

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: Проект арени для зимових видів спорту в Луцьку із дослідженням
великопролітної ферми

Виконав: студент 6 курсу, групи МБмз-61
спеціальності

192. Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва спеціальності)

Студент

(підпис)

Клименко К. В.

(прізвище та ініціали)

Керівник

(підпис)

Крамар Г. М.

(прізвище та ініціали)

Нормоконтроль

(підпис)

Мещерякова О. М.

(прізвище та ініціали)

Завідувач кафедри

(підпис)

Ясній В. П.

(прізвище та ініціали)

Рецензент

(підпис)

Кошалко С. А.

(прізвище та ініціали)

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 Клименку Костянтину Володимировичу

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проєкт арени для зимових видів спорту в Луцьку із дослідженням
великопролітної ферми

Керівник роботи Крамар Галина Михайлівна к.т.н., доц.

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

Затверджені наказом ректора від « 12 » 11 2024 року № 4/7-1092

2. Термін подання студентом завершеної роботи

3. Вихідні дані до роботи Район будівництва

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

Архітектурно-будівельний розділ. Розрахунково-конструктивний розділ. Науково-дослідний

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)

Клименко К. В.

(прізвище та ініціали)

Керівник роботи

(підпис)

Крамар Г. М.

(прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

ВСТУП	6
РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ	9
1.1 Вступ.....	9
1.2 Загальні дані	9
1.3 Генеральний план.....	9
1.3.1 Майданчик для будівництва.....	9
1.3.2 Розташування будівель і споруд.....	9
1.3.3 Озеленення та благоустрій	10
1.3.4 Протипожежні заходи.....	10
1.4 Характеристика будівлі	11
1.4.1 Об'ємно-планувальне рішення.....	11
1.4.2 Конструктивне рішення.....	11
1.5 Інженерне обладнання	12
1.5.1 Водопровід і каналізація.....	12
1.5.2 Опалення	13
1.5.3 Вентиляція	13
1.5.4 Протипожежна вентиляція	13
1.5.5 Теплопостачання	13
1.5.6 Електропостачання	13
1.5.7 Телефонізація	14
1.5.8 Протипожежна сигналізація.....	14
РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНКОВО - КОНСТРУКТИВНИЙ	15
2.1 Компонування конструктивної схеми будівлі	15
2.2 Розбивка сітки колон і ферм	16
2.2.1 Влаштування зв'язків	17
2.2.2 Огороджувальні конструкції.....	18
2.3 Статичний розрахунок.....	19
2.3.1 Коротка характеристика методики розрахунку	19

2.3.2 Розрахункова схема.....	21
2.3.4 Збір навантажень	22
2.4 Розрахунок і конструювання ферми КФ1.....	26
2.5.1. Вихідні дані.....	26
2.5.2 Підбір перерізу стиснутих елементів.....	26
2.5.3 Підбір перерізу розтягнутих елементів	28
2.5.4 Підбір перерізів елементів ферми	29
2.6 Підбір перерізів зв'язків.....	29
2.7 Перевірочний розрахунок прогону	31
2.7.1 Визначення навантажень і розрахункових зусиль.....	31
2.7.2 Перевірка прийнятого перерізу прогону	31
2.8 Розрахунок колони.....	33
2.8.1 Вибір розрахункової схеми та компонування.....	33
2.8.2 Перевірка стійкості гілок колони	34
2.8.3 Конструювання та розрахунок оголовка колони К1	41
2.9 Перевірка прогину ферми	44
РОЗДІЛ 3 ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ.....	45
3.1 Природні умови.....	45
3.2 Інженерно-геологічні та гідрологічні умови ділянок проектного будівництва	45
3.3 Навантаження на основу	46
3.4 Проектування фундаменту із забивних паль	47
3.5 Проектування стовпчастого фундаменту	55
РОЗДІЛ 4 НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ.....	64
4.1 Варіант №1 Лінзоподібна ферма покриття	64
4.2 Варіант №2 Лінзоподібна ферма покриття(вигнута).....	65
4.3 Варіант №3 Арочні покриття	66
РОЗДІЛ 5 ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ.....	68
5.1 Основні положення щодо охорони праці	68

5.1.1 Інженерні рішення з охорони праці	68
5.1.2 Огородження території.....	70
5.1.3 Визначення небезпечних зон на будівельному майданчику	70
5.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях	72
5.2.1 Розрахунок забезпечення безпечної евакуації людей	72
5.2.2 Висновки за розділом	74
ВИСНОВКИ.....	75
БІБЛІОГРАФІЯ	76

ВСТУП

Сучасний розвиток спорту потребує створення нових спеціалізованих споруд, здатних забезпечити комфортні умови для тренувань та змагань. Особливо актуальним є будівництво спортивних залів для зимових видів спорту, які є важливою складовою популяризації активного способу життя, розвитку молодіжного спорту та організації масових заходів.

Луцьк, як один із найбільших культурних і спортивних центрів Волині, має значний потенціал для створення такого об'єкта. Однак, наявність відповідної інфраструктури для зимових видів спорту в місті залишається обмеженою, що викликає потребу у нових архітектурних та інженерних рішеннях.

Проектування спортивного залу для зимових видів спорту потребує врахування специфічних вимог до функціональності споруди, її екологічності та енергоефективності. Одним із ключових завдань є розробка великопролітної ферми, яка забезпечить надійність та стійкість конструкції при збереженні відкритого простору для змагань і тренувань.

Універсальний спортивний зал для зимових видів спорту - це багатофункціональний комплекс зі штучним льодом місткістю понад 7 тисяч місць. Реалізація проекту будівництва нової льодової арени - це крок до абсолютно нового етапу розвитку міста. Будівництво нового льодового палацу дасть поштовх для розвитку інфраструктури в цьому районі.

Актуальність теми кваліфікаційної роботи. У контексті сучасних тенденцій розвитку зимових видів спорту зростає потреба у спеціалізованих спорудах, які відповідали б сучасним стандартам функціональності, безпеки та енергоефективності.

Луцьк, як адміністративний і культурний центр Волинської області, має значний потенціал для розвитку спорту. Проте відсутність сучасного залу для зимових видів спорту обмежує можливості проведення тренувань, спортивних змагань та масових заходів. Це створює потребу у будівництві нової спортивної споруди, яка відповідала б інтересам місцевої громади та стимулювала спортивну

активність у регіоні.

Особливу актуальність набуває проектування великопролітних конструкцій для таких споруд, адже вони забезпечують відкритий простір без використання додаткових внутрішніх опор. Це важливо для створення комфортного та безпечного середовища для занять спортом. Дослідження великопролітної ферми, яка є ключовим конструктивним елементом, дозволяє забезпечити надійність, довговічність та економічну ефективність будівлі.

Таким чином, виконання даної роботи є актуальним з огляду на потребу в розширенні спортивної інфраструктури Луцька, вдосконалення будівельних технологій та застосування сучасних інженерних рішень у проектуванні великопролітних споруд. Вона сприятиме підвищенню рівня спортивної культури регіону та інтеграції сучасних технологій у будівництво спортивних об'єктів.

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 виставочного спортивного залу для зимових видів спорту із дослідженням великопролітної ферми.

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

- розробити основні архітектурно-будівельні та конструктивні рішення спортивного залу для зимових видів спорту;
- розрахувати основні параметри несучих конструкцій виставочного спортивного залу для зимових видів спорту відповідно до діючих навантажень;
- дослідити основні конструктивні особливості великопролітних ферм покриття громадських будівель;
- розробити основні рекомендації з охорони праці та цивільного захисту населення.

Об'єктом дослідження є великопролітні ферм покриття громадських будівелі.

Предметом дослідження є конструктивні особливості великопролітних ферм покриття громадських будівель.

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

Наукова новизна отриманих результатів полягає в тому що, систематизовано дані стосовно конструктивних особливостей великопролітних ферм покриття..

Практичне значення отриманих результатів – це можливість проектування надійних та оптимальних конструкцій для громадських будівель.

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: металева ферма, великопролітна ферма, громадська будівля.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

1.1 Вступ

В цій кваліфікаційній роботі розробляються несучі конструкції, а також загальне архітектурно-планувальне рішення будівлі льодового палацу спорту в Луцьку.

1.2 Загальні дані

Кліматичні умови району будівництва:

- розрахункове значення ваги снігового покриву для IV району – 140 кг/м²
- швидкісний натиск вітру для III району - 38 кг/м²
- розрахункова температура зовнішнього повітря в зимовий період - 29⁰ С
- сейсмічність району будівництва -6 балів.

1.3 Генеральний план

1.3.1 Майданчик для будівництва

Проектований льодовий палац спорту планується розташувати в центрі міста Луцьк.

1.3.2 Розташування будівель і споруд

Генеральний план і планування вирішено в ув'язці з наявною забудовою з урахуванням технологічних вимог виробництва, будівельних, санітарних і протипожежних норм проектування.

Для проектного льодового палацу спорту передбачено відкриті

майданчики для стоянки легкових машин. Проектовані проїзди і тротуари забезпечують транспортний і пішохідний зв'язок між будівлями і спорудами.

1.3.3 Озеленення та благоустрій

Територія упорядковується:

- навколо всієї будівлі влаштовують декоративні чагарники в живоплоті;
- на всій території обладнуються малі архітектурні форми - лавки та урни;
- територія в нічний час освітлюється світильниками і ліхтарями.

У місцях порушення природного земляного покриву влаштовують газони і квітники.

Навколо території центру висаджують дерева різних порід.

1.3.4 Протипожежні заходи

Будівля запроектована з урахуванням вимог [10].

Передбачаються такі протипожежні заходи:

1. Дотримання ступеня вогнестійкості будівлі з призначенням відповідних матеріалів стін, перегородок, перекриттів, сходів, стін сходових кліток, матеріалу утеплювача.
2. Передбачено необхідну кількість виходів безпосередньо назовні через дверний отвір.
3. Приміщення громадського призначення мають необхідну кількість розосереджених евакуаційних виходів.
4. Влаштування проїздів для пожежних машин, і можливість доступу пожежників з автодрабин (автопідйомників) у будь-яке приміщення.
5. Пожежогасіння здійснюється за допомогою пожежних гідрантів при закільцьованому водопроводі.

1.4 Характеристика будівлі

1.4.1 Об'ємно-планувальне рішення

Будівля льодового палацу спорту складається з двох пов'язаних між собою блоків.

Блок - основний, прямокутний у плані, з розмірами в крайніх осях - 93,4х60м. Корисна висота 12м. Тут розташовуються: хокейне поле 30х61м; трибуни місткістю 7000 тис. осіб; підтрибунний простір використовується для вестибюля і гардероба; уздовж менших боків хокейного поля - буфети, курилки, санвузли і гараж для двох машин з догляду за льодом. Три головні входи в будівлю для глядачів розміщені з протилежних боків. Оскільки всі входи на глядацькі місця розташовані на тій самій позначці, що й вестибюль для глядачів, то фойє поєднано з вестибюлем. Кожна трибуна розбита на блоки. Число глядацьких місць у блоці визначено, виходячи з нормативного часу евакуації.

Висота поверху - 3.9 м. На першому поверсі розташовані: вестибюль, буфет, підсобні приміщення та дві роздягальні. На другому - медпункт, два адміністративні приміщення. На третьому - бігова доріжка, зал силових підготовки, кімната відпочинку, одна роздягальня. На кожному поверсі передбачені душові та санвузли. Цей блок призначений для спортсменів і членів різних спортивних клубів і тут же знаходяться технічні та обслуговуючі приміщення.

Під час проєктування враховано функціональне зонування. Шляхи руху глядачів, спортсменів та адміністративних працівників не перетинаються.

1.4.2 Конструктивне рішення

Конструктивний тип будівлі (основного блоку) - металевий каркас. Ригелем поперечної рами є наскрізна ферма. Проліт ферми 72,4 м, стріла підйому 5 м. Ферма спирається на колони через плитковий шарнір. Сполучення колони з фундаментом жорстке.

Просторова робота поперечних рам, розташованих із кроком 12 м, забезпечується системою вертикальних зв'язків по колонах, розташованих у центрі блоку, горизонтальних по верхніх поясах ферм.

Покрівля будівлі виконана по прогонах, розташованих із кроком 2,78 м. До складу покрівельної конструкції входить: сталевий профільований настил; гідро-(паро-) ізоляція з одного шару руберойду; утеплювач із мінераловатних плит завтовшки 200 мм; цементно-піщана стяжка; ізопласт.

Профільований настил необхідно кріпити в нижню хвилю із застосуванням ущільнювальних шайб. Кріплення виконувати до кожного прогону через хвилю за допомогою самонарізних болтів. Крайні листи кріпити в кожну хвилю. Між собою листи скріплювати за допомогою комбінованих заклепок. Таке кріплення профільованого настилу дає змогу створити жорсткий диск покриття.

Огороджувальні стінові конструкції основного блоку виконані вентильованим фасадом.

1.5 Інженерне обладнання

1.5.1 Водопровід і каналізація

Проектована будівля обладнується такими системами водопроводу і каналізації:

1. Господарсько-питним водопроводом;
2. Протипожежним водопроводом;
3. Гарячим водопостачанням;
4. Господарсько-фекальною каналізацією;
5. Внутрішнім водостоком.

Побутова каналізація від будівлі самопливом підключається до наявної мережі діаметром 200 мм.

1.5.2 Опалення

Системи опалення центру - однотрубні, тупикові з нижнім розведенням подавальної магістралі і нижнім розведенням зворотної магістралі.

1.5.3 Вентиляція

Вентиляція будівлі - природна. Із сан.вузлів і побутових приміщень за допомогою додатково встановлюваних каналних вентиляторів.

Вентиляція службових приміщень - природна, через квартирки.

Приплив - не організований.

1.5.4 Протипожежна вентиляція

Протидимний захист будівлі здійснюється за допомогою вентиляційних пристроїв.

1.5.5 Теплопостачання

Джерелом теплопостачання слугують міські теплові мережі. Розрахункові параметри теплоносія 150-80°C, робочий тиск 160 кН/см².

Підключення будівлі до теплових мереж здійснюється за незалежною схемою.

1.5.6 Електропостачання

Живильні та розподільні мережі силового обладнання виконуються проводом АПВ у вінілпластових трубах, що прокладаються приховано в підлозі.

Електромережу розраховано за тривало-допустимим струмовим навантаженням і перевірено за втратою напруги. Облік електроенергії

передбачається загальний на вводі лічильниками.

1.5.7 Телефонізація

Телефонізація передбачається від міської телефонної мережі. Для виконання зовнішніх мереж телефонізації необхідно:

1. Виконати виноску наявної телефонної мережі із зони будівництва, з перекладкою наявних у ній телефонних кабелів у нову.
2. Запроєктувати і побудувати 1-но лінійну телефонну мережу від існуючої - до проєктованого центру.
3. По позамайданчикових мережах виконати приєднання до наявної телефонної мережі та провести заміну наявних колодязів.

1.5.8 Протипожежна сигналізація

Пожежну сигналізацію виконують із використанням датчиків пожежної сигналізації, які встановлюють на стелі на відстані не більше ніж 2 м від стіни і 4 м між датчиками. Сигналізація про пожежу виводиться на дві станції пожежної сигналізації, які встановлюють у приміщенні диспетчерської.

РОЗДІЛ 2

РОЗРАХУНКОВО - КОНСТРУКТИВНИЙ

2.1 Компонування конструктивної схеми будівлі

Об'єкт будівництва - будівля льодового палацу спорту в місті Луцьк.

Будівля льодового палацу спорту складається з двох пов'язаних між собою блоків. Блок - основний, прямокутний у плані, з розмірами в крайніх осях - 93,4х60м. Корисна висота 12м. Тут розташовуються: хокейне поле 30х61м; трибуни місткістю 7 тис. осіб; підтрибунний простір використовується для вестибюля та гардеробу; уздовж менших боків хокейного поля - буфети, курильні, санвузли та гараж для двох машин для догляду за льодом. Три головні входи в будівлю для глядачів розміщені з протилежних боків. Оскільки всі входи на глядацькі місця розташовані на тій самій позначці, що й вестибюль для глядачів, то фойє поєднано з вестибюлем. Кожна трибуна розбита на блоки. Кількість глядацьких місць у блоці визначено, виходячи з нормативного часу евакуації.

Висота поверху - 3,9 м. На першому поверсі розташовані: вестибюль, буфет, підсобні приміщення та дві роздягальні. На другому - медпункт, два адміністративні приміщення. На третьому - бігова доріжка, зал силових підготовки, кімната відпочинку, одна роздягальня. На кожному поверсі передбачені душові та санвузли. Цей блок призначений для спортсменів і членів різних спортивних клубів і тут же знаходяться технічні та обслуговуючі приміщення.

Під час проєктування враховано функціональне зонування. Шляхи руху глядачів, спортсменів та адміністративних працівників не перетинаються.

Місце будівництва - м. Луцьк.

