

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

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

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на здобуття освітнього ступеня

Магістр

(назва освітнього ступеня)

на тему: Проект візит-центру в Заліщиках
із дослідженням роботи просторової консолі

Виконав: студент 6 курсу, групи МБм-61
спеціальності _____

192 Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва спеціальності)

Студент _____
(підпис) Криницький Р.О.
(прізвище та ініціали)

Керівник _____
(підпис) Баран Д.Я.
(прізвище та ініціали)

Нормоконтроль _____
(підпис) Мещерякова О. М.
(прізвище та ініціали)

Завідувач кафедри _____
(підпис) Ясній В. П.
(прізвище та ініціали)

Рецензент _____
(підпис) Качка О.І.
(прізвище та ініціали)

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

Факультет Факультет інженерії машин, споруд і технологій

(повна назва факультету)

Кафедра Будівельної механіки

(повна назва кафедри)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

Ясній В.П.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

« »

2024 р.

З А В Д А Н Н Я
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ

на здобуття освітнього ступеня Магістр

(назва освітнього ступеня)

за спеціальністю 192 Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва спеціальності)

студенту Криницькому Руслану Олеговичу

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проект візит-центру в Заліщиках із дослідженням
роботи просторової консолі

Керівник роботи Баран Денис Ярославович, к.т.н. доц.

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

Затверджені наказом ректора від « 12 » 11 2024 року № 4/7-1091

2. Термін подання студентом завершеної роботи

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

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

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

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

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

6. Консультанти розділів роботи

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

7. Дата видачі завдання

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

[illegible]

Студент

(підпис)

Криницький Р. О.

(прізвище та ініціали)

Керівник роботи

(підпис)

Баран Д. Я.

(прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

ВСТУП	6
РОЗДІЛ 1 ОБ'ЄМНО-ПЛАНУВАЛЬНІ ТА АРХІТЕКТУРНІ РІШЕННЯ.....	9
1.1 Опис зовнішнього вигляду об'єкта капітального будівництва, опис та обґрунтування просторової, планувальної та функціональної організації об'єкта капітального будівництва	9
1.2 Обґрунтування прийнятих об'ємно-просторових та архітектурно-художніх рішень об'єкта капітального будівництва.....	9
1.3 Опис та обґрунтування використаних композиційних прийомів під час оформлення фасадів та інтер'єрів об'єкта капітального будівництва	11
1.4 Опис та обґрунтування рішень щодо оздоблення приміщень основного, допоміжного, обслуговуючого та технічного призначення	12
1.5 Опис архітектурних рішень, що забезпечують природне освітлення приміщень із постійним перебуванням людей.....	12
1.6 Опис архітектурно-будівельних заходів, що забезпечують захист приміщень від шуму, вібрації та іншого впливу.....	12
1.7 Опис рішень щодо декоративно-художнього та кольорового оздоблення інтер'єрів.....	13
РОЗДІЛ 2 КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ.....	14
2.1 Відомості про топографічні, інженерно-геологічні, гідрогеологічних, метеорологічних і кліматичних умовах земельної ділянки, наданої для розміщення об'єкта капітального будівництва	14
2.2 Відомості про особливі природні кліматичні умови території, на якій розташовується земельна ділянка, надана для розміщення об'єкта капітального будівництва	14

2.3 Відомості про характеристики міцності та деформації ґрунту в основі об'єкта капітального будівництва.....	15
2.4 Опис та обґрунтування конструктивних рішень будівель і споруд, включаючи їхні просторові схеми, прийняті під час виконання розрахунків будівельних конструкцій	15
2.5 Опис та обґрунтування технічних рішень, що забезпечують необхідну міцність, стійкість, просторову незмінюваність будівель і споруд об'єкта капітального будівництва загалом, а також їхніх окремих конструктивних елементів, вузлів, деталей у процесі виготовлення, перевезення, будівництва та експлуатації об'єкта капітального будівництва	17
2.5.1 Загальні положення.....	17
2.5.2 Розрахункова схема металевої конструкції.....	17
2.5.3 Збір навантажень.....	18
2.5.4 Результати розрахунку	26
2.5.5 Верифікація розрахунків	28
2.5.5 Конструювання вузлів	30
2.6 Опис конструктивних і технічних рішень підземної частини об'єкта капітального будівництва.....	47
2.6.1 Вихідні дані.....	47
2.6.2 Варіантне проектування фундаментів	49
2.6.2.1 Варіант 1 - плитний фундамент.....	49
2.6.2.2 Варіант 2 - пальово-плитний фундамент на буронабивних палях.....	54
РОЗДІЛ 3 НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ.....	61
3.1 Аналіз аналогів.....	61
3.1.1 Консольна галерея The Richard Rogers Drawing Gallery	61
3.1.2 Оглядовий майданчик "AlpspiX"	62

3.1.3 Оглядовий майданчик у каньйоні Чатак.....	62
3.2 Розгляд варіантів виконання консольної споруди	63
РОЗДІЛ 4 ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ.....	66
4.1 Охорона праці.....	66
4.1.1 Організація безпечних умов праці на будівельному майданчику	66
4.1.2 Розроблені заходи з охорони праці	68
4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях	69
4.2.1 Законодавча база України	69
4.2.2 Оцінка масштабу, розмірів втрат та інших наслідків можливої НС на будівельному об'єкті.....	69
ВИСНОВКИ	73
БІБЛІОГРАФІЯ	74

ВСТУП

Сучасні тенденції в архітектурі та містобудуванні активно спрямовані на створення багатофункціональних просторів, які відповідають потребам суспільства, зберігаючи при цьому гармонію з природним середовищем. У цьому контексті проектування візит-центрів набуває особливого значення, адже такі об'єкти слугують не лише інформаційними пунктами для туристів, а й виконують культурно-просвітницьку функцію, сприяють популяризації регіону та розвитку місцевої інфраструктури.

Місто Заліщики, розташоване на унікальному природному утворенні — Дністровському каньйоні, є перспективною локацією для розвитку туристичної інфраструктури. Тутешній природний ландшафт, історична та культурна спадщина створюють потужний потенціал для залучення туристів. У зв'язку з цим виникає необхідність у створенні сучасного візит-центру, який стане не лише інформативним майданчиком для гостей, а й інноваційним об'єктом архітектурного дизайну.

Особливістю цього проєкту є використання просторової консолі як конструктивного елемента, що дозволяє створити виразний архітектурний образ та оптимізувати використання території. Вивчення і застосування сучасних технологій у будівництві, зокрема просторових конструкцій, є важливим етапом розробки цього проєкту. Аналіз та дослідження їхньої роботи дозволять не лише досягти високої функціональності, а й гармонійно інтегрувати об'єкт у природне середовище.

Актуальність теми кваліфікаційної роботи. Сучасний розвиток туристичної інфраструктури в Україні вимагає впровадження інноваційних рішень для залучення відвідувачів і покращення туристичного досвіду. У цьому контексті Заліщики, з їх унікальним природним розташуванням на березі Дністровського каньйону, мають значний потенціал стати центром екотуризму та активного відпочинку. Проте недостатньо розвинена інфраструктура обмежує можливості для реалізації цього потенціалу, що підкреслює потребу в створенні сучасних об'єктів,

таких як візит-центри. Візит-центри є важливими елементами туристичної інфраструктури, адже вони виконують функції інформаційних, культурно-просвітницьких та рекреаційних осередків. Проектування таких об'єктів унікальної архітектурної форми дозволяє не лише вирішити практичні задачі, але й стати символом регіону, що додатково приваблює туристів.

Особливої актуальності набуває використання інноваційних архітектурних і конструктивних рішень, таких як просторові консолі. Вони відкривають нові можливості для створення виразних, функціональних і екологічних об'єктів. У контексті Заліщиків, застосування таких рішень дозволить гармонійно інтегрувати новий об'єкт у природний ландшафт, зберігаючи естетичну цінність території.

Розробка проекту візит-центру з дослідженням роботи просторової консолі є актуальною як з огляду на розвиток місцевої інфраструктури, так і з позиції впровадження сучасних технологій у проектуванні. Такий підхід сприятиме популяризації регіону, зростанню туристичної привабливості та соціально-економічному розвитку.

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

Метою кваліфікаційної роботи є розробка проекту візит-центру в Заліщиках з дослідженням роботи просторової консолі.

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

- розробити основні архітектурно-будівельні та конструктивні рішення візит-центру;
- розрахувати основні параметри несучих конструкцій візит-центру відповідно до діючих навантажень;
- дослідити деформативність металевої просторової консолі громадської будівлі;
- розробити основні рекомендації з охорони праці та цивільного захисту населення.

Об'єктом дослідження є металева просторова консоль громадської будівлі.

Предметом дослідження є деформативність та зниження вартості металевої просторової консолі громадської будівлі.

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

Наукова новизна отриманих результатів полягає в комплексному підході до проектування візит-центру, що поєднує дослідження сучасних архітектурних і конструктивних рішень, зокрема консольної ферми, з функціональними і конструктивними вимогами.

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

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

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

Ключові слова: консоль, металева ферма, скінчено-елементна модель, громадська будівля.

РОЗДІЛ 1

ОБ'ЄМНО-ПЛАНУВАЛЬНІ ТА АРХІТЕКТУРНІ РІШЕННЯ

1.1 Опис зовнішнього вигляду об'єкта капітального будівництва, опис та обґрунтування просторової, планувальної та функціональної організації об'єкта капітального будівництва

Об'єктом капітального будівництва є візит-центр із консольним оглядовим майданчиком, розташований в м. Заліщики.

Будівля візит-центру має круглу форму будівлі в плані. Будівля частково заглиблена в землю. Оглядовий майданчик має складну форму в плані. Оглядовий примикає до підземної частини будівлі візит-центру.

У надземній частині візит-центру розташовується виставковий простір, приміщення кафетерію, вбиральні, кімната матері та дитини.

У підвальному поверсі розташовані технічні приміщення. Вихід на оглядовий майданчик передбачено через цокольний поверх, а також через зовнішні сходи, що ведуть до тераси перед оглядовим.

Площа пішохідної зони оглядового майданчика становить 202,73 м². Ширина пішохідної зони основної частини майданчика - 3 та 1,97 м. Доступ на пішохідну зону відповідає вимогам [5] і забезпечує створення безбар'єрного середовища для людей з інвалідністю.

Клас споруди за надійністю та відповідальністю СС3, згідно з [7].

1.2 Обґрунтування прийнятих об'ємно-просторових та архітектурно-художніх рішень об'єкта капітального будівництва

Об'ємно-планувальні рішення прийняті з урахуванням функціонального призначення будівлі та окремих її приміщень, конструктивної схеми, ґрунтових умов, а також вимог санітарних норм і пожежної безпеки.

Проектований об'єкт являє собою комплекс об'єктів капітального будівництва (будівля візит-центру та споруда консольного оглядового майданчика).

Візит-центр являє собою триповерхову будівлю, виконану в залізобетонному монолітному каркасі на висотних відмітках +3,600 м до - 7,540 м. Будівля має круглу форму в плані радіусом 13,5 м.

Планувальні рішення приміщень будівлі розроблено з урахуванням [11].

