

Міністерство освіти і науки України
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя

Факультет інженерії машин, споруд і технологій
(повна назва факультету)
Кафедра будівельної механіки
(повна назва кафедри)

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на здобуття освітнього ступеня

Магістр

(назва освітнього ступеня)

на тему: Станція обслуговування повітряних суден у Львові із моделюванням
роботи великопролітної ферми

Виконав: студент 6 курсу, групи МБмд-61
спеціальності

192 Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва спеціальності)

Студент

(підпис)

Сокотов Ю. В.

(прізвище та ініціали)

Керівник

(підпис)

Ігнат'єва В.Б.

(прізвище та ініціали)

Нормоконтроль

(підпис)

Мещерякова О. М.

(прізвище та ініціали)

Завідувач кафедри

(підпис)

Ясний В. П.

(прізвище та ініціали)

Рецензент

(підпис)

Чубик В.Ф.

(прізвище та ініціали)

Тернопіль
2024

Міністерство освіти і науки України
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя

Факультет Факультет інженерії машин, споруд і технологій

(повна назва факультету)

Кафедра Будівельної механіки

(повна назва кафедри)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

Ясній В.П.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

« »

2024 р.

З А В Д А Н Н Я
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ

на здобуття освітнього ступеня Магістр

(назва освітнього ступеня)

за спеціальністю 192 Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва спеціальності)

студенту Сокотову Юрію Вікторовичу

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Станція обслуговування повітряних суден у Львові із моделюванням роботи великопролітної ферми

Керівник роботи Ігнат'єва Вікторія Борисівна, к.т.н. доц.

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

Затверджені наказом ректора від « 12 » 11 2024 року № 4/7-1093

2. Термін подання студентом завершеної роботи

3. Вихідні дані до роботи Місце розташування об'єкту.

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

Архітектурно будівельний розділ, розрахунково-конструктивний розділ, науково дослідний розділ, охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.

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

Плани поверхів. Фасади, розрізи. Конструктивні рішення, вузли, деталі та специфікації до них.

6. Консультанти розділів роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Охорона праці	Каспрук В.Б. доцент		
Безпека в надзвичайних ситуаціях	Стручок В.С. ст. викл.		
Нормоконтроль	Мешерякова О.М. ст.викл.		

7. Дата видачі завдання

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

[illegible]

Студент

(підпис)

СОКОТОВ Ю.В.

(прізвище та ініціали)

Керівник роботи

(підпис)

Ігнат'єва В.Б.

(прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

ВСТУП	6
РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ	9
1.1 Вихідні дані	9
1.2 Опис та обґрунтування зовнішнього та внутрішнього вигляду споруди, її просторової, планувальної та функціональної організації	9
1.3 Обґрунтування прийнятих об'ємно-просторових та архітектурно-художніх рішень	11
1.4 Опис і обґрунтування композиційних прийомів під час оформлення фасадів та інтер'єрів будівлі	11
1.5 Опис рішень з оздоблення приміщень.....	12
1.6 Архітектурні рішення, що забезпечують природне освітлення приміщень	15
1.7 Архітектурно-будівельні заходи, що забезпечують захист приміщень від шуму, вібрації та іншого впливу.	15
РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНКОВО - КОНСТРУКТИВНИЙ	17
2.1 Вихідні дані	17
2.2 Компонування конструктивної схеми каркаса будівлі	17
2.3 Розбивка сітки колон	18
2.4 Влаштування зв'язків	19
2.5 Збір навантажень на каркас будівлі	20
2.6 Розрахунок поздовжньої рами	30
2.6.1 Розрахунок у SCAD	30
2.6.2 Розрахунок колони по осі П (К-2).....	34
2.6.3 Розрахунок у ПК SCAD.....	35
2.7 Фундаменти	36
2.7.1 Характеристики ґрунтових умов.....	36
2.7.2 Визначення навантажень, що діють на обріз фундаменту	38
2.7.3 Проектування стовпчастого фундаменту під гілки наскрізної колони	40
2.7.4 Визначення глибини закладення фундаменту	40

	4
2.7.5 Визначення розмірів підшви фундаменту.....	41
2.7.8 Визначення розрахункового опору ґрунту.....	42
2.7.9 Перевірка умов розрахунку основи за деформаціями	43
2.7.10 Конструювання стовпчастого фундаменту	45
2.7.11 Проектування пальового фундаменту під гілки поздовжньої рами ...	46
2.7.12 Визначення параметрів фундаменту.....	47
2.7.13 Несуча здатність палі по ґрунту	48
2.7.14 Визначення числа паль у фундаменті та конструювання ростверку..	49
2.7.15 Розрахунок пальового фундаменту за несучою здатністю.....	50
2.7.16 Конструювання пальового фундаменту.....	51
2.7.17 Розрахунок ростверку на продавлювання колоною	52
2.7.18 Розрахунок ростверку на продавлювання кутовою палею.....	53
2.7.19 Техніко-економічне порівняння фундаментів	54
РОЗДІЛ 3 НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА	55
3.1 Варіант №1 - Аркове покриття з поздовжніми гратчастими арками циркульного обрису і поперечними фермами-прогонами.....	55
3.2 Варіант №2 - Балкове покриття зі шпренгельних ферм	56
3.3 Варіант №3 - Рамно-балкове покриття з поперечних похилих ферм по поздовжній рамі.....	58
3.4 Остаточний вибір варіанту конструктивної схеми покриття.....	61
3.5 Висновок по розділу 3	62
РОЗДІЛ 4 ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ.....	63
4.1 Основні положення щодо охорони праці	63
4.1.1 Інженерні рішення з охорони праці	63
4.1.2 Огородження території.....	65
4.1.3 Визначення небезпечних зон на будівельному майданчику	65
4.1.4 Організація безпечних умов праці земляних робіт	66
4.1.5 Організація безпечних умов праці бетонних робіт	66
4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях	69

	5
4.2.1 Розрахунок забезпечення безпечної евакуації людей	69
4.3 Висновки за розділом 4	71
ВИСНОВКИ	72
БІБЛІОГРАФІЯ	73

ВСТУП

Темою кваліфікаційної роботи є "Станція виконання регламентних робіт і зберігання повітряних суден у м. Львів з моделюванням роботи великопролітної ферми".

Проектований об'єкт призначений для проведення регламентних робіт для двох літаків Airbus A320 (або аналогів зі схожими габаритними розмірами). Слід зазначити, що для виробничого процесу з виконання регламентних робіт виникає необхідність забезпечення заданої відстані між опорами, зважаючи на умови паралельного обслуговування двох великогабаритних літаків із застосуванням різних підйимально-транспортних пристроїв, що здійснюють стоянки в зоні проведення робіт, а також засобів підмоцнування, встановлених на час проведення робіт. Мінімальний проліт будівлі - 102 м. У зв'язку з цим станцію необхідно проектувати з урахуванням вимог до будівель з підвищеним класом наслідків.

Актуальність теми кваліфікаційної роботи. Розвиток авіаційної інфраструктури є важливою складовою сучасного транспортного комплексу України, особливо в контексті інтеграції країни до європейського авіаційного простору. Місто Львів, як один із ключових транспортних вузлів Західної України, відіграє значну роль у забезпеченні пасажирських і вантажних перевезень. Зростання обсягів авіаперевезень та збільшення кількості повітряних суден, що базуються або обслуговуються у Львові, вимагає створення нових спеціалізованих об'єктів, таких як станції виконання регламентних робіт та зберігання авіатехніки.

В умовах сучасних економічних і технологічних викликів надзвичайно важливо впроваджувати інноваційні підходи до проектування інфраструктури авіаційної галузі. Одним із перспективних рішень є моделювання та оптимізація роботи великопролітних конструкцій, зокрема ферм, які використовуються для будівництва ангарів і технічних станцій. Використання таких конструкцій дозволяє забезпечити високий рівень функціональності, надійності та економічної ефективності споруд, що відповідають сучасним стандартам і вимогам галузі.

Кваліфікаційна робота, присвячена розробці проекту станції виконання

регламентних робіт і зберігання повітряних суден із застосуванням моделювання роботи великопролітної ферми, є актуальною через необхідність:

- підвищення ефективності експлуатації авіаційної техніки;
- забезпечення умов для технічного обслуговування повітряних суден у регіоні;
- оптимізації витрат на будівництво й експлуатацію об'єктів авіаційної інфраструктури;
- впровадження сучасних технологій моделювання та аналізу будівельних конструкцій.

Результати дослідження можуть стати основою для впровадження інноваційних рішень у проектуванні й експлуатації подібних об'єктів, що сприятиме розвитку авіаційної галузі та економічного потенціалу регіону.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Робота виконана згідно з тематикою науково-дослідних робіт кафедри будівельної механіки ТНТУ ім. І. Пулюя та державними програмами надійності і економічності будівельних виробів, матеріалів і конструкцій.

Метою кваліфікаційної роботи є розробка проєкту станції виконання регламентних робіт і зберігання повітряних суден у м. Львів з моделюванням роботи великопролітної ферми.

Для досягнення поставленої мети необхідно виконати наступні **завдання**:

- розробити основні архітектурно-будівельні та конструктивні рішення станції виконання регламентних робіт і зберігання повітряних суден;
- розрахувати основні параметри несучих конструкцій станції виконання регламентних робіт і зберігання повітряних суден відповідно до діючих навантажень;
- дослідити основні ефективність застосування залізобетонного та металевих каркасів при будівництві багатоповерхового мультифункціонального центру;
- розробити основні рекомендації з охорони праці та цивільного захисту населення.

Об'єктом дослідження є каркас одноповерхової виробничої будівлі.

Предметом дослідження є ефективність застосування рамно-балкових ферм.

Методи дослідження. У роботі використано моделювання несучих конструкцій виробничої будівлі методом скінчених елементів.

Наукова новизна отриманих результатів полягає у систематизації даних стосовно особливостей застосування рамно-балкових ферм.

Практичне значення отриманих результатів – це можливість проектування надійних та оптимальних великопролітних конструкцій покриття для виробничих приміщень.

Апробація результатів кваліфікаційної роботи виконана на XIII Міжнародні науково-технічні конференції молодих учених та студентів «Актуальні задачі сучасних технологій» (Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя, 11-12 грудня 2024 року).

Публікації результатів кваліфікаційної роботи виконана на вищезгаданій конференції із публікацією тез доповіді.

Ключові слова: металеві конструкції, ферма, скінчено-елементна модель, виробнича будівля.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

1.1 Вихідні дані

Будівельний майданчик, наданий для будівництва станції виконання регламентних робіт і зберігання повітряних суден, розташований на території міжнародного аеропорту м. Львів.

Район будівництва - м. Львів Згідно [8]:

- температура повітря найбільш холодної п'ятиденки із забезпеченістю 0,92: - 33 °С згідно з [8]:
- вага снігового покриву для II району - 1.0 кПа.
- значення вітрового тиску для III району - 0.38 кПа.

1.2 Опис та обґрунтування зовнішнього та внутрішнього вигляду споруди, її просторової, планувальної та функціональної організації

Проектованим об'єктом є будівництво промислової будівлі, призначеної для виконання регламентних робіт і зберігання повітряних суден без використання вибухонебезпечних матеріалів, речовин і пристроїв.

Міжнародний аеропорт Львів є місцем базування багатьох авіакомпаній. Планувальне рішення обумовлене вимогою на розміщення двох літаків наближеними до габаритів Airbus A320.

Будівля одноповерхова, прямокутної форми в плані з розмірами в осях - 72х108 метрів, висотою за ухилом покрівлі від 19.85 м до 25.85 м, з вбудованим АПК.

Вбудований АПК складної форми в плані, змінної поверховості: основний двоповерховий корпус АПК розмірами в плані - 30,8х11,435 м, висотою поверху - 3,3 м, з прибудованим одноповерховим корпусом вхідної групи розмірами в плані - 9х5,4 м, висотою поверху - 3,3 м;

Покрівля - односхила; Ухил покрівлі - 5 град; Водостік організований;

Конструктивна схема будівлі: каркасна, із самонесучими стінами. Будівельна система: повнозбірна, каркасно-панельна, з відправними елементами заводського виконання.

Каркас виконаний зі сталевих конструкцій. Зовнішні стіни - стінові навісні сендвіч-панелі. Покриття покрівлі - покрівельні сендвіч-панелі.

Сендвіч-панелі являють собою стандартну тришарову конструкцію з двома жорсткими профільованими листами і утеплювачем між ними.

Несучі конструкції будівлі:

- сталевий каркас: колони наскрізного перерізу заввишки 21 м; колони складеного перерізу заввишки 15 м; фахверкові колони з прокатного двотавра змінної висоти; сталеві поздовжні рами наскрізного перерізу прольотом 102 м; сталеві кроквяні ферми-балки прольотом 66 м;
- по фахверкових колонах влаштовують стінові прогони прокатного профілю;
- стінові навісні сендвіч-панелі кріпляться до стінових прогонів;
- фундаменти - стовпчасті на пальовій основі. Застосований тип паль - забивні 300х300 довжиною 8-12м;
- покриття з покрівельних сендвіч-панелей влаштовується по прогонах із прокатного швелера;
- відмітки з огороження покрівлі - плюс 20,200м - плюс 26,200 м.

У будівлі цеху передбачені приміщення санітарно-побутового призначення та приміщення, необхідні для роботи персоналу з фарбування літака. Також передбачені евакуаційні виходи та виїзди.

Зовнішнє оздоблення фасадів - стінові сендвіч-панелі пофарбовані в колір синього відтінку RAL5005, полотна воріт пофарбовані в сірий відтінок RAL9018, що повною мірою відповідає авіаційній тематиці.

Заповнення віконних прорізів виконано віконними блоками з полівінілхлоридних профілів із двокамерними склопакетами. Розробку та монтаж виконують спеціалізовані фірми-постачальники.

1.3 Обґрунтування прийнятих об'ємно-просторових та архітектурно-художніх рішень

Об'ємно-просторові та архітектурно-художні рішення в проєкті прийняті на підставі:

- чинних будівельних норм і правил;
- завдання на проєктування;
- договору на виконання проєктних робіт.

Проєктом передбачено конструктивні та об'ємно-планувальні рішення, що забезпечують пожежну безпеку будівлі та евакуацію людей у разі пожежі.

Також об'ємно-просторові рішення будівлі центру забезпечують необхідне природне освітлення і вентиляцію.

Архітектурна виразність будівлі досягається застосуванням в оздобленні фасадів сучасних матеріалів, а також колірним рішенням фасадів відповідно до специфіки експлуатації будівлі.

1.4 Опис і обґрунтування композиційних прийомів під час оформлення фасадів та інтер'єрів будівлі

Архітектурно будівля являє собою єдиний об'єм простої призматичної форми, з ділянками світлопрозорих конструкцій. Кольорове рішення, елементи оздоблення та облицювання фасаду, деталі фасаду і вхідних груп відповідають загальній концепції будівель і споруд, розташованих на території будівництва, а також відповідають авіаційній колірній тематиці.

Композиційні прийоми, що використовуються під час оформлення фасадів та інтер'єрів, обґрунтовані компоновальними рішеннями, що забезпечують найбільш раціональне використання будівлі за її прямим призначенням.

Кольорове рішення об'єкта будівництва див. графічну частину цього розділу.

1.5 Опис рішень з оздоблення приміщень

Огороджувальні конструкції:

- панель стінова зовнішня 6500 x 1200 такої конструкції:
- профільований метал 0,5 мм;
- мінераловатний утеплювач $t=200$ мм;
- профільований метал 0,5 мм; Питома вага панелі становить 33 кг/ м².

Як утеплювач використовується жорсткий мінераловатний утеплювач.
Коефіцієнт теплопровідності плит 0,042 Вт/(м×°С)

Стіни адміністративно-побутового комплексу (АПК) - несучі та самонесучі з цегли повнотілої товщиною 250 мм. Перегородки АПК виконані з цегли повнотілої товщиною 120 мм.

Сходові марші в АПК виконані збірними залізобетонними по сталевих косоурах.

Міжповерхове перекриття АПК, покриття АПК, а також покриття майстерень і складів виконують із залізобетону за незнімною опалубкою з профлиста по сталевих двотаврових балках прокатного профілю.

Усі сталеві елементи (колони, зв'язки, ферми тощо) покриваються вогнезахисною фарбою .

У приміщеннях складів і майстерень стіни оштукатурюють по сітці, оздоблення стель не передбачається.

Усі стіни приміщеннях АПК стіни оштукатурюють.

У приміщеннях санвузлів і душових на висоту 1,8 м від рівня чистої підлоги влаштовується настінна керамічна плитка.

У всіх приміщеннях стіни фарбують акриловою фарбою, зокрема в приміщеннях санвузлів і душових, у зонах, де не передбачено влаштування керамічної плитки.

У приміщеннях санвузлів і душових передбачається вологостійка рейкова підвісна стеля.

В інших приміщеннях АПК передбачається система підвісних стель

"Армстронг".

У всіх приміщеннях АПК, Майстерень і складів колони металевго каркаса будівлі обшиваються ГКЛ (Гіпсокартонний лист вогнестійкий) на висоту поверху.

Відомість оздоблення стін приміщень подано в таблиці 2.1.

Номер приміщень див. експлікацію приміщень у графічній частині цього розділу.

Таблиця 1.1 - Відомість оздоблення приміщень

Найменування або номер приміщення	Вид оздоблення елементів інтер'єрів				Примітка
	Стеля	S,м²	Стіни, колони, перегородки	S,м²	
4, 5,6,7,8,9,10, 13,15,16,18,19, 21,22,22,24,25	Підвісна стеля (Система "Армстронг")	468,8	ГКЛ	5	
			Штукатурка, акрилова фарба	1212,5	
11,12,14,17,23,26	Підвісна рейкова стеля	160,2	Штукатурка, акрилова фарба	184,56	на висоту 1,2 м
			Плитка керамічна настінна настінна глазурована	276,84	На висоту 1,8 м
2.1, 2.2, 2.3, 2.4, 3.1, 3.2	-	-	ГКЛО	37,9	
			Штукатурка, акрилова фарба	1608,75	
	-	-	Вогнезахисна фарба для металоконструкцій	8316,66	За розгорткою МК. Всі металеві елементи
1			ТУ 20.30.11-021-92450604-2018		
			Штукатурка, акрилова фарба	1326,24	Оздоблення фасадів АПК, Майстерень, Складів

Підлоги:

В основному виробничому приміщенні ціна - чистова бетонна підлога по підготовленій поверхні, зміцнена сумішшю на кварцовій основі, з подальшим покриттям лаком поліуретановим лаком на водній основі.

У всіх приміщеннях і коридорах адміністративно-побутового комплексу керамогранітна плитка.

У приміщеннях із підвищеною вологістю виконують додаткову гідроізоляцію - 4 шари гідросклоізолу на бітумно-полімерній мастиці.

Двері, ворота:

Основні ворота цеху:

Складні ворота з подвійною стінкою, з ізоляційним заповнювачем із мінеральної вати, індивідуального виготовлення.

Стулки воріт - клас будівельних матеріалів А2 (не займистий)

Ворота складів і майстерень відділень металеві розпашні та підйомні протипожежні за [9], заводського виготовлення. Зовнішні двері сталеві розпашні протипожежні за [9] з межею вогнестійкості не менше ніж Е30, виконані спеціалізованою організацією. Зовнішні двері сталеві розпашні за [9]. Двері внутрішні дерев'яні розпашні за [9]. Зовнішні двері обладнані пристроями для замикання, протидії злому, ущільнювачами в притворах і доводчиками.