Кліматичні умови будівництва

1. Згідно з [8], розрахункове значення ваги снігового покриву на 1 м² горизонтальної поверхні землі дорівнює 1,4 кПа (140 кгс/м²) - IV сніговий район;
2. Нормативний вітровий тиск - 0,38 кПа (38 кгс/м²), III вітровий район;
3. Сейсмічність району будівництва - 6 балів;

4. Розрахункова температура повітря найбільш холодної доби, забезпеченістю 0,98 мінус 23°C .

Конструктивний тип будівлі (основного блоку) - металевий каркас. Ригелем поперечної рами є наскрізна ферма. Проліт ферми 72,4 м, стріла підйому 5 м. Ферма спирається на колони через плитковий шарнір. Сполучення колони з фундаментом жорстке.

Просторова робота поперечних рам, розташованих із кроком 12 м, забезпечується системою вертикальних зв'язків по колонах, розташованих у центрі блоку, горизонтальних по верхніх поясах ферм.

Покрівля будівлі виконана по прогонах, розташованих із кроком 2,78 м. До складу покрівельної конструкції входить: сталевий профільований настил; гідро-(паро-)ізоляція з одного шару руберойду; утеплювач із мінераловатних плит товщиною 200 мм; цементно-піщана стяжка; ізопласт.

Профільований настил необхідно кріпити в нижню хвилю із застосуванням ущільнювальних шайб. Кріплення виконувати до кожного прогону через хвилю за допомогою самонарізних болтів. Крайні листи кріпити в кожну хвилю. Між собою листи скріплювати за допомогою комбінованих заклепок. Таке кріплення профільованого настилу дає змогу створити жорсткий диск покриття.

Геометрична незмінність конструкції каркаса забезпечується одноповерховими багатопрогоновими рамами, системою вертикальних зв'язків між колонами, розпірок і горизонтальних зв'язків у рівні покриття.

2.2 Розбивка сітки колон і ферм

Відповідно до вихідних даних призначаємо крок колон $B = 12$ м, крок ферм 6 м. Спираємо на колони безпосередньо підкроквяні балки і кроквяні ферми. Проміжні ферми спираємо на підкроквяні балки.

Прив'язку зовнішньої грані колони до поздовжніх координаційних осей приймаємо центральну.

2.2.1 Влаштування зв'язків

Компонування конструктивної схеми каркаса включає постановку зв'язків по покриттю будівлі і між колонами. Вони призначені для створення геометрично незмінної просторової конструкції каркаса; зменшення розрахункових довжин елементів конструкцій; сприйняття вітрових і гальмівних навантажень; забезпечення просторової роботи каркаса і проектного положення елементів каркаса в процесі монтажу та експлуатації.

Розміщуємо горизонтальні поперечні зв'язки Гз1 по верхніх поясах кроквяних ферм у вісях 1-2, 3-4, 5-6, 7-8, 9-10, 11-12, 13-14, 15-16, 17-18 і 19 – в 20. Вони служать для закріплення від зсувів прогонів.

Поперечні горизонтальні зв'язки за нижніми поясами ферм розміщуємо біля торців будівлі (в осях 1-2 і 20-21) і вздовж основних колон по осі Б і В.

Для утримування кроквяних ферм в проектному (вертикальному) положенні передбачаємо розпірки Р1 і Р2.

По нижніх поясах ферм встановлюємо розпірки Р1 і Р2. Унаслідок такого об'єднання ферми сприймають від стійок торцевого фахверка вітрове навантаження і передають його на зв'язки між колонами і далі за їхньою допомогою - на фундаменти і закріплюють від зсувів вертикальні зв'язки і розтяжки між нижніми поясами.

Розміщуємо вертикальні зв'язки Вз-1 між фермами в осях 1-2, 3-4, 5-6, 7-8, 9-10, 11-12, 13-14, 15-16, 17-18 і 19-20.

Зв'язки між колонами (рис.3.1) Призначення зв'язків:

- створення поздовжньої жорсткості каркаса, необхідної для нормальної його експлуатації;
- забезпечення стійкості колон;
- сприйняття вітрового навантаження.

Встановлюють їх за всіма поздовжніми рядами колон блоку БЗ, в осях 5-7 і 15-17.

Покрівля неексплуатована з профлиста по несучих металевих балках такого складу:

- ізопласт;
- цементно-піщана стяжка $\gamma=1800 \text{ кг/м}^3$ - 520 мм;
- утеплювач - жорсткі мінераловатні плити, $\gamma=200 \text{ кг/м}^3$ - 200 мм;
- пароізоляційна - один шар руберойду;
- покриття – профлист по металевих прогонах.
- підвісна стеля.

Водовідведення з покрівлі - внутрішнє організоване.

2.3 Статичний розрахунок

Розрахунок будівлі виконуємо за допомогою проєктно-обчислювального комплексу SCAD. Комплекс реалізує скінченно-елементне моделювання статичних і динамічних розрахункових схем, перевірку стійкості, вибір не вигідних поєднань зусиль, підбір арматури залізобетонних конструкцій, перевірку несучої здатності сталевих конструкцій.

2.3.1 Коротка характеристика методики розрахунку

В основу розрахунку покладено метод скінченних елементів з використанням як основних невідомих переміщень і поворотів вузлів розрахункової схеми. У зв'язку з цим ідеалізацію конструкції виконано у формі, пристосованій до використання цього методу, а саме: систему представлено у вигляді набору тіл стандартного типу (стрижнів, пластин, оболонок тощо), які називаються скінченними елементами та приєднані до вузлів.

Тип кінцевого елемента визначається його геометричною формою, правилами, що визначають залежність між переміщеннями вузлів кінцевого елемента і вузлів системи, фізичним законом, що визначає залежність між внутрішніми зусиллями і внутрішніми переміщеннями, і набором параметрів

(жорсткостей), що входять в опис цього закону тощо.

Вузол у розрахунковій схемі методу переміщень подається у вигляді абсолютно жорсткого тіла зникаюче малих розмірів. Положення вузла в просторі під час деформацій системи визначається координатами центру і кутами повороту трьох осей, жорстко пов'язаних із вузлом.

Вузол представлений як об'єкт, що володіє шістьма ступенями свободи - трьома лінійними зміщеннями і трьома кутами повороту.

Усі вузли та елементи розрахункової схеми нумерують. Нумери, присвоєні їм, слід трактувати тільки як імена, які дозволяють робити необхідні посилання.

Основну систему методу переміщень вибирають шляхом накладення в кожному вузлі всіх зв'язків, що забороняють будь-які вузлові переміщення. Умови рівності нулю зусиль у цих зв'язках являють собою розв'язувальні рівняння рівноваги, а зміщення зазначених зв'язків - основні невідомі методу переміщень.

У загальному випадку в просторових конструкціях у вузлі можуть бути присутніми всі шість переміщень:

- 1 - лінійне переміщення вздовж осі X;
- 2 - лінійне переміщення вздовж осі Y;
- 3 - лінійне переміщення вздовж осі Z;
- 4 - кут повороту з вектором уздовж осі X (поворот навколо осі X);
- 5 - кут повороту з вектором уздовж осі Y (поворот навколо осі Y);
- 6 - кут повороту з вектором уздовж осі Z (поворот навколо осі Z).

Нумерація переміщень у вузлі (ступенів свободи), подана вище, використовується далі скрізь без спеціальних застережень, а також використовуються відповідно позначення X, Y, Z, UX, UY і UZ для позначення величин відповідних лінійних переміщень і кутів повороту.

Відповідно до ідеології методу скінченних елементів, істинна форма поля переміщень усередині елемента (за винятком елементів стрижневого типу) наближено представлена різними спрощеними залежностями. При цьому похибка у визначенні напружень і деформацій має порядок $(h/L)^k$, де h - максимальний крок сітки; L - характерний розмір області. Швидкість зменшення помилки

наближеного результату (швидкість збіжності) визначається показником ступеня k , який має різне значення для переміщень і різних компонент внутрішніх зусиль (напружень).

2.3.2 Розрахункова схема

Системи координат. Для опису розрахункової схеми використовуються такі декартові системи координат: Глобальна правобічна система координат XYZ, пов'язана з розрахунковою схемою; Локальні правобічні системи координат, пов'язані з кожним кінцевим елементом

Тип схеми. Розрахункову схему визначено як систему з ознакою 5. Це означає, що розглядається система загального вигляду, деформації якої та її основні невідомі представлені лінійними переміщеннями вузлових точок уздовж осей X , Y , Z і поворотами навколо цих осей.

Граничні умови. Можливі переміщення вузлів скінченно-елементної розрахункової схеми обмежені зовнішніми зв'язками, що забороняють деякі з цих переміщень.

Розрахункова схема будівлі включає дані про навантаження і фізичну модель. Фізична модель будівлі являє собою тривимірну систему з колон, ферм, прогонів, зв'язків та їх сполучень, а також дані про фізико-механічні властивості матеріалів. Ферми і прогони представлені у вигляді просторових стрижневих скінченних елементів. Склад покрівлі задано у вигляді розрахункового навантаження прогонів.

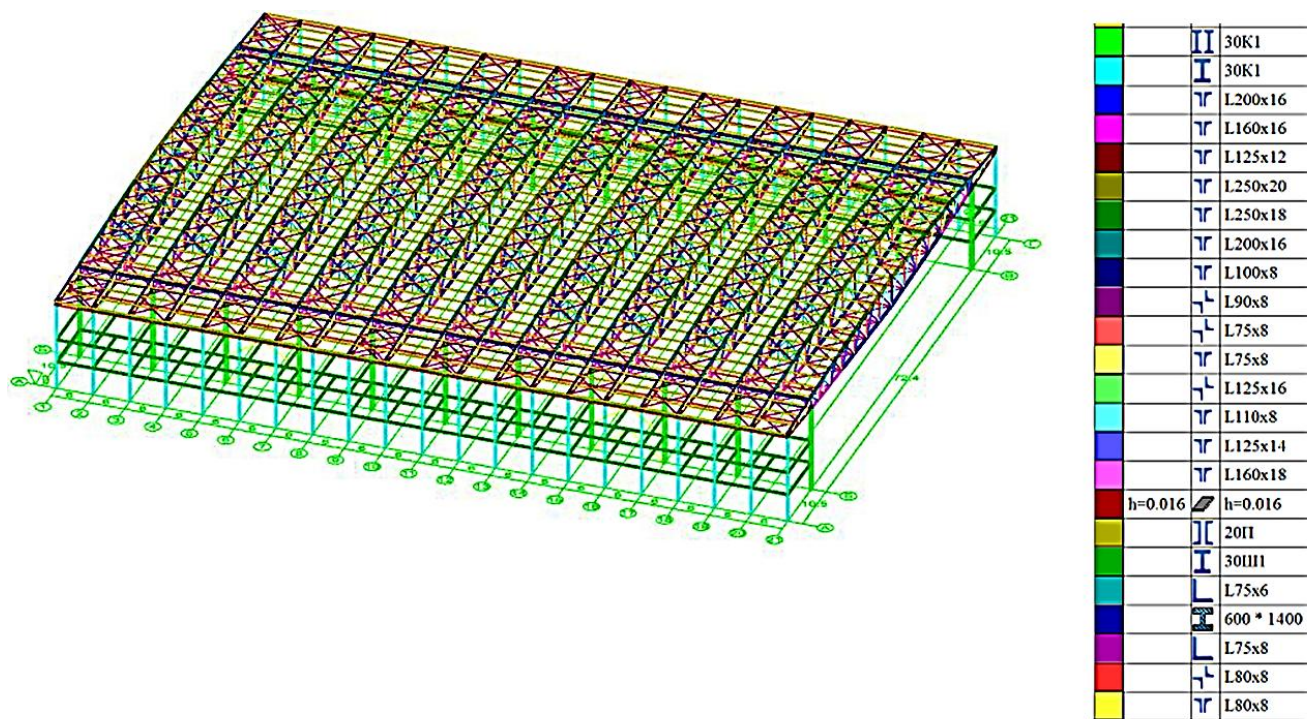


Рисунок 2.3 - Розрахункова схема будівлі

2.3.4 Збір навантажень

Таблиця 2.1 - Збір навантажень для розрахунку схеми

№	Найменування навантаження	Нормативне значення	Коеф	Розрахункове значення навантаження
1	Навантаження постійні			
	Вага покрівлі	0,0765		0,094
	Разом:			0,27 т/м ²
	Навантаження від перекриттів на ригелі	0,166	1,2	0,2 т/м ²
2	Навантаження тимчасові			
	Підвісне обладнання $q=0,05\text{т/м}^2$	0,05	1,05	0,0525
	Разом			0,315 т/м ²
	Снігове рівномірне навантаження (короткочасне) Приймаємо: 0,155 т/м ²		1,4	0,217
	Разом			0,604 т/м ²

Схема будівлі розраховуємо на постійні навантаження - від ваги несучих і огорожувальних конструкцій будівлі, тимчасові - від освітлювального обладнання, снігу, вітру, інженерних комунікацій, корисного навантаження.

На розрахункову схему передаються навантаження від власної ваги всіх

конструкцій, що утворюють розрахунковий блок. Навантаження від власної ваги конструкцій задаємо в програмному комплексі SCAD Office.

Таблиця 2.2. Навантаження від ваги покрівлі

Склад покрівлі та конструкція покриття	Од. вим.	Норм. навантаження	γ_{fi}	Розрахункове навантаження
Покрівля:				
1. Ізопласт;	т/м ² поверхні покриття	0,005	1,2	0,006
2. Цементно-піщана стяжка $\delta = 20$ мм, $\gamma = 1800$ кг/м ³ ;		0,036	1,3	0,047
3. Утеплювач – жорсткі мінераловатні плити $\delta = 200$ мм, $\gamma = 200$ кг/м ³ ;		0,02	1,2	0,024
4. Пароізоляційний - один шар		0,005	1,2	0,006
5. Покриття - сталевий профлист		0,0105	1,05	0,011
Разом	т/м ²	0,0765		0,094

Снігове навантаження

Розрахунок виконуємо за [8] нормативне значення снігового навантаження S_o визначається за формулою:

$$S_o = 0,7 \cdot c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g = 0,7 \cdot 0,92 \cdot 1 \cdot \cos 12^\circ \cdot 2,4 = 1,52 \text{ кН/м}^2 = 0,155 \text{ т/м}^2.$$

де S_g - вага снігового покриву на 1 м² горизонтальної поверхні землі, приймається за [8], $S_g = 2,4$ кН/м² для IV району; c_e - коефіцієнт, що враховує знесення снігу з покриття будівель під дією вітру. Для пологих покриттів (з ухилом до 12%), однопрогонових і багатопрогонових будинків без ліхтарів, які проєктують у районах із середньою швидкістю вітру за 3 найхолодніші місяці $V \geq 2$ м/с, слід встановити коефіцієнт знесення снігу:

$$c_e = (1,2 - 0,1V\sqrt{k})(0,8 + 0,002b) = (1,2 - 0,1 \cdot 3\sqrt{0,8})(0,8 + 0,002 \cdot 93,4) = 0,92$$

k - приймається залежно від типу місцевості згідно [8]. Для типу місцевості В, при верхній позначці 17,5 м:

$$k = 0,65 + \frac{(17,5 - 10)(0,85 - 0,65)}{20 - 10} = 0,8$$

b - ширина покриття, що дорівнює 93,4 м; c_t - термічний коефіцієнт, що дорівнює 1; μ - коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву землі до снігового навантаження на покриття, що дорівнює $\cos 1,5\alpha$.

Вітрове навантаження

Розрахунок виконуємо за [8, п.11]. Згідно з [8] вітрове навантаження слід визначати як суму середньої (статичної, відповідної усталеному швидкісному напору вітру) і пульсаційної (динамічної) складових. Під час розрахунку одноповерхових виробничих будівель висотою $h \leq 36$ м і відношенні висоти до прольоту менше 1,5 динамічну складову можна не враховувати.

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

$$w_m = w_o \cdot k(z_e) \cdot c,$$

де w_o - нормативне значення вітрового тиску [8], приймається залежно від вітрового району. Будівництво ведеться в III районі за вітровим тиском, для якого $w_o = 0,38 \text{ кН/м}^2$; $k(z_e)$ - коефіцієнт, що враховує зміну вітрового тиску за висотою залежно від типу місцевості [8];

c - аеродинамічний коефіцієнт.

$$\frac{h_1}{L} = \frac{13}{94,64} = 0,138$$

$$\frac{b}{L} = \frac{120}{94,64} = 1,27$$

Інтерполюючи, визначено $c_{e3} = -0,43$. Коефіцієнт k , що враховує зміну вітрового тиску за висотою z , визначено за табл. 6[8] залежно від типу місцевості. Тип місцевості прийнято "В" - міські території, лісові масиви та інші місцевості, рівномірно вкриті перешкодами заввишки понад 10 м.