Консольний оглядовий майданчик являє собою металеву просторову конструкцію, вильотом 27,97 м найбільший габарит у поперечному напрямку становить 22,03 м. Висота конструкції - 3,08 м, низ конструкції розташовується на відм.+6,615 м

У проєктованій будівлі візит-центру передбачено системи опалення, вентиляції та кондиціонування повітря.

Як конструктивні рішення, що забезпечують дотримання вимог енергетичної ефективності, було реалізовано такі заходи:

- створення замкнутої теплової оболонки будівлі за допомогою застосування ефективних теплоізоляційних матеріалів, застосування яких забезпечує необхідні санітарно-гігієнічні показники: температуру і відсутність конденсації вологи на внутрішніх поверхнях конструкцій усередині приміщень із нормальним вологісним режимом;
- створення теплового контуру будівлі з використанням сучасних теплоізоляційних матеріалів;
- використання ефективних світлопрозорих огорож із ПВХ профілів із заповненням склопакетами;
- використання ефективної системи тепlopостачання з урахуванням енергозберігаючих заходів (використання сучасної трубопровідної арматури, високоякісних кульових кранів, використання ефективної теплової ізоляції з малою теплопровідністю).
- влаштуванням повітряних теплових завіс у тамбурах;
- зниженням повітропроникності огорожувальних конструкцій будівлі.

Збереження високої енергетичної ефективності фасадного скління будівлі забезпечує застосування підвищених вимог до опору теплопередачі для цього виду огорожувальних конструкцій.

Тепловий захист будівлі передбачено на підставі теплотехнічних розрахунків зовнішніх стін, покриття і світлопрозорого заповнення. Розрахункова температура внутрішнього повітря $+21^{\circ}\text{C}$, прийнята згідно з [6].

1.3 Опис та обґрунтування використаних композиційних прийомів під час оформлення фасадів та інтер'єрів об'єкта капітального будівництва

В оформленні інтер'єрів використовують композиційні прийоми, що забезпечують виконання санітарних, пожежних норм, а також функціональності та пожежної безпеки будівлі.

Під час оформлення фасадів застосовували оздоблювальні матеріали, що відповідають вимогам практичності, довговічності та пожежної безпеки будівлі.

Зовнішнє оздоблення стін - система штукатурного фасаду з оздобленням фактурною штукатуркою з акриловою фарбою для фасадів.

Оздоблення цоколя - система штукатурного фасаду з оздобленням декоративним каменем.

Оздоблення поверхонь ганків і пандусів - облицювання керамогранітом із нековзною поверхнею 600×600 мм.

Верх парапету - оцинкована сталь із полімерним покриттям, пофарбована в заводських умовах.

Козрки над входами виконані з багатошарового скла, встановленого на системі підвісів.

Віконні та дверні укоси - штукатурка з подальшим фарбуванням атмосферостійкою фарбою.

За рахунок застосування ділянок з облицюванням каменем, керамогранітом і поєднання площин фасаду з фактурною штукатуркою вирішується питання ув'язування в єдину композицію довкілля і споруджуваної будівлі.

1.4 Опис та обґрунтування рішень щодо оздоблення приміщень основного, допоміжного, обслуговуючого та технічного призначення

В оздобленні приміщень закладено високоякісні сертифіковані оздоблювальні матеріали, що відповідають вимогам [6] і [10].

Залежно від призначення приміщень прийнято різні варіанти оздоблення.

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

Архітектурні рішення для забезпечення природного освітлення прийнято згідно з вимогами [3].

Проектована будівля розташована на відкритій незабудованій місцевості без щільної рослинності, що не знижує коефіцієнт природної освітленості будівлі.

Для приміщень з постійним перебуванням людей передбачено природне освітлення. Забезпечення природного освітлення передбачено за допомогою вікон, розташованих уздовж зовнішніх стін, фасадного скління (приміщень виставкового залу, кафетерію).

1.6 Опис архітектурно-будівельних заходів, що забезпечують захист приміщень від шуму, вібрації та іншого впливу

Захист приміщень будівлі від шуму виконується згідно з [8]. Об'ємно-планувальні рішення виконані таким чином, що виключають розміщення технічних приміщень, які є джерелом підвищеного шуму, поруч із приміщеннями для постійного перебування людей.

Заходи щодо захисту приміщень від шуму і вібрацій від зовнішніх джерел полягають у влаштуванні теплоізоляції мінеральною ватою, багатошарових склопакетів вікон і вітражів.

1.7 Опис рішень щодо декоративно-художнього та кольорового оздоблення інтер'єрів

Кольорове рішення інтер'єру та екстер'єру будівлі підбрано спокійних тонів, що виключають зайве емоційне збудження,

Застосовують світлі, чисті, не залежні від якості освітлення кольори: блакитний, світло-коричневий, світло-сірий, бірюзовий.

РОЗДІЛ 2

КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ

2.1 Відомості про топографічні, інженерно-геологічні, гідрогеологічних, метеорологічних і кліматичних умовах земельної ділянки, наданої для розміщення об'єкта капітального будівництва

Ділянка, відведена під будівництво візит-центру з консольбним оглядовим майданчиком, розташована в місті Заліщики.

Територія вільна від забудови, має розвинену транспортну інфраструктуру. Інженерні комунікації проходять поблизу будівельного майданчика.

За відносну позначку 0,000 прийнято позначку чистої підлоги першого поверху візит-центру.

Район будівництва споруди, згідно з [8] і [7], характеризується такими даними:

Кліматичний район - ІВ;

Клімат - різко континентальний;

Зона вологості - суха;

Розрахункова температура зовнішнього повітря - мінус 27°C;

Вітровий район - ІІІ (нормативне значення вітрового тиску - 0,38 кПа)

Сніговий район - ІІІ (нормативне значення ваги снігового покриву на 1 м² горизонтальної поверхні землі - 1,35 кПа [8];

Ожеледний район - ІІ (товщина стінки ожеледиці - 5 мм при h = 10 м).

2.2 Відомості про особливі природні кліматичні умови території, на якій розташовується земельна ділянка, надана для розміщення об'єкта капітального будівництва

Сейсмічність майданчика будівництва, за сейсмічної небезпеки:

А - 6 балів;

В - 6 Балів;

С - 7 балів.

Категорія ґрунту за сейсмічними властивостями, згідно з [8] - II.

2.3 Відомості про характеристики міцності та деформації ґрунту в основі об'єкта капітального будівництва

Характеристики ґрунтової основи приймаємо на основі [8], [14] і [12]. Літологічна колонка та фізико-механічні властивості ґрунтів основи наведені в п.2.5.1. Рівень ґрунтових вод, їхній хімічний склад, агресивність ґрунтових вод і ґрунту по відношенню до матеріалів, що використовуються під час будівництва підземної частини об'єкта капітального будівництва. Згідно з [14], на земельній ділянці, відведеній під будівництво, постійних ґрунтових вод не виявлено.

2.4 Опис та обґрунтування конструктивних рішень будівель і споруд, включаючи їхні просторові схеми, прийняті під час виконання розрахунків будівельних конструкцій

Конструктивні рішення прийняті з урахуванням інженерно-геологічних умов, характеру зовнішніх навантажень і особливих умов майданчика будівництва. Вони забезпечують безпечну експлуатацію об'єкта будівництва.

Конструкція консольного майданчика являє собою просторову ґратчасту конструкцію, що складається з 7 складових елементів (відправних елементів).

Загальна довжина конструкції 27,97 м. Загальна ширина конструкції 21,94 м. Покриття конструкції - ґратчастий настил із коміркою 22 × 22 мм, несуча смуга 40х4.

Сполучення відправних елементів - жорстке - фланцеве з'єднання (товщина фланців 27 і 18 мм) на шести і чотирьох високоміцних болтах (М30 для поясів, М16 - для елементів решітки) з підкріпленнями ребрами жорсткості.

Сполучення консолі з фундаментною плитою - жорстке - через опорний фланець, товщиною 30 мм, підкріплений ребрами жорсткості (490х200х16 мм).

Відправний елемент ФП-1 ($L = 11,57$ м, $H = 3,075$ м, $B = 3,645$ м):

Верхній пояс - труба $\varnothing 325 \times 22$ мм;

Нижній пояс - труба $\varnothing 325 \times 22$ мм;

Стійки та зв'язки - труба $\varnothing 114 \times 5$ мм;

Розкоси - труба $\varnothing 127 \times 5$ мм;

Розпірки - труба $\varnothing 140 \times 5$ мм.

Відправний елемент ФП-2 ($L = 10$ м, $H = 3,075$ м, $B = 3,645$ м):

Верхній пояс - труба $\varnothing 325 \times 16$ мм;

Нижній пояс - труба $\varnothing 325 \times 16$ мм;

Стійки та зв'язки - труба $\varnothing 114 \times 5$ мм;

Розкоси - труба $\varnothing 114 \times 5$ мм;

Розпірки - труба $\varnothing 140 \times 5$ мм.

Відправний елемент ФП-3.1 ($L = 8,67$ м, $H = 3,075$ м, $B = 3,645$ м):

Верхній пояс - труба $\varnothing 325 \times 10$ мм;

Нижній пояс - труба $\varnothing 325 \times 10$ мм;

Стійки - труба $\varnothing 114 \times 5$ мм;

Розкоси - труба $\varnothing 114 \times 5$ мм;

Розпірки - труба $\varnothing 140 \times 5$ мм.

Відправний елемент ФП-3.2 ($L = 6,75$ м, $H = 3,075$ м, $B = 3,645$ м):

Верхній пояс - труба $\varnothing 325 \times 10$ мм;

Нижній пояс - труба $\varnothing 325 \times 10$ мм;

Стійки - труба $\varnothing 114 \times 5$ мм;

Розкоси - труба $\varnothing 114 \times 5$ мм;

Розпірки - труба $\varnothing 140 \times 5$ мм.

Відправний елемент ФП-4 ($L = 9,03$ м, $H = 2,85$ м, $B = 1,970$ м):

Верхній пояс - труба $\varnothing 168 \times 8$ мм;

Нижній пояс - труба $\varnothing 168 \times 8$ мм;

Стійки - труба $\varnothing 95 \times 5$ мм;

Розкоси - труба $\varnothing 95 \times 5$ мм;

Розпірки - труба $\varnothing 140 \times 5$ мм;

З'єднання поясів і елементів решітки - зварні заводські.

2.5 Опис та обґрунтування технічних рішень, що забезпечують необхідну міцність, стійкість, просторову незмінюваність будівель і споруд об'єкта капітального будівництва загалом, а також їхніх окремих конструктивних елементів, вузлів, деталей у процесі виготовлення, перевезення, будівництва та експлуатації об'єкта капітального будівництва

2.5.1 Загальні положення

Геометрична незмінність і просторова жорсткість консольного оглядового майданчика забезпечується жорстким закріпленням конструкції до фундаментної конструкції, влаштуванням просторових ґрат, що складаються з поздовжніх і поперечних геометричних незмінних елементів - розкосів і зв'язків.

