 мм включно,}$$

$$R_{un} = 370 \text{ Н/мм}^2;$$

$$R_s = 0,58 \cdot 370 = 214,6 \text{ Н/мм}^2;$$

$$R_p = 361 \text{ Н/мм}^2;$$

- ухил покрівлі $i = 1,5\%$.

2.3.2 Збір навантажень на прогін

Характеристичне навантаження на прогін підраховується від вищерозміщених покрівлі, снігу і власної ваги прогону за формулою

$$q_{np} = \left(\frac{q_{nr}^{np}}{\cos \alpha} + S_0 + \frac{q_{nb}^{np}}{\cos \alpha} \right) \quad (2.3)$$

де $q_{nr}^{np} = 0,186 \text{ кН / м}^2$ – характеристичне навантаження від вищерозміщених покрівельних конструкцій (див. табл. 2.1);

S_0 – снігове навантаження на 1 м^2 горизонтальної проекції покриття;

$q_{nb}^{np} = 0,06 \text{ кН / м}^2$ – нормативне навантаження від власної ваги прогону;

$b = 3 \text{ м}$ – крок прогону.

$$q_{np} = \left(\frac{0,186}{1} + 1,39 + \frac{0,06}{1} \right) \cdot 3 = 4,9 \text{ кН/м}$$

Розрахункове навантаження на прогін визначається за формулою:

$$q_n^{np} = \left(\frac{q_{nr}^{np}}{\cos \alpha} \cdot \gamma_{f1} + S_0 \cdot \gamma_{f2} + \frac{q_{nb}^{np}}{\cos \alpha} \cdot \gamma_{f3} \right) \cdot b \quad (2.4)$$

$$q_n^{np} = \left(\frac{0,186}{1} \cdot 1,2 + 1,39 \cdot 1,4 + \frac{0,06}{1} \cdot 1,05 \right) \cdot 3 = 6,67 \text{ кН/м}$$

2.3.3 Статичний розрахунок прогону

Статичний розрахунок прогону виконують за формулами

$$M_{max} = \frac{q_n^{np} l_{np}^2}{8} = \frac{6,67 \cdot 6^2}{8} = 30 \text{ кНм}$$

$$Q_{max} = \frac{q_n^{np} l_{np}}{2} = \frac{6,67 \cdot 6}{2} = 20 \text{ кН}$$

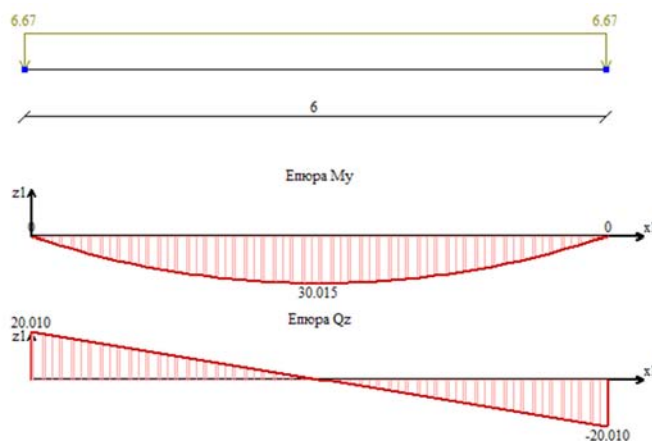


Рисунок 2.2 – Розрахункова схема прогону та епюри внутрішніх зусиль

Розрахункову схему прогону та епюри внутрішніх зусиль подано на рис. 2.2.

2.3.4 Конструктивний розрахунок прогону

Прогін відноситься до 1-ого класу і має бути запроектований з напружено-деформованим станом (НДС), за якого напруження по всій площі розрахункового перерізу не повинні перевищувати розрахункового опору сталі $|\sigma| \leq R_y$ (пружний стан перерізу).

У випадку дії моменту тільки в одній з головних площин перерізу, як в нашому випадку, умова міцності за нормальними напруженнями для балки 1-го класу і суцільного перерізу матиме наступний вигляд:

$$\frac{M \gamma_n}{W_{n,min} R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (2.5)$$

Тоді мінімально потрібний момент опору для перерізу прогону можна обчислити як:

$$W_{req} = \frac{M_{max} \gamma_n}{R_y \gamma_c} = \frac{30 \cdot 1,05}{240 \cdot 10^3 \cdot 1} = 131,25 \text{ см}^3.$$

Приймаємо швелер 22У і випикуємо його геометричні характеристики:

$W_{nx} = 192 \text{ см}^3$; $I_x = 2100,0 \text{ см}^4$; $S_x = 110,0 \text{ см}^3$; $h = 220 \text{ мм}$; $b = 82 \text{ мм}$;
 $s = 5,4 \text{ мм}$; $t = 9,5 \text{ мм}$; $m_p = 21,0 \text{ кг/м}$.

Перевірку міцності балки 1-го класу, котра працює на згин в одній з головних площин перетину, роблять в прольоті і на опорах:

$$\frac{M_{max} \gamma_n}{W_{nx} R_y \gamma_c} = \frac{30 \cdot 1,05}{192 \cdot 10^{-6} \cdot 240 \cdot 10^3 \cdot 1} = 0,684 \leq 1$$

$$\frac{Q_{max} S_x \gamma_n}{I_x t R_s \gamma_c} = \frac{20 \cdot 110 \cdot 10^{-6} \cdot 1,05}{2100 \cdot 10^{-8} \cdot 214,6 \cdot 10^3 \cdot 1} = 5,13 \cdot 10^{-4} \leq 1$$

Розподіл напружень по перерізу прогону показано на рис. 2.3.

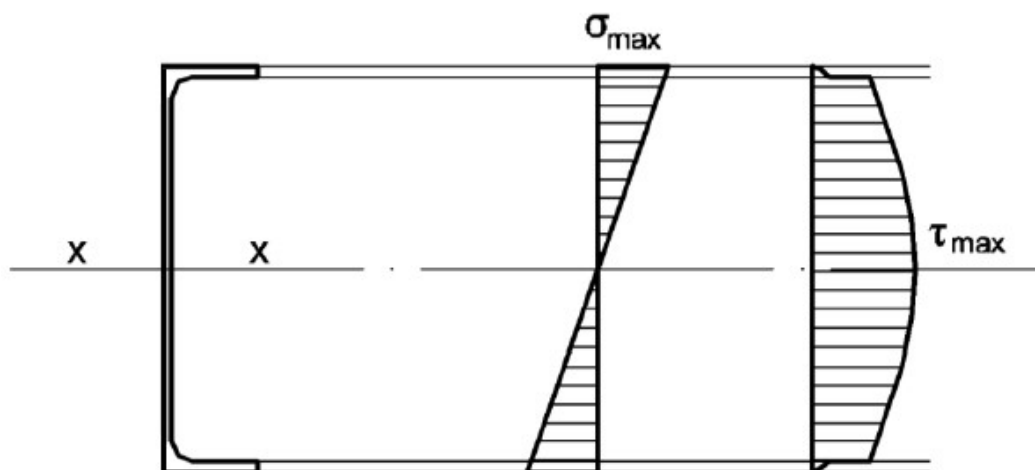


Рисунок 2.3 – Епюри напружень у прогоні

Місцеву стійкість прогонів не перевіряють, оскільки її забезпечено співвідношенням їхніх розмірів, призначених з урахуванням стійкості роботи за різних напружених станів.

Перевірка деформативності (жорсткості) виконується за формулою

$$f_{max} = \frac{M_{max} l_{np}^2}{10EI_x} = \frac{30 \cdot 6^2}{10 \cdot 2,06 \cdot 10^8 \cdot 2100 \cdot 10^{-8}} = 0,025 \text{ м}.$$

Допустимий прогин згідно [18] $f_u = l_{np} / 200 = 6 / 200 = 0,03 \text{ м}$.

Так як $f_{max} < f_u$, то жорсткість прогону забезпечено.

2.4 Розрахунок кроквяної ферми покриття

2.4.1 Вихідні дані

Проектуємо кроквяну ферму зі світлоаераційним ліхтарем (рис. 2.4) з наступними параметрами:

- прольот ферми 30 м ;
- прольот ліхтаря 12 м ;
- ферма з паралельними поясами, ухил верхнього пояса ферми $i = 1,5\%$;
- решітка ферми трикутна з додатковими стійками;
- розмір панелі верхнього пояса – 3 м , нижнього пояса – 6 м ;
- крок колон будівлі $B = 6$ м ;
- переріз усіх елементів ферми, включно з ліхтарною фермою, – складений тавр із кутників;
- матеріал ферми – сталь С245;
- розрахункова температура району будівництва -20°C ;
- розрахункові характеристики сталі згідно з [14]:

$R_y = 240 \text{ Н/мм}^2$ у разі товщини прокату від 2 до 20 мм включно,

$R_{un} = 370 \text{ Н/мм}^2$; $R_s = 0,58 \cdot 370 = 214,6 \text{ Н/мм}^2$; $R_p = 361 \text{ Н/мм}^2$.

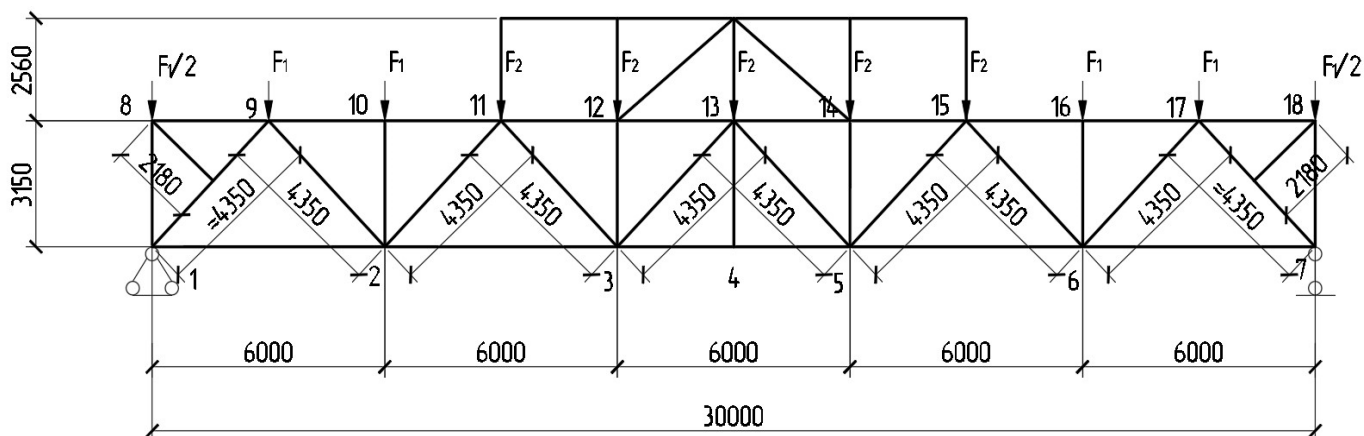


Рисунок 2.4 – Розрахункова схема кроквяної ферми

2.4.2 Навантаження на ферму

Визначимо розрахункові вузлові навантаження на i -ий вузол кроквяної ферми (рис. 2.4).