Активний вітровий тиск на раму з урахуванням вантажних площ:

$$W^5 = w_o \cdot k(z_e) \cdot c \cdot \gamma_f \cdot b = 0,38 \cdot 0,5 \cdot 0,8 \cdot 1,4 \cdot 6 = 1,276 \text{ кН/м} = 0,128 \text{ Т/ м},$$

$$W^{10} = w_o \cdot k(z_e) \cdot c \cdot \gamma_f \cdot b = 0,38 \cdot 0,65 \cdot 0,8 \cdot 1,4 \cdot 6 = 1,66 \text{ кН/ м} \\ = 0,166 \text{ Т/ м},$$

$$W^{14} = w_o \cdot k(z_e) \cdot c \cdot \gamma_f \cdot b = 0,38 \cdot 0,73 \cdot 0,8 \cdot 1,4 \cdot 6 = 1,864 \text{ кН/ м} \\ = 0,186 \text{ Т/ м},$$

$$W^{14,8} = w_o \cdot k(z_e) \cdot c \cdot \gamma_f \cdot b = 0,38 \cdot 0,746 \cdot 0,8 \cdot 1,4 \cdot 6 = 1,905 \text{ кН/ м} \\ = 0,191 \text{ Т/ м}.$$

Пасивний вітровий тиск на раму з урахуванням вантажних площ:

$$c_{e3} = -0,43.$$

$$W^5 = w_o \cdot k(z_e) \cdot c \cdot \gamma_f \cdot b = 0,38 \cdot 0,5 \cdot 0,43 \cdot 1,4 \cdot 6 = 0,686 \text{ кН/м} = -0,0686 \text{ Т/ м},$$

$$W^{10} = w_o \cdot k(z_e) \cdot c \cdot \gamma_f \cdot b = 0,38 \cdot 0,65 \cdot 0,43 \cdot 1,4 \cdot 6 = 0,892 \text{ кН/м} = -0,0892 \text{ Т/ м},$$

$$W^{14} = w_o \cdot k(z_e) \cdot c \cdot \gamma_f \cdot b = 0,38 \cdot 0,73 \cdot 0,43 \cdot 1,4 \cdot 6 = 1,002 \text{ кН/м} = -0,1002 \text{ Т/ м},$$

$$W^{14,8} = w_o \cdot k(z_e) \cdot c \cdot \gamma_f \cdot b = 0,38 \cdot 0,746 \cdot 0,43 \cdot 1,4 \cdot 6 = 1,024 \text{ кН/м} = -0,1024 \text{ Т/ м}$$

$$W^{17} = -0,04 \text{ Т/м}.$$

Навантаження на розрахункову схему будівлі: L1 - власна вага (постійна); L2 - навантаження від покриття покрівлі (постійне); L3 - навантаження від перекриттів (постійне); L4 - навантаження підвісного обладнання (тривале); L5 - снігове рівномірне навантаження (короткочасне); L6 - вітрове навантаження зліва (короткочасне); L7 - вітрове навантаження справа (короткочасне).

2.3.5 Визначення розрахункових поєднань зусиль

Розрахунки елементів каркаса будівлі потрібно виконувати з урахуванням найбільш несприятливих сполучень навантажень і їм відповідних зусиль. Ці поєднання встановлюють на основі аналізу можливих варіантів одночасної дії різних навантажень. Для цього статичний розрахунок будівлі проводять окремо на кожне навантаження (снігове, вітрове тощо) або на групу навантажень, що не можуть діяти ізольовано одне від одного (власна вага конструкцій покриття, стін

тощо). Користуючись даними такого розрахунку, знаходять для кожного розрахункового перерізу елементів схеми свою комбінацію навантажень, яка створює найбільш несприятливі умови роботи цього перерізу.

Нормами передбачено два види основних поєднань і одне особливе поєднання навантажень.

Основне поєднання з одним короткочасним навантаженням допускає одночасно враховувати всі постійні, всі тимчасові тривалі й одне короткочасне навантаження, причому всі ці навантаження можна приймати без зниження, тобто з коефіцієнтом поєднань. $\psi = 1$.

Основне поєднання з двома і більше короткочасними навантаженнями дає змогу одночасно враховувати будь-які навантаження, крім особливих. При цьому тимчасові тривалі приймають із коефіцієнтом сполучень $\psi = 0,95$, а короткочасні - з $\psi = 0,9$.

В особливих поєднаннях можна враховувати постійні, тимчасові тривалі с $\psi = 0,95$, короткочасні с $\psi = 0,8$ і одну особливу с $\psi = 1$.

2.4 Розрахунок і конструювання ферми КФ1

2.5.1. Вихідні дані

Показники за ударною в'язкістю і хімічним складом згідно з [15, дод. В, табл. В. 2 і В.3];

Розрахункові характеристики сталі С345 – $R_y = 355 \text{ Н/мм}^2$ при товщині прокату від 2 до 20 мм включно [15, дод. В, табл. В.5], $R_{un} = 480 \text{ Н/мм}^2$, $R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 355 = 205,9 \text{ Н/мм}^2$.

2.5.2 Підбір перерізу стиснутих елементів

Граничний стан стиснутих елементів ферм визначається їхньою стійкістю, тому перевірка несучої здатності цих елементів виконується за формулою 7 [15]:

$$\sigma = \frac{N}{A_n} < R_y \cdot \gamma_c \quad (2.1)$$

де N - зусилля в елементі ферми, кН; φ - коефіцієнт поздовжнього вигину центрально-стиснутих елементів, визначається за табл. 72 [15] залежно від гнучкості λ і розрахункового опору сталі R_y ; $R_y = 335$ МПа для сталі марки С345; A - площа перерізу, м²; γ_c - коефіцієнт умов роботи, що приймається за табл. 6* [15]. Для елементів ферм $\gamma_c = 0,95$ крім перерізів стрижнів решітки (не рахуючи опорних) із парних куточків $\gamma_c = 0,8$.

Необхідна площа поперечного перерізу центрально-стиснутих елементів визначається за формулою:

$$A_n = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} \quad (2.2)$$

Необхідні радіуси інерції:

$$i_x = \frac{l_{ef,x}}{\lambda_x} \quad (2.3)$$

$$i_y = \frac{l_{ef,y}}{\lambda_y} \quad (2.4)$$

де $l_{ef,x}, l_{ef,y}$ - розрахункова довжина елемента ферми, що приймається за табл. 11 [15]. Для поясів і опорних розкосів розрахункова довжина дорівнює геометричній довжині елементів $l_{ef,x} = l_{ef,y} = l$, для інших елементів решітки $l_{ef,x} = l_{ef,y} = 0,9 \cdot l$.

За необхідною площею і радіусами інерції за сортаментом підбирається відповідний профіль, визначаються його фактичні геометричні характеристики A, i_x, i_y . Визначається гнучкість за такими формулами:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} \quad (2.5)$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} \quad (2.6)$$

Гнучкості λ_x та λ_y не повинні перевищувати граничних значень, наведених у табл. 19* [15]. Для стиснутих елементів ферм гранична гнучкість:

$$[\lambda] = 180 - 60 \cdot \alpha, \quad (2.7)$$

де $\alpha = \frac{N}{\varphi_y \cdot A_n \cdot R_y \cdot \gamma_c}$ — коефіцієнт, що приймається не менше 0,5 .

2.5.3 Підбір перерізу розтягнутих елементів

Несуча здатність розтягнутих елементів перевіряється виходячи з умови розвитку пластичних деформацій за формулою:

$$\sigma = \frac{N}{A_n} < R_y \cdot \gamma_c \quad (2.8)$$

Необхідна площа поперечного перерізу розтягнутих елементів визначається за формулою:

$$A_n = \frac{N}{R_y \cdot \gamma_c} \quad (2.9)$$

За сортаментом підбирається профіль, що має найближче більше значення площі, і проводиться перевірка.

Гнучкості λ_x та λ_y не повинні перевищувати граничних значень, наведених у табл. 19* [15]. Для стиснутих елементів ферм гранична гнучкість: $[\lambda] = 400$.

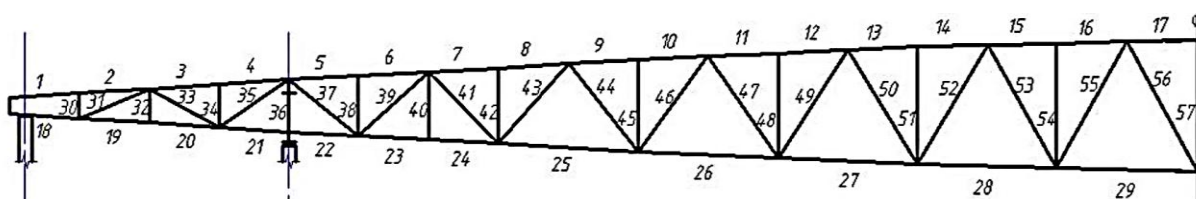


Рисунок 2.4 -Геометрична схема ферми Кф1

2.5.4 Підбір перерізів елементів ферми

Розрахункове навантаження на ферму отримано для X поєднання навантажень із розрахунку в програмному комплексі SCAD.

Результати підбору перерізів елементів ферми зведено в таблицю. Як видно з таблиці, більшість елементів ферми підібрано з великим запасом. Це викликано тим, що ми не можемо прийняти менші перерізи, інакше будуть порушені конструктивні вимоги.

2.6 Підбір перерізів зв'язків

Розрахунок ведеться за граничною гнучкістю. Для стиснутих елементів $[\lambda] = 200$, для розтягнутих $[\lambda] = 400$.

Розпірки по нижньому поясу ферми P2: $l_{ef,x} = 6$ м, $l_{ef,y} = 5,57$ м.

$$i_x = \frac{l_{ef,x}}{[\lambda]} = \frac{600}{200} = 3 \text{ см}$$

$$i_y = \frac{l_{ef,y}}{[\lambda]} = \frac{557}{200} = 2,785$$

Приймаємо куник рівнополочний $L80 \times 8$ ($i_x = i_y = 3,1$ см).

Так само існують посилені розпірки з 2-х куточків P1: $l_{ef,x} = 6$ м, $l_{ef,y} = 11,125$ м.

$$i_x = \frac{l_{ef,x}}{[\lambda]} = \frac{600}{200} = 3 \text{ см}$$

$$i_y = \frac{l_{ef,y}}{[\lambda]} = \frac{1112,5}{200} = 5,563$$

Приймаємо $2 L80 \times 8$ ($i_x = i_y = 6,2$ см).

Горизонтальні зв'язки ГЗ1: $l_{ef,x} = l_{ef,y} = 4,1$ м.

$$i_x = \frac{l_{ef,x}}{[\lambda]} = \frac{410}{200} = 2,05 \text{ см}$$

Приймаємо $L75 \times 8$ ($i_x = i_y = 2,87$ см).

ВЗ1 (по фермі): Розкоси: $l_{ef,x} = l_{ef,y} = 6,2$ м. $i_{x,птр} = l_{ef,x} / [\lambda] = 620 / 200 = 3,1$ см.

$$i_x = \frac{l_{ef,x}}{[\lambda]} = \frac{620}{200} = 3,1 \text{ см}$$

Приймаємо $2 L80 \times 8$ ($i_x = i_y = 3,62$).

$$i_x = \frac{l_{ef,x}}{[\lambda]} = \frac{600}{200} = 3 \text{ см}$$

Приймаємо тавровий переріз із двох спарених куточків $2 L75 \times 8$ ($i_x = 3,62$).

ВЗ2 (по колонах):

по 1 і 2 поверхах: $l_{ef,x} = l_{ef,y} = 6,2$ м.

$$i_x = \frac{l_{ef,x}}{[\lambda]} = \frac{680}{200} = 3,4 \text{ см}$$

Приймаємо тавровий переріз із двох спарених куточків $2 L80 \times 8$ ($i_x = i_y = 3,62$).

ВЗ3 (по колонах):

по 3 поверху: $l_{ef,x} = l_{ef,y} = 6,3$ м.

$$i_x = \frac{l_{ef,x}}{[\lambda]} = \frac{630}{200} = 3,15 \text{ см}$$

Приймаємо тавровий переріз із двох спарених куточків $2 L80 \times 8$ ($i_x = i_y = 3,62$).

2.7 Перевірочний розрахунок прогону

2.7.1 Визначення навантажень і розрахункових зусиль

Навантаження від власної ваги покрівельного покриття - $0,094 \text{ т/м}^2 = 0,94 \text{ кН/м}^2$, власна вага прогону $[[20П - . p = 0,037 \text{ т/м} = 0,37 \text{ кН/м}$.

Постійне нормативне та розрахункове навантаження на м^2 горизонтальній проекції покрівлі при ухилі $\alpha = 4^\circ \cos \alpha = 0,9976, \sin \alpha = 0,0698$:

$$g_n = \frac{0,765}{0,9976} = 0,767 \text{ кН/м}^2$$

$$g = \frac{0,94}{0,9976} = 0,943 \text{ кН/м}^2$$

Розрахункове снігове навантаження за табл. 4.2 $s = 0,217 \text{ т/м}^2 = 2,17 \text{ кН/м}^2$ (для IV снігового району).

Сумарне нормативне і розрахункове лінійне навантаження на прогін при кроці прогонів $b = 2,785 \text{ м}$:

$$q_n = (g_n + s_n) \cdot b + p = (0,767 + 1,55) \cdot 2,785 + 0,37 = 7,04 \text{ кН/м}$$

$$q = (g + s) \cdot b + p \cdot \gamma_f = (0,943 + 2,17) \cdot 2,785 + 0,37 \cdot 1,05 = 9,06 \text{ кН/м}$$

Складові навантаження:

$$q_x = 9,06 \cdot 0,9976 = 9,04 \text{ кН/м}$$

$$q_y = 9,06 \cdot 0,0698 = 0,63 \text{ кН/м}$$

Розрахункові згинальні моменти:

$$M_x = \frac{q_x \cdot l^2}{8} = \frac{9,04 \cdot 6^2}{8} = 40,68 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_y = \frac{q_y \cdot l^2}{8} = \frac{0,63 \cdot 6^2}{8} = 2,835 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

2.7.2 Перевірка прийнятого перерізу прогону

Перетин прогону прийнято з прокатного швелера. Розрахунковий опір фасонного прокату зі сталі С245 (при $t \leq 20 \text{ мм}$) $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$.

Характеристика перерізу одного швелера [20П: $-h = 20 \text{ см}$; $b = 7,6 \text{ см}$; $t_w = 0,52 \text{ см}$; $t_f = 0,9 \text{ см}$; $-A = 23,4 \text{ см}^2$; $-m = 18,4 \text{ кг/м}$; $-J_x = 1530 \text{ см}^4$; $J_y =$

$134 \text{ см}^4 - W_x = 153 \text{ см}^3; W_y = 25,2 \text{ см}^3 - S_x = 88 \text{ см}^3$. Перевірка міцності перерізу:

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq R_y \cdot \gamma_c \quad (2.10)$$

$$\sigma = \frac{40,68 \cdot 10^2}{2 \cdot 153} + \frac{2,835 \cdot 10^2}{2 \cdot 25,2} 18,92 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < 24 \cdot 1 = 24 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

Перевірка загальної стійкості прогону:

$$\frac{M_x}{\varphi_b \cdot W_x} \leq R_y \cdot \gamma_c \quad (2.11)$$

Коефіцієнт γ_c під час перевірки загальної стійкості приймаємо рівним 0,95 . Для визначення коефіцієнта φ_b попередньо обчислюємо коефіцієнт φ_1 . Згідно з дод. 7 [15] для балок швелерного перерізу

$$\varphi_1 = 0,7 \cdot \psi \cdot \frac{I_y}{I_x} \cdot \left(\frac{h}{l_{ef}} \right)^2 \cdot \frac{E}{R_y} \quad (2.12)$$

де $l_{ef} = 278,5 \text{ см}$ - відстань між точками закріплення;

$$\psi = 1,14 \cdot (2,25 + 0,07 \cdot \alpha) = 1,14 \cdot (2,25 + 0,07 \cdot 1,38) = 2,68$$

$$\alpha = 1,54 \cdot \frac{I_t}{I_y} \cdot \left(\frac{l_{ef}}{h} \right)^2 = 1,54 \cdot \frac{12,8}{2761,97} \cdot \left(\frac{278,5}{20} \right)^2 = 1,38$$

Для швелера

$$I_t = \frac{1,12}{3} \cdot (2 \cdot b_f \cdot t_f^2 + h_w \cdot t_w^3)$$

$$= \frac{1,12}{3} \cdot (2 \cdot 7,6 \cdot 0,9^2 + (20 - 2 \cdot 0,9) \cdot 0,52^3) = 5,97$$

$$\varphi_1 = 0,7 \cdot 2,68 \cdot \frac{2761,97}{3060} \cdot \left(\frac{20}{278,5} \right)^2 \cdot \frac{2,06 \cdot 10^4}{24} = 7,5$$

$$\text{При } \varphi_1 > 0,85\varphi_b = 0,68 + 0,21 \cdot \varphi_1 = 0,68 + 0,21 \cdot 7,5 = 2,255$$

$$\frac{4068}{2,255 \cdot 306} = 5,9 \frac{\kappa H}{\text{см}^2} \leq 24 \cdot 0,95 = 22,8 \frac{\kappa H}{\text{см}^2}$$

Стійкість прогону забезпечено. Перевірка жорсткості прогону:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{nx} \cdot l^4}{E \cdot I_x} \quad (2.13)$$

Прогин прогону перевіряється від дії складової нормативного навантаження, спрямованої перпендикулярно площині ската:

$$q_{nx} = q_x \cdot \cos \alpha = 7,04 \cdot 0,9976 = 7,02 \kappa H/\text{м}$$

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,0702 \cdot 600^4}{2,06 \cdot 10^4 \cdot 3060} = 1,88 \text{ см} < f_u = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ см}$$

Жорсткість прогону забезпечена. Приймаємо][20П.