Вікна в алюмінієвих палітурках із двокамерним заповненням з наведеним опором теплопередачі не менше ніж $0,63 \text{ м}^2 \text{ } ^\circ\text{C}/\text{Вт}$.

Покрівля:

Покриття покрівлі утрамбовується по прогонах із прокатного швелера.

Покрівля будівлі виконана з покрівельних сендвіч-панелей із зовнішнім шаром із профлисту.

Панель стінова зовнішня 6500 x 1200 такої конструкції:

- профільований метал 0,5 мм;
- мінераловатний утеплювач $t=200$ мм;
- профільований метал 0,7 мм; Питома вага панелі становить 33 кг/м^2 .

Як утеплювач використовується жорсткий мінераловатний утеплювач. Коефіцієнт теплопровідності плит $0,042 \text{ Вт}/(\text{м} \times ^\circ\text{C})$

Усі матеріали та вироби, прийняті в проєкті, повинні мати всі необхідні сертифікати, що підтверджують можливість їх застосування відповідно до вимог чинних норм у сфері пожежної, санітарно-гігієнічної та іншої безпеки. Заміна матеріалів і виробів на їхні аналоги допускається тільки за наявності у виробника всієї необхідної документації, а також в обов'язковому порядку узгоджується з проєктувальником.

1.6 Архітектурні рішення, що забезпечують природне освітлення приміщень

Об'ємно-планувальні рішення проєктованої будівлі забезпечують природне освітлення приміщень із постійним перебуванням людей через конструктивні світлові прорізи. Світлові прорізи запроектовано з урахуванням вимог [3].

Освітлення основного приміщення відбувається через вікна, розташовані на фасадах будівлі.

Розміщення та орієнтація прилеглих об'єктів не впливає на природне освітлення приміщень. Затінення будівлі сусідніми об'єктами та елементами рельєфу не відбувається.

1.7 Архітектурно-будівельні заходи, що забезпечують захист приміщень від шуму, вібрації та іншого впливу.

Джерелами шуму в будівлі є:

Ударний шум усередині будівлі під час обслуговування літаків;

- повітряний шум, що проникає з коридорів через дверні отвори, а також через стіни і перегородки із сусідніми приміщеннями;

- повітряний шум від роботи інженерно-технологічного обладнання (насоси, вентилятори, компресори, шум від роботи з ручним, електро- і пневмо-інструментом), що проникає через огорожувальні конструкції в приміщення АПК;

- структурний шум від інженерно-технологічного обладнання будівлі;

- високочастотна вібрація електрощитової, що поширюється по несучих конструкціях будівлі;

- низькочастотна вібрація вентиляційного обладнання, а також середньочастотна вібрація вентиляційних коробів і повітропроводів поширюється по несучих конструкціях будівлі;

Під час проєктування об'єкта зниження шуму і вібрації на шляху поширення досягається комплексом будівельно-акустичних заходів: архітектурно-

планувальних і акустичних.

Архітектурно-планувальні - планування приміщень і конструкцій будівель, за яких джерела шуму максимально віддалені від приміщень із найменшими допустимими рівнями шуму і межують із такими, де менш жорсткі вимоги до допустимих рівнів шуму.

Акустичні заходи - це вібро- і звукоізоляція обладнання, застосування звукопоглинальних конструкцій у приміщеннях із джерелами шуму, встановлення глушників шуму в системах вентиляції, застосування малOSHумного обладнання та вибір правильного (розрахункового) режиму його роботи, та інші.

РОЗДІЛ 2

РОЗРАХУНКОВО - КОНСТРУКТИВНИЙ

2.1 Вихідні дані

Будівельний майданчик, наданий для будівництва станції обслуговування і зберігання повітряних суден, розташований на території міжнародного аеропорту Львів за адресою: Львівська область, м. Львів.

Район будівництва - м. Львів Згідно [8]:

– температура повітря найхолоднішої п'ятиденки із забезпеченістю 0,92: - 23 °С;

Згідно з [6]:

- вага снігового покриву для II району - 1.0 кПа;
- значення вітрового тиску для III району - 0.38 кПа.

Споруда прямокутного обрису в плані. Будівля одноповерхова, прямокутної форми в плані з розмірами в осях - 72х108 метрів, висотою за ухилом 5° односхилої покрівлі від 19.85 м до 25.85 м, з вбудованим АПК.

Призначення споруди - виконання регламентних робіт і зберігання повітряних суден.

Регламентні роботи (важкі форми обслуговування) - планові періодичні роботи на повітряному судні, що виконуються за нальотом або за часом експлуатації ПС у техніко-експлуатаційній частині.

2.2 Компонування конструктивної схеми каркаса будівлі

Будівля прямокутної форми в плані, поздовжньо-поперечного компонування, розмірами в осях 1-21, рядах А-П становлять 108000х72000 мм.

У поздовжньому напрямку в рядах А і Б влаштовується жорсткий рамний блок, що складається з двох безшарнірних рам, об'єднаних у єдину просторову порталну раму. Проліт рамного блоку становить 102 м.

У поперечному напрямку на рамний блок по ряду Б і на колони по ряду П

шарнірно спираються поперечні ферми з кроком 6м. Проліт ферм становить 66 м.

Стійкість поздовжніх рам і поперечних ферм забезпечується системою вертикальних зв'язків на покритті, а також системою горизонтальних зв'язків у нижніх і верхніх поясах.

По фермах і рамах влаштовують прогони. По прогонах укладаються покрівельні сендвіч-панелі, що забезпечують загальну стійкість прогонів.

Колони жорстко затиснуті у фундаменті.

Розрахунок сталевго каркаса виконано в програмному комплексі "SCAD 21.1".

На основі результатів розрахунку каркаса виконуються детальні розрахунки щодо міцності та стійкості несучих елементів і вузлів відповідно до вимог чинних норм, потім вносяться необхідні зміни в жорсткісні характеристики елементів каркаса і перевіряються його деформативні властивості.

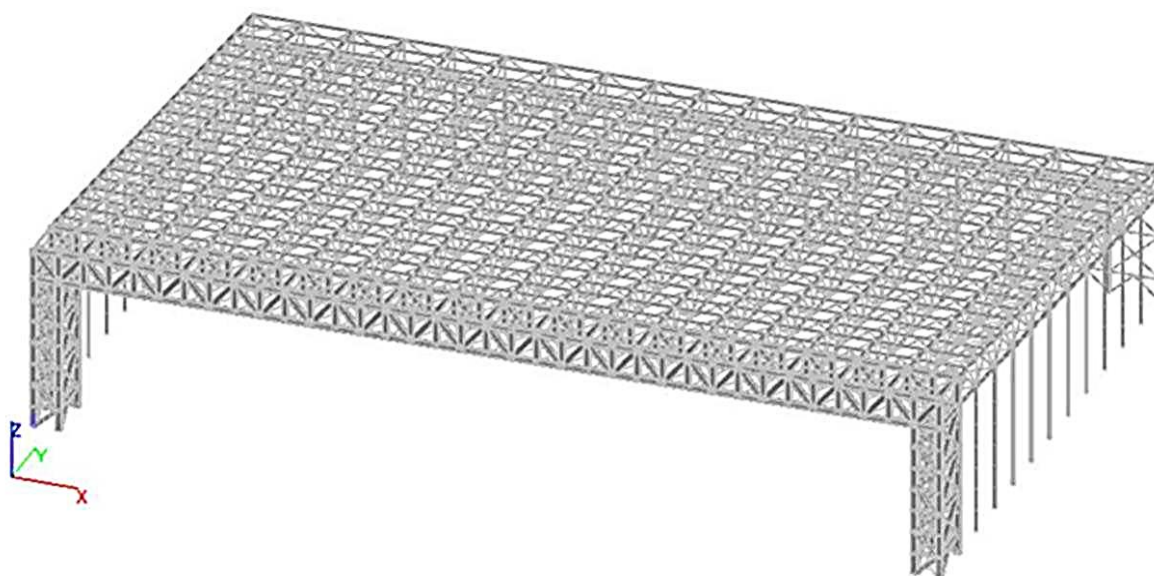


Рисунок 2.1 - Просторова схема сталевго каркаса

2.3 Розбивка сітки колон

По осі П приймаємо крок колон 6 м і шарнірно спираємо на них поперечні кроквяні ферми, відповідно з кроком 6 м. Колони жорстко защемлені у фундаменті. Прив'язку колон приймаємо центральну.

2.4 Влаштування зв'язків

Зв'язки по фермах і рамах

Компонування конструктивної схеми каркаса включає постановку зв'язків по покриттю будівлі, між колонами і між рамами. Вони призначені для зменшення розрахункових довжин елементів конструкцій; сприйняття вітрових навантажень; забезпечення геометричної незмінності та просторової роботи каркаса, а також збереження проєктного положення елементів каркаса в процесі виконання БМР і експлуатації.

Горизонтальні зв'язки ЗГ-1 влаштовують за верхнім і нижнім поясами рам у рядах А-Б, СГ-2 за верхнім і нижнім поясами кроквяних ферм в осях 1-3, 19-21. Вони служать для закріплення від зсувів поясів ферм і прогонів.

Вертикальні зв'язки ЗВ-2 влаштовують у прогонових частинах поздовжніх рам у рядах А-Б і в сукупній роботі зі зв'язками ЗГ-1 утворюють жорсткий рамний блок, що складається з двох безшарнірних рам, об'єднаних у єдину просторову порталну раму.

Вертикальні зв'язки ЗВ-3 влаштовують між кроквяними фермами в осях 3-19 з кроком 6м. Ці зв'язки розкріплюють ферми кроквяні ферми Ф-2 і забезпечують просторову роботу каркаса.

Вертикальні зв'язки по колонах.

Ці зв'язки забезпечують поздовжню жорсткість каркаса, необхідну для нормальної його експлуатації, забезпечують стійкість колон, а також сприймають вітрові навантаження.

Вертикальні зв'язки влаштовують по колонах по ряду П у вісях 1-2, 3-4, 6-7, 8-9, 10-11, 12-13, 13-14, 15-16, 18-21.

Кліматичні умови

Район будівництва - м. Львів Згідно [8]:

– температура повітря найхолоднішої п'ятиденки із забезпеченістю 0,92:
- 33 °С

Згідно з [8]:

- вага снігового покриву для II району - $s_0 = 1,0 \text{ кН/м}^2$;
- значення вітрового тиску для III району - $w_0 = 0,38 \text{ кПа}$;

2.5 Збір навантажень на каркас будівлі

Власну вагу металевих конструкцій визначаємо відповідною командою в ПК "SCAD".

Таблиця 2.1 - Збір навантажень на 1 м^2 покриття

Склад	Нормативне навантаження, кН/м^2	Коефіцієнт надійності за навантаженням	Розрахункове навантаження, кН/м^2
1. Постійні			
1.1 Покрівельна сендвіч-панель $t=200\text{мм}$	0,33	1,2	0,396
1.2 Стінова сендвіч-панель $t=200\text{мм}$	0,33	1,2	,396
Разом постійні	0,66		$q_{p.п} = 0,792$
2. Тимчасові (короткочасні)			
2.1 Снігове навантаження $s=s_0 \cdot \mu$ ($\mu=1$)	1,0	1,4	1,40
2.2 Вітрове навантаження W_n	0,38	1,4	0,53
Разом тимчасові			$q_{p.в} = 1,93$
УСЬОГО			$q_p = 2,72$

Снігове навантаження

Нормативне значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття визначається за формулою

$$S_0 = s_e \cdot s_t \cdot \mu \cdot S_g = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,0 = 1,0 \text{ кПа (кН/м}^2\text{)},$$

де s_e - коефіцієнт, що враховує знесення снігу з покриття будівлі під дією

вітру;

c_t - термічний коефіцієнт;

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

S_g - нормативне значення ваги снігового покриву на 1 м^2 горизонтальної поверхні (м. Львів належить до II снігового району $S_g = 1,0 \text{ кПа (кН/м}^2 \text{)}$).

Розрахункове значення снігового навантаження визначається за формулою

$$S = S_0 \cdot \gamma_f = 1,0 \cdot 1,4 = 1,4 \text{ кПа(кН/м}^2 \text{)},$$

де γ_f - коефіцієнт надійності за навантаженням.

Вітрове навантаження

Місто Львів за [8, карта 3] належить до III вітрового району, отже, згідно з [8, табл. 11.1] нормативне значення вітрового впливу становить $w_n = 0,38 \text{ кПа}$.

У всіх випадках нормативне значення основного вітрового навантаження слід визначати як суму середнього w_m і пульсаційної w_g складової:

$$w = w_n + w_g$$

Нормативне значення середньої складової основного вітрового навантаження w_m залежно від еквівалентної висоти z_e над поверхнею землі слід визначати за формулою:

$$w_m = w_0 k(z_e) c$$

де w_0 - нормативне значення вітрового тиску;

$k(z_e)$ - коефіцієнт, що враховує зміну вітрового тиску для висоти z_e ;

c - аеродинамічний коефіцієнт.

Еквівалентна висота $z_e = h$ для будівель за умови $h \leq d$

де d - розмір будівлі (без урахування її стилобатної частини) у напрямку, перпендикулярному розрахунковому напрямку вітру (поперечний розмір);

h - висота будівлі.

Коефіцієнт $k(z_e)$ для висот $z \leq 300 \text{ м}$ визначається за таблицею 11.2 [8]. Розрахункове значення вітрових навантажень на 1 м^2 поверхні підраховується за формулою:

$$w = w_n \cdot \gamma_f$$

де $w_n = w_m + w_p$ - нормативне значення вітрового навантаження;

$\gamma_f = 1,4$ - коефіцієнт надійності за навантаженням для вітрового навантаження.

Значення пульсаційної складової w_p основного вітрового навантаження задамо за допомогою програмного комплексу SCAD.

Розрахунок вітрового навантаження на каркас будівлі

Таблиця 2.2 - Вихідні дані для завдання вітрового навантаження

Вихідні дані	
Вітровий район	III
Нормативне значення вітрового тиску	0,38 кН/м ²
Тип місцевості	В - міські території, лісові масиви та інші місцевості, рівномірно вкриті перешкодами заввишки понад 10 м
Тип споруди	Однопролітні будівлі без ліхтарів
Коефіцієнт надійності за навантаженням, γ_f	1,4
Ширина будівлі	108000 мм
Довжина будівлі	72000 мм

Таблиця 2.3 - Коефіцієнт, що враховує зміну вітрового тиску за висотою

Висота (м)	$k(Z)_e$
0	0,5
3	0,5
6	0,5
9	0,62
12	0,69
15	0,75
18	0,81
21	0,85
25	0,9

Таблиця 2.4 - Статичне значення вітрового навантаження на стіну по ряду А (навітряний бік)

Висота (м)	Розрахункове значення (кН/м ²)
0	0,160
3	0,160
6	0,160
9	0,197
12	0,221
15	0,239
18	0,258
21	0,271
25	0,288

Таблиця 2.5- Статичне значення вітрового навантаження на стіну по ряду А (підвітряний бік)

Висота (м)	Розрахункове значення (кН/м ²)
0	-0,100
3	-0,100
6	-0,100
9	-0,124
12	-0,138
15	-0,150
18	-0,162
21	-0,170
25	-0,180

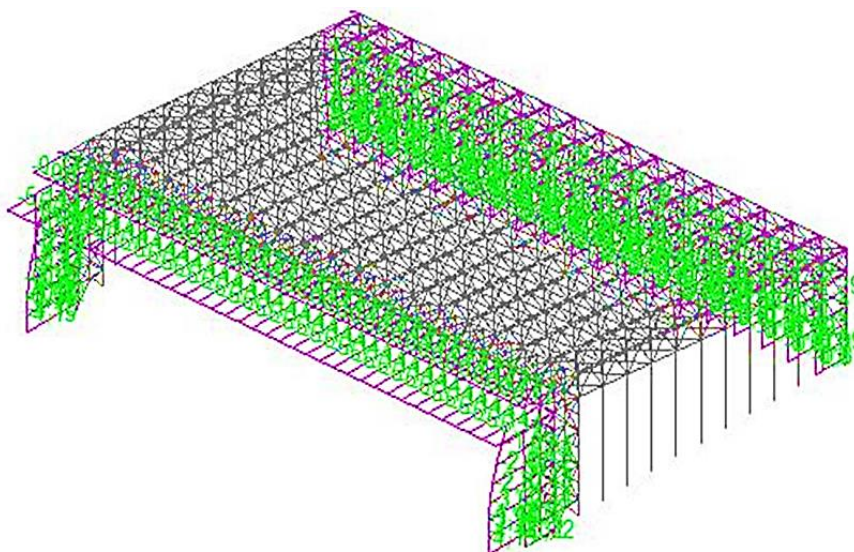


Рисунок 2.2 - Схема прикладання вітрового навантаження по ряду А

У таблиці навантаження наведено в кН/м^2 , у розрахунковому комплексі навантаження на стрижні накладається в кН/м , збір навантаження на стрижні здійснюється з урахуванням вантажної площі елементів.

Таблиця 2.6- Статичне значення вітрового навантаження на стіну по ряду П (навітряний бік)

Висота (м)	Розрахункове значення (кН/м^2)
0	0,160
3	0,160
6	0,160
9	0,197
12	0,221
15	0,239
19	0,258

Таблиця 2.7- Статичне значення вітрового навантаження на стіну по ряду П (підвітряний бік)

Висота (м)	Розрахункове значення (кН/м^2)
0	-0,100
3	-0,100
6	-0,100
9	-0,124
12	-0,138
15	-0,150
18	-0,162
21	-0,170
25	-0,180

Таблиця 2.8- Вітрове навантаження на покрівлю (навітряний бік)

Відстань від краю покрівлі (м)(від осі 21 до осі 1)	Розрахункове значення (кН/м^2)	
	На відстані 4 м від осі П до осі А	На відстані понад 4 м від осі П до осі А
	Зона А	Зона А
0-9	-0,539	-0,062

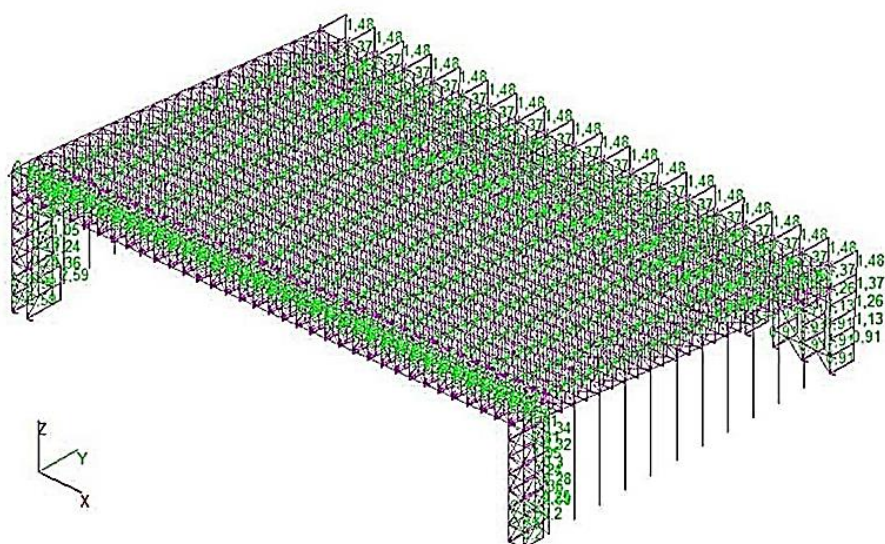


Рисунок 2.3 - Схема прикладання навантажень по осі П

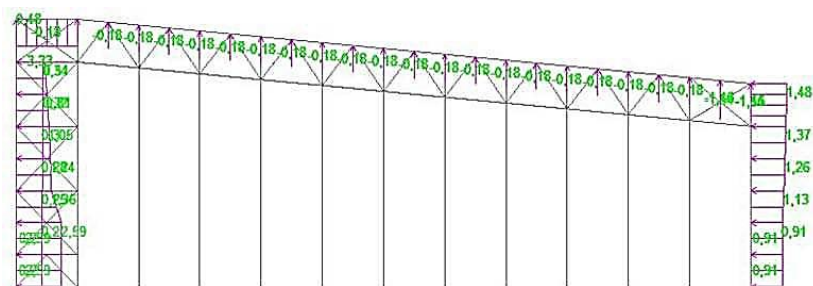


Рисунок 2.4 - Схема прикладання навантажень по осі П

У таблиці навантаження наведено в кН/м^2 , у розрахунковому комплексі навантаження на стрижні накладається в кН/м , збір навантаження на стрижні здійснюється з урахуванням вантажної площі елементів.