Постійне навантаження (рис. 2.5) визначається за формулою

$$F = q_1 d = 5,907 \cdot 3 = 17,21 \text{ кН}$$

Розрахункове зосереджене снігове навантаження (рис. 2.6) на різні ділянки ферми залежно від схеми (див. рис. 2.1) визначатиметься за формулою

$$P_1 = p_1 d = 9,34 \cdot 3 = 28,02 \text{ кН};$$

$$P_2 = p_2 d = 13,23 \cdot 3 = 39,69 \text{ кН}.$$

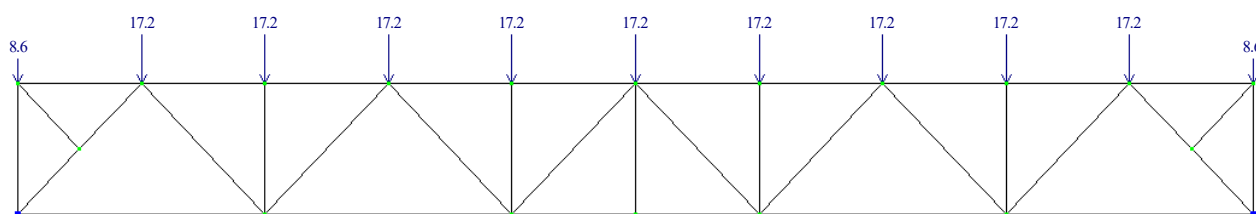


Рисунок 2.5 – Схема завантаження постійним навантаженням

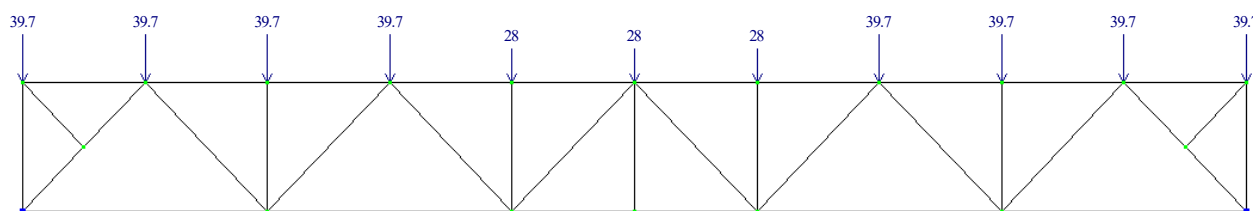


Рисунок 2.6 – Схема завантаження сніговим навантаженням

2.4.3 Результати розрахунку елементів ферми

Для розрахунку зусиль в елементах кроквяної ферми було використано програму ЛІРА-САПР 2022, в якій створено розрахункову схему з відповідними геометричними розмірами та навантаженнями.

Результати визначення поздовжніх зусиль N в стрижнях ферми подано на рис. 2.7 і в табл. 2.2.

2.4.4 Підбір перерізів стрижнів ферми

Тип перерізів стрижнів ферми – тавровий переріз із парних кутників. Верхній і нижній пояс виконуємо з нерівнополічних кутників за [19], а решту елементів ферми з рівнополічних кутників за [20].

Для підбору перерізів стрижнів ферми необхідно знати:

- розрахункові довжини стрижнів у площині та з площини ферми;
- граничні гнучкості стрижнів ферми.

Розрахункові довжини стрижнів ферми в площині та з площини ферми:

а) верхній пояс: $l_{ef,x} = l = 3000$ мм ; $l_{ef,y} = l_1 = 3000$ мм ;

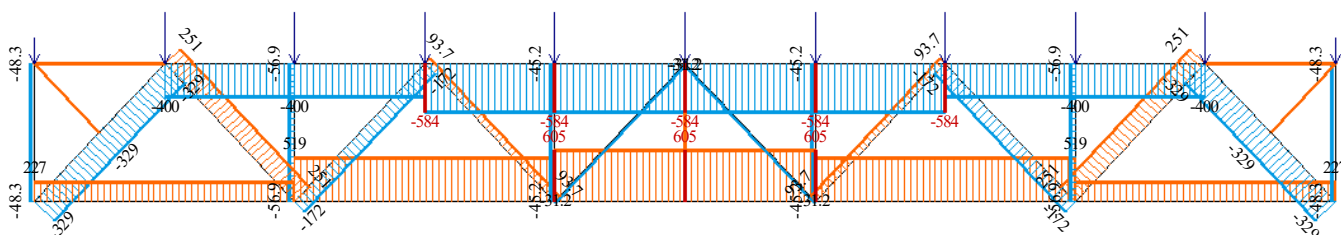


Рисунок 2.7 – Епюра поздовжніх зусиль N

Таблиця 2.2 – Значення поздовжніх зусиль у стрижнях кроквяної ферми

Найменування	Стрижень	Розрахункові зусилля	
		розтяг	стиск
1	2	3	4
Нижній пояс (Нп)	1-2	227,19	0,00
	6-7		
	2-3	518,99	0,00
	5-6		
	3-5	605,14	0,00

Продовження табл. 2.2.

1	2	3	4
Верхній пояс (Вп)	8-9 17-18	0,00	0,00
	9-10 10-11 15-16 16-17	0,00	400,18
	11-12 12-13 13-14 14-15	0,00	583,60
Стійки	1-8 7-18	0,00	48,30
	2-10 3-12 5-14 6-16	0,00	56,89
Розкоси	1-9 7-17	0,00	329,42
	2-9 6-17	250,84	0,00
	2-11 6-15	0,00	172,27
	3-11 5-15	93,69	0,00
	3-13 5-13	0,00	31,23

б) нижній пояс $l_{ef,x} = l = 6000$ мм; $l_{ef,y} = l_1 = 15000 - 6000 = 9000$ мм;

в) опорний розкіс $l_{ef,x} = 0,5l = 2175$ мм; $l_{ef,y} = l_1 = 4350$ мм;

г) інші елементи решітки $l_{ef,x} = 0,8l$; $l_{ef,y} = l_1$.

Несуча здатність стиснутих стрижнів залежить від їхніх розрахункових довжин, і перевіряють її у двох напрямках (у площині ферми та в напрямку, перпендикулярному до площини ферми, тобто з площини ферми), тому що заздалегідь невідомо, у якому напрямку відбудеться втрата їхньої стійкості. Тому

для таких стрижнів необхідно знати розрахункові довжини $l_{ef,x}$ (у площині ферми) і $l_{ef,y}$ (із площини ферми).

l – геометрична довжина стрижня ферми;

l_1 – відстань між точками закріплення в стрижнях ферми.

Граничні гнучкості стрижнів ферми $[\lambda]$:

а) стиснуті пояси й опорні розкоси $[\lambda] = 180 - 60\alpha$;

б) інші стиснуті стрижні $[\lambda] = 210 - 60\alpha$;

в) розтягнуті стрижні $[\lambda] = 400$.

Приймаю товщину фасонки $t_f = 10$ мм, оскільки максимальне зусилля в опорному розкосі $N = -329,42$ кН.

Виконую розрахунок елементів нижнього поясу кроквяної ферми.

Стрижень 1–2:

$N = 227,19$ кН.

Визначення розрахункових довжин стрижня в площині та з площини ферми:

$l_{ef,x} = 6000$ мм; $l_{ef,y} = 6000$ мм.

Необхідна площа перерізу стрижня визначається за формулою

$$A_{req}^{\perp} = \frac{N\gamma_n}{2R_y\gamma_c} \quad (2.6)$$

$$A_{req}^{\perp} = \frac{227,19 \cdot 10^3 \cdot 1,05}{2 \cdot 240 \cdot 1} = 4,97 \text{ см}^2$$

За [19] приймаю $\perp 90 \times 56 \times 6$ з параметрами:

$A = 8,54 \text{ см}^2$; $i_x = 1,58 \text{ см}$; $i_y = 4,49 \text{ см}$.

Перевіряю гнучкість стрижня:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{6000}{15,8} = 384,6 \leq [\lambda] = 400;$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{6000}{44,9} = 133,6 \leq [\lambda] = 400.$$

Міцність і гнучкість стрижня нижнього пояса забезпечена, остаточно приймаю $\angle 90 \times 56 \times 6$.

Стрижень 2 – 3:

$$N = 518,99 \text{ кН}.$$

Визначення розрахункових довжин стрижня в площині та з площини ферми:

$$l_{ef,x} = 6000 \text{ мм}; l_{ef,y} = 9000 \text{ мм}.$$

Необхідна площа перерізу стрижня за формулою (2.6):

$$A_{req}^L = \frac{518,99 \cdot 10^3 \cdot 1,05}{2 \cdot 240 \cdot 1} = 11,35 \text{ см}^2$$

За [19] приймаю $\angle 110 \times 70 \times 8$ з параметрами:

$$A = 13,9 \text{ см}^2; i_x = 1,98 \text{ см}; i_y = 5,41 \text{ см}.$$

Перевіряю гнучкість стрижня:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{6000}{19,8} = 303,6 \leq [\lambda] = 400;$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{9000}{54,1} = 166,4 \leq [\lambda] = 400.$$

Міцність і гнучкість стрижня нижнього пояса забезпечена, остаточно приймаю $\angle 110 \times 70 \times 8$.

Стрижень 3 – 5:

$$N = 605,14 \text{ кН}.$$

Визначення розрахункових довжин стрижня в площині та з площини ферми:

$$l_{ef,x} = 6000 \text{ мм}; l_{ef,y} = 9000 \text{ мм}.$$

Необхідна площа перерізу стрижня за формулою (2.6):

$$A_{req}^L = \frac{605,14 \cdot 10^3 \cdot 1,05}{2 \cdot 240 \cdot 1} = 13,23 \text{ см}^2.$$

За [19] приймаю $\angle 110 \times 70 \times 8$ з параметрами:

$$A = 13,9 \text{ см}^2; i_x = 1,98 \text{ см}; i_y = 5,41 \text{ см}.$$

Перевіряю гнучкість стрижня:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{6000}{19,8} = 303,6 \leq [\lambda] = 400;$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{9000}{54,1} = 166,4 \leq [\lambda] = 400.$$

Міцність і гнучкість стрижня нижнього пояса забезпечена, остаточно приймаю $\perp 110 \times 70 \times 8$.

Виконую розрахунок елементів верхнього поясу кроквяної ферми.

Стрижні 9 – 10, 10 – 11:

$$N = -400,18 \text{ кН}.$$

Визначення розрахункових довжин стрижня в площині та з площини ферми:

$$l_{ef,x} = 3000 \text{ мм}; l_{ef,y} = 3000 \text{ мм}.$$

Необхідна площа перерізу стрижня за формулою (2.6):

$$A_{req}^{\perp} = \frac{400,18 \cdot 10^3 \cdot 1,05}{2 \cdot 0,8 \cdot 240 \cdot 1} = 10,94 \text{ см}^2.$$

За [19] приймаю $\perp 160 \times 100 \times 9$ з параметрами:

$$A = 22,9 \text{ см}^2; i_x = 2,85 \text{ см}; i_y = 7,67 \text{ см}.$$

Перевіряю гнучкість стрижня:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{3000}{28,5} = 105,3$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{3000}{76,7} = 39,1$$

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 105,3 \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 3,6, \quad \varphi_x = 0,46 \text{ згідно [14]}.$$

Оскільки даний елемент працює на стиск, то для нього обов'язково є перевірка умови стійкості стрижня, що згідно [14] в загальному виконується за формулою:

$$\alpha = \frac{N\gamma_n}{\varphi AR_y \gamma_c} \leq 1 \quad (2.7)$$

$$\alpha = \frac{400,18 \cdot 10^3 \cdot 1,05}{0,46 \cdot 2 \cdot 2290 \cdot 240 \cdot 1} = 0,83 \leq 1$$

Оскільки $\alpha < 1$, то стійкість стрижня забезпечена.

Перевірка гнучкості стрижня в площині та з площини ферми:

$$\lambda_x = 105,3 < [\lambda] = 180 - 60 \cdot 0,83 = 130,2$$

Міцність і гнучкість стрижня верхнього пояса забезпечена, остаточно приймаю $\perp 160 \times 100 \times 9$.

Стрижні 11–12, 12–13:

$$N = -583,60 \text{ кН}.$$

Визначення розрахункових довжин стрижня в площині та з площини ферми:

$$l_{ef,x} = 3000 \text{ мм}; l_{ef,y} = 3000 \text{ мм}.$$

Необхідна площа перерізу стрижня за формулою (2.6):

$$A_{req}^{\perp} = \frac{583,6 \cdot 10^3 \cdot 1,05}{2 \cdot 0,8 \cdot 240 \cdot 1} = 15,95 \text{ см}^2.$$

За [19] приймаю $\perp 180 \times 110 \times 10$ з параметрами:

$$A = 28,3 \text{ см}^2; i_x = 3,12 \text{ см}; i_y = 8,62 \text{ см}.$$

Перевіряю гнучкість стрижня:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{3000}{31,2} = 96,2$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{3000}{86,2} = 34,8$$

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 96,2 \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 3,3, \quad \varphi_x = 0,509 \text{ згідно [14].}$$

Перевірка умови стійкості стрижня за формулою (2.7):

$$\alpha = \frac{583,6 \cdot 10^3 \cdot 1,05}{0,46 \cdot 2 \cdot 2830 \cdot 240 \cdot 1} = 0,98 \leq 1$$

Оскільки $\alpha < 1$, то стійкість стрижня забезпечена.