2.8 Розрахунок колони

Розрахункові зусилля: $N_{\max} = -2811,8 \text{ кН}$, $M_1 = -68,64 \text{ кН-м}$; матеріал колон - сталь С 255 з $R_y = 240 \text{ МПа}$, $\gamma_c = 1$

2.8.1 Вибір розрахункової схеми та компонування

Геометричну довжину колони l_k , визначаємо за формулою:

$$l_k = H_{\text{пл}} - (t_{\text{п}} + h) + (0,5 - 0,6) \text{ м}, \quad (2.14)$$

де $H_{\text{пл}}$ - відмітка верху плити настилу, $t_{\text{п}}$ - товщина плити, h - висота головної балки на опорі, $(0,5 - 0,6) \text{ м}$ - величина заглиблення верху фундаменту щодо позначки чистої підлоги.

$$l_k = 15,3 - (0,04 + 1,35) + 0,6 = 14,2 \text{ м}$$

Розрахункові довжини колони:

$$l_{ef,x} = l_k \cdot \mu_x, l_{ef,y} = l_k \cdot \mu_y \quad (2.15)$$

де $\mu_x = 2, \mu_y = 1$ - коефіцієнти приведення довжини колони.

$$l_{ef,x} = 14,2 \cdot 2 = 28,4 \text{ м}, l_{ef,y} = 1 \cdot 5,7 = 5,7 \text{ м}$$

Прийнявши переріз із двох двотаврів, рознесених на відстані 1000 мм, визначимо значення в гілках:

$$N = \frac{N_1 \cdot y_1}{h_0} + \frac{M_1}{h_0} = \frac{2811,8}{2} + \frac{68,64}{1} = 1474,54 \text{ кН}$$

Знаходимо орієнтовно необхідну площу гілки:

$$A = \frac{N}{\varphi_e \cdot R_y \cdot y_c} \quad (2.16)$$

$$\varphi_e = 0,8 \quad (2.16)$$

$$A = \frac{1474,54 \cdot 10}{0,8 \cdot 240} = 76,8 \text{ см}^2 \quad (2.16)$$

Призначаємо перетин гілки з урахуванням вимог жорсткості стрижня колони $b > (1/20 - 1/30)$, $l_{ef,y} = 5700/20 = 285$ мм. Приймаємо двотавр 30К1 з геометричними характеристиками: $A = 108 \text{ см}^2, W_x = 1223 \text{ см}^3, i_x = 12,95 \text{ см}, i_y = 7,50 \text{ см}, h = 296 \text{ мм}, t_w = 9 \text{ мм}, b_f = 300 \text{ мм}, t_f = 13,5 \text{ мм}, I_x = 18110 \text{ см}^4, I_y = 6079 \text{ см}^4$.

2.8.2 Перевірка стійкості гілок колони

Гілки колони з'єднуємо між собою трикутною решіткою (рис. 2.5).

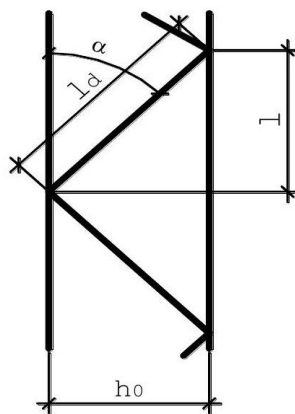


Рисунок 2.5 - Схема решітки колони з одиночних кутників

Задавши кут між осями елементів решітки та поясів $\sim 45 \pm 100$ отримуємо відстань між вузлами решітки $2 \cdot 0,9 = 1,8$ м.

Перевірку гілок проводимо як для центрально стиснутих стрижнів за формулою:

$$\frac{N}{\varphi \cdot A} \leq R_y \cdot y_c \quad (2.17)$$

У площині колони $L_{ef,x1} = 1,8$.

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{180}{12,95} = 14, \varphi_{x1} = 0,975$$

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_x \cdot A} = \frac{1474,54 \cdot 10}{0,72 \cdot 108} = 189,63 \text{ МПа} < R_y \cdot y_c = 240 \text{ МПа}.$$

Стійкість забезпечена. У площині колони $L_{ef,y1} = 5,7$.

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{570}{7,5} = 76, \varphi_{y1} = 0,72$$

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_y \cdot A} = \frac{1474,54 \cdot 10}{0,975 \cdot 108} = 140,03 \text{ МПа} < R_y \cdot y_c = 240 \text{ МПа}.$$

Стійкість забезпечена.

Геометричні характеристики всього перерізу нижньої частини колони: $A = 108 \cdot 2 = 216 \text{ см}^2, I_x = 552158 \text{ см}^4$

$$i_x = \sqrt{\frac{552158}{216}} = 50,6 \text{ см};$$

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{2840}{50,6} = 56,1; \varphi_{x1} = 0,829$$

Перевірка колони як єдиного стрижня проводиться з урахуванням деформативності решітки. Тому необхідно знати переріз розкосів. Розкоси підбираємо за найбільшою поперечною силою - фактичною або умовною, що визначається за формулою:

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \cdot \left(2330 - \frac{E}{R_y} \right) \cdot \frac{N}{\varphi_y} \quad (2.18)$$

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \cdot \left(2330 - \frac{205000}{240} \right) \cdot \frac{2811,8}{0,829} = 35,8 \text{ кН} < Q = 104,75 \text{ кН},$$

(Q - з розрахунку SCAD). Тому приймаємо для розрахунків

$$Q_{max} = Q = 104,75 \text{ кН}.$$

Довжина розкосу $l_d = \sqrt{l^2 + 0,9^2} = 1,345$, $\sin \alpha = \frac{1}{1,345} = 0,743$ усилля в розкосі решітки, розташованої в одній площині:

$$N_d = \frac{Q}{2 \sin \alpha} = \frac{104,75}{2 \cdot 0,743} = 70,5 \text{ кН}$$

Прийнявши орієнтовно $\varphi = 0,7$, знаходимо необхідну площу розкоса

$$A = \frac{N}{\varphi_e \cdot R_y \cdot y_c} = \frac{70,5 \cdot 10}{0,7 \cdot 240 \cdot 0,75} = 5,6 \text{ см}^2$$

де $y_c = 0,75$ для одиночного куточка. Приймаємо розкоси з одиночного куточка L75x6 ($A_L = 8,78 \text{ см}^2$, $i_{min} = 1,48 \text{ см}$). Перевірка розкоса:

$$\lambda_d = \frac{132,7}{1,48} = 90, \varphi = 0,612$$

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_y \cdot A} = \frac{70,5 \cdot 10}{0,612 \cdot 8,78 \cdot 0,75} = 174,94 \text{ МПа} < R_y \cdot y_c = 240 \text{ МПа}.$$

Стійкість забезпечена. Наведену гнучкість стрижня колони визначимо за

формулою:

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_x^2 + \alpha_1 \cdot \frac{A}{A_{d1}}} \quad (2.19)$$

$$\text{де } \alpha_1 = 10 \cdot \frac{l_d^3}{h_0^2 \cdot l} = 10 \cdot \frac{1,327^3}{0,9757^2 \cdot 0,9} = 27,3, A_{d1} = 2 \cdot A_d$$

$$\lambda_{ef} = \sqrt{50^2 + 27,3 \cdot \frac{216}{8,78 \cdot 2}} = 53,3$$

Стійкість колони в цілому перевіряємо за формулою:

$$\overline{\lambda_{ef}} = \lambda_{ef} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 53,3 \cdot \sqrt{\frac{240}{205000}} = 1,83$$

$$\text{Для поєднання, що довантажує гілку колони: } e = \frac{M}{N} = \frac{68,64}{2811,8} = 0,025 \text{ м} = 2,5$$

$$\text{див; } m_1 = e \cdot \frac{A \cdot \alpha_1}{I_x} = 2,5 \cdot \frac{216 \cdot 50}{552158} = 0,05$$

При $\overline{\lambda_{ef}} = 1,83$ і $m_1 = 0,05$ визначаємо $\varphi_e = 0,774$ і знаходимо:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_e \cdot A} = \frac{2811,8 \cdot 10}{0,774 \cdot 216} = 168,2 \text{ МПа} < R_y \cdot \gamma_c = 240 \text{ МПа.}$$

Стійкість забезпечена.

Кожна гілка наскрізної колони має свою базу, що складається з опорної плити траверс і анкерних болтів. Розрахунок і конструювання опори під кожен гілку, за винятком вибору анкерних болтів, виконується так само, як і для баз центрально стиснутих колон.

Конструкція бази повинна забезпечувати рівномірну передачу навантаження від колони на фундамент, а також простоту монтажу колон. Дотримуючись рекомендацій, приймаємо базу з траверсами, що слугують для передачі зусилля з поясів на опорну плиту.

Розрахунковими параметрами бази є розміри опорної плити. Розміри опорної плити визначаємо з умови міцності бетону фундаменту в припущенні рівномірного розподілу тиску під плитою.

Необхідна площа плити:

$$A_{\text{пл}} = \frac{N}{R_{\phi}} \quad (2.20)$$

Де R_{ϕ} - розрахунковий опір бетону фундаменту:

$$R_{\phi} = R_{\text{пр.б.}} \cdot \sqrt[3]{\frac{A_{\phi}}{A_{\text{пл}}}}$$

$\frac{A_{\phi}}{A_{\text{пл}}}$ - відношення площі фундаменту до площі плити, попередньо приймаємо

1:1; $R_{\text{пр.б.}}$ - призмova міцність бетону, приймаємо залежно від класу бетону, для бетону клас $B15R_b = 0,85$ МПа.

$$R_{\phi} = 0,85 \cdot (1,1)^{\frac{1}{3}} = 0,877$$

$$A_{\text{пл}} = \frac{1474,54}{0,877} = 1681,35 \text{ см}^2$$

Для визначення розмірів сторін плити задаємося її шириною:

$$B_{\text{пл}} = 30 + 2 \cdot 1 + 2 \cdot 7 = 46 \text{ см}$$

Необхідна довжина плити:

$$L_{\text{пл}} = \frac{1681,35}{46} = 36 \text{ см}$$

Оскільки має виконуватися умова: $L_{\text{пл}}/B_{\text{пл}} = 1 \dots 2$, то приймаємо $L_{\text{пл}}=46$ см, $B_{\text{пл}} = 46$ см.

Товщину плити визначаємо з умови міцності під час роботи плити на вигин, як пластини, навантаженої рівномірно розподіленим навантаженням по площі контакту відпором фундаменту:

$$q = \frac{N}{L_{\text{пл}} \cdot B_{\text{пл}}} = \frac{1474,54}{36 \cdot 46} = 0,89 \text{ кН/см}^2$$

Товщину плити визначають за більшим із моментів на окремих ділянках:

$$t_{\text{пл}} > \sqrt{\frac{6 \cdot M_{\text{max}}}{R_y \cdot y_c}}$$

Опорну плиту уявляємо як систему елементарних пластинок, що відрізняються розмірами і характером обпирання на елементи бази: консольні (тип 1), обперті по двох сторонах (тип 2), обперті по трьох сторонах (тип 3), обперті по чотирьох сторонах (тип 4). У кожній елементарній пластині визначаємо максимальний згинальний момент, що діє на смужці завширшки 1 см.

$$M = q \cdot \alpha \cdot d^2$$

де d - характерний розмір елементарної пластинки; α - коефіцієнт, що залежить від умови обпирання.

Розглядаємо чотири типи пластин. Тип 1. Для консольної пластинки:

$$\alpha = 0,5, d = c = 7 \text{ см}$$

$$M = 0,89 \cdot 0,5 \cdot 7^2 = 21,81 \text{ кН}$$

Тип 4. Пластина, оперта на чотири канти: $b = 29,6 - 2 \cdot 1,35 = 26,9 \text{ см}$,

$$a = \frac{30}{2} - 0,9 = 14,1 \text{ см}, \frac{b}{a} = 1,9, \alpha = 0,098.$$

$$M = 0,89 \cdot 0,098 \cdot 26,9^2 = 63,11 \text{ кН}$$

Тип 3. Пластина, оперта на три канти:

$$a = \frac{(46 - 29,6)}{2} = 8,2 \text{ см},$$

$$b = 30 \text{ см},$$

$$\frac{b}{a} = 3,66, \alpha = 0,133.$$

$$M = 0,89 \cdot 0,133 \cdot 8,2^2 = 7,96 \text{ кН}$$

Товщину плити визначаємо за більшим із моментів на окремих ділянках:

$$M_{max} = 63,11 \text{ кН}$$

$$t_{пл} > \sqrt{\frac{6 \cdot 63,11}{24 \cdot 1,2}} = 3,52 \text{ см}$$

Приймаємо $t_{пл} = 3,6 \text{ см} = 36 \text{ мм}$. Висоту траверси визначаємо з умови прикріплення її до стрижня колони звареними кутовими швами, вважаючи при цьому, що зусилля, яке діє в колоні, рівномірно розподіляється між усіма швами. Необхідна довжина швів:

$$L = \frac{N}{\beta_f \cdot k_f \cdot R_w \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c}$$

де $R_w = 180 \text{ МПа}$

$$L = \frac{1474,54}{0,9 \cdot 0,8 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1} = 113,8 \text{ см}$$

$$h_T \geq \frac{L_{w1}}{4} + 1$$

$$h = \frac{113,8}{4} + 1 = 29,5 \text{ см}$$

Приймаємо $h = 35 \text{ см}$. Траверсу перевіряємо на вигин і на зріз, розглядаючи її як однопролітну двоконсольну балку з опорами в місцях розташування зварних швів і завантажену лінійним навантаженням.

$$q_1 = q \cdot \frac{B_T}{2} = 0,89 \cdot \frac{46}{2} = 20,47 \text{ кН/см}$$

При цьому в розрахунковий переріз включаємо тільки вертикальний лист траверси товщиною t_5 і висотою h_T .

$$\delta = \frac{6 \cdot M_{max}}{t_s \cdot h_T^2} \leq R_y \cdot y_c, \quad \tau = \frac{1,5 \cdot Q_{max}}{t_s \cdot h_T} \leq R_y \cdot y_c$$

$$R_s = 0,58 \cdot R_y = 13,92 \text{ МПа}$$

де M_{max} і Q_{max} - максимальне значення згинального моменту і поперечної сили в траверсі.

$$M_{max} = \frac{q \cdot l^2}{2} = \frac{20,47 \cdot 14,2^2}{2} = 2063,8 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

$$Q_{max} = q \cdot l = 20,47 \cdot 14,2 = 290,7 \text{ кН}$$

$$\delta = \frac{6 \cdot 2063,8}{1 \cdot 30^2} = 13,8 < 24$$

$$\tau = \frac{1,5 \cdot 290,7}{1 \cdot 30} = 13,6 \leq 13,92$$

Перевірка виконується.