Вітрове навантаження по осях 1, 21 прикладається за аналогією.

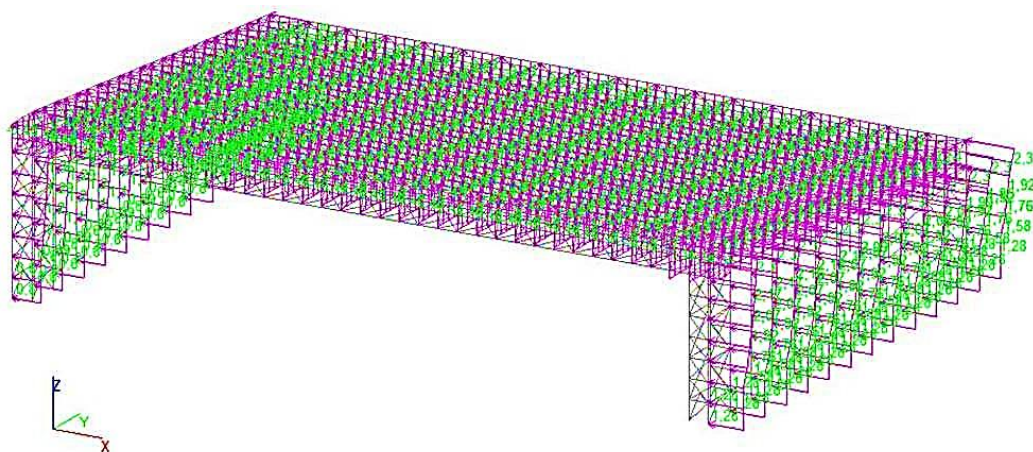


Рисунок 2.5 - Схема прикладання навантажень по осі 21

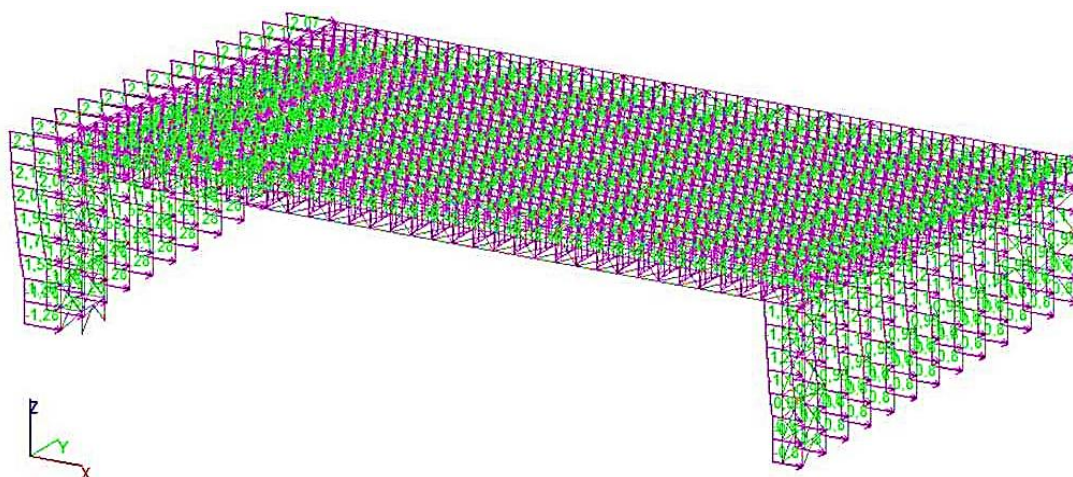


Рисунок 2.6 - Схема прикладання навантажень по осі 1

Таблиця 2.9- Зусилля в елементах ферми за ПК "Кристал"

№ ел.	Комбінації		Завантаження
	N_{min}	N_{max}	1
	кН	кН	кН
Елементи верхнього поясу			
1	0	0	0
2	-633,953	-633,953	-576,321
3	-633,953	-633,953	-576,321
4	-1141,116	-1141,116	-1037,379
5	-1141,116	-1141,116	-1037,379
6	-1521,488	-1521,488	-1383,171
7	-1521,488	-1521,488	-1383,171
8	-1775,069	-1775,069	-1613,700
9	-1775,069	-1775,069	-1613,700
10	-1901,860	-1901,860	-1728,964
11	-1901,860	-1901,860	-1728,964
12	-1901,860	-1901,860	-1728,964
13	-1901,860	-1901,860	-1728,964
14	-1775,069	-1775,069	-1613,700
15	-1775,069	-1775,069	-1613,700
16	-1521,488	-1521,488	-1383,171
17	-1521,488	-1521,488	-1383,171
18	-1141,116	-1141,116	-1037,379
19	-1141,116	-1141,116	-1037,379
20	-633,953	-633,953	-576,321
21	-633,953	-633,953	-576,321
22	1,959 e-13	1,959 e ⁻¹³	1,780 e ⁻¹³
Елементи нижнього поясу			
23	331,366	331,366	301,242
24	901,924	901,924	819,931
25	1345,692	1345,692	1223,356
26	1662,668	1662,668	1511,518
27	1852,854	1852,854	1684,414
28	1916,251	1916,251	1742,046

Продовження таблиці 2.9

29	1852,854	1852,854	1684,414
30	1662,668	1662,668	1511,518
31	1345,692	1345,692	1223,356
32	901,924	901,924	819,931
33	331,366	331,366	301,242
Елементи стійок			
54	-35,849	-35,849	-32,589
55	-35,849	-35,849	-32,589
56	-35,849	-35,849	-32,589
57	-35,849	-35,849	-32,589
58	-35,849	-35,849	-32,589
59	-35,849	-35,849	-32,589
60	-35,849	-35,849	-32,589
61	-35,849	-35,849	-32,589
62	-35,849	-35,849	-32,589
63	-35,849	-35,849	-32,589
Елементи розкосів			
34	480,606	480,606	436,914
35	-464,421	-464,421	-422,201
36	379,913	379,913	345,376
37	-354,551	-354,551	-322,319
38	279,221	279,221	253,837
39	-244,681	-244,681	-222,437
40	178,529	178,529	162,299
41	-134,809	-134,809	-122,554
42	77,836	77,836	70,760
43	-24,939	-24,939	-22,672
44	-22,856	-22,856	-20,777
45	84,931	84,931	77,211
46	-123,548	-123,548	-112,316
47	194,803	194,803	177,093
48	-224,240	-224,240	-203,855
49	304,673	304,673	276,975
50	-324,932	-324,932	-295,393
51	414,543	414,543	376,857
52	-425,625	-425,625	-386,932
53	524,414	524,414	476,740
Елементи опорних розкосів			
66	-574,292	-574,292	-522,084
67	-526,317	-526,317	-478,470
Елементи опорних стійок			
64	-18,137	-18,137	-16,487
65	-18,137	-18,137	-16,487

Далі в ПК "SCAD" будуємо просторову схему будівлі, призначаємо попередні перерізи для стрижнів ферм і створюємо групи конструкцій з такими параметрами:

Розкоси: марка сталі С345;

-к-т надійності за відповідальністю 1;

-к-т умов роботи 1,05;

-тип елемента - Елемент решітки ферми: Стійки ферми марка сталі С345;

-к- надійності за відповідальністю 1;

-к-т умов роботи 1,05;

-тип елемента - Елемент решітки ферми;

-довжина елемента - 4 м.

Верхній пояс ферми марка сталі С345;

-к-т надійності за відповідальністю 1;

-к-т умов роботи 1,05;

-тип елемента - Елемент поясу;

-довжина панелі - 3 м;

-відстань між точками розкріплення з площини - 3 м.

Нижній пояс ферми марка сталі С345;

-к-т надійності за відповідальністю 1;

-к-т умов роботи 1,05;

-тип елемента - Елемент поясу -довжина панелі - 6 м;

-відстань між точками розкріплення з площини - 6 м.

Здійснюємо розрахунок за поєднанням навантажень.

Згідно з результатами підбору перерізу програмними комплексами представленим на рисунках 2.7-2.10, перерізи підібрано із запасом міцності, коефіцієнт використання перерізів елементів перебуває в межах $K=0,56$.

Однак за результатами розрахунку в ПК "SCAD" за заданих перерізів прогин поясів ферми перевищує допустимий.

Для зменшення значень прогинів збільшимо товщину стінки труби верхнього і нижнього поясів ферми до 20 мм.

Приймемо такі перерізи поперечної ферми:

Нижній пояс - Труба 350x20

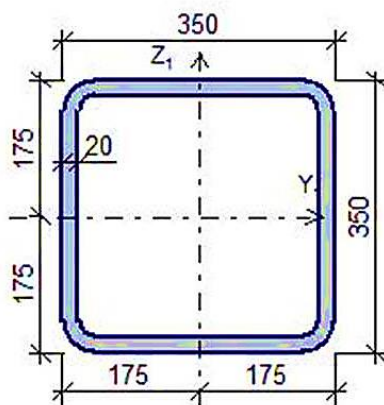


Рисунок 2.7 - Нижній пояс поперечної ферми

Верхній пояс - Труба 350x20

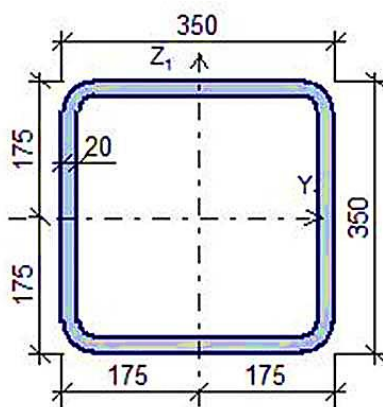


Рисунок 2.8 - Верхній пояс поперечної ферми

Розкоси - Труба 180x10

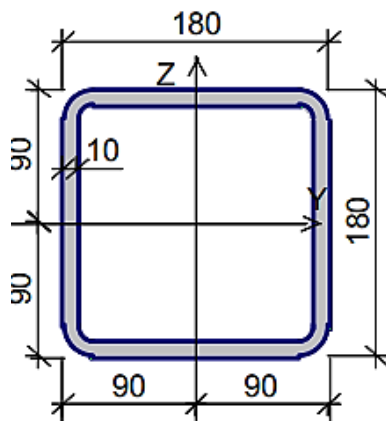


Рисунок 2.9 - Перетин розкосів

4. Стійки - Труба 160х4

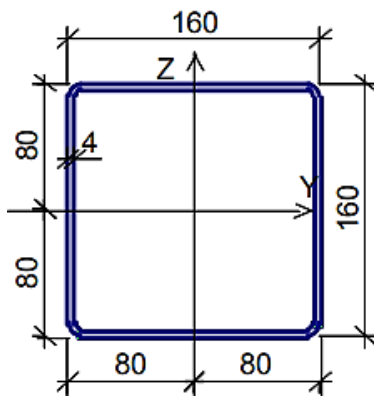


Рисунок 2.10 - Перетин стійок

За цієї конфігурації коефіцієнт використання перерізів елементів перебуває в межах $K=0,4$, а прогини не перевищують гранично допустимих значень.

2.6 Розрахунок поздовжньої рами

У раціональних цілях виконаємо уніфікацію рам за рядами А-Б, в осях 1- 21.

Розрахунок виконано в програмному комплексі "SCAD" 21.1 з подальшою перевіркою перерізів у програмному комплексі "Кристал", а також розрахунками, зробленими вручну.

2.6.1 Розрахунок у SCAD

У ПК "SCAD" будемо просторову схему будівлі, призначаємо попередні перерізи для стрижнів рами і створюємо групи конструкцій.

Для основних несучих конструкцій приймаємо сталь С345.

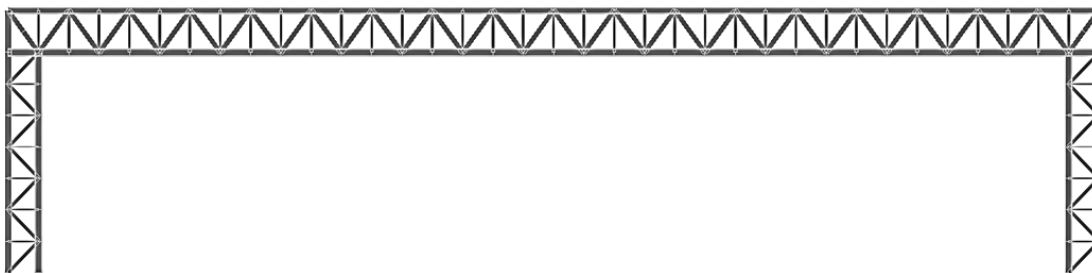


Рисунок 2.11 - Загальний вигляд поздовжньої рами

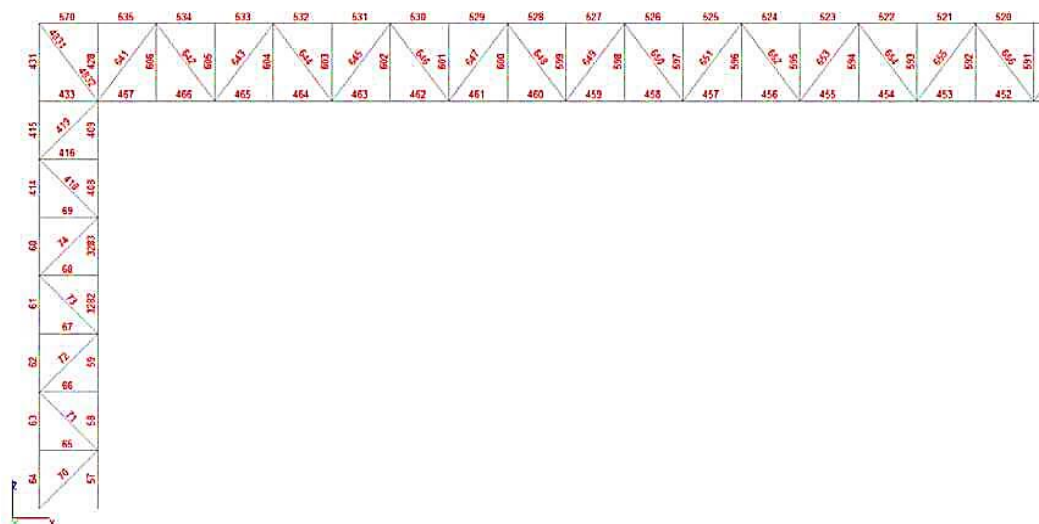


Рисунок 2.12 - Нумерація стрижнів рами (початок)

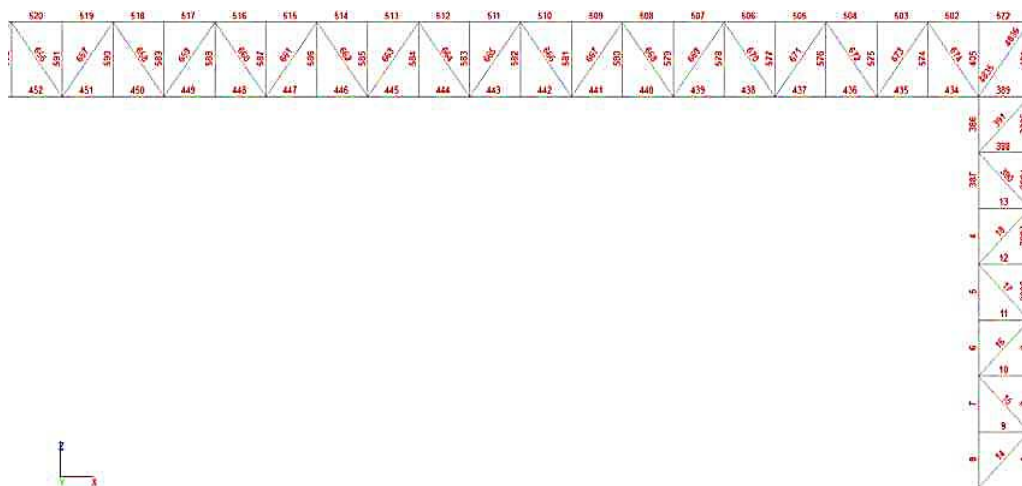


Рисунок 2.13 - Нумерація стрижнів рами (закінчення)

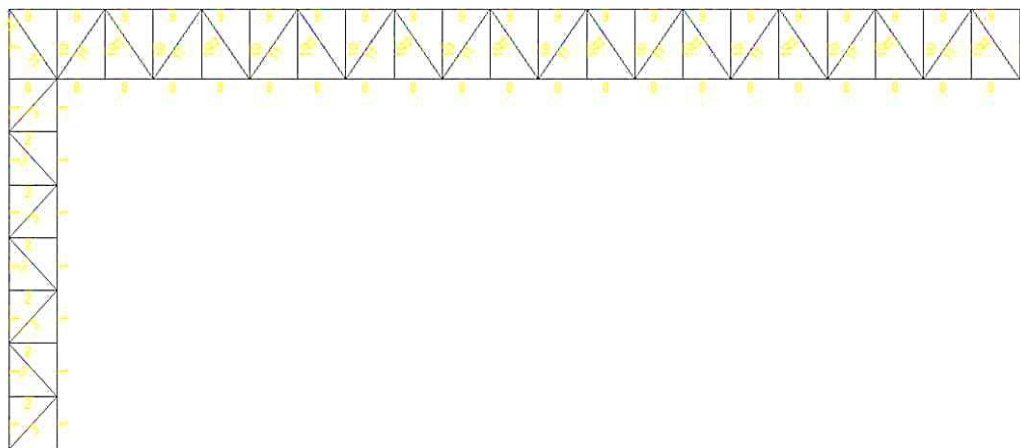


Рисунок 2.14 - Номери типів стрижнів рами (початок)

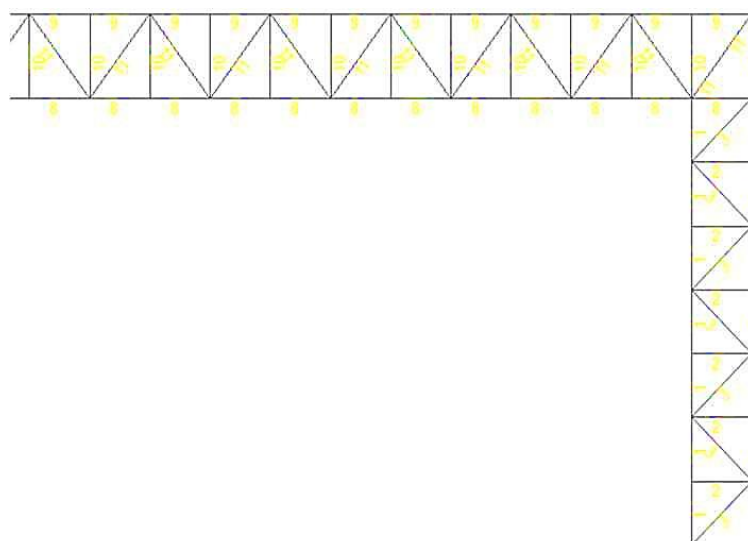


Рисунок 2.15 - Номери типів стрижнів рами (закінчення)