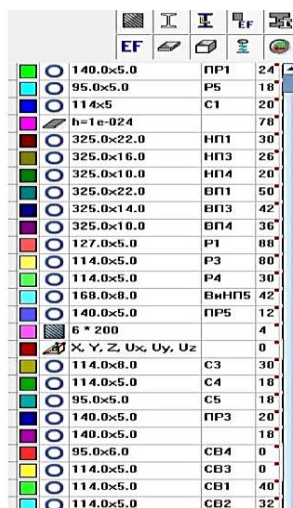
2.5.2 Розрахункова схема металевої конструкції

Розрахункова схема несучої конструкції оглядового майданчика являє собою просторову стрижневу систему з жорстким примиканням розкосів до поясів і складається зі сталевих елементів.

Основними елементами конструкції є пояси, що працюють на поздовжні зусилля і згинальний момент. Поперечна сила сприймається спільною роботою просторової решітки конструкції.

Створення розрахункової схеми проводиться в програмному комплексі SCAD++. Моделювання жорсткого закладення консолі виконується шляхом постановки зв'язків в опорних вузлах.

Розрахункову схему представлено на рисунку 2.1.



Color	Profile	Section	Height
Green	140.0x5.0	PP1	24"
Cyan	95.0x5.0	P5	18"
Blue	114x5	C1	20"
Purple	h=1e-024		78"
Brown	325.0x22.0	HP1	30"
Olive	325.0x16.0	HP3	26"
Dark Green	325.0x10.0	HP4	20"
Teal	325.0x22.0	BP1	50"
Dark Blue	325.0x14.0	BP3	42"
Dark Purple	325.0x10.0	BP4	36"
Yellow	127.0x5.0	P1	88"
Light Blue	114.0x5.0	P3	80"
Light Green	114.0x5.0	P4	30"
Light Cyan	168.0x8.0	ВННП5	42"
Light Purple	140.0x5.0	PP5	12"
Light Blue	6 * 200		4"
Dark Red	X, Y, Z, Ux, Uy, Uz		0"
Yellow	114.0x8.0	C3	30"
Green	114.0x5.0	C4	18"
Cyan	95.0x5.0	C5	18"
Blue	140.0x5.0	PP3	20"
Purple	140.0x5.0		18"
Red	95.0x6.0	CB4	0"
Yellow	114.0x5.0	CB3	0"
Light Green	114.0x5.0	CB1	40"
Light Cyan	114.0x5.0	CB2	32"

Рисунок 2.1 – Задання перерізів в ПК SCAD

2.5.3 Збір навантажень

Навантаження на каркас споруди збирають згідно з [8].

Постійні навантаження

Постійне навантаження полягає в завданні власної ваги всіх елементів конструкції з призначеними жорсткостями в програмному комплексі SCAD++.

Коефіцієнт надійності за навантаженням для металевих конструкцій $\gamma_f = 1,05$.

Власна вага конструкції задається в ПК SCAD++ автоматично.

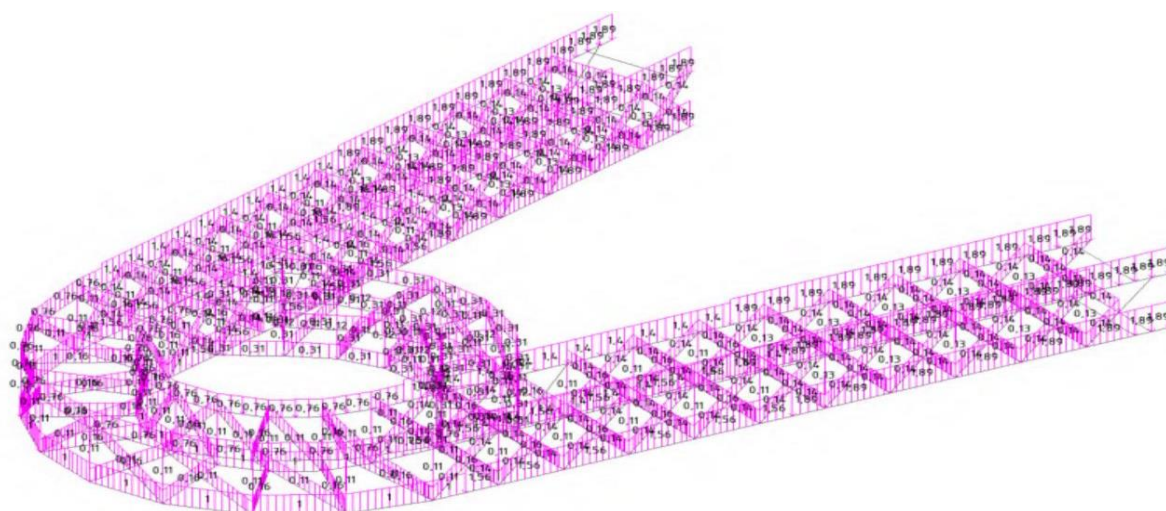


Рисунок 2.2 - Навантаження від власної ваги металевих конструкцій

Тривалі навантаження

Таблиця 2.1 - Тривале навантаження

Вид навантаження	Од. вим.	Нормативне навантаження	γ_f	Розрахункове навантаження
Вага сталевого ґратчастого настилу коміркою 22х22 (несуча смуга 40х4 мм)	кН/м ²	1,0	1,05	1,05

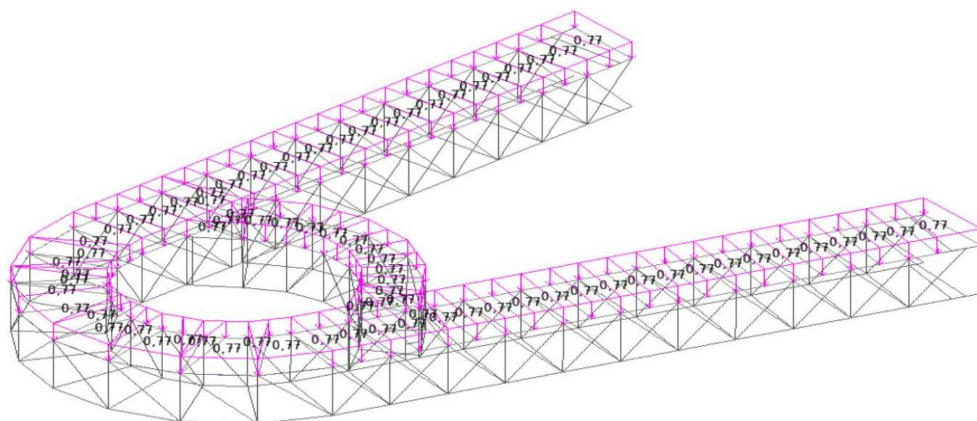


Рисунок 2.3 - Навантаження від ваги сталевого ґратчастого настилу осередком 22 х22 мм (несуча смуга 40х4 мм)

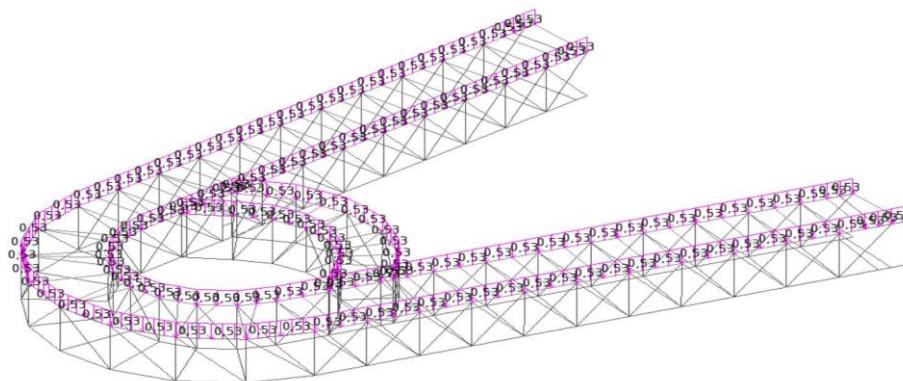


Рисунок 2.4 - Навантаження від ваги скляної огорожі

Корисне навантаження

До корисного навантаження відносять навантаження від ваги людей із розрахунку 3 осіб ($m = 80$ кг ($0,8$ кН)) на 1м^2 .

Таблиця 2.2 - Корисне навантаження

Вид навантаження	Од. вим.	Нормативне навантаження	γ_f	Розрахункове навантаження
Вага людей	кН/м ²	2,4	1,2	2,88

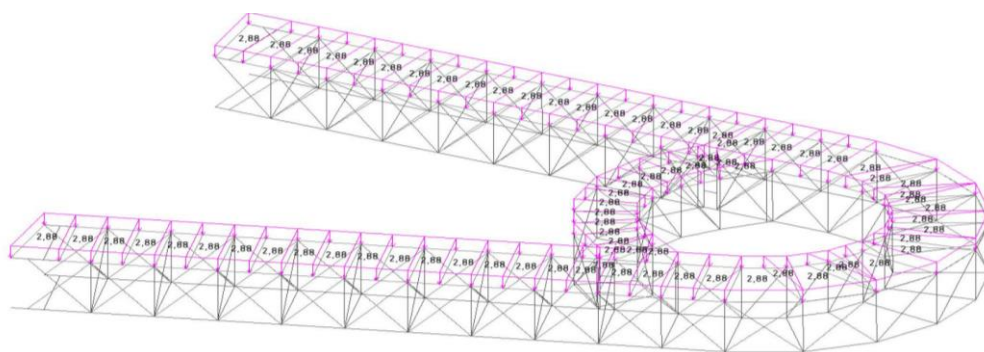


Рисунок 2.5 - Корисне навантаження на консоль

Короткочасне навантаження

До короткочасного навантаження належить снігове та вітрове навантаження.

Розрахунок вітрового навантаження проведено двома варіантами:

Ручний розрахунок згідно з [8]. Автоматизований розрахунок у програмі Autodesk CFD.

Результати розрахунків усіх варіантів завантажено стосовно до завантажень у ПК SCAD++.

Снігове навантаження

Розрахунок снігового навантаження ведеться за [8]. Нормативне значення снігового навантаження визначається за формулою

$$S_0 = c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g \quad (2.1)$$

де c_e - коефіцієнт, що враховує знесення снігу з покриттів будівель під дією вітру або інших чинників; c_t - термічний коефіцієнт; μ - коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву землі до снігового навантаження на покриття; S_g - нормативне значення від ваги снігового покриву на 1м^2 горизонтальній поверхні, кПа.

Для міста Заліщики $S_g = 1,35\text{кПа}$. Для пологих (з ухілами до 10° або $f/l \leq 0,05$, де f - стріла підйому покриття; l - проліт покриття, м) покриттів однопрогонових і багатопрогонових будинків без ліхтарів, які проектується на

місцевості типів А або В (та мають характерний розмір у плані l_c не більше 100 м, а також для покриттів висотних будинків допускається враховувати коефіцієнт знесення снігу c_e , що приймається за [8], але не менше 0,5 і не більше 1,0 :

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

$$c_e = (1,4 - 0,4 \cdot \sqrt{0,5}) \cdot (0,8 + 0,002 \cdot 5,68) = 0,906$$

$k_v = 1,4$ – коефіцієнт, що залежить від середньої швидкості вітру в зимовий період і середньомісячної температури повітря в січні, що приймається за [8].
 k – коефіцієнт, що залежить від висоти над рівнем планувальної позначки землі, який приймають за [8] для типів місцевості А і В при $h \leq 5\text{ м} - z = 0,5\text{ м}$.