Перевірка гнучкості стрижня в площині та з площини ферми:

$$\lambda_x = 96,2 < [\lambda] = 180 - 60 \cdot 0,98 = 121,2$$

Міцність і гнучкість стрижня верхнього пояса забезпечена, остаточно приймаю $\perp 180 \times 110 \times 10$.

Виконую розрахунок елементів опорних розкосів:

Стрижні 1–9, 7–17:

$$N = -329,42 \text{ кН}.$$

Визначення розрахункових довжин стрижня в площині та з площини ферми:

$$l_{ef,x} = 2175 \text{ мм}; l_{ef,y} = 4350 \text{ мм}.$$

Необхідна площа перерізу стрижня за формулою (2.6):

$$A_{req}^{\perp} = \frac{329,42 \cdot 10^3 \cdot 1,05}{2 \cdot 0,55 \cdot 240 \cdot 1} = 13,10 \text{ см}^2.$$

За [19] приймаю $\perp 125 \times 80 \times 8$ з параметрами:

$$A = 16 \text{ см}^2; i_x = 2,28 \text{ см}; i_y = 6,06 \text{ см}.$$

Перевіряю гнучкість стрижня:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{2175}{22,8} = 95,4$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{4350}{60,6} = 71,78$$

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 95,4 \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 3,2, \quad \varphi_x = 0,526 \text{ згідно [14].}$$

Перевірка умови стійкості стрижня за формулою (2.7):

$$\alpha = \frac{329,42 \cdot 10^3 \cdot 1,05}{0,526 \cdot 2 \cdot 1600 \cdot 240 \cdot 1} = 0,86 \leq 1$$

Оскільки $\alpha < 1$, то стійкість стрижня забезпечена.

Перевірка гнучкості стрижня в площині та з площини ферми:

$$\lambda_x = 95,4 < [\lambda] = 180 - 60 \cdot 0,86 = 128,4$$

Міцність і гнучкість стрижня опорного розкосу забезпечена, остаточно приймаю $\perp 125 \times 80 \times 8$.

Виконую розрахунок елементів стійок кроквяної ферми.

Стрижні 2–10, 3–12, 5–14, 6–16:

$$N = -56,89 \text{ кН}.$$

Визначення розрахункових довжин стрижня в площині та з площини ферми:

$$l_{ef,x} = 2520 \text{ мм}; l_{ef,y} = 3150 \text{ мм}.$$

Необхідна площа перерізу стрижня за формулою (2.6):

$$A_{req}^{\perp} = \frac{56,89 \cdot 10^3 \cdot 1,05}{2 \cdot 0,8 \cdot 240 \cdot 1} = 1,55 \text{ см}^2.$$

За [20] приймаю $\perp 56 \times 5$ з параметрами:

$$A = 5,41 \text{ см}^2; i_x = 1,72 \text{ см}; i_y = 2,69 \text{ см}.$$

Перевіряю гнучкість стрижня:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{2520}{17,2} = 146,5$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{3150}{26,9} = 117,1$$

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 146,5 \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 5,0, \quad \varphi_x = 0,289 \text{ згідно [14]}.$$

Перевірка умови стійкості стрижня за формулою (2.7):

$$\alpha = \frac{56,89 \cdot 10^3 \cdot 1,05}{0,289 \cdot 2 \cdot 541 \cdot 240 \cdot 1} = 0,79 \leq 1$$

Оскільки $\alpha < 1$, то стійкість стрижня забезпечена.

Перевірка гнучкості стрижня в площині та з площини ферми:

$$\lambda_x = 146,5 < [\lambda] = 210 - 60 \cdot 0,79 = 162,6$$

Міцність і гнучкість стрижня стійки забезпечена, остаточно приймаю $\perp 56 \times 5$.

Виконую розрахунок елементів неопорних розкосів ферми.

Стрижень 2–9, 6–17:

$$N = 250,84 \text{ кН}.$$

Визначення розрахункових довжин стрижня в площині та з площини ферми:

$$l_{ef,x} = 3480 \text{ мм}; l_{ef,y} = 4350 \text{ мм}.$$

Необхідна площа перерізу стрижня за формулою (2.6):

$$A_{req}^{\perp} = \frac{250,84 \cdot 10^3 \cdot 1,05}{2 \cdot 240 \cdot 1} = 5,49 \text{ см}^2$$

За [20] приймаю $\perp 63 \times 6$ з параметрами:

$$A = 7,28 \text{ см}^2; i_x = 1,93 \text{ см}; i_y = 2,99 \text{ см}.$$

Перевіряю гнучкість стрижня:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{3480}{19,3} = 180,3 \leq [\lambda] = 400$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{4350}{29,9} = 145,48 \leq [\lambda] = 400$$

Міцність і гнучкість стрижня розкосів забезпечена, остаточно приймаю $\perp 63 \times 6$.

Стрижні 2–11, 6–15:

$$N = -172,27 \text{ кН}.$$

Визначення розрахункових довжин стрижня в площині та з площини ферми:

$$l_{ef,x} = 3480 \text{ мм}; l_{ef,y} = 4350 \text{ мм}.$$

Необхідна площа перерізу стрижня за формулою (2.6):

$$A_{req}^{\perp} = \frac{172,27 \cdot 10^3 \cdot 1,05}{2 \cdot 0,8 \cdot 240 \cdot 0,8} = 5,88 \text{ см}^2.$$

За [20] приймаю $\perp 75 \times 6$ з параметрами:

$$A = 8,78 \text{ см}^2; i_x = 2,3 \text{ см}; i_y = 3,44 \text{ см}.$$

Перевіряю гнучкість стрижня:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{2520}{23} = 109,5$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{3150}{34,4} = 91,5$$

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 109,5 \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 3,75, \quad \varphi_x = 0,435 \text{ згідно [14].}$$

Перевірка умови стійкості стрижня за формулою (2.7):

$$\alpha = \frac{172,27 \cdot 10^3 \cdot 1,05}{0,435 \cdot 2 \cdot 878 \cdot 240 \cdot 0,8} = 0,91 \leq 1$$

Оскільки $\alpha < 1$, то стійкість стрижня забезпечена.

Перевірка гнучкості стрижня в площині та з площини ферми:

$$\lambda_x = 109,5 < [\lambda] = 210 - 60 \cdot 0,91 = 155,4$$

Міцність і гнучкість стрижня розкосу забезпечена, остаточно приймаю $\angle 75 \times 6$.

Стрижень 3–11, 5–15:

$$N = 93,69 \text{ кН.}$$

Визначення розрахункових довжин стрижня в площині та з площини ферми:

$$l_{ef,x} = 3480 \text{ мм}; \quad l_{ef,y} = 4350 \text{ мм.}$$

Необхідна площа перерізу стрижня за формулою (2.6):

$$A_{req}^L = \frac{93,69 \cdot 10^3 \cdot 1,05}{2 \cdot 240 \cdot 1} = 2,04 \text{ см}^2$$

За [20] приймаю $\angle 50 \times 5$ з параметрами:

$$A = 4,8 \text{ см}^2; \quad i_x = 1,53 \text{ см}; \quad i_y = 2,45 \text{ см.}$$

Перевіряю гнучкість стрижня:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{3480}{15,3} = 227,5 \leq [\lambda] = 400$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{4350}{24,5} = 177,6 \leq [\lambda] = 400$$

Міцність і гнучкість стрижня розкосів забезпечена, остаточно приймаю $\angle 50 \times 5$.

Стрижні 3–13, 5–13:

$$N = -31,23 \text{ кН}.$$

Визначення розрахункових довжин стрижня в площині та з площини ферми:

$$l_{ef,x} = 3480 \text{ мм}; l_{ef,y} = 4350 \text{ мм}.$$

Необхідна площа перерізу стрижня за формулою (2.6):

$$A_{req}^{\perp} = \frac{31,23 \cdot 10^3 \cdot 1,05}{2 \cdot 0,8 \cdot 240 \cdot 0,8} = 0,85 \text{ см}^2.$$

За [20] приймаю $\perp 63 \times 6$ з параметрами:

$$A = 7,28 \text{ см}^2; i_x = 1,93 \text{ см}; i_y = 2,99 \text{ см}.$$

Перевіряю гнучкість стрижня:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{3480}{19,3} = 179,4$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{4350}{29,6} = 146,9$$

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 179,4 \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 6,1, \quad \varphi_x = 0,235 \text{ згідно [14].}$$

Перевірка умови стійкості стрижня за формулою (2.7):

$$\alpha = \frac{31,23 \cdot 10^3 \cdot 1,05}{0,235 \cdot 2 \cdot 728 \cdot 240 \cdot 0,8} = 0,499 \leq 1$$

Оскільки $\alpha < 1$, то стійкість стрижня забезпечена.

Перевірка гнучкості стрижня в площині та з площини ферми:

$$\lambda_x = 179,4 < [\lambda] = 210 - 60 \cdot 0,499 = 180,06$$

Міцність і гнучкість стрижня розкосу забезпечена, остаточно приймаю $\perp 63 \times 6$.

Результати розрахунку, отримані в даному розділі, стосовно прийнятих перерізи стрижнів, їх геометричних параметрів, поздовжніх зусиль та напружень від деформації розтягу-стиску та втрати стійкості приведено в додатку Б. Їх використано для конструювання кроквяної ферми в графічній частині роботи.

Таблиця 2.3 – Фізико-механічні характеристики ґрунту

Номер ІГЕ	Найменування ґрунту	h , м	W	e	Щільність, т/м ³			$\gamma(\gamma_{sb})$, кН/м ³	I_L	S_r	Механічні хар- ки ґрунтів			R_o , кПа
					ρ	ρ_s	ρ_d				E , кПа	φ , град	c , кПа	
ІГЕ-1	Суглинок тугопластичний, непросадочний	4,2	0,306	0,99	1,76	2,72	1,37	17,6	0,37	0,84	2600	16	25	163
ІГЕ-2	Суглинок м'якопластичний, непросадочний	8,1	0,304	0,84	1,91	2,71	1,47	19,1	0,6	0,98	3500	17	19	-
ІГЕ-3	Супісок пластичний непросадочний	7,5	0,220	0,64	2,00	2,70	1,65	20,0	0,58	0,93	7100	24	13	-

У результаті аналізу просторової мінливості показників властивостей ґрунтів, визначених лабораторними методами та з урахуванням літологічної будови ґрунтів на досліджуваному майданчику до розвіданої глибини 20,0 – 27,0 м виділено 3 інженерно-геологічні елементи (ІГЕ):

ІГЕ-1 – Суглинок тугопластичний, непросадочний;

ІГЕ-2 – Суглинок м'якопластичний, непросадочний;

ІГЕ-3 – Супісок пластичний, непросадочний;

Ґрунти незасолені. Корозійна активність ґрунтів щодо вуглецевої сталі – висока.

За ступенем агресивного впливу на бетон і залізобетон ґрунти за вмістом хлоридів і сульфатів є неагресивними до бетонів і цементів усіх марок.

На період буріння в межах майданчика робіт підземні води розкриті всіма свердловинами на глибині 3,30 – 4,46 м від денної поверхні (абс. відм. 327,09 – 328,25 м)

Підземні води приурочені до алювіальних четвертинних відкладень. Води порово-пластичного типу, безнапірні. Водовміщувальними породами слугують суглинки ІГЕ-2 і супіски ІГЕ-3. До розвіданої глибини 20,0 – 27,0 м (абс. відм. 304,88 – 312,83 м) водотривких ґрунтів не розкрито. Розкрита потужність водоносного горизонту в межах майданчика становить 15,4 – 23,7 м.

2.5.2 Збір навантажень на фундамент

Як розрахункову ділянку приймаємо колону середнього ряду.

На фундамент під колону передається навантаження:

- навантаження з покриття, що включає власну вагу конструкції покрівлі та снігове навантаження;
- навантаження від власної ваги сталевих елементів.
- навантаження від конструкції підлог першого поверху.

Тимчасові навантаження включають у себе короточасні навантаження (корисне навантаження і снігове). До постійних навантажень належить власна вага сталевих конструкцій, а також власна вага конструкції покрівлі та підлоги.