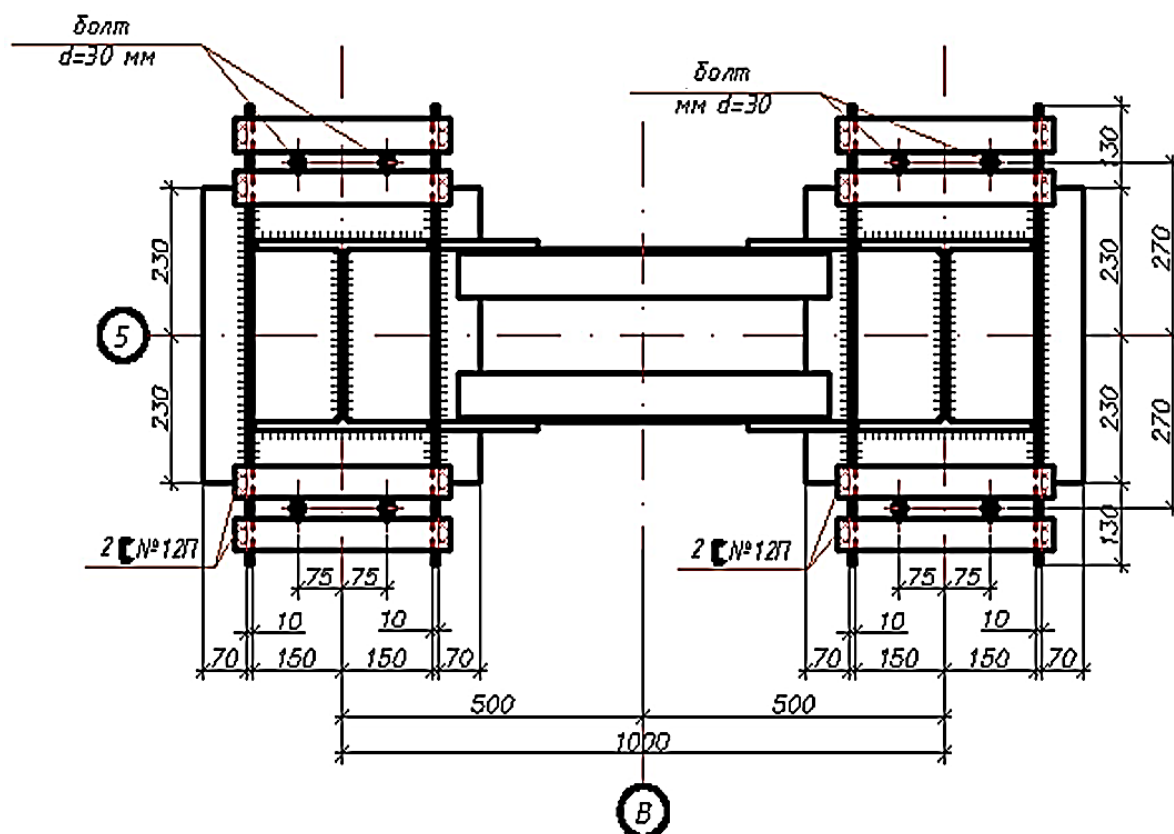


Рисунок 2.6 - База наскрізної колони К1

Розрахунок анкерних болтів. Анкерна комбінація зусиль: $N_{min} = -715,5 \text{ кН}$, $M_s = 88,16 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Розтягувальне зусилля в анкерних болтах:

$$Z = \frac{M_s - N_{min}b}{y} = \frac{88,16 - 715,5 \cdot 0,5}{1} = -269,6 \text{ кН}$$

Відбувається тільки стиснення, тому конструктивно приймаємо: База колони кріпиться до фундаменту чотирма анкерними болтами, діаметром $d = 30 \text{ мм}$.

2.8.3 Конструювання та розрахунок оголовка колони К1

Дотримуючись рекомендацій, розташовуємо головні балки на колоні зверху з передачею навантаження на вертикальні консольні ребра.

Товщина опорної плити з конструктивних міркувань 20 мм Розрахунковими параметрами оголовка є:

- габарити консольних ребер: ширина b_p , висота h_p і товщина t_p ;
- катети швів кріплення ребер до стінки балки k_{f1} і опорної плити k_{f2} ;
- товщина стінки стрижня колони в межах висоти ребер.

Висоту ребер h_p призначаємо з умови міцності зварних швів, що кріплять ребра до стінки колони, не менше ніж $0,6H$, де H - висота перерізу колони:

$$h_p \leq \left(\frac{\sum l_{\omega, \text{птр}}}{4} \right) + 1 \text{ см}, h_p \geq 0,6 \cdot H, \sum l_{\omega, \text{тр}} = \frac{N}{\beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c}$$

де N - поздовжня сила в колоні; k_f - приймаємо за найменшою товщиною елементів, що зварюються, але не менше 6 мм; $k_f = 10$ мм.

$$l_{\omega, \text{тр}} = \frac{2493,95}{0,9 \cdot 1 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1} = 153,95 \text{ см}$$

$$h_p \leq \left(\frac{153,95}{4} \right) + 1 \text{ см} = 40,0 \text{ см}.$$

$$h_p \geq 0,6 \cdot 100 = 60 \text{ см}$$

Прийнята висота ребра обмежується величиною: $0,85 \cdot \beta_f \cdot k_f = 0,85 \cdot 0,9 \cdot 1 = 76,5$ см. Приймаємо $h_p = 60$ см.

Товщину ребра t_p призначаємо з умови зрізу:

$$t_p \geq \frac{1,5 \cdot Q}{h_p \cdot R_s \cdot \gamma_c}$$

$$Q = \frac{N}{2} = \frac{2493,95}{2} = 1249,98 \text{ кН}$$

$$t_p \geq \frac{1,5 \cdot 1249,98}{60 \cdot 0,58 \cdot 24 \cdot 1} = 2,25 \text{ см}$$

Товщину ребра приймаємо 2,5 см. Ширину ребра b_p призначаємо не менше половини ширини торця ребра балки, що спирається, і може виходити за поперечний габарит колони для приймання елементів зв'язків.

$$b_p = b'_s - 10 \text{ мм}, b'_s = \frac{b_{f1} + 2 \cdot t_{\text{пл}} - t_w}{2}$$

$$b'_s = \frac{60 + 2 \cdot 2 - 1}{2} = 31,5 \text{ см}, b_p = 31,5 - 1 = 30,5 \text{ см}$$

Прийнята товщина і ширина ребра повинні задовольняти умові опору з'являття торця під тиском опорного ребра балки та умові забезпечення місцевої

стійкості. З умови зминання:

$$t_p \geq \frac{N}{R_p \cdot b_{cm}}$$

де R_p - визначаємо за 15; $b_{зм}$ - розрахункова довжина майданчика зминання;
 $b_{зм} = b_h + 2 \cdot t$; b_h - ширина опорного ребра балки; t - товщина опорної плити колони.

$$b_{cm} = 60 + 2 \cdot 2 = 64 \text{ см}$$

$$t_p = 2,25 \text{ см} \geq \frac{2493,95}{36 \cdot 64} = 1,1 \text{ см}$$

Умова виконується.

З умови місцевої стійкості:

$$\frac{b_p}{t_p} \leq 0,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}}$$

$$\frac{30}{2,25} = 12,2 \leq 0,5 \sqrt{\frac{206000}{240}} = 14,65$$

Перевіряємо стінку колони на міцність за зрізом у перерізах, де примикають консольні ребра:

$$\tau = \frac{1,5 \cdot N}{2 \cdot t_w \cdot h_p}$$

$$\tau = \frac{1,5 \cdot 2493,95}{2 \cdot 1,2 \cdot 60} = 25,98 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} > 0,58 \cdot 24 \cdot 1 = 13,92 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

Необхідна товщина стінки:

$$\tau = \frac{1,5 \cdot N}{2 \cdot R_s \cdot g_s \cdot h_p} = \frac{1,5 \cdot 2493,95}{2 \cdot 13,92 \cdot 1 \cdot 60} = 2,3 \text{ см}$$

Приймаємо $\tau = 25$ мм. Необхідна товщина накладок: $t = 25 - 10 = 15$ мм. Приймаючи дві накладки товщиною 15 мм. Низ опорних ребер обрамляється горизонтальними поперечними ребрами завтовшки 20 мм, щоб надати жорсткість ребрам, що підтримують опорну плиту, і зміцнити від втрати стійкості стінку стрижня колони.

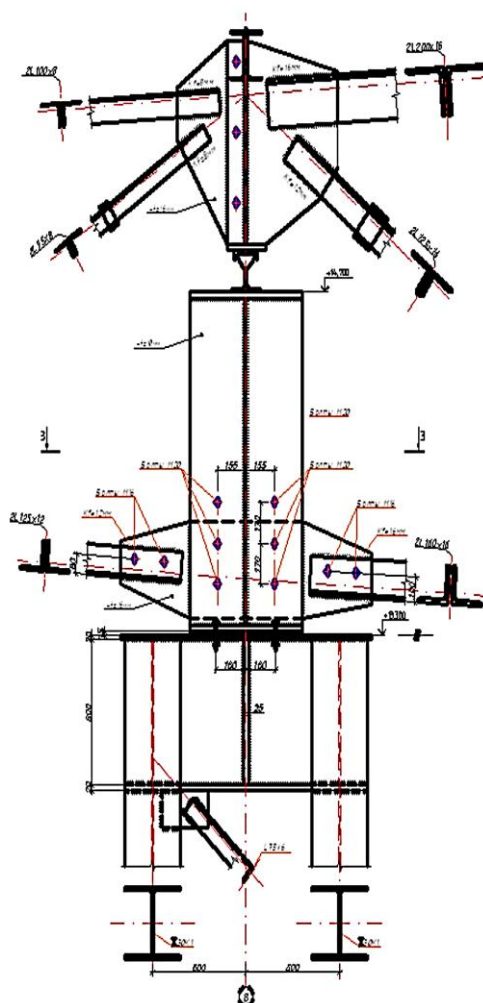


Рисунок 2.7 - Оголовок наскрізної колони К1

2.9 Перевірка прогину ферми

Згідно з розрахунками в ПК SCAD максимальне вертикальне переміщення вузлів ферми становить 202,3 мм. Виходячи з вимог ДБН "Навантаження і впливи", де граничні переміщення будівлі не перевищують нормативних.

$$f_u = \frac{h}{300} = \frac{72400}{300} = 241,34\text{мм} > 202,3\text{мм}$$

РОЗДІЛ 3

ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

3.1 Природні умови

Протягом року атмосферні опади за сезонами розподіляються нерівномірно. За квітень - жовтень, випадає близько 80% від загальної кількості опадів (454 мм). Сума опадів за холодний період дорівнює 80-90 мм.

Максимум їх припадає на липень - серпень. Середня дата появи першого снігового покриву з'являється в Луцьку - 16 жовтня. Середня багаторічна дата утворення стійкого снігового покриву - 2 листопада. Зі встановленням снігового покриву висота його поступово збільшується. Наприкінці грудня висота снігового покриву становить уже близько 30 см, а в першій і другій декадах березня досягає свого середнього максимуму - 40 см. З третьої декади березня висота снігового покриву починає зменшуватися. Середня дата руйнування стійкого снігового покриву припадає на 6 квітня. Середнє число днів зі сніговим покривом становить - 169 днів.

Переважним напрямком вітру є південно-західний і західний.

Нормативна глибина промерзання ґрунтів за [12] для різних ґрунтів становить: для суглинків і глин - 1,20 м; для супісків і пісків – 1,1 м.

3.2 Інженерно-геологічні та гідрологічні умови ділянок проектного будівництва

Значна площа природних ландшафтів являє собою лісопаркову та оздоровчу зони. Територія перетинається численними пішохідними доріжками та проїздами.

За сукупністю природно-техногенних, геоморфологічних, інженерно-геологічних і гідрогеологічних чинників ділянка належить до II категорії складності інженерно-геологічних умов.

Рельєф спокійний. Є незначний природний ухил. Інженерно-геологічні умови майданчика будівництва виявлено бурінням п'яти свердловин на глибину

14-15 м. Під час буріння розкрито таке нашарування ґрунтів.

Інженерно-геологічний розріз майданчика: Шар - 1 Суглинок середньопластичний, насичений водою; Шар - 2 Глина напівтверда, насичена водою; Шар - 4 Суглинок м'якопластичний; Шар - 4 Глина напівтверда; Рівень ґрунтових вод відмічено на глибині 14,0 - 15,0 м від денної поверхні. Води безнапірні, поровопластового типу. Живлення здійснюється за рахунок інфільтрації атмосферних опадів, особливо в періоди сніготанення і випадання зливових дощів. По хімічному складу підземні води відносяться до гідрокарбонатного кальцієвого і гідрокарбонатно-кальцієво-магнієвого типам. За мінералізацією води прісні, за жорсткістю - жорсткі, неагресивні до бетонів усіх марок.

Глибина сезонного промерзання - 1,2 м. Фізико-механічні характеристики шарів ґрунту з вихідними даними інженерно-геологічних вишукувань наведено в табл. 3.1.

Таблиця 3.1 - Характеристики ґрунту

№ шару	Найменування ґрунту	Нормативні та розрахункові характеристики ґрунту							
		W	IL	ρ , т/м ³	Sr	e	E, мПа	φ , град	c, кПа
1	Суглинок середньопластичний	0,230	0,42	1,93	0,861	0,738	15	21	24
2	Глина напівтверда	0,280	0,26	1,88	0,965	1,0	11	13	36
3	Суглинок м'якопластичний	0,270	0,65	1,99	0,946	1,0	12	18	21
4	Глина напівтверда	0,270	0,15	2,00	0,938	0,995	21	19	36

3.3 Навантаження на основу

Визначимо навантаження, що діє на фундамент під колону. Згідно з розрахунком, виконаним за допомогою ПК "SCAD Office", вертикальне навантаження на колону, від основного поєднання зусиль, становить 1451,71 кН.

Проведемо порівняння двох варіантів фундаменту: фундамент мілкового закладення і пальового.

3.4 Проектування фундаменту із забивних паль

Вибір висоти ростверку і довжини паль. Висота ростверку кущового пальового фундаменту обирається, виходячи тільки з конструктивних вимог, тобто з умови закладення колони в ростверк. Глибина закладення ростверку: $d_p = -1,0 - 0,05 - 0,45 = -1,5\text{ м}$, де $-1,0\text{ м}$ - відмітка низу колони; $0,05\text{ м}$ - проміжок між колоною і дном; $0,25\text{ м}$ - мінімальна товщина дна склянки.

Округляємо до величини, щоб висота ростверку $h_p = d_p - 0,15$ була кратною 300 мм , $-1,35\text{ м}$ ($-0,15\text{ м}$ - відмітка поверхні планування).

Висота ростверку $h_p = 1,2\text{ м}$, відмітка підосви $d_p = -1,35\text{ м}$. Виконуємо інженерно-геологічний розріз, на який наносимо позначки ростверку біля паль.

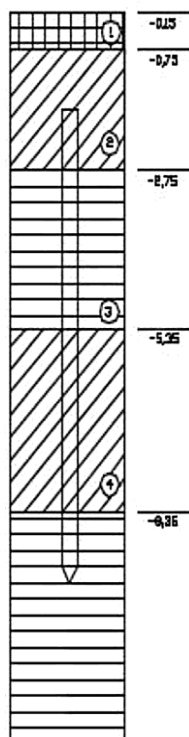


Рисунок 3.1 - Інженерно-геологічний розріз і позначки ростверку біля паль

Як несучий шар вибираємо пластичні супіски, що залягають з позначки $-9,75\text{ м}$, оскільки паля повинна прорізати шар слабкого ґрунту - мулу. Заглиблення паль у супіски має бути не менше 1 м .

Таким чином, приймаємо палі довжиною 10 м (С100.30).

Значення R і f визначаємо за таблицями 1,2 [12], для мулу приймаємо $f = 5$ кПа, для насипних ґрунтів. $f = 0$. Визначаємо несучу здатність палі:

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + u \cdot \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i), \quad (3.1)$$

де γ_c - коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті, який приймають рівним 1,0 ;

R - розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, кПа; A - площа поперечного перерізу палі, м²; γ_{cR} - коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі, що приймається для паль суцільного перерізу, що занурюються забиванням і без лідерних свердловин, рівним 1,0; u - периметр палі, м; γ_{cf} - коефіцієнт умов роботи ґрунту по бічній поверхні палі в межах i -го шару ґрунту, кПа; h_i - товщина i -го шару ґрунту, м.

$$F_d = 1,0 \cdot (1,0 \cdot 5776,4 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 1 \cdot 377,16) = 972,47 \text{ кН.}$$

Допустиме навантаження на палю становить $F_d/\gamma_k = 972,47/1,4 = 694,62$ кН. Це більше, ніж приймають у практиці проектування та будівництва, тому приймаємо навантаження $F_d/\gamma_k = 500$ кН. ($\gamma_k = 1,4$ - коефіцієнт надійності за навантаженням).

Визначення числа паль у ростверку Визначаємо кількість паль:

$$n = \frac{\sum N_i}{\frac{F_d}{\gamma_k} - 0,9 \cdot d_p \cdot \gamma_{ср}}, \quad (3.2)$$

де $\sum N_i$ - сума вертикальних навантажень на обрізі ростверку в комбінації N_{max} , причому навантаження приймаються для розрахунку за I граничним станом, кН; $0,9 d_p \gamma_{ср}$ - навантаження, що припадає на одну палю від ростверку ($0,9$ — площа ростверка, що припадає на одну палю, м²; d_p - глибина закладення ростверку, м; $\gamma_{ср}$ - усереднена питома вага ростверку і ґрунту на його обрізах, що приймається 20 кН/м.)

$$n = \frac{2160 + 150}{500 - 0,9 \cdot 1,35 \cdot 20} = 5,86 \text{ паль},$$

Приймаємо 6 паль. Відстань між осями паль - по двох сторонах 900мм (не перевищує $3d$), по двох інших 900мм (не перевищує $3d$). Розмір ростверку, з огляду на його звиси за зовнішні грані паль на 150мм, становитиме 3300х2100мм.