$l_c = 2 \cdot b - \frac{b^2}{l_{\max}} = 2 \cdot 3 - \frac{3^2}{27,97} = 5,68\text{ м}$ – характерний розмір покриття в плані, що приймається не більше 100 м; де b - найменший розмір покриття в плані; $l_{\max}$ - найбільший розмір покриття в плані. Тоді нормативне значення снігового навантаження дорівнюватиме:

$$S_0 = c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g = 0,906 \cdot 1 \cdot 1,1 \cdot 1,35 = 1,35 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

Розрахункове значення снігового навантаження

$$S = S_0 \cdot \gamma_f = 1,35 \cdot 1,4 = 1,89 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}. \quad (2.2)$$

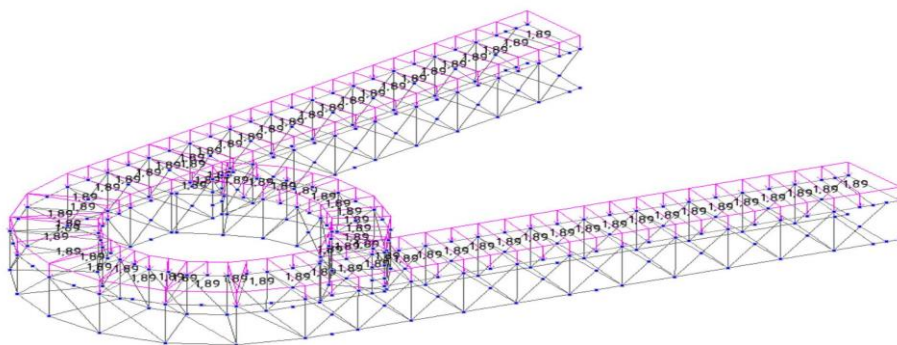


Рисунок 2.6 - Схема прикладання снігового навантаження

Вітрове навантаження

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

$$w_m = w_0 \cdot k(z_e) \cdot c \quad (2.3)$$

де w_0 - нормативне значення вітрового тиску [8]; $k(z_e)$ - коефіцієнт, що враховує зміну вітрового тиску для висоти z_e [8]; c - аеродинамічний коефіцієнт [8].

Нормативне значення вітрового тиску w_0 приймається залежно від вітрового району за [8].

Вітровий район встановлюється за картою [8]. Для м. Заліщики (ІІІ район) $w_0 = 0,38 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$.

Коефіцієнт $k(z_e)$ визначається зазалежно від типу місцевості [8]. При $z_e = 242,5$ м, коефіцієнт $k(z_e) = 2,33$.

Приймаємо тип місцевості В (міські території, лісові масиви та інші місцевості, рівномірно вкриті перешкодами заввишки понад 10 м).

Аеродинамічний коефіцієнт c приймаємо за [8]. Для просторових ферм аеродинамічний коефіцієнт визначається за формулою

$$C_t = C_x \cdot (1 - \eta) \cdot k_1, \quad (2.4)$$

де C_x - аеродинамічний коефіцієнт окремо стоячої плоскої ґратчастої конструкції:

$$C_x = \frac{\sum (C_{xi} \cdot A_i)}{A_k} \quad (2.5)$$

тут C_{xi} - аеродинамічний коефіцієнт i -го елемента конструкції; A_i - площа проекції i -го елемента конструкції; A_k - площа, обмежена контуром конструкції. η

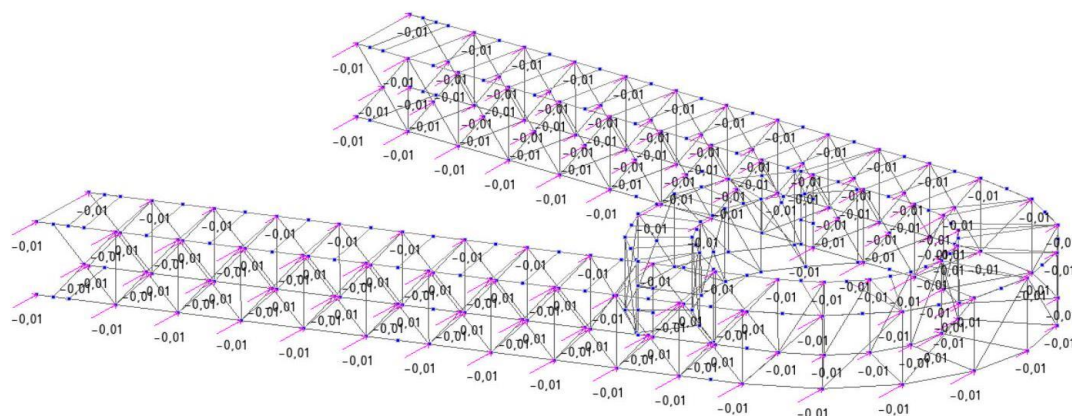


Рисунок 2.7 - Схема прикладання вітрового навантаження за напрямком осі Y

Середню складову основного вітрового навантаження, що діє на скляну огорожу, докладемо в основні вузли верхнього поясу ферми у вигляді зосереджених сил. Аеродинамічний коефіцієнт s приймаємо за [8]. Для вертикальних елементів із навітряного боку. $C_e = 0,8$, з підвітряного. $C_e = -0,5$.

Нормативні значення середньої зосередженої вузлової складової вітрового навантаження w_m залежно від довжини проекції наведені в таблиці 2.4 і на рисунку 2.8.

Таблиця 2.4 - Розрахунок зосередженої вузлової складової вітрового навантаження під час дії на скляну огорожу

№	L,м	w_0	$k(z_e)$	C_e	γf	$w_m, \text{кН/м}$	$F_m, \text{кН/м}$
1	27,97	0,38	1,63	0,8	1,4	0,83	1,46
2	27,97	0,38	1,63	0,5	1,4	0,52	0,91

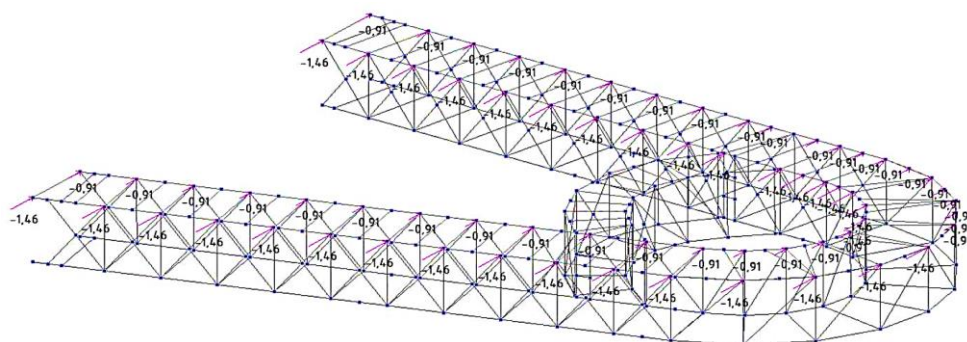


Рисунок 2.8 - Схема прикладання вітрового навантаження, що діє на скляну огорожу

Вітрове навантаження, що діє на нижню частину консолі, приймаємо рівним 512,2 Па, згідно з розрахунком у програмі Autodesk CFD. Додавання навантаження виконано у вузли конструкції.

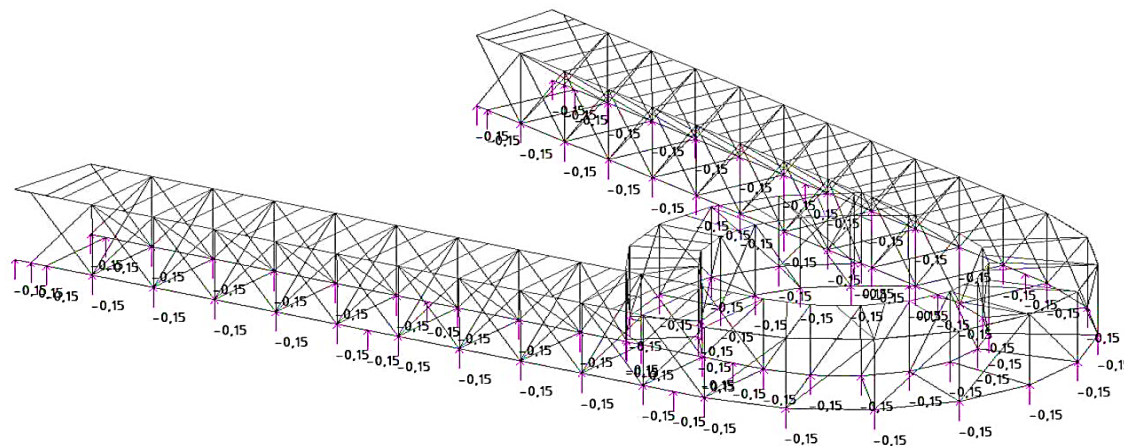


Рисунок 2.9 - Схема прикладання вітрового навантаження, що діє на нижню частину консолі

Ожеледне навантаження

Нормативне значення поверхневого ожеледного навантаження i' , Па, для решти елементів конструкцій слід визначати за формулою

$$i' = bk\mu_2\rho g \quad (2.6)$$

де b - нормативне значення товщини стінки ожеледиці, мм (що перевищується в середньому один раз на 5 років), на елементах кругового перерізу на висоті 200 м і більше, що приймається - за [8], k - коефіцієнт, що враховує зміну товщини стінки ожеледиці по висоті та приймається за висоти понад 100 м за інтерполяцією значень, наведених у [8] або за формулою: $k_h = e^{0,007 h}$, де h - висота елемента над поверхнею землі; μ_2 - коефіцієнт, що враховує відношення площі поверхні елемента, схильної до обмерзання, до повної площі поверхні елемента, який приймають для об'єктів із малими розмірами поперечного перерізу рівним 0,6, для інших об'єктів - за даними спеціально проведених досліджень; ρ - щільність

льоду, що приймається рівною $0,9 \text{ г/см}^3$; г, м/с^2 , - прискорення вільного падіння. Розрахунок ожеледного навантаження на елементи різного перерізу наведено в таблиці 2.5.

Таблиця 2.5 - Розрахунок ожеледного навантаження на елементи різного перерізу

Переріз елемента	b, мм	k	μ_2	ρ , кг/м ³	g, м/с ²	$i'n$, кН/м ²	γ_f	i' , кН/м ²	d _{пер} , мм	l.,м	i' , кН/м
Ø325	25	2	0,6	900	9,8	0,27	1,8	0,49	325	1,021	0,5
Ø114									114	0,358	0,18
Ø127									127	0,399	0,20
Ø140									140	0,440	0,22
Ø168									168	0,528	0,26
Ø95									95	0,298	0,15

2.5.4 Результати розрахунку

Згідно з [8] переміщення не повинні перевищувати

$$f_u = \frac{27,97 \cdot 2}{383} = 146 \text{ мм.}$$

Максимальне переміщення конструкції по осі Z не перевищує граничного і дорівнює 136,29 мм. Умова виконується.

