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

Центр перепідготовки та післядипломної освіти
(повна назва факультету)
Будівельної механіки
(повна назва кафедри)

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на здобуття освітнього ступеня

Магістра
(назва освітнього ступеня)

на тему: Проект спортивного комплексу у Полтаві з дослідженням роботи великопролітної арочної конструкції (комплексна тема)

Виконали: студенти 2 курсу, групи МБм-61

спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»
(шифр і назва спеціальності)

Студенти		Вознюк Д.Г.
	(підпис)	(прізвище та ініціали)
		Курач С.М.
	(підпис)	(прізвище та ініціали)
Керівник		Ковальчук Я.О.
	(підпис)	(прізвище та ініціали)
Нормоконтроль		Мещерякова О.М.
	(підпис)	(прізвище та ініціали)
Завідувач кафедри		Ясній В.П.
	(підпис)	(прізвище та ініціали)
Рецензент		Бобик М.П.
	(підпис)	(прізвище та ініціали)

Тернопіль
2022

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

Факультет центр перепідготовки та післядипломної освіти
(повна назва факультету)

Кафедра Будівельної механіки
(повна назва кафедри)

ЗАТВЕРДЖУЮ
Завідувач кафедри
_____ Ясній В.П.
(підпис) (прізвище та ініціали)
« » 20___ 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)

студентам Вознюку Дмитру Григоровичу
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проект спортивного комплексу у Полтаві з дослідженням роботи великопролітної арочної конструкції (комплексна тема)

Керівник роботи Ковальчук Я.О., к.т.н., доцент
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом ректора від «*14*» *листопада* 2022 року № *4/7-906*

2. Термін подання студентом завершеної роботи до 15.12.2022

3. Вихідні дані до роботи Геолокація об'єкту

4. Зміст роботи (перелік питань, які потрібно розробити)
1. Архітектурний розділ. 2. Розрахунково-конструктивний розділ. 3. Науково-дослідна частина. 4. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень, слайдів)
16-24 листа формату А1

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. викладач		
Нормоконтроль	Мещерякова О.М. ст. викладач		

7. Дата видачі завдання _____

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів роботи	Термін виконання етапів роботи	Примітка
1.	Архітектурний розділ	18.11.2022	**виконано**
2.	Розрахунково-конструктивний розділ	25.11.2022	**виконано**
3.	Науково-дослідна частина	02.12.2022	**виконано**
4.	Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях	09.12.2022	**виконано**
5.	Графічне оформлення креслень	15.12.2022	**виконано**

Студенти _____ Вознюк Д.Г.
(підпис) (прізвище та ініціали)

Керівник роботи _____ Ковальчук Я.О.
(підпис) (прізвище та ініціали)

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

Факультет центр перепідготовки та післядипломної освіти
(повна назва факультету)

Кафедра Будівельної механіки
(повна назва кафедри)

ЗАТВЕРДЖУЮ
Завідувач кафедри
_____ Ясній В.П.
(підпис) (прізвище та ініціали)
« » 20___ 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)

студентам Курачу Сергію Михайловичу
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проект спортивного комплексу у Полтаві з дослідженням роботи великопролітної арочної конструкції (комплексна тема)

Керівник роботи Ковальчук Я.О., к.т.н., доцент
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом ректора від «*14*» *листопада* 2022 року № *4/7-906*

2. Термін подання студентом завершеної роботи до 15.12.2022

3. Вихідні дані до роботи Геолокація об'єкту

4. Зміст роботи (перелік питань, які потрібно розробити)
1. Архітектурний розділ. 2. Розрахунково-конструктивний розділ. 3. Науково-дослідна частина. 4. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень, слайдів)
16-24 листа формату А1

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. викладач		
Нормоконтроль	Мещерякова О.М. ст. викладач		

7. Дата видачі завдання _____

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів роботи	Термін виконання етапів роботи	Примітка
1.	Архітектурний розділ	18.11.2022	**виконано**
2.	Розрахунково-конструктивний розділ	25.11.2022	**виконано**
3.	Науково-дослідна частина	02.12.2022	**виконано**
4.	Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях	09.12.2022	**виконано**
5.	Графічне оформлення креслень	15.12.2022	**виконано**

Студенти _____ Курач С.М.
(підпис) (прізвище та ініціали)

Керівник роботи _____ Ковальчук Я.О.
(підпис) (прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

Вступ 7
РОЗДІЛ 1 Архітектурно-будівельний 9
1.1 Відомості про метеорологічні, топографічні, інженерно-геологічні та кліматичні умови будівельного майданчика 9
1.2 Опис та обґрунтування зовнішнього та внутрішнього вигляду об'єкта капітального будівництва, планувальної та функціональної організації 10
1.3 Обґрунтування прийнятих об'ємно-просторових та архітектурно-мистецьких рішень, у тому числі щодо дотримання граничних параметрів дозволеного будівництва 12
1.4 Обґрунтування прийнятих архітектурних рішень щодо забезпечення відповідності будівлі, будівлі та споруди встановленим вимогам енергетичної ефективності 12
1.5 Перелік заходів щодо забезпечення дотримання встановлених вимог енергетичної ефективності до архітектурних рішень, що впливають на енергетичну ефективність будівель 13
1.6 Опис та обґрунтування використаних композиційних прийомів при оформленні фасадів та інтер'єрів об'єкту капітального будівництва. 13
1.7 Опис рішень по оздобленні приміщень основного, допоміжного, обслуговуючого та технічного призначення 16
1.8 Опис архітектурних рішень, що забезпечують природне освітлення приміщень із постійним перебуванням людей 16
1.9 Опис архітектурно-будівельних заходів, що забезпечують захист приміщень від шуму, вібрації та іншої дії 17
1.10 Опис рішень щодо світлоогородження об'єкта, що забезпечують безпеку польоту повітряних суден 17
1.11 Опис рішень з декоративно-художнього та кольорового оздоблення інтер'єрів 17
РОЗДІЛ 2 Розрахунково-конструктивний 18
2.1 Призначення параметрів будівлі 18

2.2 Конструкція елементів та вузлів 18
2.3 Збір навантажень 19
2.3.1 Постійні навантаження 19
2.3.2 Рівномірно-розподілені навантаження 21
2.3.3 Вітрове навантаження 26
2.4 Статичний розрахунок 29
2.5 Конструктивний розрахунок 30
2.5.1 Перевірка перерізів елементів арки 30
2.5.2 Перевірка перерізу затяжки 36
2.5.3 Перевірка перерізу елементів шпренгельного прогону. Пояс. 37
2.5.4 Перевірка перерізу елемента прокатного прогону 39
2.5.5 Перевірка перерізу колони під арку 40
2.5.6 Перевірка перерізу колони балочної клітини 42
2.5.7 Перевірка перерізу головної балки 44
2.5.8 Перевірка перерізу другорядної балки 45
2.6 Розрахунок та конструювання вузлів 45
2.6.1 Розрахунок безфасонкових вузлів решткки арки 45
2.6.2 Розрахунок стикового зварного з'єднання поясів арки 51
2.6.3 Розрахунок вузлів з'єднання відправних елементів арки 52
2.6.4 Розрахунок вузла з'єднання поясів 53
2.6.5 Розрахунок вузла з'єднання розкосів 56
2.6.6 Розрахунок вузла з'єднання затяжки 58
2.6.7 Розрахунок безфасонкових вузлів решітки шпренгельного прогону 61
2.6.8 Розрахунок вузла кріплення прогонів до арки 62
2.6.9 Розрахунок та конструювання бази колони під арку 64
2.6.10 Розрахунок та конструювання бази колони під балочну клітину 69
2.6.11 Вузол сполучення головної балки з колоною 72
2.6.12 Вузол сполучення другорядної балки з головною балкою 74
2.6.13 Розрахунок вузла обпирання арки 75

2.6.14 Аналіз розрахункової схеми та напружено-деформівного стану арки при монтажі 79
2.7 Основи та фундаменти 79
2.7.1 Відомості про міцнісні та деформаційні характеристики ґрунту основи 79
2.8 Розрахунок фундаменту колони під арку 82
2.8.1 Визначення навантажень, що діють на обріз фундаменту 82
2.8.2 Проектування стовпчастого фундаменту. Визначення глибини закладання фундаменту 82
2.8.3 Визначення розмірів підошви фундаменту 83
2.8.4 Перевірка умов розрахунку основи за деформаціями 84
2.8.5 Визначення усадки методом пошарового підсумовування 85
2.8.6 Конструювання стовпчастого фундаменту 86
2.8.7 Перевірка плитної частини на продавлювання підколонником ... 87
2.8.8 Визначення перерізів арматури плитної частини фундаменту 88
2.9 Проектування пальового фундаменту 90
2.9.1 Призначення глибини закладення ростверку, виду паль та її параметрів 90
2.9.2 Визначення несучої здатності палі 91
2.9.3 Визначення числа паль в фундаменті і ескізне конструювання ростверку 93
2.9.4 Визначення навантажень на палі 94
2.9.5 Розрахунок плити ростверку на продавлювання підколонником 95
2.9.6 Перевірка ростверку на продавлювання кутовими палями 96
2.9.7 Підбір палебійного обладнання і призначення контрольної відмови 97
2.9.8 Визначення перерізів арматури плитної частини ростверку 98
2.10 Розрахунок фундаменту колони під балочну клітину 99
2.10.1 Визначення навантажень, що діють на обріз фундаменту 99
2.10.2 Визначення глибини закладання фундаменту 99
2.10.3 Визначення розмірів підошви фундаменту 99

2.10.4 Перевірка умов розрахунку основи за деформаціями 100
2.10.5 Визначення усадки методом пошарового підсумовування..... 101
2.10.6 Конструювання стовпчастого фундаменту..... 101
2.10.7 Перевірка плитної частини на продавлювання підколонником 102
2.10.8 Визначення перерізів арматури плитної частини фундаменту. 103
РОЗДІЛ 3 Науково-дослідний 104
РОЗДІЛ 4 Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях 109
4.1 Охорона праці..... 109
4.1.1 Техніка безпеки та пожежна безпека на будівельному майданчику 109
4.1.2 Захисне заземлення..... 112
4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях..... 115
4.2.1 Оцінка стійкості об’єкта будівництва до впливу ударної хвилі ядерного вибуху і заходи щодо підвищення стійкості 115
4.2.2 Оцінка масштабу, розмірів втрат та інших наслідків можливої НС на об’єкті будівництва..... 117
Висновок..... 121
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ЛІТЕРАТУРНИХ ДЖЕРЕЛ 122

ВСТУП

Розроблено проект спортивного комплексу в Полтаві з дослідженням роботи великопролітної арочної конструкції, який відповідає сучасним нормам та правилам проектування. Будівлю, що проектується, планується виконувати з використанням металоконструкцій. Використання цього матеріалу буде менш трудомістким і фінансово витратним. Основним «головним» несучим елементом буде арочне покриття із затяжкою – це дасть велику архітектурну виразність та полегшення маси покриття.

Таким чином льодовий стадіон буде об'єктом розвитку фізичної культури та спорту, допоможе організувати дозвілля населення та буде джерелом пропаганди здорового способу життя.

Актуальність теми. У місті значна кількість спортивних об'єктів: спортивних залів, басейнів. Кількість об'єктів для проведення міжрегіональних змагань з льодових видів спорту незначна, а для проведення змагань міжнародного рівня і взагалі в кількості однієї, що дуже мало для міста Полтава з урахуванням зростання частки населення, що займається спортом.

Тому будівництво нової спортивної споруди – унікального льодового стадіону для хокею з м'ячем буде затребуваним. Будівництво нового льодового палацу надасть поштовх для розвитку інфраструктури міста. Визначальну роль виборі розміру поля стадіону була можливість проведення змагань міжнародного рівня у яких розміри поля становить 65х110 м.

Мета роботи: Розробка проекту спортивного комплексу з дослідженням роботи великопролітної арочної конструкції.

Об’єкт досліджень – просторові великопролітні арочні конструкції громадських будівель.

Предмет дослідження – поведінка просторової арочної конструкції громадської будівлі при наявності горизонтальної затяжки.

Доцільність проведення досліджень зумовлена тим, що отримані результати дадуть можливість глибше зрозуміти особливості поведінки великопролітних просторових арочних конструкцій громадських будівель при наявності горизонтальної затяжки.

Завдання роботи:

– розробити основні конструктивні та архітектурні рішення спортивного комплексу;

– виконати розрахунок основних несучих конструкцій металевого каркасу спортивного комплексу;

– розробити стержневу модель та провести аналіз роботи виконати великопролітної арочної конструкції;

– розробити заходи по охороні праці та цивільному захисту населення.

Методи дослідження – скінченно-елементний з використанням прикладного програмного пакету ЛІРА.

Галуззю застосування результатів роботи є проектування нових, реконструкція та експлуатація існуючих громадських будівель.

Наукова новизна отриманих результатів полягає в тому, що отримала подальший розвиток методика моделювання стержневих арочних конструкцій будівель в просторовій постановці.

Практичне значення отриманих результатів. Отримані в роботі результати досліджень можуть бути використані для зведення нових та реконструкції існуючих громадських будівель**.**

Апробація результатів магістерської роботи виконана роботи виконана на міжнародній науково-технічній конференції присвяченій 70 - річчю від дня народження член-кореспондента НАН України, проф. Яснія Петра Володимировича «Міцність і довговічність сучасних матеріалів та конструкцій» (Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя, 10-11 листопада 2022 року.).

Публікація результатів магістерської роботи здійснена у збірнику тез вищезазначеної конференції.

Робота виконана згідно з тематикою науково-дослідних робіт кафедри будівельної механіки ТНТУ та державними програмами надійності і економічності будівельних виробів, матеріалів і конструкцій.

Ключові слова: арка, спортивний комплекс, скінченні елементи.

РОЗДІЛ 1

Архітектурно-будівельний

1.1 Відомості про метеорологічні, топографічні, інженерно-геологічні та кліматичні умови будівельного майданчика

Даний район будівництва згідно «Будівельна кліматологія», характеризується природно-кліматичними даними, представленими в таблиці 1.1

Таблиця 1.1 - Відомості про метеорологічні, топографічні, інженерно-геологічні та кліматичні умови будівельного майданчика

Параметр	Знач.
Середньорічна температура повітря	+1,2°С
Абсолютна максимальна температура повітря	+28°С
Середня максимальна температура повітря найтеплішого місяця	+25°С
Абсолютна мінімальна температура повітря	-23°С
Температура повітря найбільш холодної доби із забезпеченістю 0.98	-21°С
Температура повітря найбільш холодної п'ятиденки із забезпеченістю 0,98	-29°С
Температура повітря найбільш холодної доби із забезпеченістю 0,92	-25°С
Температура повітря найбільш холодної п'ятиденки із забезпеченістю 0,92	-27°С
Середня температура повітря найхолоднішого місяця	-18,2 ° С
Тривалість періоду із середньодобовою температурою нижче 0°С	102 доби
Тривалість періоду із середньодобовою температурою нижче 8°С	134 доби
Середньорічна температура із середньодобовою температурою нижче 0°С	-11°С
Середньорічна температура із середньодобовою температурою нижче 8°С	-7°С
Середня місячна відносна вологість повітря найхолоднішого місяця	72%
Середня місячна відносна вологість повітря найтеплішого місяця	70%
Кількість опадів за рік	454 мм
Добовий максимум	97 мм

Переважний напрямок вітрів грудень-лютий – Пд.

За сукупністю всіх метеорологічних даних клімат району будівництва характеризується як континентальний, зі спекотним літом, суворою зимою та різким перепадом добових температур.

Район впливу клімату на технічні вироби та матеріали належить до групи II4.Кліматичний район для будівництва IВ.

Нормативний вітровий тиск – 0,38 кПа, III вітровий район. Нормативний

сніговий тиск – 1,5 кПа, III сніговий район. Сейсмічність району – 6б.

1.2 Опис та обґрунтування зовнішнього та внутрішнього вигляду об'єкта капітального будівництва, планувальної та функціональної організації

Об'єкт будівництва – спортивний комплекс цілорічного використання призначений для навчально-тренувальних занять та проведення регіональних, державних та міжнародних змагань з хокею з м'ячем. Об'єкт розташований у Полтаві, на вулиці Патріарха Мстислава.

Планувальне рішення комплексу підпорядковане його функціональній організації з розподілом зон відвідувачів, зони для спортсменів та інструкторсько-тренерського складу, адміністративного складу, а також службово-технічного складу.

Функціональна організація проектованої будівлі полягає у зручному та комфортному переміщенні відвідувачів, спортсменів та співробітників по будівлі.

Комплекс складається з двох частин: аркового розміром 102х156, що перекриває льодове поле з трибунами і трибунних і підтрибунних конструкцій, де розташовані приміщення для відвідувачів, спортсменів, адміністрації та службово-технічного складу. Трибуни для глядачів розташовані по периметру поля для кращої видимості того, що відбувається на арені.

Визначальну роль у виборі розміру поля стадіону була можливість проведення змагань міжнародного рівня, при яких розміри поля для змагання мають становити 65х110 м.

Входи для відвідувачів розташовані з чотирьох сторін будівлі на рівні другого поверху на відм. +4.200 окремо від входів для тих, хто займається (змагаються). На рівні першого поверху з боку головних ходів із західного та південного боку будівлі для відвідувачів розташовані лише каси з касовими вестибюлями. Для потрапляння інвалідів у кріслах візках у касовий вестибюль передбачені пандуси. Після купівлі квитків відвідувачі можуть піднятися на другий поверх внутрішніми сходами, а інваліди піднятися на внутрішніх

платформах. Вихід на трибуни здійснюється безпосередньо з другого поверху.

Вхід для тих, хто займається (змагаються), інструкторсько-тренерського складу та адміністрації розташований на першому поверсі на відм. 0000 з північного боку будівлі. Блок для тих, хто займається (змагаються) включає вестибюль, роздягальні, кімнати для сушіння одягу, вбиральні, приміщення інструкторсько-тренерського складу, медпункт для тих, хто займається, методичний кабінет, приміщення силової підготовки та пункт допінг-контролю.

Блок для адміністрації включає кабінет директора, заступника директора, головного інженера, робочі приміщення відділу кадрів, бухгалтерії, телефонної служби і т.д.

У південній стороні будівлі розташовані приміщення службово-технічного складу: приміщення для реєстрації співробітників перед заступом на зміну, різні майстерні, вбиральні для персоналу, комори брудного одягу тощо.

Також є гараж для двох машин для догляду за льодом з приямком для відтавання снігу та льодової крихти, машинний зал, майданчик для розташування зовнішніх теплообмінних апаратів, венткамера та електрощитова, які мають вхід безпосередньо з вулиці.

У будівлі для зв'язку першого та другого поверху є 8 сходових кліток по 2 з кожної сторони будівлі. Ліфтів на об'єкті не передбачено.

Третій поверх (на відм. 8.320) повністю віддано під технологічні та технічні приміщення.

Будівля льодового стадіону захищається від впливу довкілля збірними сендвіч-панелями та вітражами. Конструкція покриття льодового поля виконана із сталевих арочних конструкцій із затяжкою, які огорожуються багатошаровою покрівлею по шпренгельних прогонах.

Внаслідок того, що будівля відноситься до об'єктів підвищеної пожежної небезпеки, особлива увага приділяється заходам щодо запобігання утворенню та дії вогнищ займання. Так у приміщеннях розташовані прилади пожежної сигналізації та вогнегасники. У разі появи полум'я для видалення газів застосовуються припливно-витяжна вентиляція.

1.3 Обґрунтування прийнятих об'ємно-просторових та архітектурно-мистецьких рішень, у тому числі щодо дотримання граничних параметрів дозволеного будівництва

Проектований об'єкт представляє у плані прямокутну форму розміром 156х126 м з висотою до низу несучих конструкцій + 12,280 м. З урахуванням ганку розміри будівлі становлять 168х138 м. Висота будівлі у чистоті становить 30,830 м.

Висота поверхів та проліт обумовлені розташуванням трибун та розміром льодового поля. За позначку 0.000 прийнято висота чистого поля першого поверху. Висота 1 та 2 поверхів становить 4,2 м, висота технічного поверху 3 м.

Несучими конструкціями каркаса є колони та ригелі з суцільних двотаврів. Конструкція покриття виконана у вигляді арки із затяжкою із квадратних труб. Прогони покриття гратчасті із квадратних труб.

Зовнішні стіни, що огороджують, виконані з сендвіч-панелей KNAUF Therm Panel з товщиною 100 мм.

Покрівля над льодовою ареною скатна циліндричної форми, багатошарова з укладанням покрівельного пирога на профільований настил. Водовідведення передбачено зовнішній організований.

Перекриття монолітні залізобетонні за профільованим настилом.

Перегородки виготовлені з гіпсокартону на металевому каркасі.

Технічні рішення, відповідають вимогам екологічних, санітарно-гігієнічних та протипожежних нормам та забезпечують безпечну для життя та здоров'я людей експлуатацію об'єкта за дотримання передбачених проектом заходів.

Розміри будівлі не порушують вимог до дотримання граничних параметрів дозволеного будівництва об'єкта капітального будівництва.

1.4 Обґрунтування прийнятих архітектурних рішень щодо забезпечення відповідності будівлі, будівлі та споруди встановленим вимогам енергетичної ефективності

Проект виконано з урахуванням вимог ДБН «Тепловий захист будівель»

та ДБН «Будівельна кліматологія».

У проекті забезпечено та застосовано:

– задані параметри мікроклімату, необхідні діяльності людей;

– тепловий захист будівлі;

– ефективність витрати електроенергії на опалення.

– опалювальні приміщення відокремлені від зовнішнього повітря огороджувальними конструкціями з опором теплопередачі не нижче нормованого.

1.5 Перелік заходів щодо забезпечення дотримання встановлених вимог енергетичної ефективності до архітектурних рішень, що впливають на енергетичну ефективність будівель

В даному проекті застосовано наступні заходи до архітектурних рішень:

– раціональна орієнтація входів та виходів;

– влаштування тамбурів з повітряно-тепловими завісами;

– забезпечення замкнутого теплового контуру опалювального об'єму будівлі з енергоефективними рішеннями за видами конструкцій, що захищають;

– застосована механічна система припливно-витяжної вентиляції та кондиціювання останнього покоління;

– забезпечено стабілізацію та обмеження тиску води на вводах та перед водорозбірною арматурою, встановлено регулятори тиску, застосовано водозберігаючу арматуру з установкою водолічильників.

1.6 Опис та обґрунтування використаних композиційних прийомів при оформленні фасадів та інтер'єрів об'єкту капітального будівництва

Архітектурно-мистецькі рішення прийняті з умов застосування індустріальних будівельних технологій.

Колірне рішення фасадів виконане у блакитному та синіх тонах. Синій тон представлений у вигляді смуги між 1 та 2 поверхом. Решта фасаду в блакитному тоні. Покрівля виконана повністю у синьому тоні. Ці прийоми оформлення фасаду підкреслюють призначення споруди.

Колірне рішення фасадів показано рисунку 1.1.

Зовнішні стіни виконані із збірних сендвіч-панелей із утеплювачем із мінераловатної плити KNAUF Therm Panel товщиною 100 мм. Панелі мають заводське забарвлення в заздалегідь обумовлених тонах.

Світлопрозорі огородження – алюмінієві вітражі з алюмінієвих сплавів білого кольору.

Покриття покрівлі виконується по шпренгельних та прокатних металевих прогонах. Несучим шаром тут є сталевий профільований настил Н114-600. На підлогу укладається пароізоляція ROCKbarrier, мінераловатна плита KNAUF Therm Panel товщиною 150 мм і гідроізоляція ROCKmembrane 807.

Огородження покрівлі виконане у вигляді металевих поручнів з нержавіючої сталі, пофарбованої в білий колір.

Внутрішні перегородки між приміщеннями виконані з ГВЛ і є системою Кнауф С112 товщиною 120 мм з двошаровою обшивкою, одним металевим каркасом та ізоляційним матеріалом усередині.

Внутрішньо перегородки, що відокремлюють машинне приміщення, і.т.п та електрощитову від решти приміщень, виконані з цегли керамічної М100 товщиною 250 мм на цементно-піщаному розчині М100, армовані через 5 рядів кладочною сіткою Вр5 мм.

Облицювання торців ганку та верх бортиків виконується клінкерною плиткою під камінь Stroeher Kerabig KS14 braun-bunt, 8430. Сходи та майданчики виконуються з клінкерної плитки підлоги Stroeher ASAR 640 maro 30x30, 9430.

Козирки зроблені із прозорого пластику синього кольору на металевому каркасі.

Металеві огорожі ганків та сходів із нержавіючої сталі, пофарбованої в білий колір.

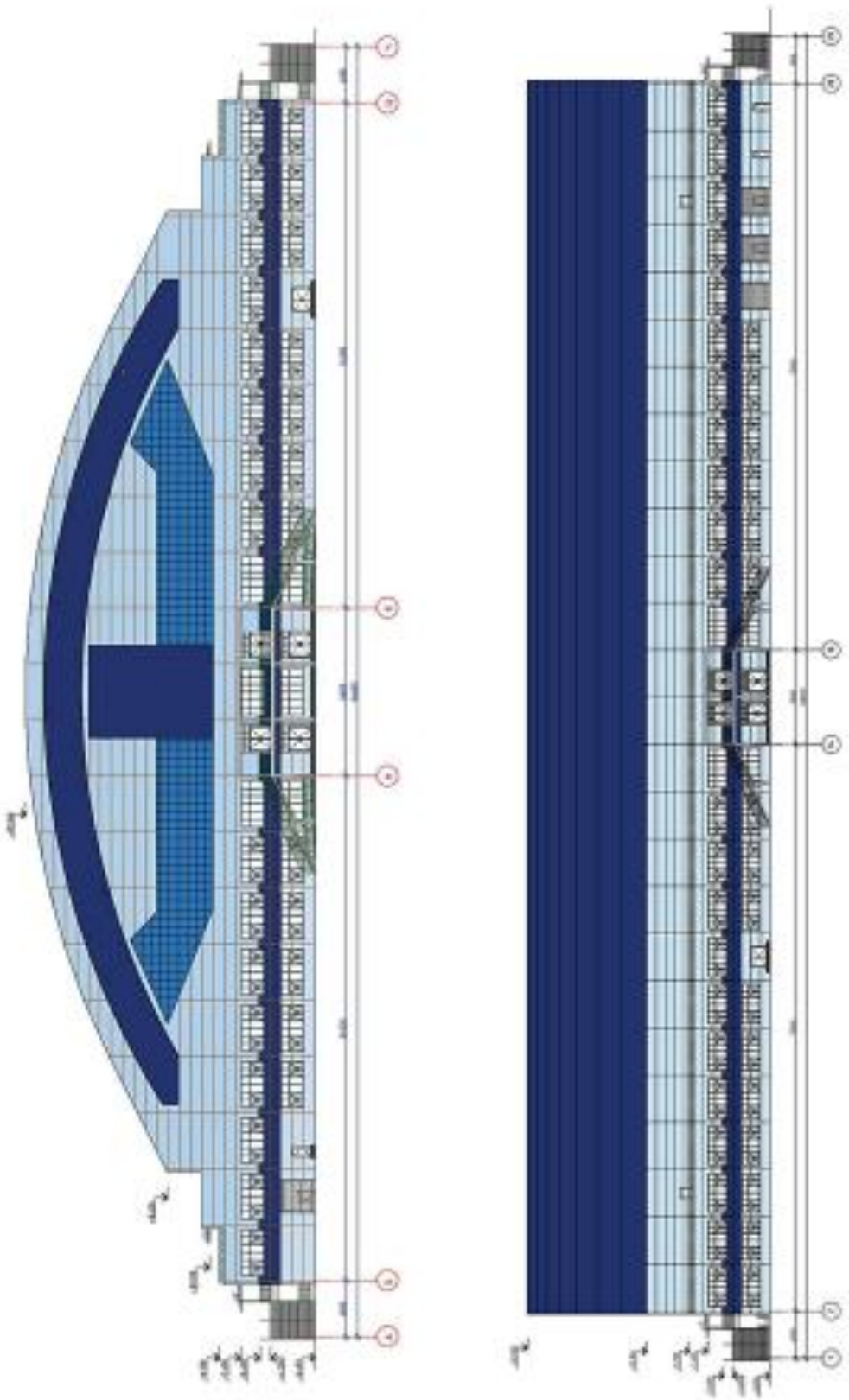


Рисунок 1.1 – Колірне рішення

1.7 Опис рішень по оздобленні приміщень основного, допоміжного, обслуговуючого та технічного призначення

Внутрішнє оздоблення приміщень виконується відповідно до їх функціонального призначення.

Оздоблення внутрішніх приміщень вирішено з використанням сучасних високоякісних матеріалів. Для приміщень основного призначення з постійним перебуванням відвідувачів застосовуються матеріали з високими декоративними та експлуатаційними характеристиками.

Стіни приміщень передбачені гладкими та оздоблюються матеріалами, що допускають вологе прибирання та дезінфекцію. Стіни приміщень з мокрими процесами, а також господарських приміщень оздоблюються керамічною плиткою на всю висоту стіни приміщення.

Оздоблення приміщень основного призначення та адміністративних приміщень виконується високоякісною водоемульсійною та акриловою фарбою по шпаклівці. У приміщеннях допоміжного та технічного призначення штукатурка проста. Усі підлоги виконані з керамічної плитки. Підлога в спортзалі виконана з гумового покриття.

У проекті використовуються вітражні двері з алюмінієвих сплавів за індивідуальним замовленням. Інші вхідні двері передбачені з алюмінієвих сплавів. В основних приміщеннях використовуються дерев'яні глухі двері. У гараж льодоприбиральної техніки передбачені металеві ворота. Вікна в будівлі алюмінієві двокамерні вітражі з тепловідбивним покриттям.

1.8 Опис архітектурних рішень, що забезпечують природне освітлення приміщень із постійним перебуванням людей

Проектована ділянка забудови розташована на незабудованою території, отже, навколишня забудова не впливає на приміщення центру у межах чинних нормативів. Робочі та службові приміщення спортивного стадіону, до яких висуваються вимоги щодо освітленості, проектуються з природним освітленням. Відношення площі світлових прорізів до площі підлоги цих приміщень у межах не більше 1:5,5 та не менше 1:8.

1.9 Опис архітектурно-будівельних заходів, що забезпечують захист приміщень від шуму, вібрації та іншої дії

Рівень шуму робочих місцях відповідає гігієнічним вимогам. Для успішного захисту від шуму передбачено звукоізоляцію. Взаємне планування виконано таким чином, що шумні приміщення віддалені від приміщень з рівнем шуму, що нормується. Приміщення венткамер не розташовані над, під і суміжно з приміщеннями із постійним перебуванням людей. Для усунення шуму, що виникає при роботі вентиляційних установок, використовуються шумоглушники та гнучкі вставки, що містять звукопоглинаючий матеріал. Рівень звукового тиску від вентиляційних установок не перевищує нормативних значень. Що забезпечує вимоги ДБН «Захист від шуму».

Стики між внутрішніми конструкціями, що захищають, а також між ними та іншими конструкціями, що примикають, запроектовані таким чином, що в них при будівництві і в процесі експлуатації будівлі не виникає наскрізних тріщин, щілин і нещільності. Вхідні двері в кабінети, в зал для глядачів, зали переговорів - зі звукоізоляційним шаром всередині полотна, запроектовані з порогом і ущільнювальними прокладками в притворах. У перегородках системи Кнауф С112 використовується звукоізоляція KNAUF Insulation "Акустична перегородка" 56 дБ завтовшки 70 мм.

1.10 Опис рішень щодо світлоогородження об'єкта, що забезпечують безпеку польоту повітряних суден

Проведення заходів щодо світлообгородження об'єкта для забезпечення безпеки польоту повітряних суден не потрібно.

1.11 Опис рішень з декоративно-художнього та кольорового оздоблення інтер'єрів

В обробці приміщень передбачається використання сучасних екологічно чистих оздоблювальних матеріалів. Рішення з декоративно-художньої обробки інтер'єрів за завданням на проектування не передбачаються.

РОЗДІЛ 2

Розрахунково-конструктивний

2.1 Призначення параметрів будівлі

Покриття являє собою пологу решітчасту арочну конструкцію із затяжкою.

Арочне покриття утворюється верхнім та нижнім поясами, що працюють на стиск із вигином. Стійки та розкоси арки розбивають її на панелі завдовжки 3 м.

Для забезпечення геометричної незмінності у поперечному напрямку арки між собою розв'язуються шпренгельними прогонами прольотом 12 м по верхньому та нижньому поясах. Висота перерізу арки Н призначається не більше 1/30-1/60 прольоту. Стріла підйому f у пологих арках призначається не більше 1/4-1/10 прольоту.

Висота перерізу арки H=1/ 40L = l/40·102 = 2,55 м. Приймаємо 2,5м.

Висота підйому стріли f=1/ 5,5L = l/5,5·102 =18,5 м. Приймаємо 18 м.

Крок колон, на які спираються арки, прийнято 12 м. Крок колон іншої частини будівлі прийнято 6 м. Крок другорядних балок прийнято 1,5 м.

2.2 Конструкція елементів та вузлів

Основними монтажними елементами конструкції є елемент відправки, утворений стрижнями верхнього, нижнього пояса, розкосів, стійок з труби квадратного перерізу, а також затяжка з труби квадратного перерізу. Стрижні секції на будівельному майданчику з'єднуються між собою фланцевими з'єднаннями під час укрупнення. По шпренгельних прогонах влаштована полегшена покрівля з профільованого листа з укладанням утеплювача. Несучим елементом тут служить металевий профільований настил, який передає снігове та вітрове навантаження на прогони рівномірно, а також служить додатковим посиленням, створюючи жорсткий диск покриттю. Пояс прогону в цьому випадку працює не лише на поздовжні зусилля, а й на місцевий вигин та стиск.

З'єднання колон з фундаментом прийнято жорстке в усіх напрямках,

передача навантаження фундамент здійснюється через траверсу.

З'єднання головних балок з колоною шарнірне і здійснюється через опорний столик на болтах класу точності, який сприймає опорну реакцію з балки. З'єднання другорядних балок з головною балкою відбувається в одному рівні за допомогою болтів класу точності та планок.

З'єднання всіх зв'язків по колонах та покритті теж шарнірне на болтах класу точності.

2.3 Збір навантажень

При розрахунку арки та окремих елементів каркасу враховуємо просторову роботу будівлі загалом. Для цього необхідно розрахувати будинок на всі види навантажень.

Розрахункова схема будівлі представлена рисунку 2.1.

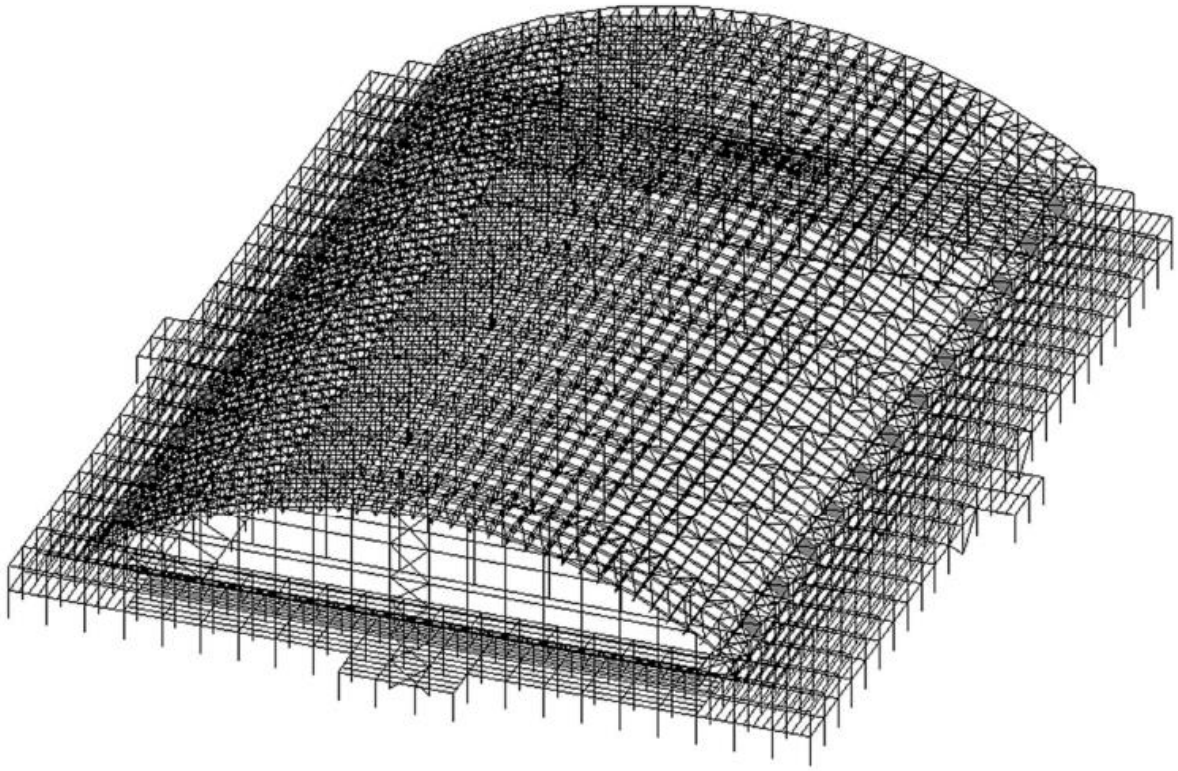


Рисунок 2.1 – Розрахункова схема будівлі

2.3.1 Постійні навантаження

Власну вагу елементів каркаса задамо автоматично в SCAD з коефіцієнтом надійності для металоконструкцій y_f =1,05. Значення та склад постійних навантажень наведено у таблицях 2.1-2.3.