Під час збирання навантаження на покриття і перекриття враховується основне поєднання навантажень, що включає в розрахунок постійні навантаження з коефіцієнтом 1, короточасні – 0,9 і тривалі – 0,95.

Опорна реакція ферми згідно з розділом 2.4 – $R = 287$ кН.

Власну вагу сталевої колони перерізом із двотавра 40Ш3 з лінійною густиною $m_1 = 123,4$ кг/м і довжиною $l_1 = 10,2$ м визначаю за формулою

$$G_{k1} = m_1 \gamma_f l_1 \cdot 9,81 = 123,4 \cdot 1,05 \cdot 10,2 \cdot 9,81 = 12,93 \text{ кН}.$$

Статичне навантаження від мостового крану вантажопідйомністю 10 т та підкранових конструкцій приймемо $N_{кр} = 134$ кН.

З урахуванням спирання двох ферм та двох кранів на колону, навантаження на фундамент визначимо за формулою

$$N = 287 \cdot 2 + 7,36 \cdot 2 + 134 \cdot 2 + 12,93 = 869,65 \text{ кН}.$$

$$M = (287 + 7,36 + 134) \cdot 0,213 = 91,24 \text{ кН}.$$

2.5.3 Визначення глибини закладення фундаменту

Глибина закладення фундаменту повинна забезпечувати надійну стійкість конструкції, що досягається шляхом занурення фундаментних стовпців нижче від глибини промерзання ґрунту та на рівень, який гарантує рівномірний розподіл навантажень від каркаса будівлі.

Приймаємо за основу суглинок тугопластичний шару ІГЕ1, глибину закладення фундаменту 2,100 м, з огляду на те, що висота фундаменту має бути кратною 0,3 м, заглиблення в несучий шар не менше ніж 0,3 м, а верхній обріз фундаменту перебуває на позначці –0,600 м.

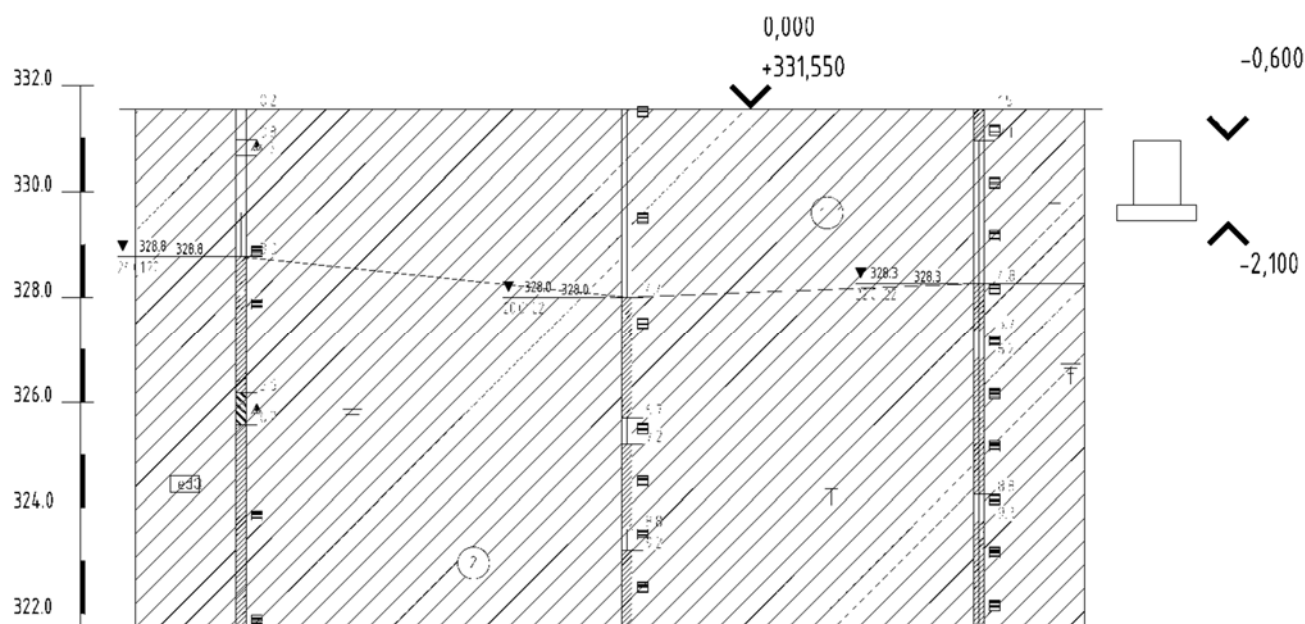


Рисунок 2.9 – Розміщення стовпчастого фундаменту

2.5.4 Визначення розмірів підшови фундаменту

Площу підшови фундаменту в першому наближенні визначають за формулою

$$A = \frac{N}{R_0 - \gamma_{mt}d} = \frac{869,65}{163 - 20 \cdot 2,1} = 7,19 \text{ м}^2$$

де $R_0 = 163 \text{ кПа}$ – розрахунковий опір ґрунту (див. табл. 3.1);

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

$d = 2,1 \text{ м}$ – глибина закладення фундаменту.

За знайденою площею приймаємо розміри підшови фундаменту $b = 2,7 \text{ м}$;
 $l = 2,7 \text{ м}$.

2.5.5 Визначення розрахункового опору ґрунту основи

Визначимо в першому наближенні розрахунковий опір ґрунту для безпідвальних будівель за формулою

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} (M_{\gamma} b \gamma_{II} + M_g d \gamma'_{II} + M_c c_{II}) \quad (2.8)$$

де $\gamma_{c1}=1,2$ і $\gamma_{c2}=1$ – коефіцієнти умов роботи;

$k=1,1$ – коефіцієнт надійності визначення параметрів c_{II} і φ ;

$M_{\gamma}=0,36$; $M_g=2,43$; $M_c=4,99$ – коефіцієнти для розрахунку;

$c=25$ кПа – розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту під подошвою фундаменту;

$\gamma'_{II}=17,6$ кН/м³ – питома вага ґрунту вище подошви фундаменту.

γ_{II} – питома вага ґрунту нижче подошви фундаменту, що визначається за формулою

$$\gamma_{II} = \frac{1,45 \cdot 17,6 + 3,35 \cdot 19,1}{4,8} = 18,65 \text{ кН/м}^3.$$

Тоді за (2.8)

$$R = \frac{1,2 \cdot 1}{1,1} (0,36 \cdot 18,65 \cdot 2,7 + 2,43 \cdot 2,1 \cdot 17,6 + 4,99 \cdot 25) = 254 \text{ кПа}.$$

Оскільки отримане значення $R=254$ кПа перевищує початкове значення $R=163$ кПа більше, ніж на 15%, виконаємо перерахунок.

Площу подошви визначаємо за формулою

$$A = \frac{N}{R - \gamma_{mt} d} = \frac{869,65}{254 - 20 \cdot 2,1} = 4,1 \text{ м}^2.$$

Приймаємо розміри подошви $b=2,1$ м; $l=2,1$ м.

$$R = \frac{1,2 \cdot 1}{1,1} (0,36 \cdot 18,65 \cdot 2,1 + 2,43 \cdot 2,1 \cdot 17,6 + 4,99 \cdot 25) = 249 \text{ кПа}.$$

Оскільки отримане значення $R=249$ кПа відрізняється від початкового значення $R=254$ кПа не більше, ніж на 15%, залишаємо прийнятні розміри фундаменту. Для забезпечення надійної передачі навантажень від будівельної конструкції на ґрунтову основу остаточно приймаємо розміри подошви $b=2,1$ м; $l=2,1$ м; $A=4,41$ м².

2.5.6 Перевірка умов розрахунку основи за деформаціями

Основними критеріями розрахунку основи фундаменту неглибокого закладення за деформаціями є умови:

$$p_{cp} = \frac{N'}{A} \leq R;$$

$$p_{max} = \frac{N'}{A} + \frac{M}{W} \leq 1,2R;$$

$$p_{min} = \frac{N'}{A} - \frac{M}{W} \geq 0.$$

де M – розрахункове значення моменту, що діє на підшву фундаменту (див. розділ 2.5.2);

W – момент опору її площі

$$W = \frac{bl^2}{6} = \frac{2,1 \cdot 2,1^2}{6} = 1,54 \text{ м}^3$$

N' – навантаження на основу з урахуванням ваги фундаменту.

Вагу фундаменту визначаємо як

$$G_f = bld\gamma_{mt} = 2,1 \cdot 2,1 \cdot 2,1 \cdot 20 = 185,22 \text{ кН}$$

Звідси вертикальне навантаження:

$$N' = N + G_f = 869,65 + 185,22 = 1054,87 \text{ кН}.$$

Тоді

$$p_{cp} = \frac{1054,87}{4,41} = 239,19 \text{ кПа} \leq 249 \text{ кПа};$$

$$p_{max} = \frac{1054,87}{4,41} + \frac{91,24}{1,54} = 298,44 \text{ кПа} \leq 1,2 \cdot 249 = 298,8 \text{ кПа};$$

$$p_{min} = \frac{1054,87}{4,41} - \frac{91,24}{1,54} = 179,95 \text{ кПа} \geq 0.$$

Умови виконуються. Остаточно приймаємо розміри підшви фундаменту $b = 2,1 \text{ м}$; $l = 2,1 \text{ м}$; $A = 4,41 \text{ м}^2$.

2.5.7 Розрахунок осідання фундаменту і перевірка умови за деформаціями

Розрахунок осідання за деформаціями полягає в перевірці умови:

$$S \leq S_u, \quad (2.9)$$

де S – очікувана деформація фундаменту, яку визначають розрахунком під час проєктування фундаменту;

S_u – гранична спільна деформація основи і споруди, яку призначають під час проєктування будівлі відповідно до вимог норм [15].

Розрахунок осідань проводимо методом пошарового підсумовування за розрахункової схеми основи у вигляді лінійно-деформованого напівпростору. Порядок розрахунку наступний.

Напластування ґрунтів нижче за підоснову фундаменту поділяємо на шари потужністю не більше ніж $0,4b$ ($h_i \leq 0,4b = 0,4 \cdot 2,1 = 0,84$ м).

Визначаємо природний тиск на межі шарів і будуємо епюру. Спочатку визначимо тиск на рівні підоснови фундаменту

$$\sigma_{zg0} = \gamma' d = 17,6 \cdot 2,1 = 36,96 \text{ кПа}.$$

Потім будемо додавати тиск від кожного нижчого шару

$$\sigma_{zgi} = \sigma_{zg0} + \sum \gamma_i h_i \quad (2.10)$$

де γ_i , h_i – відповідно питома вага, кН/м³, і потужність, м, для кожного шару.

Результати розрахунку показано на рис. 2.10.

Визначимо додатковий тиск під підосвою фундаменту:

$$p_0 = p_{cp} - \sigma_{zg0} = 239,19 - 36,96 = 202,23 \text{ кПа}.$$

Визначимо напруження $\sigma_{zp,i}$ на межах шарів:

$$\sigma_{zp,i} = \alpha_i p_0,$$

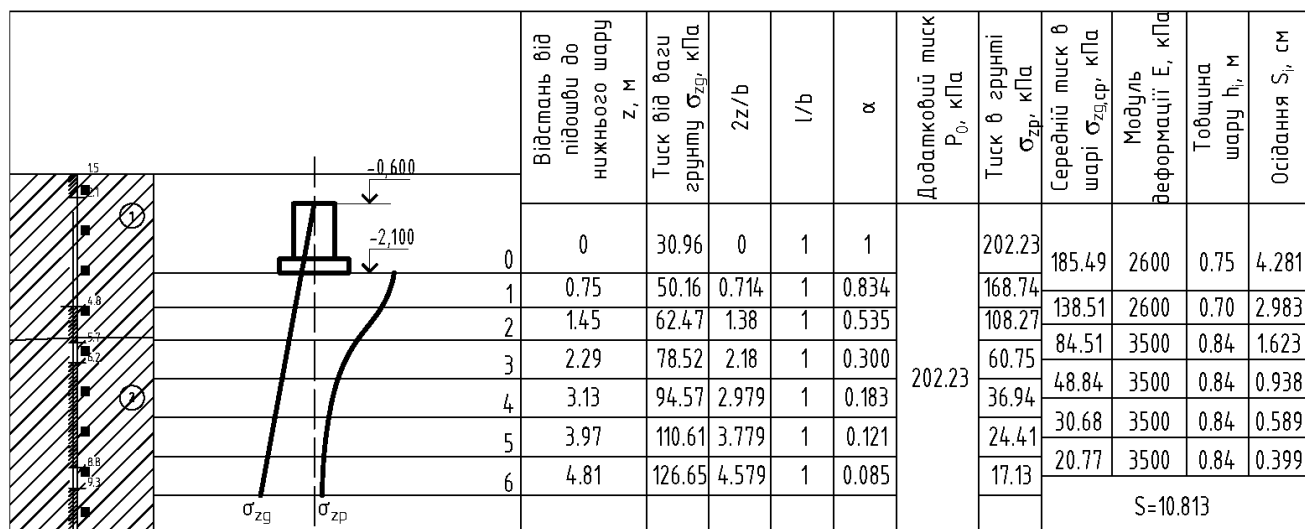


Рисунок 2.10 – Розрахунок осідання фундаменту

де α_i – коефіцієнт розсіювання.