Розміщення паль у куці показано на рисунку 3.2.

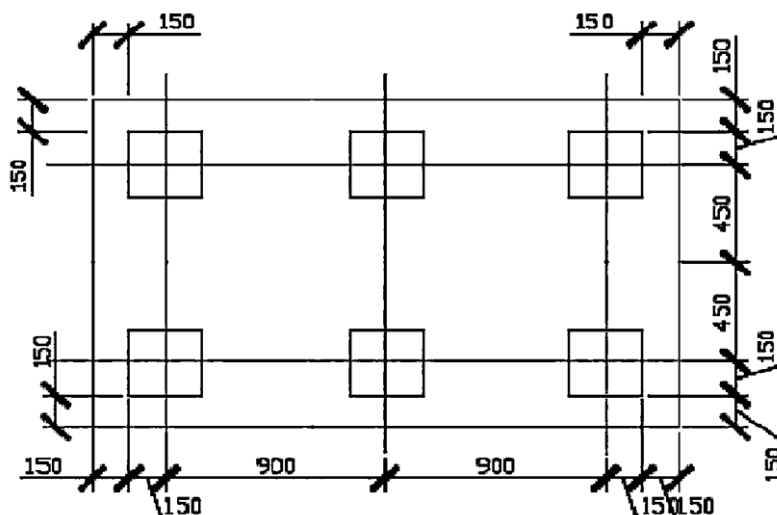


Рисунок 3.2 - Схема розташування паль

Приведення навантажень до підшви ростверку. Схему навантажень на ростверк для обох комбінацій наведено на рисунку 9. Навантаження від ростверку N_p складе: $N' = N_k + N_{CT} + N_p$ $N_p = 1,1 \cdot d_p \cdot b_p \cdot l_p \cdot \gamma_{сер}$, де 1,1 - коефіцієнт надійності за навантаженням; b_p, l_p - розміри ростверка в плані. $M' = M_k + Q_k(d_p - 0,15) - N_{CT} \cdot \alpha$ $Q' = Q_k$ $N_p = 1,1 \cdot 1,35 \cdot 1,5 \cdot 2,4 \cdot 20 = 106,92 \text{ кН}$.
 I комбінація: $N' = 2160 + 150 + 106,92 = 2416,92 \text{ кН}$. II комбінація: $N' = 2030 + 150 + 106,92 = 2286,92 \text{ кН}$.
 Навантаження на кожну палю: Для I комбінації:

$$N_{\text{пл}}^{1,2} = \frac{2416,92}{6} + \frac{507,5 \cdot 0,9}{4 \cdot 0,9^2} = 543,79 \text{ кН};$$

$$N_{\text{пл}}^{3,4} = \frac{2416,92}{6} = 402,82 \text{ кН};$$

$$N_{\text{пл}}^{5,6} = \frac{2416,92}{6} + \frac{507,5 \cdot 0,9}{4 \cdot 0,9^2} = 261,85 \text{ кН};$$

$$Q_{\text{пл}} = -\frac{70}{6} = 11,67 \text{ кН}$$

Для I комбінації:

$$N_{\text{пл}}^{1,2} = \frac{2286,92}{6} - \frac{543,5 \cdot 0,9}{4 \cdot 0,9^2} = 230,18 \text{ кН};$$

$$N_{\text{пл}}^{3,4} = \frac{2286,92}{6} = 381,15 \text{ кН};$$

$$N_{\text{пл}}^{5,6} = \frac{2286,92}{6} + \frac{543,5 \cdot 0,9}{4 \cdot 0,9^2} = 532,13 \text{ кН};$$

$$Q_{\text{пл}} = \frac{60}{6} = 10 \text{ кН}$$

Усі умови задовольняються. Навантаження занесемо в таблицю. 6
Розрахунок на продавлювання ростверка колоною

Зробимо розрахунок паль на горизонтальне навантаження. За графіками на [12] визначаємо значення коефіцієнта за найгіршими значеннями I_L і e . Для насипних суглинків приймаємо $I_L = 1$, тоді $K = 4000 \text{ кН/м}^4$. За графіком [12] для паль довжиною ≥ 8 м і при коефіцієнті $K = 4000 \text{ кН/м}^4$ визначаємо одиничне переміщення від $Q_{\text{пл}} = 1 \text{ кН}$: $\varepsilon_H = 0,65$ мм.

Загальне горизонтальне переміщення $U_p = \varepsilon_H \cdot Q_{\text{пл}}$

$$U_p = 0,65 \cdot 11,67 = 7,59 \text{ мм}$$

(11,67 кН - максимальне горизонтальне навантаження на одну палю). $U_p < U_u = 10$ мм, тому можна приймати гнучке сполучення паль із ростверком, проте ґрунти є пучинистими, тому проектуємо жорстке сполучення.

При жорсткому сполученні одиничний момент у сполученні $M_H = 1,45$ кН·м (для паль довжиною ≥ 6 м при коефіцієнті $K = 4000 \text{ кН/м}^4$), а загальний момент у сполученні $M_{\text{пл}} = 1,45 \cdot Q_{\text{пл}}$ $M_{\text{пл}} = 1,45 \cdot 11,67 = 16,92 \text{ кН} \cdot \text{м}$ у I комбінації $M_{\text{пл}} = 1,46 \cdot 10 = 13,14 \text{ кН} \cdot \text{м}$ у II комбінації.

Для паль завдовжки 10 м типова поздовжня арматура 4Ø12А-III при класі

бетону В20. При значеннях $N_{пл}$ (див. табл. 7) і названих вище моментах міцність такої палі достатня, оскільки точка перетину $N_{пл}$ і $M_{пл}$ Лежить нижче графіка, що відповідає типовому армуванню палі [12].

Розміри підколонника в плані 1500х800мм. Розміри ростверку 1500х2400мм. Перевіряємо ростверк на продавлювання колоною.

Перевірка здійснюється за формулою:

$$F \leq \frac{2R_{bt}}{\alpha} \left(\frac{h_{op}}{c_1} (b_c + c_2) + \frac{h_{op}}{c_2} (l_c + c_1) \right), \quad (3.3)$$

де F - розрахункова продавлювальна сила, кН, що дорівнює подвоєній сумі навантажень на палі, розташовані з одного найбільш навантаженого боку від осі колони, які перебувають поза нижньою основою піраміди продавлювання; R_{bt} - розрахунковий опір бетону розтягуванню, кПа (для бетону В12,5 $R_b = 660$ кПа); h_{op} - робоча висота перерізу ростверку, м, приймається такою, що дорівнює відстані від дна склянки до площини робочої арматури плитної частини; c_1, c_2 - відстані від граней колони до граней основи піраміди продавлювання (не більше h_{op} і не менше $0,4 h_{op}$); α - коефіцієнт, що враховує часткову передачу поздовжньої сили N через стінки склянки, який розраховують за формулою:

$$1 - \frac{0,4R_{bt} \cdot A_c}{N_k}, \text{ не менше } 0,85 \quad (3.4)$$

де A_c - площа бічної поверхні колони в межах її поверхні, N_k - розрахункове навантаження в рівні обрізу фундаменту (приймаємо $N_k = N_{max}$), кН; b_c, l_c - розміри перерізу колони, м.

$$A_c = 2(b_c + l_c)d_c$$

$$b_c = 0,4 \text{ м}, l_c = 0,6 \text{ м.}$$

$$d_c = 0,9 - 0,05 = 0,85 \text{ м.}$$

$$A_c = 2 \cdot (0,4 + 0,6) \cdot 0,85 = 1,7 \text{ м}^2;$$

$$\alpha = 1 - \frac{0,4 \cdot 660 \cdot 1,7}{2160} = 0,79 \Rightarrow \text{приймаємо } \alpha = 0,85;$$

Продавлювальна сила F визначається як подвоєна сума зусиль у зв'язках із більш навантаженої сторони ростверка.

Розрахуємо зусилля в палях від навантажень M і N , прикладених до обрізу ростверку:

Для I комбінації: $N = 2160 + 150 = 2310 \text{ кН}$; $M' = -305 - 150 \cdot 0,49 = -423,5 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Для II комбінації: $N = 2030 + 150 = 2180 \text{ кН}$; $M' = 545 - 150 \cdot 0,49 = 471,5 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Зусилля в палях наведено в таблиці 3.2.

Таблиця 3.2 - Зусилля в палях

№ паль	Зусилля в палях, кН	
	для I комбінації	для II комбінації
1,2	502,64	232,36
3,4	385	363,33
5,6	267,36	494,30

Приймаємо для розрахунку продавлювальну силу за II комбінацією, як більшу:

$$F = 2 \cdot (494,3 \cdot 2 + 363,33) = 2703,86 \text{ кН}$$

$$c_1 = 0,25 \text{ м}, c_2 = 0,1 \text{ м.}$$

$$F = 2703,86 > \frac{2 \cdot 660 \cdot 0,55}{0,85} \left(\frac{0,55}{0,45} \cdot (0,4 + 0,22) + \frac{0,55}{0,22} \cdot (0,6 + 0,45) \right) \\ = 2889,29 \text{ кН}$$

Умова задовольняється. Розрахунок ростверку на продавлювання кутовою палею проводиться за формулою:

$$N_{\text{пл}} < R_{bt} \cdot h_{01} \cdot (\beta_1(b_{02} + 0,5c_{02}) + \beta_2(b_{01} + 0,5c_{01})), \quad (3.5)$$

де $N_{\text{пл}}$ – найбільше зусилля в кутовій палі, кН, що визначається від навантажень на рівні підшви ростверку = 543,79 кН; h_{01} – робоча висота ступеня ростверку = 0,25 м; b_{01}, b_{02} – відстані від внутрішніх граней паль до зовнішніх граней ростверку, м, $b_{01} = b_{02} = 0,45$ м; c_{01}, c_{02} – відстані від внутрішніх граней паль до підколонника, м, $c_{01} = 0,15, c_{02} = 0,25$ м; β_1, β_2 – коефіцієнти, які приймають за [12], $\beta_1 = 0,85, \beta_2 = 0,6$. Тоді:

$$543,79 > 660 \cdot 0,25 \cdot (0,85 \cdot (0,45 + 0,5 \cdot 0,25) + 0,6 \cdot (0,45 + 0,5 \cdot 0,15)) = 132,62 \text{ кН}$$

Умова не задовольняється, приймаємо висоту сходинки $h_{c1} = 0,6$. Тоді $h_{01} = 0,55$ м, $c_{01} = 4 h_{01} = 0,22, c_{02} = 0,55$ м.

Перевірка:

$$543,79 > 660 \cdot 0,55 \cdot (1 \cdot (0,45 + 0,5 \cdot 0,55) + 0,6 \cdot (0,45 + 0,5 \cdot 0,22)) = 385,14 \text{ кН}$$

Умова знову не задовольняється. Тому збільшуємо висоту сходинки до 0,75 м і клас бетону до В15 з $R_{bt} = 750$ кПа. У цьому випадку: $h_{01} = 0,7$ м, $c_{01} = 4 \cdot 0,7 = 0,28, c_{02} = 0,7$ м. Перевіряємо:

$$543,79 > 750 \cdot 0,7 \cdot (1 \cdot (0,45 + 0,5 \cdot 0,7) + 0,6 \cdot (0,45 + 0,5 \cdot 0,28)) = 605,85 \text{ кН}$$

Умова виконується при $h_c = 0,75$ м. Моменти в перерізах визначаємо за формулами:

$$M_{xi} = \sum N_{\text{пл}i} x_i, \quad (3.6)$$

$$M_{yi} = \sum N_{\text{пл}i} y_i, \quad (3.7)$$

де $N_{\text{пл}i}$ розрахункове навантаження на палю, кН; x_i, y_i – відстані від центру кожної палі в межах консолі, що згинається, до перерізу, що розглядається, м.

$$M_{1-1} = 2 \cdot 543,26 \cdot 0,3 = 326,27 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{2-2} = 2 \cdot 543,79 \cdot 0,6 = 652,55 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{1'-1'} = (543,79 + 402,82 + 261,85) \cdot 0,15 = 181,27 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{2'-2'} = (543,79 + 402,82 + 261,85) \cdot 0,25 = 302,12 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Розрахунок перерізу арматури проводимо за вказівками [12], результати розрахунку зведено в таблицю 3.3.

Таблиця 3.3 - Розрахунок арматури для пальового фундаменту

Перетин	М, кН-м	α_m	ξ	h_{oi}	$A_s, \text{см}^2$
1 – 1	326,27	0,052	0,973	0,7	13,12
2 – 2	652,55	0,030	0,985	1,45	12,52
1' – 1'	181,27	0,018	0,993	0,7	7,16
2' – 2'	302,15	0,014	0,991	1,45	5,75

Приймаємо арматуру нижньої сітки С-1 в одному напрямку $8\emptyset 16 A - 400$ с $A_s = 16,08 \text{ см}^2$, що більше $13,12 \text{ см}^2$), в іншому напрямку $12\emptyset 10 A - 400$ (діаметр арматури приймається не нижче 10 см) з $A_s = 9,42 \text{ см}^2$. Довжини стрижнів приймаємо відповідно 2350мм і 1450мм.

Підколонник армуємо двома сітками С-2, приймаючи робочу (поздовжню) арматуру конструктивно $\emptyset 12 A - 400$ з кроком 200 мм, поперечну $\emptyset 6 A - I$ з кроком 600 мм, причому передбачаємо її тільки на ділянці від дна стакана до підшови.

Вибираємо для забивання паль механічний молот. Відношення маси ударної частини молота m_4 до маси паль m_2 має бути не менше ніж 1,5 (як для ґрунтів середньої щільності). Оскільки $m_2 = 2,28$ т для кушового пальового фундаменту, приймаємо масу молота $m_4 = 4$ т.

Відмову приймаємо за формулою :

$$S_a = \frac{E_d \cdot \eta \cdot A}{F_d(F_d + \eta \cdot A)} \cdot \frac{m_1 + 0,2(m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3} \quad (3.8)$$

де E_d -енергія удару, кДж, яка визначається як $10 \cdot m_4 \cdot H = 10 \cdot 4 \cdot 1 = 40$ кДж (тут $H = 1$ м - висота підйому молота);

A - площа поперечного перерізу палі, м^2 ; η - коефіцієнт, що приймається для залізобетонних паль рівним 1500 кН/м; F_d - несуча здатність палі, кН (приймаємо

F_d виходячи з прийнятої $F_d/\gamma_k = 500\text{кН}$, тобто $F_d = 500 \cdot 1,4 = 700\text{кН}$; m_1 - повна маса молота (приймаємо $m_1 = m_4 = 4$ т); m_2 - маса палі, т; m_3 - маса наголовника (приймаємо $m_3 = 0,2$ т). $S_a = \frac{40 \cdot 1500 \cdot 0,09}{700(700 + 1500 \cdot 0,09)} \cdot \frac{4 + 0,2(2,28 + 0,2)}{4 + 2,28 + 0,2} = 0,0064 \text{ м} = 0,64 \text{ см}$. $0,64 > 0,2 \text{ см}$. Відмова перебуває в рекомендованих межах, молот обрано правильно.

3.5 Проектування стовпчастого фундаменту

Умовні позначення: (1) - Ґрунтово-рослинний шар, потужністю 0,6 м; (2) - Суглинок насичений вологою, середньопластичний; (3) - Глина насичена вологою, напівтверда; (4) - Суглинок насичений вологою, м'якопластичний; (5) - Глина напівтверда.

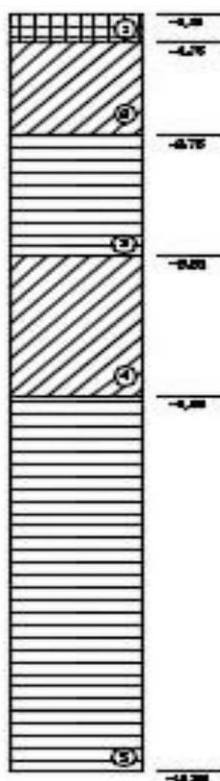


Рисунок 3.3 - Інженерно-геологічна колонка

Визначення глибини закладення фундаменту

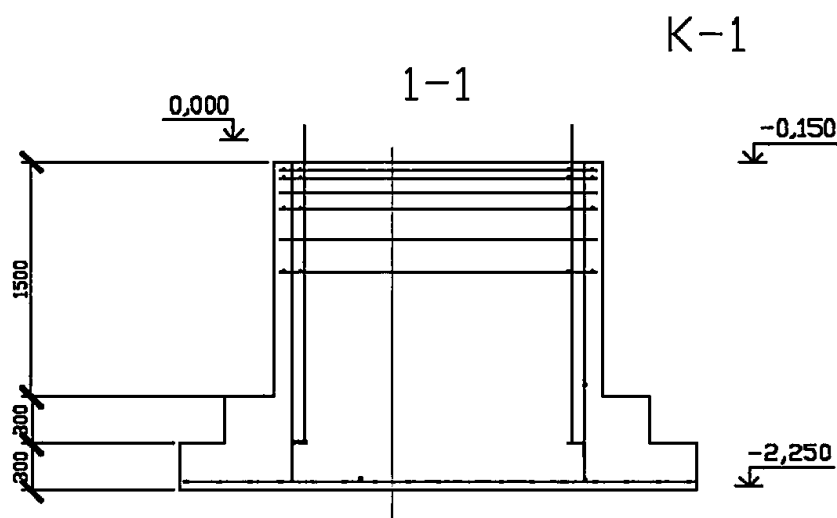


Рисунок 3.4 - Схема до визначення конструктивної висоти стовпчастого фундаменту під металеву колону

Глибину закладення фундаменту d вибираємо виходячи з:

- конструктивних особливостей будівлі: $-(1,0 + 0,05 + 0,20) = -1,25$, тобто глибина закладення нижче за позначку планування не менше ніж 1,25 м.
- глибини промерзання ґрунту.