Таблиця 2.1 – Навантаження на балочну клітину від плит перекриття та підлоги

Вид навантаження	Нормативне навантаження, кН/м^2	Коефіцієнт надійності	Розрах. навант., кН/м^2
1) Залізобетонна плита перекриття по профлисту	1800 * 0,14 / 100 * 0,6 = 1,5	1,1	1,65
2) Шар + стяжка з цементно-піщаного розчину	1600 * 0,055 / 100 = 0,88	1,3	1,2
3) Керамічна плитка	0,16	1,3	0,2
Разом:	2,54	1,3	3,1

Розрахункове значення навантаження на другорядні балки (прогони) від ваги плити перекриття та підлог визначається за формулою

$$P = q \cdot a$$

де q- повне розрахункове навантаження, кН * м^2;

a- крок балок (прогонів), м.кв.

$$P = 3{,}1 \cdot 1{,}5 = 4{,}6\ кН / м.$$

Таблиця 2.2 – Навантаження на прогони від ваги покрівлі

Вид навантаження	Нормативне навантаження, кН/м^2	Коефіцієнт надійності	Розрах. навант., кН/м^2
1) Полімерна плівка ROCKmembrane 807, t=2 мм	0,025	1,2	0,03
2) Пінополістирол KNAUF Therm Panel, t=150 мм	0,05	1,2	0,06
3) Пароізоляція ROCKbarrier, t=0,2 мм	0,002	1,2	0,002
4) Сталевий профільований настил, t=1 мм	0,15	1,05	0,158
Разом:	0,227		0,25

Розрахункове значення навантаження на прогони від покрівельної сендвіч-панелі визначається за формулою

P=0,25·3 = 0,75 кН/м.

Розрахункове значення навантаження на балочну клітину від покрівельної сендвіч-панелі визначається за формулою

P=0,25·1,5 = 0,375 кН/м.

Для крайніх прогонів та балок навантаження зменшено у 2 рази.

Таблиця 2.3 - Навантаження на колони каркасу від ваги панелей, що захищають сендвіч

Вид навантаження	Нормативне навантаження, кН/м^2	Коефіцієнт надійності	Розрахункове навантаження, кН/м^2
1) Сталевий профільований настил, t=1 мм	0,15	1,05	0,158
2) Пінополістирол KNAUF Therm Panel, t=100 мм	0,035	1,2	0,042
3) Сталевий профільований настил, t=1 мм	0,15	1,05	0,158
Разом:	0,335		0,36

Розрахункове значення навантаження на колони каркасу від огороджувальних сендвіч панелей визначається за формулою

P=0,36·6 = 2,16 кН/м.

Для крайніх колон навантаження зменшено вдвічі.

Завантаження постійними навантаженнями показано рисунку 2.2.

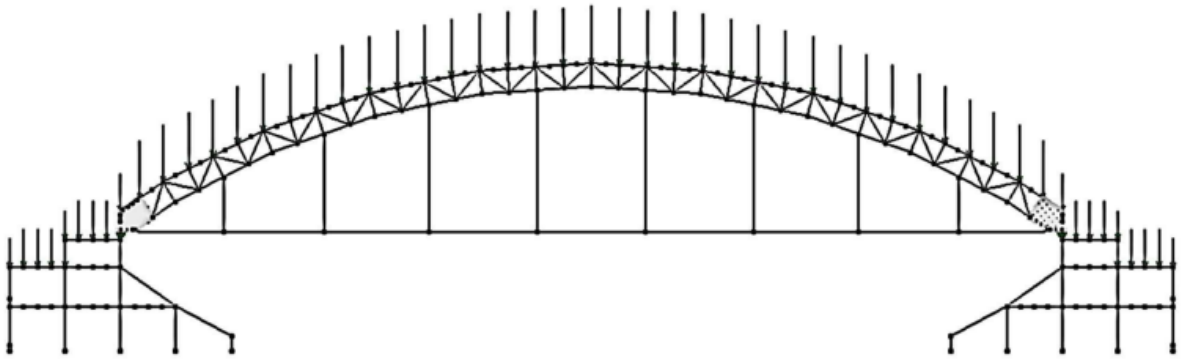


Рисунок 2.2 – Завантаження постійними навантаженнями

2.3.2 Рівномірно-розподілені навантаження

Нормативне значення рівномірно-розподілених навантажень на трибуни із закріпленими сидіннями приймаємо 4 кН/м^2 відповідно норм.

Розрахункове значення рівномірно-розподілених навантажень на трибуни визначається за формулою

$P = q_n \cdot a\, y_f$, (2.2)

де q_n– нормативне значення навантаження, кН*м^2;

a– те саме, що й у формулі (2.1);

y_f - коефіцієнт надійності по навантаженню.

$P_{птр} = 4 \cdot 6 \cdot 1,2 = 28,8$ кН / м.

Нормативне значення рівномірно-розподілених технічний поверх приймаємо 2 кН/м^2 відповідно. Розрахунковий значення рівномірно-розподілених навантажень на технічний поверх визначається за формулою (2.2)

$P_{тих.пов.} = 2 \cdot 1,5 \cdot 1,2 = 3,6$ кН / м.

Нормативне значення рівномірно-розподілених навантажень на громадську частину, що примикає до трибун, приймаємо 5 кН/м^2 відповідно до норм.

Розрахункове значення рівномірно-розподілених навантажень на громадську частину визначається за формулою (2.2)

$P = 5 \cdot 1,5 \cdot 0,2 = 9$ кН/м.

Для крайніх балок навантаження зменшено вдвічі.

Завантаження рівномірно-розподіленими навантаженнями показано рисунку 2.3.

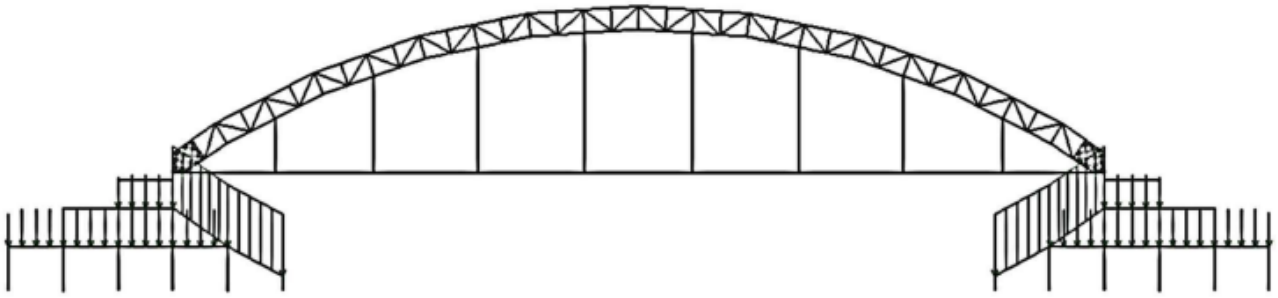


Рисунок 2.3 –Завантаження рівномірно-розподіленими навантаженнями

Снігове навантаження

Нормативне значення снігового навантаження на аркове покриття визначається за формулою

$S_0 = c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot Sg$, (2.3)

де $c_e = 1$ - коефіцієнт, що враховує знос снігу з покриттів будівель під впливом вітру;

$c_t = 1$ – термічний коефіцієнт;

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

S_g= 1,5 - вага снігового покриву на 1 м^2, кН/м^2, горизонтальної поверхні землі III снігового району;

Розрахункове значення снігового навантаження на аркове покриття визначається за формулою

$$P= S_0 \cdot y_f \cdot a \text{ , (2.4)}$$

де y_f = 1,4 – коефіцієнт надійності по сніговому навантаженню;

a- теж саме, що і у формулі (2.1).

Для будівель із склепінчастими та близькими до них за контуром покриттями слід приймати

$$\mu_1 = \cos(1{,}5 \cdot a), \text{ (2.5)}$$

$$\mu_2 = 2\sin(3 \cdot a) \text{ , (2.6)}$$

де *a*- ухил покриття, град; при цьому значення точки покриття μ_1 обчислюються у кожній точці.

Для склепінчастих поверхонь кругового контури значення μ_2 обчислюються в точках з ухилом а = 30 °, а = 60 ° і в крайньому перерізі покриття. Проміжні значення визначаються лінійною інтерполяцією.

Схема розподілу коефіцієнта переходу від ваги снігового покриву землі до снігового навантаження на покриття та схема розташування точок кріплення прогонів до покриття показано на рисунках 2.4, 2.5.

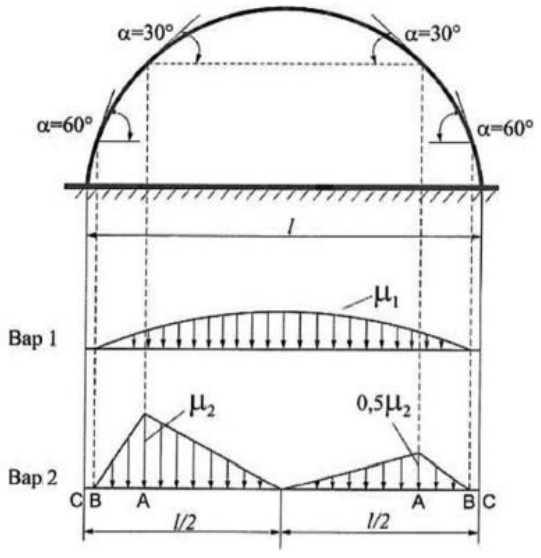


Рисунок 2.4 – Схема розподілу коефіцієнта переходу від ваги снігового покриву землі до снігового навантаження на покриття

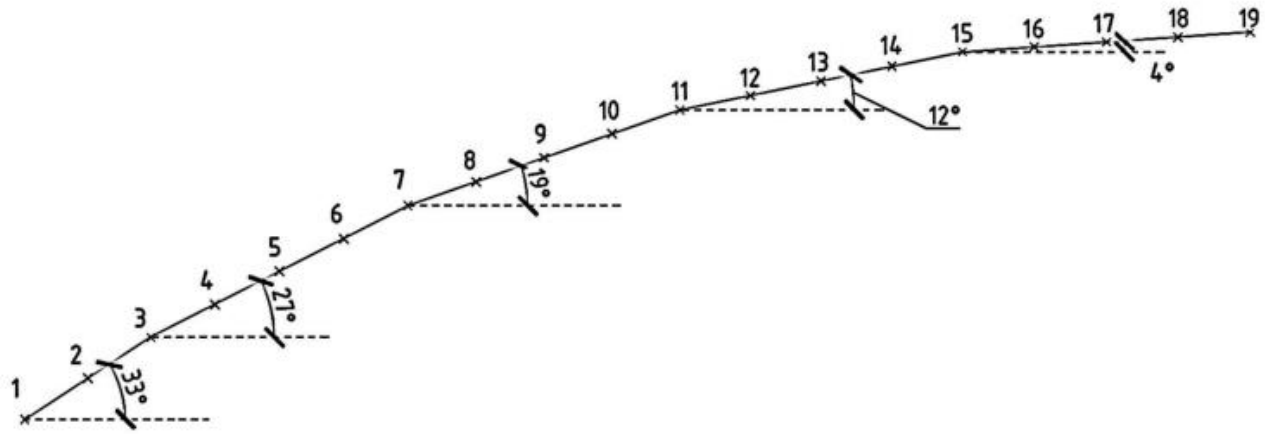


Рисунок 2.5 – Схема розташування точок кріплення прогонів до покриття

Усі розрахунки до різних точок перекриття зведемо в таблицю 2.4.

Таблиця 2.4 - Значення снігового тиску для 1 та 2 варіантів завантаження

№ точки	Ухил, град	μ_1	$S_{0,1}$, Кн/м2	а, м	P_1, Кн/м	μ_2 лів.	$S_{0,2}$ лів., Кн/м^2	P_2 лів., Кн/м	μ_1 прав.	$S_{0,2}$ прав., Кн/м^2	P_2 прав., Кн/м
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	33	0,649	0,97	1,25	1,7	1,8	2,7	4,7	0,90	1,35	2,36
2	33	0,649	0,97	2,75	3,8	1,8	2,7	10,4	0,90	1,35	5,20
3	27	0,760	1,14	3,0	4,3	1,8	2,7	10,9	0,90	1,35	5,43
4	27	0,760	1,14	3,0	4,8	1,8	2,7	11,3	0,90	1,35	5,67
5	27	0,760	1,14	3,0	4,8	1,8	2,7	11,3	0,90	1,35	5,67
6	27	0,760	1,14	3,0	4,8	1,8	2,7	11,3	0,90	1,35	5,67
7	19	0,879	1,32	3,0	5,2	1,27	1,9	9,7	0,64	0,95	4,84
8	19	0,879	1,32	3,0	5,5	1,27	1,9	8,0	0,64	0,95	4,00
9	19	0,879	1,32	3,0	5,5	1,27	1,9	8,0	0,64	0,95	4,00
10	19	0,879	1,32	3,0	5,5	1,27	1,9	8,0	0,64	0,95	4,00
11	12	0,951	1,43	3,0	5,8	0,8	1,2	6,5	0,40	0,60	3,26
12	12	0,951	1,43	3,0	6,0	0,8	1,2	5,0	0,40	0,60	2,52
13	12	0,951	1,43	3,0	6,0	0,8	1,2	5,0	0,40	0,60	2,52
14	12	0,951	1,43	3,0	6,0	0,8	1,2	5,0	0,40	0,60	2,52
15	4	0,995	1,49	3,0	6,1	0,27	0,4	3,4	0,14	0,20	1,69
16	4	0,995	1,49	3,0	6,3	0,27	0,4	1,7	0,14	0,20	0,85
17	4	0,995	1,49	3,0	6,3	0,27	0,4	1,7	0,14	0,20	0,85
18	4	0,995	1,49	3,0	6,3	0,27	0,4	1,7	0,14	0,20	0,85
19	4	0,995	1,49	3,0	6,3	0,27	0,4	1,7	0,14	0,20	0,85

Нормативне значення снігового навантаження на будівлю з односхилим покриттям підраховується за формулою (2.3)

$$S_0 = 0{,}91 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1{,}5 = 1{,}365 \text{кН} / \text{м}^2 .$$

Коефіцієнт c_e для будівлі з односхилим покриттям визначається за формулою

$$c_e = (1{,}4 - 0{,}4 \cdot \sqrt{k}) \cdot (0{,}8 + 0{,}002 \cdot l_c), \quad (2.7)$$

де *k*- коефіцієнт висоти;

l_c– характерний розмір покриття, що визначається за формулою (2.9)

$$l_c = 2 \cdot b - \frac{b^2}{l}$$

де *b*- найменший розмір покриття в плані, м;

l- максимальний розмір покриття в плані, м.

$$l_c = 2 \cdot 12 - \frac{12^2}{156} = 23{,}1 \text{ м},$$

$$c_e = (1{,}4 - 0{,}4 \cdot \sqrt{0{,}68}) \cdot (0{,}8 = 0{,}002 \cdot 23{,}1) = 0{,}91.$$

Розрахунковий значення сніговий навантаження на будівля з односхилим покриттям підраховується за формулою (2.4)

$$P = 1{,}365 \cdot 1{,}4 \cdot 1{,}5 = 2{,}9 \text{кН}.$$

Для крайніх прогонів навантаження зменшено вдвічі.

Завантаження рівномірним та нерівномірним сніговим навантаженням показано на малюнках 2.6, 2.7.

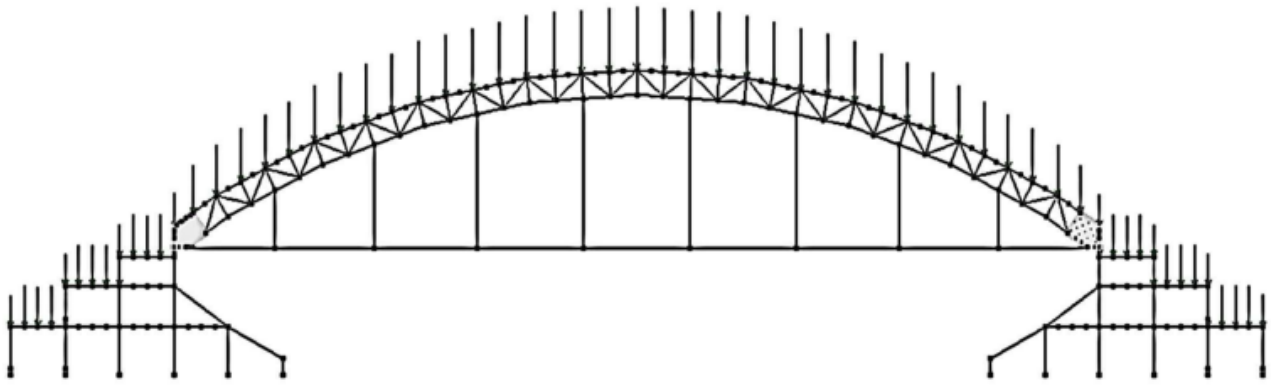


Рисунок 2.6 – Завантаження рівномірним сніговим навантаженням

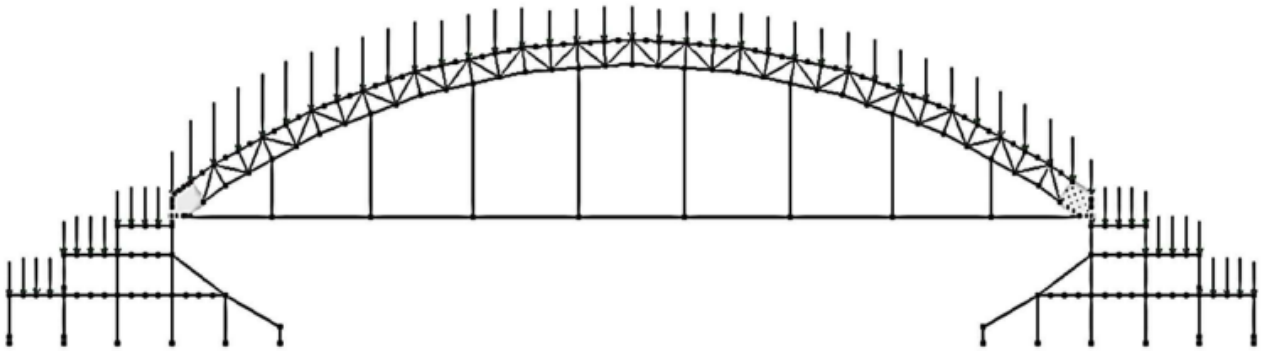


Рисунок 2.7 – Завантаження нерівномірним сніговим навантаженням

2.3.3 Вітрове навантаження

Нормативне значення середньої складника Основний вітровий навантаження на аркове покриття підраховується за формулою

$$W_m = w_0 \cdot k(ze) \cdot c, \quad (2.10)$$

де w_0- нормативне значення вітрового тиску для III вітрового району, кН/м^2;

k(ze)- коефіцієнт, що враховує зміну вітрового тиску для висоти z_e для типу місцевості, де при визначенні еквівалентної висоти

$h = h_1 + 0{,}7\,f = 14{,}4 + 0{,}7 \cdot 18{,}7 = 27$ *м*;

c- аеродинамічний коефіцієнт, який для прямокутних у плані будівлі зі склепінчастими та близькими до них за контуром покриття розподіляється за рисунком 2.8.

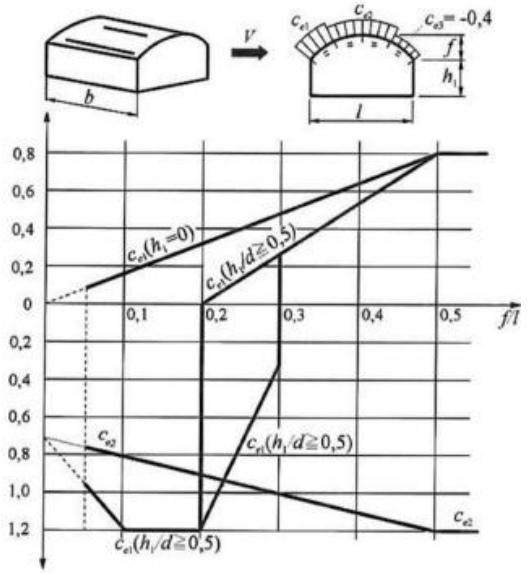


Рисунок 2.8 – Схема розподілу аеродинамічного коефіцієнта

$$W_{m1} = 0{,}38 \cdot 0{,}94 \cdot 0{,}2 = 0{,}071 кН/м^2,$$
$$W_{m2} = 0{,}38 \cdot 0{,}94 \cdot (-0{,}9) = -0{,}32 кН/м^2,$$
$$W_{m3} = 0{,}38 \cdot 0{,}94 \cdot (-0{,}4) = -0{,}14 кН/м^2.$$

Розрахункове значення середньої складової основного вітрового навантаження підраховується за формулою

$$Wp = W_m \cdot a \cdot y_f, (2.11)$$

де *a*- теж, що і у формулі (2.1);

y_f - коефіцієнт надійності за вітровим навантаженням.

$$W_{p1} = 0{,}071 \cdot 3 \cdot 1{,}4 = 0{,}3 кН/м;$$
$$W_{p2} = -0{,}32 \cdot 3 \cdot 1{,}4 = -1{,}3 кН/м;$$
$$W_{p3} = -0{,}14 \cdot 3 \cdot 1{,}4 = -0{,}6 кН/м;$$

Для крайніх прогонів навантаження зменшено вдвічі.

Нормативне значення середньої складника Основний вітровий навантаження на стіни будівлі підраховується за формулою (2.10).

Розрахункове значення середньої складової основного вітрового навантаження на колони каркасу підраховується за формулою (2.11)

Усі результати внесемо до таблиці 2.5.

Таблиця 2.5 - Значення вітрового тиску на колони каркасу

Висота z_e, м	$k(z_e)$	W_m, кН/м^2		W_p, кН/м	
		c=0,8	*c*=-0,5	*c*=0,8	*c*=-0,5
0	0,5	0,152	-0,095	1,3	-0,8
4,2	0,5	0,152	-0,095	1,3	-0,8
5	0,5	0,152	-0,095	1,3	-0,8
8,4	0,6	0,182	-0,114	1,5	-1,0
11,4	0,678	0,206	-0,129	1,7	-1,1
12,4	0,698	0,212	-0,133	1,8	-1,1
14,4	0,738	0,224	-0,140	1,9	-1,2
18,3	0,816	0,248	-0,155	2,1	-1,3
21,15	0,864	0,263	-0,164	2,2	-1,4
24	0,9	0,274	-0,171	2,3	-1,4
26,1	0,926	0,282	-0,176	2,4	-1,5
27,7	0,946	0,288	-0,180	2,4	-1,5
28,95	0,961	0,292	-0,183	2,5	-1,5
29,8	0,973	0,296	-0,185	2,5	-1,6
30,17	0,977	0,297	-0,186	2,5	-1,6

Схема визначення $k(z_e)$ і завантаження вітровим навантаженням показано на малюнках 2.9 – 2.12.

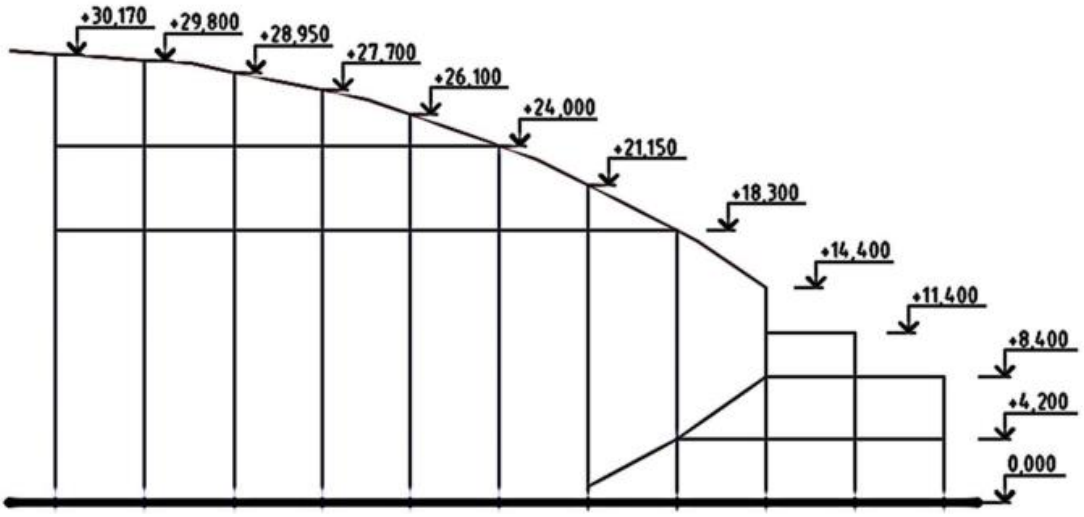


Рисунок 2.9 – Схема визначення $k(z_e)$

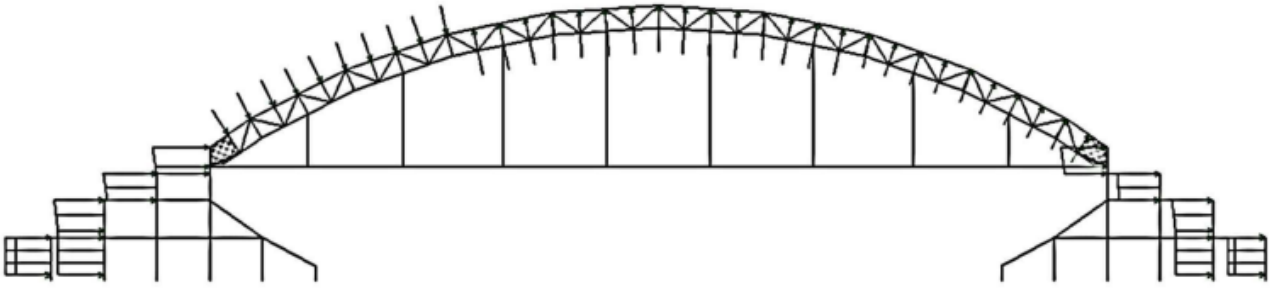


Рисунок 2.10 – Завантаження вітровим навантаженням поперек будівлі Х+

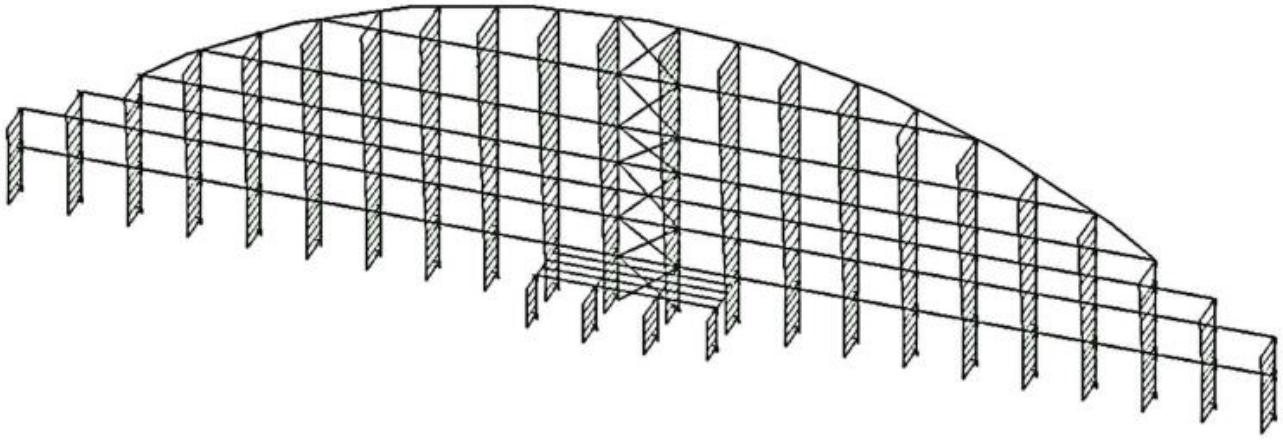


Рисунок 2.11 – Завантаження вітровим навантаженням вздовж будівлі У+ (підсмоктування)

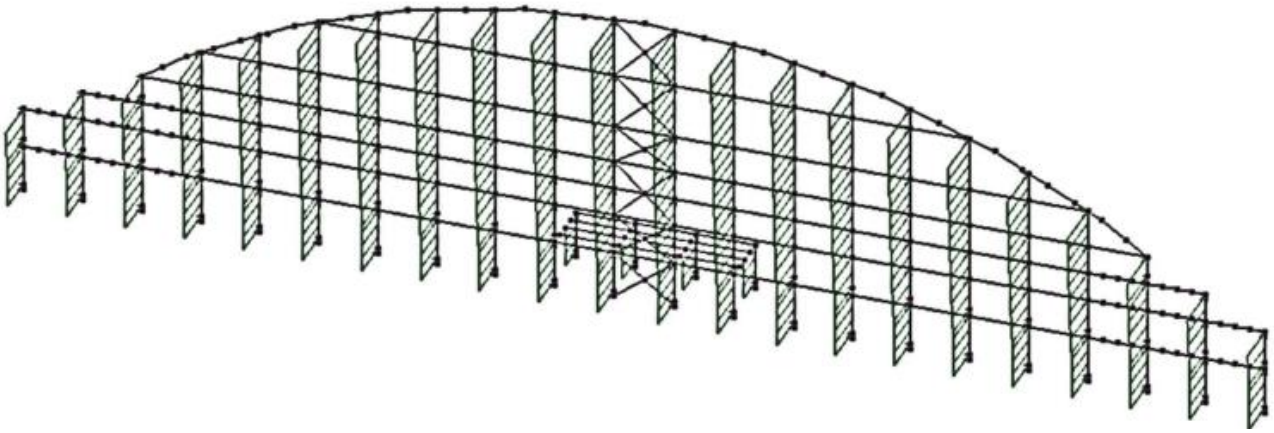


Рисунок 2.12 – Завантаження вітровим навантаженням вздовж будівлі У+ (відсмоктування)

Пульсаційні складові вітрового навантаження обчислюємо за допомогою програмного комплексу SCAD++. Для цього створюємо динамічні дії D.

2.4 Статичний розрахунок

Розрахунок конструкцій виконаний за граничними станами першої та другої груп з урахуванням несприятливих поєднань навантажень чи відповідних їм зусиль.

Ці поєднання встановлені з аналізу реальних варіантів одночасної дії різних навантажень для аналізованої стадії роботи конструкції або основи.

Програмний комплекс використовує розрахункові поєднання зусиль вибору найбільш несприятливих їх, перебираючи можливі варіанти поєднання зусиль.

Використовуємо можливості програмного комплексу SCAD та за допомогою операції «підбір перерізів» здійснимо підбір необхідних профілів перерізів елементів конструкції з наступним перерахунком.

За результатами підбору елементів прийнято такі перерізи:

– нижній та верхній пояси арки □ 250х10;
– розкоси арки □ 150х5;
– стійки арки □ 90х5;
– опорна стійка □ 200х5;
– затягування □ 180х6;
– нижній та верхній пояси прогонів □ 140х7;

– ґрати прогону □ 90х3;
– колони під арку І60Ш3;
– колони під балочну клітину І40Ш2;
– основні балки І45Б1;
– другорядні балки І26Б1;
– балки трибун І35Ш1.

Вертикальні переміщення будівлі показані рисунку 2.13.

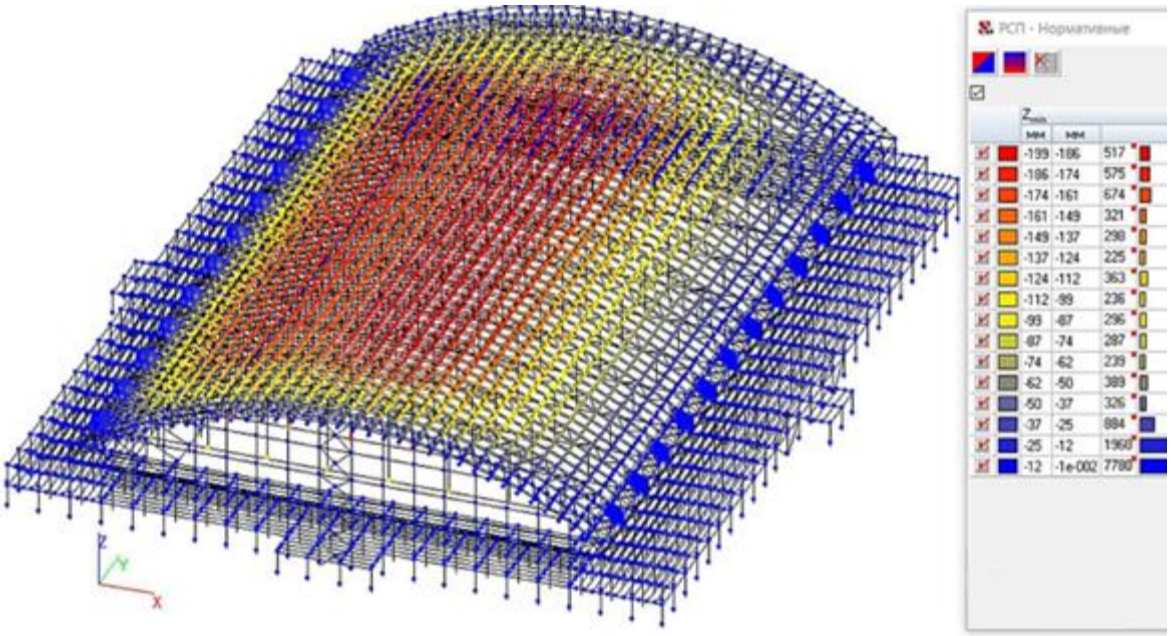


Рисунок 2.13 – Вертикальні переміщення будівлі

Згідно з результатами розрахунку, максимальна величина вертикальних переміщень елементів у середині прольоту становить 199 мм, що відповідає вимогам, тобто менше 340 мм, що становлять 1/300 прольоту.

2.5 Конструктивний розрахунок

2.5.1 Перевірка перерізів елементів арки

1) Нижній пояс.

Розрахунок на стійкість стрижнів суцільного постійного коробчатого перерізу при стисканні з вигином в одній або двох головних площинах виконується за формулами (2.12) (2.13)

$$\alpha = \frac{N}{\varphi_{ey} \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} + \frac{M_x}{c_x \cdot \delta_x \cdot W_x \cdot R_y \cdot \gamma_c} < 1,$$

$$\alpha = \frac{N}{\varphi_{ex} \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} + \frac{M_y}{c_y \cdot \delta_y \cdot W_y \cdot R_y \cdot \gamma_c} < 1,$$

де *N*- Розрахункове значення поздовжньої сили, кН;

M_x, M_y - розрахункові значення згинальних моментів, кН * м;

A- Площа перерізу, см^2;

W_x, W_y– моменти опору перерізу щодо осей X, Y, см^3;

R_y- розрахунковий опір сталі, Н/мм^2;

y_c - коефіцієнт умови роботи;

φ_{ex}, φ_{ey} - коефіцієнт стійкості при стисканні з вигином у площині дії моменту в залежності від $\bar{\lambda}_x, \bar{\lambda}_y$ і $m_{ef.x}, m_{ef.y}$ відповідно, де $\bar{\lambda}_x, \bar{\lambda}_y$ - умовні гнучкості елемента визначаються за формулами (2.14) (2.15)

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \cdot \sqrt{R_y / E},$$

$$\bar{\lambda}_y = \lambda_y \cdot \sqrt{R_y / E},$$

Де λ_x, λ_y гнучкості елемента, що визначаються за формулами (2.16). (2.17)

$m_{ef.x}$, $m_{ef.y}$- наведені відносні ексцентриситети, що визначаються за формулами (2.18) (2.19)

$$m_{ef.x} = \eta_x \cdot m_x,$$

$$m_{ef.y} = \eta_y \cdot m_y,$$

де m_x, m_y- відносні ексцентриситети, що визначаються за формулами , (2.20) . (2.21)

η_x, η_y- коефіцієнти впливу форми перерізу, обумовлені за формулами

$$\eta_x = (1{,}35 - 0{,}05 \cdot m_x) - 0{,}01 \cdot (5 - m_x) \cdot \bar{\lambda}_x,$$

$$\eta_y = (1{,}35 - 0{,}05 \cdot m_y) - 0{,}01 \cdot (5 - m_y) \cdot \bar{\lambda}_y.$$

δ_x, δ_y - коефіцієнти визначаються за формулами (2.24) (2.25)

c_x,c_y- коефіцієнти за таблицею ДСТУ 13330.2016.

Так як My значноменше Mx, то розрахунок на стійкість стрижнів суцільного постійного коробчатого перерізу при стиску з вигином в одній або двох головних площинах виконується за формулами (2.26) (2.27)

$$\alpha = \frac{N}{\varphi_y \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} + \frac{M_x}{c_x \cdot \delta_x \cdot W_x \cdot R_y \cdot \gamma_c},$$

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

де *N*– те саме, що у формулі (2.12); M_x – те саме, що у формулі (2.12);

A – те саме, що у формулі (2.12); R_y - те, що і у формулі (2.12);

y_c – те саме, що у формулі (2.12);

φ_{ex}, те саме, що і у формулі (2.13);

φ_{ey} коефіцієнт стійкості при центральному стисканні;

δ_x - те саме, що і у формулі (2.13);

c_x-те саме, що і у формулі (2.13);

Гнучкість елемента в площині дії моменту визначимо за формулою (2.16)

$$\lambda_x = \frac{3 \cdot 1 \cdot 10^2}{9{,}69} = 30{,}96.$$

Умовна гнучкість елемента у площині дії моменту визначимо за формулою (2.14)

$$\bar{\lambda}_x = 30{,}96 \cdot \sqrt{340/206000} = 1{,}26.$$

Відносний ексцентриситет визначимо за формулою (2.20)

$$m_x = \frac{62 \cdot 92{,}57 \cdot 10^2}{1862 \cdot 696} = 0{,}44.$$

Коефіцієнт впливу форми перерізу визначимо за формулою (2.22)

η=(1,35 · 0,05· 0,44) · 0,01· (5 · 0,44) ·1,26 = 1,27.(2.18)

Наведений відносний ексцентриситет визначимо за формулою

$m_{ef.x}$ =1,27·0,44 =0,56.