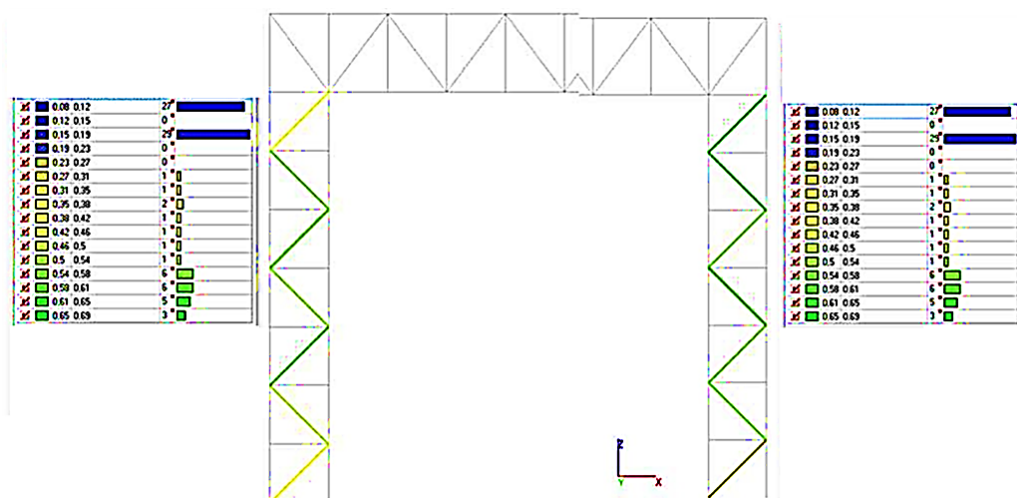


Рисунок 2.16 - Коефіцієнти використання перерізу №3 (розкоси колони рами)

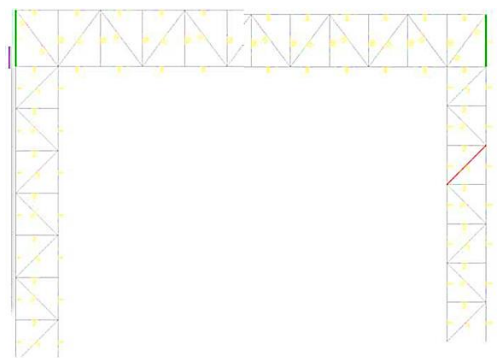


Рисунок 2.17 - Коефіцієнти використання перерізу №7 (надколонник рами)

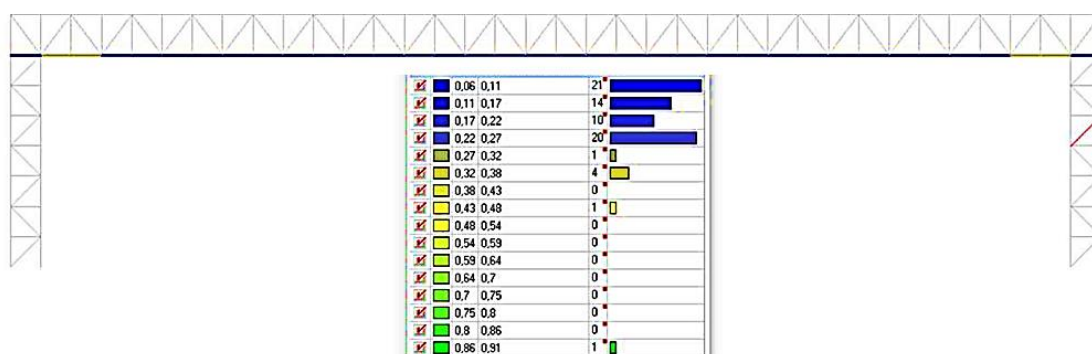


Рисунок 2.18 - Коефіцієнти використання перерізу №8 (нижній пояс рами)

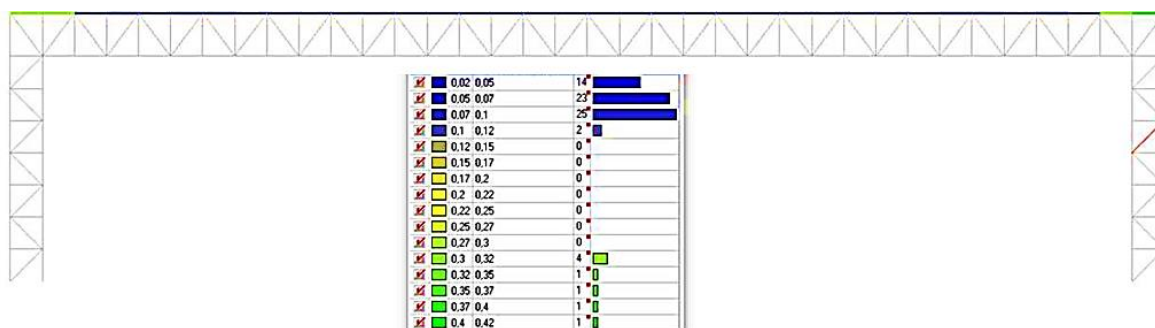


Рисунок 2.19 - Коефіцієнти використання перерізу №9 (верхній пояс рами)

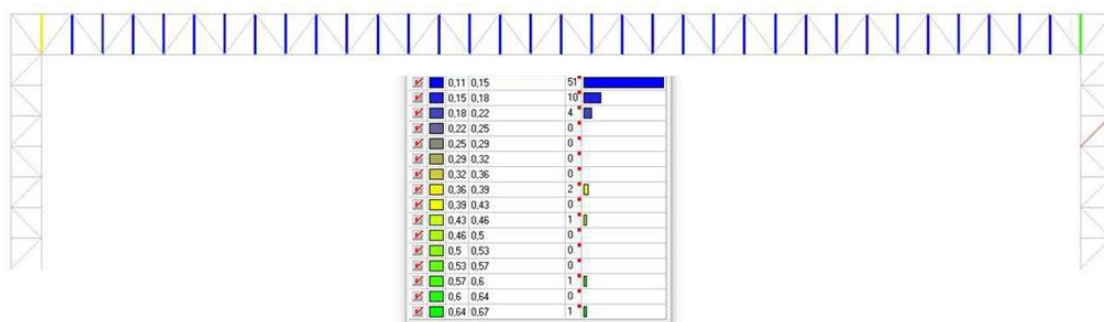


Рисунок 2.20 - Коефіцієнти використання перерізу №10 (стілки рами)

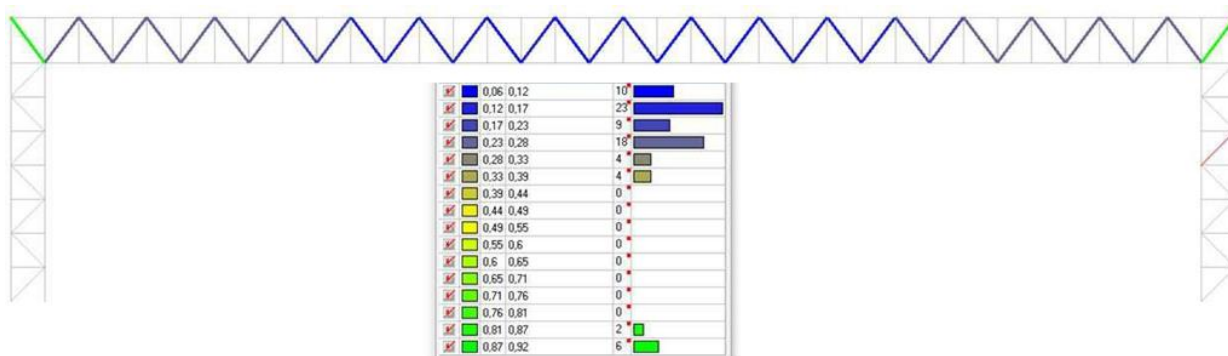


Рисунок 2.21 - Коефіцієнти використання перерізу №11 (розкоси рами)

Результати розрахунку свідчать про те, що перерізи підібрані правильно і раціонально. Коефіцієнт використання перерізів елементів коливається в діапазоні від $K=0.56$ до $K=0.93$. Такий розкид значень коефіцієнта використання зумовлений конструктивними особливостями кріплення елементів рами.

2.6.2 Розрахунок колони по осі П (К-2)

Колони по ряду П влаштовуються з кроком 6 м. На колони шарнірно спираються поперечні кроквяні ферми.

Проведемо аналіз роботи колон у просторовій схемі каркаса будівлі в програмному комплексі "SCAD".

Попередній переріз колон марки К2 - двотавр зварного перерізу.

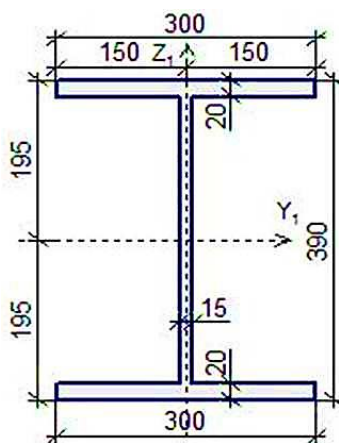


Рисунок 2.22 - Попередній переріз колони К2

Призначаємо попередній переріз колон із такими параметрами:

- марка сталі С345;
- к-т надійності за відповідальністю 1,0;
- к-т умов роботи 1,05;
- висота колони 15 м;
- розкріплення колон з площини з кроком 3м;
- к-т розрахункової довжини в площині вигину 0,7;
- к-т розрахункової довжини з площини вигину 1 гранична гнучкість для стиснутих елементів: 180 - 60а.

2.6.3 Розрахунок у ПК SCAD

Розрахунок проводимо в ПК "SCAD" за комбінацією завантажень.

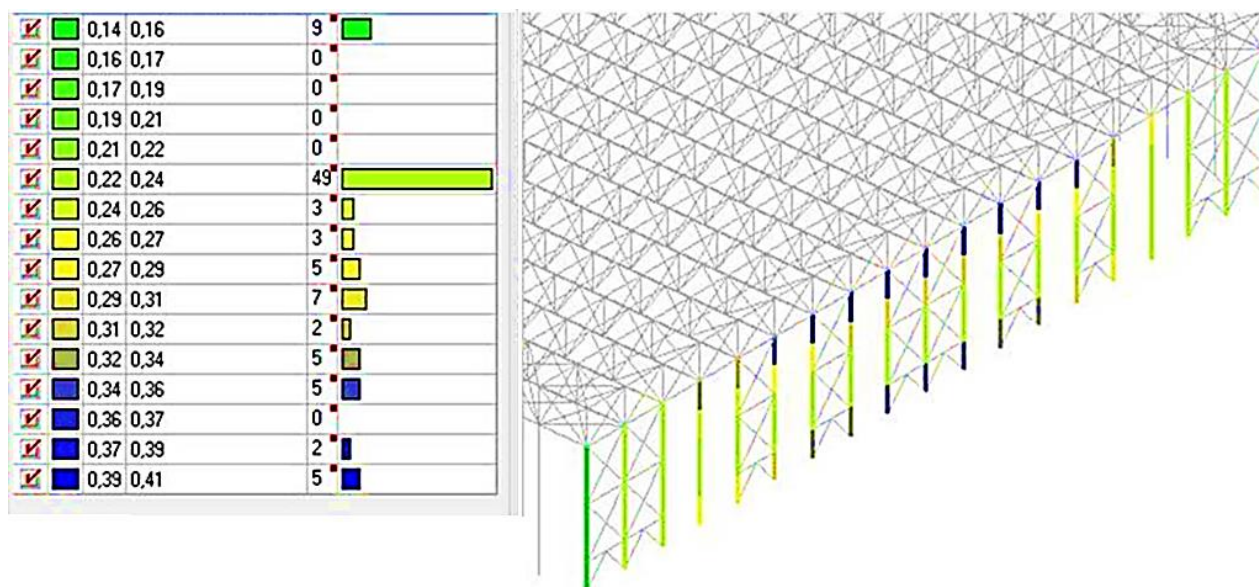


Рисунок 2.23 - Аналіз просторової роботи колон К2

Аналізуючи отримані результати, робимо висновок, що найбільш навантаженою ділянкою є верхня зона колон за віссю 11, рядком П.

2.7 Фундаменти

Проектування основ і фундаментів полягає у виборі основи, типу конструкції й основних розмірів фундаменту та в їхньому спільному розрахунку як однієї з частин споруди.

Основа, фундамент і наземна конструкція пов'язані між собою і впливають один на одного, тому мають розглядатися як єдина система.

Під час проектування фундаментів (визначення габаритів, конструктивної схеми тощо) необхідно враховувати такі чинники:

- геологічні умови будівельного майданчика;
- особливості будівельного майданчика;
- умови виконання робіт.

Фактори, що впливають на деформації та стійкість ґрунтів:

- особливості прикладання навантаження;
- розміри та конструкція фундаменту;
- розміри і конструкція всієї будівлі.

У роботі мають бути передбачені відповідні заходи, що не допускають або унеможлиблюють зниження несучої здатності ґрунтів основи, а в разі потреби заходи, спрямовані на перетворення будівельних властивостей ґрунтів.

Робота передбачає конструювання і розрахунок фундаментів будівлі у двох варіантах:

- мілкого закладення;
- пальовий під колони будівлі.

На підставі техніко-економічного порівняння зроблено остаточний вибір фундаменту.

2.7.1 Характеристики ґрунтових умов

Природні умови місця будівництва:

- район будівництва - м. Львів ;

- тип місцевості – В;
- будівельний кліматичний район - ІВ;
- сніговий район -ІІ;
- вітровий район - ІІІ району;
- сейсмічність району будівництва - 6 балів.

Гідрогеологічні умови: геологічну будову вивчено до глибини 15,0.

У межах майданчика на період вишукувань до глибини 15 м водоносний горизонт підземних вод не розкрито.

Специфічні ґрунти та інженерно-геологічні процеси Інженерно-геологічна колонка представлена такими шарами:

- ґрунтово-рослинного шар, потужністю 0,3 м;
- суглинок твердий, потужністю 3м;
- суглинок напівтвердий, потужністю 5м;
- піски дрібні, потужністю 6,7 м.

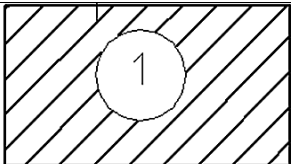
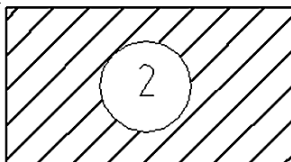
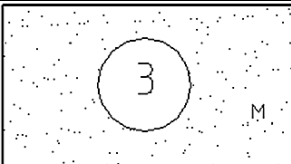
Негативних інженерно-геологічних процесів на період вишукувань, у межах розглянутого майданчика, не виявлено.

У межах досліджуваного майданчика ґрунти, що мають специфічні (особливі) властивості, не виявлено.

За результатами виконаних польових і лабораторних досліджень, у розрізі ґрунтової основи майданчика проєктованого будівництва виділено 3 ІГЕ:

- тип 1- суглинок твердий. Ґрунт залягає нижче ґрунтово-рослинного шару і до глибини 3,3, потужність шару 3,0 м;
- тип 2 - суглинок напівтвердий. Ґрунт залягає з глибини 3,3 м і до глибини 8,3 м, потужність шару 5,0 м;
- тип 3 - пісок дрібний середньої щільності, насичений водою. Ґрунт залягає з глибини 8,3 і на повну потужність не пройдений, розкрита потужність шару 6,7 м.

Таблиця 2.10 - Інженерно-геологічний розріз

Ґрунт	Потужність шару, м	Умовне позначення	Опис
Тип 1	3,0		Суглинок твердий
Тип 2	5,0		Суглинок напівтвердий
Тип 3	6,7		Пісок дрібний середньої щільності, насичений водою

2.7.2 Визначення навантажень, що діють на обріз фундаменту

Навантаження на обрізі фундаменту визначаємо за результатами розрахунку сталевих каркасів в програмному комплексі "SCAD" від розрахункових поєднань зусиль.

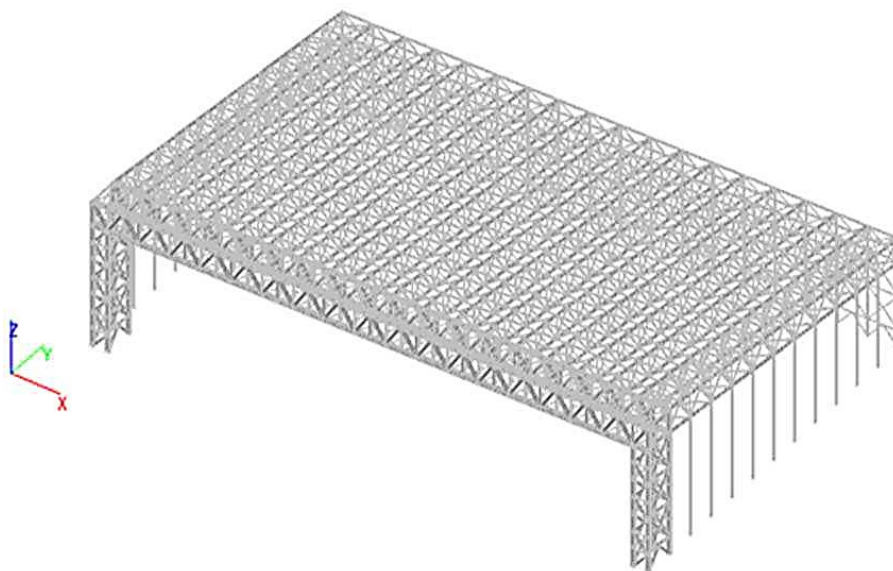


Рисунок 2.24 - Загальний вигляд каркаса будівлі в ПК "SCAD"

Фундаменти необхідно проектувати для наступних несучих конструкцій:

1) під гілки наскрізної колони рами в осях 1-2, рядах А-Б; у осях 20-21, рядах А-Б;

Наскрізна колона складається з чотирьох колон складеного перерізу.

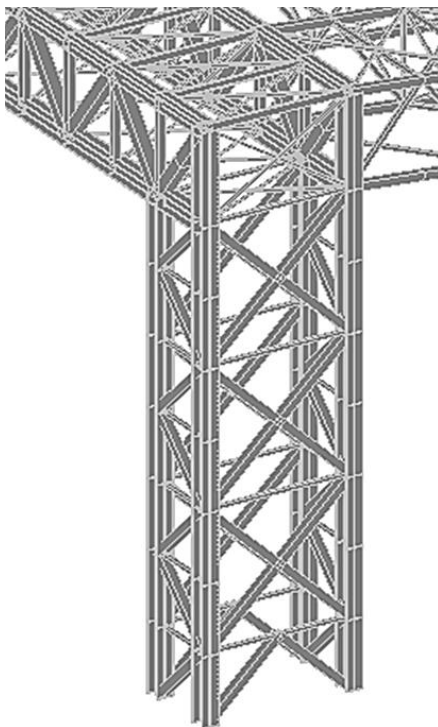


Рисунок 2.25 - Фрагмент загального вигляду наскрізної колони в ПК "SCAD"

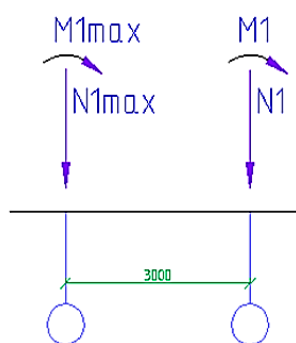


Рисунок 2.26 - Схема прикладання навантаження від гілок поздовжньої рами

$$N_{1\max} = 2008,30 \text{ кН},$$

$$M_{1\max} = 1279,57 \text{ кН}\cdot\text{м}; N_1 = 1426,77 \text{ кН},$$

$$M_1 = 1761,895 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

2) під колони по ряду П в осях 1-21.