Розрахункова глибина промерзання суглинків визначається за формулою $d_f = k_h \cdot d_{fn}$, де k_h - коефіцієнт, що враховує вплив теплового режиму споруди [15], $k_h = 0,7$; d_{fn} - нормативна глибина сезонного промерзання. $d_f = 0,7 \cdot 2,6 = 1,82$ м.

З поверхні до глибини 0,6 м ґрунтово-рослинний шар ґрунту, який не може слугувати основою. Необхідне прорізання його і заглиблення фундаменту в суглинки не менше ніж на 1,22. Отже, глибина закладення фундаменту має бути не менше 1,9 м.

Приймаємо позначку підшови фундаменту - 2,1 м, враховуючи, що висота фундаменту має бути кратною 0,3 м, а верхній обріз фундаменту знаходиться на позначці 0,150 м. Глибина закладення фундаменту становитиме:

$$d = 2,1 \text{ м.}$$

Попередньо площу підшови стовпчастого фундаменту визначаємо за формулою (3.8).

$$A = \frac{(N_{k,max} + N_{cm})/\gamma_f}{R_0 - \gamma_{cp}d}, \quad (3.8)$$

де $N_{k,max}$ и N_{cm} - розрахункові навантаження, $N_{k,max} = 2675,8 \text{ кН}$, $N_{cm} = 130 \text{ кН}$; γ_f - коефіцієнт надійності за навантаженнями, $\gamma_f = 1,15$; $\gamma_{сер}$ - усереднена питома вага фундаменту і ґрунту на його обрізах. $\gamma_{cp} = 20 \text{ кН/м}^3$

$$A = \frac{(2675,8 + 130)/1,15}{224,8 - 20 \cdot 2,1} = 13,44 \text{ м}^2$$

У першому наближенні розміри підшви приймаємо: $b = \sqrt{\frac{A}{1,3}} = \sqrt{10,34} = 3,2 \text{ м}$, $l = 1,3 \cdot 3,2 = 4,2 \text{ м}$, $l/b = 1,3 < 1,65$, $A = 11,7 \text{ м}^2$.

Тоді розрахунковий опір ґрунтів основи

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{K} (M_\gamma \cdot K_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d \cdot \gamma_{II} + M_c \cdot c_{II}) \quad (3.9)$$

де M_γ, M_q, M_c — коефіцієнти, що залежать від φ , K - коефіцієнт, що враховує надійність визначення характеристик з і φ , K_z - коефіцієнт, що приймається рівним 1 при ширині фундаменту $b < 10 \text{ м}$, γ_{II} - питома вага ґрунту нижче підшви фундаменту, кН/м^3 γ_{II} - питома вага ґрунту вище підшви фундаменту, кН/м/м^3 c_{II} - розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту під підшвою фундаменту, кПа

$$R_1 = \frac{1,25 \cdot 1}{1,1} (0,69 \cdot 1 \cdot 3,6 \cdot 18,94 + 3,67 \cdot 2,1 \cdot 18,6 + 6,26 \cdot 25,6) = 1,136 \cdot (39,206 + 143,35 + 160,256) = 389,43 \text{ кПа}.$$

$$R_1 = 389,43 \text{ кПа}.$$

Робимо перевірку:

$$\Delta = \frac{R_1 - R_0}{R_1} \cdot 100\% \quad (3.10)$$

$$\Delta = \frac{389,43-224,8}{389,43} \cdot 100\% = 42,27\% > 25\%, \text{ отже робимо перерахунок.}$$

$$A = \frac{(2675,8+150)/1,15}{389,43-20 \cdot 2,1} = 5,78 \text{ м}^2$$

$$b \cdot l = 5,78, \quad b \cdot 1,3b = 5,78, \quad 1,3b^2 = 5,78$$

$$b = 2,1 \text{ м,}$$

$$l = 2,73 \approx 3 \text{ м,}$$

$$b \cdot l = 6,3 \text{ м}^2 > 5,78 \text{ м}^2, \text{ вірно.}$$

$$R_2 = \frac{1,25 \cdot 1}{1,1} (0,69 \cdot 1 \cdot 2,1 \cdot 19,13 + 3,67 \cdot 2,1 \cdot 18,6 + 6,26 \cdot 25,6) = 1,136 \cdot (27,719 +$$

$$143,35 + 160,256) = 376,39 \text{ кПа.}$$

$$\Delta = \frac{389,43-376,39}{389,43} \cdot 100\% = 3,35\%$$

$$3,55\% < 25\% - \text{ умова виконана.}$$

Перераховуємо A : $A = \frac{(2675,8+150)/1,15}{376,43-20 \cdot 2,2} = 6,01 \text{ м}^2$ Приймаємо: $b = 2,1 \text{ м, } l = 3 \text{ м, } A = 6,3 \text{ м}^2$.

$$\text{Приведення навантажень до підосви фундаменту } N^I = \frac{N_k + N_{cm}}{1,15} + N_\phi,$$

де N_ϕ - навантаження від ваги фундаменту; N_k и N_{cm} - розрахункові навантаження. $N_\phi = d \cdot b \cdot l \cdot \gamma_{cp}$, $M^I = \frac{M_k}{1,15} + \frac{Qk(d-0,15)}{1,15} - \frac{N_{cm}a}{1,15}$, $Q^I = \frac{Q_k}{1,15}$,

Для I комбінації: $N^I = \frac{2675,8+150}{1,15} + 2,1 \cdot 2,1 \cdot 3 \cdot 20 = 2273,7 \text{ кН}$ $M^I = \frac{-350}{1,15} - \frac{70(2,25-0,15)}{1,15} - \frac{150}{1,15} \cdot 0,49 = -486,96 \text{ кНм}$

$$Q^I = \frac{-70}{1,15} = -60,87 \text{ кН}$$

Для II комбінації: $N^I = \frac{2030+150}{1,15} + 2,1 \cdot 2,1 \cdot 3 \cdot 20 = 2160,25 \text{ кН}$ $M^I = \frac{545}{1,15} + \frac{60(2,25-0,15)}{1,15} - \frac{150}{1,15} \cdot 0,49 = 511,14 \text{ кНм}$

$$Q^I = \frac{60}{1,15} = 52,17 \text{ кН}$$

Перевірка умов за тисками. Перевіряємо умови при $b = 2,1 \text{ м, } l = 3 \text{ м, } A = 6,63 \text{ м}^2$, $W = 3,15 \text{ м}^3$, $R = 389,43 \text{ кПа}$.

де W - момент опору підосви ґрунту. $P_{cp} \leq R$, $P_{\max} \leq 1,2R$, $P_{\min} \geq 0$, $P_{cp} =$

$$\frac{N^I}{A} P_{\max} = \frac{N^I}{A} + \frac{M^I}{W} P_{\min} = \frac{N^I}{A} - \frac{M^I}{W}$$

$$\text{По I комбінації: } P_{\text{сер}} = \frac{2273,3}{6,3} = 360,84 \text{ кПа}$$

$$P_{\max} = \frac{2273,3}{6,3} + \frac{486,96}{3,15} = 515,43 \text{ кПа}$$

$$P_{\min} = \frac{2273,3}{6,3} - \frac{486,96}{3,15} = 206,25 \text{ кПа.}$$

$$P_{\text{сер}} = 360,84 \text{ кПа} < R = 389,43,$$

$$P_{\max} = 515,43 \text{ кПа}$$

$$1,2R = 467,32 \text{ кПа,}$$

$$P_{\min} = 206,25 \text{ кПа} < 0.$$

Умова не виконується, тому збільшуємо l , $l = 3,3$ м, залишаючи $b = 2,1$ м.

$$\text{Площа підшви } A = 3,3 \cdot 2,1 = 6,93 \text{ м}^2, W = \frac{2,1 \cdot 3,3^2}{6} = 3,81, \text{ м}^3.$$

Для I комбінації:

$$N^I = \frac{2160+150}{1,15} + 2,1 \cdot 2,1 \cdot 3,3 \cdot 20 = 2299,76 \text{ кН}$$

Для II комбінації:

$$N^I = \frac{2030+150}{1,15} + 2,1 \cdot 2,1 \cdot 3,3 \cdot 20 = 2186,71 \text{ кН}$$

По I комбінації:

$$P_{\text{сер}} = \frac{2299,76}{6,93} = 331,86 \text{ кПа} < R = 389,43 \text{ кПа,}$$

$$P_{\max} = \frac{2299,76}{6,93} + \frac{486,96}{3,81} = 459,67 \text{ кПа} < 1,2R = 467,32 \text{ кПа,}$$

$$P_{\min} = \frac{2299,76}{6,93} - \frac{486,96}{3,81} = 204,04 \text{ кПа} > 0.$$

По II комбінації:

$$P_{\text{сер}} = \frac{2186,71}{6,93} = 315,54 \text{ кПа} < R = 389,43 \text{ кПа,}$$

$$P_{\max} = \frac{2186,71}{6,93} + \frac{511,14}{3,81} = 449,70 \text{ кПа} < 1,2R = 467,32 \text{ кПа,}$$

$$P_{\min} = \frac{2186,71}{6,93} - \frac{511,14}{3,81} = 204,04 \text{ кПа} > 0.$$

Умови задовольняються, остаточно приймаємо розміри фундаменту: $b =$

2,1 м, $l = 3,3$ м. $A = 6,93 \text{ м}^2$, $l/b = 1,57 < 1,65$.

Розрахунок основи за деформаціями полягає в перевірці умови (3.10). $S \leq S_u$, де S - очікувана деформація фундаменту, середня осадка. S_u - гранична спільна деформація основи та споруди (для промислової одноповерхової будівлі $S_u = 8 \text{ см}$)

Порядок розрахунку: 1 На інженерно-геологічний розріз наносять контури фундаменту; на розрізі проставляють усі відносні відмітки покрівлі шару, рівня підземних вод, підшови фундаменту.

Напластування ґрунтів нижче підшови фундаменту поділяють на шар потужністю не більше $0,4 b$.

$$h_1 = 0,4 \cdot b = 0,4 \cdot 2,1 = 0,84 \text{ м.}$$

Визначають природний побутовий тиск на межі шарів і будують епюру за формулою (16).

$$\delta_{zq0} = \gamma' \cdot d, \quad (3.11)$$

де δ_{zq0} - тиск на рівні підшови фундаменту. γ' , середньозважена питома вага ґрунту вище підшови фундаменту.

Потім додаємо тиск від кожного нижчого шару, що лежить нижче $\gamma_i h_i \delta_{zq(1)} = 39,06 \text{ кПа}$. $\delta_{zq} = \delta_{zq0} + \sum h_i \cdot \gamma_i$, Визначаємо додатковий тиск під підшовою фундаменту. P_0 . $P_o = P_{cp} \cdot \delta_{zq0}$, $P_0 = 331,86 - 39,06 = 292,8 \text{ кПа}$.

Визначаємо напруження

$$\delta_{zpi} = \alpha \cdot P_0, \quad (3.12)$$

де α - коефіцієнт розсіювання. Визначаємо умовну межу стискуваної товщі, до якої слід враховувати додаткові напруження і осідання, що виникають при цьому. $\delta_{zq} = 24,01 \leq 0,2 \cdot \delta_{zq} = 30,07 \text{ кПа}$.

Для кожного шару в межах стисливої товщі визначається середнє

напруження $(\delta_{zqP(i)} + \delta_{zqP(i+1)})/2$.

Визначається усадка кожного шару. $S_i = \frac{h \cdot \beta \cdot \delta_{zpcp}}{E}$, де β - коефіцієнт, що приймається 0,8; E - модуль деформацій i -го шару. $S = 2,78 \text{ см} \leq Su = 8 \text{ см}$ - умова виконується. 7 Конструювання стовпчастого фундаменту Параметри фундаменту: $d = 2,1 \text{ м}$, $b = 2,1 \text{ м}$, $l = 3,3 \text{ м}$. Колона двогілкова перерізом 800×1500 . Перетин підколонника $b_{cf} \cdot l_{cf} = 1200 \times 2100 \text{ мм}$.

Висота фундаменту: $h = 2,1 \text{ м}$. Призначаємо кількість і розміри сходинок.

З напрямків сторони l : $\frac{(l-l_{cf})}{2} = \frac{3300-2100}{2} = 600 \text{ мм}$.

$h_{ct} = 300 \text{ мм}$, виліт (2 шт.) 1 – 300 мм, 2 – 300 мм.

З напрямків сторони b : $\frac{(b-b_{cf})}{2} = \frac{2100-1200}{2} = 450 \text{ мм}$. $h_{ct} = 300 \text{ мм}$, виліт (1 шт.) 1 = 450 мм.

Перевірка на продавлювання підколонником

$$\begin{aligned} h_{cf} - d_p < 0,5 \cdot (l_{cf} - l_c) & - \text{низький фундамент} \\ > 0,5 \cdot (l_{cf} - l_c) & - \text{високий фундамент} \end{aligned} \quad (3.13)$$

$1,5 - 1 = 0,5 \text{ м} > 0,5 \cdot (1,2 - 0,8) = 0,3 \text{ м}$ – високий фундамент, розраховуємо на продавлювання підколонником.

У цьому разі має виконуватися умова:

$$F \leq b_m \cdot h_{op} \cdot R_{bt}, \quad (3.14)$$

де F - сила продавлювання по одній, найбільш навантаженій грані фундаменту; h_{op} - робоча висота плитної частини фундаменту

$$b_m = 0,5(b + b_{cf}) \quad (3.15)$$

$$h_{op} = h - h_{cf} - 0,05 \quad (3.16)$$

Сила продавлювання:

$$F = A_0 \cdot P_{max} \quad (3.17)$$

$$A_0 = 0,5b(l - l_{cf} - 2h_{op}) - 0,25(b - b_{cf} - 2h_{op})^2 \quad (3.18)$$

$$P_{max} = \frac{N_{max} + N_{cr} + b_{cf} \cdot l_{cf} \cdot h_{cf} \cdot \gamma_{cf} \cdot \gamma}{A_\phi} + \frac{M + N_{crr} \cdot \alpha + Q \cdot 1,8}{W}, \quad (3.19)$$

де N_k и N_{cm} - розрахункові навантаження; $\gamma_{сер}$ - питома вага залізобетону, $\gamma_{сер} = \frac{25 \text{ кН}}{\text{м}^3}$; γ - коефіцієнт надійності залізобетону, $\gamma = 1,1$; α - коефіцієнт розсіювання; $b_m = 0,5 \cdot (2,1 + 1,2) = 1,65 \text{ м}$; $h_{op} = 0,55 \text{ м}$

$$A_0 = 0,5 \cdot 2,1 \cdot (3,3 - 1,2 - 2 \cdot 0,55) - 0,25(2,1 - 1,2 - 2 \cdot 0,55)^2 = 1,04 \text{ м}^2$$

$$P_{max} = \frac{2160 + 150 + 1,2 \cdot 1,2 \cdot 1,5 \cdot 25 \cdot 1,1}{6,93} + \frac{350 + 150 \cdot 0,49 + 70 \cdot 1,8}{W} = 486,131 \text{ кПа}$$

$$F = 1,04 \cdot 486,131 = 505,576 \text{ кН}.$$

Клас за міцністю приймаємо В15 ($R_{bt} = 660 \text{ кПа}$). $F = 505,576 < b_m \cdot h_{op} \cdot R_{bt} = 1,65 \cdot 0,55 \cdot 660 = 598,95$ — умова виконана.

Розраховуємо арматуру плитної частини фундаменту. Результати наведено в таблиці 3.4.