Коефіцієнт δ_x визначимо за формулою (2.24)

$$\delta_x = 1 - 0{,}1 \cdot \frac{1862 \cdot 1{,}26^2 \cdot 10}{92{,}57 \cdot 340} = 0{,}91.$$

При $m_{ef.x} = 0{,}56 \quad \bar{\lambda}_x = 1{,}26,\ \varphi_{ex} = 0{,}729$

При $\bar{\lambda}_x = 1{,}26,\ \varphi_y = 0{,}949$.

Підставляючи знайдені значення формули (2.26) і (2.27) отримуємо

$$\alpha = \frac{1862 \cdot 10}{0{,}949 \cdot 92{,}57 \cdot 340 \cdot 0{,}9} + \frac{62 \cdot 10^3}{1{,}07 \cdot 0{,}91 \cdot 696 \cdot 340 \cdot 0{,}9} = 0{,}99 < 1$$

$$\alpha = \frac{1862 \cdot 10}{0{,}729 \cdot 92{,}57 \cdot 340 \cdot 0{,}9} = 0{,}9 < 1.$$

Гранична гнучкість стисненого елемента визначається за формулою

$$[\lambda] = 180 - 60 \cdot \alpha,$$

$$[\lambda] = 180 - 60 \cdot 0{,}99 = 120{,}6 > \lambda_x = 30{,}96.$$

Гранична умовна гнучкість стінки профілю визначається за формулою

$$\lambda_{uw} = 1 + 0{,}2 \cdot \bar{\lambda} < 1{,}6,$$

$$\lambda_{uw} = 1 + 0{,}2 \cdot 1{,}26 = 1{,}25 < 1{,}6.$$

Відповідно до норм, розрахунок на міцність позацентрово стислих (стисло-згинальних) елементів виконувати не потрібно при значенні наведеного відносного ексцентриситету m_{ef} <20, відсутності послаблення перерізу та однакових значеннях згинальних моментів, що приймаються .

2) Верхній пояс

Гнучкість елемента у площині дії моменту визначимо за формулою (2.16)

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_{ef.x}}{i_x} = \frac{3 \cdot 1 \cdot 10^2}{9{,}69} = 30{,}96.$$

Умовна гнучкість елемента у площині дії моменту визначимо за формулою (2.14)

$$\bar{\lambda}_x = 30{,}96 \cdot \sqrt{340/206000} = 1{,}26.$$

Відносний ексцентриситет визначимо за формулою (2.20)

$$m_x = \frac{34 \cdot 92{,}57 \cdot 10^2}{2212 \cdot 696} = 0{,}2.$$

Коефіцієнт впливу форми перерізу визначимо за формулою (2.22)

η =(1,35- 0,05·0,2) · 0,01· (5 · 0,22) ·1,26 = 1,28.

Наведений відносний ексцентриситет визначимо за формулою 2.18)

$m_{ef.x} = 1,28 \cdot 0,2 = 0,26.$

Коефіцієнт δ_x визначимо за формулою (3.24)

$$\delta_x = 1 - 0,1 \cdot \frac{2212 \cdot 1,26^2 \cdot 10}{92,57 \cdot 340} = 0,89.$$

При $m_{ef.x} = 0,26 \quad \bar{\lambda}_x = 1,26,\ \varphi_{ex} = 0,825$.

При $\bar{\lambda}_x = 1,26,\ \varphi_y = 0,949$.

Підставляючи знайдені значення формули (2.26) і (2.27) отримуємо

$$\alpha = \frac{2212 \cdot 10}{0,949 \cdot 92,57 \cdot 340 \cdot 0,9} + \frac{34 \cdot 10^3}{1,07 \cdot 0,89 \cdot 696 \cdot 340 \cdot 0,9} = 0,99 < 1,$$

$$\alpha = \frac{2212 \cdot 10}{0,825 \cdot 92,57 \cdot 340 \cdot 0,9} = 0,95 < 1.$$

Граничну гнучкість стисненого елемента визначимо за формулою (2.28)

$$[\lambda] = 180 - 60 \cdot 0,99 = 120,6 > \lambda_x = 30,96. \quad (2.29)$$

Граничну умовну гнучкість стінки профілю визначимо за формулою

λ_{uw}=1+ 0,2·1,26 =1,25 <1,6.

Розкіс.

Оскільки в розкосі виникають зусилля, що стискають і розтягують, то для нього необхідно виконати дві перевірки.

Розрахунок на стійкість елементів суцільного перерізу при центральному стиску виконується за формулою (2.30)

$$\alpha = \frac{N}{\varphi_y \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} < 1,$$

де φ_y- те саме, що і у формулі (2.26).

Гнучкість елемента визначимо за формулою (2.16)

$$\lambda_x = \frac{3,97 \cdot 0,9 \cdot 10^2}{5,88} = 60,77.$$

Умовну гнучкість елемента визначимо за формулою (2.14)

$$\bar{\lambda}_x = 60,77 \cdot \sqrt{340 / 206000} = 2,47.$$

При $\bar{\lambda}_x = 2{,}47$, $\varphi_y = 0{,}809$.

$$\alpha = \frac{586 \cdot 10}{0{,}809 \cdot 28{,}36 \cdot 340 \cdot 0{,}9} = 0{,}83 < 1.$$

Розрахунок на міцність елементів суцільного перерізу при центральному розтягуванні виконується за формулою (2.31)

$$\alpha = \frac{N}{A \cdot R_y \cdot \gamma_c} < 1,$$

$$\alpha = \frac{747 \cdot 10}{28{,}36 \cdot 340 \cdot 0{,}9} = 0{,}86 < 1.$$

Граничну гнучкість стисненого елемента визначимо за формулою (2.28)

$[\lambda] = 180 - 60 \cdot 0.83 = 130{,}2 \geq \lambda_x = 60{,}77$.(2.29)

Граничну умовну гнучкість стінки профілю визначимо за формулою

$\lambda_{uw} = 1 + 0{,}2 \cdot 1{,}26 = 1{,}25 < 1{,}6$.

Стійка.

Гнучкість елемента визначимо за формулою (2.16)

$$\lambda_x = \frac{2{,}5 \cdot 0{,}9 \cdot 10^2}{3{,}43} = 65{,}60.$$

Умовну гнучкість елемента визначимо за формулою (2.14)

$$\bar{\lambda}_x = 65{,}60 \cdot \sqrt{340 / 206000} = 2{,}66.$$

$\bar{\lambda}_x = 2{,}66$, $\varphi_y = 0{,}774$.

Розрахунок на стійкість елементів суцільного перерізу при центральному стиску виконується за формулою (2.30)

$$\alpha = \frac{159 \cdot 10}{0{,}774 \cdot 16{,}36 \cdot 340 \cdot 0{,}9} = 0{,}41 < 1.$$

Граничну гнучкість стисненого елемента визначимо за формулою (2.28)

$[\lambda] = 180 - 60 \cdot 0.41 = 155{,}4 \geq \lambda_x = 65{,}60$(2.29)

Граничну умовну гнучкість стінки профілю визначимо за формулою

$\lambda_{uw} = 1 + 0{,}2\ 2{,}66 = 1{,}59 < 1{,}6$.

Опорна стійка.

Гнучкість елемента в площині дії моменту визначимо за формулою (2.16)

$$\lambda_x = \frac{2 \cdot 1 \cdot 10^2}{7{,}92} = 25{,}25.$$

.

Умовна гнучкість елемента у площині дії моменту визначимо за формулою (2.14)

$$\bar{\lambda}_x = 25{,}25 \cdot \sqrt{340/206000} = 1{,}03.$$

Відносний ексцентриситет визначимо за формулою (2.20)

$$m_x = \frac{34 \cdot 38{,}36 \cdot 10^2}{513 \cdot 241} = 1{,}05.$$

Коефіцієнт впливу форми перерізу визначимо за формулою (2.22)

η_x= (1,35 - 0,05 1,05) -0,01 (5 -1,05) 1,03 =1,26. (2.18)

Наведений відносний ексцентриситет визначимо за формулою

$m_{ef.x}$ =1,26 1,05 =1,33.

Коефіцієнт δ_x визначимо за формулою (2.24)

$$\delta_x = 1 - 0{,}1 \cdot \frac{513 \cdot 1{,}03^2 \cdot 10}{38{,}36 \cdot 340} = 0{,}96.$$

При $m_{ef.x}$ =1,33і

$\bar{\lambda}_v = 1{,}03$, $\varphi_{ex} = 0{,}585$.

При $\bar{\lambda}_x = 1{,}03$, $\varphi_y = 0{,}968$.

Підставляючи знайдені значення формули (2.26) і (2.27) отримуємо

$$\alpha = \frac{513 \cdot 10}{0{,}968 \cdot 38{,}36 \cdot 340 \cdot 0{,}9} + \frac{34 \cdot 10^3}{1{,}07 \cdot 0{,}96 \cdot 246 \cdot 340 \cdot 0{,}9} = 0{,}9 < 1,$$

$$\alpha = \frac{N}{\varphi_{ex} \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{481 \cdot 10}{0{,}585 \cdot 38{,}36 \cdot 340 \cdot 0{,}9} = 0{,}75 < 1.$$

Граничну гнучкість стисненого елемента визначимо за формулою (3.28)

[λ] =180 - 60 0,9 =126≥ λ_x = 25,25.(2.29)

Граничну умовну гнучкість стінки профілю визначимо за формулою

λ_{uw}=1+ 0,2 1,03=1,21<1,6.

2.5.2 Перевірка перерізу затяжки

Розрахунок на міцність елементів суцільного перерізу при центральному розтягуванні виконується за формулою (2.31)

$$\alpha = \frac{1227 \cdot 10}{40{,}83 \cdot 340 \cdot 0{,}9} = 0{,}98 < 1 .$$

2.5.3 Перевірка перерізу елементів шпренгельного прогону. Пояс.

Гнучкості елемента в площинах x і y визначимо за формулою (2.16)

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{3 \cdot 1 \cdot 10^2}{5{,}43} = 55{,}97 .$$

Умовну гнучкість елемента в площинах x і y визначимо за формулою (2.14)

$$\overline{\lambda}_x = \overline{\lambda}_y = 55{,}97 \cdot \sqrt{340 / 206000} = 2{,}27 .$$

Відносні ексцентриситети в площинах x і y визначимо за формулами (2.20) та (2.21)

$$m_x = \frac{10 \cdot 35{,}56 \cdot 10^2}{465 \cdot 146} = 0{,}52,$$

$$m_y = \frac{6 \cdot 35{,}56 \cdot 10^2}{465 \cdot 146} = 0{,}31.$$

Коефіцієнт впливу форми перерізу в площинах x і y визначимо за формулами (3.22) та (3.23)

η_x = (1,35 - 0,05· 0,52) · 0,01· (5 - 0,52) · 2,27 =1,22,

η_y = (1,35 - 0,05· 0,31) · 0,01· (5 - 0,31) · 2,27 =1,23.

Наведені відносні ексцентриситети в площинах x і y визначимо за формулами (2.18) та (2.19)

$m_{ef.x}$ =1,22· 0,52 = 0,64,

$m_{ef.y}$ =1,23·0,31 = 0,39.

Коефіцієнти δ_x δ_y у площинах x і y визначимо за формулою (2.24)

$$\delta_x = \delta_y = 1 - 0{,}1 \cdot \frac{465 \cdot 2{,}27^2 \cdot 10}{35{,}56 \cdot 340} = 0{,}8 .$$

При $m_{ef.x} = 0{,}64$ $\overline{\lambda}_x = 2{,}27$, $\varphi_{ex} = 0{,}582$.

При $m_{ef.y} = 0{,}39$ $\overline{\lambda}_y = 2{,}27$, $\varphi_{ex} = 0{,}655$.

Підставляючи знайдені значення формули (2.12) і (2.13) отримуємо

$$\alpha = \frac{465 \cdot 10}{0{,}655 \cdot 35{,}56 \cdot 340 \cdot 0{,}9} + \frac{10 \cdot 10^3}{1{,}07 \cdot 0{,}8 \cdot 146 \cdot 340 \cdot 0{,}9} = 0{,}91 < 1,$$

$$\alpha = \frac{465 \cdot 10}{0{,}582 \cdot 35{,}56 \cdot 340 \cdot 0{,}9} + \frac{6 \cdot 10^3}{1{,}19 \cdot 0{,}8 \cdot 146 \cdot 340 \cdot 0{,}9} = 0{,}88 < 1.$$

Граничну гнучкість стисненого елемента визначимо за формулою (2.28)

$[\lambda] = 180 - 60 \cdot 0{,}91 = 125{,}4 \cdot \geq \lambda_x = \lambda_y = 55{,}97.$(2.29)

Граничну умовну гнучкість стінки профілю визначимо за формулою

$\lambda_{uw} = 1 + 0{,}2 \cdot 2{,}27 = 1{,}45 < 1{,}6.$

Розрахунок на міцність розтягнуто-згинальних елементів виконується за формулою

$$\alpha = \left(\frac{N}{A \cdot R_y \cdot \gamma_c} \right)^n + \frac{M_x}{c_x \cdot W_x \cdot R_y \cdot \gamma_c} + \frac{M_y}{c_y \cdot W_y \cdot R_y \cdot \gamma_c},$$

де N– те саме, що у формулі (2.12);

Mx, My - те саме, що і у формулі (2.12);

A– те саме, що у формулі (2.12);

W_x, W_y – те саме, що у формулі (2.12);

R_y- те саме, що і у формулі (2.12);

y_c – те саме, що у формулі (2.12);

c_x, c_y -те саме, що і у формулі (2.13);

n- коефіцієнт за таблицею ДСТУ 13330.2016.

$$\alpha = \left(\frac{512 \cdot 10}{35{,}56 \cdot 340 \cdot 0{,}9} \right)^{1{,}5} + \frac{10 \cdot 10^3}{1{,}07 \cdot 146 \cdot 340 \cdot 0{,}9} + \frac{6 \cdot 10^3}{1{,}19 \cdot 146 \cdot 340 \cdot 0{,}9} = 0{,}64 < 1.$$

Розкіс.

Гнучкість елемента визначимо за формулою (2.16)

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{2{,}9 \cdot 0{,}9 \cdot 10^2}{3{,}53} = 73{,}94.$$

Умовну гнучкість елемента визначимо за формулою (2.14)

$$\bar{\lambda}_x = \bar{\lambda}_y = 73{,}94 \cdot \sqrt{340 / 206000} = 3.$$

При $\lambda_x = 3{,}00, \lambda_y = 0{,}704.$

Розрахунок на стійкість елементів суцільного перерізу при центральному

стиску виконується за формулою (2.30)

$$\alpha = \frac{104 \cdot 10}{0{,}704 \cdot 10{,}21 \cdot 340 \cdot 0{,}9} = 0{,}47 < 1.$$

Граничну гнучкість стисненого елемента визначимо за формулою (2.28)

$[\lambda] = 180 - 60 \cdot 0.47 = 151{,}8 > \lambda_x = 73{,}94.$

2.5.4 Перевірка перерізу елемента прокатного прогону

Гнучкість елемента в площині дії моменту визначимо за формулою (2.16)

$$\lambda_x = \frac{6 \cdot 1 \cdot 10^2}{4{,}61} = 130{,}15.$$

Умовна гнучкість елемента у площині дії моменту визначимо за формулою (2.14)

$$\bar{\lambda}_x = 130{,}15 \cdot \sqrt{340 / 206000} = 5{,}29.$$

Відносний ексцентриситет визначимо за формулою (2.20)

$$m = \frac{13 \cdot 26{,}43 \cdot 10^2}{43 \cdot 93{,}7} = 8{,}5.$$

Коефіцієнт впливу форми перерізу η при 5 < m=8,5 < 20 приймемо рівним 1,1 за таблицею Е.1 ДСТУ13330.2016.

Наведений відносний ексцентриситет визначимо за формулою (2.18)

$m_{ef.x} = 1{,}1 \cdot 8{,}5 = 9{,}38.$

При $m_{ef.x} = 9{,}38$,

$\bar{\lambda}_x = 5{,}29,\ \varphi_{ex} = 0{,}089.$

При $\bar{\lambda}_x = \bar{\lambda}_y = 5{,}29,\ \varphi_y = 0{,}272.$

Коефіцієнт δ_x визначимо за формулою (2.24)

$$\delta_x = 1 - 0{,}1 \cdot \frac{43 \cdot 5{,}29^2 \cdot 10}{26{,}43 \cdot 340} = 0{,}87.$$

Підставляючи знайдені значення формули (2.26) і (2.27) отримуємо

$$\alpha = \frac{43 \cdot 10}{0{,}272 \cdot 26{,}43 \cdot 340 \cdot 0{,}9} + \frac{13 \cdot 10^3}{1{,}07 \cdot 0{,}87 \cdot 93{,}7 \cdot 340 \cdot 0{,}9} = 0{,}68 < 1,$$

$$\alpha = \frac{43 \cdot 10}{0{,}089 \cdot 26{,}43 \cdot 340 \cdot 0{,}9} = 0{,}60 < 1.$$

Гранична гнучкість стисненого елемента визначається за формулою

$[\lambda] = 210 - 60 \cdot \alpha$, (2.33)

$[\lambda] = 210 - 60 \cdot 0,68 = 169 > \lambda_x = 130,15$.

Розрахунок на міцність розтягнуто-згинальних елементів виконується за формулою (2.32)

$$\alpha = \left(\frac{196 \cdot 10}{26,43 \cdot 340 \cdot 0,9} \right)^{1,5} + \frac{24 \cdot 10^3}{1,07 \cdot 93,7 \cdot 340 \cdot 0,9} = 0,90 < 1.$$

2.5.5 Перевірка перерізу колони під арку

Найбільш невигідна комбінація зусиль виникає у колоні третього поверху з N=1690 кН і M=1611 кН*м.

Гнучкість елемента в площині дії моменту визначимо за формулою (2.16)

$$\lambda_x = \frac{3 \cdot 1 \cdot 10^2}{24,4} = 12,3.$$

Умовна гнучкість елемента у площині дії моменту визначимо за формулою (2.14)

$$\bar{\lambda}_x = 12,3 \cdot \sqrt{380 / 206000} = 0,53.$$

Відносний ексцентриситет визначимо за формулою (2.20)

$$m = \frac{1611 \cdot 252 \cdot 10^2}{1690 \cdot 5027} = 4,78.$$

Коефіцієнт впливу форми перерізу визначимо по формулі в залежно від $A_f / A_w = 7350/9864 = 0,75$визначимо за формулою

$\eta = (1,75 - 0,1 \cdot m) - 0,02 (5 - m) \lambda_x$, (2.34)

$\eta = (1,75 - 0,1 \cdot 4,78) - 0,02 \cdot (5 - 4,78) \cdot 0,53 = 1,27$.

Наведений відносний ексцентриситет визначимо за формулою (3.18)

$m_{ef} = 1,27 \cdot 4,78 = 6,07$.

При $m_{ef} = 6,07$і $\lambda_x = 0,53$, $\varphi_e = 0,222$. Розрахунок на стійкість позацентрово стислих елементів постійного перерізу у площині дії моменту, що збігається з площиною симетрії, виконується за формулою (2.27)

$$\alpha = \frac{1690 \cdot 10}{0,222 \cdot 252 \cdot 380 \cdot 0,95} = 0,84 < 1.$$

Розрахунок на стійкість позацентрово стиснених стрижнів суцільного постійного перерізу з площини дії моменту виконується за формулою (2.35)

$$\alpha = \frac{N}{c \cdot \varphi_y \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} < 1,$$

де φ_y- те саме, що і у формулі (2.26);

N– те саме, що у формулі (2.12);

A – те саме, що у формулі (2.12);

R_y - те, що і у формулі (2.12);

y_c – те саме, що у формулі (2.12);

c- коефіцієнт, що враховує вплив моментів на втрату стійкості стрижня колони з площини рами визначається при m_x <5 за формулою (2.36)

$$c = \frac{\beta}{(1+\alpha \cdot m_x)} < 1,$$

де m_x- відносний ексцентриситет у середній третині стрижня колони, що визначається за формулою (2.37)

$$m_x = \frac{M_x}{N} \cdot \frac{A}{W_x},$$

де M_x – момент у середній третині стрижня колони;

N– те саме, що у формулі (2.12);

A – те саме, що у формулі (2.12);

W_x – те саме, що у формулі (3.12).

$$m_x = \frac{1074 \cdot 252 \cdot 10^2}{1690 \cdot 5027} = 3{,}19.$$

α- коефіцієнт, що визначається при 1<m_x <5 за формулою

$\alpha = 0{,}65 + 0{,}05 \cdot m_x$, (2.38)

$\alpha = 0{,}65 + 0{,}05 \cdot 3{,}19 = 0{,}81.$

β- коефіцієнт при λ_y< 3,14 приймається рівним 1.

Гнучкість елемента із площини дії моменту визначимо за формулою (2.17)

$$\lambda_y = \frac{3 \cdot 1 \cdot 10^2}{6{,}6} = 45{,}5.$$

Умовна гнучкість елемента з площини дії моменту визначимо за формулою (2.15)

$$\overline{\lambda}_y = 45{,}5 \cdot \sqrt{380/206000} = 2.$$

Підставляючи значення β , формули (2.38) та (2.37) у формулу (2.36) отримуємо

$$c = \frac{1}{(1+0{,}81\cdot 3{,}19)} = 0{,}279 < 1.$$

При λ_y= 2,φ_y= 0,826.

За формулою (2.35) маємо

$$\alpha = \frac{1690\cdot 10}{0{,}279\cdot 0{,}826\cdot 252\cdot 380\cdot 0{,}95} = 0{,}8 < 1.$$

Розрахунок на міцність позацентрово стислих елементів виконується за формулою (2.32)

$$\alpha = \left(\frac{1690\cdot 10}{252\cdot 380\cdot 0{,}95}\right)^{1{,}5} + \frac{1611\cdot 10^3}{1{,}1\cdot 5027\cdot 380\cdot 0{,}95} = 0{,}89 < 1.$$

Граничну гнучкість колони в площині та з площини дії момент визначаємо за формулою (2.28)

[λ] = 180 - 60· 0,84 = 129,6 >λ_x= 12,3,

[λ] = 180 - 60· 0,8 = 132,2 >λ_y= 45,5.

2.5.6 Перевірка перерізу колони балочної клітини

Найбільш невигідна комбінація зусиль виникає у колоні другого поверху з N=934 кН і M=548 кН*м.

Гнучкість елемента в площині дії моменту визначимо за формулою (2.16)

$$\lambda_x = \frac{4{,}2\cdot 1\cdot 10^2}{16{,}9} = 24{,}9.$$

Умовна гнучкість елемента у площині дії моменту визначимо за формулою (2.14)

$$\overline{\lambda}_x = 24{,}9\cdot\sqrt{380/206000} = 1{,}07.$$

Відносний ексцентриситет визначимо за формулою (2.20)

$$m = \frac{548\cdot 136\cdot 10^2}{934\cdot 1983} = 4.$$

Коефіцієнт впливу форми перерізу визначимо по формулі в залежно від A_f/ A_w = 4800/3580 = 1,34 визначимо за формулою

λ= (1,90 - 0,1· m) - 0,02· (6 - m) ·λ_x, (2.39)

λ= (1,90 - 0,1· 4) - 0.02·(6 - 4) ·1,07 = 1,47.

Наведений відносний ексцентриситет визначимо за формулою (2.18)

M_{ef} =1,5· 4 = 5,92.

При m_{ef} = 5,92 і λ_x= 1,07, φ_e= 0,225.

Розрахунок на стійкість позацентрово стислих елементів постійного перерізу у площині дії моменту, що збігається з площиною симетрії, виконується за формулою (2.27)

$$\alpha = \frac{934 \cdot 10}{0{,}225 \cdot 136 \cdot 380 \cdot 0{,}95} = 0{,}85 < 1.$$

Гнучкість елемента із площини дії моменту визначимо за формулою (2.17)

$$\lambda_y = \frac{4{,}2 \cdot 1 \cdot 10^2}{7{,}3} = 57{,}5.$$

Умовну гнучкість елемента з площини дії моменту визначимо за формулою (2.15)

$$\bar{\lambda}_y = 57{,}5 \cdot \sqrt{380/206000} = 2{,}5.$$

Відносний ексцентриситет у середній третині стрижня колони, визначимо за формулою (2.37)

$$m_x = \frac{365 \cdot 136 \cdot 10^2}{934 \cdot 1983} = 2{,}68.$$

Коефіцієнт β при λ_y< 3,14 приймається рівним 1.

Коефіцієнт при 1<m_x <5 визначаємо за формулою (2.38)

α= 0,65+ 0,05· 2,68 = 0,78.

Коефіцієнт с, що враховує вплив моментів на втрату стійкості стрижня колони з площини рами визначається за m_x <5 за формулою (2.36)

$$c = \frac{1}{(1 + 0{,}78 \cdot 2{,}68)} = 0{,}322 < 1.$$

При λ_y= 2,5,φ_y= 0,741.

Розрахунок на стійкість позацентрово стиснених стрижнів суцільного постійного перерізу з площини дії моменту виконується за формулою (2.35)

$$\alpha = \frac{934 \cdot 10}{0{,}322 \cdot 0{,}741 \cdot 136 \cdot 380 \cdot 0{,}95} = 0{,}8 < 1.$$

Розрахунок на міцність позацентрово стислих елементів виконується за

формулою (2.32)

$$\alpha = \left(\frac{934 \cdot 10}{136 \cdot 380 \cdot 0{,}95}\right)^{1{,}5} + \frac{934 \cdot 10^3}{1{,}06 \cdot 1983 \cdot 380 \cdot 0{,}95} = 0{,}81 < 1.$$

Граничну гнучкість колони в площині та з площини дії моменту визначаємо за формулою (2.28)

$[\lambda] = 180 - 60 \cdot 0{,}85 = 132{,}2 > \lambda_x = 24{,}9,$

$[\lambda] = 180 - 60 \cdot 0{,}8 = 132{,}2 > \lambda_y = 57{,}5.$

2.5.7 Перевірка перерізу головної балки

Перевірка на міцність за нормальними напругами здійснюється за формулою (2.40)

$$\alpha = \frac{M_{max}}{W_x \cdot R_y \cdot \gamma_c} < 1,$$

де M_{max}– те саме, що у формулі (2.12);

W_x – те саме, що у формулі (2.12);

R_y – те саме, що у формулі (2.12);

γ_c – те саме, що у формулі (2.12).

$$\alpha = \frac{303 \cdot 10^3}{1126 \cdot 315 \cdot 0{,}9} = 0{,}95 < 1.$$

Перевірка на міцність за дотичною напругою здійснюється за формулою (2.41)

$$\alpha = \frac{Q_{max} \cdot S_x}{I_x \cdot t_w \cdot R_s \cdot \gamma_c} < 1,$$

де Q_{max}- Максимальне значення поперечної сили, кН;

S_x - статичний момент опору перерізу, см^3;

I_x - момент інерції, см^4;

t_w- товщина стінки перерізу, мм;

γ_c – те саме, що у формулі (2.12);

s- розрахунковий опір сталі зсуву, Н/мм^2, визначається за формулою

Rs= 0,85 Ry, (3.42)

де Ru– те саме, що у формулі (2.12).

R= 0,85· 315=182,7 Н/мм^2.

$$\alpha = \frac{191 \cdot 639 \cdot 10^2}{24940 \cdot 7{,}8 \cdot 182{,}7 \cdot 0.9} = 0{,}38 < 1.$$

Перевірка на жорсткість здійснюється за формулою

$$f_{\max} = \frac{5 \cdot M_{n,\max} \cdot l_2^{\,2}}{48 \cdot EI_x} < f_u,$$

де $M_{n.max}$- максимальний згинальний момент від нормативних навантажень, кН * м;

l- розрахунковий проліт балки, м;

I_x– те саме, що й у формулі (2.41);

Е- модуль пружності сталі, МПа.

$$f_{\max} = \frac{5 \cdot 254 \cdot 6^2 \cdot 10^8}{48 \cdot 2{,}06 \cdot 10^5 \cdot 24940} = 18{,}5\ мм < f_u = 6000/200 = 30\ мм.$$

2.5.8 Перевірка перерізу другорядної балки

Перевірка на міцність за нормальними напругами здійснюється за формулою (2.40)

$$\alpha = \frac{78 \cdot 10^3}{312 \cdot 335 \cdot 0{,}9} = 0{,}83 < 1.$$

Перевірка на міцність за дотичною напругою здійснюється за формулою (2.41)

$$\alpha = \frac{51 \cdot 177 \cdot 10^2}{4024 \cdot 5{,}8 \cdot 194{,}3 \cdot 0.9} = 0{,}22 < 1.$$

Перевірка на стійкість здійснюється за формулою (2.43)

$$f_{\max} = \frac{5 \cdot 65 \cdot 6^2 \cdot 10^8}{48 \cdot 2{,}06 \cdot 10^5 \cdot 4024} = 29{,}4\ мм < f_u = 6000/200 = 30\ мм.$$

2.6 Розрахунок та конструювання вузлів

2.6.1 Розрахунок безфасонкових вузлів решткки арки

Примикання розкосу до верхнього пояса.

Несуча здатність верхнього пояса на продавлювання (виривання) у К-подібних вузлах визначається за формулою

$$\left(|N|+\frac{1{,}5|M|}{d_b}\right)\cdot\frac{(0{,}4+1{,}8\cdot g/b)\cdot f\cdot\sin\alpha}{\gamma_c\cdot\gamma_d\cdot\gamma_D\cdot R_y\cdot t^2\cdot(b+g+\sqrt{2\cdot D\cdot f})}\le 1,$$

де N- зусилля в сусідньому елементі, кН;

M- згинальний момент у примикає елементі, Кн * м;

D- ширина пояса, мм;

d- ширина елемента, що примикає, мм;

t- товщина стінки пояса, мм;

b-довжина ділянки лінії перетину примикаючого елемента з поясом у напрямку осі пояса, мм, що дорівнює d_b/sina;

d_b- висота примикаючого елемента, мм;

g- половина відстані між суміжними стінками сусідніх елементів решітки або поперечною стінкою розкосу та опорним ребром, мм;

f= (D · d)/2, (2.45)

f= (250-150) / 2 = 50.

γ_c - коефіцієнт умов роботи;

γ_d - коефіцієнт впливу знака зусилля в сусідньому елементі, що приймається рівним 1,2 при розтягуванні та 1 - в інших випадках;

γ_D - коефіцієнт впливу поздовжньої сили в поясі, який визначається при стисканні в поясі, якщо

F/(A· Ry) > 0,5, (2.46)

то γD =1,5 - F /(A· Ry), (2.47)

де F- поздовжня сила в поясі з боку розтягнутого елемента решітки, кН;

A- площа поперечного перерізу пояса, см^2;

Ry- розрахунковий опір сталі пояса, Н/мм^2.

F/(A· Ry) = 2212·10/(92,57·340) = 0,7 > 0,5,

γ_D = 1,5 - 2212/(92,57· 340) = 0,8.

В інших випадках γ_D = 1,0.

$$747\cdot10^3\cdot\frac{(0{,}4+1{,}8\cdot10/234)\cdot50\cdot0{,}642}{0{,}9\cdot1{,}2\cdot0{,}8\cdot340\cdot10^2\cdot(234+10+\sqrt{2\cdot250\cdot50})}=0{,}97\le1.$$

Несуча здатність розкосу поблизу примикання до пояса в К-подібних вузлах визначається за формулою

$$\frac{(N+0{,}5M/d_b)\cdot(1{,}4+0{,}018\cdot D/t)\cdot\sin\alpha}{\gamma_c\cdot\gamma_d\cdot k\cdot R_{yd}\cdot A_d}<1,$$

де N– те саме, що й у формулі (3.44);

M – те саме, що у формулі (3.44);

D – те саме, що у формулі (2.44);

t-те саме, що і у формулі (3.44);

d_b – те саме, що у формулі (2.44);

A_d- площа примикаючого елемента, см^2;

γ_c – те саме, що й у формулі (2.44);

γ_d – те саме, що й у формулі (2.44);

k- коефіцієнт слід визначати при $4\cdot(t_d/d_b)^2 - R_y\cdot E$, (2.49)

де t_d- товщина стінки примикаючого елемента, мм;

d_b– те саме, що й у формулі (2.44);

R_y– те саме, що у формулі (2.44).

$4\cdot(5/150^2) - 340/206000 = 0{,}003$.

Так як $0 < 0{,}003 > 6\cdot10^{-4}$ то k =1.

$$\frac{747\cdot10^3\cdot(1{,}4+0.018\cdot250/10)\cdot0{,}642}{0.9\cdot1{,}2\cdot1\cdot340\cdot28{,}36\cdot100}=0{,}85<1.$$

Міцність зварних швів, що прикріплюють розкіс до пояса в К-подібних вузлах, перевіряється за формулою.

$$\left(|N|+\frac{1{,}5|M|}{d_b}\right)\cdot\frac{(1{,}06+0{,}014\cdot D/t)\cdot\sin\alpha}{\beta_f\cdot k_f\cdot\gamma_c\cdot R_{wf}\cdot(2\cdot d_b/\sin\alpha+d)}\le1,$$

де N– те саме, що й у формулі (2.44);

M – те саме, що у формулі (2.44);

D – те саме, що у формулі (2.44);

t – те саме, що у формулі (2.44);

d_b – те саме, що у формулі (2.44);

γ_c – те саме, що й у формулі (2.44);

d – те саме, що у формулі (2.44);

k_f - катет кутового шва, мм;

β_f коефіцієнти, що враховують глибину проплавлення шва;

R_{wf} - розрахунковий опір металу шва, Н/мм^2.

$$747 \cdot 10^3 \cdot \frac{(1{,}06 + 0{,}014 \cdot 250/10) \cdot 0{,}642}{1{,}1 \cdot 5 \cdot 0{,}9 \cdot 240 \cdot (2 \cdot 150/0{,}642 + 150)} = 0{,}92 \le 1.$$

Вузол примикання розкосу та стійки до пояса показаний на рисунку 2.19.

Примикання стійки до верхнього пояса

Несуча здатність верхнього пояса на продавлювання (виривання) в К-подібних вузлах визначається за формулою (2.44)

$$\frac{159 \cdot 10^3 \cdot (1{,}4 + 0.018 \cdot 250/10) \cdot 1}{0.9 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 340 \cdot 16{,}36 \cdot 100} = 0{,}59 < 1.$$

Несуча здатність стійки поблизу примикання до пояса у К-подібних вузлах визначається за формулою (2.48)

$$\frac{159 \cdot 10^3 \cdot (1{,}4 + 0.018 \cdot 250/10) \cdot 1}{0.9 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 340 \cdot 16{,}36 \cdot 100} = 0{,}59 < 1.$$

Коефіцієнт k слід визначати за (2.49)

$4 \cdot (5/ 90^2) - 340/ 206000 = 0{,}011.$

Так як $0 < 0{,}011 > 6 \cdot 10^{-4}$ то k =1.

Несуча здатність бічний стінки в площині вузла в місці примикання стиснутого елемента виконується

d/D=90/250=0,36<0,85.