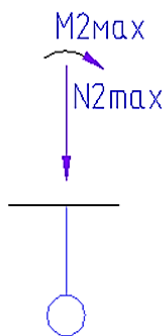


Рисунок 2.27 - Схема прикладання навантаження від несучих колон по ряду П в осях 1-21

$$N_{2 \max} = 879,56 \text{ кН},$$

$$M_{2 \max} = 251,05 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

2.7.3 Проектування стовпчастого фундаменту під гілки наскрізної колони

Для розрахунку вибираємо гілку з максимальними значеннями навантажень, потім попередньо приймаємо габарити фундаментів для визначення можливості розташування в межах колон.

2.7.4 Визначення глибини закладення фундаменту

Глибина закладення фундаменту приймається максимальною з умов:

- конструктивного характеру;
- глибини промерзання в пучинистих ґрунтах;
- заглиблення підшви фундаменту в міцніший і менш деформаційний шар ґрунту.

Одна з ІГЕ представлена пучинистим ґрунтом (суглинок), отже, глибина закладення фундаменту має бути не меншою за розрахункову глибину промерзання, щоб унеможливити вплив сил пучіння ґрунту на фундамент.

Розрахункова глибина промерзання:

$$d_f = k_n \cdot d_{fn};$$

$$d_f = 0,7 \cdot 1,85 = 1,295 \approx 1,3 \text{ м};$$

де d_{fn} - нормативна глибина промерзання;

k_n - коефіцієнт впливу теплового режиму споруди, що становить для зовнішніх стін опалювальних промислових будівель із підлогами на ґрунті 0,7, для неопалювальних будівель - 1,1.

Рекомендована глибина закладення приймається кратною модулю 150 мм. При цьому висота фундаменту має бути кратною модулю 300 мм.

З урахуванням умов місцевості та кратності приймаємо глибину закладення фундаменту 1,5 м.

2.7.5 Визначення розмірів підшви фундаменту

$$A = \frac{N_{\max}}{R_0 - \gamma_{mt} \cdot d};$$

$$A = \frac{2008,30}{229,63 - 20 \cdot 1,5} = 10,06 \text{ м}^2;$$

де $N_{\max}$ - максимальне стискаюче зусилля на обрізі фундаменту, кН;

R_0 - розрахунковий опір ґрунту, кПа;

γ_{mt} - середнє значення питомої ваги ґрунту і бетону, що дорівнює 20 кН/м³;

d - глибина закладення фундаменту.

Знайдемо розміри сторін підшви, приймаючи рекомендоване співвідношення сторін ($\eta \leq 1,65$).

Прийmemo, $\eta = 1,6$.

Тоді знайдемо сторони прямокутної підшви (b) :

$$b = \sqrt{\frac{A}{\eta}} = \sqrt{\frac{10,06}{1,6}} = 2,51 \text{ м};$$

$$l = \eta \cdot b \cdot 1,6 \cdot 2,51 \text{ м} = 4,02 \text{ м};$$

Приймаємо $b=2,7\text{м}$; $l = 3,9\text{м}$ (кратно модулю 300 мм).

2.7.8 Визначення розрахункового опору ґрунту

Розрахунковий опір ґрунту для безпідвальних будівель, при $b < 10\text{ м}$, знайдемо за формулою:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{K} \cdot [M_y \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_g \cdot d \cdot \gamma_{II}' + M_c \cdot C_{II}]$$

$$R = \frac{1,25 \cdot 1}{1,1} \cdot [0,61 \cdot 2,7 \cdot 18,35 + 3,44 \cdot 1,5 \cdot 17,5 + 6,04 \cdot 22] = 287,96 \text{ кПа};$$

де γ_{c1} і γ_{c2} - коефіцієнти умов роботи, таблиця 5.4 [18];

K - коефіцієнт, що приймається рівним одиниці, якщо характеристики міцності ґрунту визначені безпосередніми випробуваннями, і $K = 1,1$, якщо вони прийняті за таблицями додатка А [18] ;

M_y , M_g і M_c - коефіцієнти, які приймають за таблицею 5.5;

K_z - коефіцієнт, який приймають таким, що дорівнює одиниці за умови $b < 10$;

γ_{II} - розрахункове значення питомої ваги ґрунту нижче подошви фундаменту (середньозважене - за шаруватого нашарування до глибини $z = b$);

γ_{II}' - те саме для ґрунту вище подошви фундаменту;

C_{II} - розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту під нею для товщини $z = b/2$, кПа;

d - глибина закладення фундаменту безпідвальної будівлі або приведена глибина закладення;

Оскільки знайдене розрахункове значення опору ґрунту ($R = 287,97\text{ кПа}$) не значно перевищує розрахунковий опір ґрунту ($R_0 = 229,63\text{ кПа}$), який було прийнято для попереднього визначення розмірів фундаменту за таблицею Б.1-Б.10 додатка Б [18], то перерахунок розмірів фундаментів не потрібен.

Приймаємо такі параметри фундаменту:

$b = 2,7\text{ м}$; $l = 3,9\text{ м}$ за глибини закладення $d = 1,5\text{ м}$.

2.7.9 Перевірка умов розрахунку основи за деформаціями

Метою розрахунку основ за деформаціями є обмеження абсолютних або відносних переміщень такими межами, за яких гарантується нормальна експлуатація споруди і не знижується її довговічність (внаслідок появи неприпустимих загальних і нерівномірних осідань, підйомів, кренів, змін проектних рівнів і положень конструкцій, розладів їхніх з'єднань тощо).

Розрахункову схему для визначення осідання приймають у вигляді лінійно-деформаційного напівпростору, тому тиск на основу не повинен перевершувати розрахункового опору R , що визначається за формулою вище. Таким чином, можливість даного розрахунку за деформаціями перевіряється такими умовами:

$$\begin{cases} P_{II} < R \\ P_{\max} < 1,2R \\ P_{\min} > 0 \end{cases}$$

де P_{II} - середній тиск під подошвою фундаменту; $P_{\max}$ - максимальний тиск під подошвою фундаменту; $P_{\min}$ - мінімальний тиск під подошвою фундаменту;

$$P_{\min}^{\max} = \frac{N'_{II}}{A} \pm \frac{M'_{II}}{W};$$

де W - момент опору подошви фундаменту;

M'_{II} - значення моменту, що діє на подошву фундаменту;

$$W = \frac{b \cdot l^2}{6};$$

Середній тиск під подошвою фундаменту визначають за формулою:

$$P_{II} = \frac{N'_{II}}{A};$$

$$P_{II} = \frac{2324,2}{10,53} = 220,72 \text{ кПа};$$

де N'_{II} - найбільше вертикальне навантаження;

$$N'_{II} = N_{\max} + G_{\text{фп}};$$

$$N'_{II} = 2008,3 + 315,9 = 2324,2 \text{ кН};$$

де $G_{\text{фн}}$ - вага фундаменту;

$$G_{\text{фн}} = b \cdot l \cdot d \cdot \gamma_{\text{мт}};$$

$$G_{\text{фн}} = 2,7 \cdot 3,9 \cdot 1,5 \cdot 20 = 315,9 \text{ кН};$$

Перша умова розрахунку за деформаціями виконана, тобто:

$$P_{\text{II}} = 231,35 \text{ кПа} < R = 287,96 \text{ кПа}.$$

Перевіримо виконання таких умов:

$$P_{\text{max}} < 1,2R;$$

$$P_{\text{min}} > 0;$$

$$P_{\text{min}}^{\text{max}} = \frac{N'_{\text{II}}}{A} \pm \frac{M'_{\text{II}}}{W};$$

$$W = \frac{b \cdot l^2}{6};$$

$$W = \frac{2,7 \cdot 3,9^2}{6} = 6,85 \text{ м}^3;$$

$$P^{\text{max}} = \frac{N'_{\text{II}}}{A} \pm \frac{M'_{\text{II}}}{W};$$

$$P^{\text{max}} = \frac{2324,2}{10,53} + \frac{1279,57}{6,85} = 407,52 \text{ кПа};$$

Наступна умова $P_{\text{max}} = 407,52 \text{ кПа} < 1,2 \cdot 287,96 = 345,55$ не виконується.

Необхідно змінити розміри (l) фундаменту і виконати перерахунок.

Збільшимо довжину до 4,5 м.

Виконаємо перерахунок і перевірку:

$$A = 2,7 \cdot 4,5 = 12,15 \text{ м}^2$$

$$G_{\text{фн}} = 2,7 \cdot 4,5 \cdot 1,5 \cdot 20 = 364,5 \text{ кН};$$

$$N'_{\text{II}} = 2008,30 + 364,5 = 2372,8 \text{ кН}$$

$$P_{\text{II}} = \frac{2372,8}{12,15} = 195,29 \text{ кПа};$$

Перша умова розрахунку за деформаціями виконана, тобто:

$$P_{\text{II}} = 195,29 \text{ кПа} < R = 287,96 \text{ кПа}.$$

Перевіримо виконання таких умов:

$$P_{\max} < 1,2R; P_{\min} > 0;$$

$$W = \frac{2,7 \cdot 4,5^2}{6} = 9,11 \text{ м}^3;$$

$$P_{\min}^{\max} = \frac{2372,8}{12,15} \pm \frac{1279,57}{9,11};$$

$$P_{\max} = \frac{2372,8}{12,15} + \frac{1279,57}{9,11} = 335,75 \text{ кПа};$$

Наступна умова $P_{\max} = 335,75 \text{ кПа} < 1,2 \cdot 287,96 = 345,55$ - виконується.

$$P_{\min} = \frac{2372,8}{12,15} - \frac{1279,57}{9,11} = 54,83 \text{ кПа};$$

Наступна умова $P_{\min} = 54,83 \text{ кПа} > 0$ - виконується. Висновок: Остаточного приймаємо такі параметри фундаменту $b = 2,7 \text{ м}$; $l = 4,5 \text{ м}$, за глибини закладення $d = 1,5 \text{ м}$.

2.7.10 Конструювання стовпчастого фундаменту

Стовпчастий фундамент складається з плити і підколонника для сполучення з металевою гілкою колони.

Конструювання фундаменту під колону починають з визначення розмірів підколонника. Підколонник під двогілкові колони з відстанню між зовнішніми гранями гілок не більше ніж 2400 мм виконують загальним під обидві гілки, з відстанню понад 2400 мм - окремо під кожну гілку.

Розміри фундаменту мають бути модульними, у плані та за висотою кратні 300 мм, при цьому висота сходинок дорівнює 300 і 600 мм.

Конструювання фундаменту рекомендується виконувати ступінчастої форми з кількістю сходинок від 1 до 3, а кількість сходинок з обох його боків не повинна відрізнятися більш ніж на одну.

Плита і підколонник виконуються армованими.

З урахуванням рекомендацій і знайдених параметрів фундаменту $b = 2,7 \text{ м}$; $l = 4,5 \text{ м}$, при глибині закладення $d = 1,5 \text{ м}$ необхідно проектувати фундамент під кожну

гілку колони.

Ми бачимо, що з конструктивних міркувань це нецілеспрямовано, тому що відстань між плитними частинами фундаментів окремих гілок буде 300 мм (на рівні подошви фундаменту), що може значно зменшити несучу здатність і збільшити трудовитрати за втрати якості.

Таким чином, використання такого типу фундаментів можливе за додаткових заходів і трудовитрат.

Відповідно, подальші перевірки і конструювання стовпчастого фундаменту під гілки наскрізної колони - недоцільні, а використання такого типу фундаментів у цьому проєкті - нераціональне.

2.7.11 Проектування пальового фундаменту під гілки поздовжньої рами

Під час проєктування на пальових фундаментах розрахунковий опір під нижнім кінцем палі та на бічній поверхні визначають відповідно до вказівок п.7.2 [11].

Розрахунок ведемо для гілок рами по осях 20 і 21.

Навантаження на обрізі фундаменту визначаємо за результатами розрахунку сталевого каркаса в програмному комплексі "SCAD" від розрахункових поєднань зусиль.

Для розрахунку фундаменту необхідно привести навантаження від 2х гілок до однієї, для цього скористаємося схемою на рис. 2.30

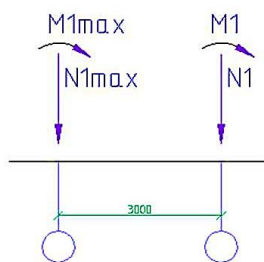


Рисунок 2.28 - Схема прикладання навантаження від гілок поздовжньої рами

$$N_{1\max} = 2008,30 \text{ кН},$$

$$M_{1\max} = 1279,57 \text{ кН}\cdot\text{м}; N_1 = 1426,77 \text{ кН},$$

$$M_1 = 1761,89 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$N' = N_{1\max} + N_1 = 2008,30 + 1426,77 = 3435,07 \text{ кН}$$

$$M' = -M_{1\max} - M + N_{1\max} \cdot 1,5 - N_1 \cdot 1,5 = -1761,89 - 1279,57 + 2008,3 \cdot 1,5 - 1426,77 \cdot 1,5 = -2169,16 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Розрахункові зусилля для фундаменту рами:

$$N = 3435,07 \text{ кН}$$

$$M = 2169,16 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

2.7.12 Визначення параметрів фундаменту

Проектуютьсяися висячі палі, що спираються на стисливі ґрунти і передають навантаження вістрям і бічною поверхнею. Мінімальне заглиблення нижнього кінця палі в малостисливі ґрунти, а також у піски великі, середньої крупності і становить не менше 0,5 м, а в інші види нескельних ґрунтів - не менше 1,0 м.

Позначку голови палі приймають на 0,3-0,5 м вище за позначку підшви ростверку з подальшим зрубуванням.

Ростверк:

- до бетонування ростверку виконується повітряний прошарок товщиною 100 мм.
- відмітка ростверку під раму -0,6 м;
- висота ростверку 1,5 м;
- глибина закладення - 2,1 м.

Паля:

- відмітка голови -1,7 м;
- відмітка голови після зрубування -2,05 м;
- відмітка нижнього кінця -11,7 м;
- довжина палі $L = 10,00$ м.

Приймаємо цільну палю С100.30.

2.7.13 Несуча здатність палі по ґрунту

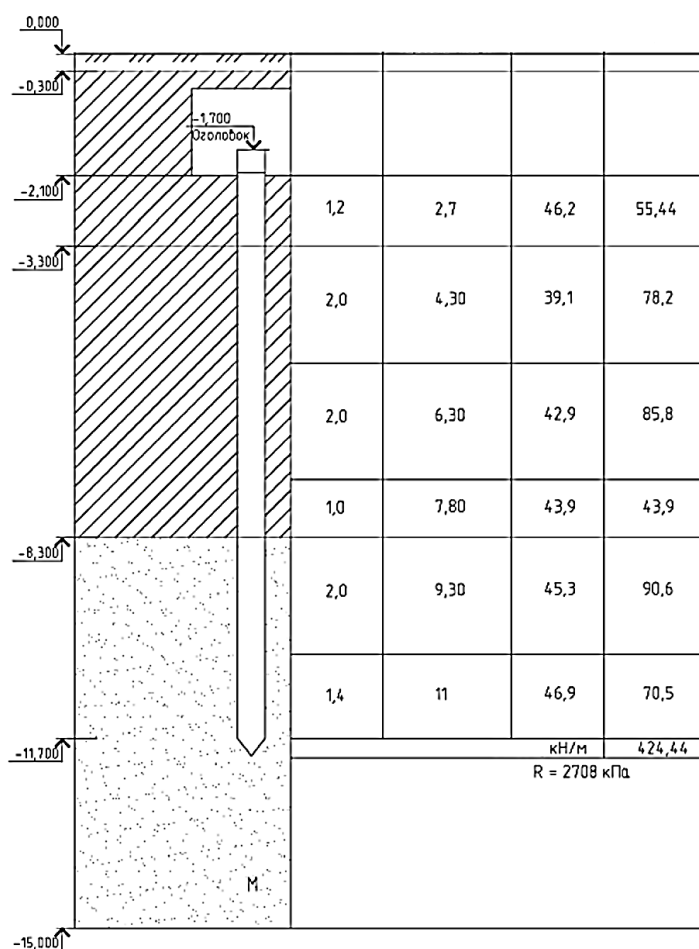


Рисунок 2.29 - Визначення опору по бічній поверхні

Розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, що визначається методом інтерполяції за таблицею 7.2 [11], становить: $R = 2708$ кПа.

Сумарний опір палі по бічній поверхні = 424,44 кН/м

$$F_d = \gamma_C \cdot (\gamma_{CR} \cdot R \cdot A + u \sum \gamma_{Cf} \cdot f_i \cdot h_i), \text{ кН}$$

де γ_C - коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті;

γ_{CR} - коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі;

γ_{Cf} - коефіцієнт умов роботи ґрунту по бічній поверхні палі;

R - розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі;

A - площа поперечного перерізу палі;

u - периметр поперечного перерізу палі

Приймаємо:

$$\gamma_{CR} = 1,0; \gamma_{Cf} = 0,8; R = 2708 \text{ кПа}; A = 0,4 \cdot 0,4 = 0,16 \text{ м}^2; u = 4 \cdot 0,4 = 1,6 \text{ м}.$$

Обчислимо несучу здатність по ґрунту основи забивної палі:

$$F_d = 1(1 \cdot 2708 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 0,8 \cdot 424,44) = 651,18 \text{ кН}.$$

Під час призначення навантаження, що допускається на палю, враховуються обмеження. Для забивних паль перерізом 30x30 см, заглиблених у піски пилюваті, дрібні, середньої крупності та глинисті ґрунти - 400-600 кН;

Ці значення встановлюють за досвідом проєктування і виходячи із забезпечення надійності фундаменту; при цьому беруть до уваги можливість пошкодження паль під час забивання, допуски і відхилення їх від проєктного положення.

Тобто допустиме навантаження на одну палю, з урахуванням коефіцієнта надійності:

$$F / \gamma_{dk} = 594,02 / 1,4 = 465,13 \text{ кН}.$$

З урахуванням рекомендацій, приймаємо $F_d = 450 \text{ кН}$.

2.7.14 Визначення числа паль у фундаменті та конструювання ростверку

Число паль у фундаменті встановлюється виходячи з умови максимального використання їхньої несучої здатності.

Кількість паль визначаємо за формулою:

$$n = \frac{N}{\left(\frac{F_d}{\gamma_k} \right) - \bar{A} \cdot d_p \cdot \gamma_{mt}};$$

$$n = \frac{3435,07}{450 - 0,9 \cdot 2,1 \cdot 25} = 8,53 \text{ шт} \approx 9 \text{ шт};$$

де N- навантаження на фундамент;

γ_k - коефіцієнт надійності, при визначенні несучої здатності розрахунком приймається рівним 1,4;

F_d -максимально допустиме навантаження на палю;

γ_{cp} - усереднена питома вага ростверку і ґрунту на його обрізах;

d_p - глибина закладення ростверку;

A - площа ростверку, що припадає на одну палю

Попередньо приймаємо 9 палів.