Визначимо умовну межу стисливої товщі ґрунту. Вона знаходитиметься там, де задовольняється умова:

$$\sigma_{zp,i} \leq 0,2\sigma_{zg,i}.$$

Для 6-го шару: $17,13 < 0,2 \cdot 126,65 = 25,33$ – умова виконується, отже, це умовна межа стисливої товщі.

Для кожного шару в межах стисливої товщі визначимо середнє напруження

$$\sigma_{zp, cp} = \frac{\sigma_{zp,i} + \sigma_{zp,i+1}}{2}$$

Визначимо осадку кожного шару за формулою:

$$S_i = \frac{\sigma_{zp, cp,i} h_i}{E_i}, \quad (2.11)$$

де E_i – модуль деформації i -го шару;

$$\beta = 0,8.$$

За (2.11) отримуємо:

$$S_1 = \frac{185,49 \cdot 75}{2600} \cdot 0,8 = 4,281 \text{ см};$$

$$S_2 = \frac{138,51 \cdot 70}{2600} \cdot 0,8 = 2,983 \text{ см};$$

$$S_3 = \frac{84,51 \cdot 84}{3500} \cdot 0,8 = 1,623 \text{ см};$$

$$S_4 = \frac{48,84 \cdot 84}{3500} \cdot 0,8 = 0,938 \text{ см};$$

$$S_5 = \frac{30,68 \cdot 84}{3500} \cdot 0,8 = 0,589 \text{ см};$$

$$S_6 = \frac{20,77 \cdot 84}{3500} \cdot 0,8 = 0,399 \text{ см}.$$

Визначимо сумарну осадку і перевіримо умову:

$$S = \Sigma S_i = 10,813 \text{ см} < S_u = 15 \text{ см}.$$

РОЗДІЛ 3

НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА

3.1 Напружено-деформівний стан металевих кроквяних ферм та його дослідження

Сучасні дослідження напружено-деформівного стану (НДС) металевих кроквяних ферм характеризуються комплексним підходом до вивчення складних фізико-механічних процесів, що відбуваються в конструкціях під час експлуатації. Науковий інтерес зосереджено на встановленні закономірностей формування внутрішніх силових факторів, особливостей деформування та граничних станів металевих просторових конструкцій [1-8].

Актуальні наукові публікації демонструють еволюцію методологічних підходів до дослідження НДС металевих ферм. Зокрема, в працях вітчизняних та зарубіжних дослідників висвітлюються наступні аспекти.

В роботі [21, 22] автори показують новий підхід до моделювання напружено-деформівного стану з використанням інтегрованих чисельних методів. Дослідники довели можливість підвищення точності розрахунків шляхом комплексного врахування нелінійних деформацій та мікроструктурних особливостей матеріалу. Принципова новизна роботи полягає у застосуванні багаторівневого моделювання, що дозволяє більш точно прогнозувати поведінку конструкцій під навантаженням.

Робота [6] присвячена розробці імовірнісних методів оцінки надійності металевих ферм. Дослідники запропонували методику врахування випадкових факторів при визначенні несучої здатності конструкцій та удосконалені методи статистичного моделювання напружено-деформівного стану, що особливо важливо для відповідальних інженерних споруд.

Дослідження [2, 5] розкриває особливості напружено-деформівного стану зварних вузлових з'єднань кроквяних ферм. Автори довели, що традиційні методики розрахунку не повною мірою враховують реальні умови роботи зварних з'єднань, запропонували удосконалену методику врахування зварювальних деформацій та залишкових напружень.

В дослідженнях [4, 8, 23] представлено сучасні комп'ютерні алгоритми для моделювання нелінійного деформування металевих ферм, зокрема для прогнозування поведінки конструкцій в екстремальних умовах навантаження.

Дослідження [1, 4, 7, 24] показують підхід до комплексного аналізу НДС та пропонують інтегральну методику, яка поєднує експериментальні та чисельні методи дослідження з урахуванням специфіки вітчизняних будівельних норм.

Особливості аналізу напружено-деформівного стану кроквяних ферм з елементами з парних кутників мають низку специфічних характеристик. Розрахунок таких конструкцій вимагає прецизійного врахування просторової роботи укрупнених перерізів, оскільки парні кутники утворюють складену конструкцію з нерівномірним розподілом деформацій. Принципово важливим є врахування ексцентриситету додаткових з'єднувальних елементів, що впливає на загальну жорсткість та несучу здатність ферми.

Перспективними напрямками подальших досліджень на сьогоднішній час є розвиток методів комп'ютерного моделювання НДС, удосконалення розрахункових схем з урахуванням нелінійних деформацій, розробку спеціалізованих методик для унікальних конструктивних рішень, впровадження інтелектуальних систем діагностики технічного стану металевих ферм.

3.2 Методика дослідження НДС металевої кроквяної ферми виробничої будівлі

У межах даного дослідження проведено аналіз напружено-деформівного стану кроквяної металевої ферми прольотною довжиною 30 м з інтегрованим світлоаераційним ліхтарем прольотом 12 м. Конструктивна схема ферми представлена на рис. 3.1. Геометрична конфігурація ферми характеризується паралельними поясами з незначним ухилом верхнього пояса $i = 1,5\%$.

Компоновка решітки виконана за трикутною схемою з додатковим встановленням проміжних стійок.

Крок панелей має диференційовану довжину: для верхнього пояса він становить 3 м, для нижнього пояса – 6 м.

Конструктивне виконання всіх елементів ферми, включаючи світлоаераційний ліхтар, реалізовано через складений тавровий переріз, сформований з парних кутників. Умовне зображення поперечних перерізів стержнів ферми наведено на рис. 3.2.

Перерізи прийнято згідно результатів конструювання в розділі 2.4. Матеріалом несучих елементів обрано конструкційну сталь класу С245 з відповідними механічними характеристиками.

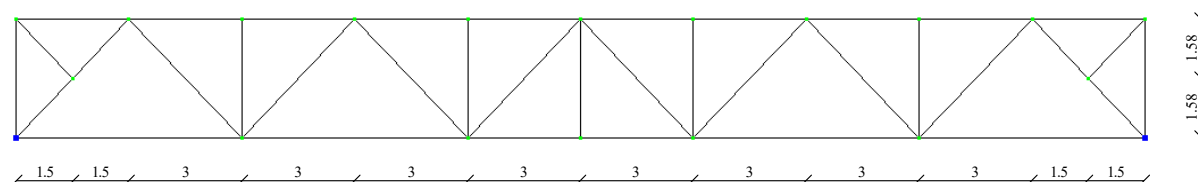


Рисунок 3.1 – Геометрична схема кроквяної ферми

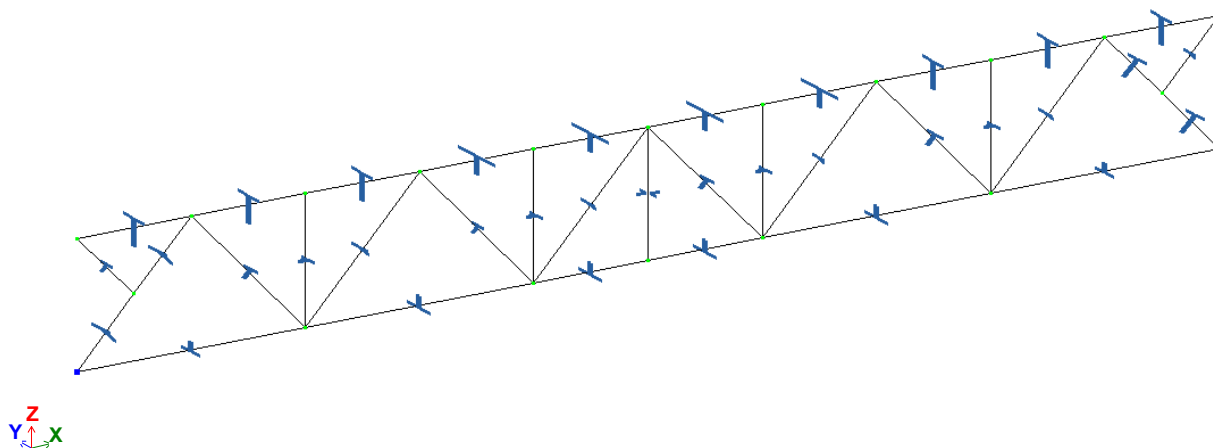


Рисунок 3.2 – Умовне зображення присвоєних типів жорсткості

У процесі дослідження навантажувальні впливи на металеву ферму формувалися з урахуванням сукупності факторів: власної ваги несучих елементів,

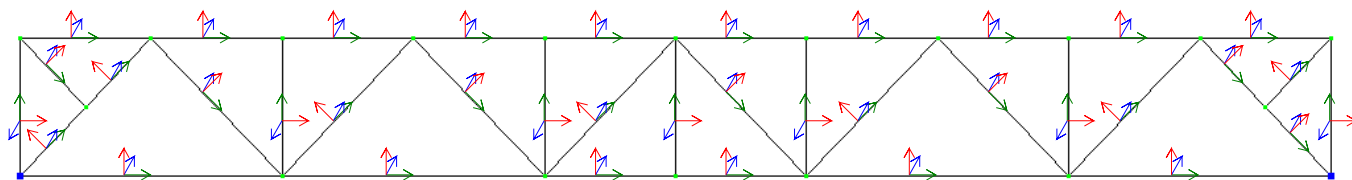


Рисунок 3.3 – Прийняті локальні системи координат стрижнів

постійного навантаження від покрівельної системи та снігового навантаження з диференціацією внаслідок геометричних особливостей світлоаераційного ліхтаря.

Всі навантаження, за винятком власної маси конструктивних елементів, прикладалися до вузлових з'єднань верхнього пояса у вигляді зосереджених силових впливів (див. рис. 2.5, 2.6).

Для математичного моделювання та чисельного аналізу використано спеціалізований програмний комплекс ЛІРА-САПР 2022. Напрями прийнятих локальних систем координат для елементів ферми показано на рис. 3.3. Як бачимо, локальні системи координат стержнів узгоджені між собою, що спрощує аналіз результатів.

Розрахунковий експеримент виконано в лінійній постановці з використанням розрахункових сполучень навантажень, що забезпечує коректність інженерного аналізу.

У результаті проведеного розрахунку здійснено визначення просторових переміщень вузлових з'єднань конструктивної схеми та нормальних зусиль в усіх елементах ферми. На базі отриманих результатів проведено перевірку вичерпання несучої здатності за критеріями першого та другого граничних станів для металоконструкцій.

Додатково з використанням програмного комплексу ЛІРА-САПР реалізовано процедуру оптимізації поперечних перерізів елементів ферми з урахуванням конструктивних обмежень та уніфікації з метою підвищення технологічності виготовлення несучої конструкції.

3.3 Результати дослідження НДС металевої кроквяної ферми виробничої будівлі

Внаслідок розрахунку моделі було отримано силові та деформаційні характеристики напружено-деформівного стану кров'яної ферми виробничої будівлі. На основі їх аналізу можна робити висновки про міцність, стійкість та деформативність даної конструкції.