Міцність зварних швів, що прикріплюють стійку до пояса в К-подібних вузлах, перевіряється за формулою (2.50)

$$159 \cdot 10^3 \cdot \frac{(1{,}06 + 0{,}014 \cdot 250/10) \cdot 1}{1{,}1 \cdot 5 \cdot 0{,}9 \cdot 240 \cdot (2 \cdot 90/1 + 90)} = 0{,}7 \le 1.$$

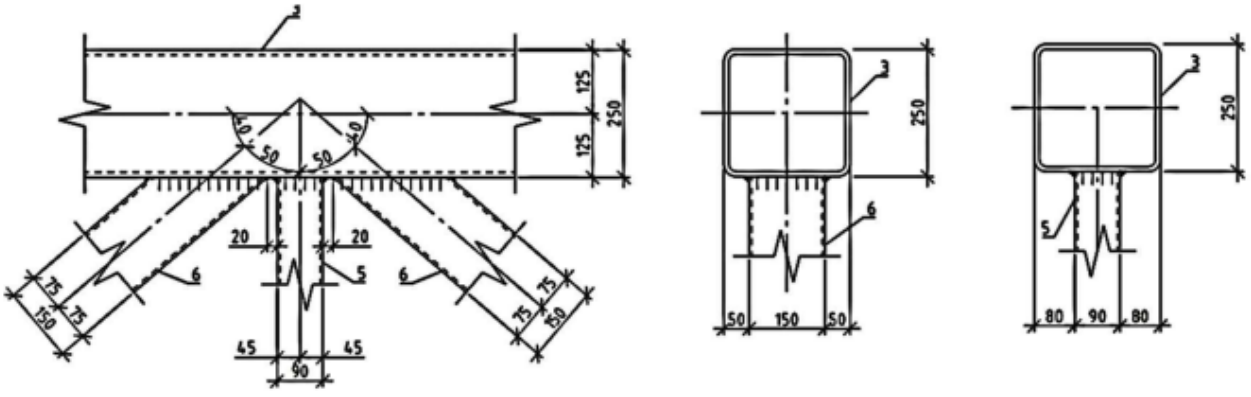


Рисунок 2.15 - Вузол примикання розкосу та стійки до верхнього пояса

Примикання стійки до нижнього пояса

Несуча здатність нижнього пояса на продавлювання у Т-подібних вузлах визначається за формулою (2.51)

$$\frac{(|N|+1{,}7\cdot|M|/d_b)\cdot f\cdot\sin\alpha}{\gamma_c\cdot\gamma_d\cdot\gamma_D\cdot R_y\cdot t^2\cdot(b+2\cdot\sqrt{2\cdot D\cdot f})}<1,$$

де N– те саме, що й у формулі (2.44);

M – те саме, що у формулі (2.44);

D – те саме, що у формулі (2.44);

t – те саме, що у формулі (2.44);

b – те саме, що у формулі (2.44);

d_b – те саме, що у формулі (2.44);

f – те саме, що у формулі (2.44);

γ_c – те саме, що й у формулі (2.44);

γ_d – те саме, що й у формулі (2.44);

γ_D – те саме, що й у формулі (2.44);

Ry– те саме, що у формулі (2.44).

$$\frac{159\cdot80\cdot1}{0{,}9\cdot1\cdot0{,}91\cdot340\cdot10^2\cdot(90+2\cdot\sqrt{2\cdot250\cdot80})}=0{,}93<1.$$

Несуча здатність стійки поблизу примикання до пояса у Т-подібних вузлах визначається за формулою (2.52)

$$\frac{(N+0{,}5M/d_b)\cdot[1+0{,}01\cdot(3+5\cdot d/D-0{,}1\cdot d_b/t_d)\cdot D/t]\cdot\sin\alpha}{\gamma_c\cdot\gamma_d\cdot k\cdot R_{yd}\cdot A_d}<1,$$

де N– те саме, що й у формулі (2.44);

M – те саме, що у формулі (2.44);

D – те саме, що у формулі (2.44);

t – те саме, що у формулі (2.44); t

d – те саме, що у формулі (2.49);

d_b – те саме, що у формулі (2.44);

A_d – те саме, що у формулі (2.48);

γ_c – те саме, що й у формулі (2.44);

γ_d – те саме, що у формулі (2.44).

$$\frac{159\cdot10^3\cdot[1+0{,}01\cdot(3+5\cdot90/250-0{,}1\cdot90/5)\cdot250/10]\cdot1}{0.9\cdot1\cdot1\cdot340\cdot16{,}36\cdot100}=0{,}56<1.$$

Несуча здатність бічний стінки в площині вузла в місці примикання стиснутого елемента виконується т.к.

d/D=90/250=0,36<0,85.

Міцність зварних швів, що прикріплюють стійку до пояса в Т-подібних вузлах, перевіряється за формулою (2.53)

$$\left(|N|+\frac{1{,}5|M|}{d_b}\right)\cdot\frac{(1+0{,}01\cdot(3+5\cdot d/D-0{,}1\cdot d_b/t_d)\cdot D/t)\cdot\sin\alpha}{4\cdot\beta_f\cdot k_f\cdot d_b\cdot\gamma_c\cdot R_{wf}}\le1,$$

де N– те саме, що й у формулі (2.44);

M – те саме, що у формулі (2.44);

D – те саме, що у формулі (2.44);

t – те саме, що у формулі (2.44);

t_d – те саме, що у формулі (2.49);

d_b – те саме, що у формулі (2.44);

γ_c – те саме, що й у формулі (2.44);

d – те саме, що у формулі (2.44);

k_f – те саме, що у формулі (2.50);

β_f– те саме, що й у формулі (2.50);

R_{wf}– те саме, що у формулі (2.50).

$$159\cdot10^3\cdot\frac{(1+0{,}01\cdot(3+5\cdot90/250-0{,}1\cdot90/5)\cdot250/10)\cdot1}{4\cdot1{,}1\cdot5\cdot90\cdot0{,}9\cdot240}=0{,}65\le1.$$

Вузол примикання стійки до нижнього пояса показаний рисунку 2.16.

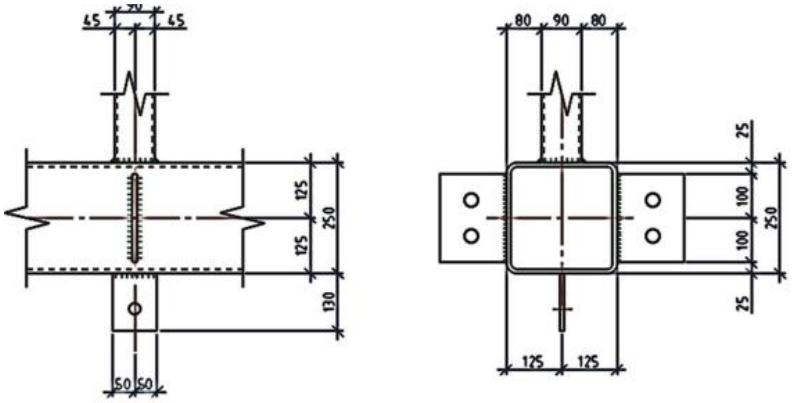


Рисунок 2.16- Вузол примикання стійки до нижнього пояса

2.6.2 Розрахунок стикового зварного з'єднання поясів арки

Міцність шва стикового поясів арки при монтажі визначається за формулою (2.54)

$$\frac{N}{t \cdot l_w \cdot R_{wy} \cdot \gamma_c} < 1,$$

де N- поздовжня сила в поясі арки при монтажі, кН;

t- розрахункова товщина зварного шва, що дорівнює товщині найбільш тонкого з елементів, що з'єднуються, мм;

l_w- розрахункова довжина зварного шва, мм, за відсутності вступних планок визначається за формулою

$l_w = l - 2 \cdot t$, (2.55)

де l- повна довжина зварного шва, мм;

t– те саме, що у формулі (2.54).

$l_w = 1000 - 2 \cdot 10 = 980$ мм.

R_{wy} - розрахунковий опір зварного стикового шва, Н/мм2, визначається за формулою $R_{wy} = 0,85 \cdot R_y$, (2.56)

$R_{wy} = 0,85 \cdot 340 = 289 Н/мм^2$.

γ_c - коефіцієнт умови роботи.

$$\frac{235 \cdot 10^3}{10 \cdot 980 \cdot 289 \cdot 0,9} = 0,09 < 1.$$

Міцність стикового шва поясів арки під час експлуатації визначається за формулою

$$\sigma_{wnp} = \sqrt{\left(\left(\frac{6 \cdot M}{t \cdot l_w^2}\right)^2 + 3 \cdot \left(\frac{Q}{t \cdot l_w}\right)^2\right)} < 1,15 \cdot R_{wy} \cdot \gamma_c,$$

де M– згинальний момент у поясі арки, кН*м;

Q- поперечна сила в поясі арки, кН;

l_w– те саме, що у формулі (2.54);

t– те саме, що у формулі (2.54);

R_{wy}– те саме, що у формулі (2.54);

γ_c – те саме, що у формулі (2.54).

$$\sigma_{wnp}=\sqrt{\left(\left(\frac{6\cdot 60\cdot 10^{6}}{10\cdot 980^{2}}\right)+3\cdot\left(\frac{36\cdot 10^{3}}{10\cdot 980}\right)^{2}\right)}=38\,H/мм^{2}<1{,}15\cdot 289\cdot 0{,}9=299\,H/мм^{2}.$$

2.6.3 Розрахунок вузлів з'єднання відправних елементів арки

Кількість болтів у поєднанні з умови на зріз визначається за формулою (2.58)

$$n=\frac{Q}{n_s\cdot A_b\cdot R_{bs}\cdot\gamma_b\cdot\gamma_c},$$

де n_s- число розрахункових зрізів одного болта;

R_{bs}- розрахунковий опір болтів на зріз, Н/мм^2;

A_b- площа перерізу болта брутто, см^2;

γ_b - коефіцієнт умови роботи болта;

γ_c - коефіцієнт умови роботи.

$$n=\frac{36\cdot 10}{1\cdot 3{,}14\cdot 332\cdot 1\cdot 0{,}9}=0{,}4\,шт.$$

Кількість болтів у поєднанні з умови на зминання визначається за формулою (2.59)

$$n=\frac{Q}{d_b\cdot\sum t_{\min}\cdot R_{bp}\cdot\gamma_b\cdot\gamma_c},$$

де R_{bp}- розрахунковий опір болтів на зминання, Н/мм^2;

d_b- зовнішній діаметр стрижня болта, мм;

γ_b – те саме, що й у формулі (2.58);

γ_c – те саме, що й у формулі (2.58);

t_{min} - найменша сумарна товщина елементів, що зминаються в одному напрямку, мм.

$$n=\frac{36\cdot 10^{3}}{20\cdot 10\cdot 765\cdot 1\cdot 0{,}9}=0{,}26\,шт.$$

Кількість болтів у поєднанні з умови розтягування визначається за формулою (2.60)

$$n=\frac{N}{A_{bn}\cdot R_{bt}\cdot\gamma_c},$$

де R_{bt}- розрахунковий опір болтів на розтяг, Н/мм^2;

A_{bn}- площа перерізу болта нетто, см^2;

γ_c – те саме, що у формулі (3.58).

$$n = \frac{747 \cdot 10}{2{,}45 \cdot 451 \cdot 0{,}9} = 7{,}5 \; шт.$$

Приймаємо 8 болтів М20 класу точності А та класу міцності 8.8. виходячи із забезпечення умови симетрії та мінімальних відстаней до краю та між болтами.

2.6.4 Розрахунок вузла з'єднання поясів

Визначення товщини фланця.

Приймаємо висоту та ширину фланця b=420 мм виходячи із забезпечення умови симетрії та мінімальних відстаней до краю та між болтами.

Максимальна напруга у фланці визначається за формулою (2.61)

$$\sigma = \frac{N}{A},$$

де N- поздовжня сила, що діє на фланець (опорну плиту), кН;

А- площа фланця (опорної плити), см^2.

$$\sigma = \frac{2212}{1764} = 1{,}25 \; кН/см^2.$$

Схема фланця поясів представлена рисунку 2.17.

Визначимо згинальні моменти на розрахункових ділянках фланця:

Ділянка 1, Опертий по 4 сторонам; відношення сторін b/a=250/250=1, отже, a_1 = 0,048 і момент у центрі фланця визначається за формулою

$M_1 = \alpha_1 \cdot \sigma \cdot \alpha^2$, (2.62)

де σ - те саме, що і у формулі (2.61);

α - коротка сторона фланця або плити, див.

М= 0,048·1,25· 252 = 37,6 кН · см.

Ділянка 2, Опертий на 3 сторони; відношення закріпленої сторони до вільної 85/250 = 0,2 <0,5, тому момент визначаємо, як для консольної ділянки з вильотом консолі 85 мм за формулою (2.63)

$$M_2 = \frac{\sigma \cdot c^2}{2},$$

де σ - те саме, що і у формулі (2.61);

с- виліт консолі, см.

$$M_2 = \frac{1{,}25 \cdot 8{,}5^2}{2} = 45{,}3\,кН \cdot см.$$

Товщину фланця знаходимо за формулою, (2.64)

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot M_{max}}{R_y \cdot \gamma_c}},$$

де M_{max}- максимальний момент, кН * см;

R_y- розрахунковий опір сталі фланця чи плити, Н/мм^2;

γ_c - коефіцієнт умови роботи.

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot 45{,}3 \cdot 10}{340 \cdot 0{,}9}} = 2{,}98\,см.$$

Відповідно до норм приймаємо товщину смуги фланця поясів t=3 см.

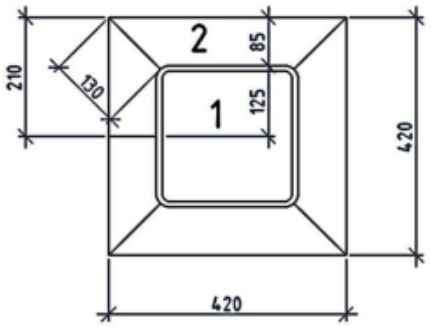


Рисунок 2.17 – Схема фланця пояса

Розрахунок ребра жорсткості фланця.

Фланцеві з'єднання із гнутозварних профілів прямокутного або квадратного перерізу виконують суцільними з ребрами жорсткості, які розташовуються вздовж кутів профілю.

При проектуванні фланцевого з'єднання товщина його ребер повинна бути не більше 1,2 товщини елементів пояса або розкосу арки. Ширина ребер жорсткості залежить від габаритів профілю та фланця, а довжина повинна бути не менше 1,5 висоти меншого габариту (сторони) профілю та не менше 200 мм. Приймаємо ширину h_p = 130 мм, довжину l_p = 380 мм та товщину t_p = 12 мм.

Навантаження на ребро збирається з вантажної площі

$$A = 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot (a+b) \cdot h = 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot (21+12{,}5) \cdot 8{,}5 = 285 см^2.$$

Умовна ширина вантажної площі ребра

$$d_p = \sqrt{A} = \sqrt{285} = 16{,}9\, см.$$

Навантаження на ребро

$$q_p = \sigma \cdot d_p = 1{,}25 \cdot 16{,}9 = 21{,}16\, кН/см.$$

Поперечна сила на ребро

$$Q_p = q_p \cdot h_p = 21{,}16 \cdot 13 = 275 кН.$$

Згинальний момент на ребро

$$M_p = \frac{q_p \cdot h_p^2}{2} = \frac{21{,}16 \cdot 13^2}{2} = 1788 кН/см.$$

Площа перерізу ребра

$A_p = t_p \cdot h_p = 1{,}2 \cdot 13 = 15{,}6$ см^2.

Момент опору ребра

$$W_p = \frac{t_p \cdot l_p^2}{6} = \frac{1{,}2 \cdot 38^2}{6} = 289 см^3.$$

Міцність ребра за нормальними напругами перевіряється за формулою (2.65)

$$\sigma = \frac{M_p}{W_p} < R_y \cdot \gamma_c,$$

$$\sigma = \frac{1788}{289} = 6{,}2\, кН/см^2 < 350 \cdot 10^{-1} \cdot 0{,}9 = 31{,}5\ кН/см^2.$$

Міцність ребра за дотичною напругою перевіряється за формулою (2.66)

$$\tau = \frac{Q_p}{A_p} < R_s \cdot \gamma_c,$$

де R_s– те саме, що у формулі (2.41).

R= 0,58· 350 = 203 Н/мм^2,

$$\tau = \frac{275}{15{,}6} = 17{,}6\, кН/см^2 < 203 \cdot 10^{-1} \cdot 0{,}9 = 18{,}3\, кН/см^2.$$

Перевірка міцності ребра на спільне дія згинального моменту та поперечної сили проводиться за формулою

$$\sigma = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} < 1{,}15 \cdot R_y \cdot \gamma_c,$$

де σ- те саме, що і у формулі (2.65);

τ - те саме, що і у формулі (2.66).

$$\sigma = \sqrt{6{,}2^2 + 3 \cdot 17{,}6^2} = 31{,}2\ кН/см^2 < 1{,}15 \cdot 350 \cdot 10^{-1} \cdot 0{,}9 = 36{,}2\ кН/см^2.$$

Фланець верхнього та нижнього пояса показаний на рисунку 2.18.

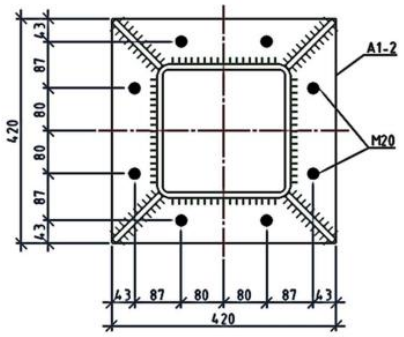


Рисунок 2.18 - Фланець верхнього та нижнього пояса арки

2.6.5 Розрахунок вузла з'єднання розкосів

Визначення товщини фланця.

Приймаємо висоту та ширину фланця b=320 мм виходячи із забезпечення умови симетрії та мінімальних відстаней до краю та між болтами.

Максимальна напруга у фланці визначається за формулою (2.61)

$$\sigma = \frac{586}{1024} = 0{,}57\ кН/см^2$$

Схема фланця розкосу представлена рисунку 2.23.

Визначимо згинальні моменти на розрахункових ділянках фланця:

Ділянка 1, оперта по 4 сторонам; відношення сторін b/a=150/150=1, отже, a_1 = 0,048 та момент у центрі фланця визначається за формулою (2.62)

M_1= 0,048· 0,57·15^2 = 6,2 кН· см.

Ділянка 2, оперта на 3 сторони; відношення закріпленої сторони до вільної 85/320 = 0,27 <0,5, тому момент визначаємо, як для консольної ділянки з вильотом консолі 85 мм за формулою (2.63)

$$M_2 = \frac{0{,}57 \cdot 8{,}5^2}{2} = 20{,}7\ кН \cdot см.$$

Товщину фланця знаходимо за максимальним моментом за формулою (2.64)

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot 20{,}7 \cdot 10}{340 \cdot 0{,}9}} = 2\,см.$$

Відповідно до норм приймаємо товщину смуги фланця поясів t=2 см.

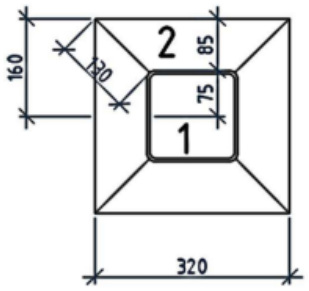


Рисунок 2.19 – Схема фланця розкосу

Розрахунок ребра жорсткості фланця.

Фланцеві з'єднання із гнутозварних профілів прямокутного або квадратного перерізу виконують суцільними з ребрами жорсткості, які розташовуються вздовж кутів профілю.

При проектуванні фланцевого з'єднання товщина його ребер повинна бути не більше 1,2 товщини елементів пояса або розкосу арки. Ширина ребер жорсткості залежить від габаритів профілю та фланця, а довжина повинна бути не менше 1,5 висоти меншого габариту (сторони) профілю та не менше 200 мм. Приймаємо ширину h_p = 130 мм, довжину l_p = 230 мм та товщину t_p = 6 мм.

Навантаження на ребро збирається з вантажної площі

$$A = 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot (a+b) \cdot h = 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot (16+7{,}5) \cdot 8{,}5 = 200\,см^2.$$

Умовна ширина вантажної площі ребра

$$d_p = \sqrt{A} = \sqrt{200} = 14{,}1\,см.$$

Навантаження на ребро

$$M_p = \frac{q_p \cdot h_p^2}{2} = \frac{8{,}1 \cdot 13^2}{2} = 683{,}4\,кН/см.$$

Поперечна сила на ребро

$$Q_p = q_p \cdot h_p = 18{,}1 \cdot 13 = 105\,кН.$$

Згинальний момент на ребро

$$M_p = \frac{q_p \cdot h_p^2}{2} = \frac{8{,}1 \cdot 13^2}{2} = 683{,}4\,кН/см.$$

Площа перерізу ребра

$$A_p = t_p \cdot h_p = 0{,}6 \cdot 13 = 7{,}8\,см^2.$$

Момент опору ребра

$$W_p = \frac{t_p \cdot l_p^2}{6} = \frac{0{,}6 \cdot 23^2}{6} = 53\,см^3.$$

Міцність ребра за нормальними напругами перевіряється за формулою (2.65)

$$\sigma = \frac{683{,}4}{53} = 12{,}9\,кН/см^2 < 340 \cdot 10^{-1} \cdot 0{,}9 = 30{,}6\ \ кН/см^2.$$

Міцність ребра за дотичною напругою перевіряється за формулою (2.66)

$$\tau = \frac{105}{7{,}8} = 13{,}5\,кН/см^2 < 197 \cdot 10^{-1} \cdot 0{,}9 = 17{,}7\,кН/см^2.$$

Перевірка міцності ребра на спільне дія згинального моменту та поперечної сили проводиться за формулою (2.67)

$$\sigma = \sqrt{30{,}6^2 + 3 \cdot 13{,}5^2} = 26{,}7\,кН/см^2 < 1{,}15 \cdot 340 \cdot 10^{-1} \cdot 0{,}9 = 35{,}2\,кН/см^2.$$

Фланець розкосу показаний рисунку 2.20.

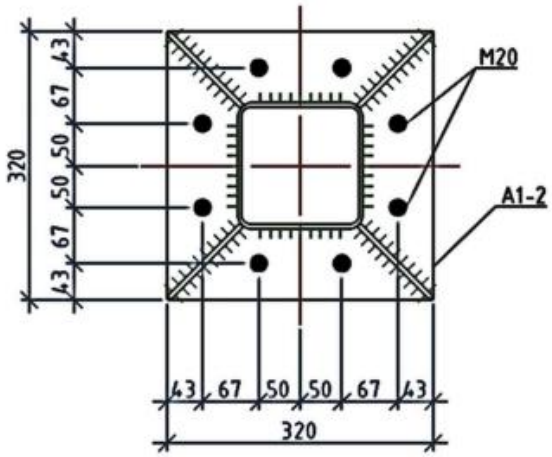


Рисунок 2.20 - Фланець розкосу арки

2.6.6 Розрахунок вузла з'єднання затяжки

Висоту фасонки, що з'єднує затяжку з аркою, визначимо за формулою.

$h_ф = D_{проф} + 2 \cdot a$, (2.68)

де $D_{проф}$- висота сторони профілю затяжки, см;

а- відстань необхідна для накладання зварних швів, див.

$h_ф = 18 + 4 = 22$ см.

Необхідна площа фасонки сполучну затягування з аркою виражаємо з формули (2.31) та отримуємо формулу

$$A_{ф} = \frac{N}{R_y \cdot \gamma_c},$$

де N- Розрахункове зусилля в затяжці, кН;

R_y- те саме, що і у формулі (2.12);

γ_c– те саме, що у формулі (2.12).

$$A_{ф} = \frac{1227 \cdot 10}{350 \cdot 0{,}9} = 39\ см^2$$

Товщина фасонки визначається за формулою

$$t_{ф} = \frac{A_{ф}}{h_{ф}},$$

$$t_{ф} = \frac{39}{22} = 1{,}77\ см.$$

Відповідно до норм приймаємо товщину смуги $t_ф$=18 мм.

Для з'єднання елементів затягування приймаємо 2 болта М48 класу точності В.

Товщина фасонки, що з'єднує відправні елементи затяжки з умови зминання болтами, виражається з формули (2.59) і визначається за формулою

$$t = \frac{N}{n \cdot d_b \cdot R_{bp} \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c},$$

де N– те саме, що у формулі (2.69);

R_{bp} – те саме, що у формулі (2.59);

d_b – те саме, що у формулі (2.59);

γ_b – те саме, що й у формулі (2.58);

γ_c – те саме, що у формулі (2.58).

$$t = \frac{1227 \cdot 10^3}{2 \cdot 48 \cdot 765 \cdot 1 \cdot 0{,}9} = 18{,}6\ мм.$$

Згідно норм приймаємо товщину смуги t = 20 мм.

Зварювання проводимо електродами Е50 зварювальним дротом СВ-10НМА під флюсом АН-47, R_{wf} = 215 Н/мм^2

R_{wz}= 0,45· R_{un}= 0,45 · 490 = 221 Н/мм^2.

Довжина двосторонніх нахльосткових флангових кутових швів, що кріплять фасонку до затягування на зусилля N/4, визначається за металом шва і межі сплавлення відповідно за формулами:

$$l_w = \frac{N}{\beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} + 10,$$

$$l_w = \frac{N}{\beta_z \cdot k_f \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c} + 10,$$

де N– те саме, що у формулі (2.69);

β_f,β_z - коефіцієнти, що враховують глибину проплавлення шва та межі сплавлення залежно та умовами зварювання;

k_f- те саме, що і у формулі (2.50);

R_{wf} - розрахунковий опір металу шва;

R_{wz}- розрахунковий опір зони сплавлення;

γ_{wz} ,γ_{wf} -коефіцієнти умов роботи шва

$$l_w = \frac{307 \cdot 10^3}{0{,}9 \cdot 7 \cdot 215 \cdot 1 \cdot 0{,}9} + 10 = 260\ мм,$$

$$l_w = \frac{307 \cdot 10^3}{1{,}05 \cdot 7 \cdot 221 \cdot 0{,}85 \cdot 0{,}9} + 10 = 257\ мм.$$

Приймаємо найбільшу довжину шва 260 мм.

Довжина односторонніх нахльосткових флангових кутових швів, що кріплять фасонку до арки на зусилля N/2, визначається по металу шва і межі сплавлення відповідно за формулами (2.72) та (2.73)

$$l_w = \frac{614 \cdot 10^3}{0{,}9 \cdot 16 \cdot 215 \cdot 1 \cdot 0{,}9} + 10 = 230\ мм,$$

$$l_w = \frac{614 \cdot 10^3}{1{,}05 \cdot 16 \cdot 221 \cdot 0{,}85 \cdot 0{,}9} + 10 = 226\ мм.$$

Приймаємо найбільшу довжину шва 230 мм.

Вузли сполучення елементів затяжки та з'єднання затяжки з аркою показані на рисунках 2.21, 2.22.

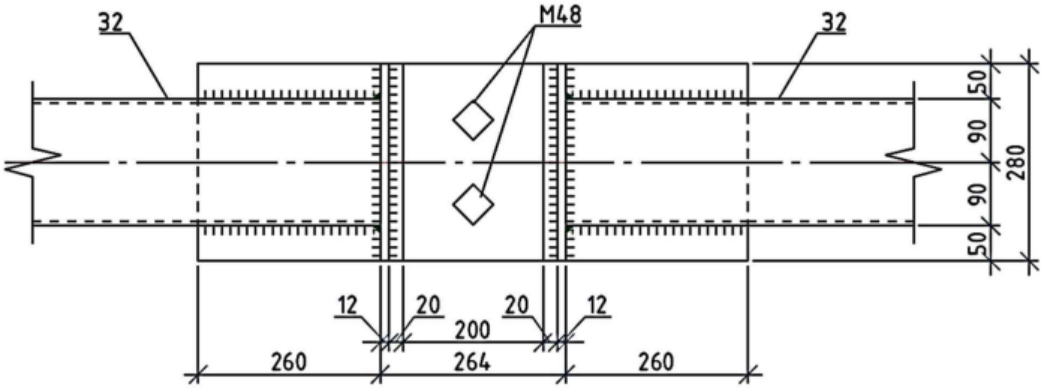


Рисунок 2.21– Вузол з'єднання затяжки між собою

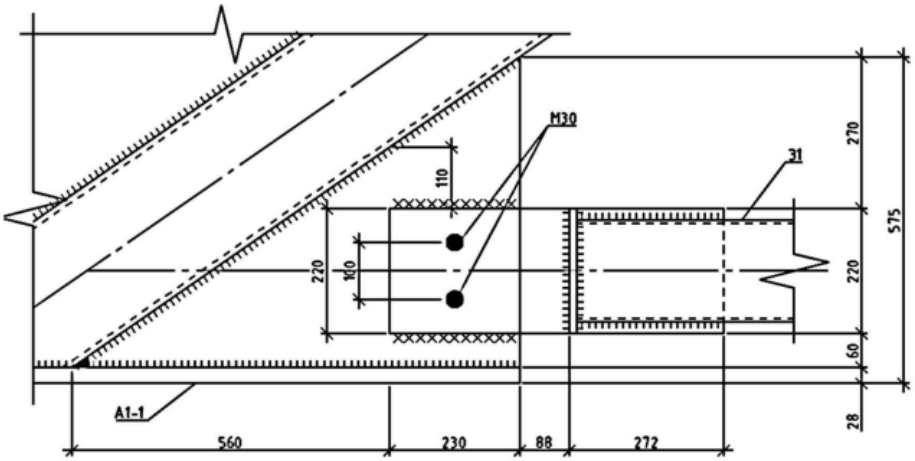


Рисунок 2.22 – Вузол з'єднання затяжки з аркою

2.6.7 Розрахунок безфасонкових вузлів решітки шпренгельного прогону

Несуча здатність верхнього пояса прогону на продавлювання в К-подібних вузлах визначається за формулою (2.44)

$$104 \cdot 10^3 \cdot \frac{(0{,}4 + 1{,}8 \cdot 10/104) \cdot 25 \cdot 0{,}883}{0{,}9 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 340 \cdot 7^2 \cdot (104 + 10 + \sqrt{2 \cdot 140 \cdot 25})} = 0{,}44 \le 1.$$

Несуча здатність розкосу поблизу примикання до пояса К-подібних вузлах визначається за формулою (2.48)

$$\frac{104 \cdot 10^3 \cdot (1{,}4 + 0.018 \cdot 140/6) \cdot 0{,}866}{0.9 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 340 \cdot 10{,}21 \cdot 100} = 0{,}51 < 1.$$

Несуча здатність бічний стінки в площині вузла в місці примикання стиснутого елемента виконується d/D=90/140=0,64<0,85.

Міцність зварних швів, що прикріплюють розкіс до пояса в К-подібних вузлах, перевіряється за формулою (2.50)

$$104 \cdot 10^3 \cdot \frac{(1{,}06 + 0{,}014 \cdot 140/7) \cdot 0{,}866}{1{,}1 \cdot 4 \cdot 0{,}9 \cdot 240 \cdot (2 \cdot 90/0{,}866 + 90)} = 0{,}43 \le 1.$$

Вузол примикання розкосу до пояса показаний рисунку 2.23.

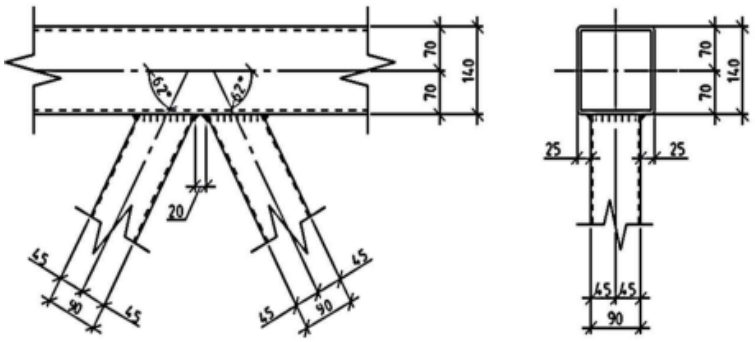


Рисунок 2.23 – Вузол примикання розкосу до пояса

2.6.8 Розрахунок вузла кріплення прогонів до арки

Кількість болтів у поєднанні з умови на зріз визначається за формулою (2.58)

$$n = \frac{N}{n_s \cdot A_b \cdot R_{bs} \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c} = \frac{512 \cdot 10}{1 \cdot 7{,}06 \cdot 416 \cdot 1 \cdot 0{,}9} = 1{,}9 \; шт.$$

Кількість болтів у поєднанні з умови на зминання визначається за формулою (2.59)

$$n = \frac{512 \cdot 10^3}{30 \cdot 14 \cdot 765 \cdot 1 \cdot 0{,}9} = 1{,}8 \; шт.$$

Приймаємо 2 болти М30 класу точності А та класу міцності 10.9.

Відповідно до норм приймаємо товщину фасонки з умови зминання болтами $t_ф$=14 мм. Висоту фасонки приймаємо $h_ф$=200 мм та довжину l=160 мм виходячи із забезпечення умови симетрії та мінімальних відстаней до краю та між болтами.

Площа перерізу фасонки ослабленою болтами визначається за формулою

$А_{посл} = t_ф \cdot (h_Ф - 2 \cdot d_{отв})$, (2.74)

де $d_{отв}$- діаметр отвору під болти.

$А_{посл} = 1{,}4 \cdot (20 - 2 \cdot 3) = 19{,}6$ см^2.

Перевіримо міцність фасонки за перерізом, ослабленим болтами за формулою (2.31)

$$\alpha = \frac{512 \cdot 10}{19{,}6 \cdot 350 \cdot 1{,}1} = 0{,}68 < 1.$$

Зварювання проводимо електродами Е50 зварювальним дротом СВ-10НМА під флюсом АН-47, R_{wf} = 215 Н/мм^2

R_{wz}= 0,45· R_{un}= 0,45 · 490 = 221 Н/мм^2.

Виражаємо з формули (2.72) та (2.73) катет кутового шва кріплення фасонки прогону до арки отримуємо

$$k_f = \frac{N}{\beta_f \cdot 2 \cdot l_w \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c},$$

$$k_f = \frac{N}{\beta_z \cdot 2 \cdot l_w \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c},$$

де β_f ,β_z те саме, що й у формулах (2.72) та (2.73);

l_w– те саме, що й у формулах (2.72) та (2.73);

R_{wf} те саме, що й у формулах (2.72) та (2.73);

R_{wz}- те саме, що й у формулах (2.72) та (2.73);

γ_{wz} ,γ_{wf} те саме, що й у формулах (2.72) та (2.73);

$$k_f = \frac{512 \cdot 10^3}{1{,}1 \cdot 2 \cdot 170 \cdot 215 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0{,}9} = 7{,}1 \text{ мм},$$

$$k_f = \frac{512 \cdot 10^3}{1{,}9 \cdot 2 \cdot 170 \cdot 221 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0{,}9} = 6{,}6 \text{ мм}.$$

Приймаємо катет шва 8 мм.

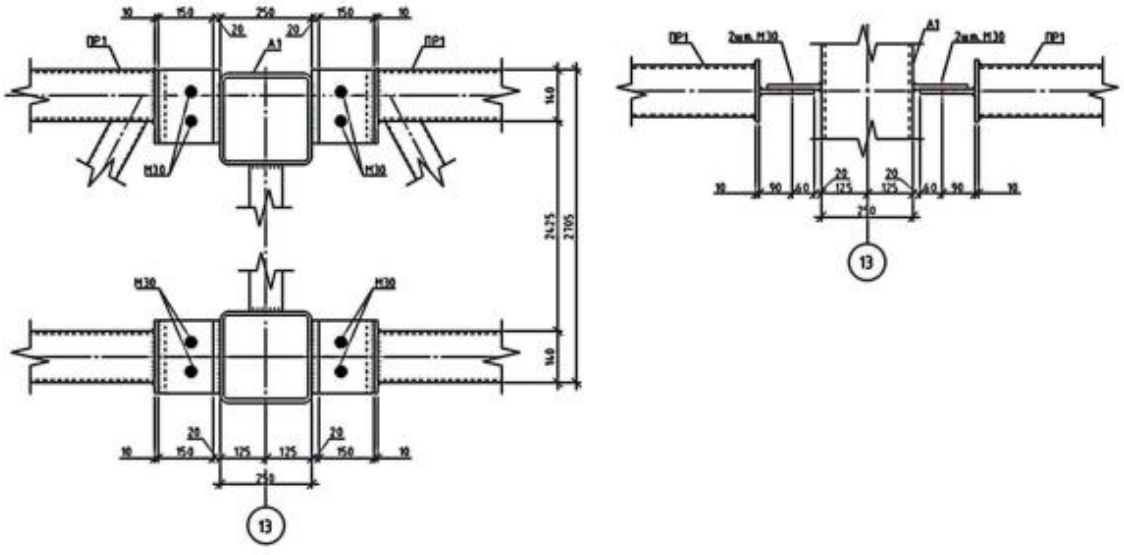


Рисунок 2.24 - Вузол кріплення прогону до арки

2.6.9 Розрахунок та конструювання бази колони під арку

Визначення розмірів опорної плити у плані.

Призначаємо для фундаменту бетон класу В20 з Rb = 11,5 МПа та b =1,2. Конструктивно призначаємо ширину опорної плити за формулою

$B= b_f+ 2c\ t_r+ 2\cdot c$, (2.77)

де b_f- Ширина полиці колони, мм;

t_r- товщина траверси, мм;

с- виліт консолі плити, мм.

B= 300+ 2 ·14 + 2 · 60 = 448 мм.

Приймаємо ширину опорної плити B= 450 мм. Довжина опорної плити визначається за формулою (2.78)

$$L=\frac{N}{2\cdot B\cdot R_{b.loc}}+\sqrt{\left(\frac{N}{2\cdot B\cdot R_{b.loc}}\right)^2+\frac{6\cdot M}{B\cdot R_{b.loc}}},$$

де N- розрахункова реакція колони на рівні обрізу фундаменту, кН;

М- розрахунковий момент на рівні обрізу фундаменту, кН * м;

В- ширина опорної плити, мм;

R_{blok}- розрахунковий опір бетону зминання, визначається по $R_{blok}=\varphi_b\cdot R_b$, (2.79)

Де φ_b- коефіцієнт, що залежить від відношення площі фундаменту до площі прикладання навантаження, що приймається не менше 1 і не більше 2,5;

R_b- Ррозрахунковий опір бетону стиску, МПа.

$R_{blok}=\varphi b\cdot Rb$ =1,2 ·11,5 =13,8 МПа.

$$L=\frac{2938\cdot10^3}{2\cdot450\cdot13{,}8}+\sqrt{\left(\frac{2938\cdot10^3}{2\cdot450\cdot13{,}8}\right)^2+\frac{6\cdot249\cdot10^6}{450\cdot13{,}8}}=780\,мм.$$

Приймаємо опорну плиту розмірами BxL = 450x780 мм. Розміри верхнього обрізу фундаменту встановлюємо 600x1200 враховуючи розміщення анкерних болтів та кратність обрізу фундаменту 300 мм.

Площа плити

$A_{пл}$ = BL = 45· 78 = 3510см^2.