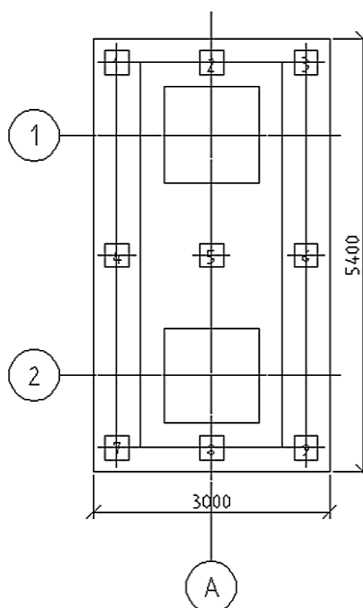


Рисунок 2.30 - Схема конструювання пального куша (9 палів)

Вага ростверку:

$$G_p = b_p \cdot l_p \cdot d_p \cdot \gamma_{\text{нт}} = 3,0 \cdot 5,4 \cdot 2 \cdot 25 = 850,5 \text{ кН};$$

2.7.15 Розрахунок пального фундаменту за несучою здатністю

Під час розрахунку має виконуватися умова:

$$N_{\text{пл}} \leq \frac{F_d}{\gamma_k};$$

де $N_{\text{пл}}$ - найбільше розрахункове навантаження, що передається на палю, кН;

Розрахункове навантаження на палю під час дії моментів визначається за формулою:

$$N_{\text{пл}} = \frac{N'}{n} + \frac{M_x \cdot y}{\sum(y_i^2)} + 1,1 \cdot 10 \cdot g_{\text{пл}};$$

$$N' = N + G_p \cdot 1,1 = 3435,07 + 850,5 \cdot 1,1 = 4370,62 \text{ кН}; M_x = M = 2169,16 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$g_{\text{пл}} = 2,28 \text{ т};$$

n - число паль у фундаменті;

u - відстань у площині дії моменту від головної осі куща до палі, зусилля в якій визначається;

u_i - відстань від головної осі до кожної з паль.

Аналізуючи результати розрахунків робимо висновок, що зусилля в палях №4-9 перевищують допустиме навантаження на одну палю $F_d = 450$ кН.

Отже, збільшуємо число паль до 13 шт (виходячи з конструктивних міркувань) і виконаємо повторний розрахунок навантаження на кожну палю.

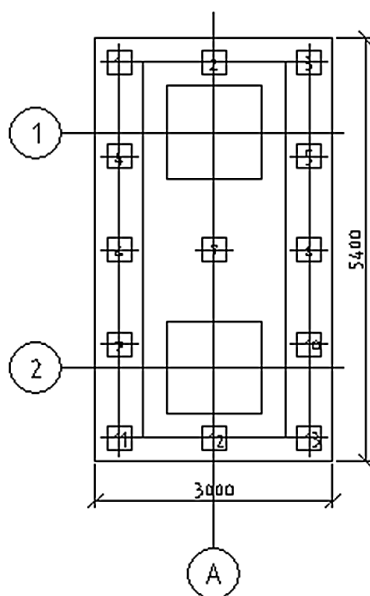


Рисунок 2.31 - Схема конструювання пального куща (13 паль)

У крайніх палях допускається перевищення зусилля до 20%.

$N_{\text{пл}}^{1,2,3} = 232,16 \text{ кН} < 540 \text{ кН}$; $N_{\text{пл}}^{4,5} = 296,72 \text{ кН} < 450 \text{ кН}$; $N_{\text{пл}}^{6,7,8} = 361,28 \text{ кН} < 450 \text{ кН}$; $N_{\text{пл}}^{9,10} = 425,84 \text{ кН} < 450 \text{ кН}$; $N_{\text{пл}}^{11,12,13} = 490,40 \text{ кН} < 540 \text{ кН}$;

Несуча здатність паль забезпечена.

2.7.16 Конструювання пального фундаменту

Проектований ростверк ступінчастий 3х5,4 м. Висота ступенів 0,6 м і 0,3 м.

Сполучення ростверку з палями - жорстке. Арматура замонолічується в

ростверк на величину 350 мм.

На голови паль укладаються арматурні сітки плити.

Стрижні сіток, що потрапляють на палі, вирізаються, а сітки укладаються із захисним шаром у 50 мм.

Клас бетону для ростверків за міцністю на стиск - не нижче С12/15.

Армування підшви здійснювати сітками зі стрижнів арматури класу А400с.

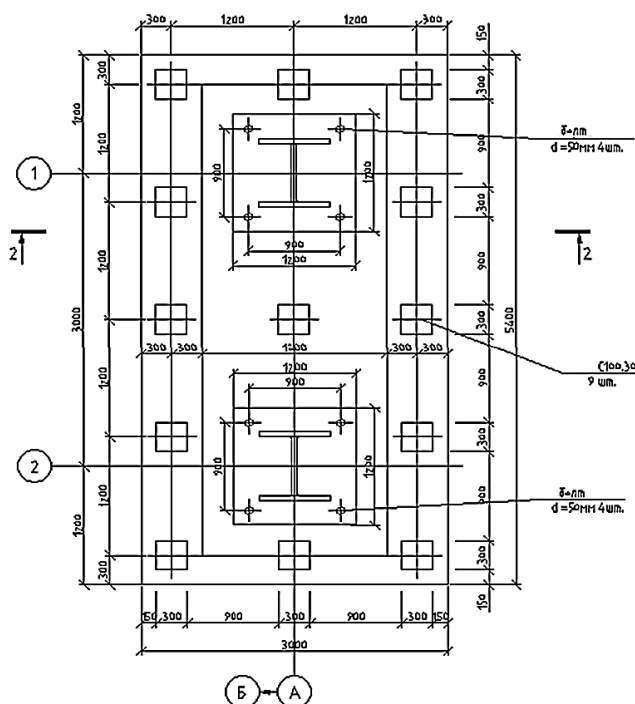


Рисунок 2.32 - Конструювання пальового куца під гілки поздовжньої рами

2.7.17 Розрахунок ростверку на продавлювання колоною

Перевірка на продавлювання проводиться з умови:

$$F \leq \frac{2R_{bt} h_{op}}{\alpha} \left[\frac{h_{op}}{c_1} (b_c + c_2) + \frac{h_{op}}{c_2} (l_c + c_1) \right],$$

де F - продавлювальна сила в палях. Визначаються від навантаження, прикладеного до обрізу ростверку, кН.

R_{bt} - розрахунковий опір бетону розтягуванню, для бетону класу С12/15 приймається рівним 750 кПа;

c_1, c_2 - відстань від граней колони до граней основи піраміди продавлювання

(не більше ніж h_{op} і не менше ніж $0,4h_{op}$), м.

h_{op} - робоча висота перерізу ростверку;

α - коефіцієнт, що враховує часткову передачу поздовжньої сили N через стінки склянки (не менше 0,85);

$$\alpha = 1 - \left(\frac{0,4R_{bt} \cdot A_c}{N_{max}} \right) = 1 - 0 = 1;$$

A_c - площа бічної поверхні колони, закладеної в стакан фундаменту;

Оскільки сполучення колона - фундамент шарнірне, то $A_c = 0$. Виконаємо перевірку:

$$F \leq \frac{2 \cdot 750 \cdot 0,85 \cdot 1,1 \cdot 1,45}{1} \left[\frac{1,45}{1,45} (0,7 + 1,45) + \frac{1,45}{1,45} (0,7 + 1,45) \right]$$

$$= 8744,59 \text{ кН,}$$

$4370,62 \text{ кН} \leq 8744,59 \text{ кН} \Rightarrow$ умова виконується.

2.7.18 Розрахунок ростверку на продавлювання кутовою палею

Перевірка проводиться за формулою:

$$N_{пл} \leq R_{bt} \cdot h_{o1} [\beta_1 (b_{o2} + 0,5c_{o2}) + \beta_2 (b_{o1} + 0,5c_{o1})]$$

де $N_{пл}$ - найбільше зусилля в кутовій палі, приймаємо рівним 490,40 кН;

R_{bt} - розрахунковий опір бетону розтягуванню, для бетону класу С12/15 приймається рівним 750 кПа;

h_{o1} - робоча висота ступеня ростверку;

b_{o1}, b_{o2} - відстані від внутрішніх граней паль до зовнішніх граней ростверку, м;

c_{o1}, c_{o2} - Відстань від внутрішньої грані паль до колони, м.

β_1, β_2 - безрозмірні коефіцієнти, що приймаються за табл. [18] залежно від h_{o1}/C , але не менше 0,6 і не більше 1.

Виконаємо перевірку:

$$N_{пл} < 750 \cdot 1,45 \cdot [0,95 \cdot 0,45 + 0,5 \cdot 0,4 + 1,0 \cdot 0,45 + 0,5 \cdot 0,7] = 538,03 \text{ кН,}$$

$$490,40 \text{ кН} < 538,03 \text{ кН} \Rightarrow$$
 умова виконується.

2.7.19 Техніко-економічне порівняння фундаментів

Для порівняння приймаємо влаштування фундаментів під гілки поздовжньої рами.

Таблиця 2.11 - Вартість і трудомісткість робіт зі зведення стовпчастого фундаменту

Найменування робіт	Од. вимірювання	Обсяг	Вартість		Трудомісткість, люд.-год.	
			На од.	На обсяг	На од.	На обсяг
Розроблення ґрунту 2-ї групи екскаватором	1000 м ³	0,12	113,1	13,50	10,30	1,23
Ручне розроблення ґрунту під подошвою фундаменту	м ³	6,525	0,70	4,55	1,26	8,24
Транспортування ґрунту у відвал на відстань до 3 км	т	194,4	0,39	76,58	-	-
Зворотне засипання ґрунту шарами з ущільненням	1000 м ³	0,08	19,09	1,53	-	-

Висновок: З розрахунку видно, що влаштування стовпчастого фундаменту обійдеться трохи дешевше і менш трудомістке.

Але в цьому проєкті під час ескізного конструювання було виявлено, що застосування стовпчастого фундаменту з конструктивних міркувань недоцільне (з урахуванням габаритних розмірів та інженерно-геологічних умов майданчика будівництва).

Під час ескізного конструювання фундаменту мілкого закладення за необхідними параметрами відстань між підколонниками окремих гілок колон менша від припустимої, що збільшить трудовитрати під час монтажу, а також значно знизить якість будівельно-монтажних робіт.

Аналізуючи результати техніко-економічного розрахунку і дані, отримані під час конструювання фундаментів, робимо висновок, що пальовий фундамент для такого типу будівлі та даних інженерно-геологічних умов найбільш раціональний. А роботи з його влаштування будуть дешевшими і менш трудомісткими.

РОЗДІЛ 3

НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА

У форматі виконання розділу нижче дослідження варіанти конструктивної схеми влаштування покриття будівлі станції виконання регламентних робіт і зберігання повітряних суден.

Станція являє собою одноповерхову будівлю, прямокутного обрису в плані, з розмірами в осях 72х108 м.

3.1 Варіант №1 - Аркове покриття з поздовжніми гратчастими арками циркульного обрису і поперечними фермами-прогонами

Існує три типи конфігурацій аркових елементів: безшарнірні, 3-х шарнірні та 2-х шарнірні. Найбільшого застосування набули 2-х шарнірні арки: вони мають високу стійкість до напружень, що виникають унаслідок перепадів температур, допускають роботу в умовах нерівномірних осідань опор без втрати несучої здатності.

У цьому варіанті конструктивної схеми як основну несучу конструкцію розглядають 2-х шарнірну арку циркульного обрису.

До недоліків аркових конструкцій відноситься факт виникнення розпирних зусиль, для сприйняття яких необхідне влаштування надзвичайно масивних і металоємних опор. Економічно більш доцільний варіант влаштування затяжок для арок, що влаштовуються на підвісах.

Конструктивне рішення передбачає об'єднання двох арок із кроком 3 м у геометрично незмінний зв'язковий блок прольотом 102 м. Двохарочні зв'язкові блоки влаштовують із кроком 21 м і перекривають у поперечному напрямку жорстко закріпленими фермами-прогонами.

Зважаючи на величину прольоту в 102м конструкція арки прийнята гратчастою. Значення висот гратчастої арки змінюється в діапазоні 1250 мм (біля опор) -2750 мм (у центральній частині арки).

Як шарнірну опору прийнято плитковий шарнір.

Геометрична незмінність конструкції зберігається завдяки об'єднанню двох арок у геометрично незмінний зв'язковий блок, улаштуванню зв'язків між колонами, а також жорстко закріпленням до арок фермами-прогонами.

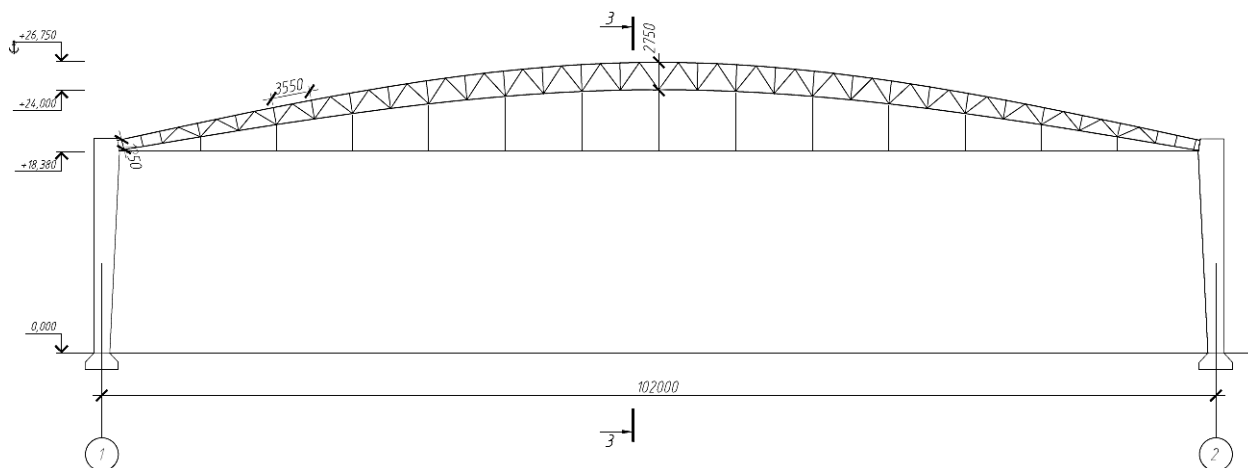


Рисунок 3.1 - Варіант аркового покриття

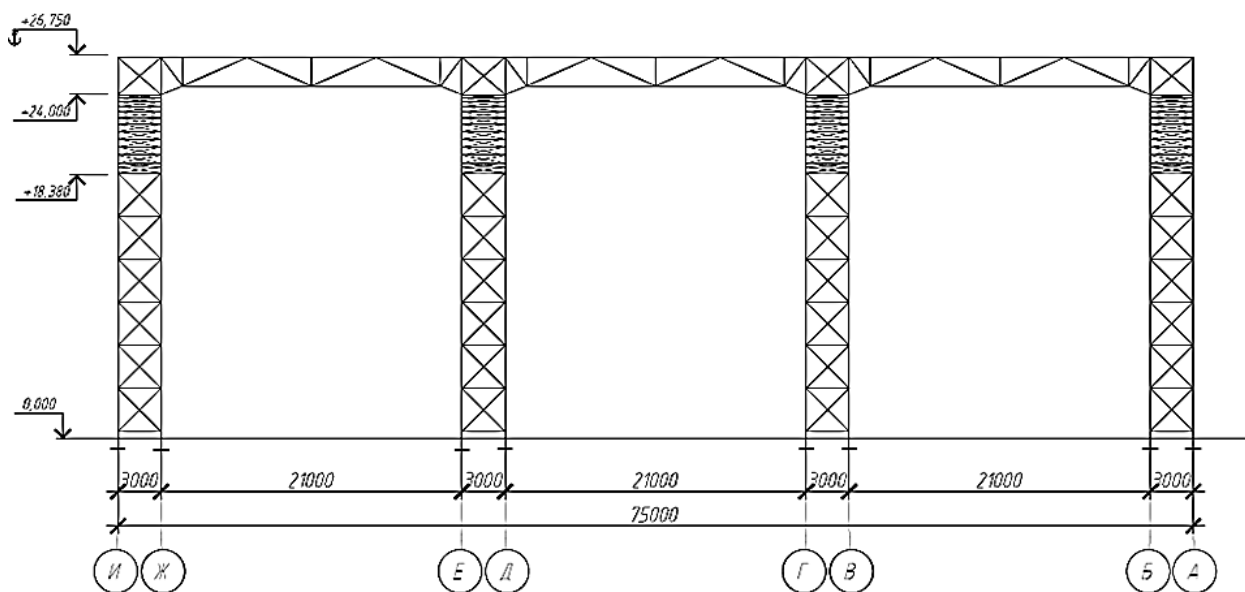


Рисунок 3.2 - Розріз 1-1

3.2 Варіант №2 - Балкове покриття зі шпренгельних ферм

У цьому варіанті конструктивної схеми як основну несучу конструкцію розглядають шарнірно закріплену шпренгельну ферма.