В якості основного силового параметру для елементів ферми виступає поздовжня сила N , мозаїка якої вказана на рис. 3.4.

З аналізу отриманих значень бачимо, що найбільші розтягуючі зусилля спостерігаються в елементах нижнього поясу ферми. Вони досягають максимуму в 635 кН в середніх панелях ферми. Найбільші зусилля стиску спостерігаються в середніх панелях верхнього поясу, де їх значення становить -613 кН, а також в опорних розкосах (-345 кН).

Разом з тим можемо бачити, що поздовжні зусилля в окремих стрижнях мають невеликі значення, як для прикладу у вертикальних стійках, або взагалі близькі до нуля, як в центральній стійці чи додаткових розкосах крайніх панелей. Незважаючи на те, що дані елементи не сприймають поздовжніх зусиль, їх використання доцільне для розкріплення найбільш навантажених елементів ферми та підвищення їх стійкості.

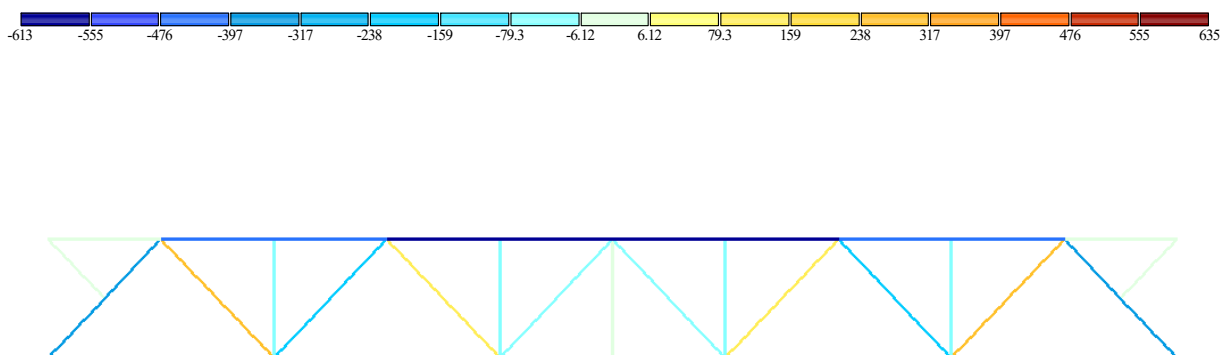


Рисунок 3.4 – Мозаїка поздовжніх зусиль N в елементах ферми

Основним деформаційним параметром НДС кроквяної ферми виробничої будівлі є вертикальні переміщення вузлів в напрямку осі Z (рис. 3.5). Максимальна величина прогину за розрахунковими сполученнями навантажень становить 68,1 мм. Згідно з [18], це менше допустимої величини прогину ферми, що для прольоту $l = 30$ м становить $l / 250 = 30000 / 250 = 120$ мм.

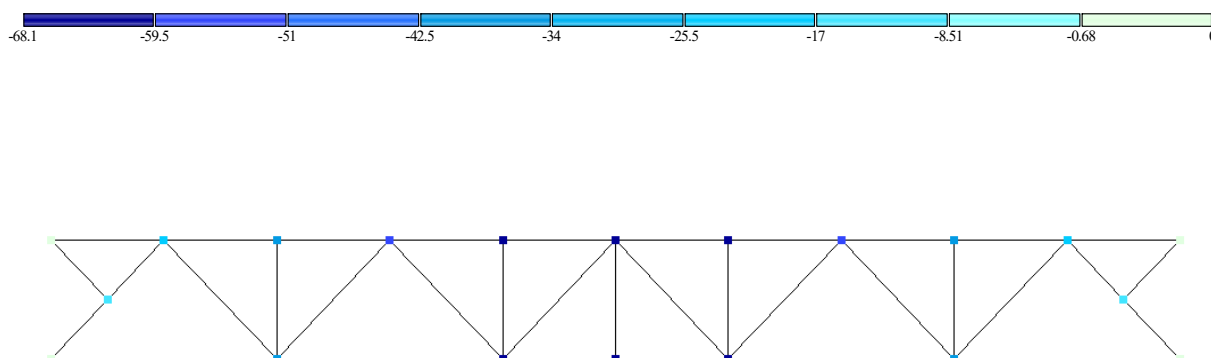


Рисунок 3.5 – Мозаїка вертикальних переміщень вузлів

На основі визначених значень поздовжньої сили N та даних про площу поперечного перерізу елементів ферми отримано значення нормальних напружень в стрижнях та розраховано відсоток вичерпання несучої здатності за ними (рис. 3.6). Всі елементи ферми проходять перевірку за даним параметром. Найбільше значення відсотка вичерпання за нормальними напруженнями спостерігається в елементах нижнього поясу ферми і становить 98,8%.

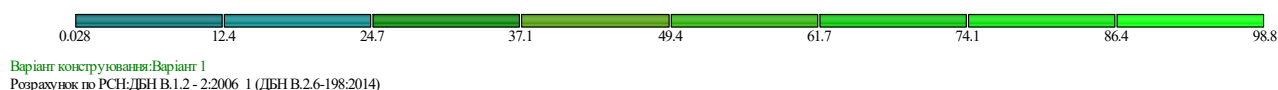
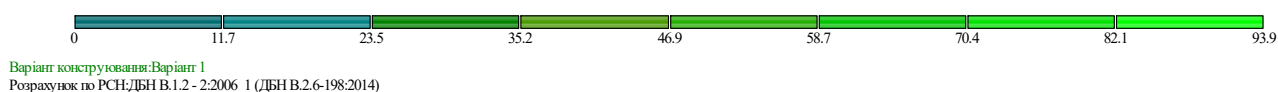


Рисунок 3.6 – Мозаїка вичерпання несучої здатності елементів ферми за нормальними напруженнями

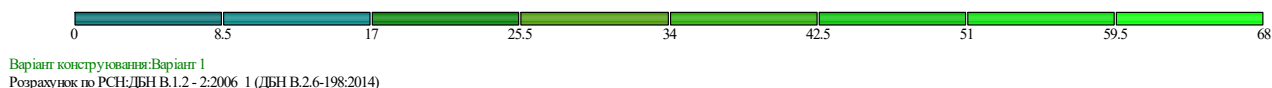
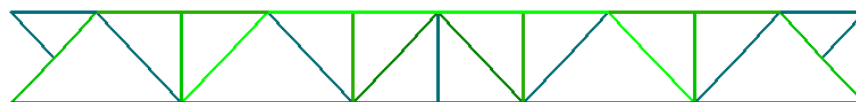
Перевірку стійкості стрижнів ферми виконано для кожного елемента в двох напрямках – відносно локальних осей y_1 та z_1 . Відповідно до прийнятих напрямів локальних систем координат (рис. 3.3), втрата стійкості відносно осі y_1 відповідає втраті стійкості в площині ферми, відносно осі z_1 – з площини ферми.

Максимальні значення відсотка вичерпання несучої здатності по стійкості відносно осі y_1 (рис. 3.7, а) спостерігається в середніх панелях верхнього поясу (92,1%) та в розкосах другої панелі (93,3%). Опорні розкоси додатково розкріплені за допомогою додаткових елементів та мають менші значення вичерпання несучої здатності (61,2%).

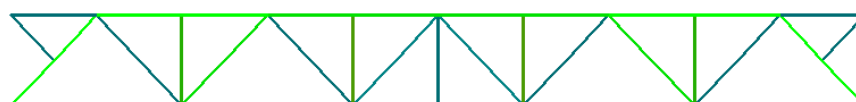
Якщо розглядати втрату стійкості відносно осі z_1 (з площини ферми), то максимальні значення відсотка вичерпання несучої здатності будуть спостерігатися в елементах верхнього поясу (62,8%) та в опорних розкосах (68%), які є найбільш навантаженими поздовжніми зусиллями списку (рис. 3.7, б).



а)



б)

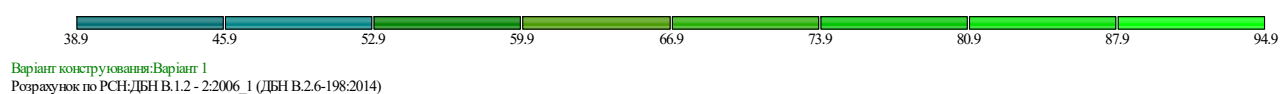


а) – відносно локальної осі y_1 ; б) – відносно локальної осі z_1

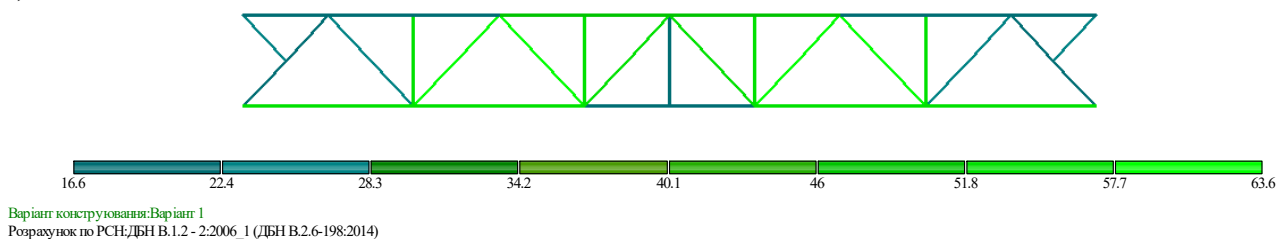
Рисунок 3.7 – Мозаїка вичерпання несучої здатності елементів ферми за стійкістю

Найбільше значення вичерпання несучої здатності за гнучкість відносно осі y_1 (рис. 3.8, а) спостерігається в розкосах кроквяної ферми та становить 94,9%. Велике значення також спостерігаються в стійках (86,8%) та елементах нижнього поясу (87,3%).

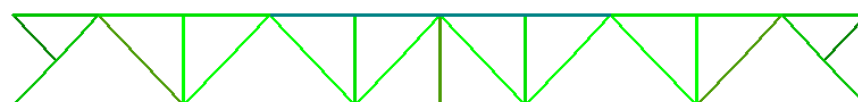
Вичерпані несучої здатності за гнучкістю відносно осі z_1 (рис. 3.8, б) найбільше знову ж таки в розкосах ферми (63,6%), а також вертикальних стійках (58,4%).



а)



б)



а) – відносно локальної осі y_1 ; б) – відносно локальної осі z_1

Рисунок 3.8 – Мозаїка вичерпання несучої здатності елементів ферми за гнучкістю

Підсумовуючи проведений аналіз вичерпання несучої здатності елементів кроквяної ферми виробничої будівлі за різними параметрами, узагальнимо результати на основі перевірок за граничними станами відповідно до [14].

Результати вичерпання несучої здатності за першим граничним станом наведено на рисунку рис. 3.9. Вони показують максимальні значення для елементів за параметрами нормальних напружень та втрати стійкості і досягають 98,8%.

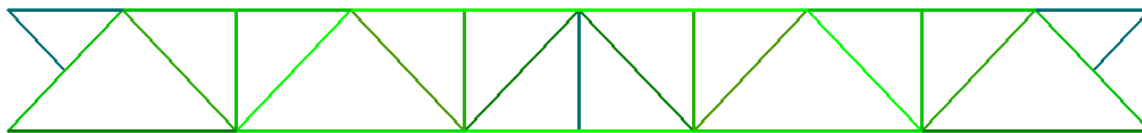
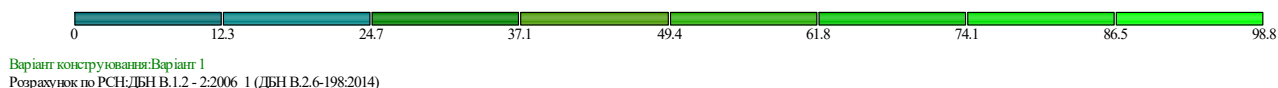


Рисунок 3.9 – Мозаїка вичерпання несучої здатності елементів ферми за першим граничним станом

Результати вичерпані несучої здатності за другим граничним станом для елементів ферми показано на рис. 3.10. Згідно зі стандартною методикою проєктування [14], вони одержані як максимальні значення за гнучкістю та деформаціями і досягають 94,9%.