Момент опору плити

$$W_{пл} = \frac{BL^2}{6} = \frac{45 \cdot 78^2}{6} = 4{,}6 \cdot 10^3 \ см^3.$$

Визначення товщини опорної плити.

Крайові напруги в бетоні фундаменту під опорний плитою визначаються за формулами (2.80) (2.81)

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A_{пл}} + \frac{M}{W_{пл}} \le R_{blok},$$

$$\sigma_{\min} = -\frac{N}{A_{пл}} + \frac{M}{W_{пл}} \le R_{blok},$$

де N– те саме, що у формулі (2.78);

M– те саме, що у формулі (2.78);

R_{blok}– те саме, що у формулі (.78).

$$\sigma_{\max} = -\frac{2938}{3510} - \frac{249 \cdot 100}{45630} = -1{,}38 \ кН/см^2 = R_{blok} = 1{,}38 \ кН/см^2,$$

$$\sigma_{\min} = -\frac{2938}{3510} + \frac{249 \cdot 100}{45630} = -0{,}29 \ кН/см^2 < R_{blok} = 1{,}38 \ кН/см^2.$$

Визначимо згинальні моменти на розрахункових ділянках плити:

Ділянка 1, консольний звіс = 61 мм, і максимальний момент визначається за формулою (2.63)

$$M_1 = \frac{1{,}38 \cdot 6{,}1^2}{2} = 27{,}4 \ кН \cdot см$$

Ділянка 2, Плита, оперта на 3 сторони; відношення закріпленої сторони плити до вільної 91/300 = 0,3 <0,5, тому момент визначаємо, як для консольної ділянки з вильотом консолі 91 мм за формулою (2.63)

$$M_2 = \frac{1{,}38 \cdot 9{,}1^2}{2} = 57{,}3 \ кН \cdot см.$$

Ділянка 3, Плита, оперта на 4 сторони; відношення довгої сторони до більш короткої b/a = 548/141 = 3,9>2; момент підраховуємо за формулою (2.82)

$$M_3 = 0{,}125 \cdot \sigma_{\max} \cdot a^2,$$

де α_{max} те саме, що і у формулі (2.81);

α-коротка сторона ділянки, см.

M= 0,125·1,22·14,1^2 = 30,3 кН · см^2.

Товщину опорної плити знаходимо за формулою (2.64)

$$t_{пл} = \sqrt{\frac{6 \cdot 57,3}{340 \cdot 10^{-1} \cdot 1,2}} = 2,9\,см.$$

Згідно норм приймаємо товщину плити $t_{пл}$ = 3 см.

Розрахунок траверси.

Розрахунковою схемою траверси є двоконсольна балка, шарнірно оперта на полиці колони.

Фактична стискаюча напруга під опорною плитою (реактивний момент) визначається за формулою (2.83)

$$q_{tr} = \frac{\sigma_{\max} \cdot B}{2},$$

де В– те саме, що у формулі (2.79);

σ_{max} те саме, що й у формулі (2.81).

$$q_{tr} = \frac{1,38 \cdot 45}{2} = 31\,кН/см.$$

Спочатку визначимо висоту траверси з умови розміщення 2-х зварних швів, необхідних її кріплення до полиць колони.

Катет швів, що кріплять траверсу до полиць колони, приймаємо k_f = 16 мм.

Так як

$$\frac{\beta_f \cdot R_{wf}}{\beta_z \cdot R_{wz}} = \frac{0,9 \cdot 215}{1,05 \cdot 166,5} = 1,11 > 1,$$

то розрахунок ведемо по металу на межі сплавлення за формулою (2.84)

$$h_{tr} = \left(\frac{q_{tr} \cdot L}{4 \cdot \beta_z \cdot k_f \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c} \right) + 1,$$

де q_{tr}- те саме, що і у формулі (2.84);

L– те саме, що у формулі (2.79);

β_z- те саме, що і у формулі (2.73);

R_{wz}- те саме, що і у формулі (2.73);

γ_{wz} те саме, що і у формулі (2.73);

$$h_{tr} = \left(\frac{31 \cdot 78}{2 \cdot 1,05 \cdot 1,6 \cdot 166,5 \cdot 10^{-1} \cdot 1} \right) + 1 = 44,2\,см.$$

Приймаємо висоту траверси h_{tr} = 44 см і перевіряємо її міцність на вигин і зріз, як міцність однопрогонової балки з консолями, що спираються на полиці колони.

Знайдемо розрахункові зусилля в траверсі в перерізах 1 та 2:

$$M_{tr1} = \frac{31 \cdot 54{,}8^2}{8} - \frac{31 \cdot 9{,}1^2}{2} = 10348 \ кН \cdot см ,$$

$$M_{tr2} = \frac{31 \cdot 9{,}1^2}{2} = 1282 \ кН \cdot см ,$$

$$Q_{tr2} = 31 \cdot 9{,}1 = 282 \ кН .$$

Геометричні характеристики перерізу траверси:

A_{tr}= 44 ·1,4 = 61,6 см^2,

$$W_{tr} = \frac{1{,}4 \cdot 44^2}{6} = 452 \ см^3 .$$

Перевірка міцності траверси в перерізі 1-1 по нормальним напруженням виконується за формулою (2.65)

$$\sigma = \frac{10348}{452} = 22{,}9 \ кН/см^2 < 24 \ кН/см^2 .$$

Нормальні напруги в траверсі переріз 2-2

$$\sigma = \frac{1282}{452} = 2{,}84 \ кН/см^2 .$$

Дотичні напруження в траверсі в переріз 2-2

$$\tau = \frac{282}{61{,}6} = 4{,}57 \ кН/см^2 .$$

Перевірка міцності траверси в перерізі 2-2 на спільну дію згинального моменту та поперечної сили проводиться за формулою (2.67)

$$\sigma = \sqrt{2{,}84^2 + 3 \cdot 4{,}57^2} = 8{,}4 \ кН/см^2 < 1{,}15 \cdot 240 \cdot 10^{-1} \cdot 1 = 27{,}6 \ кН/см^2$$

Визначимо катет швів, що прикріплює траверсу до плити за формулою (2.85)

$$k_f = \left(\frac{q_{tr} \cdot L}{\beta_z \cdot l_w \cdot R_{wz} \cdot \gamma_c} \right),$$

де q_{tr}- те саме, що і у формулі (2.84);

L– те саме, що у формулі (2.79);

β_z- те саме, що і у формулі (2.73);

l_w-те саме, що і у формулі (2.73);

R_{wz}- те саме, що і у формулі (2.73).

$$k_f = \frac{31 \cdot 78}{1{,}05 \cdot 70 \cdot 166{,}5} = 1{,}58\ см\ .$$

Приймаємо k_f = 16 мм.

Розрахунок анкерних болтів.

Для розрахунку анкерних болтів у нижньому перерізі колони складають додаткову комбінацію зусиль, здатних створити розтяг у фундаментних болтах.

Крайові напруги в бетоні фундаменту при анкерній комбінації зусиль визначаються за формулами (2.86) (2.87)

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{\min}}{A_{пл}} + \frac{M_s}{W_{пл}},$$

$$\sigma_{\min} = -\frac{N_{\min}}{A_{пл}} + \frac{M_s}{W_{пл}},$$

де N_{min}- мінімальне розрахункове значення поздовжньої сили на обрізі фундаменту, кН;

M_s- відповідний максимальний момент, кН * м;

$$\sigma_{\max} = -\frac{733}{3510} - \frac{23 \cdot 100}{45630} = -0{,}259\ кН/см^2,$$

$$\sigma_{\min} = -\frac{733}{3510} + \frac{23 \cdot 100}{45630} = -0{,}158\ кН/см^2.$$

Як бачимо, відбувається лише стиск, тому приймаємо конструктивно по 2 анкерних болта М24 з кожного боку.

База колони під арку показано рисунку 2.25.

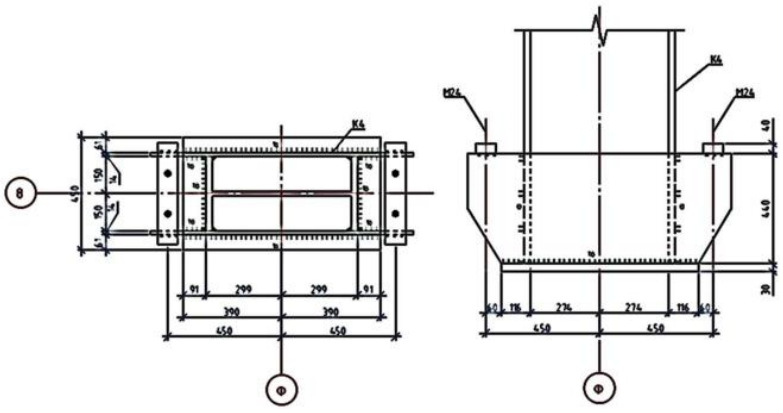


Рисунок 2.25 – База колони під арку

2.6.10 Розрахунок та конструювання бази колони під балочну клітину

Визначення розмірів опорної плити у плані.

Призначаємо для фундаменту бетон класу В20 з Rb = 11,5 МПа та b =1,2. Конструктивно призначаємо ширину опорної плити за формулою (2.77)

B= 300+ 2 ·14 + 2 · 60 = 448 мм.

Приймаємо ширину опорної плити = 450 мм.

Довжина опорної плити визначається за формулою (2.78)

$$L = \frac{1237 \cdot 10^3}{2 \cdot 450 \cdot 13{,}8} + \sqrt{\left(\frac{1237 \cdot 10^3}{2 \cdot 450 \cdot 13{,}8}\right)^2 + \frac{6 \cdot 99 \cdot 10^6}{450 \cdot 13{,}8}} = 426\ мм\ .$$

Приймаємо опорну плиту розмірами BxL = 450x480 мм. Розміри верхнього обрізу фундаменту встановлюємо 600x900 враховуючи розміщення анкерних болтів та кратність обрізу фундаменту 300 мм.

Площа плити

$A_{пл}$= BL = 45· 48 = 2160см^2.

Момент опору плити

$$W_{пл} = \frac{BL^2}{6} = \frac{45 \cdot 48^2}{6} = 17280 см^3\ .$$

Визначення товщини опорної плити.

Крайові напруги в бетоні фундаменту під опорний плитою визначаються за формулами (2.80) та (2.81)

$$\sigma_{\max} = -\frac{1237}{2160} - \frac{99 \cdot 100}{17280} = -1{,}15\ кН/см^2 < R_{blok} = 1{,}38\ кН/см^2\ ,$$

$$\sigma_{\min} = -\frac{1273}{2160} + \frac{99 \cdot 100}{17280} = 0\ кН/см^2\ .$$

Визначимо згинальні моменти на розрахункових ділянках плити:

Ділянка 1, консольний звіс c = 61 мм, і максимальний момент визначається за формулою (2.63)

$$M_1 = \frac{1{,}15 \cdot 6{,}1^2}{2} = 20{,}6\ кН \cdot см\ .$$

Ділянка 2, Плита, оперта на 3 сторони; відношення закріпленої сторони плити до вільної 45/300 = 0,15 <0,5, тому момент визначаємо, як для консольної ділянки з вильотом консолі 45 мм за формулою (2.63)

$$M_2 = \frac{1{,}15 \cdot 4{,}5^2}{2} = 11{,}6\ кН \cdot см.$$

Ділянка 3, Плита, оперта на 4 сторони; відношення довгої сторони до більш короткої b/a = 358/145 = 2,46>2; момент підраховуємо за формулою (2.82)

M =0,125 ·1·14,5^2 = 26,3 кН см^2.

Товщину опорної плити знаходимо за формулою (2.64)

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot 26{,}3}{340 \cdot 10^{-1} \cdot 1{,}2}} = 1{,}97\ см.$$

Згідно норм приймаємо товщину плити $t_{пл}$ = 2 см.

Розрахунок траверси.

Розрахунковою схемою траверси є двоконсольна балка, шарнірнооперта на полиці колони.

Фактична стискаюча напруга під опорною плитою (реактивний момент) визначається за формулою (2.83)

$$q_{tr} = \frac{1{,}15 \cdot 45}{2} = 25{,}7\ кН / см.$$

Спочатку визначимо висоту траверси з умови розміщення 2-х зварних швів, необхідних її кріплення до полиць колони.

Катети швів, що кріплять траверсу до полиць колони, приймаємо k_f = 14 мм.

Так як

$$\frac{\beta_f \cdot R_{wf}}{\beta_z \cdot R_{wz}} = \frac{0{,}9 \cdot 215}{1{,}05 \cdot 166{,}5} = 1{,}11 > 1,$$

,то розрахунок ведемо по металу межі сплавлення за формулою (2.84)

$$h_{tr} = \left(\frac{25{,}7 \cdot 48}{1 \cdot 1{,}05 \cdot 1{,}4 \cdot 166{,}5 \cdot 10^{-1} \cdot 1} \right) + 1 = 26{,}2\ см.$$

Приймаємо висоту траверси h_{tr} = 280 мм і перевіряємо її міцність на вигин та зріз, як міцність однопрогонової балки з консолями, що спираються на полиці колони.

Знайдемо розрахункові зусилля в траверсі у перерізах 1 та 2:

$$M_{tr1} = \frac{25{,}7 \cdot 35{,}8^2}{8} - \frac{25{,}7 \cdot 4{,}5^2}{2} = 3851\ кН \cdot см,$$

$$M_{tr2} = \frac{25,7 \cdot 4,5^2}{2} = 260\ кН \cdot см\ ,$$

$Q_{tr2} = 25,7 \cdot 4,5 = 115$ кН.

Геометричні характеристики перерізу траверси:

$A_{tr} = 28 \cdot 1,4 = 39,2$ см^2,

$$W_{tr} = \frac{1,4 \cdot 28^2}{6} = 183\ см^3\ .$$

Перевірка міцності траверси в перерізі 1-1 по нормальним напруженням виконується за формулою (2.65)

$$\sigma = \frac{3851}{183} = 21\, кН/см^2 < 24\ кН/см^2\ .$$

Нормальна напруга в траверсі переріз 2-2

$$\sigma = \frac{260}{452} = 0,6\, кН/см^2\ .$$

Дотичні напруги в траверсі в переріз 2-2

$$\tau = \frac{115}{39,2} = 2,9\ кН/см^2\ .$$

Перевірка міцності траверси в перерізі 2-2 на спільну дію згинального моменту та поперечної сили проводиться за формулою (2.67)

$$\sigma = \sqrt{0,6^2 + 3 \cdot 2,9^2} = 5,1\, кН/см^2 < 1,15 \cdot 240 \cdot 10^{-1} \cdot 1 = 27,6\, кН/см^2\ .$$

Визначимо катет швів, що прикріплює траверсу до плити за формулою (2.85)

$$k_f = \frac{25,7 \cdot 48}{1,05 \cdot 54 \cdot 166,5} = 1,3\ см\ .$$

Приймаємо $k_f = 14$ мм.

Розрахунок анкерних болтів.

Для розрахунку анкерних болтів у нижньому перерізі колони становлять додаткову комбінацію зусиль, здатних створити розтяг у фундаментних болтах.

Крайові напруги в бетоні фундаменту при анкерній комбінації зусиль визначаються за формулами (2.86) та (2.87)

$$\sigma_{max} = -\frac{443}{2160} - \frac{26 \cdot 100}{17280} = -0,356\ кН/см^2\ ,$$

$$\sigma_{min} = -\frac{443}{2160} + \frac{26 \cdot 100}{17280} = -0,055\ кН/см^2\ .$$

Як бачимо, відбувається лише стиск, тому приймаємо конструктивно по 2 анкерних болта М24 з кожного боку.

База колони під балочну клітину показано рисунку 2.26.

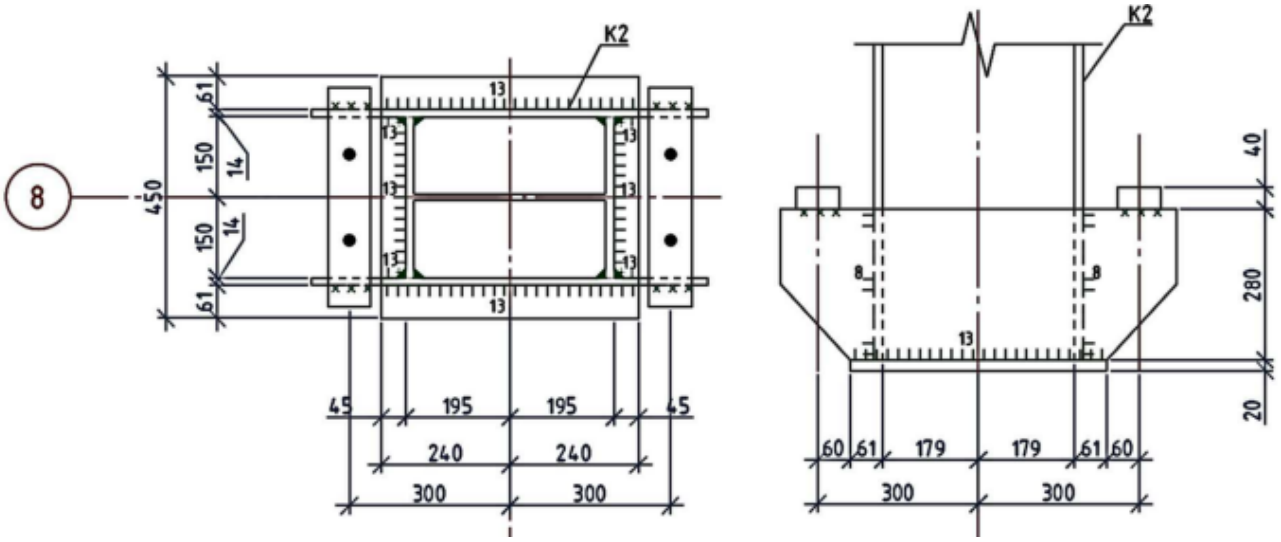


Рисунок 2.26 – База колони під балочну клітину

2.6.11 Вузол сполучення головної балки з колоною

Необхідна площа опорного ребра визначається за формулою (2.88)

$$A_{or} = \frac{R_a}{R_p},$$

де R_a- опорна реакція балки, кН;

R_p- розрахунковий опір зім'яттю торцевої поверхні, Н/мм^2.

$$A_{or} = \frac{191 \cdot 10^3}{361} = 529\,мм^2.$$

Приймемо товщину ребра t_{or}=10 мм і визначимо необхідну ширину за формулою (2.89)

$$b_{or} = \frac{A_{or}}{t_{or}},$$

$$b_{or} = \frac{529}{10} = 53\,мм.$$

Приймаємо b_{or} = 180 мм > 53 мм.

Частину ребра, що виступає нижче пояса, приймаємо1,5· t_{or} = 1,5·10 =15 мм.

Товщина опорного столика визначається за формулою

$t_{ст}= t_1 + t_{or} +10$, (3.90)

де t_1- товщина прокладки, мм;

t_{or}– те саме, що у формулі (2.89);

10 мм – відстань, що враховують нерівномірність установки при монтажі.

$t_{ст}$=10+10+10= 30 мм.

Ширина опорного столика визначається за формулою

$b= b_{or} + 40$, (2.91)

b= 180 + 40 = 220 мм.

Довжину опорного столика визначають з умови розміщення зварних швів, що прикріплюють його до полиці колони. Кожен із двох швів по бокових гранях столика розраховується на 2/3 опорної реакції ферми, чим враховується можлива паралельність торців ферми і столика.

Довжина столика при k_f = 6 мм визначається за формулою (2.92)

$$l_{tw} = \frac{2/3 \cdot R_A}{\beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c \cdot \gamma_{wf}} + 10,$$

де R_A– те саме, що у формулі (2.88);

β_f - те саме, що і у формулі (2.72);

R_{wf} те саме, що і у формулі (2.72);

γ_{wf} те саме, що і у формулі (2.72);

$$l_{tw} = \frac{2/3 \cdot 191 \cdot 10^3}{0{,}8 \cdot 6 \cdot 215 \cdot 1 \cdot 1} + 10 = 133 мм.$$

Приймаємо розміри столика 220х140х30 мм із сталі С245.

Кріплення опорного ребра до полиці колони виконуємо на 4-х болтах нормальної точності (клас точності) діаметром 20 мм (М20). Діаметр отворів під болти 23 мм.

Вузол сполучення головної балки з колоною показаний рисунку 2.27.

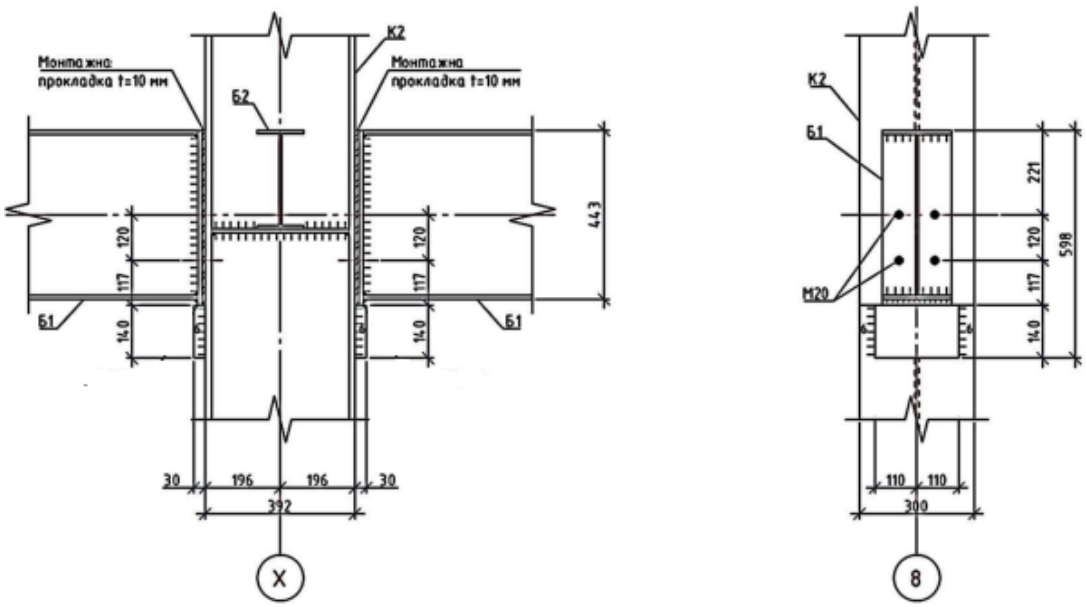


Рисунок 2.27 – З’єднання головної балки з колоною

2.6.12 Вузол сполучення другорядної балки з головною балкою

Для кріплення другорядної балки до ребр жорсткості головної балки приймаємо болти М16 класу точності та класу міцності 5.6.

Кількість болтів у поєднанні з умови на зріз визначається за формулою (2.58)

$$n = \frac{51 \cdot 10}{1 \cdot 2{,}01 \cdot 210 \cdot 1 \cdot 0{,}9} = 1{,}34\, шт.$$

Кількість болтів у поєднанні з умови на зминання визначається за формулою (2.59)

$$n = \frac{51 \cdot 10^3}{16 \cdot 8 \cdot 485 \cdot 1 \cdot 0{,}9} = 0{,}9\, шт.$$

Приймаємо 2 болти.

Розміри планки приймаємо 140х140х8 мм.

Вузол сполучення другорядної балки з головною балкою показаний рисунку 2.28.

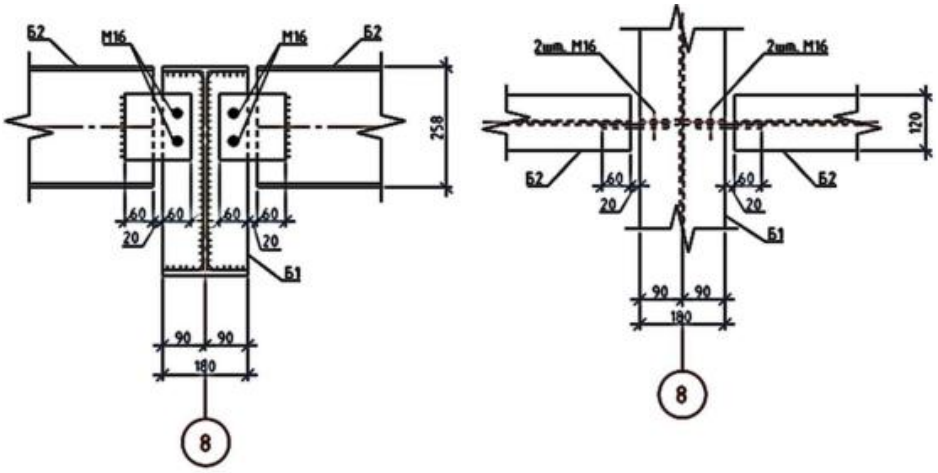


Рисунок 2.28 – З’єднання другорядної балки з головною балкою

2.6.13 Розрахунок вузла обпирання арки

Визначення кількості болтів.

Кількість болтів у поєднанні з умови на зріз визначається за формулою (2.58)

$$n = \frac{530 \cdot 10}{1 \cdot 3{,}14 \cdot 332 \cdot 1 \cdot 0{,}9} = 5{,}6\ шт.$$

Приймаємо 16 болтів М20 класу точності В та класу міцності 8.8. виходячи із забезпечення умови симетрії та мінімальних відстаней до краю та між болтами.

Визначення товщини опорної плити на колоні.

Схема опорної плити на колоні показано рисунку 2.29.

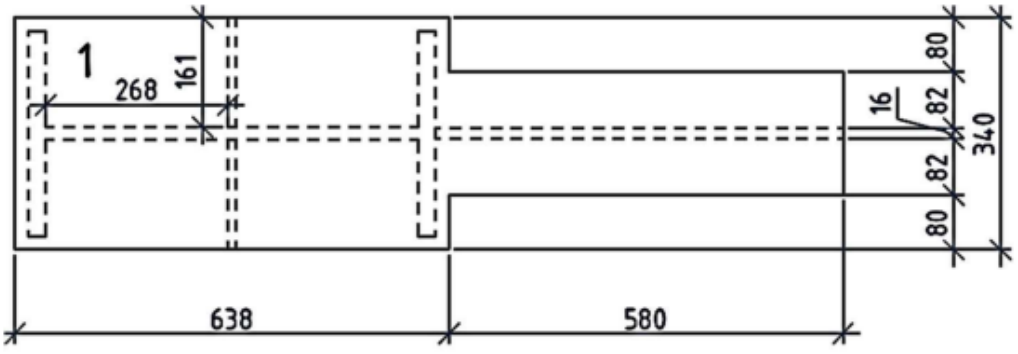


Рисунок 2.29 – Схема опорної плити на колоні

Максимальна напруга у плиті визначається за формулою (2.61)

$$\sigma = \frac{1792}{3215} = 0{,}56\ кН/см^2.$$

Визначимо згинальний момент на ділянці плити:

Ділянка 1, оперта на 3 сторони; ставлення закріпленої сторони до вільної 161/268 = 0,6>0,5, β= 0,074, момент визначаємо за формулою

$M = \beta \cdot \sigma \cdot a^2$, (2.93)

де σ - те саме, що і у формулі (2.61);

а- вільна сторона, см.

$M = 0,074 \cdot 0,56 \cdot 26,8^2 = 29,6$ кН · см.

Товщину плити знаходимо за формулою (3.64)

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot 29,6 \cdot 10}{340 \cdot 1,2}} = 2,09 \, см.$$

Згідно норм приймаємо товщину плити t=2,2 см.

Визначення товщини опорної плити арки.

Сема опорної плити арки показано рисунку 2.30.

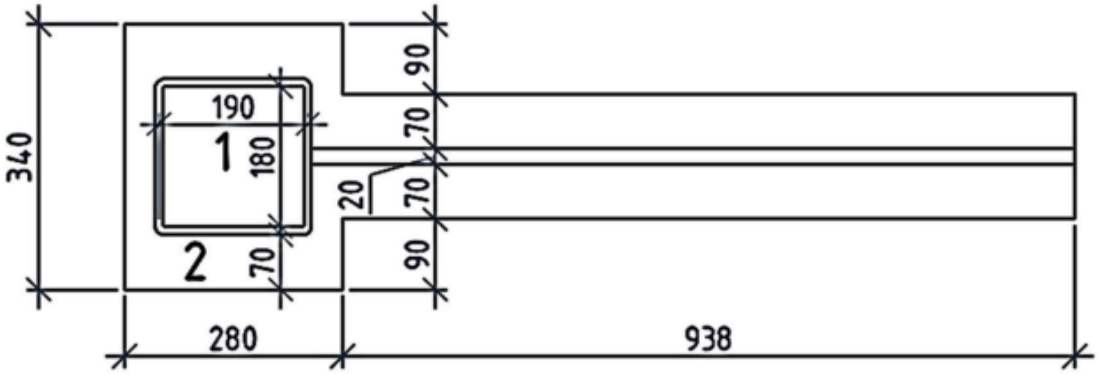


Рисунок 2.30 – Схема опорної плити арки

Максимальна напруга у плиті визначається за формулою (2.61)

$$\sigma = \frac{1792}{2450} = 0,73 \, кН/см^2$$

Визначимо згинальні моменти на ділянках плити:

Ділянка 1, jперта по 4 сторонам; відношення сторін b/a=180/180=1, отже, $a_1 = 0,048$ та момент визначається за формулою (2.62)

$M = 0,048 \cdot 0,73 \cdot 182 = 11,4$ кН · см.

Ділянка 2, консольний звіс = 70 мм, і максимальний момент визначається за формулою (2.63)

$$M_3 = \frac{0,73 \cdot 7^2}{2} = 17,9 \, кН \cdot см.$$

Товщину плити знаходимо за формулою (2.64)

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot 17{,}9 \cdot 10}{340 \cdot 1{,}2}} = 1{,}62\,см.$$

Згідно норм приймаємо товщину плити t=1,8 см.

Розрахунок ребра опорного вузла.

Приймаємо ширину ребра h_p = 600 мм, довжину l_p = 500 мм та товщину t_p= 16 мм.

Навантаження на ребро

$q_p=\sigma \cdot d_p= 0{,}56 \cdot 18=10$кН/см.

Поперечна сила на ребро $Q_p= q_p \cdot h_p=10 \cdot 60= 600$кН.

Згинальний момент на ребро

$$M_p = \frac{q_p \cdot h_p^2}{2} = \frac{10 \cdot 60^2}{2} = 18059{,}3\,кН \cdot см.$$

Площа перерізу ребра

$A_p = t_p \cdot l_p=1{,}6 \cdot 50= 80см^2$.

Момент опору ребра

$$W_p = \frac{t_p \cdot l_p^2}{6} = \frac{1{,}6 \cdot 50^2}{6} = 667\,см^3.$$

Міцність ребра за нормальними напругами перевіряється за формулою (2.65)

$$\sigma = \frac{18059{,}3}{667} = 27{,}1\,кН/см^2 < 350 \cdot 10^{-1} \cdot 0{,}9 = 31{,}5\ кН/см^2.$$

Міцність ребра за дотичною напругою перевіряється за формулою (2.66)

$$\tau = \frac{600}{80} = 7{,}5\,кН/см^2 < 203 \cdot 10^{-1} \cdot 0{,}9 = 18{,}3\,кН/см^2.$$

Перевірка міцності ребра на спільну дію згинального моменту та поперечної сили проводиться за формулою (2.67)

$$\sigma = \sqrt{27{,}1^2 + 3 \cdot 7{,}5^2} = 30{,}1\,кН/см^2 < 1{,}15 \cdot 350 \cdot 10^{-1} \cdot 0{,}9 = 36{,}2\,кН/см^2.$$

Перевіряє міцність зварного шва ребра.

Зварювання проводимо електродами Е50 зварювальним дротом СВ-10НМА під флюсом АН-47, R_{wf} = 215 Н/мм^2

R_{wz} = 0,45 · R_{un}= 0,45 · 490 = 221 Н/мм^2.

Катет швів, що кріплять ребро до стінки колони, приймаємо k_f = 10 мм.

Так як

$$\frac{\beta_f \cdot R_{wf}}{\beta_z \cdot R_{wz}} = \frac{0{,}8 \cdot 215}{1 \cdot 221} = 0{,}78 < 1,$$

то розрахунок ведемо по металу шва за формулою

$$\sqrt{\left(\frac{6 \cdot M_p}{2 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot l_w^2}\right)^2 + \left(\frac{Q_p}{2 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot l_w}\right)^2} \le R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c ,$$

де β_f - те саме, що і у формулі (2.72);

l_w– те саме, що у формулі (2.72);

R_{wf}- те саме, що і у формулі (2.72);

$$\sqrt{\left(\frac{6 \cdot 18059{,}3}{2 \cdot 0{,}8 \cdot 1 \cdot 2 \cdot 49^2}\right)^2 + \left(\frac{600}{2 \cdot 0{,}8 \cdot 1 \cdot 2 \cdot 49}\right)^2} = 10\ кН/см^2 < 19{,}4\ кН/см^2 .$$

Опорний вузол арки показаний рисунку 2.31.

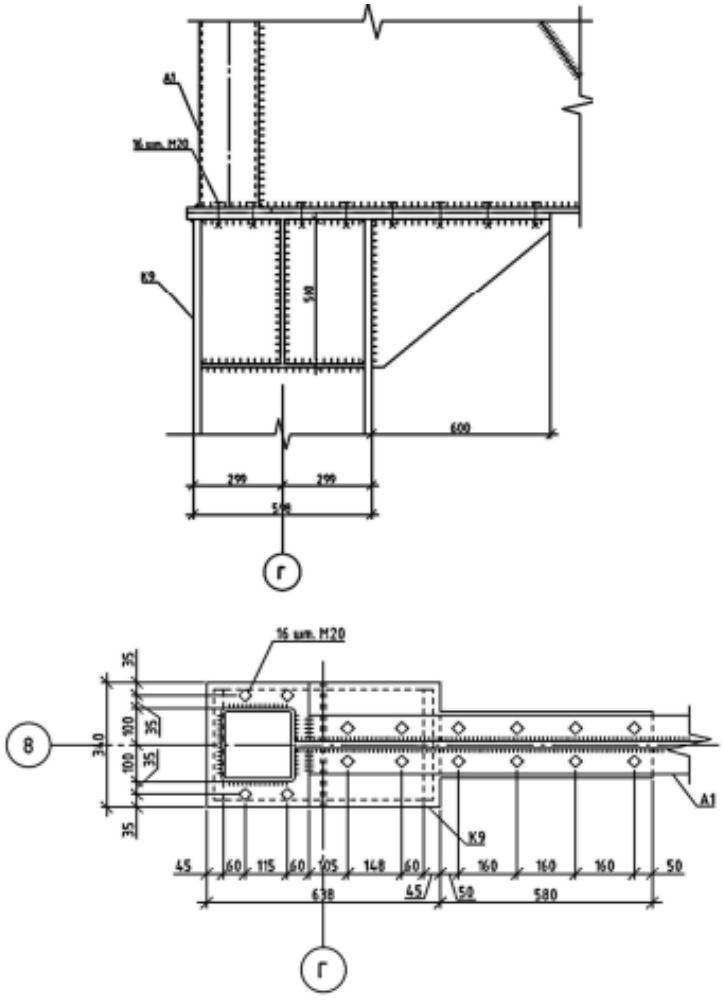


Рисунок 2.31 – Опорний вузол арки

2.6.14 Аналіз розрахункової схеми та напружено-деформівного стану арки при монтажі

Розрахункова схема арки при монтажі та розрахункові зусилля N при монтажі від власної ваги, кН, показані на рисунках 2.32 та 2.33.

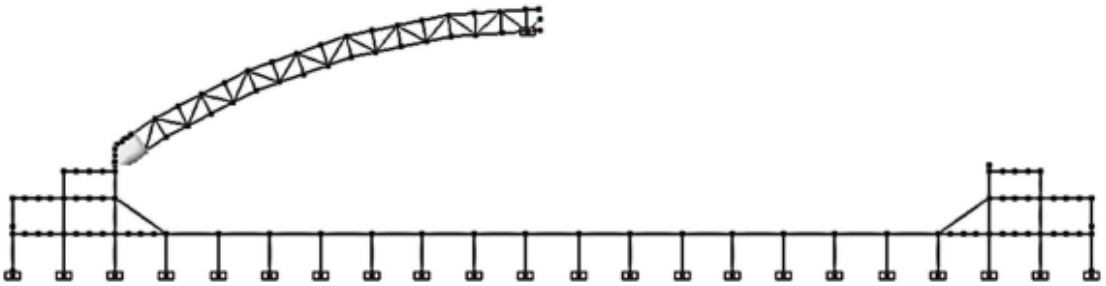


Рисунок 2.32 – Розрахункова схема при монтажі

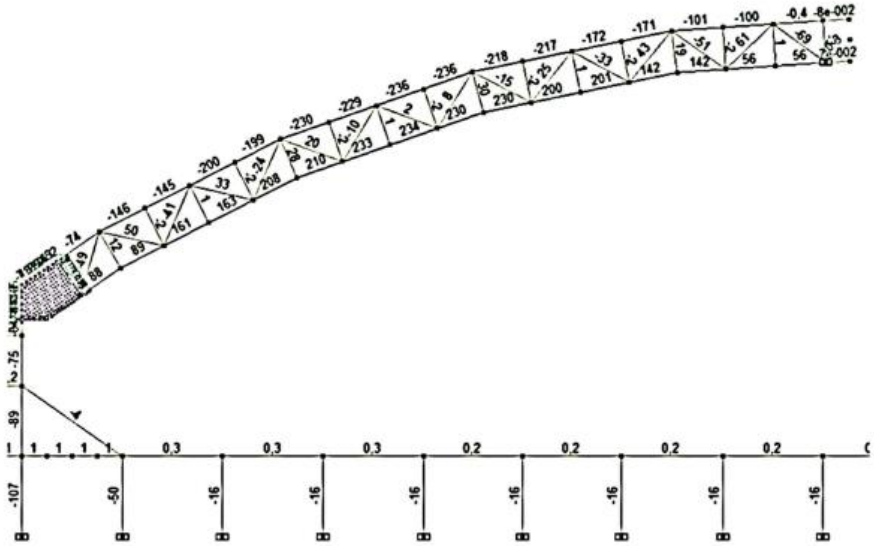


Рисунок 2.33 – Розрахункові зусилля N під час монтажу від власної ваги, кН

Як бачимо, максимальне розрахункове зусилля при монтажі N=+234 кН і N=-236 кН вбирається у розрахункові зусилля під час експлуатації.