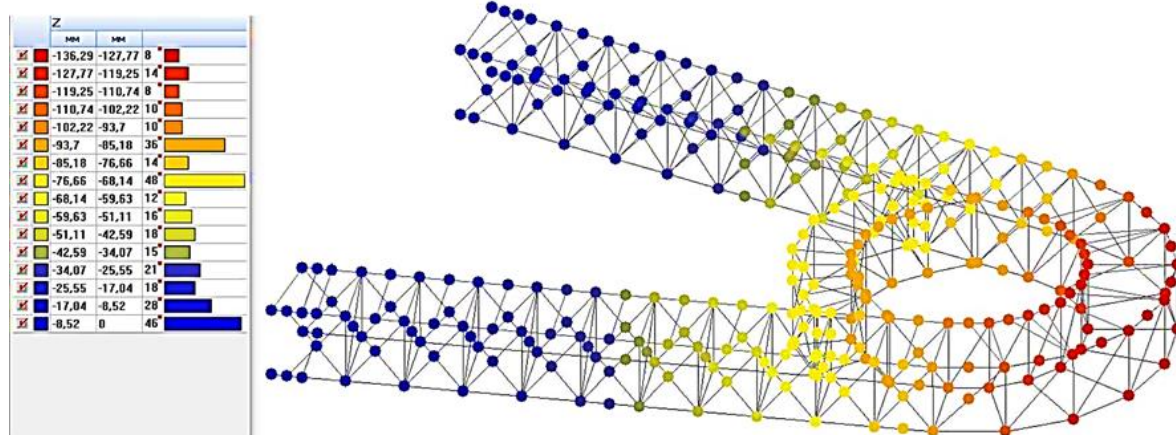


Рисунок 2.10 - Вертикальні переміщення за найнесприятливішого поєднання навантажень

Коефіцієнт використання сталі перебуває в оптимальних межах.

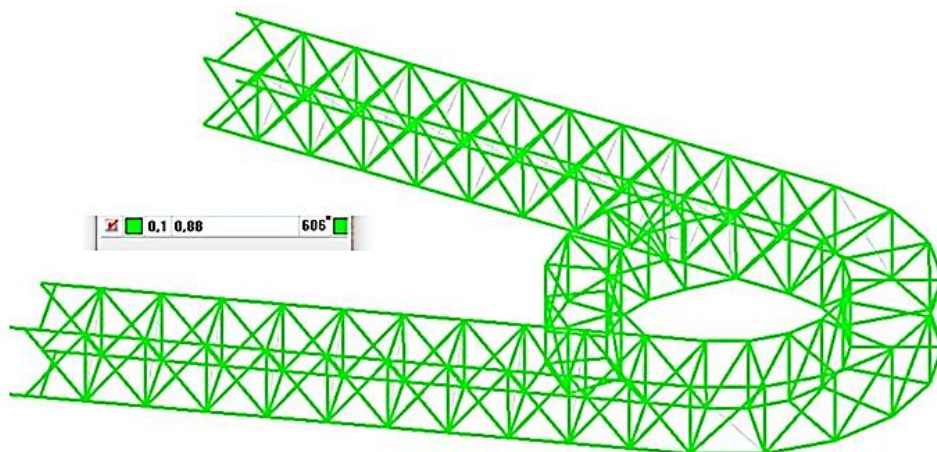


Рисунок 2.11 - Коефіцієнт використання стрижневих елементів

Розподіл зусиль у стрижневих елементах каркаса відповідає передбачуваному характеру роботи конструкції.

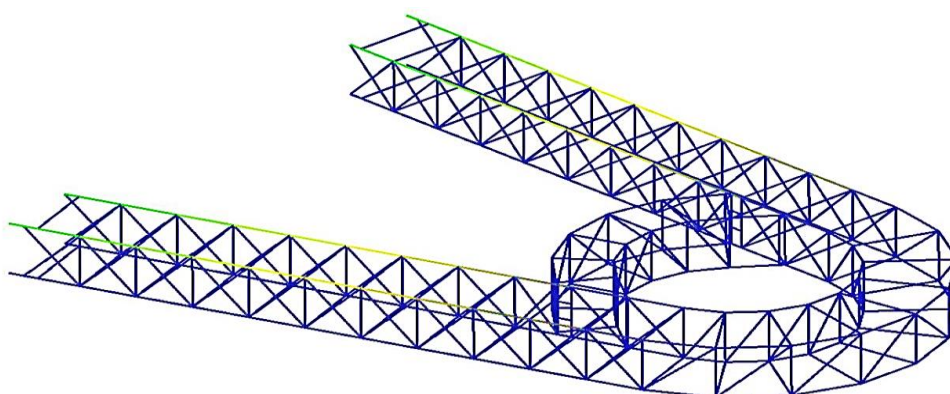


Рисунок 2.12 - Розподіл поздовжніх зусиль $N_{\max}$, кН

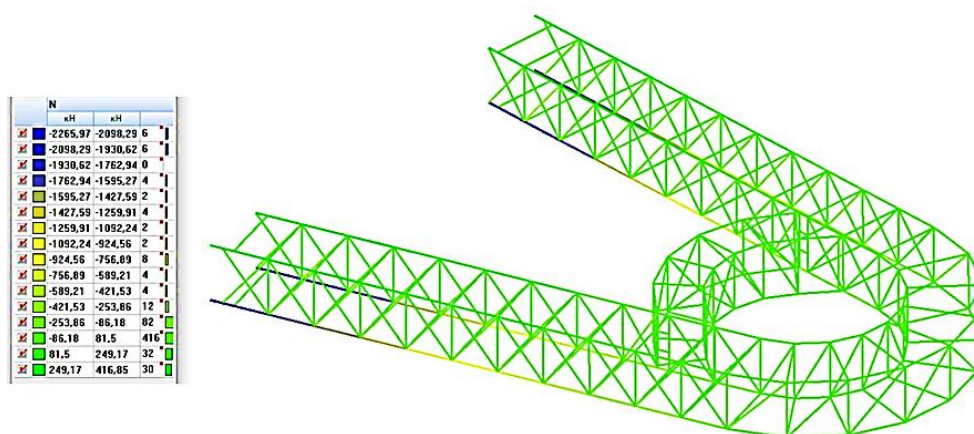


Рисунок 2.13 - Розподіл поздовжніх зусиль $N_{\min}$, кН

M_y			
	кН·м	кН·м	
1	-143,33	-134,23	4
2	-134,23	-125,13	0
3	-125,13	-116,03	0
4	-116,03	-106,93	4
5	-106,93	-97,83	0
6	-97,83	-88,73	0
7	-88,73	-79,64	4
8	-79,64	-70,54	0
9	-70,54	-61,44	0
10	-61,44	-52,34	2
11	-52,34	-43,24	4
12	-43,24	-34,14	4
13	-34,14	-25,04	1
14	-25,04	-15,94	19
15	-15,94	-6,84	88
16	-6,84	2,25	484

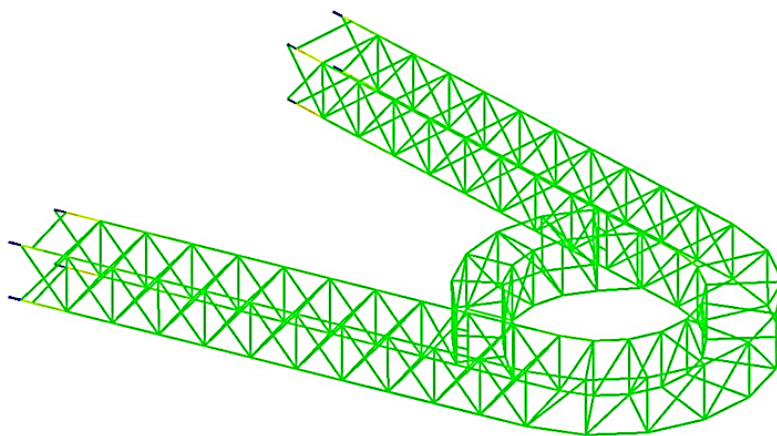


Рисунок 2.14 - Розподіл згинальних моментів $M_y^{\min}$, кН · м

2.5.5 Верифікація розрахунків

Для верифікації розрахунків ПК SCAD++ виконаємо ручний перерахунок основних і найбільш навантажених елементів конструкції: елементи верхнього поясу і нижнього поясу, стійки, висхідний і низхідний розкоси.

Розрахунок на міцність позацентрово стиснутих елементів (стиснуто-вигнутих) і позацентрово розтягнутих (розтягнуто-вигнутих) елементів зі сталі з нормативним опором $R_{yn} \leq 440 \text{ Н/мм}^2$ виконаємо згідно з [11] за формулою:

$$\left(\frac{N}{A_n \cdot R_y \cdot \gamma_c} \right)^n + \frac{M_x}{c_x W_{xn, \min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} + \frac{M_y}{c_y W_{yn, \min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} + \frac{B}{W_{\omega n, \min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1; \quad (2.7)$$

де N, M_x, M_y, B - абсолютні значення відповідно поздовжньої сили, моментів, що згинають, і біомоменту за найбільш несприятливого їх поєднання; n, c_x, c_y - коефіцієнти, що приймаються згідно з [11]. Розрахунок за основними елементами конструкції зроблено порівняння зі значенням критичного чинника, отриманого за допомогою ПК SCAD ++ (значення див.рисунки 2.19-2.23).

$$\lambda = l_{ef}/i, \quad (2.8)$$

де l_{ef} -розрахункова довжина, м; i - мінімальний радіус інерції, м. Гнучкість не повинна перевищувати граничного значення $\bar{\lambda}$, згідно з [11].

Розрахунок на стійкість стрижнів суцільного постійного перерізу, підтверджених стисненню і вигину в двох головних площинах, виконаємо згідно з [11] за формулою:

$$\frac{N}{\varphi_{exy} \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1 \quad (2.9)$$

$$\text{де } \varphi_{exy} = \varphi_{ey} (0,6\sqrt[3]{c} + 0,4\sqrt[4]{c})$$

тут φ_{ey} визначається згідно з [Сп16, т.Д.3];

$$c = \beta / (1 + \alpha m_x) \leq 1,$$

при значеннях $m_x \leq 5$

$$\text{де } \alpha = 0,7, \text{ при } m_x \leq 1 \quad \alpha = 0,65 + 0,05m_x,$$

$$\text{при } 1 < m_x \leq 5, \beta = 1,$$

$$\text{при } \bar{\lambda}_y \leq 3,14 \quad m_x = \frac{eA}{W_c} = \left(\frac{M}{N}\right) \frac{A}{W_c} - \text{відносний ексцентриситет.}$$

Розрахунок на стійкість вважаємо правильним. Виконаємо перевірку конструктивних вимог прийнятих перерізів.

Тонкостінність поясів δ , при $R_{yn} = 295-390$ МПа, має бути не більше 35. Тонкостінність елементів, що примикають δ_d , при $R_{yn} = 295 - 390$ МПа, має бути не більше: 80 - для стиснутих елементів, 90 - для розтягнутих елементів.