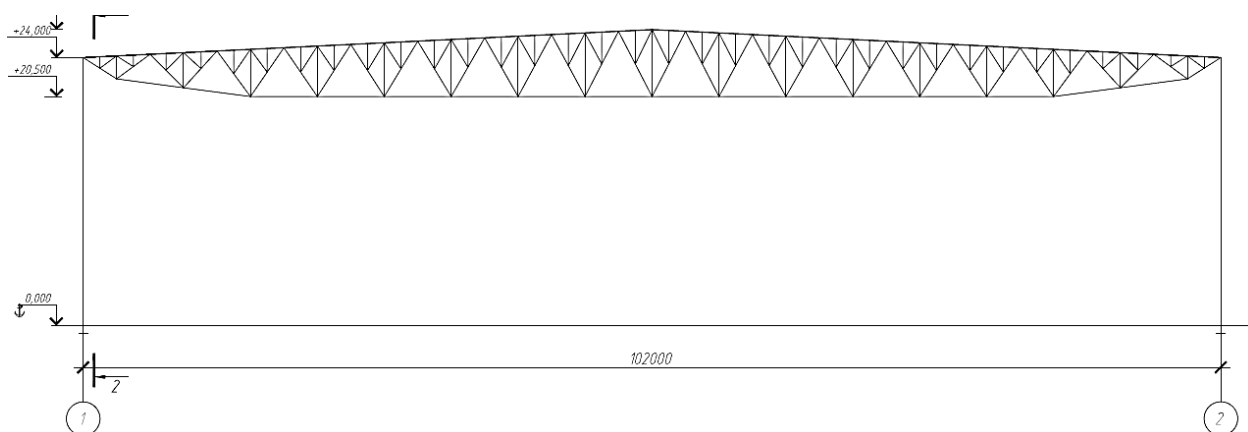


Рисунок 3.3 - Варіант із балковим покриттям із трапецієподібних ферм

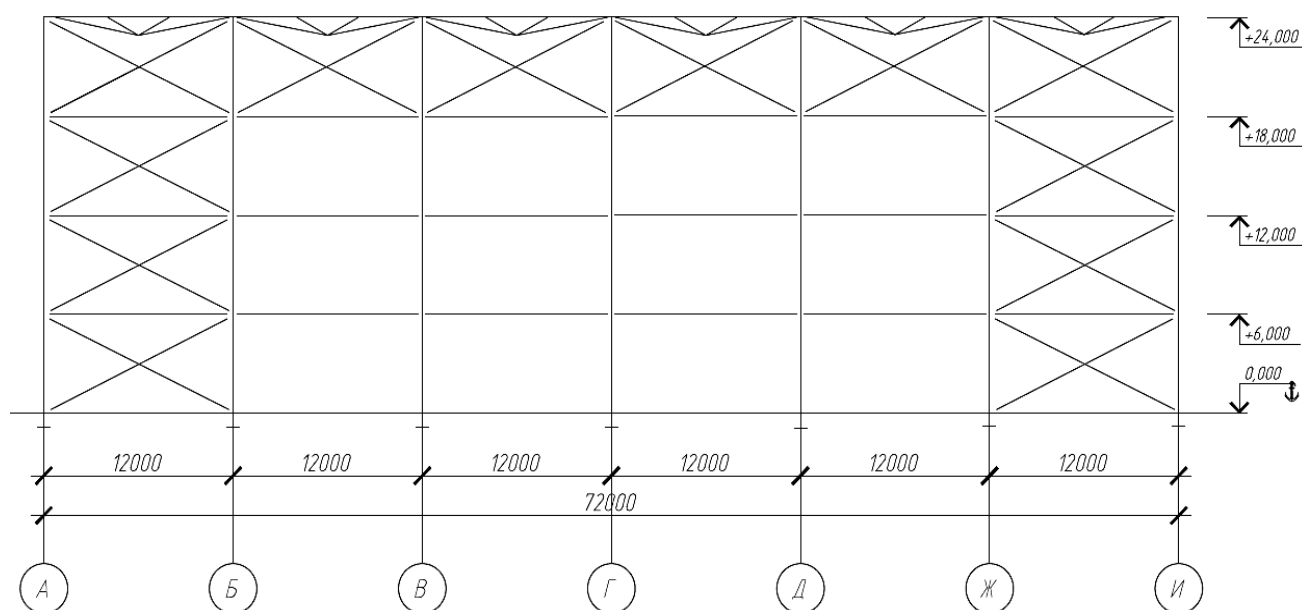


Рисунок 3.4 - Розріз 2-2

Шпренгельні ферми встановлюють із кроком 12 м (проліт становить 102 м) і розкріплюють у поперечному напрямку трикутними фермами-прогонами завдовжки 12 м.

Також необхідне влаштування зв'язків вертикальних зв'язків по колонах в поздовжньому та поперечному напрямку; горизонтальних зв'язків по верхніх поясах ферми в поздовжньому і поперечному напрямку по периметру покриття; розпірок по нижніх поясах ферм у поперечному напрямку.

Висота до низу конструкцій покриття від рівня підлоги -20,5 м.

Висота до верху конструкцій покриття від рівня підлоги - від 24,0 до 26,5 м.

Шпренгельні ферми - балки змінної висоти, заввишки до шести метрів і завдовжки 102 м складаються з 9-ти секцій укрупненої збірки довжиною від 9 до 12 м.

Пояси ферм, розкоси і стійки виконані з квадратних труб.

З'єднання стрижнів реалізується за допомогою зварювання.

Основні переваги балкових покриттів:

- відсутність зусилля розпору від вертикальних навантажень і внаслідок цього досягаються найменші розміри колон і фундаментів;
- простота статичної схеми, а отже, спрощуються процеси монтажу та виготовлення основних несучих елементів;
- ухил покрівлі досягається конструктивно.

До недоліків відносять:

- велика матеріаломісткість;
- масивність конструкції покриття обумовлена збереженням оптимальної ваги готової конструкції, а також допустимих пружних деформацій.

Знизити матеріаломісткість можливо завдяки застосуванню попереднього натягу в конструкції ферм.

3.3 Варіант №3 - Рамно-балкове покриття з поперечних похилих ферм по поздовжній рамі

По головному фасаду (у поздовжньому напрямку) влаштовується жорсткий рамний блок, що складається з двох рам, об'єднаних у єдину просторову раму за допомогою зв'язків.

Проліт рамного блоку становить 102 м.

По задньому фасаду будівлі (у поздовжньому напрямку) влаштовуються колони з кроком 6 м.

У поперечному напрямку покриття перекривається балковими фермами, які спираються на нижній пояс рамного блоку з одного боку і на колони з іншого.

Просторову жорсткість забезпечується системою зв'язків по обох поясах

ферм.

Рамна конструктивна схема має велику жорсткість і порівняно низьку матеріаломісткість, а також не викликає незручностей під час виконання БМР.

До мінусів рамної конструктивної схеми можна зарахувати підвищені вимоги до фундаментної частини будівлі та геологічних умов будівельного майданчика, зважаючи на відносно великі температурні деформації, а також чутливість до нерівномірного осідання фундаментів через високу жорсткість конструкції.

Конструктивно приймаємо поздовжньо-поперечне компонування.

Висота до низу конструкцій покриття змінна - від 15,2 м до 20,8 м.

Вузли сполучення балкових ферм- шарнірні, рамного блоку до фундаментів також шарнірні.

Балкова ферма, виконана з профільних труб. Укрупнене складання балкових ферм містить у собі 5 відправних елементів двох типів довжиною відповідно 18 і 12м.

Проліт балкових ферм становить 66м.

Пояси і стійки рам виконуються з двотаврів зварного перерізу. Інші елементи рам, а також зв'язки по рамах виконуються з профільних труб. Укрупнене складання рами містить 13 відправочних елементів чотирьох типів.

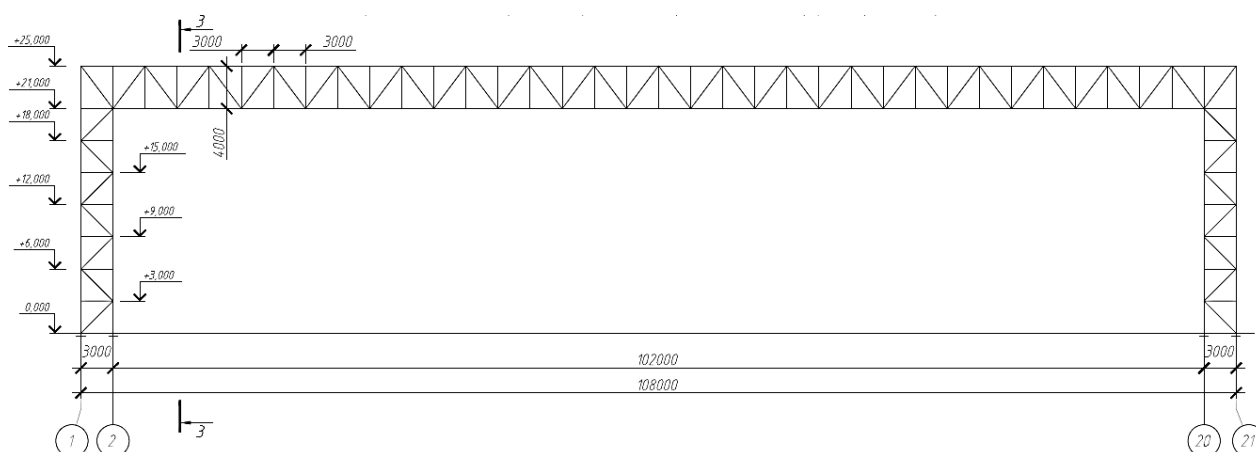


Рисунок 3.5-Варіант із балково-рамним покриттям

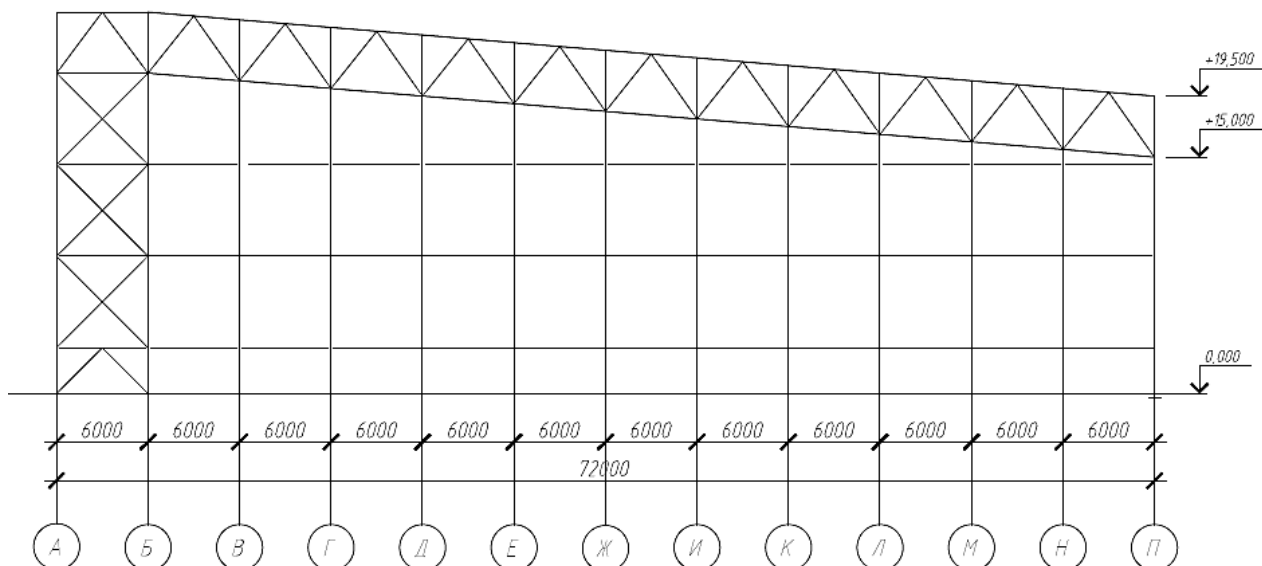


Рисунок 3.6 - Розріз 3-3

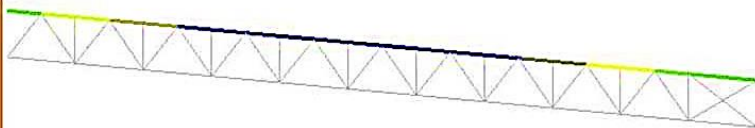
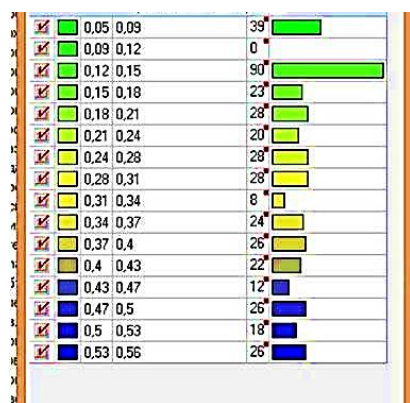


Рисунок 3.7 - Коефіцієнти використання перерізу верхнього поясу ферми

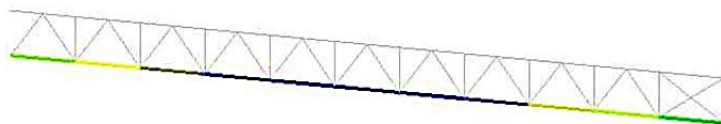
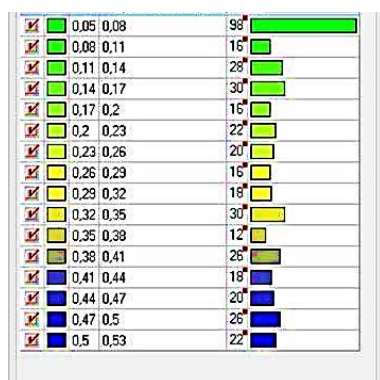


Рисунок 3.8 - Коефіцієнти використання перерізу нижнього поясу ферми

✓	0,17	0,2	145	
✓	0,2	0,22	8	
✓	0,22	0,24	9	
✓	0,24	0,26	7	
✓	0,26	0,28	0	
✓	0,28	0,3	0	
✓	0,3	0,32	0	
✓	0,32	0,34	0	
✓	0,34	0,37	0	
✓	0,37	0,39	0	
✓	0,39	0,41	112	
✓	0,41	0,43	97	
✓	0,43	0,45	0	
✓	0,45	0,47	0	
✓	0,47	0,49	0	
✓	0,49	0,51	2	

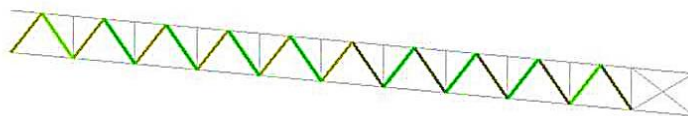


Рисунок 3.9 - Коефіцієнти використання перерізу розкосів ферми

✓	0,21	0,23	27	
✓	0,23	0,25	0	
✓	0,25	0,26	0	
✓	0,26	0,28	0	
✓	0,28	0,3	0	
✓	0,3	0,31	0	
✓	0,31	0,33	0	
✓	0,33	0,35	0	
✓	0,35	0,36	0	
✓	0,36	0,38	0	
✓	0,38	0,4	0	
✓	0,4	0,41	0	
✓	0,41	0,43	0	
✓	0,43	0,44	0	
✓	0,44	0,46	0	
✓	0,46	0,48	163	

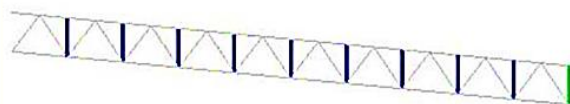


Рисунок 3.10 - Коефіцієнти використання перерізу стійок ферми

3.4 Остаточний вибір варіанту конструктивної схеми покриття

Для вибору найбільш правильного з конструктивної та економічної точки зору застосуємо такі критерії оцінки конструктивних схем:

Експлуатаційні та архітектурні вимоги. Найбільш пристосованою до розташування всередині літаків є балково-рамна конструктивна схема, оскільки конструктивний нахил покрівлі передбачає, що у верхній точці під ними вільно проходитимуть хвостові елементи літаків, а простір над кабіною пілотів буде не задіяно.

Балкове й аркове покриття мають перевагу з огляду на ухил покрівлі, обумовлений конструкцією ферми. У випадку з рамним конструктивом над жорстким рамним блоком потрібні додаткові заходи щодо відведення води.

Осідання опор. Найменш чутливою до осідань опор конструктивною схемою є балкова, а на покриття із застосуванням рам і арок осідання опор несе за собою

негативний вплив.

Витрати металу. Найбільш металоємним є балкове покриття, зважаючи на значну висоту балкової ферми. Найменша витрата металу досягається при застосуванні арок, конструктивна схема із застосуванням рам займає проміжне значення.

Виготовлення та монтаж. Потреба в трудомістких БМР викликає застосування аркових конструкцій. В інших варіантах має місце укрупнена збірка на заводі металоконструкцій з подальшою доставкою до місця проведення БМР.

Вимога до ґрунтових умов. Найбільш невимоглива до фундаментів і ґрунтів підстави конструктивна схема - балкове покриття, для якого характерна відсутність зусиль розпору і низька чутливість до нерівномірних осідань.

3.5 Висновок по розділу 3

У результаті проведеного аналізу трьох варіантів конструктивних схем покриття можна зробити такі висновки:

- арочне і рамне покриття в широкому сенсі актуальні однаковою мірою, але в конкретно розглянутому нами випадку виготовлення і БМР із влаштування арочного покриття не актуальні в умовах міста Львів.
- найбільш несприятливим варіантом буде використання балкового покриття із застосуванням шпренгельних ферм;
- аркова конструкція покриття найраціональніша за прольотів арок у діапазоні 70-80 м і втрачає в економічності з відхиленням від цієї "золотої середини", що не характерно для рамних конструкцій;

Остаточного приймаємо для подальшого проєктування варіант конструктивної схеми покриття №3 - рамно-балкове покриття для будівлі станції.

За всіма показниками ця конструктивна схема лідирує, або не поступається в актуальності іншим представленим варіантам. Незважаючи на вимогливість до фундаментів і ґрунтової основи майданчика будівництва, цей варіант найперспективніший під час проєктування будівель такого формату і призначення.

РОЗДІЛ 4

ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

4.1 Основні положення щодо охорони праці

Охорона праці – це зведення законодавчих актів і правил, відповідних їм гігієнічних, організаційних, технічних та соціально-економічних заходів, що забезпечують безпеку, збереження здоров'я та працездатність людини в процесі праці.

Організація будівельного майданчика, ділянки робіт та робочих місць повинна забезпечувати безпеку праці працюючих на всіх етапах виконання робіт.

Вирішення питань про охорону праці та здоров'я трудящих на будівельному майданчику є найважливішим завданням. При вирішенні завдань необхідно чітко представляти сутність процесів і відшукати способи (найбільш підходящі до кожного конкретного випадку), що усувають вплив на організм шкідливих і небезпечних факторів і унеможливають травматизм і професійні захворювання.

4.1.1 Інженерні рішення з охорони праці

Проектом передбачені інженерні рішення з техніки безпеки будівельно-монтажних та супутніх допоміжних робіт.

При виробництві будівельно-монтажних робіт необхідно дотримуватись вимог[26]. Чинна система охорони праці (трудове законодавство, виробнича санітарія та техніка безпеки) забезпечує належні умови праці робітникам-будівельникам, підвищення культури виробництва, безпеку робіт та їх полегшення, що сприяє підвищенню продуктивності праці. Створення безпечних умов праці у будівництві тісно пов'язане з технологією та організацією виробництва. Відповідальність за безпеку робіт покладено у законодавчому порядку на технічних керівників будівель – головних інженерів та інженерів з охорони праці, виробників робіт та будівельних майстрів. Керівники будівництва зобов'язані організувати планування заходів з охорони праці та протипожежної техніки та

забезпечити проведення цих заходів у встановлені терміни. Поліпшення організації виробництва, створення на будівельному майданчику умов праці, що усувають виробничий травматизм, професійні захворювання та забезпечують нормальні санітарно-побутові умови – одне з найважливіших завдань, від успішного вирішення якого залежить подальше підвищення продуктивності праці на будовах.

До обов'язків адміністрації будівельних організацій з охорони праці входять:

- дотримання правил охорони праці, здійснення заходів з техніки безпеки та виробничої санітарії;
- розробка перспективних планів та угод колективних договорів щодо покращення та оздоровлення умов праці;
- забезпечення працюючих спецодягом, спецвзуттям, засобами індивідуального захисту;
- проведення інструктажів та навчання робочих правил техніки безпеки;
- організація пропаганди безпечних методів праці, забезпечення будівельних об'єктів плакатами, запобіжними написами тощо;
- організація навчання та щорічної перевірки знань, правил та норм охорони праці інженерно-технічного персоналу;
- проведення медичних оглядів осіб, зайнятих на роботах із підвищеною небезпекою та шкідливими умовами;
- розслідування всіх нещасних випадків та профзахворювань, що сталися на виробництві, а також їх облік та аналіз;
- ведення документації та перевірка встановленої звітності з охорони праці;
- видання наказів та розпоряджень з питань охорони праці.

Загальне керівництво робіт з техніки безпеки та виробничої санітарії, а також відповідальність за її стан покладається на керівників (начальників та головних інженерів) будівельних організацій.

4.1.2 Огородження території

Територія будівельного майданчика має бути виділена на території огорожами:

- захисно-охоронними, призначеними для запобігання доступу сторонніх осіб на ділянки з небезпечними та шкідливими виробничими факторами та забезпечення збереження матеріальних цінностей;
- захисними, призначеними лише запобігання доступу сторонніх осіб у ділянки з небезпечними виробничими чинниками;
- сигнальними, призначеними для попередження про межі територій та ділянок з небезпечними та шкідливими виробничими факторами.