2.7 Основи та фундаменти

2.7.1 Відомості про міцнісні та деформаційні характеристики ґрунту основи

Проектування фундаментів починається з оцінки ґрунтових умов та знаходження характеристик ґрунту.

Інженерно-геологічна колонка майданчика будівництва показана рисунку 2.34.

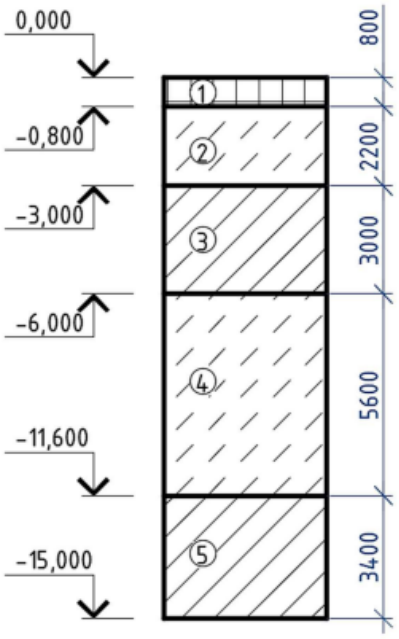


Рисунок 2.34 – Інженерно-геологічна колонка

Майданчик досліджено до глибини 15 м.

Ґрунтові води у межах майданчика не виявлено. Потужність насипного ґрунту – 0,8 м.

Нижче в межах всього майданчика досліджень залягає супісок пластичний, непросідаючний до глибини 3,0 м.

Нижче за відмітку 3,0 м в межах всього майданчика досліджень залягає суглинок напівтвердий непросідаючний до глибини 6,0 м.

Нижче за суглинки в межах всього майданчика досліджень до глибини 11,6м залягає супісок пластичний непросідаючний.

Нижче до глибини 15 м знову залягає суглинок напівтвердий непросідаючний.

У лабораторії було визначено такі характеристики: ρ, ρ_s, w,w_L, w_p.

Щільність скелета ґрунту визначається за формулою (2.79)

$$\rho_d = \frac{\rho}{1+w},$$

де ρ - щільність ґрунту в природному стані, т/м^3;

w- вологість ґрунту.

Коефіцієнт пористості визначається за формулою (2.80)

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d},$$

де ρ_s - щільність частинок ґрунту, т/м^3;

ρ_d- те саме, що і у формулі (2.79)

Коефіцієнт водонасичення визначається за формулою (2.81)

$$S_r = \frac{w \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w},$$

де w- те саме, що і у формулі (2.79);

ρ_s - те саме, що і у формулі (2.80);

e- те саме, що і у формулі (2.79);

ρ_w- щільність води ($\rho_w = 1$), т/м^3.

Показник текучості для глинистих ґрунтів визначається за формулою (2.82)

$$I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p},$$

де W- те саме, що і у формулі (2.79);

W_p- вологість на межі пластичності, т/м^3;

W_L- вологість межі текучості, т/м^3.

Питома вага ґрунту визначається за формулою

ɣ=ρ· g, (2.83)

де ρ- те саме, що і у формулі (2.79);

g- прискорення вільного падіння (g = 10).

Усі результати з розрахунку зведемо в таблицю 2.4.

Таблиця 2.4 - Фізико-механічні характеристики ґрунтів

Повне найменування ґрунту	h, м	W, д.е	Щільність, т/м^3				Sr, д.е	ɣ,кН/м^3	WL д.е	Wрд.е	I_L, д.е	Розрахункові характеристики			R_0, кПа
			p	ps	pd,	e, д.е						C_{II}, кПа	$Ф_{II}$, град	E, МПа	
Насипний ґрунт (супісок)	0,8	-	1,75	-	-	-	-	17,5	-	-	-	-	-	-	-
Супісок пластичний	2,2	0,21	1,92	2,7	1,59	0,70	0,81	19,2	0,37	0,21	0,0	14	25,5	13	250
Суглинок напівтвердий	3,0	0,24	1,8	2,7	1,45	0,86	0,75	18,0	0,39	0,23	0,06	21,7	21,8	13,7	218
Супісок пластичний	5,6	0,18	1,87	2,7	1,58	0,70	0,69	18,7	0,41	0,17	0,04	14	25,5	13	248
Суглинок напівтвердий	3,4	0,26	1,85	2,7	1,47	0,84	0,84	18,5	0,34	0,24	0,20	22,3	22,1	14,3	210

2.8 Розрахунок фундаменту колони під арку

2.8.1 Визначення навантажень, що діють на обріз фундаменту

Навантаження на обріз фундаменту визначимо за допомогою програмного комплексу SCAD.

Навантаження на обрізі фундаменту подано у таблиці 2.5.

Таблиця 2.5 – Навантаження на обріз фундаменту

	N_o, кН	M_o, кН*м	Q_o, кН
Розрахункові значення (I граничний стан, розрахунок тіла фундаменту)	2938	249	98
Нормативні значення (II граничний стан, розрахунок основи тощо)	2305	190	75

2.8.2 Проектування стовпчастого фундаменту. Визначення глибини закладання фундаменту

Виходячи з конструктивних міркувань, приймаємо позначку верху обрізу фундаменту -0.600 від рівня планування.

Розрахункова глибина промерзання ґрунту визначається за формулою

$d_f = k_n \cdot d_{fn}$, (2.82)

де d_{fn} - нормативна глибина промерзання супісків (для м. Полтава), м;

k_n- Коефіцієнт впливу теплового режиму споруди, що дорівнює 0,5 для зовнішніх стін опалювальних будівель з підлогами по ґрунту при середньодобовій температурі внутрішнього повітря в приміщенні +20 °С.

$d_f = 0,5 \cdot 1,8 = 0,95$ м .

Так як ґрунтові води не виявлені, але вони можуть бути нижче позначки -15.000 м, тобто d_w може бути d_f +2, а супіски завжди є пучинистими ґрунтами, то глибина закладення підошви фундаменту повинна бути не менше d_f.

Остаточно приймаємо глибину закладення підошви фундаменту від рівня планування в супісок пластичну.

d= 0 - 0,6 -1,2 = -1,8 м, Висота фундаменту h = 1,2 м.

2.8.3 Визначення розмірів підошви фундаменту

Площа підошви фундамент визначається за формулою (2.84)

$$A = \frac{N_{oII}}{R_0 - \gamma_{mt} \cdot d},$$

де N_{oII}- нормативне навантаження, що діє на обріз фундаменту, кН;

R_0- умовний опір ґрунту під підошвою, кПа;

d- глибина закладення, м;

γ_{mt} - усереднена питома вага фундаменту та ґрунту на його обрізах, кН/м^3.

$$A = \frac{2305}{250 - 20 \cdot 1{,}8} = 10{,}77\ м^2.$$

У першому наближенні визначаємо ширину підошви за формулою (2.85)

$$b = \sqrt{\frac{A}{n}},$$

де А- площа фундаменту, м^2;

n - співвідношення сторін прямокутного фундаменту, l/b<1,65,приймаємо l/b = 1,5.

$$b = \sqrt{\frac{10{,}77}{1{,}5}} = 2{,}68\ м,$$

Приймаємо 2,7 м.

У першому наближенні визначаємо довжину підошви за формулою

l= n · b, (2.86)

l= 1,5 · 2,7 = 4,05 м, приймаємо 3,9м.

Розрахунковий опір ґрунтів основи визначається за формулою (2.87)

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{K} \cdot (M_\gamma \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_g \cdot d \cdot \gamma_{II'} + M_c \cdot C_{II}),$$

де γ_{c1},γ_{c2} - коефіцієнти умов роботи;

К - коефіцієнт, враховує надійність визначення характеристик С та ф;

γ_{II}- розрахунковий значення питомої ваги ґрунту нижче підошви фундаменту до глибини z=b, кН/м^3;

γ_{III}- розрахунковий значення питомої ваги ґрунту вище підошви фундаменту, кН/м^3;

M_γ , M_g , M_c - Коефіцієнти, що залежать від ф;

C_{II}- розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту під підошвою, кПа.

$$R_1 = \frac{1,25 \cdot 1}{1,1} \cdot (0,81 \cdot 2,7 \cdot 18,53 + 4,24 \cdot 1,8 \cdot 18,44 + 6,79 \cdot 14) = 314\ кПа.$$

$R_1 > R_0$ більш ніж на 15% і отже знаходимо нове значення площі підошви, підставляючи замість R_0 значення R_1.

Нове значення площі підошви фундамент визначається за формулою (2.88)

$$A = \frac{2305}{314 - 20 \cdot 1,8} = 8,29\ м^2.$$

Нове значення ширини підошви визначається за формулою (2.89)

$$b = \sqrt{\frac{8,29}{1,5}} = 2,35\ м,$$

Приймаємо 2,4 м.

Нове значення довжини підошви визначається за формулою (2.90)

l= 1,5· 2,4 = 3,6 м.

Нове значення опір ґрунтів основи визначається за формулою (2.91)

$$R_2 = \frac{1,25 \cdot 1}{1,1} \cdot (0,81 \cdot 2,4 \cdot 18,6 + 4,24 \cdot 1,8 \cdot 18,44 + 6,79 \cdot 14) = 309,1\ кПа.$$

2.8.4 Перевірка умов розрахунку основи за деформаціями

Середній тиск під підошвою фундаменту визначається за формулою (2.92)

$$P_{II} = \frac{N_{oII} + G_{fII}}{A} \le R,$$

де N_{oII}– те саме, що й у формулі (2.84);

G_{fII}– вага фундаменту та ґрунту на його обрізах, визначається за формулою

G_{fII}= b · l · d γ_{mt}, (2.93)

G_{fII}= 2,4 · 3,6 ·1,8 · 20 =311 кН,

P_{II}= 2305 + 311 = 302,8 кН/м^2 < 309,1 кН/м^2.

Максимально тиск на основу визначається за формулою (2.94)

$$P_{max} = \frac{N_{0II} + G_{fII}}{A} + \frac{M_{II}}{W} \le 1{,}2 \cdot R,$$

де N_{oII}– те саме, що й у формулі (2.84);

$G_{f\,II}$– те саме, що й у формулі (2.85);

M_{II}- максимальний момент, приведений до підошви фундаменту, кН*м, визначається за формулою (2.95)

M_{II}= M_{II}+ Q_{II} · (d - 0,6),

M_{II}= 190 + 75 · (1,8 - 0,6) = 280 кН ·м;

W- момент опору підошви фундаменту, кН/м^3.

$$W = \frac{b \cdot l^2}{6} = \frac{2{,}4 \cdot 3{,}6^2}{6} = 5{,}18\ м^3,$$

$$P_{max} = \frac{2305 + 311}{8{,}64} + \frac{280}{5{,}18} = 356{,}8\ кН/м^2 < 1{,}2 \cdot 309{,}1 = 370{,}9\ кН/м^2.$$

2.8.5 Визначення усадки методом пошарового підсумовування

Розрахунок підстави для деформацій полягає у перевірці умови S≤Su, (2.96)

де S- очікувана осадка фундаменту, що визначається розрахунком, см;

S_u- гранична спільна деформація основи та споруди, що призначається при проектуванні, S_u = 8 см.

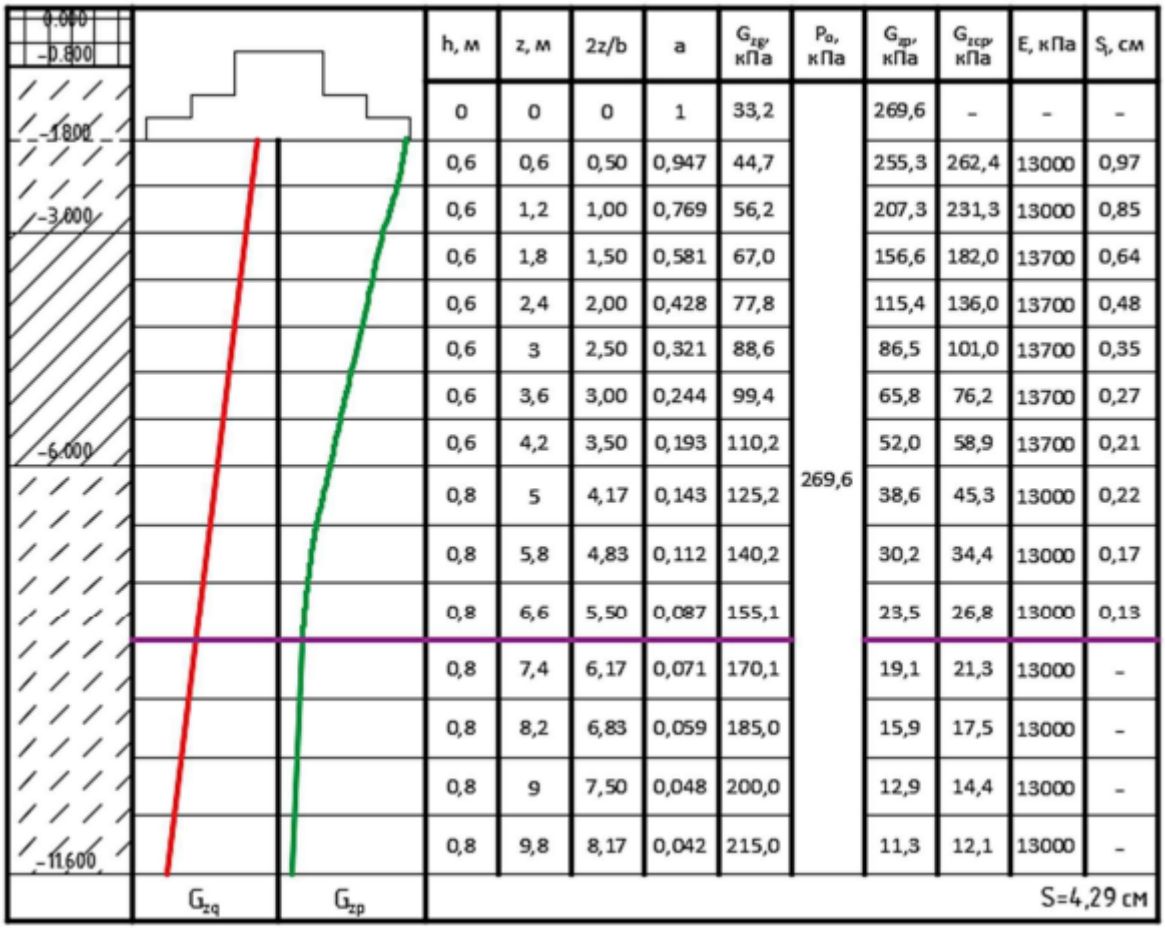
Природний тиск на рівні підошви фундаменту

σ_{Zq0}= 17,5 · 0.8 + 19,2 ·1 = 33,2 кПа.

Додатковий тиск під підошвою фундаменту визначається за формулою

P_0= P_{II} -σ_{Zq0}, (2.97)

P_0= 302,8 - 33,2 = 269,6 кПа.



h, м	z, м	2z/b	a	G_{zg}, кПа	P_o, кПа	G_{zp}, кПа	G_{zcp}, кПа	E, кПа	S_i, см
0	0	0	1	33,2	269,6	269,6	-	-	-
0,6	0,6	0,50	0,947	44,7		255,3	262,4	13000	0,97
0,6	1,2	1,00	0,769	56,2		207,3	231,3	13000	0,85
0,6	1,8	1,50	0,581	67,0		156,6	182,0	13700	0,64
0,6	2,4	2,00	0,428	77,8		115,4	136,0	13700	0,48
0,6	3	2,50	0,321	88,6		86,5	101,0	13700	0,35
0,6	3,6	3,00	0,244	99,4		65,8	76,2	13700	0,27
0,6	4,2	3,50	0,193	110,2		52,0	58,9	13700	0,21
0,8	5	4,17	0,143	125,2		38,6	45,3	13000	0,22
0,8	5,8	4,83	0,112	140,2		30,2	34,4	13000	0,17
0,8	6,6	5,50	0,087	155,1		23,5	26,8	13000	0,13
0,8	7,4	6,17	0,071	170,1		19,1	21,3	13000	-
0,8	8,2	6,83	0,059	185,0		15,9	17,5	13000	-
0,8	9	7,50	0,048	200,0		12,9	14,4	13000	-
0,8	9,8	8,17	0,042	215,0		11,3	12,1	13000	-
									S=4,29 см

Рисунок 2.36 – Визначення усадки методом пошарового підсумовування

2.8.6 Конструювання стовпчастого фундаменту

Параметри фундаменту h=1,2 м, b=2,4 м, l=3,6 м.

Розміри підколонника були визначені в п.2.8.5 і склали b_{cf} x l_{cf} =600x1200 мм. Підколонник проектуємо повнотілим з постійним перетином.

Призначаємо кількість та розміри сходів по стороні *l*:

$$\frac{l-l_{cf}}{2}=\frac{3600-1200}{2}=1200\ мм$$

Приймаємо 2 ступені висотою 300 мм та вильотом 600 мм. Призначаємо кількість та розміри сходів по стороні b:

$$\frac{b-b_{cf}}{2}=\frac{2400-600}{2}=900\ мм\ .$$

Приймаємо 2 ступені висотою 300 мм та вильотом 450 мм. Стовпчастий фундамент показаний рисунку 2.4.

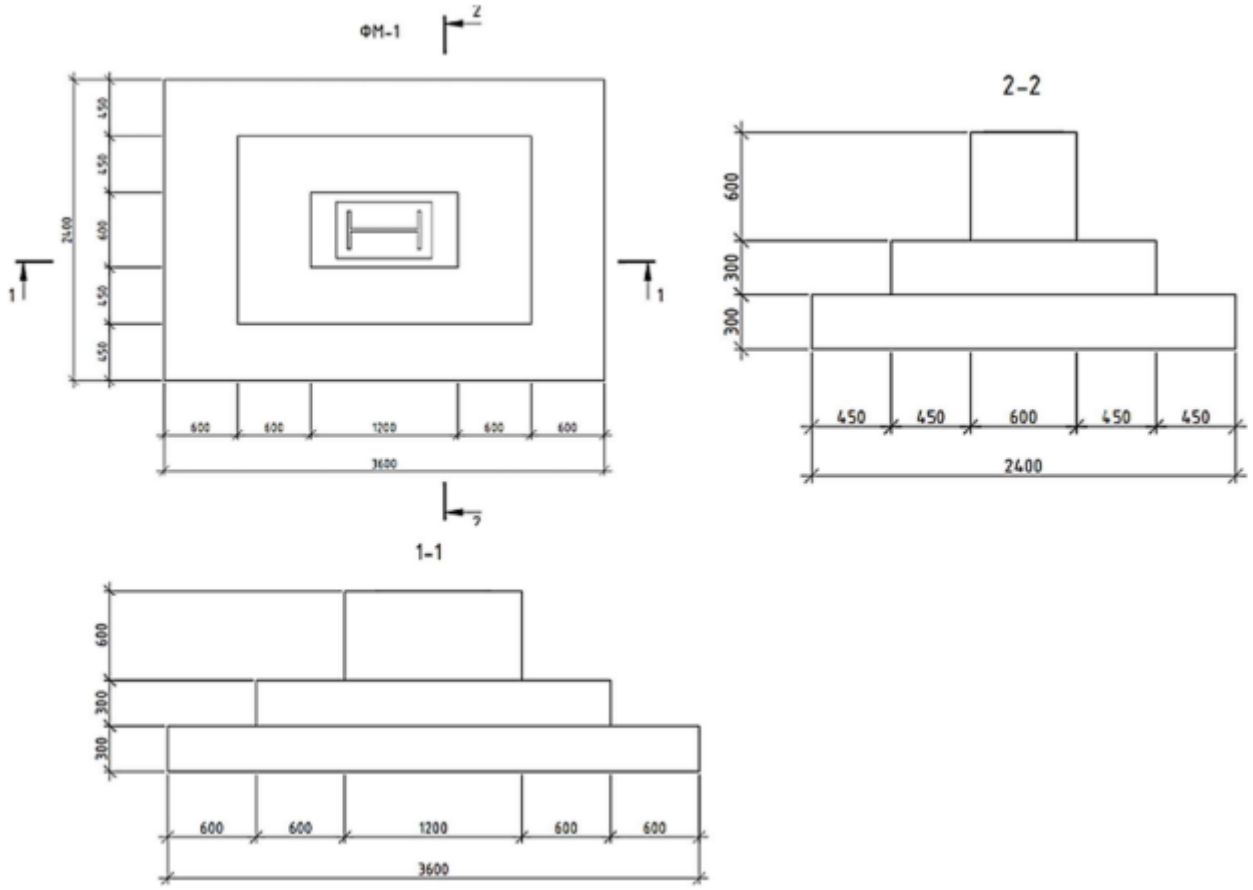


Рисунок 2.37 – Стовпчастий фундамент ФМ-1

2.8.7 Перевірка плитної частини на продавлювання підколонником

Розрахунок на продавлювання здійснюється як для високого фундаменту,

$$h_{cf} = 600 > 0{,}5 \cdot (l_{cf} - l_c) = 0{,}5 \cdot (1200 - 780) = 210 \text{ мм}$$

за формулою $F \leq Rbt \cdot b_m \cdot h_o, p_l$, (2.98)

де F- продавлючаа сила, кН, визначається за формулою

$F = A_0 \cdot p_{max}$, (2.99)

де A_0– площа продавлювання, м^2, визначається за формулою

$A_0 = 0{,}5 \cdot b \cdot (l - l_{cf} - 2 \cdot h_{0,pl}) - 0{,}25 \cdot (b - b_{cf} - 2 \cdot h_{0,pl})^2$, (2.100)

де b- ширина фундаменту, м;

l- довжина фундаменту, м;

l_{cf}- довжина підколонника, м;

b_{cf}- ширина підколонника, м;

$h_{0,pl}$- Робоча висота перерізу плитної частини, м.

$$A_0 = 0{,}5 \cdot 2{,}4 \cdot (3{,}6 - 1{,}2 - 2 \cdot 0{,}56) - 0{,}25 \cdot (2{,}4 - 0{,}6 - 2 \cdot 0{,}56)^2 = 1{,}42 \text{ м}^2.$$

p_{max}– максимальний тиск під підошвою фундаменту на рівні верху

плитної частини з урахуванням ваги підколонника.

$$p_{max} = \frac{2938 + 1{,}2 \cdot 0{,}6 \cdot 0{,}6 \cdot 25 \cdot 1{,}1}{8{,}64} + \frac{249 + 98 \cdot 0{,}6}{5{,}18} = 400{,}8\ кН / м^2,$$

F= 1,42 · 400,8 = 569,3 кН.

R_{bt}- розрахунковий опір бетону розтягуванню для бетону В20, МПа;

$h_{0,pl}$– те саме, що й у формулі (2.101);

b_m- середній розмір грані, що перевіряється визначається за формулою

$b_m = b_{cf} + h_{0,\,pl}$, (2.102)

b_m= 0,6 + 0,56 = 1,16 м.

Підставляючи знайдені значення формулу (2.101) отримуємо

569,3 ≤ 900 ·1,16 · 0,56 = 584,6 кН.

2.8.8 Визначення перерізів арматури плитної частини фундаменту

Під тиском відпору ґрунту фундамент згинається, у перерізах фундаменту виникають моменти, які визначають, вважаючи щаблі працюючими як консоль, що затиснена в тілі фундаменту, за формулою (2.103)

$$M_{xi} = \frac{N_I \cdot c_{xi}^2}{2 \cdot l} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_{xi}}{l} - \frac{4 \cdot e_x \cdot c_{xi}}{l^2}\right),$$

де N_I- розрахункова навантаження без урахування ваги фундаменту, кН;

e_x- ексцентриситет навантаження, м;

c_x- виліт сходинок, м;

l- довжина фундаменту, м.

Так як у напрямку сторони b моменти від навантаження незначні, то вони визначаються за формулою (2.104)

$$M_{yi} = \frac{N_I \cdot c_{yi}^2}{2 \cdot b},$$

де N_I – те саме, що у формулі (2.103);

c_y – те саме, що у формулі (2.103);

b-ширина фундаменту, м.

За величиною згинальних моментів у кожному перерізі визначаємо площу арматури за формулою (2.105)

$$A_s = \frac{M_i}{\xi \cdot h_{0i} \cdot R_s},$$

де Mi– те саме, що й у формулах (2.103) та (2.104);

h_{oi}- Робоча висота кожного перерізу, м;

R_s- Розрахунковий опір арматури розтягуванню, для арматури класу А-III приймається рівним 365 МПа;

ξ- коефіцієнт, що визначається залежно від α_m (2.105)

$$\alpha_m = \frac{M_i}{b_i \cdot h_{0i}^2 \cdot R_b},$$

де Mi– те саме, що й у формулах (2.103) та (2.104)

b_i- ширина стиснутої зони бетону, м;

h_{oi}– те саме, що й у формулі (2.106);

R_b- розрахунковий опір бетону стиску для бетону В20, МПа;

Усі розрахунки зведемо до таблиці 2.6. Схема до розрахунку арматури плитної частини фундаменту показано рисунку 2.38.

Таблиця 2.6 - Розрахунок арматури плитної частини фундаменту

Січ.	Виліт, c_i, м	$N*c^2/2l(b)$	$\left(1+\frac{6\cdot e_{xl}}{l}-\frac{4\cdot e_x\cdot c_{xl}}{l^2}\right)$	M_i,кН*м	h_{0i},м	b_i,м	α_m	ξ	A_s,см^2
1-1	0,6	146,90	1,18	174,06	0,26	2,4	0,093	0,951	19,29
2-2	1,2	587,60	1,16	682,64	0,56	1,2	0,158	0,914	36,54
3-3	1,41	811,26	1,15	935,91	1,16	0	-	-	-
1'-1'	0,45	123,95	-	123,95	0,26	3,6	0,044	0,978	13,35
2'-2'	0,9	495,79	-	495,79	0,56	2,7	0,051	0,974	24,90
3'-3'	0,975	581,86	-	581,86	1,16	1,8	0,021	0,990	13,88

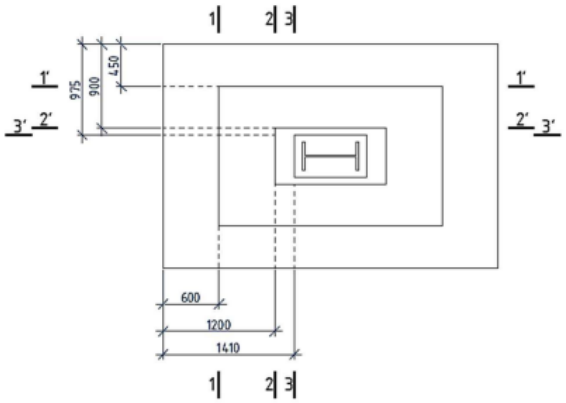


Рисунок 2.38 - Схема для розрахунку арматури плитної частини фундаменту

Приймаємо вздовж сторони b 12 стрижнів d20A400 з кроком 200 мм із сумарною площею поперечного перерізу 37,68 см2 >36,54 см2.

Приймаємо вздовж сторони l 18 стрижнів d14A400 з кроком 200 мм із сумарною площею поперечного перерізу 27,72 см^2 >24,90 см^2.

Таким чином, підошву армуємо сіткою З1 d 20 A400 2300 x3500 d14 A400c

Підколонник армуємо двома вертикальними сітками С2, приймаючи робочу арматуру конструктивно d12A400 з кроком 150 мм та поперечну d8A-240 з кроком 500 мм та чотирма горизонтальними сітками С3, приймаючи поздовжню та поперечну арматуру конструктивно d8A240 з кроком 00.

2.9 Проектування пальового фундаменту

2.9.1 Призначення глибини закладення ростверку, виду паль та її параметрів

Виходячи з конструктивних міркувань, приймаємо позначку верху обрізу фундаменту -0.600 від рівня планування.

Приймаємо глибину закладення фундаменту від рівня планування d= 0 - 0,6 -1,2 = -1,8 м, Висота фундаменту h = 1,2 м.

Несучим шаром палі служитиме супісок пластичний. Приймаємо забивну палю С60.30 довжиною 6 м з бетону В20, розмірами поперечного перерізу 300 х 300 мм і масою 1,38 т. Заглиблення палі 1,5 м в несучий шар. Позначку палі при забиванні приймаємо на 300 мм вище підошви ростверку, а при зрубуванні - на 50 мм. Інженерно-геологічна колонка для визначення довжини палі показана рисунку 2.39.

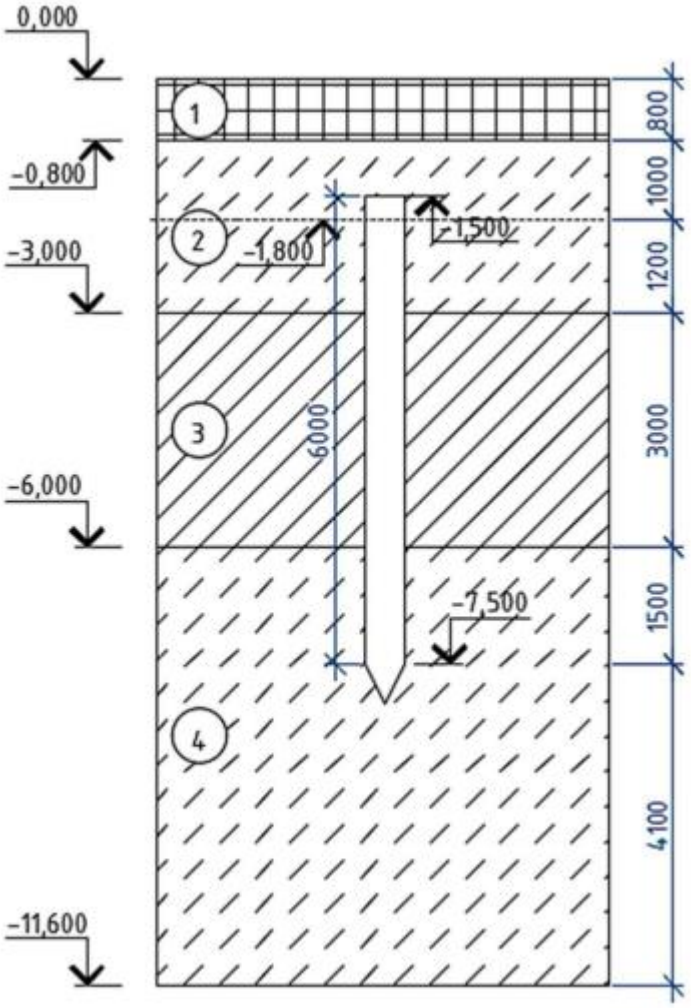


Рисунок 2.39- Інженерно-геологічна колонка для визначення довжини палі

2.9.2 Визначення несучої здатності палі

Несуча здатність висячої палі по ґрунту основи визначається за формулою (2.17)

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{CR} \cdot R \cdot A + U \cdot \sum_{\cdot}^{n} \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i),$$

де γ_c- коефіцієнт умов роботи палі у ґрунті;

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

R- розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, кПа;

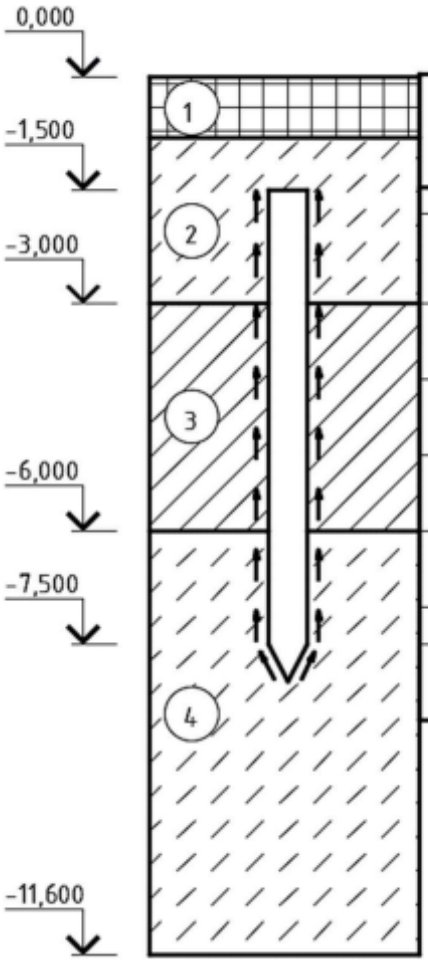
A- площа поперечного перерізу нижнього кінця палі, м2;

U- периметр палі, м;

f_i- розрахунковий опір і-го шару ґрунту основи на бічній поверхні палі, кПа;

h_i- товщина і-го шару ґрунту біля бічної поверхні палі, м.

Дані для розрахунку несучої здатності палі показані рисунку 2.40.



Товщина шару, м	Відстань від поверхні землі до середини шару, l	f_i, кПа	$f_i \cdot h_i$, кН
0,3	–	–	–
1,2	2,4	44	52,8
1	3,5	51	51
1	4,5	55	55
1	5,5	57	57
1	6,5	59	59
0,5	7,25	61	30,5
$f_i \cdot h_i$=305,3 кН/м^2 ; R=8687 кН/м^2			

Рисунок 2.40 - Дані для розрахунку несучої здатності палі

Fd= 1· (1·8687· 0,09 +1,2 · 305,3) = 1148,19 кН.

Допустиме навантаження на палю визначається за формулою

$$F_{dp} = \frac{\gamma_0 \cdot F_d}{\gamma_n \cdot \gamma_k},$$

деγ_0-Коефіцієнт умов роботи, прийнятий рівним 1,15 при кущовому розташуванні паль;

γ_n - коефіцієнт надійності, прийнятий рівним 1,2 для споруд із I рівнем відповідальності;

γ_k - коефіцієнт надійності, залежить від способу визначення несучої можливості палі, що приймається рівним 1,4.

$$F_{dp} = \frac{1{,}15 \cdot 1148{,}19}{1{,}2 \cdot 1{,}4} = 786\ кН.$$

Допустиме навантаження на палю більше, ніж приймають у практиці проектування і будівництва, і тому обмежуємо значення навантаження, що допускається, на палю до 600 кН.

2.9.3 Визначення числа паль в фундаменті і ескізне конструювання ростверку

Кількість паль у фундаменті визначається за формулою

$$n = \frac{N_{oI}}{F_{dp} - \bar{A} \cdot d_p \cdot \gamma_{mt} - 1{,}1 \cdot 10 \cdot g_{св}},$$

де N_{oI} - максимальна сума розрахункових вертикальних навантажень, діють на обрізі ростверку, кН;

А- площа ростверку, що припадає на одну палю, м^2;

d_p- глибину закладення ростверку, м;

γ_{mt}- те саме, що і у формулі (2.105);

$g_{св}$- маса палі, т.

$$n = \frac{2938}{600 - 0{,}9 \cdot 1{,}8 \cdot 20 - 1{,}1 \cdot 10 \cdot 1{,}38} = 5{,}32 \; шт.$$

Приймаємо кількість паль 6 штук.

Розстановку паль у фундаменті приймаємо з кроком 3d, звисання ростверку за палями становлять 150 мм. Розміри ростверку в плані 1500х2400 мм, висота плити ростверку – 600 мм. Матеріал – бетон класу В20.

Конструювання ростверку показано рисунку 2.41.

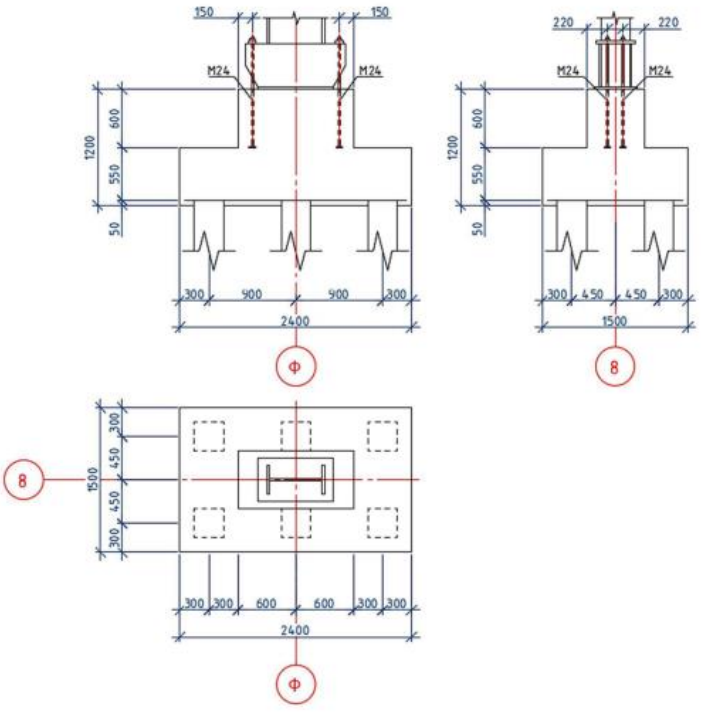


Рисунок 2.41 - Конструювання ростверку

Вага ростверку визначається за формулою

$G_f = 1{,}1 \cdot 2{,}4 \cdot 1{,}5 \cdot 1{,}8 \cdot 20 = 143$ кН.