Визначимо тонкостінність елементів за формулою

$$\delta = \frac{D}{t} \quad (2.10)$$

для поясу з найменшою товщиною стінки –

$$\delta = \frac{D}{t} = \frac{325}{10} = 32,5 > 35;$$

для поясу ФП-4 –

$$\delta = \frac{D}{t} = \frac{168}{8} = 21 > 35;$$

$$\text{для стійки } -\delta = \frac{D}{t} = \frac{114}{5} = 22,8 > 80;$$

для розтягнутого розкосу -

$$\delta = \frac{D}{t} = \frac{127}{5} = 25,4 > 90$$

Конструктивні вимоги, згідно з [33,п.16.3.2], виконуються.

В разі безфасоночних вузлів діаметри труб решітки слід ухвалювати такими, що дорівнюють не менше ніж 0,3 діаметра поясів та не більше за діаметр поясів. Отже, для відправних елементів: ФП – 1, ФП – 2, ФП – 3.1, ФП – 3.2 - діаметр елементів решітки приймаємо не менше $0,3 \cdot 325 = 98$ мм; ФП-4 - діаметр елементів решітки приймаємо не менше, ніж $0,3 \cdot 168 = 50$ мм.

2.5.5 Конструювання вузлів

Виконаємо розрахунок опорного вузла елементів поясу консолі (див.рис.2.24).

Визначимо розміри опорного фланця в плані. Призначаємо діаметр опорного фланця конструктивно за формулою:

$$D = d + 2 \cdot c \quad (2.11)$$

де $d = 325$ мм - діаметр труби елемента поясу; $c = 220$ мм - виліт консолі плити.

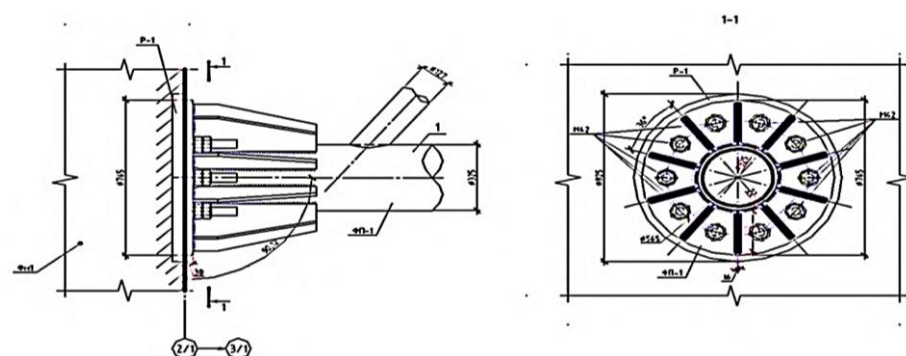


Рисунок 2.15 - Опорний вузол консолі

Тоді, $D = 325 + 2 \cdot 220 = 765$ мм. Приймаємо діаметр опорної пластини рівним $D = 765$ мм. Міцність опорної плити визначаємо з умови міцності в разі місцевого зминання за формулою:

$$\frac{N}{A_n R_{b,loc}} + \frac{M_x}{W_x R_{b,loc}} + \frac{M_y}{W_y R_{b,loc}} \leq 1, \quad (2.12)$$

де N, M_x и M_y , - поздовжня сила і згинальні моменти відповідно за найбільш несприятливого поєднання; A_n - площа опорної пластини; $R_{b,loc}$ - розрахунковий опір бетону зминанню; W_x, W_y - момент опору опорної пластини. Розрахунковий опір бетону зминанню визначається за формулою

$$R_{b,loc} = \psi_b \cdot R_b, \quad (2.13)$$

де $\psi_b = 1,5$ – коефіцієнт збільшення розрахункового опору бетону стисненню, що залежить від відношення площі верхнього обрізу фундаменту до площі опорної плити, який приймають не більше ніж 1,5; $R_b = 1,75 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$ - розрахунковий опір розтягуванню бетону клас В30 згідно з [25].

Тоді,

$$R_{b,loc} = 1,5 \cdot 1,75 = 2,625 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}.$$

Площа пластини та її момент опору дорівнюватимуть:

$$A = \pi \cdot \frac{D^2}{4} = 3,14 \cdot \frac{76,5^2}{4} = 4594,02 \text{ см}^2 \quad (2.14)$$

$$W_x = \pi \cdot \frac{D^3}{32} = 3,14 \cdot \frac{76,5^3}{32} = 43930,3 \text{ см}^3, \quad (2.15)$$

Приймаємо згідно з проведенням розрахунком у ПК SCAD розрахункові зусилля в нижньому опорному вузлі: $N = 2231,45 \text{ кН}$; $M_x = -22,85 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $M_y = 132,16 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Перевірка міцності опорної плити за формулою (2.12):

$$\frac{2231,45}{4594,02 \cdot 2,625} + \frac{-22,85}{43930,3 \cdot 2,625} + \frac{132,16}{43930,3 \cdot 2,625} = 0,19 \leq 1.$$

Умова міцності під час місцевого зминання виконується. Приймаємо діаметр опорної пластини рівним $D = 765$ мм.

Визначення товщини опорної пластини.

Крайові напруження в бетоні фундаменту під опорною плитою визначають згідно з формулою:

$$\sigma_{\max/\min} = \frac{N}{A} \pm \left(\frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \right), \quad (2.16)$$

Тоді,

$$\sigma_{\max} = \frac{2231,45}{4594,02} - \left(\frac{-22,85 \cdot 100}{43930,3} + \frac{132,16 \cdot 100}{43930,3} \right) = 0,84 \frac{\text{кН}}{\text{см}^3},$$

$$\sigma_{\min} = \frac{2248,43}{4594,02} + \left(\frac{-22,85 \cdot 100}{43930,3} + \frac{132,16 \cdot 100}{43930,3} \right) = 0,73 \frac{\text{кН}}{\text{см}^3}.$$

Прийемо 10 ребер жорсткості товщиною $t_r = 16$ мм, розташованих під кутом 90° до опорної плити, прикріплюючи елемент поса до опорної плити. Утворюється 10 ділянок плити, опертих по 3 сторонах. Момент у найнебезпечнішому перерізі обчислюватиметься за формулою:

$$M_{\max} = \alpha \cdot \sigma_{\max} \cdot d^2 = 0,105 \cdot 0,84 \cdot 24^2 = 50,47 \text{кН} \cdot \text{см}. \quad (2.17)$$

де $d = 24$ см - довжина вільного краю ділянки; α — коефіцієнт, отриманий Б. Г. Галеркіним, для розрахунку на вигин пластин, опертих із трьох боків, залежно від відношення довжини закріпленої сторони (уздовж ребра) до вільної d .

Тоді товщину опорної плити визначимо за формулою

$$t_{pl} = \sqrt{6 \cdot M_{\max} / R_y \cdot \gamma_c} \quad (2.18)$$

де $R_y = 300 \frac{H}{\text{мм}^2}$ - розрахунковий опір сталі розтягуванню, стисненню, вигину за межею плинності (за товщини прокату від 20 мм до 40 мм зі сталі С345; $\gamma_c = 1,2$ – коефіцієнт умов роботи для опорних плит завтовшки до 40 згідно з [11];

$$t_p = \sqrt{\frac{6 \cdot 50,47}{300 \cdot 10^{-1} \cdot 1,2}} = 2,9 \text{ см.}$$

Приймаємо товщину опорної плити 30 мм. Катет зварних швів, що приєднують елемент верхнього поясу до опорної плити $k_f = 20$ мм.

Розрахунок ребер посилення опорної плити

Навантаження на одне ребро:

$$q_s = \sigma_{\max} \cdot L_{rp} = 0,82 \cdot 17 = 14 \frac{\text{кН}}{\text{см}}, \quad (2.19)$$

де $L_{rp} = 17$ см - ширина вантажної площі. Згинальний момент у місці приварювання ребра визначимо за формулою:

$$M_s = \frac{q_s \cdot a^2}{2} = \frac{14 \cdot 17^2}{2} = 3449,94 \text{ кН} \cdot \text{см.} \quad (2.20)$$

де $a = 17$ см - ширина ребра. Необхідна висота ребра визначається за формулою:

$$h_r = \sqrt{\frac{6 \cdot M_s}{t_r \cdot R_y \cdot \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 3449,94}{1,6 \cdot 320 \cdot 10^{-1} \cdot 1}} = 20,1 \text{ см.} \quad (2.21)$$

де $t_r = 16$ мм - товщина ребра. $R_y = 320 \frac{H}{\text{мм}^2}$ - розрахунковий опір сталі розтягуванню, стисненню, вигину за межею плинності;

Розрахунок анкерів закладної рами.

У місці кріплення консольного оглядового майданчика влаштовується заставна рама Р-1 для забезпечення анкерування.

Розрахунок анкерів опорного вузла виконаємо згідно з [11]. У разі групового встановлення анкерів величина розрахункового навантаження, що припадає на один анкер, має визначатися для найбільш навантаженого анкера.

Приймаємо 10 анкерів зі шпильки з різьбленням $\varnothing 42$ зі сталі 09Г2С (з поперечною площею перерізу $13,85 \text{ см}^2$). З'єднання анкерів із заставною пластиною, товщиною 30 мм, тип з'єднання - Т12-Рз.

Розрахункове зусилля одного анкера під час розтягування визначимо згідно з [11]:

$$N_{bt} = R_{bt} \cdot A_{bn} \cdot \gamma_c, \quad (2.22)$$

де $R_{bt} = 0,8 \cdot R_{yn} = 0,8 \cdot 315 = 252 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2}$ – розрахунковий опір розтягуванню одноболтових з'єднань, згідно з [11]; A_{bn} - площа перерізу стрижня анкера різьбової частини нетто, що приймається згідно з [11]; γ_c - коефіцієнт умов роботи згідно з [11].

$$N_{bt} = 25,2 \cdot 11,2 \cdot 1 = 282,24 \text{ кН} > \frac{N}{n} = \frac{2250,09}{10} = 225,01 \text{ кН}.$$

Міцність анкерів під час розтягування забезпечена. Розрахункове зусилля одного анкера під час зрізу визначимо згідно з [11]:

$$N_{bs} = R_{bs} \cdot A_b \cdot n_s \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c \quad (2.23)$$

де R_{bs} - розрахунковий опір на зріз одноболтових з'єднань; A_b - площа перерізу стрижня анкера брутто; n_s - число розрахункових зрізів болта; γ_b - коефіцієнт умов роботи болтового з'єднання згідно з [11], який приймається не більше 1.0; γ_c - коефіцієнт умов роботи згідно з [11];

$$N_{bs} = 25,2 \cdot 13,85 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 348,26 \text{ кН} > \frac{Q}{n} = \frac{414,97}{10} = 41,50 \text{ кН}$$

Міцність анкерів під час зрізу забезпечена. Розрахункове зусилля одного анкера під час зминання визначимо згідно з [11]:

$$N_{bp} = R_{bp} \cdot d_b \cdot \Sigma t \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c \quad (2.24)$$

де R_{bs} - розрахунковий опір на зминання одnobолтових з'єднань; d_b - зовнішній діаметр стрижня анкера; Σt - найменша сумарна товщина елементів, що з'єднуються, які мнуться в одному напрямку; γ_b - коефіцієнт умов роботи болтового з'єднання згідно з [11], який приймають не більше 1.0 ; γ_c - коефіцієнт умов роботи згідно з [11];

$$N_{bp} = 25,2 \cdot 4,2 \cdot 3,0 \cdot 1 \cdot 1 = 317,5 \text{ кН} > \frac{Q}{n} = \frac{414,97}{10} = 41,5 \text{ кН}.$$

Міцність болтів у разі зминання забезпечена. Міцність анкерів у разі спільної дії на з'єднання зусиль, що викликають зріз і розтягнення анкерів, слід перевірити за формулою

$$\sqrt{\left(\frac{Q}{N_{bs}}\right)^2 + \left(\frac{N}{N_{bt}}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{41,5}{348,26}\right)^2 + \left(\frac{225,01}{282,24}\right)^2} = 0,81 \quad (2.25)$$

Умова міцності анкерів у разі спільної дії на з'єднання зусиль, що викликають зріз і розтягнення анкерів, виконується.