Панелі огорож повинні бути прямокутними зі стандартною довжиною $L=1,2; 1,6; 2,0$ м. Відстань між суміжними елементами огороження заповнення полотна панелей має бути 80...100 мм. Відстань між стійками сигнальних огорож не більше 6 м.

4.1.3 Визначення небезпечних зон на будівельному майданчику

При організації будівельного майданчика, розміщення ділянок робіт, робочих місць, проїздів будівельних машин, транспортних засобів, проходів для людей слід встановити небезпечні для людей зони, у яких постійно діють або потенційно можуть діяти небезпечні виробничі фактори.

Згідно [26,28] до зон небезпечних виробничих факторів відносяться зони:

- у смузі шириною до 2-х метрів по периметру від не захищених перепадів за висотою на 1,3 м і більше;
- у місцях переміщення машин та обладнання або їх робочих органів та відкритих частин, що рухаються або обертаються;
- у місцях, над якими відбувається переміщення вантажів вантажопідіймальними кранами;

- поблизу від відкритих неізольованих струмопровідних частин електроустановок та ЛЕП;

- у місцях, де рівні шуму, вібрації чи забруднення повітря робочої зони перевищують гігієнічні норми:

До зон потенційно діючих небезпечних виробничих факторів відносяться:

- монтажні зони - ділянки території поблизу будівлі або споруди, що будується;

- поверхи (яруси) будівель та споруд в одній захватці, над якими відбувається монтаж (демонтаж) конструкцій або обладнання.

4.1.4 Організація безпечних умов праці земляних робіт

Для забезпечення безпечних умов виконання земляних робіт необхідно дотримуватися наступних основних умов безпечного виконання робіт:

- Земляні роботи у зоні розташування діючих підземних комунікацій можуть проводитися лише з письмового дозволу організацій, відповідальних їх експлуатацію.

- Технічний стан землерийних машин повинен регулярно перевірятись із своєчасним усуненням виявлених несправностей. Екскаватор під час роботи необхідно розташовувати на спланованому місці.

- Під час роботи екскаватора забороняється перебування людей у межах призми обвалення та в зоні розвороту стріли екскаватора.

- Завантаження автомобілів екскаватором проводиться так, щоб ківш подавався збоку або ззаду кузова, а не через кабіну водія. Пересування екскаватора із завантаженим ковшем забороняється.

4.1.5 Організація безпечних умов праці бетонних робіт

Для забезпечення безпечних умов виконання бетонних робіт необхідно дотримуватися таких основних умов безпечного виконання робіт:

- опалубку, що застосовується для зведення монолітних залізобетонних конструкцій, необхідно виготовляти та застосовувати відповідно до проекту виконання робіт, затвердженого у відповідному порядку.

- При встановленні елементів опалубки на кілька ярусів кожен наступний ярус слід встановлювати лише після закріплення нижнього ярусу.

- При виробництві опалубних, арматурних, бетонних та розпалубних робіт необхідно стежити за кріпленням лісів та риштування, їх стійкістю, правильним улаштуванням настилів, сходів, поручнів та огорож.

- Щитову опалубку колон, ригелів, перекриттів і стін з пересувних драбин допускається встановлювати при висоті над рівнем землі або нижчим перекриттям не більше 5,5 м.

- Працювати на висоті від 5,5 до 8 м дозволяється тільки з пересувних риштування, що мають нагорі майданчик з огорожами.

- При зведенні залізобетонних стін для безпечної роботи будівельників-опалубників з обох боків необхідно встановити настили з огорожами через кожні 1,8 м за висотою.

- Стан зібраних панелей та блоків опалубки, робочих настилів, навісних майданчиків та сходів на захватках щодня перед початком робіт перевіряє особа, відповідальна за виконання робіт та робить відповідну запис у журналі охорони праці та протипожежної охорони.

- Усі робочі настили та перехідні сходи мають бути надійно закріплені відповідно до проекту.

- Роботи на незакріплених підмостках суворо заборонені.

- До монтажу не допускається опалубка з несправними замками, петлями, захватами, великими люфтами у шарнірах та замках. Виявлені несправності слід усувати негайно.

- До початку монтажу опалубки міцність нижчих несучих монолітних конструкцій повинна бути не нижче 70% проектної.

- Всі прорізи повинні бути закриті інвентарними щитами або захищені.

- До початку монтажу опалубки необхідно перевірити надійність з'єднання елементів опалубки, що входять до складу вузла, що піднімається, переконатися у відсутності незакріплених предметів на елемент опалубки, що переноситься.

- Підйом та переміщення до місця встановлення елементів опалубки необхідно виконувати плавно, без обертання, коригування положення елемента виконувати на відтяжки.

- Не допускається виконувати монтажні роботи на висоті у відкритих місцях при швидкості вітру 15 м/с і більше, при ожеледиці, грозі або тумані, що виключає видимість у межах фронту робіт. Роботи з переміщення та встановлення вертикальних панелей та подібних до них конструкцій з великою вітрильністю слід припиняти при швидкості вітру 10 м/с і більше.

- Розстроювання елементів опалубки проводити тільки після належного їх закріплення або установки, що виключає мимовільне переміщення.

- Панелі та блоки піднімати лише після їх повного звільнення від кріпильних елементів та відриву від бетону. Окремі панелі, крім підкосів, повинні зміцнюватися ланцюговими відтяжками для запобігання перекиданню. Особливу увагу звернути на стропування та підйом блоків опалубки. Щоб уникнути заклинювання блоку при вилученні його з комірки, блок при підйомі має бути строго вертикальним.

- Робочі місця мають бути огорожені інвентарними огорожами. Ву разі відсутності огорожі робітники повинні користуватися запобіжними поясами. Місця прикріплення поясів вказуються виробником робіт та яскраво забарвлюються.

- При монтажі під елементами опалубки заборонено.

- Під час грози та при вітрі силою 6 балів і більше (тобто при швидкості вітру понад 9,9 м/с) виконувати бетонні та залізобетонні роботи із зовнішніх лісів забороняється.

- Арматурні вироби слід переміщувати та встановлювати лише у рукавицях. Армовані ділянки, які можуть бути під струмом, необхідно заземлити. Не дозволяється залишати без закріплення встановлену арматуру.

4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях

4.2.1 Розрахунок забезпечення безпечної евакуації людей

Розрахунковий час евакуації людей з приміщень та будівель встановлюють з розрахунку часу руху одного чи кількох людських потоків через евакуаційні виходи від найвіддаленіших місць розміщення людей.

При розрахунку весь шлях руху людського потоку поділяється на ділянки.

При визначенні розрахункового часу довжина та ширина кожної ділянки шляху евакуації приймається за проектом.

Розрахунковий час евакуації людей визначається як сума часу руху людського потоку по окремих ділянках шляху: $t_p = t_1 + t_2 + \dots + t_i$

Вихідні дані:

Площа залу = 532,18 м²

Об'єм залу = 3021 м³

Розрахунок часу руху людського потоку по I ділянці.

Щільність людського потоку першому ділянці:

$$D_1 = N_1 f / l_1 s = 12,1 \cdot 0,125 / 9,5 \cdot 1,5 = 0,09 \text{ м}^2/\text{м}^2$$

де N_1 – кількість людей на першій ділянці, які перебувають у торговому залі, слід визначати виходячи з площі торгової зали на одну особу – 2 ,5м²);

f – середня площа горизонтальної проекції людини;

l, s – ширина та довжина розрахункової ділянки,

$$t_1 = l_1 / v_1 = 9,5 / 80 = 0,12 \text{ хв}$$

де v_1 – швидкість руху людського потоку горизонтальним шляхом першої ділянки.

Розрахунок часу руху людського потоку по II ділянці.

При злитті на початку ділянки двох і більше людських потоків інтенсивність руху людей дорівнює:

$$q_2 = \sum q_{i-1} s_{i-1} / s_i = (7+7) \cdot 1,5 / 2,5 = 8,4 \text{ м/хв}$$

$$v = 80 \text{ м/хв}$$

$$t_2 = l_2 / v_2 = 2,4 / 80 = 0,03 \text{ хв}$$

Розрахунок часу руху людського потоку на III ділянці.

$$q_3 = \sum q_{i-1} s_{i-1} / s_i = (8,4+7) \cdot 1,5/2,5 = 9,24 \text{ м/хв}$$

$$v = 75 \text{ м/хв}$$

$$t_3 = l_3/v_3 = 2,4/75 = 0,032 \text{ хв}$$

Розрахунок часу руху людського потоку по IV ділянці.

$$q_4 = \sum q_{i-1} s_{i-1} / s_i = (9,24+7) \cdot 1,5/2,5 = 9,74 \text{ м/хв}$$

$$v = 72 \text{ м/хв}$$

$$t_4 = l_4/v_4 = 2,4/72 = 0,033 \text{ хв}$$

Розрахунок часу руху людського потоку за V ділянкою.

$$q_5 = \sum q_{i-1} s_{i-1} / s_i = (9,74+7) \cdot 1,5/2,5 = 10,044 \text{ м/хв}$$

$$v = 70 \text{ м/хв}$$

$$t_5 = l_5/v_5 = 2,4/70 = 0,034 \text{ хв}$$

Розрахунок часу руху людського потоку по VI ділянці.

$$q_6 = \sum q_{i-1} s_{i-1} / s_i = (10,044+7) \cdot 1,5/2,5 = 10,22 \text{ м/хв}$$

$$v = 68 \text{ м/хв}$$

$$t_6 = l_6/v_6 = 2,4/70 = 0,035 \text{ хв}$$

Розрахунок часу руху людського потоку VII ділянці.

$$q_7 = \sum q_{i-1} s_{i-1} / s_i = (10,044+7+5) \cdot 1,5/2,5 = 13,32 \text{ м/хв}$$

$$v = 56 \text{ м/хв}$$

$$t_7 = l_7/v_7 = 16/56 = 0,29 \text{ хв}$$

Розрахунок часу руху людського потоку по VIII ділянці.

$$q_8 = q_{i-1} s_{i-1} / s_i = 13,32 \cdot 2,5 / 1,5 = 15,85 \text{ м / хв}$$

$$v = 15 \text{ м/хв}, t_8 = l_8/v_8 = 12,7/15 = 0,84 \text{ хв}$$

Загальний розрахунковий час:

$$t_p = t_1 + t_2 + t_3 + t_4 + t_5 + t_6 + t_7 + t_8 = 0,12 + 0,03 + 0,032 + 0,033 + 0,034 + 0,035 + 0,29 + 0,84 = 1,416 \text{ хв}$$

Потрібен час евакуації для торгових залів універсальних магазинів при об'ємі приміщення до $5000 \text{ м}^3 = 1,5 \text{ хв}$.

$$1,416 \text{ хв} < 1,5 \text{ хв}.$$

Розрахунковий час евакуації торгового залу відповідає вимогам.

4.3 Висновки за розділом 4

Проектом передбачені інженерні рішення з техніки безпеки будівельно-монтажних та супутніх допоміжних робіт. Виконання цих заходів дозволить усунути вплив на організм шкідливих та небезпечних факторів та виключить по можливості травматизм та виникнення професійних захворювань робітників на будівельному майданчику.

Як заходи протипожежного захисту будівлі у проекті передбачені такі заходи: організовані евакуаційні шляхи, що дозволяють людям безпечно та в короткий термін залишити приміщення та будівлю загалом у разі виникнення пожежі; забезпечення проїздів та під'їздів пожежних автомобілів до будівель та гідрантів.

Передбачено також низку заходів, спрямованих на забезпечення гасіння пожеж або сприяння гасіння. Будівля обладнана системою протипожежного захисту із встановленням датчиків у кожній квартирі. Будівля обладнується системами димовидалення та підпору повітря, що запобігають перетіканню диму поверхами, передбачена шахта димовидалення. Передбачено транспортування пожежних підрозділів за допомогою спеціалізованих ліфтів для пожежників

Усі заходи протипожежного захисту задовольняють вимогам чинних нормативних документів та дозволять звести до мінімуму ймовірність виникнення надзвичайних ситуацій та їх можливі наслідки.

ВИСНОВКИ

В розділі 1. «Архітектурно-будівельний» розроблено ефективні планувальні та просторові рішення для станції обслуговування літаків, що відповідають сучасним вимогам авіаційної інфраструктури. Успішно реалізовано комплекс архітектурно-художніх рішень для функціональності та естетики будівлі, зокрема використання сендвіч-панелей та оптимальне забезпечення природного освітлення.

В розділі 2 розроблено надійну конструктивну схему каркасу, яка враховує вимоги міцності, стійкості та оптимального використання матеріалів. Визначено технічні параметри елементів конструкції з урахуванням кліматичних умов і нормативних вимог, зокрема для сталевого каркасу та фундаментів.

В розділі 3 проведено порівняльний аналіз трьох варіантів конструктивних схем покриття. Остаточо обрано рамно-балкове покриття як найбільш раціональне за критеріями технічної надійності, економічності та можливості адаптації під різні типи навантажень.

У розділі 4 визначено основні інженерні рішення щодо безпеки праці, а також заходи для мінімізації ризиків під час евакуації. Забезпечено відповідність об'єкта сучасним стандартам охорони праці та безпеки в умовах надзвичайних ситуацій.

Кваліфікаційна робота успішно вирішує завдання з розробки проекту станції обслуговування літаків, зокрема щодо архітектурно-конструктивних рішень, технічних параметрів несучих конструкцій і заходів безпеки. Обґрунтовано вибір оптимальної конструктивної схеми, яка забезпечує високий рівень надійності та функціональності споруди.

Практичні результати роботи сприяють підвищенню ефективності експлуатації авіаційної інфраструктури, інтеграції інноваційних технологій у проектування та розвитку авіаційної галузі в Україні.

БІБЛІОГРАФІЯ

1. Ковальчук Я. О. Методичний посібник для виконання кваліфікаційної роботи магістра за спеціальністю 192 “Будівництво та цивільна інженерія” / Я. О. Ковальчук, Г. М. Крамар, О. М. Мещерякова. - Тернопіль : ТНТУ, 2020. – 56 с.
2. ДСТУ Б В.2.6-77:2009 "Захисні споруди цивільного захисту" зі Зміною №1 [Чинний від 10.08.2023]. Вид. офіц. Київ: Міністерство розвитку громад, територій та інфраструктури України, 2023. 112 с.
3. ДБН В.2.5-28:2018 Природне і штучне освітлення [Чинний від 01.10.2012]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2018. 133 с.
4. ДСП 173-96 Державні санітарні правила планування та забудови населених пунктів. Зі змінами [Чинний від 07.03.2019]. Вид. офіц. Київ: Міністерство охорони здоров'я України, 1996. 46 с.
5. ДБН В.2.2-40:2018 Інклюзивність будівель і споруд. Основні положення. Із Зміною № 1 [Чинний від 01.09.2022]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2022. 67 с.
6. ДБН В.2.6-31:2021 Теплова ізоляція та енергоефективність будівель [Чинний від 01.09.2022]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2022. 23 с.
7. ДБН В.1.2-14:2018 "Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд" із Зміною №1 [Чинний від 02.08.2018]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2022. 35 с.
8. Навантаження і впливи. Норми проектування: ДБН В.1.2–2:2006. – [Чинні від 01.01.2007]. – К.: Мінбуд України, Державне підприємство «Укрархбудінформ», 2006. – 75 с.
9. ДСТУ Б В.2.6-77:2009 Конструкції будинків і споруд. Двері металеві протипожежні. Загальні технічні умови [Чинний від 01.08.2009]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. 16 с.
10. ДБН В.1.17-2002 Пожежна безпека об'єктів будівництва. – К.: Держбуд України, 2003.
11. ДБН В.2.1-10-2018 "Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення" [Чинний від 02.08.2018]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2018. 36 с.

12. ДСТУ Б В.2.1-2-96. Ґрунти. Класифікація. – К.: Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1995.
13. ДБН А.2.1–1-2008 Інженерні вишукування для будівництва. Основні положення. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2008.
14. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2011.
15. Данильченко, Світлана Михайлівна, and Наталія Юрійвна Чорномаз. "Загальні принципи діагностування пошкоджуваності будівельних конструкцій." Праці конференції Міжнародної науково-технічної конференції присвяченої 70-річчю від дня народження член-кореспондента НАН України, проф. Яснія Петра Володимировича „Міцність і довговічність сучасних матеріалів та конструкцій “ (2022): 246-247.
16. Гудь М. І. Оцінювання довговічності тонкостінних циліндричних оболонок при транспортуванні літаком : дисертація на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук за спеціальністю 01.02.04 / Михайло Іванович Гудь. — Тернопіль : ТНТУ, 2021. — 127 с.
17. Ясній, П. В., Ю. І. Пиндус, and М. І. Гудь. "АНАЛІЗ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ПІДСИЛЕНОЇ ЦИЛІНДРИЧНОЇ ОБОЛОНКИ ПРИ ВІЛЬНИХ ПОПЕРЕЧНИХ КОЛИВАННЯХ."
18. Ясній, В. П.; Будз, В. І. Пристрої та системи захисту будівель та споруд від дії циклічних навантажень: сучасний стан та перспективи. Проблеми обчислювальної механіки і міцності конструкцій, 2023, 1.36: 105-114.
19. Romaniuk, Volodymyr, et al. "Features of the work of continuous perforated beams near intermediate supports." *Procedia Structural Integrity* 59 (2024): 471-478.
20. Hud, Mykhailo, Nataliya Chornomaz, and Svitlana Danylchenko. "Modelling of the stress-strain state of a wooden frame under dynamic loads with local stiffening elements." *Procedia Structural Integrity* 59 (2024): 687-691.
21. ДБН А.3.2-2-2009 "Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення" [Чинний від 30.12.2011]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2010. 112 с.
22. Про охорону праці: Закон України від 14.10.92 р. № 2695-XII. Вид.

офіц. Голос України 1992. 24 лист. № 49, ст.669.

23. ДСТУ-П OHSAS 18002: 2006 Системи управління безпекою та гігієною праці. Основні принципи виконання вимог (OHSAS 18002:2000, IDT).

24. ДБН А.3.2-2-2009 "Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення"

25. ДСТУ 2293–99 Охорона праці. Терміни та визначення основних понять.

26. ДСТУ Б А.3.2-15:2011 Норми освітлення будівельних майданчиків

27. ДСТУ Б В.2.8-43:2011 Огородження інвентарні будівельних майданчиків та ділянок виконання будівельно-монтажних робіт. Технічні умови

28. НПАОП 0.00-6.23–92 Про порядок проведення атестації робочих місць за умовами праці

29. НПАОП 0.00-4.12–05 Типове положення про порядок проведення навчання і перевірки знань з питань охорони праці.

30. Ясній, Петро Володимирович, et al. "Методи моніторингу та розрахунку експлуатаційних впливів і динаміки руху колісних транспортних систем при транспортуванні великогабаритних вантажів: навчальний посібник для студентів усіх форм навчання." (2018).

31. Методичні вказівки для написання розділу з Охорони праці в будівництві спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» - Тернопіль: ТНТУ, 2024. -15 с

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

33. Стручок В.С. Безпека в надзвичайних ситуаціях. Методичний посібник для здобувачів освітнього ступеня «магістр» всіх спеціальностей денної та заочної (дистанційної) форм навчання / В.С.Стручок. — Тернопіль: ФОП Паляниця В. А., 2022. — 156 с.

34. Каспрук В.Б. Методичні вказівки для написання розділу з Охорони праці в будівництві спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» - Тернопіль: ТНТУ, 2024. -15 с.