2.9.4 Визначення навантажень на палі

Розрахункове навантаження на палю при дії моментів в одній площині визначається за формулою

$$N_{ci} = \frac{N_I}{n} \pm \frac{M_I \cdot x}{\sum x_i^2} + 1{,}1 \cdot 10 \cdot g_{св},$$

де N_I, M_I - розрахункові зусилля з урахуванням ваги фундаменту приведені до підошви ростверку,

$N_I = 2938 + 143 = 3081$ кН,

$M_I = 249 + 98 \cdot 1{,}2 = 366{,}6$ кН · м.

n- число паль у фундаменті, шт;

x- відстань у площині дії моменту від головної осі куща до палі, зусилля якої визначається, м;

x_i- відстань від головної осі до кожної з паль, м;

$g_{св}$– те саме, що у формулі (2.104).

Схема визначення навантажень на палі показано рисунку 2.42.

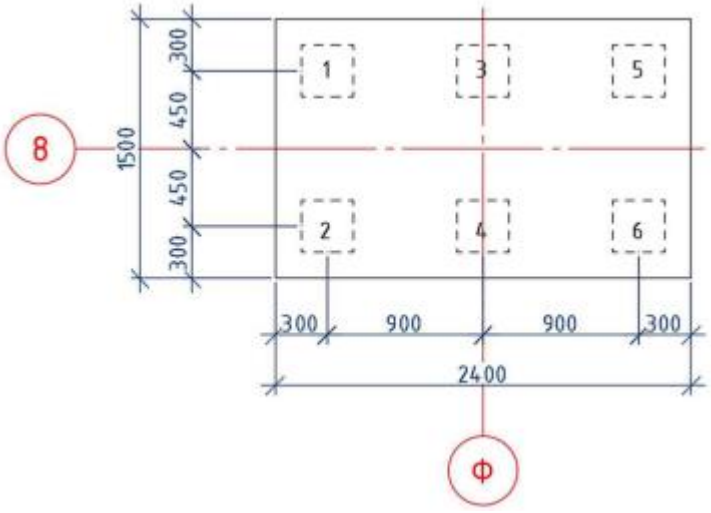


Рисунок 2.42 - Схема визначення навантажень на палі

$$N_{св}^{1,2} = \frac{3081}{6} + \frac{366,6 \cdot 0,9}{4 \cdot 0,9^2} + 1,1 \cdot 10 \cdot 1,38 = 630,4\ кН < 1,2 \cdot F_{dp} = 720\ кН\ ,$$

$$N_{св}^{3,4} = \frac{3081}{6} + 1,1 \cdot 10 \cdot 1,38 = 528,6\ кН < F_{dp} = 600\ кН\ ,$$

$$N_{св}^{5,6} = \frac{3081}{6} - \frac{366,6 \cdot 0,9}{4 \cdot 0,9^2} + 1,1 \cdot 10 \cdot 1,38 = 426,8\ кН < 1,2 \cdot F_{dp} = 720\ кН\ .$$

2.9.5 Розрахунок плити ростверку на продавлювання підколонником

Розрахункові навантаження на палі від зусиль, приведених до обрізу ростверку при дії моментів в одній площині визначається за формулою

$$N_{ci} = \frac{N_{oI}}{n} \pm \frac{M_{oI} \cdot x}{\sum x_i^2}$$

де N_{oI}, M_{oI} - розрахункові зусилля на обрізі ростверку;

n– те саме, що й у формулі (2.104);

x - те саме, що і у формулі (2.104);

xi – те саме, що у формулі (2.104).

$$N_{св}^{1,2} = \frac{2938}{6} + \frac{249 \cdot 0,9}{4 \cdot 0,9^2} = 558,8\ кН\ ,$$

$$N_{св}^{3,4} = \frac{2938}{6} = 489,7\ кН\ ,$$

$$N_{св}^{5,6} = \frac{2938}{6} - \frac{249 \cdot 0,9}{4 \cdot 0,9^2} = 420,5\ кН\ .$$

Перевірка плити ростверка на продавлювання підколонником проводиться за формулою (2.106)

$$F \le 2 \cdot R_{bt} \cdot h_{0\,pl} \cdot \left[\frac{h_{0\,pl}}{c_1} \cdot (b_{cf} + c_2) + \frac{h_{0\,pl}}{c_2} \cdot (l_{cf} + c_1) \right],$$

де F - продавлююча сила, рівна подвоєній сумі зусиль у палях, розташованих з однієї найбільш навантаженої сторони від осі колони і що знаходяться за межами нижньої основи піраміди продавлювання, кН;

R_{bt}– те саме, що й у формулі (2.105);

h_{0pl} - те саме, що і у формулі (2.105);

b_{cf} – те саме, що у формулі (2.105);

l_{cf} – те саме, що у формулі (2.105);

c_1c_2 - відстані від грані колони відповідно з розмірами b_{cf} і l_{cf} до внутрішньої грані найближчого ряду паль, розташованих за межами піраміди продавлювання (не більше h_{opl}=0,55 і не менше 0,4h_{0pl}=0,22), м.

Схема утворення піраміди продавлювання показана рисунку 2.43.

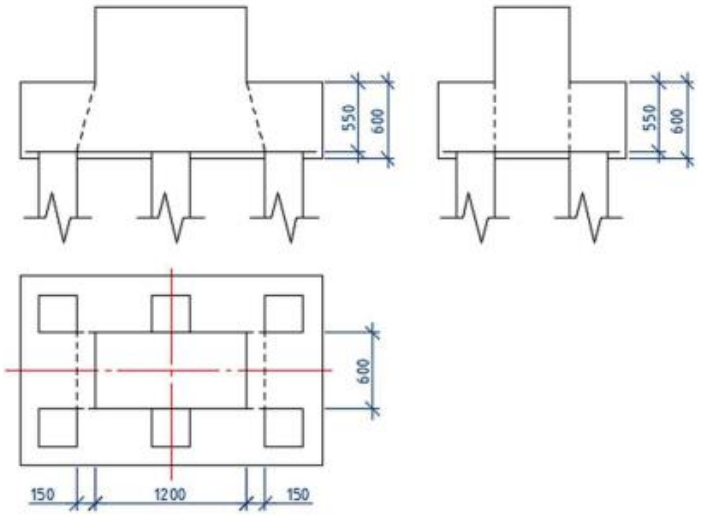


Рисунок 2.43 – Схема утворення піраміди продавлювання

$$2\cdot(2\cdot N_{св}^{1,2}+N_{св}^{3,4})\le 2\cdot 900\cdot 0{,}55\cdot\left[\frac{0{,}55}{0{,}22}\cdot(0{,}6+0{,}22)+\frac{0{,}55}{0{,}22}\cdot(1{,}2+0{,}22)\right]$$

$$2\cdot(2\cdot 558{,}8+489{,}7)=3214{,}7\ кН<5544\ кН\ .$$

2.9.6 Перевірка ростверку на продавлювання кутовими палями

Перевірка плити ростверку на продавлювання кутовою палею проводиться за формулою (2.107)

$$N_{св}\le R_{bt}\cdot h_{0\,pl}\cdot\left[\beta_1\cdot(b_{02}+0{,}5\cdot c_{02})+\beta_2\cdot(b_{01}+0{,}5\cdot c_{01})\right],$$

де $N_{св}$- зусилля у кутовий паля, підраховане від розрахункових навантажень, що діють по підошві ростверку, кН;

R_{bt}– те саме, що й у формулі (2.105);

h_{0pl}– те саме, що й у формулі (2.105);

b_{01}, b_{02} – відстані від внутрішніх граней кутової палі до зовнішніх граней

плити ростверку, м;

$c_{01}c_{02}$ – відстані від внутрішніх граней кутових паль до найближчих граней підколонника ростверку (не більше h_{opl}=0,55 і не менше 0,4h_{0pl}=0,22), м;

β_1,β_2 безрозмірні коефіцієнти.

Схема продавлювання ростверку кутовими палями показано на рисунку 2.44.

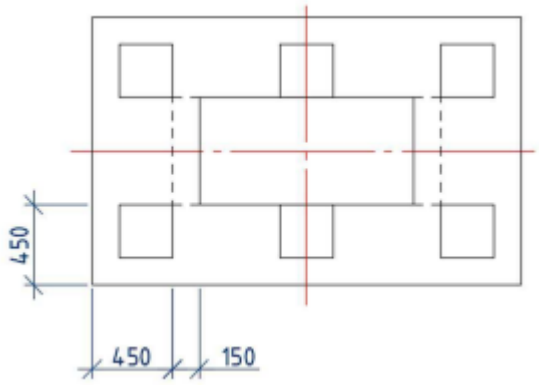


Рисунок 2.44 - Схема продавлювання ростверку кутовими палями

$$630{,}4 > 900 \cdot 0{,}55 \cdot 1 \cdot (0{,}45 + 0{,}5 \cdot 0{,}22) + 1 \cdot (0{,}45 + 0{,}5 \cdot 0{,}22) = 554{,}4\ кН\ .$$

Умова не виконується, збільшуємо клас бетону до В25 R_{bt}=1050 МПа

$$630{,}4 < 1050 \cdot 0{,}55 \cdot 1 \cdot (0{,}45 + 0{,}5 \cdot 0{,}22) + 1 \cdot (0{,}45 + 0{,}5 \cdot 0{,}22) = 646{,}8\ кН$$

2.9.7 Підбір палебійного обладнання і призначення контрольної відмови

Контрольна відмова при забиванні палі визначається за формулою (2.107)

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

де E_d- енергія удару для обраного молота, кДж;

η- коефіцієнт (для залізобетонних паль рівним 1500 кН/м);

А- площа поперечного перерізу палі, м^2;

F_d- несуча здатність палі, кН;

m_1- повна маса молота, т;

m_2- маса палі, т;

m_3- маса наголовника, т.

Приймаємо трубчастий дизель-молот С-996.

$$S_a = \frac{45,4 \cdot 1500 \cdot 0,09}{600 \cdot 1,4 \cdot (600 \cdot 1,4 + 1500 \cdot 0,09)} \cdot \frac{3,65 + 0,2 \cdot (1,38 + 0,2)}{3,65 + 1,38 + 0,2} = 0,006 \text{ м}.$$

Палебійне обладнання підібрано вірно, оскільки розрахунковий відмова знаходиться у оптимальних межах 0,005-0,01 м.

2.9.8Визначення перерізів арматури плитної частини ростверку

Моменти в перерізах ростверку визначаються за формулами (2.108)

$$M_{xi} = N_{св}^{i} \cdot c_i,$$

де $N^i_{св}$- Розрахункова навантаження на палю, кН;

c_i- відстань від центру кожної палі в межах консолі, що згинається до розглянутого перерізу, м.

За величиною згинальних моментів у кожному перерізі визначаємо площу арматури за формулою (2.99).

Усі розрахунки зведемо до таблиці 2.7. Схема до розрахунку арматури плитної частини ростверку показано рисунку 2.45.

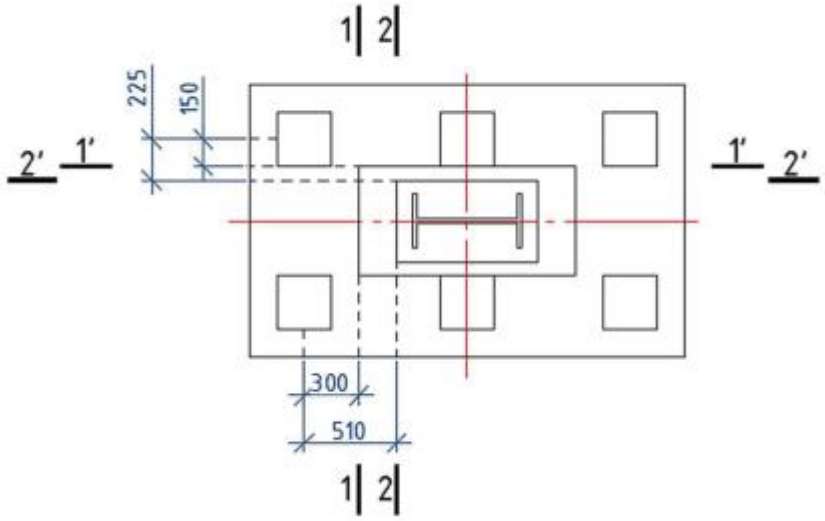


Рисунок 2.45 - Схема розрахунку плити ростверку на вигин

Таблиця 2.7 - Розрахунок арматури плитної частини ростверку

Січ.	Виліт, м	M_i, кН*м	h_{0i}, м	b_i, м	a_m	ξ	A_s, см^2
1-1	0,3	378,26	0,55	1,5	0,057	0,970	19,43
2-2	0,51	643,05	1,15	0,9	0,037	0,981	15,62
1'-1'	0,15	237,87	0,55	2,4	0,023	0,989	11,98
2'-2'	0,225	356,81	1,15	2,1	0,01	0,995	8,54

Приймаємо вздовж сторони b 10 стрижнів d16A400 з кроком 150 мм із сумарною площею поперечного перерізу 20,01 см^2 >19,43 см^2.

Приймаємо вздовж сторони l 16 стрижнів d12A400 з кроком 150 мм із сумарною площею поперечного перерізу 18,1 см^2 >11,98 см^2.

Підколонник армуємо двома вертикальними сітками С2, приймаючи робочу арматуру конструктивно d12A400 з кроком 150 мм та поперечну d8A-240 з кроком 500 мм та чотирма горизонтальними сітками С3, приймаючи поздовжню та поперечну арматуру конструктивно d8A240 з кроком 100 мм.

2.10 Розрахунок фундаменту колони під балочну клітину

2.10.1 Визначення навантажень, що діють на обріз фундаменту

Таблиця 2.8 – Навантаження на обріз фундаменту

	Nпро, кН	Мпро, кН*м	Qпро, кН
Розрахункові значення (I граничний стан, розрахунок тіла фундаменту)	1237	99	47
Нормативні значення (II граничний стан, розрахунок основи тощо)	1001	76	36

2.10.2 Визначення глибини закладання фундаменту

Глибина закладення фундаменту визначається з міркувань в п.2.9.1.

Приймаємо глибину закладення підошви фундаменту від рівня планування в супісок пластичний

d= 0 - 0,6 -1,2 = -1,8 м, Висота фундаменту h = 1,2 м.

2.10.3 Визначення розмірів підошви фундаменту

Площа підошви фундамент визначається за формулою

$$A = \frac{1001}{250 - 20 \cdot 1{,}8} = 4{,}68\ м^2.$$

У першому наближенні визначаємо ширину підошви за формулою

$$b = \sqrt{\frac{4,68}{1,4}} = 1,83\ м,$$

приймаємо 1,8 м.

У першому наближенні визначаємо довжину підошви за формулою

$$l = 1,4 \cdot 1,8 = 2,52\ м,$$

приймаємо 2,7 м.

Розрахунковий опір ґрунтів основи визначається за формулою

$$R_1 = \frac{1,25 \cdot 1}{1,1} \cdot (0,81 \cdot 1,8 \cdot 18,8 + 4,24 \cdot 1,8 \cdot 18,44 + 6,79 \cdot 14) = 299,1\ кПа.$$

$R_1 > R_0$ більш ніж на 15% і отже знаходимо нове значення площі підошви, підставляючи замість R_0 значення R_1.

Нове значення площі підошви фундамент визначається за формулою

$$A = \frac{2305}{299,1 - 20 \cdot 1,8} = 3,8\ м^2.$$

Нове значення ширини підошви визначається за формулою

$$b = \sqrt{\frac{3,8}{1,4}} = 1,65\ м,$$ приймаємо 1,8 м.

Нове значення довжини підошви визначається за формулою

l= 1,4 ·1,8 = 2,52 м, приймаємо 2,4 м.

Нове значення опору ґрунтів основи визначається за формулою

$$R_2 = \frac{1,25 \cdot 1}{1,1} \cdot (0,81 \cdot 1,8 \cdot 18,8 + 4,24 \cdot 1,8 \cdot 18,44 + 6,79 \cdot 14) = 299,1\ кПа.$$

2.10.4 Перевірка умов розрахунку основи за деформаціями

Вага фундаменту та ґрунту на його обрізах, визначається за формулою

G_{fII}= 1,8 · 2,4 ·1,8 · 20 = 155,52 кН.

Середній тиск під підошвою фундаменту визначається за формулою

$$P_{II} = \frac{1001 + 155,52}{4,32} = 267,7\ кН/м^2 < 299,1\ кН/м^2.$$

Максимальний момент, приведений до підошви фундаменту, кН*м визначається за формулою

$$M_{II} = 76 + 36 \cdot (1{,}8 - 0{,}6) = 119{,}2\ кН \cdot м,$$

$$W = \frac{1{,}8 \cdot 2{,}4^2}{6} = 1{,}73\ м^3.$$

Максимальний тиск на основу визначається за формулою

$$P_{max} = \frac{1001 + 155{,}2}{4{,}32} + \frac{119{,}2}{1{,}73} = 336{,}7\ кН/м^2 < 1{,}2 \cdot 299{,}1 = 359\ кН/м^2.$$

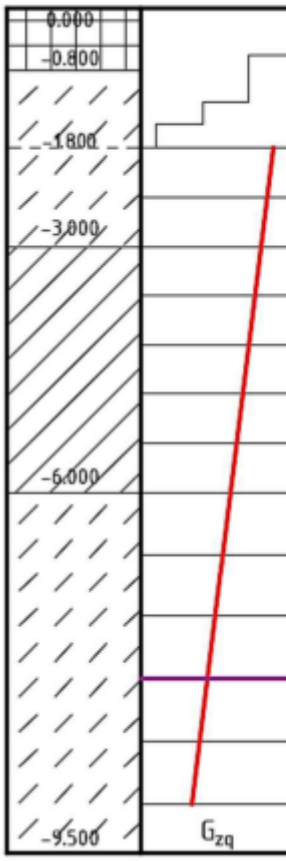
2.10.5 Визначення усадки методом пошарового підсумовування

Природний тиск на рівні підошви фундаменту

σ_{Zq0}= 17,5 · 0.8 + 19,2 ·1 = 33,2 кПа.

Додатковий тиск під підошвою фундаменту визначається за формулою

P_0= 267,7 - 33,2 = 234,5 кПа.



h, м	z, м	2z/b	a	G_{zg}, кПа	P_o, кПа	G_{zp}, кПа	G_{zcp}, кПа	E, кПа	S_i, см
0	0	0	1	33,2	234,5	234,5	-	-	-
0,6	0,6	0,67	0,892	44,7		209,2	221,8	13000	0,82
0,6	1,2	1,33	0,633	56,2		148,4	178,8	13000	0,66
0,6	1,8	2,00	0,414	67,0		97,1	122,8	13700	0,43
0,6	2,4	2,67	0,28	77,8		65,7	81,4	13700	0,29
0,6	3	3,33	0,198	88,6		46,4	56,0	13700	0,20
0,6	3,6	4,00	0,145	99,4		34,0	40,2	13700	0,14
0,6	4,2	4,67	0,111	110,2		26,0	30,0	13700	0,11
0,7	4,9	5,44	0,084	123,3		19,7	22,9	13000	0,10
0,7	5,6	6,22	0,066	136,4		15,5	17,6	13000	0,08
0,7	6,3	7,00	0,052	149,5		12,2	13,8	13000	0,06
0,7	7	7,78	0,042	162,6		9,8	11,0	13000	-
0,7	7,7	8,56	0,036	175,7		8,4	9,1	13000	-
									S=2,74 см

Рисунок 2.46 – Визначення усадки методом пошарового підсумовування

2.10.6 Конструювання стовпчастого фундаменту

Параметри фундаменту h=1,2 м, b=1,8 м, l=2,4 м.

Розміри підколонника були визначені в п.2.8 і склали b_{cf} x l_{cf} =600x900мм. Підколонник проектуємо повнотілим із постійним перетином.

Призначаємо кількість та розміри сходів по стороні l:

$$\frac{l - l_{cf}}{2} = \frac{2400 - 900}{2} = 750 \text{ мм}.$$

Приймаємо 2 ступені висотою 300 мм та вильотом 300 та 450 мм. Призначаємо кількість та розміри сходів по стороні b:

$$\frac{b - b_{cf}}{2} = \frac{1800 - 600}{2} = 600 \text{ мм}.$$

Приймаємо 2 ступені висотою 300 мм та вильотом 300 мм. Стовпчастий фундамент показаний рисунку 2.47.

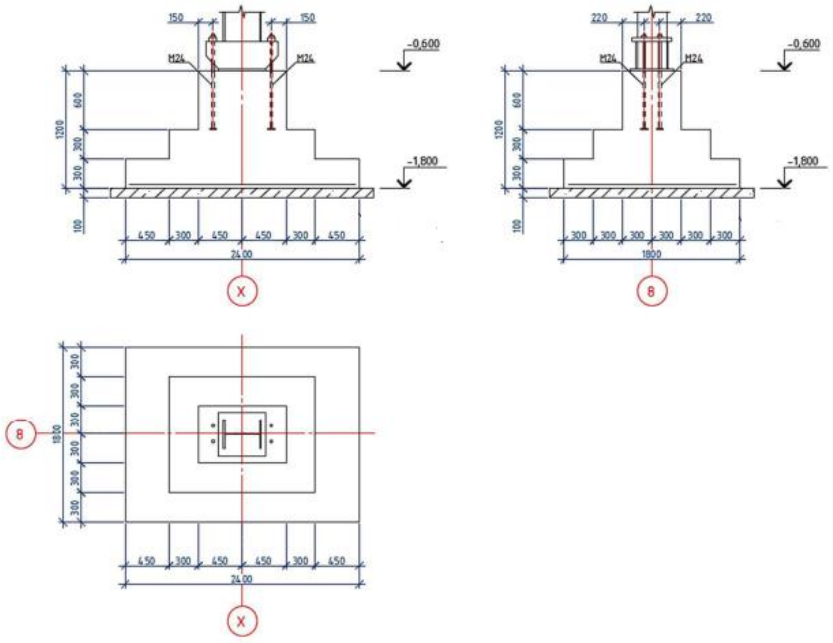


Рисунок 2.47 - Стовпчастий фундамент ФМ-2

2.10.7 Перевірка плитної частини на продавлювання підколонником

Площа продавлювання визначається за формулою

$A = 0,5 \cdot 1,8 \cdot (2,4 - 0,9 - 2 \cdot 0,56) - 0,25 \cdot (1,8 - 0,6 - 2 \cdot 0,56)^2 = 0,34$ м^2

Максимальний тиск під підошвою фундаменту в рівні верху плитної частини з урахуванням ваги підколонника

$$p_{max} = \frac{1237 + 0,9 \cdot 0,6 \cdot 0,6 \cdot 25 \cdot 1,1}{4,32} + \frac{99 + 47 \cdot 0,6}{1,73} = 362 \text{ кН/м}^2.$$

Продавлююча сила визначається за формулою

$F = 0,34 \cdot 362 = 123,2$ кН.

Розрахунок на продавлювання здійснюється як для високого фундаменту,

оскільки $H_{cf} = 600 > 0,5 \cdot (l_{cf} - l_c) = 0,5 \cdot (900 \cdot 480) = 210$мм

за формулою

$123,2 \leq 900 \cdot 1,16 \cdot 0,56 = 584,6$ кН.

2.10.8 Визначення перерізів арматури плитної частини фундаменту

Моменти в перерізах фундаменту визначені раніше та площі арматури зведено до таблиці 2.9. Схему до розрахунку арматури плитної частини фундаменту показано рисунку 2.48.

Таблиця 2.9 - Розрахунок арматури плитної частини фундаменту

Січ.	Виліт, c_i, м	$N*c^2/2l(b)$	$\left(1+\frac{6\cdot e_{xi}}{l}-\frac{4\cdot e_x\cdot c_{xi}}{l^2}\right)$	M_i,кН*м	h_{0i},м	b_i,м	a_m	ξ	A_s,см^2
1-1	0,45	52,19	1,27	66,53	0,26	1,8	0,048	0,975	7,19
2-2	0,75	144,96	1,25	181,00	0,56	0,9	0,056	0,971	9,12
3-3	0,96	237,50	1,23	292,20	1,16	0,3	0,063	0,968	7,13
1'-1'	0,3	30,93	-	30,93	0,26	2,4	0,017	0,991	3,29
2'-2'	0,6	123,70	-	123,70	0,56	1,8	0,019	0,991	6,11
3'-3'	0,675	156,56	-	156,56	1,16	1,2	0,008	0,995	3,72

Приймаємо вздовж сторони b 9 стрижнів d12A400 з кроком 200 мм із сумарною площею поперечного перерізу 10,12 см2 >9,12 см^2.Приймаємо вздовж сторони l 12 стрижнів d10A400 з кроком 200 мм із сумарною площею поперечного перерізу 9,42 см2 >6,11 см^2.Таким чином, підошву армуємо сіткою 34 9d12 A400 1700 x2300 . 12d10 A400.

Підколонник армуємо двома вертикальними сітками С2, приймаючи робочу арматуру конструктивно d12A400 з кроком 150 мм та поперечну d8A-240 з кроком 500 мм та чотирма горизонтальними сітками С3, приймаючи поздовжню та поперечну арматуру конструктивно d8A240 з кроком 300.

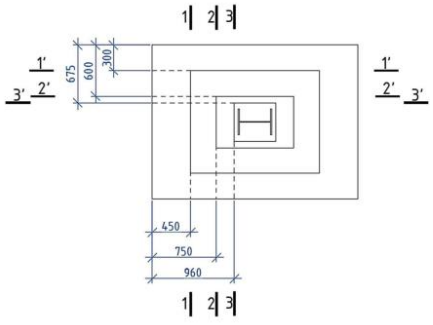


Рисунок 2.48 - Схема для розрахунку арматури плитної частини фундаменту

РОЗДІЛ 3 Науково-дослідний

При виборі конструкції покриття в даному проекті, метою було досягти:

– органічної єдності конструкції та архітектурної форми;

– виразного архітектурного рішення внутрішнього простору та споруди в цілому;

– перекриття ігрової зони для хокею з м'ячем, включаючи трибуни для глядачів у прямокутній конфігурації типу 102х156 м;

– суттєвого полегшення маси покриття, підвищивши за рахунок цього ефективність роботи конструкції на корисні навантаження;

– за рахунок багаторазової повторюваності уніфікованих елементів та вузлових деталей, забезпечення можливості потокового виготовлення їх на заводах.

Усього цього можна досягти, застосовуючи аркове покриття. Розглянемо його переваги та недоліки.

Основні переваги арочних покриттів:

– архітектурна виразність;

– велика здатність при невеликих перерізах елементів;

– сприятливий розподіл моментів у всій довжині;

– проста доставка конструкцій із заводів.

Основні недоліки арочних покриттів:

– -велика будівельна висота;

– -необхідність улаштування потужних опор, або пристрою затягування;

– складність монтажу.

Оскільки складність монтажу залежить від наявності затяжки, то зробимо розгляд можливості використання арочного покриття без затяжки. Для цього проведемо розробку двох рівноцінних варіантів пристрою покриття та порівняємо їх за жорсткістю та матеріаломісткістю. Арочне покриття із затяжкою та без неї показано на малюнках 3.1-3.2.

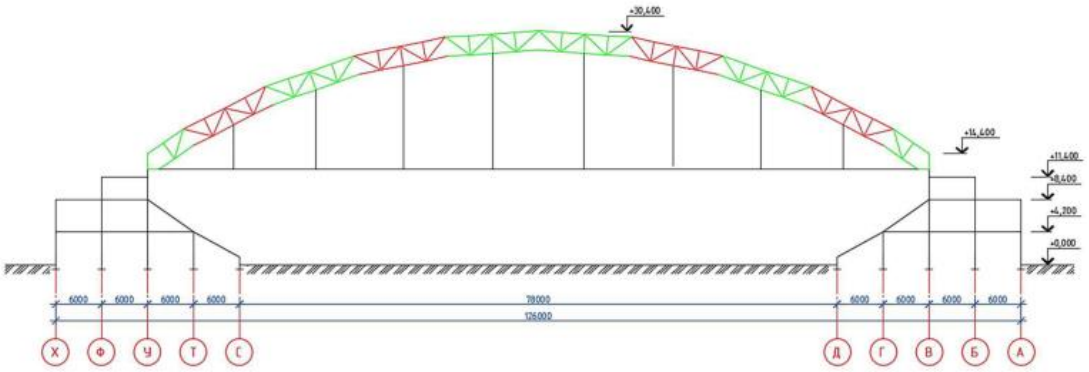


Рисунок 3.1 – Арочне покриття із затяжкою

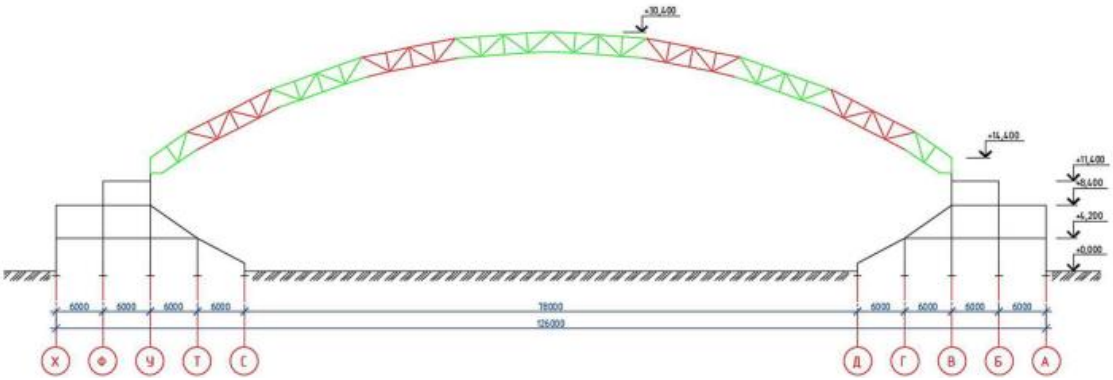


Рисунок 3.2 – Арочне покриття без затяжки

Очевидно, що за відсутності затяжки розпір викличе додаткові переміщення та зусилля в елементах каркасу (особливо в колонах), що спричинить необхідність збільшення перерізів цих елементів і як наслідок збільшення металомісткості. Значення максимальних та мінімальних моментів в елементах каркасу з використанням затяжки та без неї показано на рисунках 3.3-3.4

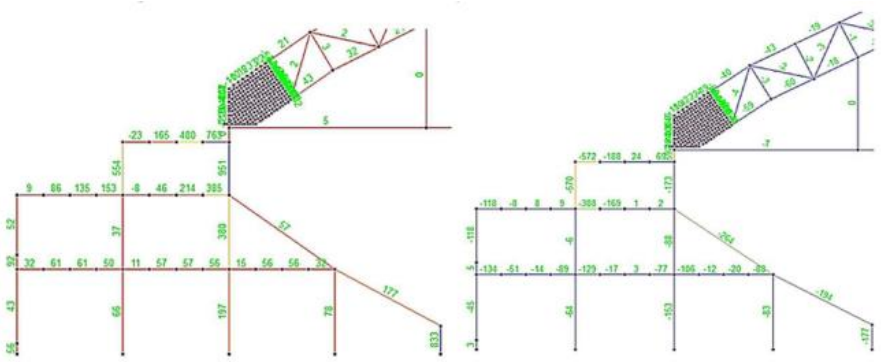


Рисунок 3.3 – Значення max/min моментів у колонах під час використання затяжки, кН*м

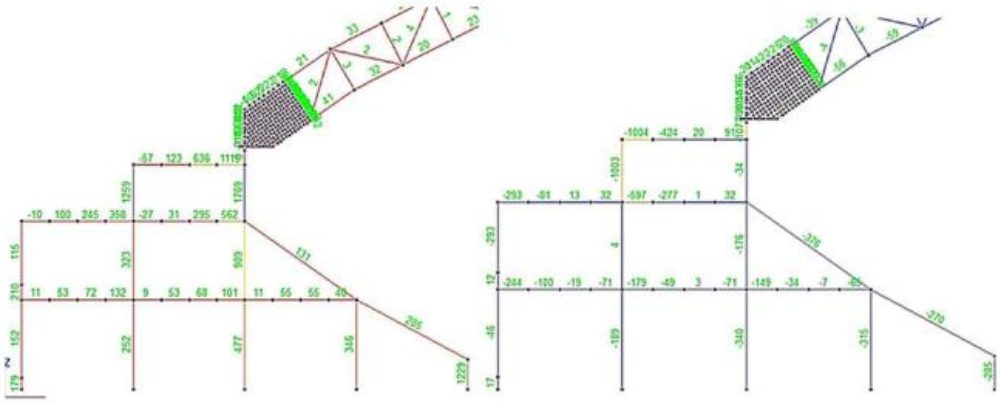


Рисунок 3.4 – Значення max/min моментів у колонах без затягування, кН*м

Колірна індикація вертикальних переміщень будівлі із застосуванням затяжки, без затяжки з раніше підібраними перерізами та без затяжки із заново підібраними перерізами показана на рисунках 3.5-3.7.