Вузол стикування решітки та поясу.

Виконаємо розрахунок на місцевий вигин (пром'яття) стінки поясу слід проводити для примикання кожного (j-го) елемента при $d \geq 0,2D$ згідно за формулою

$$\frac{\left| \frac{\sum_{i=1}^n \varepsilon_{ij} \mu_i N_i \sin \alpha_i}{\psi_i} \right|}{\gamma_{Dj} \gamma_{rj} S} \leq 1 \quad (2.26)$$

$$\frac{|N_i| \sin \alpha_j}{\psi_j 2S} \leq 1 \quad (2.27)$$

де N_j - зусилля в елементі, що примикає, яке приймається з урахуванням знака ("плюс" у разі розтягування, "мінус" - у разі стиснення); μ_i - коефіцієнт, при $i = j$ визначається за формулою

$$\mu_i = \frac{\gamma_{dj}}{\gamma_{zj}} + \frac{1.7M_j}{N_j \cdot l_{zj} \cdot \sin \alpha_j} \quad (2.28)$$

тут γ_{dj} - коефіцієнт впливу знака зусилля в елементі, що примикає, який розглядається, який приймають рівним 0,8 у разі розтягування і 1,0 - в інших випадках;

l_{zj} - довжина ділянки примикання розглянутого елемента (для трубчастих елементів $l_{zj} = \frac{d_j}{\sin \alpha_j} \gamma_{zj}$ - коефіцієнт впливу довжини примикання елемента, що розглядається, для циліндричних примикань (труб). $\gamma_{zj} = 1$.

S - характеристика несучої здатності поясу, що визначається за формулою

$$S = 13(1 + 0,02 \cdot \delta^2) \cdot t^2 R_y \gamma_c \quad (2.29)$$

де $\delta = D/t$ - тонкостінність поясу. γ_{Dj} - коефіцієнт впливу поздовжньої сили в поясі, що дорівнює 1 ; γ_{rj} - коефіцієнт впливу підкріплення стінки поясу у вузлі поперечними ребрами, діафрагмами тощо, який приймають рівним 1,25 у разі розташування підкріплювального ребра в межах ділянки розглянутого примикання та 1 - в інших випадках; ϵ_{ij} - коефіцієнт впливу розташування кожного із суміжних елементів, що примикають, відносно розглянутого (j-го); β_i - співвідношення ширини примикання суміжного елемента до діаметра поясу (для трубчастих елементів $\beta_i = \frac{d_i}{D}$) при $\beta_i \leq 0,7$, $\psi_i = 1.05\beta_i$

Розрахунок на місцевий вигин стінки при примиканні кожного елемента зведемо в таблицю 2.6.

Таблиця 2.6 - Розрахунок на місцевий вигин стінки поясу

Елемент	Розтягнутий розкіс 127 x 5	Стійка 114 x 5	Стиснутий розкіс 127x5
N	257,2	-5,16	-261,86
M	1,67	1,27	1,6
β_i	0,39	0,4	0,39
γ_{dj}	1	1	0,8
I_{z_j}	161,2	114	161,2
μ_i	1,0	4,7	1,0
ψ_i	0,41	0,37	0,41
S			
$\sin \alpha_j$	0,784,3		
Умова (2.50)	$0,11 < 1$	1	0,787
Умова (2.49)	$0,003 < 1$	$0,10 < 1$	

Умови, згідно з формулами (2.49) і (2.50) виконуються. Несучу здатність стінки трубчастих елементів решітки поблизу примикання до поясу слід перевірити за формулою:

$$\frac{N(1 + X\delta)}{\gamma_c \gamma_d \gamma_{cd} R_{yd} A_d} = \frac{261,68 \left(1 + 0,008 \cdot \left(\frac{127}{5} \right) \right)}{1,1 \cdot 1 \cdot 0,85 \cdot 3 \cdot 10^5 \cdot 19,2 \cdot 10^{-4}} = 0,6 < 1 \quad (2.30)$$

Умова виконується.

Далі наведено результати розрахунку цього вузла в ПК IDEA StatiCA. Розрахунок вузла решітки в місці кріплення зв'язку виконувався в ПК IDEA StatiCA. Зусилля в елементах прийнято згідно з ПК SCAD.

Розрахункові зусилля : $N = 888,57 \text{ кН}$, $M = 7,79 \text{ кН м}$.

Визначимо розміри фланця для з'єднання поясів між собою. Необхідна відстань від осі поясу до осі болта за формулою

$$D_6 = D + 2 \cdot (s_1 + 2 \cdot d) \quad (2.31)$$

де D - внутрішній діаметр труби, мм; s_1 - товщина стінки труби, мм; d - діаметр болта, мм; Приймаємо болти М30. Підставляючи значення отримуємо

$$D_6 = 281 + 2 \cdot (22 + 2 \cdot 30) = 445 \text{ мм.}$$

Зовнішній діаметр фланця визначаємо за формулою $D_H = D_6 + a$, де a - конструктивна добавка для розміщення гайок по діаметру фланця. Тоді, $D_H = 445 + 2 \cdot 40 \cdot 2 = 605 \text{ мм}$. Приймаємо зовнішній діаметр фланця 610 мм. Товщину фланця визначаємо за формулою

$$t_{\text{фл}} = \sqrt{\frac{6M_{\text{max}}}{b \cdot R_y \cdot \gamma_c}} \quad (2.32)$$

де $b = 610 - 325 - 2 \cdot 30 = 225 \text{ мм}$ - ширина ослабленого перерізу фланця, Тоді,

$$t_{\text{фл}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 7,79}{0,225 \cdot 300000 \cdot 1}} = 0,0263 \text{ м,}$$

Приймаємо фланець розмірами 610x27 мм. Визначимо кількість болтів у фланцевому з'єднанні за формулою

$$N \leq n \cdot Q_{bh} \cdot K \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c, \quad (2.33)$$

де n - кількість болтів; Q_{bh} - зусилля попереднього напруження болта, що визначається за формулою

$$Q_{bh} = R_{bh} \cdot A_{bn} \cdot \frac{\mu}{\gamma_h} = 63 \cdot 5,61 \cdot \frac{0,58}{1,12} = 183,03 \text{ кН}, \quad (2.34)$$

де R_{bh} – розрахунковий опір високоміцного болта зі сталі 40Х, що приймається згідно з [11]; A_{bn} – площа перерізу стрижня анкера різьбової частини нетто, діаметром 30 мм, що приймається згідно з [11]; μ – коефіцієнт тертя, що приймається за [11] для дробометного способу обробки поверхонь, що з'єднуються; γ_h – коефіцієнт при контролі натягу болтів за моментом закручування за різниці номінальних діаметрів отворів і болтів $\delta = 1$ мм, що приймається за [11]; γ_b – коефіцієнт умов роботи фланцевого з'єднання, що залежить від числа n болтів, приймаємо рівним 0,9.

Кількість болтів

$$n = \frac{888,57}{183,03 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,9} = 5,39 \text{ шт.}$$

Приймаємо 6 болтів.

Далі наведено результати розрахунку цього вузла в ПК IDEA StatiCa. Розрахунок вузла решітки в місці кріплення зв'язку виконувався в ПК IDEA StatiCa. Зусилля в елементах прийнято згідно з ПК SCAD.

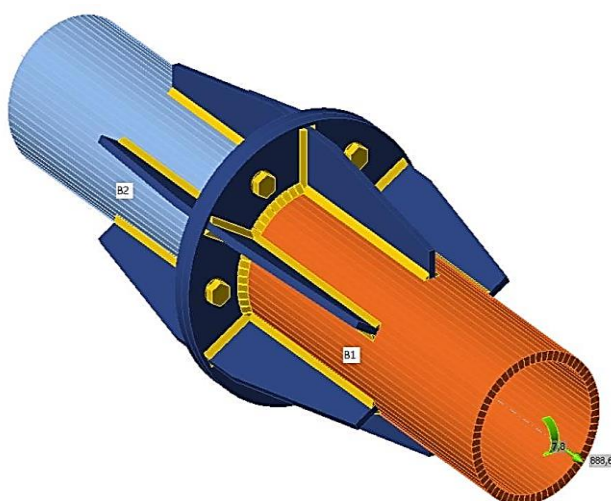


Рисунок 2.19 - Розрахункова 3Д схема вузла в ПК IDEA StatiCa

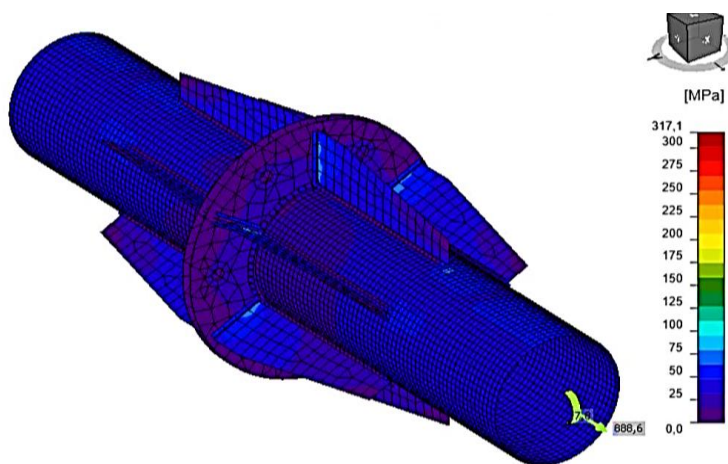


Рисунок 2.20 - Поля напружень в елементах вузла в ПК IDEAS StatiCa

Розраховуємо фланцеве з'єднання розкосів.

Розрахункові зусилля: $N=180,99$ кН, $M = 1,06$ кН-м. Визначимо розміри фланця для з'єднання розкосів між собою. Необхідна відстань від осі поясу до осі болта за формулою (2.54). Приймаємо болти М16. Підставляючи значення, отримуємо

$D_6 = 117 + 2 \cdot (5 + 2 \cdot 16) = 191$ мм. Зовнішній діаметр фланця визначаємо за формулою (2.55) $D_H = 191 + 2 \cdot 2 \cdot 16 = 255$ мм. Приймаємо зовнішній діаметр фланця 260 мм.