Додатково виконується перевірка за місцевою стійкістю стиснутих полицок кутників, результати якої наведено на рисунку рис. 3.11. Така перевірка полягає у запобіганні локальних деформацій та зменшення несучої здатності елементів внаслідок можливого викривлення або здавлювання окремих частин перерізу під дією стискаючих, розтягуючих або згинальних напружень. Найбільше значення характерне для стиснутих елементів крайніх панелей верхнього поясу та становить 82,1%.

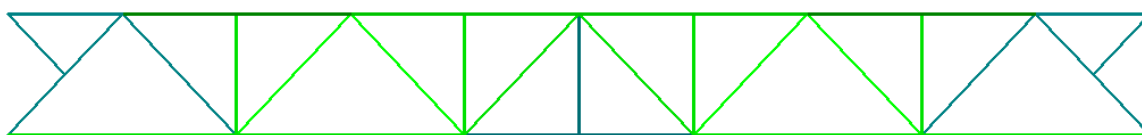
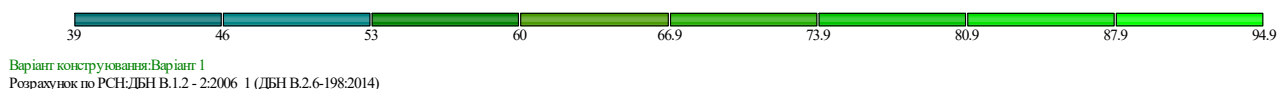


Рисунок 3.10 – Мозаїка вичерпання несучої здатності елементів ферми за другим граничним станом

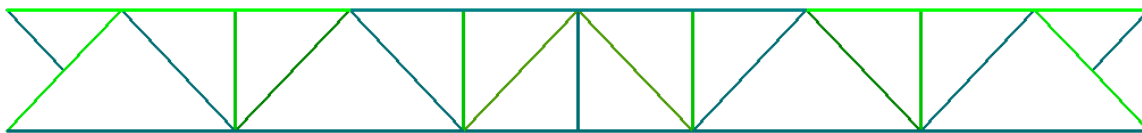
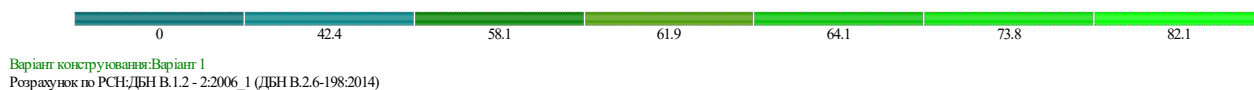


Рисунок 3.11 – Мозаїка вичерпання несучої здатності елементів ферми за місцевою стійкістю

Високі максимальні значення відсотків вичерпання за граничними станами вказують на максимальне використання несучої здатності елементів кроквяної ферми виробничої будівлі, що вказує на оптимальність їх підбору в розрахунково-конструктивному розділі.

РОЗДІЛ 4

ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА У НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

4.1 Вимоги техніки безпеки при монтажі металевих конструкцій

При виконанні монтажних робіт необхідно дотримуватись наступних основних правил техніки безпеки [25]:

Працівники всіх спеціальностей, що працюють на висоті, мають бути забезпечені перевіреними та випробуваними запобіжними поясами, без поясів робітники до роботи не повинні допускатись.

Допуск до монтажу будівельних конструкцій можуть отримати особи, які досягли 18 років, навчені за спеціальною програмою.

Забороняється знаходження людей під вантажем, що піднімається.

Під час підймання елементів усі умовні знаки кранівнику подаються однією особою-бригадиром монтажної бригади або такелажником.

Забороняється звільняти підняті та встановлені елементи від стропів до їх закріплення.

Забороняється електрозварювання у дощову погоду (на відкритих ділянках).

Під час роботи в нічний час монтажний майданчик висвітлюється прожектором або лампами.

При виконанні робіт на даху робітники повинні бути забезпечені запобіжними поясами, спецодягом, спецвзуттям відповідно до типових галузевих норм.

Складати на даху штучні матеріали, інструменти та тару допускається лише за умови вжиття заходів проти їх падіння (ковзання) по скату чи здуванню вітром, а також проти набряку мастики з даху.

Зона можливого падіння з даху матеріалів, інструментів, тари та стікання мастики повинна бути огорожена.

Після закінчення зміни, а також на час перерви в роботі всі залишки матеріалів, пристрої та інструменти повинні бути прибрані з даху або надійно закріплені.

Забороняється виконання покрівельних робіт під час ожеледиці, густого туману, вітру силою 6 і більше балів, зливи, грози та сильного снігопаду.

Майданчики для вантажних та розвантажувальних робіт повинні бути сплановані та мати ухил на кут 5° .

Вантажопідйомні машини, вантажозахоплювальні пристрої, засоби контейнеризації та пакування, що застосовуються при виконанні вантажно-розвантажувальних робіт, повинні задовольняти вимоги державних стандартів або технічних умов на них.

Стикування вантажів необхідно проводити інвентарними стропами або спеціальними вантажозахоплювальними пристроями, виготовленими по затвердженому проекту (кресленні).

Способи стропування повинні унеможливлувати падіння або ковзання застропованого вантажу.

Установка (укладання) вантажів на транспортні засоби має забезпечувати стійке становище вантажів під час транспортування та розвантаження.

При виконанні вантажно-розвантажувальних робіт не допускається стропування вантажу, що перебуває в нестійкому положенні, а також зміщення стропувальних пристроїв на піднесеному вантажі. Вантажно-розвантажувальні операції з пилоподібними матеріалами (цемент, вапно, гіпс та ін) необхідно виконувати механізованим способом.

Проходи і проїзди в зоні підйому, переміщення, монтажу конструкцій необхідно закрити з встановленням попереджувальних знаків.

4.2 Організація робіт по знезараженню місцевості, споруд, технологічного обладнання, транспорту, одягу і засобів індивідуального захисту на об'єкті

Служба радіаційного та хімічного захисту оцінює можливості роботи об'єкта в умовах радіації і дає пропозиції щодо захисту робітників і службовців від радіоактивного забруднення, визначає типові режими радіаційного захисту людей,

розробляє графік робочих змін для проведення рятувальних і інших невідкладних робіт (РiНР). Аналізує забезпеченість робітників і службовців засобами індивідуального захисту, умови зберігання і порядок їх видачі. Готує пропозиції щодо організації і ведення радіаційної і хімічної розвідки, організації санітарної обробки людей, знезараження одягу, транспорту, техніки і споруд [26].

З небезпечних територій людей необхідно терміново евакуювати в безпечні райони пішим ходом, а також з допомогою всього наявного транспорту.

Населенню роз'яснюються правила поведінки і заходи захисту від радіаційного, хімічного або бактеріального забруднення (зараження). Забруднених радіоактивними, хімічними речовинами або біологічними засобами необхідно направити на санітарну обробку.

Для проведення заходів з ліквідації осередку бактеріологічного ураження залучаються в першу чергу сили і засоби, які опинилися на території осередку, в тому числі санітарно-епідемічні станції, ветеринарні станції, пересувні протиепідемічні загони, спеціалізовані протиепідемічні бригади, лікарні, поліклініки та інші медичні і ветеринарні установи та формування. Якщо цих сил і засобів недостатньо, то залучаються сили і засоби медичної та інших служб цивільного захисту (ЦЗ), які знаходяться за межами осередку. Перед введенням в осередок ураження особового складу формувань проводяться заходи щодо забезпечення їх захисту від інфекційних захворювань. Формування загального призначення залучаються для виявлення хворих та підозрілих на захворювання та їх ізоляцію, проведення знезараження території, будівель і споруд, санітарної обробки людей, дезінфекції одягу. У зоні карантину здійснюється суворий контроль за дотриманням населенням установленого режиму поведінки, виконуються інші протиепідемічні заходи.

Санітарна обробка людей поділяється на часткову і повну. Часткова обробка проводиться самостійно в осередках ураження або після виходу з них, а при забрудненні небезпечними хімічними і отруйними речовинами – негайно. Вона полягає в обробці відкритих ділянок тіла, одягу, взуття, засобів індивідуального захисту водою, при забрудненні радіоактивними речовинами, або рідиною з

індивідуального протихімічного пакету, при зараженні небезпечними хімічними і бактеріальними засобами і направлена на видалення радіоактивних речовин (РР), нейтралізацію або видалення небезпечних хімічних і отруйних речовин (НХР, ОР) і знищення біологічних засобів (БЗ).

Повна санітарна обробка полягає в обмиванні всього тіла гарячою водою з милом. Вона проводиться в стаціонарних умовах і на спеціально розгорнутих пунктах санітарної обробки. Одночасно з повною санітарною обробкою проводиться обеззараження одягу, взуття і засобів індивідуального захисту.

Обеззараження будівель, обладнання, техніки, транспорту полягає в дезактивації, дегазації і дезінфекціях заражених поверхонь відповідними розчинами.

Окремі ділянки місцевості можуть знезаражуватися шляхом зрізання і видалення зараженого шару ґрунту або снігу. Дороги з твердим покриттям знезаражуються водою при радіоактивному зараженні, дегазуючими речовинами і розчинами при хімічному і біологічному зараженні.

Дезактивація води проводиться фільтруванням, перегонкою, іонообмінними смолами і відстоюванням.

Продовольство і харчова сировина дезактивують шляхом обробки або заміни зараженої тари, а при відсутності тари – шляхом зняття зараженого шару. Продукти харчування, заражені НХР і ОР, а також заражена готова їжа знищуються.

Основні види рятувальних робіт повинні бути завершені до закінчення першої доби.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

В роботі розроблено проєкт виробничої будівлі підприємства з виготовлення, ремонту та обслуговування електротехнічного обладнання. Основними несучими конструкціями є сталеві колони, кроквяні ферми з парних кутників та прогони.

Виробнича будівля має просту прямокутну форму в плані, геометричні розміри в плані в осях А – К – 54 м, 1 – 15 – 84 м. Будівля одноповерхова, складається з двох паралельних прольотів однакової довжини і висоти з розмірами в плані в осях А – Д – 24 м, Д – К – 30 м.

В науково-дослідному розділі проведено дослідження напружено-деформівного стану металевих кроквяних ферм прольотом 30 м шляхом скінченно елементного моделювання. Проаналізовано параметри міцності, стійкості та деформативності даної конструкції. Виконано підбір та оптимізацію перетинів елементів конструкції.