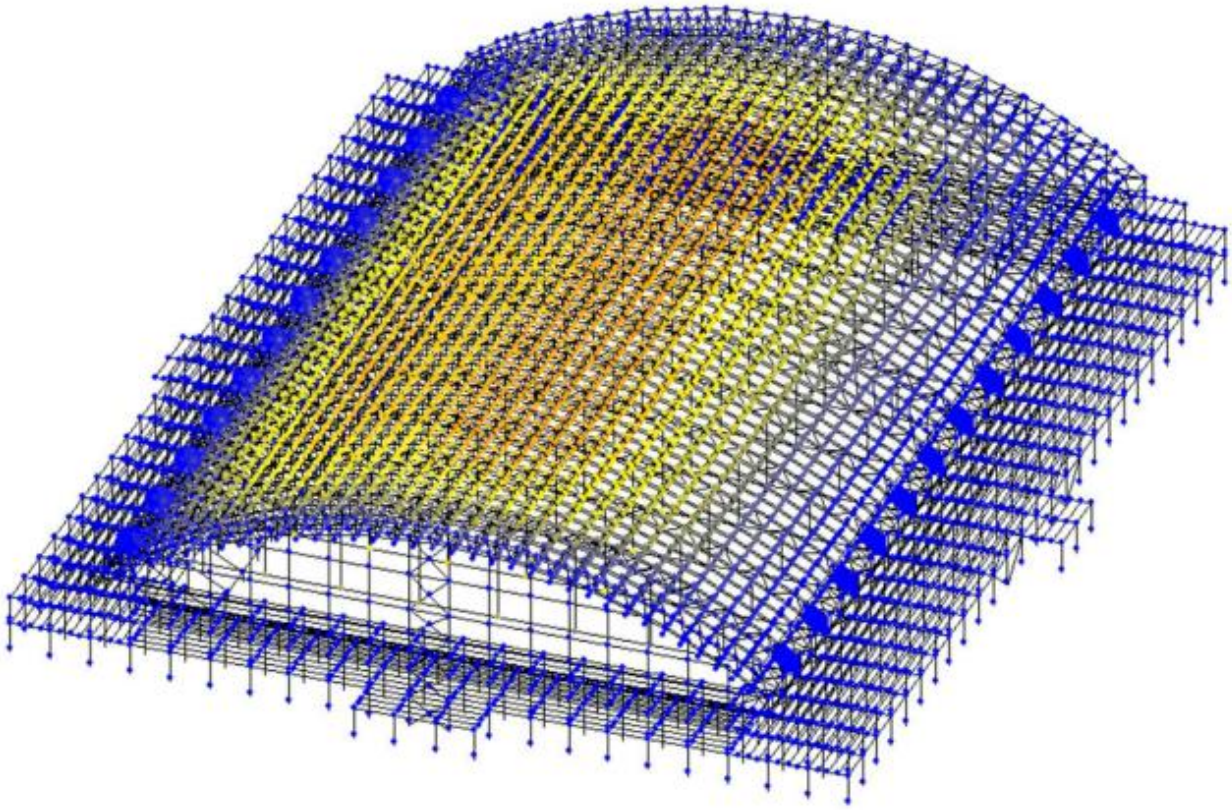


Рисунок 3.5 - Колірна індикація вертикальних переміщень будівлі із застосуванням затяжки, мм (max = 199 мм)

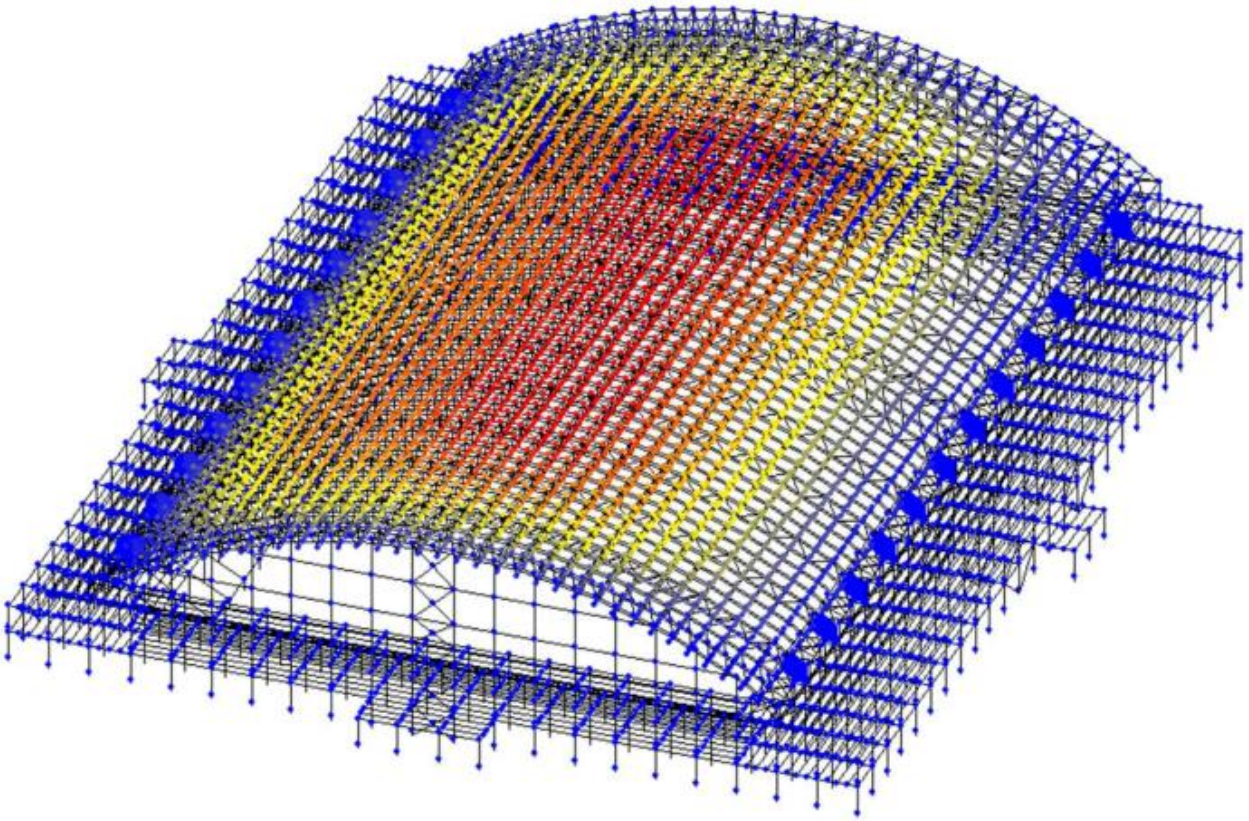


Рисунок 3.6 – Колірна індикація вертикальних переміщень будівлі без затяжки, мм (max = 289 мм)

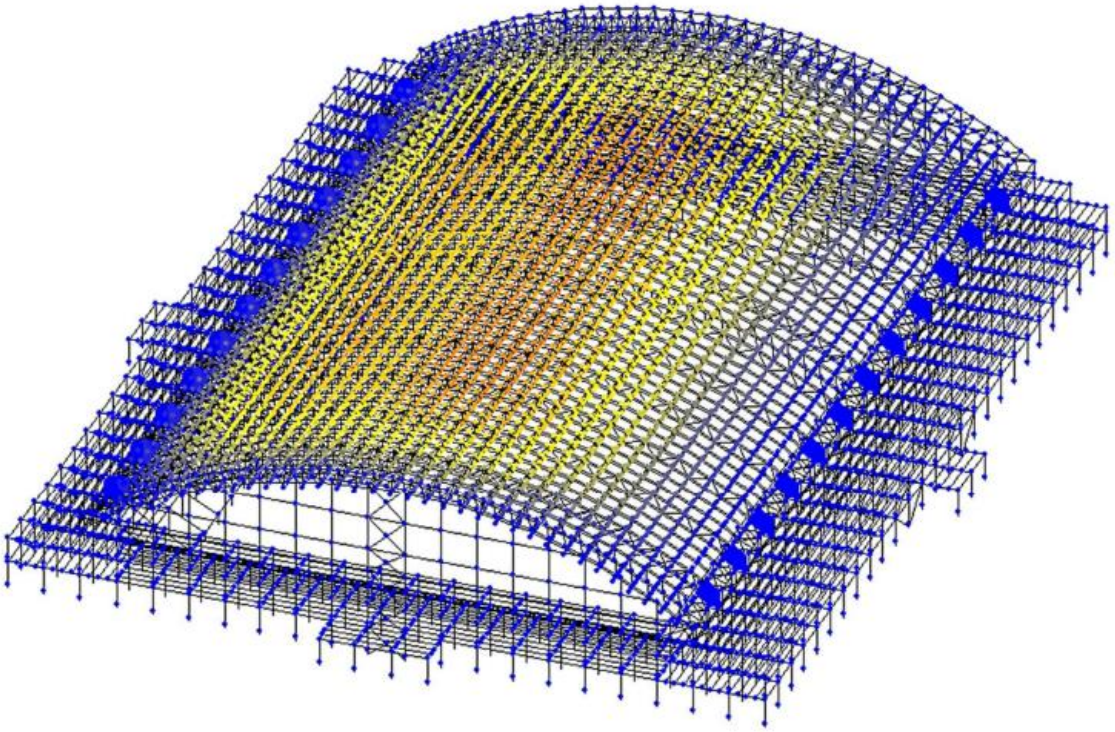


Рисунок 3.7 - Колірна індикація вертикальних переміщень будівлі без затяжки з підібраними перерізами, мм (max = 208 мм)

Рисунок 3.8 – Значення вертикальних переміщень елементів каркасу, мм

Після підбору перерізів значення сумарної ваги конструкцій можна переглянути у SCAD у протоколі рішень, кН рисунку 3.9.

18:30:28

(кН, кНм)

18:30:28		X	Y	Z	UX	UY	UZ
18:30:30	1-		0	4.01286e-005	17923.7	-7.52224e-005	-4.46851e-005 -0.0076983

18:56:15

(кН, кНм)

18:56:15		X	Y	Z	UX	UY	UZ
18:56:17	1-		0	4.01286e-005	22731.3	-7.52224e-005	-4.46851e-005 -0.0076983

Рисунок 3.9 - Сумарна вага металоконструкцій, кН, для варіанта із затяжкою та без неї із заново підібраними перерізами відповідно

Як бачимо з результатів, значення власної ваги під час використання затяжки становило 1827 т, а за її відсутності – 2317 т. Збільшення металлоемкости становило 490 т, що становить 26,8 %. Найбільша різниця в зусиллях виявилася в колонах і балках трибун, у яких відбулося значне збільшення згинального моменту.

З даних можна дійти невтішного висновку, що використання затяжки необхідно, т.к. це дає значну економію матеріалу (особливо в опорах), хоч і збільшує складність монтажу.

РОЗДІЛ 4 Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях

4.1 Охорона праці

4.1.1 Техніка безпеки та пожежна безпека на будівельному майданчику

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

Майданчик будівництва знаходиться в центрі міста, тому, щоб запобігти доступу сторонніх осіб, повинен бути огороджений. Огородження, які примикаються до місць масового проходу людей, необхідно облаштувати суцільним захисним козирком. Конструкція огородження повинна задовільняти вимоги [27]: конструкція огородження повинна бути збірно-розбірною з уніфікованими елементами, з'єднаннями і деталями кріплення, висота захисних панелей з козирком становить 2,0 м, в розріжених панелях огородження відстань в просвіті (розрідженість) між деталями заповнення полотна панелей повинна бути в межах 80-100 мм, захисний козирок встановлюється по верху огородження з підйомом до горизонту під кутом 20^0 в сторону тротуару, панелі козирка повинні забезпечити перекриття тротуару і виходити за його край (зі сторони руху транспорту) на 50-100 мм.

Зони потенційно діючих небезпечних виробничих факторів повинні мати сигнальні огородження, які задовільняють вимоги [27]: висота стійок сигнального огородження повинна бути 0,8 м, відстань між стійками не повинна перевищувати 6,0 м.

На будівельний майданчик влаштовані 1 в'їзд та 1 виїзд, тимчасові дороги шириною 6,0 м дозволяють рухатись автомобільному транспорту з під'їздом до всіх складів та вузлів.

При в'їздах на будівельний майданчик повинна бути встановлена схема руху транспортних засобів, а на обочинах доріг і проїздів – добре видимі дорожні знаки, що регламентують порядок руху транспортного засобу в відповідності з правилами дорожнього руху.

Швидкість руху автотранспорту поблизу місць виробництва робіт не повинна перевищувати 10 км/год на прямих ділянках і 5 км/год на поворотах.

На будівельному майданчику огородженні всі небезпечні зони (монтажна зона, зона дії крана).

Відкритий котлован, траншеї огородити захисним огородженням.

До монтажних робіт допускаються чергові люди, які пройшли медичний огляд та мають допуск до роботи на висоті.

Стропування вантажів проводять згідно технологічної карти, розстроповку вантажів та залізобетонних елементів проводять після їх закріплення.

Засоби риштування повинні мати рівні робочі настили з зазором між дошками не більше 5 мм, а при розміщенні настилу на висоті 1,3 м і більше – огородження і бортові елементи. З'єднання щитів настилів внахлест допускається тільки по їх довжині, при чому кінці елементів, що стикуються, повинні бути розміщені на опорі і перекривати її не менше ніж на 0,2 м в кожну сторону. Риштування повинні бути прикріплені до стіни будинку, що будується. При відсутності особливих вказівок в інструкції заводу-виготовлювача кріплення риштувань до стін будівлі повинно виконуватись не менше ніж через один ярус для крайніх точок, через два прольоти для верхнього яруса і одного кріплення на кожні 50 м^2 проекції поверхні риштувань на фасад будівлі.

Приміщення, в яких проводяться роботи з пилевидними матеріалами, а також робочі місця біля машин дроблення, розмолу і просіювання цих матеріалів повинні бути забезпечені вентиляційними системами (провітрюванням).

На робочих місцях, де застосовуються або готуються клеї, мастики, фарби і інші матеріали, що виділяють вибухонебезпечні або шкідливі речовини, не допускаються дії з використанням відкритого вогню або іскри.

На території будівництва в місцях розташування тимчасових будівель, складів, майстерень встановлюються пожежні щити, стенди та бочки з водою. Для запобігання розповсюдження пожежі необхідно забезпечити будівництво

достатньою кількістю засобів пожежогасіння, дотримуватись правил зберігання, розміщення і обмеження кількості пальних речовин і матеріалів, а також дотримуватися інших вимог [28].

Основні причини виникнення пожеж при будівельних роботах:

- недоліки в будівельних конструкціях, спорудах, плануванні приміщень, влаштуванні комунікацій;
- дефекти обладнання, порушення режиму технологічних процесів та неправильне проведення робіт;
- несправність систем живлення і випуску відпрацьованих газів у двигунах внутрішнього згоряння, відсутність іскрогасників на вихлопних трубах двигунів;
- порушення правил користування відкритим вогнем, особливо поблизу місць застосування або зберігання горючих або легкозаймистих речовин;
- відсутність або несправність заземлення цистерн з рідкими нафтопродуктами;
- несправність або відсутність на деяких об′єктах системи блискавкозахисту.

На будівельному майданчику повинні бути організовані пости з протипожежними засобами, а також визначені особливо небезпечні зони у пожежному відношенні. В межах цих зон не допускається зберігання масляних фарб, оліфи, смоли, масел, паливно-мастильних матеріалів, вказані матеріали повинні зберігатись в окремих складських приміщеннях або під навісом. Зберігання в одному приміщенні кисневих балонів та балонів з іншими горючими газами забороняється. Всі роботи пов′язані з використанням відкритого вогню, допускається вести лише з дозволу відповідального за пожежну безпеку на будівельному майданчику.

Пожежна безпека - це стан об’єкту, при якому виключається можливість пожежі, а у випадку її виникнення виключається дія на людей небезпечних факторів пожежі і забезпечується захист матеріальних цінностей.

Пожежна безпека забезпечується завдяки створенню системи заходів

пожежної профілактики і активного пожежного захисту.

Пожежна профілактика - комплекс організаційних заходів і технічних засобів, що спрямовані на запобігання можливого виникнення пожежі чи зменшення її наслідків,

Система активного пожежного захисту - це комплекс організаційних заходів і технічних засобів по боротьбі з пожежами і запобіганню дії на людей небезпечних чинників пожежі, а також обмеження матеріальних збитків від неї.

Для запобігання пожеж у будівельних організаціях розробляють організаційні, технічні, режимного характеру, пожежно-евакуаційні, тактико-профілактичні, будівельно-конструктивні та інші заходи режимів експлуатації машин і обладнання, за яких повністю виключається можливість виникнення іскор і полум’я при роботі, контакт нагрітих деталей обладнання з горючими матеріалами.

До організаційних заходів належать правильний вибір технології; недопущення захаращення приміщень і будівельних майданчиків; навчання працівників правилам пожежної безпеки; спеціальне розміщення матеріалів на складах та техніки в гаражах і ремонтних майстернях.

До технічних належать заходи, що стосуються правильного добору і монтажу електрообладнання, систем блискавкозахисту об’єктів і влаштування заземлення, іскрогасників тощо.

Заходи режимного характеру - це заборона куріння, запалювання вогню, правильне зберігання промаслених ганчірок, постійний контроль за зберіганням матеріалів, що можуть самозагорятись і т. ін.

Тактико-профілактичні заходи передбачають швидку дію пожежних команд, забезпечення об’єктів первинними засобами вогнегасіння, а також підтримування постійно в справному стані водопровідної системи тощо.

Заходів будівельно-конструктивного характеру вживають в процесі проектування і будівництва споруд, створення протипожежних конструкцій будівель, а також при конструюванні машин і обладнання.

4.1.2 Захисне заземлення

Виконуємо розрахунок захисного заземлення для заземлення

бетонозмішувача з напругою U=380В у трьохфазній сітці з ізольованою нейтраллю при таких даних:

Ґрунт - суглинок з питомим електричним опором $\rho = 400\,Ом \cdot м$.

В якості заземлювачів прийнято стальні труби діаметром $d = 0{,}08м$ та довжиною $l = 2{,}5м$, розташовані вертикально і з'єднані на зварці стальною полосою 40х4 мм.

Знаходимо опір одиночного вертикального заземлювача R_b, Ом, за формулою:

$$R_b = \frac{\rho_{розр.}}{2\pi \cdot l}\left(\ln\frac{2l}{d} + \frac{1}{2}\cdot\frac{4t+l}{4t-l}\right).$$

Приймаємо $\psi = 1{,}7$. Тоді $\rho_{розр.} = 400 \cdot 1{,}7 = 680\ \ Ом \cdot м$.

$$R_b = \frac{680}{2\pi \cdot 2{,}5}\left(\ln\frac{2\cdot 2{,}5}{0{,}08} + \frac{1}{2}\ln\cdot\frac{4\cdot 2{,}05+2{,}5}{4\cdot 2{,}05-2{,}5}\right) = 192\ \ Ом.$$

Визначаємо опір стальної полоси, яка з'єднує стержневі заземлювачі:

$$R_{II} = \left(\frac{\rho_{розр.}}{2\pi \cdot l}\right)\ln\left(\frac{l^2}{d\cdot t}\right)\ Ом.$$

Знаходимо розрахунковий опір ґрунту $\rho_{розр.}$ при використанні з'єднувальної полоси у вигляді горизонтального електрода довжиною 50 м.

$\rho_{розр.} = \rho \cdot \psi' = 400 \cdot 5{,}9 = 2360 Ом \cdot м$. При довжині полоси 50 м $\psi' = 5{,}9$;

$$\eta_b\ та\ \eta_r\ R_{II} = \left(\frac{2360}{2\pi \cdot 50}\right)\ln\left(\frac{50}{0{,}04\cdot 0{,}8}\right) = 84 Ом.$$

Визначаємо приблизну к-сть n одиночних стержневих заземлювачів за формулою:

$$n = \frac{R_b}{r_з \cdot \eta_b} = \frac{192}{4\cdot 1} = 48\ \ шт.$$

Приймаємо розміщення вертикальних заземлювачів по контуру з відстанню між суміжними заземлювачами рівним $2l$.

За табл. 3.2 та 3.3 [11] знаходимо дійсні значення коефіцієнта використання:

$\eta_b\ та\ \eta_r$. Значення $\eta_b = 0{,}66 та\ \eta_r = 0{,}39$.

Знаходимо необхідну к-сть вертикальних заземлювачів:

$$n = \frac{R_b}{r_з \cdot \eta_b} = \frac{192}{4 \cdot 0{,}66} \approx 73 \ шт.$$

Визначаємо загальний розрахунковий опір заземлюючого пристрою R з врахуванням з'єднувальної полоси:

$$R = \frac{R_b \cdot R_r}{R_b \cdot \eta_r + R_r \cdot \eta_b \cdot n} = \frac{192 \cdot 84}{192 \cdot 0{,}39 + 84 \cdot 0{,}66 \cdot 73} \approx 3{,}91 \ Ом.$$

Розрахунок виконаний вірно так як $R \le [r_з]$ 3,91<4.

4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях

4.2.1 Оцінка стійкості об’єкта будівництва до впливу ударної хвилі ядерного вибуху і заходи щодо підвищення стійкості

Нові об’єкти будівництва повинні будуватися з урахуванням вимог, виконання яких сприяє підвищенню стійкості інженерно-технічного комплексу об’єкта. Основні з цих такі [30]:

1. Будинки і споруди необхідно розміщати розосереджено. Відстань між будинками і спорудами повинні забезпечувати протипожежні розриви. При наявності таких розривів виключається можливість переносу вогню з одного будинку на інші, навіть якщо гасіння пожежі не відбувається. Будинки адміністративно-господарського й обслуговуючого призначення повинні розташовуватися окремо від основних цехів.

2. Найбільш важливі виробничі спорудження варто будувати заглибленими чи зниженої висотності, прямокутної форми в плані. Це зменшує парусність будинків і збільшує опірність їх ударній хвилі ядерного вибуху. Хорошою стійкістю до впливу ударної хвилі володіють залізобетонні будинки з металевими каркасами в бетонній опалубці. Для підвищення стійкості до світлового випромінювання в споруджуваних будинках і спорудженнях повинні застосовуватися вогнестійкі конструкції, а також вогнезахистна обробка спалених елементів будинку. У кам’яних будинках перекриття повинні бути виготовлені з армованого бетону або виконані з бетонних плит. Великі за розмірами будники повинні розділятися на секції неспаленими стінами. У ряді випадків при проектуванні й будівництві промислових будинків і споруджень повинна бути передбачена можливість герметизації приміщень від проникнення радіоактивного пилу.

Це особливо важливо для підприємств харчової промисловості й продовольчих складів.

3. Душові приміщення необхідно проектувати з урахуванням використання їх для санітарної обробки людей.

4. Дороги на території об’єкта повинні бути з твердим покриттям,

забезпечувати зручне і найкоротше сполучення між виробничими будинками, спорудженнями і складами; в'їздів на територію об'єкта повинне бути не менш двох із різних напрямків.

5. Системи побутової і виробничої каналізації повинні мати не менш двох випусків у міські каналізаційні мережі й пристрої для аварійних скидань у підготовлені місця (котловани, яри, траншеї тощо).

Оцінка стійкості основних елементів інженерно-технічного комплексу, від яких залежить робота господарського об'єкта, полягає у визначенні виду можливого руйнування кожного з основних елементів інженерно-технічного комплексу та у виявленні нестійких елементів. При оцінці ефективності захисту робітників і службовців у разі сильного вибуху визначають можливу кількість уражених і вид травм людей на території господарського об'єкта. Оцінка стійкості систем управління і постачання (електроенергією, газом, водою, сировиною, комплектуючими виробами тощо) полягає у визначенні ступеня їх порушення в разі вибуху. Крім того, оцінюють ступінь підготовленості господарського об'єкта до відновних робіт. Висновок про стійкість господарського об'єкта в цілому складають після аналізу отриманих результатів. Якщо всі основні елементи інженерно-технічного комплексу і систем господарського об'єкта виявляться стійкими і за прогнозом не буде великої кількості уражених робітників і службовців, то робота господарського об'єкта вважається стійкою в разі вибуху. Якщо хоча б один основний елемент інженерно-технічного комплексу або система господарського об'єкта виявляться за прогнозом нестійкими, робота об'єкта в цілому визнається нестійкою. Аналогічний висновок робиться, якщо в разі вибуху можливі загибель або великі втрати робочих і службовців.

Якщо всі основні елементи інженерно-технічного комплексу і систем будівельного об'єкта виявляться стійкими і за прогнозом не буде великої кількості уражених робітників і службовців, то робота господарського об'єкта вважається стійкою в разі вибуху. Якщо хоча б один основний елемент інженерно-технічного комплексу або система будівельного об'єкта виявляться за прогнозом нестійкими, робота об'єкта в цілому визнається нестійкою.

Аналогічний висновок робиться, якщо в разі вибуху можливі загибель або великі втрати робочих і службовців.

4.2.2 Оцінка масштабу, розмірів втрат та інших наслідків можливої НС на об'єкті будівництва

Оцінка обстановки – порядок визначення ступеню ураженості об'єкта чи території, можливих об'ємів завданих збитків та вплив вторинних факторів на проведення рятувальних та інших невідкладних робіт (РіНР) в осередку ураження від надзвичайних ситуацій (НС).

Вони залежать від конкретних умов виникнення або загрози виникнення надзвичайних ситуацій мирного чи воєнного часу [14].

По часу оцінка обстановки може бути - завчасна, планова, термінова.

В мирний час відповідно до Закону України «Про страховий фонд документації» на всій території України проведений моніторинг наявності потенційно небезпечних об'єктів чи явищ, що можуть призвести до виникнення надзвичайних ситуацій. Оцінку обстановки можна попередньо проводити по карті місцевості району, де існує загроза або виникла надзвичайна ситуація.

На підставі цих досліджень розроблені плани дій під час загрози або виникнення НС. В яких ґрунтовно описані можливі наслідки тої чи іншої надзвичайної ситуації та шляхи її подолання - зменшення жертв, пошкоджень, руйнувань та інше.

Оцінка обстановки визначає:

- характер і об'єм руйнувань і пошкоджень, нанесені збитки і втрати;
- види аварійно-рятувальних робіт та можливий їх об'єм;
- радіаційну, хімічну, інженерну, пожежну та інші обстановки та їх вплив на виконання завдань;
- найбільш доцільні напрямки висування в введення сил ЦО в вогнище чи на територію ураження;
- місце розташування, стан і забезпеченість сил ЦО та їх можливості по виконанню завдань;
- вплив вторинних факторів ураження, погоди, пори року і доби, характер місцевості.

За результатами аналізу оцінки обстановки приймається рішення про ведення РіНР в осередках ураження чи на територія, яка потерпіла від НС.

Рішення на виконання завдань по локалізації та ліквідації наслідків НС включає:

- на що направляти основні зусилля сил та засобів;
- порядок ведення рятувальних та інших невідкладних робіт в осередку ураження чи події;
- організація зв'язку та управління підчас ведення РіНР;
- порядок взаємодії сил і засобів залучених на проведення робіт;
- час проведення РіНР.

Форми і методи оцінки обстановки при загрозі або виникненні надзвичайних ситуацій залежать в першу чергу від виду надзвичайної ситуації.

На місце загрози або виникнення НС терміново виїжджає мобільно-оперативна група у складі: спеціалістів з різних галузей.

Метою роботи цієї групи на місці НС є:

- обстеження місця виникнення НС, характеру, об'ємів та пошкоджень НС;
- надання при необхідності першої медичної допомоги потерпілим;
- визначення попередніх обсягів втрат (площі території, яка постраждала);
- готує пропозиції щодо першочергових заходів та обсягів робіт по локалізації та ліквідації (мінімізації) наслідків НС.
- координує дії служб на місці НС.

Під обстановкою розуміють сукупність наслідків НС, що впливають на нормальну життєдіяльність, виробництво продукції та дії сил при локалізації та ліквідації наслідків НС.

Аналіз пожежної небезпеки і захисту технологічних процесів виробництв здійснюється поетапно. Він містить у собі вивчення технологій виробництв, оцінку пожежонебезпечних властивостей речовин, виявлення можливих причин виникнення і запобіганню пожеж.

Під пожежною обстановкою розуміють сукупність наслідків впливу

вражаючих факторів НС, у результаті яких виникають пожежі, які впливають на життєдіяльність людей.

Для оцінки пожежної обстановки необхідно провести такі заходи:

- визначити вид, масштаб і характер пожежі;
- провести аналіз впливу пожежі на стійкість окремих елементів і об'єкту в цілому, а також на життєдіяльність населення;
- вибрати найбільш доцільні дії пожежних підрозділів та формувань ЦЗ з локалізації і гасіння пожежі, евакуації при необхідності людей і матеріальних цінностей із зони пожежі.

Основна причина виникнення пожеж – необережне поводження з вогнем, порушення правил пожежної безпеки. Крім того, вони можуть виникнути в наслідок природних явищ (грозові розряди, землетруси, виверження вулканів, самозаймання торфу, підпал, вибух).

Межа вогнестійкості, вимірювана в годинах, визначається здатністю несучих конструкцій протистояти вогню без обвалювань, прогинів, тріщин, і отворів, через які проникають продукти горіння.

Вона становить для будинків:

- I ступеня вогнестійкості – понад 2 годин;
- II ступеня до 2 годин;
- III ступеня - 1,5 години;
- IV ступеня - 1 година.

За категоріями вибухонебезпечності будинки поділяють на п'ять категорій:

Категорії Аі Б – вибухопожежонебезпечні, В,Г,Д – пожежонебезпечні.

Пожежа характеризується видом, масштабом або щільністю, розвитком і швидкістю поширення, тепловою радіацією, тривалістю горіння, температурою горіння, зоною задимлення.

Види пожеж: окремі, масові, суцільні, вогневий шторм, лісові, степові, торф'яні, тління, горіння в завалах.

Розвиток і швидкість поширення пожеж визначається ступенем вогнестійкості будинку, відстанню між ними, щільністю забудови,

метеоумовами і порою року.

Розвиток пожеж незалежно від їх розмірів і місця виникнення відбувається за однією загальною закономірністю і поділяється на три фази:

- І фаза – поширення полум’я від початкового горіння до охоплення великої частини горючих матеріалів. Ця фаза характеризується спочатку порівняно невеликою температурою і швидкістю поширення вогню, тому пожежа можу бути ліквідована у перші 15-20 хвилин за короткий час обмеженими засобами. Тривалість фази до 2 годин в залежності від вогнестійкості будинків.;
- ІІ фаза – стале горіння до моменту обвалення конструкцій, тривалість від 1 до 4 годин;
- ІІІ фаза – вигоряння матеріалів завалених конструкцій при невеликих швидкостях горіння і теплової радіації, тривалість від 2 до 5 годин.

Залежно від масштабів пожеж застосовують то чи іншу тактику ведення боротьби з ним, та залучають відповідні сили і засоби. Це може бути окрема тема для вивчення.

Отже, оцінка обстановки при виникненні надзвичайних ситуацій потребує значних об’ємів знань умінь і навичок, досвіду проведення рятувальних та інших невідкладних робіт в осередках ураження.

ВИСНОВОК

У цій кваліфікаційній роботі було розроблено проєкт спортивного косплексу у Полтаві з дослідженням роботи великопролітної арочної конструкції.

У результаті виконання кваліфікаційної роботи розроблено:

– - основні архітектурно-будівельні рішення проектованого об'єкта. Під час проектування було враховано раціональне та обґрунтоване планування, організація та оздоблення внутрішніх приміщень, оформлення фасадів об'єкта;

– здійснено підбір перерізів несучих елементів будівлі: аркового покриття, шпренгельних прогонів, колон каркасу, головних та другорядних балок. Законструйовані основні вузли металоконструкцій між собою та колон каркасу з фундаментом;

– виконано розрахунок та порівняння основних видів фундаменту: стовпчастого та пальового з монолітним ростверком. В результаті розрахунку з'ясували, що використання стовпчастого фундаменту значно скорочує вартість і трудомісткість його пристрою;

– здійснено варіантне проектування, яке полягало у визначенні необхідності використання затяжки в арковому покритті. Було проведено порівняння металоємності та жорсткості аркового покриття із затяжкою та без неї (використання затяжки ускладнює монтаж). Після проведення розрахунків було зроблено висновок, що використання затяжки раціонально, так як при цьому було досягнуто скорочення металомісткості на 26,8% щодо аркового покриття без затяжки;

– розроблено заходи з охорони праці та безпеки в надзвичайних ситуаціях

– була вивчена відповідна правова та нормативна література.

У процесі проектування були використані наступні програми: Autodesk AutoCAD 2016, Microsoft Office 2016, SCAD Office 21.1 та відповідні додаткові прикладні програмні пакети.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ЛІТЕРАТУРНИХ ДЖЕРЕЛ

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. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи К.: Мінбуд України, 2006.

3. ДБН В.1.17-2002 Пожежна безпека об’єктів будівництва. – К.: Держбуд України, 2003.

4. ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. К.: Мінрегіонбуд України, 2009.

5. ДБН В.2.6-31:2006 Теплова ізоляція будівель К.: Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства України, 2006.

6. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2011.

7. ДСТУ Б В.2.1-2-96. Ґрунти. Класифікація. – К.: Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1995.

8. ДБН А.2.1–1-2008 Інженерні вишукування для будівництва. Основні положення. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2008.

9. ДБН Б.2.2-12:2019 Планування і забудова територій.Планування і забудова міських і сільських поселень. К.: Мінрегіон України, 2018.

10. Malezhyk, M.P., Pidhurs’kyi, M.I., Rudyak, Y.A., Pidhurs’kyi, I.M. & Voitovych, L.V. (2019) Investigation of the Fracture of an Orthotropic Plate with Circular Hole and Two Edge Cracks Under Pulsed Loading by the Method of Dynamic Photoelasticity. Materials Science, 55(2). P. 254-258. (SCOPUS)

11. Pidgurskyi, Mykola & Rudyak, Yuri & Pidgurskyi, Ivan. (2019). Research and Modeling of Stress-Strain State and Fracture Strength of Triplexes at Temperatures 293–213K. // Lecture Notes in Mechanical Engineering

SerProceedings of the 7th International Conference on Fracture Fatigue and Wear., Belgium, Ghent University, 2018. – P.135-150.

12. Pidgurskyi I. Analysis of stress intensity factors obtained with the fem for surface semielliptical cracks in the zones of structural stress concentrators // Scientific Journal of TNTU. - Ternopil: TNTU, 2018. - Vol. 90. - No 2. - P. 92-104. (Index Copernicus, Google Scholar)

13. Вплив температури на мікромеханізми статичного деформування та руйнування теплостійких сталей / П.В. Ясній, В.Б. Гладьо, П.О. Марущак, Д.Я. Баран // Вісник Тернопільського державного технічного університету. - 2007. - Т. 14. - № 3. – С. 7-16.

14. Maruschak P., Degradation and cyclic crack resistance of continuous casting machine roll material under operating temperatures / P. Maruschak, D. Baran // Iranian Journal of Science and Technology Transaction B: Engineering. - 2011. - Vol. 35. - M2. - P. 159-165.

15. Ігнатьєва В.Б. Аналіз способів поліпшення теплотехнічних характеристик при будівництві будівель / В.Б. Ігнатьєва, Е.О. Текін // ΛΌГОΣ. Мистецтво наукової думки, 2019. - Vol. 3. – С. 97-100. Режим доступу: https://ojs.ukrlogos.in.ua/index.php/2617-7064/article/view/306/293 44. Ignatyeva, V. B. (2018).

16. Yasniy, P.V., Mykhailyshyn, M.S., Pyndus, Y.I. et al. Numerical Analysis of Natural Vibrations of Cylindrical Shells Made of Aluminum Alloy. Mater Sci 55, 502–508 (2020). https://doi.org/10.1007/s11003-020-00331-2

17. Yasniy P., Pyndus Y., Hud M. Methodology for the experimental research of reinforced cylindrical shell forced oscillations. Scientific journal of the Ternopil national technical university. 2017. Vol. 86. №. 2. P. 7–13

18. Макара, Т.Я. Оцінка вогнестійкості елементів металевого каркасу торгівельно-офісного центру / Т.Я. Макара, Т.О. Криницький, А.П. Сорочак // Актуальні задачі сучасних технологій: збірник тез доповідей IX Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів (Тернопіль, 25-26 листопада 2020). – Т. 1. – Т. : ТНТУ, 2020. – С. 93.

19. Теслюк, М.В. Аналіз впливу типу перев’язки на НДС цегляної кладки в місці стику стін / М.В. Теслюк, Т.К. Гунда, А.П. Сорочак // Актуальні задачі сучасних технологій: збірник тез доповідей IX Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів (Тернопіль, 25-26 листопада 2020). – Т. 1. – Т. : ТНТУ, 2020. – С. 133-134.

20. Ковальчук Я. Теплоізоляційні будівельні матеріали з місцевих технологічних відходів / Я. Ковальчук, Г. Крамар, Л. Бодрова, І. Коваль, С. Мариненко // Наукові нотатки. - 2019. - Вип. 66. - С. 165-171.

21. Веселов В.А. Проектирование оснований и фундаментов. – М.: Стройиздат, 1990. – 240с.

22. Основания, фундаменты и подземные сооружения:. Е. А. Сорочана, Ю. Г. Ирофименкова. – М. : Стройиздат, 1985. – 135с.

23. Далматов Б. И. Механика грунтов, основания и фундаменты. Л. : Стройиздат, 1988. – 298с.

24. Ухов С. Б., Знаменский В. В., Тер – Мартиросян З. Г., Механика грунтов, основания и фундаменты.– М.: Издательство АСВ, 1994. – 524с.

25. Бартоломей А. А. Основы расчёта свайных ленточных фундаментов по предельно допустимым осадкам. – М. : 1982. – 253с.

26. Бугров А. К. Расчёт осадок оснований с развитыми областями предельного напряжённого состояния грунта. Швецова. М. : Высшая школа, 1991, С. 127 – 131.

27. Мерлинов М. В., Ягупов Б. А. Примеры расчёта оснований и фундаментов. М. : 2006. – 145с.

28. Лапшин Ф. К. Основания и фундаменты в дипломном проектировании. Саратов. Изд. – Саратовского университета, 1989. – 212с.

29. Нойферт Э. Строительное проектирование. М. : Стройиздат, 1991.

30. Пищаленко М. Ю. Технология возведения зданий и сооружений – Киев. : Высшая школа, 1982. - 298с.

31. Байков В. Н., Сигалов Э. Е. Ж/бетонные конструкции. Общий курс. М. : Стройиздат, 1991. – 412с.

32. Розрахунки і проектування спеціальних будівель і споруд: Навчальний посібник/ Фомиця Л.М., Артеменко А.К., Мамін О.М., Височин І.А. // Під редак. Л.М.Фомиці.- К: Урожай.- 1994.

33. Залізобетонні конструкції. Навчальний посібник / Вахненко П.Ф., Павліков А.М., Горик 0.8., Вахненко В.П.// К: Вища школа, 1999.

34. Зоценко М.Л.,Коваленко В.І.,Хілобок В.Г. Яковлев А.В. Інженерна геологія. Механіка грунтів, основи і фундаменти. -К.:Вища шк.,1992.- 408 с.

35. Мельник І.В. Деформації зовнішньої композитної арматури при підсиленні залізобетонних балок / І.В. Мельник, А.Я. Мурин // Зб. наук. праць: механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій. – 2009. - №8. – С. 235-241.

36. Мельник І.В. Ефективність використання композитних матеріалів при підсиленні будівельних конструкцій / І.В. Мельник, Р.З. Добрянський, А.Я. Мурин // Збірник наукових праць третьої всеукраїнської науково-технічної конференції: науково-технічні проблеми сучасного залізобетону. – Львів, 2003. – С. 577-584.

37. Мельник С.В. Дослідження несучої здатності похилих перерізів залізобетонних балок, підсилених наклеєними вуглепластиковими матеріалами / С.В. Мельник // Зб. наук. пр. Полтавського нац. тех. ун-ту ім. Ю.Кондратюка. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. – Полтава, 2012. – Вип. 2(32), Том 1. – С.151–158.

38. Мельник С.В. Розрахунок міцності похилих перерізів залізобетонних балок, підсилених вуглепластиковими матеріалами при однократному навантаженні / С.В. Мельник // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: збірник наукових праць. – Рівне, 2012. – Вип. 23 – С. 494 – 501.

39. Клампуш М.Д. Розрахунок міцності нормальних перерізів залізобетонних балок, підсилених вуглецевими полімерами / М.Д. Клампуш, В.Г. Кваша // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2007. – Вип. 15. – С. 270-276.

40. Бамбура А.Н. К построению деформационной теории железобетона стержневых систем на экспериментальной основе / А.Н. Бамбура, А.Б. Гурковский // Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний збірник. - Київ: НДІБК, 2003.- Випуск 59.- Книга 1.- С. 121 – 130.

41. Крусь Ю.О. Метод визначення малоциклової втомленості бетону із застосуванням енергетичних гіпотез / Ю.О. Крусь // Проблеми теорії і практики залізобетону: Збірник наукових статей.- Полтава,1997.- С. 265 – 268.

42. Analysis of the effect of horizontal ties on the deformability of the bottom of the floating pool / Mykhailo Hud, Nataliya Chornomaz, Viktoriia Ihnatieva, Ihor Koval // Scientific Journal of TNTU. — Tern.: TNTU, 2022. — Vol 106. — No 2. — P. 133–137.

43. Hud, M., Chornomaz, N., Grytseliak, R., & Baran, D. (2022). Study of the joint work of the foundations and the spatial tower under the action of dynamic loads. Procedia Structural Integrity, 36, 87-91.