Таблиця 3.4 - Розрахунок арматури плитної частини фундаменту

Переріз	Виліт	$\frac{Nc_i}{2l(b)}$	$1 + \frac{6 \cdot e_0}{l} + \frac{4 \cdot e_0 \cdot c_i}{l^2}$	М, кН · м	α_m	ξ	h_0	$A_s, \text{см}^2$
1 — 1	0,3	126	1,39	175,14	0,100	0,947	0,25	20,27
2 — 2	0,6	385,9	1,35	520,97	0,096	0,949	0,55	27,35
1 "-1"	0,45	111,4	1,00	111,4	0,100	0,947	0,25	12,89

$$N = N_{max} + N_{cm} \quad (3.20)$$

$$M = M_{max} + Q_d - N_{ст} \cdot \alpha \quad (3.21)$$

$$e = \frac{M}{N} \quad (3.22)$$

$$N = 2160 + 150 = 2310 \text{ кН}$$

$$M = -350 - 70 \cdot 2,1 - 150 \cdot 0,49 = -570,5 \text{ кНм}$$

$$e = \frac{570,5}{2310} = 0,247 \text{ м}$$

Конструюємо сітку С-1. Крок в обох напрямках - 200мм. Армування підшви здійснюється сітками. У напрямку l - 17 стрижнів, у напрямку b - 11 стрижнів. Діаметр арматури приймаємо в напрямків l приймаємо за сортаментом (для 11 Ø18А-400С- $A_s = 27,695 \text{ см}^2$, що більше $27,35 \text{ см}^2$), у напрямку b для 17 Ø12 А-400С- $A_s = 13,35 \text{ см}^2 > 12,89 \text{ см}^2$. Довжини стрижнів приймаємо відповідно 3250мм і 2050мм.

Підколонник армуємо двома сітками С-2, приймаючи робочу (подовжню) арматуру конструктивно Ø12А-400Сз кроком 200мм, поперечну Ø6А-240 з кроком 600мм. Довжина робочих стрижнів 2050мм, кількість у сітці - 6. Довжина поперечної арматури - 1150 мм, кількість у сітці -3.

РОЗДІЛ 4

НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ

4.1 Варіант №1 Лінзоподібна ферма покриття

Лінзоподібна ферма покриття містить два несучі пояси, вигнутих за формою квадратної параболи.

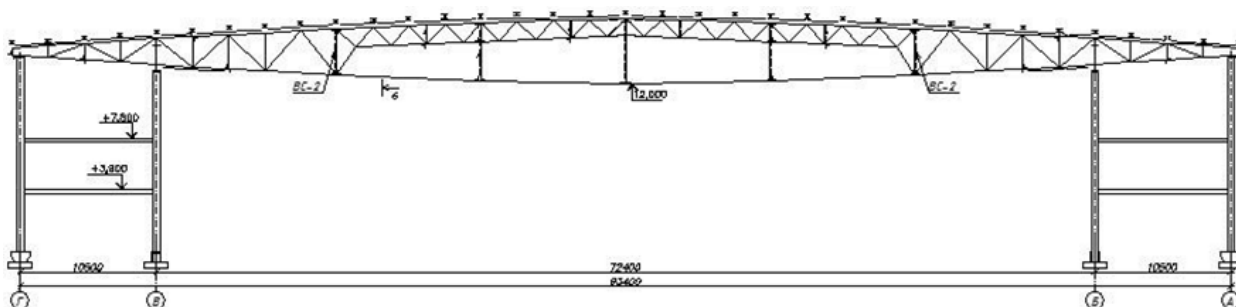


Рисунок 4.1 - Лінзоподібна ферма покриття

Ригелем поперечної рами є двоконсольна наскрізна ферма. Проліт ферми 72,4 м, стріла підйому 5м. Консоль ферми по краях 10,5 м. Сполучення колони з фундаментом жорстке.

Просторова жорсткість поперечних рам забезпечується системою вертикальних і горизонтальних зв'язків і прогонів, горизонтальних за верхніми поясами ферм.

Цей варіант ускладнено в середині ферми, по верхньому поясу, але тим самим зменшено матеріаломісткість і вагу конструкції.

Переваги:

- висока жорсткість;
- висока економічність, мала металоємність;
- мала вага.

Недоліки:

- трудомісткий монтаж;
- складна статична схема.

4.2 Варіант №2 Лінзоподібна ферма покриття (вигнута)

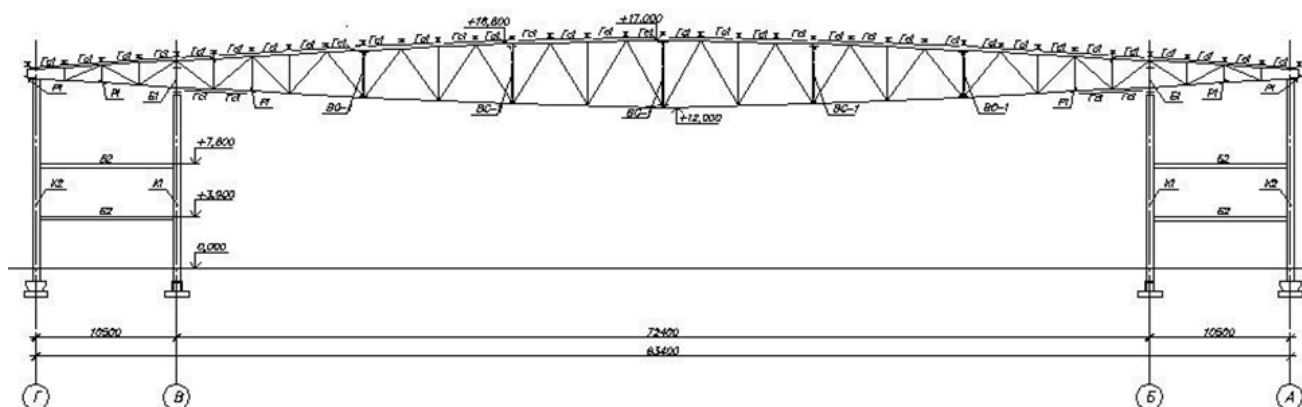


Рисунок 4.2 - Лінзоподібна ферма покриття (вигнута)

Лінзоподібна ферма покриття містить два несучі пояси, вигнутих за формою квадратної параболи.

Ригелем поперечної рами є двоконсольна наскрізна ферма. Проліт ферми 72,4 м, стріла підйому 5 м. Консоль ферми по краях 10,5 м. Сполучення колони з фундаментом жорстке.

Просторова жорсткість поперечних рам забезпечується системою вертикальних і горизонтальних зв'язків і прогонів.

Цей варіант відрізняється від першого середньою частиною ферми. Він простіший у монтажі та вимагає менше трудовитрат під час виготовлення.

Переваги:

- висока жорсткість;
- високий ступінь типізації елементів;
- простота статичної схеми;
- технологічність.

Недоліки:

- велика металоємність;
- велика вага;
- висока вартість.

4.3 Варіант №3 Арочні покриття

Арки являють собою розпірну конструкцію криволінійного обрису. Арки поділяють на тришарнірні, двошарнірні та безшарнірні. Найпоширенішими є двошарнірні арки: вони досить прості у виготовленні та монтажі, нечутливі до нерівномірних вертикальних зсувів опор, а також до температурних деформацій. За конструктивною схемою поділяють суцільні арки (прольоти до 60 м), а також наскрізні (гратчасті), застосування яких доцільно при прольотах понад 60 м.

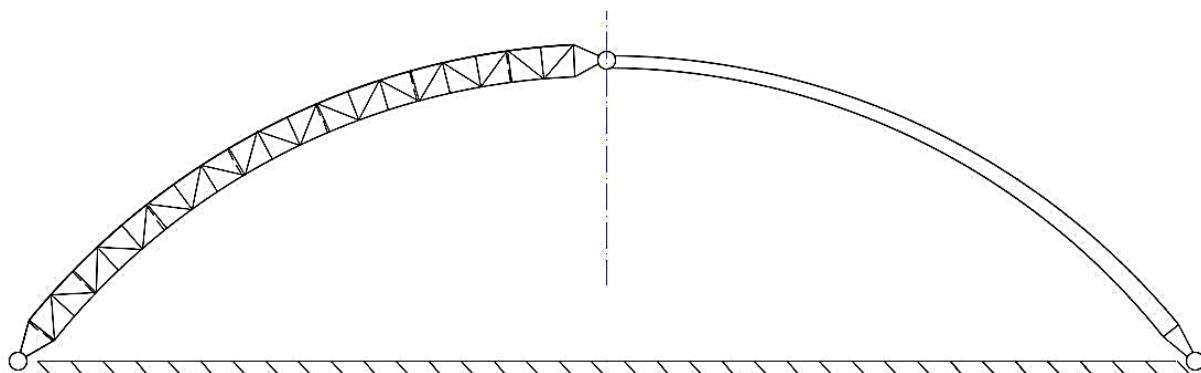


Рисунок 4.3 - Тришарнірна арка із суцільними або гратчастими напіварками

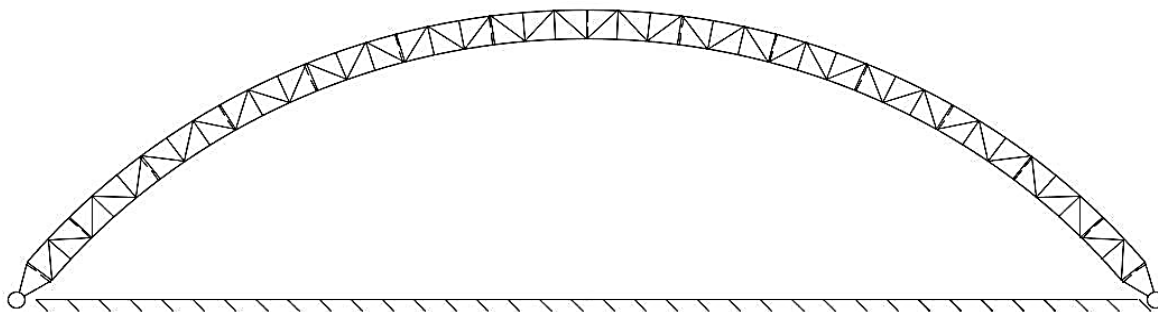


Рисунок 4.4 - Двошарнірна арка

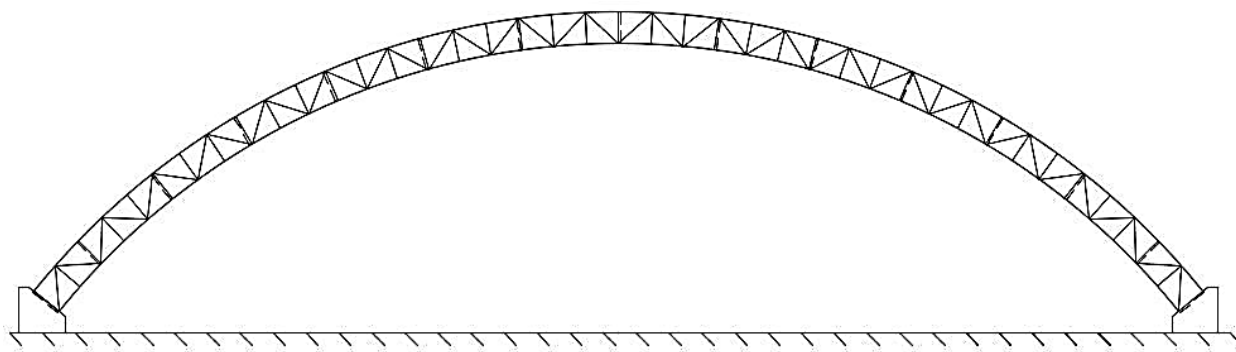


Рисунок 4.5 - Безшарнірна арка

Переваги:

- мала чутливість к температурних и деформаційних впливів;
- мала маса конструкцій;
- переважно стискаючі зусилля, а так також рівномірний розподіл згинального моменту;
- простота виготовлення і монтажу;
- архітектурна виразність.

Недоліки:

- наявність зон обмеженої експлуатації (мертві зони);
- значна висота покриття;
- наявність розпору.

У результаті аналізу викладених вище переваг і недоліків варіантів, як основний вибираємо 2-ий варіант покриття з лінзоподібної ферми. Він найбільш технологічний і надійний.

РОЗДІЛ 5

ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

5.1 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.

5.1.1 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 [25]. 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 забудовах.

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.

5.1.2 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.

5.1.3 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 [24-33] 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 неізолюваних 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.

5.1.4 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 кабінку водія. Пересування екскаватора із завантаженим ковшем забороняється.

5.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях

5.2.1 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 = 316,18 м²

Об'єм залу = 1458 м³

Розрахунок часу руху людського потоку по I ділянці.

Щільність людського потоку першому ділянці:

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

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

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.

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

$$v = 68 \text{ м/хв}$$

$$t_6 = l_6/v_6 = 2,4/68 = 0,035 \text{ хв}$$

Розрахунок часу руху людського потоку VII ділянці.

$$q_7 = \sum q_{i-1} s_{i-1} / s_i = (10,22+7+5) \cdot 1,5/2,5 = 13,32 \text{ м/хв}$$

$$v = 56 \text{ м/хв}$$

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

Розрахунок часу руху людського потоку по VIII ділянці.

$$q_8 = q_{i-1} s_{i-1} / s_i = 13,32 \cdot 2,5 / 1,5 = 22,2 \text{ м / хв}$$

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

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.

5.2.2 Висновки за розділом

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 архітектурно-будівельному розділі розроблено архітектурно-планувальне рішення льодового палацу спорту в Луцьку. Визначено основні характеристики будівлі, включаючи функціональне зонування, конструктивні та інженерні особливості. Враховано вимоги щодо безпеки, енергоефективності та відповідності кліматичним умовам регіону.

В розрахунково-конструктивному розділі проведено аналіз і розрахунок основних несучих конструкцій будівлі з використанням сучасних програмних засобів. Визначено оптимальну конструкцію великопролітної ферми, що забезпечує стійкість і довговічність споруди. Особливу увагу приділено зменшенню ваги конструкцій при збереженні високої міцності.

В розділ 3 «Основи та фундаменти» досліджено інженерно-геологічні умови ділянки будівництва. Розроблено два варіанти фундаментів: мілкового закладення та пальового. Проведено порівняння їх ефективності та вибрано оптимальний варіант для зменшення впливу на ґрунт і підвищення стабільності будівлі.

В розділ 4 «Науково-дослідний» проведено аналіз та порівняння трьох варіантів ферм покриття (лінзоподібні, арочні та вигнуті). На основі розрахунків обґрунтовано вибір найбільш раціонального рішення з точки зору міцності, естетики та економічності.

В розділі 5 «Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях» розглянуто заходи для забезпечення безпеки під час будівництва та експлуатації об'єкта. Проведено розрахунки евакуаційних шляхів і визначено необхідні технічні засоби для протипожежного захисту.

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.1.17-2016 Пожежна безпека об'єктів будівництва.
11. ДБН В.2.2-9-2018 Будинки і споруди. Громадські будинки та споруди. Основні положення.
12. 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.

13. ДСТУ Б В.2.1-2-96. Ґрунти. Класифікація. – К.: Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1995.
14. ДБН А.2.1–1-2008 Інженерні вишукування для будівництва. Основні положення. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2008.
15. ДБН В.2.6-198:2014 "Сталеві конструкції. Норми проектування"
16. Babii A. Important aspects of the experimental research methodology. Scientific Journal of TNTU. Ternopil, 2020. Vol. 97. No. 1. P. 77–87.
17. Гудь, Михайло Іванович. "Підбір раціональної схеми розміщення в'язей у днищі плаваючого басейну." 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): 93-94.
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. Гудь, М. І., Крамар, Г. М., & Гудь, І. (2018). Фактори впливу на міцність та ефективність бетону. Матеріали Міжнародної науково-технічної конференції «Фундаментальні та прикладні проблеми сучасних технологій «до 100 річчя з дня заснування НАН України та на вшанування пам'яті Івана Пулюя (100 річчя з дня смерті)», 44-45.
20. Ковальчук Я., Крамар Г., Бодрова Л., Коваль І., Мариненко С. Теплоізоляційні будівельні матеріали з місцевих технологічних відходів. Наукові нотатки. Луцьк, 2019. Вип. 66. С. 165-171.
21. Kovalchuk, Yaroslav, Natalya Shynhera, and Yaroslav Shved. "Formation of input information arrays for computer simulation of welded trusses behavior under thermal force effects." Вісник Тернопільського національного технічного університету 110.2 (2023): 118-124.
22. Shved, Yaroslav. "Strength and deformation analysis of a welded truss under load in fire and emergency temperature conditions." Вісник Тернопільського національного технічного університету 112.4 (2023): 73-81.
23. Швед, Ярослав Леонідович, and Оксана Іванівна Міщук. "Комп'ютерне моделювання поведінки зварних ферм при дії циклічних

навантажень." Збірник тез доповідей IX Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“ 1 (2020): 34-34.

24. 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.

25. Про охорону праці: Закон України від 14.10.92 р. № 2695-ХІІ. Вид. офіц. Голос України 1992. 24 лист. № 49, ст.669.

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

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

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

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

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

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

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

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

34. 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.

35. Карпа, Ю. В., & Крамар, Г. М. (2023). Конструктивні особливості великопролітних покриттів. *Матеріали XII Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“*, 70-70.