БІБЛІОГРАФІЯ

1. Rahane, S.N., Nalawade, S.K. A Review on Optimization of Industrial Trusses // International Journal of Research in Engineering, Science and Management. – 2022. – Vol. 5, Issue 1. – P. 237–242.
2. Shved Y. Material consumption optimization of a welded rafter truss made of angle profiles / Yaroslav Shved, Yaroslav Kovalchuk, Liudmyla Bodrova, Halyna Kramar, Natalya Shynhera // Procedia Structural Integrity. – 2022. – Vol. 36. – Pp. 10-16.
3. Kovalchuk Y. The influence of the rods angular profile height on rectangular welder truss deformation / Yaroslav Kovalchuk, Natalya Shynhera // Вісник Тернопільського національного технічного університету. – Т. : ТНТУ, 2018. – Т. 88. – № 4. – С. 82-87.
4. Kamiński, M.; Błoński, R. Analytical and Numerical Reliability Analysis of Certain Pratt Steel Truss // Appl. Sci. – 2022. – Vol. 12. – 2901.
5. Kovalchuk Y. Stress-strain state of a bottom chord of a welded roof truss / Yaroslav Kovalchuk, Natalya Shynhera, Natalya Chornomaz // Scientific Journal of TNTU. — Tern. : TNTU, 2019. — Vol 93. — No 1. — P. 41–46.
6. Застосування методу стохастичного імітаційного моделювання для оптимізації конструктивних параметрів просторової ферми / Б. С. Крохмальний, В.М. Фірута, А.З. Ольшанський, А.П. Сорочак // Збірник тез доповідей X Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів «Актуальні задачі сучасних технологій», 24-25 листопада 2021 року.—Т.: ФОП Паляниця В.А., 2021. — Том I. — С. 46–47.
7. Experimental studies of a steel rafter arch with a perforated top chord / Volodymyr Romaniuk, Leonid Bezniuk, Volodymyr Supruniuk, Oleksandr Kononchuk, Olga Meshcheryakova, Andrii Sorochak // Procedia Structural Integrity. – Vol. 59. – 2024. – Pp. 479-486.
8. Features of the work of continuous perforated beams near intermediate supports / Volodymyr Romaniuk, Leonid Bezniuk, Volodymyr Supruniuk, Oleksandr

- Kononchuk, Olga Meshcheryakova, Andrii Sorochak // *Procedia Structural Integrity*. – Vol. 59. – 2024. – Pp. 471-478.
9. Будівельна кліматологія : ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. — [Чинний від 2011-11-01]. — К.: Мінрегіонбуд України, 2011. — 127 с. — (Національний стандарт України).
 10. Будівництво в сейсмічних районах України : ДБН В.1.1-12:2014. — [Чинний від 2014-10-01]. — К.: Мінрегіонбуд України, 2014. — 110 с. — (Національний стандарт України).
 11. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування : ДБН В.1.2-2:2006. — [Чинний від 2007-11-01]. — К. : Мінбуд України, 2006. — 75 с. — (Національний стандарт України).
 12. Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги : ДБН В.1.1-7:2016. — [Чинний від 2017-06-01]. — К.: Мінрегіонбуд, 2017. — 35 с. — (Національний стандарт України).
 13. Природне і штучне освітлення : ДБН В.2.5-28:2018. — [Чинний від 2019-03-01]. — К.: Мінрегіон України, 2018. — 133 с. — (Національний стандарт України).
 14. Сталеві конструкції. Норми проектування : ДБН В.2.6-198:2014. — [Чинний від 2015-01-01]. — К. : Мінрегіон України, 2022. — 220 с. — (Національний стандарт України).
 15. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення: ДБН В.2.1-10:2018. — [Чинний від 2019-01-01]. — К.: Мінрегіон України, 2018. — 35 с. — (Національний стандарт України).
 16. Теплова ізоляція та енергоефективність будівель : ДБН В.2.6-31:2021. — [Чинний від 2021-09-01]. — К.: Міністерство розвитку громад та територій України, 2022. — 23 с. — (Національний стандарт України).
 17. Визначення категорій приміщень, будинків та зовнішніх установок за вибухопожежною та пожежною небезпекою : ДСТУ Б В.1.1-36:2016. —

- [Чинний від 2017-01-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2022. – 60 с. — (Національний стандарт України).
18. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Прогини і переміщення. Вимоги проектування : ДСТУ Б В.1.2-3:2006. — [Чинний від 2007-01-01]. – К.: Мінбуд, 2006. – 15 с. — (Національний стандарт України).
19. Кутики сталеві гарячекатані нерівнополичні. Сортамент : ДСТУ 8769:2018. — [Чинний від 2020-01-01]. – К.: Мінрегіонбуд, 2018. – 18 с. — (Національний стандарт України).
20. Кутики сталеві гарячекатані рівнополичні. Сортамент : ДСТУ 2251:2018. — [Чинний від 2020-01-01]. – К.: Мінрегіонбуд, 2018. – 17 с. — (Національний стандарт України).
21. Ковальчук Я. О. Моделювання напружено-деформівного стану кроквяної ферми / Я. О. Ковальчук, Н. Я. Шингера, О. І. Качка // Збірник тез доповідей III наукової конференції „Прогресивні матеріали та технології в машинобудуванні, будівництві та транспорті“. – Т. : ТНТУ, 2015. – С. 10.
22. Ковальчук Я. О. Комп'ютерне моделювання деформації зварної ферми з косинками у вузлах / Ярослав Олексійович Ковальчук, Наталія Ярославівна Шингера // Вісник ТНТУ. — Т. : ТНТУ, 2016 — Том 83. — № 3. — С. 73-78.
23. Басара М. А. Довговічність к-подібних вузлів зварних ферм / М. А. Басара, Я. О. Ковальчук // Праці VI Міжнародної науково-технічної конференції „Пошкодження матеріалів під час експлуатації, методи його діагностування і прогнозування“, 24-27 вересня 2019 р. — Т. : ТНТУ, 2019. — С. 143–144.
24. Feng J. Robustness Analysis and Important Element Evaluation Method of Truss Structures / Feng J., Sun Y., Xu Y., Wang F., Zhang Q., Cai J. // Buildings. – 2021. – Vol. 11. – P. 436.
25. Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення : ДБН А.3.2-2-2009. — [Чинний від 2012-04-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2012. – 116 с. — (Національний стандарт України).

26.Техноекологія та цивільна безпека. Частина «Цивільна безпека» : Навчальний посібник / В.С. Стручок. – Тернопіль: ТНТУ ім. І.Пулюя, 2022. – 150 с.

Д О Д А Т К И

ДОДАТОК А

ТЕПЛОТЕХНІЧНИЙ РОЗРАХУНОК

А.1 Теплотехнічний розрахунок покриття

Розрахунок виконують відповідно до вимог [16].

Мета розрахунку: визначити товщину теплоізоляційного шару δ , м, для конструкції покриття промислової будівлі.

Вихідні дані:

Район будівництва – місто Тернопіль;

Зовнішня температура повітря $\theta_{ext} = -22^\circ\text{C}$;

Внутрішня температура повітря $\theta_{int} = 20^\circ\text{C}$ для виробничих приміщень.

Умови експлуатації конструкції А.

Вологісний режим нормальний.

Характеристика огорожувальної конструкції приведена в табл. А.1.

Таблиця А.1 – Матеріали шарів огорожувальної конструкції

№ шару	Матеріал шару	Товщина шару δ , м	Коефіцієнт теплопровідності, λ Вт/(м · °С)
1	ПВХ-мембрана одношарова	0,0012	0,3
2	Геотекстиль Геотекс 150	0,002	0,008
3	Мінераловатні плити	х	0,035
4	Поліетиленова плівка	0	0
5	Профлист оцинкований сталевий	0,0007	58

Термічний опір стінової конструкції можна визначити за формулою:

$$R_{\Sigma} = \frac{1}{h_{si}} + \sum_{i=1}^l R_i + \frac{1}{h_{se}} = \frac{1}{h_{si}} + \sum_{i=1}^l \frac{\delta_i}{\lambda_{ip}} + \frac{1}{h_{se}} \geq R_{q \min} \quad (\text{А.1})$$

де $h_{si} = 10 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{К})$ – коефіцієнти теплообміну внутрішньої поверхні;

$h_{se} = 23 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{К})$ – те ж, для зовнішньої поверхні;

δ_i – товщина шару конструкції;

λ_{ip} – його теплопровідність;

$R_{q \min} = 2,2 \text{ м}^2 \cdot \text{К}/\text{Вт}$ – для виробничих будівель першої температурної зони згідно [16].

Звідси визначимо

$$\delta_3 = \left(R_{q \min} - \left(\frac{1}{h_{si}} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_5}{\lambda_5} + \frac{1}{h_{se}} \right) \right) \cdot \lambda_3 =$$

$$= \left(2,2 - \left(\frac{1}{10} + \frac{0,0012}{0,3} + \frac{0,002}{0,008} + \frac{0,0007}{58} + \frac{1}{23} \right) \right) \cdot 0,035 = 0,063 \text{ м}$$

Приймаємо необхідну товщину утеплювача для покриття $\delta_3 = 0,1 \text{ м}$.

А.2 Теплотехнічний розрахунок плити стінового огороження

Розрахунок виконують відповідно до вимог [16].

Мета розрахунку: визначити товщину теплоізоляційного шару δ , м, для зовнішньої стіни промислової будівлі.

Вихідні дані – див. розділ А.1.

Характеристика огорожувальної конструкції приведена в табл. А.2.

З формули (А.1) знайдемо

Таблиця А.2 – Матеріали шарів огорожувальної конструкції

№ шару	Матеріал шару	Товщина шару δ , м	Коефіцієнт теплопровідності, λ Вт/(м · °С)
1	Профлист оцинкований	0,0005	58
2	Мінеральна вата	х	0,035
3	Профлист оцинкований	0,0005	58

$$\begin{aligned}\delta_2 &= \left(R_{q\min} - \left(\frac{1}{h_{si}} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{1}{h_{se}} \right) \right) \cdot \lambda_2 = \\ &= \left(2,2 - \left(\frac{1}{10} + \frac{0,005}{58} + \frac{0,005}{58} + \frac{1}{23} \right) \right) \cdot 0,035 = 0,072 \text{ м}\end{aligned}$$

Приймаємо необхідну товщину утеплювача для стінового огородження $\delta_2 = 0,1 \text{ м}$.

ДОТАТОК Б

РЕЗУЛЬТУЮЧІ ПЕРЕРІЗИ СТРИЖНІВ ФЕРМИ

Таблиця Б.1 – Перерізи стрижнів ферми

Елемент ферми	Стрижень	l, см	Розрахункове зусилля, кН		Перетин	Площа A, см ²	Розрахункові довжини, см		Радіуси інерції, см		Гнучкості			$\varphi_{\min}$	γ_c	$R_y \gamma_c$	Перевірка перерізу	
			Розтяг	Стиск			$l_{ef,x}$	$l_{ef,y}$	i_x	i_y	λ_x	λ_y	$[\lambda]$				міцність Н/мм ²	стійкість Н/мм ²
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
Нижній пояс	1-2	600	227,19		┐90x56x6	8,54	600	600	1,58	4,49	384,6	133,6	400	1	1	240	130,4	
	2-3	600	518,99		┐110x70x8	13,93	600	900	1,98	5,41	303	166,4	400	1	1	240	182,1	
	3-5	600	605,14		┐110x70x8	13,93	600	900	1,98	5,41	303	166,4	400	1	1	240	211,3	
Верхній пояс	9-10	300		-400,18	┐160x100x9	22,9	300	300	2,85	7,67	105,3	39,1	142,8	0,572	1	240		149,5
	10-11	300		-400,18	┐160x100x9	22,9	300	300	2,85	7,67	105,3	39,1	142,8	0,572	1	240		149,5
	11-12	300		-583,60	┐180x110x10	28,3	300	300	3,12	8,62	96,2	34,8	136,2	0,6	1	240		175,2
	12-13	300		-583,60	┐180x110x10	28,3	300	300	3,12	8,62	96,2	34,8	136,2	0,6	1	240		175,2
Стілки	1-8	315		-48,30														
	2-10	315		-56,89														
	3-12	315		-56,89														
	5-14	315		-56,89	┐56x5	5,41	252	315	1,72	2,69	146,5	117,1	166,8	0,304	0,8	198		170,3
	6-16	315		-56,89														
	7-18	315		-48,30														

Продовження таблиці Б.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
Розкоси	1-9	435		-329,42	—125x80x8	16	217,5	435	2,28	6,06	95,4	71,78	142,2	0,4	1	240	152,6	
	2-9	435	250,84		—63x6	7,28	348	435	1,93	2,999	180,3	145,48	400		1	240	168,35	
	2-11	435		-172,27	—75x6	8,78	348	435	2,3	3,44	109,5	91,5	169,8	0,538	0,8	198		175,9
	3-11	435	93,69		—50x5	4,8	348	435	1,53	2,45	227,5	177,6	400		1	240	92,2	
	3-13	435		-31,23	—63x6	7,28	348	435	1,93	2,99	179,4	146,9	180	0,204	0,8	198		123,5
	5-13	435		-31,23	—63x6	7,28	348	435	1,93	2,99	179,4	146,9	180	0,204	0,8	198		123,5
	5-15	435	93,69		—50x5	4,8	348	435	1,53	2,45	227,5	177,6	400		1	240	92,2	
	6-15	435		-172,27	—75x6	8,78	348	435	2,3	3,44	109,5	91,5	169,8	0,538	0,8	198		175,9
	6-17	435	250,84		—63x6	7,28	348	435	1,93	2,999	180,3	145,48	400		1	240	168,35	
	7-17	435		-329,42	—125x80x8	16	217,5	435	2,28	6,06	95,4	71,78	142,2	0,4	1	240	152,6	