Товщину фланця визначаємо за формулою (2.34) $t_{фл} = \sqrt{\frac{6 \cdot 1,06}{0,061 \cdot 320000 \cdot 1}} = 0,018$ мм,

де $b = 255 - 127 - 2 \cdot 16 = 61$ мм - ширина ослабленого перерізу фланця, Приймаємо фланець розмірами 260x18 мм. Визначимо кількість болтів у фланцевому з'єднанні за формулою (2.57). Зусилля попереднього напруження болта визначається за формулою (2.58)

$$Q_{bh} = R_{bh} \cdot A_{bn} \cdot \frac{\mu}{\gamma_h} = 75,5 \cdot 1,57 \cdot \frac{0,58}{1,12} = 61,4 \text{ кН},$$

де R_{bh} - розрахунковий опір високоміцного болта зі сталі 40Х, що приймається згідно з [11]; A_{bn} - площа перерізу стрижня анкера різьбової частини нетто, діаметром 16 мм, що приймається згідно з [11]; μ - коефіцієнт тертя, що приймається за [11] для дробометного способу обробки поверхонь, що з'єднуються;

γ_h - коефіцієнт під час контролю натягу болтів за моментом закручування за різниці номінальних діаметрів отворів і болтів $\delta = 1$ мм, що приймається за [11]; γ_b - коефіцієнт умов роботи фланцевого з'єднання, що залежить від числа n болтів, приймаємо рівним 0,9 .

Кількість болтів

$$n = \frac{180,99}{61,4 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,9} = 3,28 \text{ шт.}$$

Приймаємо 4 болти. Виконуємо розрахунок зварного шва нижнього поясу.

$$\frac{\beta_f \cdot R_{wf}}{\beta_z \cdot R_{wz}} = \frac{0,7 \cdot 215}{1 \cdot 211,5} = 1,62 < 1,$$

Розрахунок ведемо на зріз по металу межі сплавлення. Перевіряємо міцність шва (у першому наближенні зварне з'єднання ребер жорсткості з поясом не враховуємо):

$$\frac{N}{\beta_z l_w k_z R_{wz} \gamma_c} = \frac{180,99}{0,7 \cdot 0,6 (2,14 \cdot 12,7 - 1) \cdot 21,15 \cdot 1} = 0,36 < 1$$

Умова міцності виконується. Перевіряємо міцність фланця на відрив у навколошовній зоні:

$$\frac{N}{1,4 \beta_z l_w k_z} = \frac{180,99}{1,4 \cdot 0,7 \cdot (2,14 \cdot 12,7 - 1) \cdot 0,6} = 7,91 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < 0,5 R_{un} \gamma_c = 23,5 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

Приймаємо конструктивно додаткове зміцнення ребрами, довжиною, що дорівнює $1.5D$. Товщину ребер приймаємо 8 мм.

Перевіряємо фланцеве з'єднання на зсув. Контактне зусилля для замкнутих перерізів

$$F = 0,1 \cdot R_{bh} \cdot A_{bn} = 0,1 \cdot 75,5 \cdot 2,45 = 18,5 \text{ кН},$$

Умовна поперечна сила

$$Q_{ef} = 0,1 \cdot \mu \cdot N = 0,1 \cdot 0,58 \cdot 180,99 = 10,49 \text{ кН},$$

де $\mu = 0,58$ - коефіцієнт тертя [3, табл. 42]. Перевірку проводимо за формулою

$$Q = Q_{ef} = 10,49 \text{ кН} < \mu \cdot n \cdot F = 0,58 \cdot 4 \cdot 18,5 = 42,92 \text{ кН}.$$

Умова дотримується. Далі наведено результати розрахунку цього вузла в ПК IDEA StatiCA. Розрахунок вузла решітки в місці кріплення зв'язку виконувався в ПК IDEA StatiCA. Зусилля в елементах прийнято згідно з ПК SCAD.

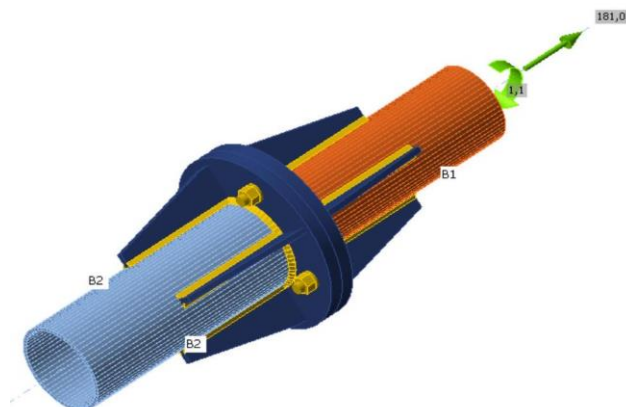


Рисунок 2.21 - Розрахункова 3Д схема вузла в ПК IDEASTatiCa

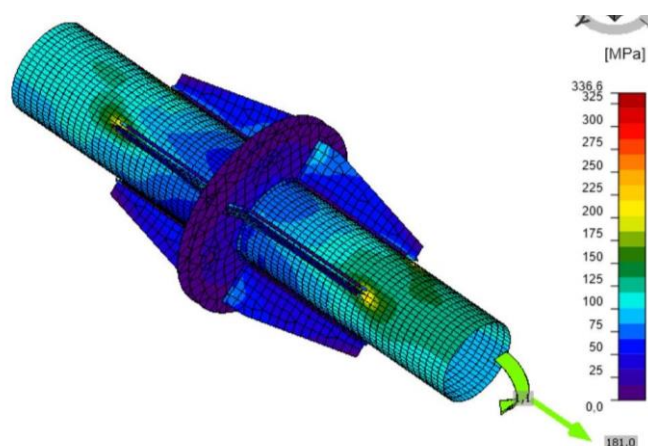


Рисунок 2.22 - Поля напружень в елементах вузла в ПК IDEASTatiCa

Розраховуємо фланцеве з'єднання поясів відправних елементів ФП-2 і ФП-3.

Розрахункові зусилля: $N = 165,99 \text{ кН}$, $M = 4,5 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Визначимо розміри фланця для з'єднання поясів між собою. Необхідна відстань від осі поясу до осі болта за формулою (2.54).

Приймаємо болти М30. Підставляючи значення отримуємо

$$D_6 = 293 + 2 \cdot (16 + 20 + 20) = 405 \text{ мм.}$$

Зовнішній діаметр фланця визначаємо за формулою (2.55) $D_H = 405 + 2 \cdot 2 \cdot 20 = 485 \text{ мм.}$

Для уніфікації розмірів приймаємо зовнішній діаметр фланця 645 мм.
Товщину фланця визначаємо за формулою (2.34)

$$t_{\text{фл}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 4,5}{0,125 \cdot 300000 \cdot 1}} = 0,0268 \text{ мм},$$

Приймаємо фланець розмірами 645x27 мм. Визначимо кількість болтів у фланцевому з'єднанні за формулою (2.57), Зусилля попереднього напруження болта визначається за формулою

$$Q_{bh} = R_{bh} \cdot A_{bn} \cdot \frac{\mu}{\gamma_h} = 75,5 \cdot 2,45 \cdot \frac{0,25}{1,3} = 35,6 \text{ кН},$$

де R_{bh} – розрахунковий опір високоміцного болта зі сталі 40Х, що приймається згідно з [11]; A_{bn} – площа перерізу стрижня анкера різьбової частини нетто, діаметром 30 мм, що приймається згідно з [11]; μ – коефіцієнт тертя, що приймається за [11] для способу обробки поверхонь, що з'єднуються, – без обробки; γ_h – коефіцієнт під час контролю натягу болтів за моментом закручування за різниці номінальних діаметрів отворів і болтів $\delta = 1$ мм, що приймається за [11]; γ_b – коефіцієнт умов роботи фланцевого з'єднання, що залежить від числа n болтів, приймаємо рівним 0,9.

Кількість болтів

$$n = \frac{165,99}{35,6 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,9} = 5,18 \text{ шт.}$$

Приймаємо 6 болтів.

Розраховуємо фланцеве з'єднання розкосів.

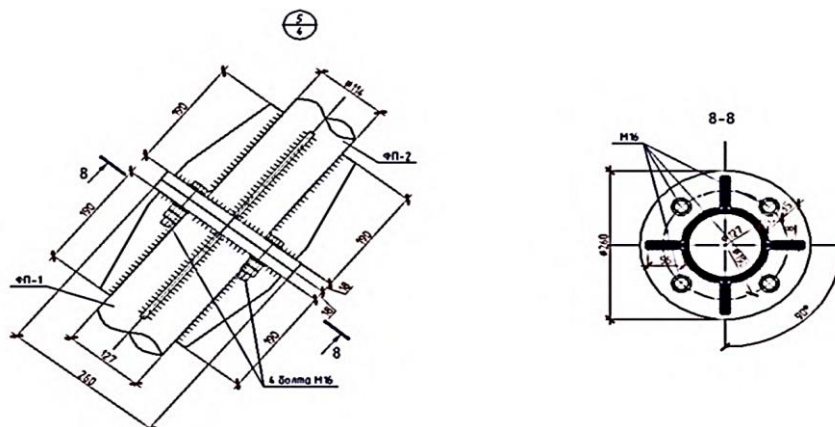


Рисунок 2.23 - Вузол фланцевого з'єднання розкосів

Розрахункові зусилля : $N = 82,09$ кН, $M = 0,37$ кН-м.

Визначимо розміри фланця для з'єднання розкосів між собою. Необхідна відстань від осі поясу до осі болта за формулою (2.54) Приймаємо болти М16. Підставляючи значення отримуємо

$$D_6 = 104 + 2 \cdot (5 + 16 + 16) = 178 \text{ мм.}$$

Зовнішній діаметр фланця визначаємо за формулою (2.55)

$$D_H = 178 + 20 + 20 = 218 \text{ мм.}$$

Приймаємо зовнішній діаметр фланця 220 мм. Товщину фланця визначаємо за формулою (2.34)

$$t_{\text{фл}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 0,37}{0,074 \cdot 320000 \cdot 1}} = 0,0097 \text{ мм,}$$

де $b = 220 - 114 - 2 \cdot 16 = 74$ мм - ширина ослабленого перерізу фланця, Приймаємо фланець розмірами 220x10 мм Визначимо кількість болтів у фланцевому з'єднанні за формулою (2.57). Зусилля попереднього напруження болта

$$Q_{bh} = R_{bh} \cdot A_{bn} \cdot \frac{\mu}{\gamma_h} = 75,5 \cdot 1,57 \cdot \frac{0,35}{1,17} = 35,5 \text{ кН,}$$

де R_{bh} - розрахунковий опір високоміцного болта зі сталі 40Х, що приймається згідно з [11]; A_{bn} - площа перерізу стрижня анкера різьбової частини нетто, діаметром 16 мм, що приймається згідно з [11]; μ - коефіцієнт тертя, що приймається за [11] для способу обробки поверхонь, що з'єднуються, сталевими щітками ; γ_h - коефіцієнт під час контролю натягу болтів за моментом закручування за різниці номінальних діаметрів отворів і болтів $\delta = 1$ мм, що приймається за [11]; γ_b - коефіцієнт умов роботи фланцевого з'єднання, що залежить від числа n болтів, приймаємо рівним 0,9 .

Кількість болтів

$$n = \frac{82,09}{35,5 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,9} = 2,6 \text{ шт}$$

Приймаємо 4 болти.

Розрахунок вузла кріплення відправного елемента ФП-4 до ФП-2

Виконаємо перевірку вузла кріплення відправного елемента ФП-4 до ФП-2.

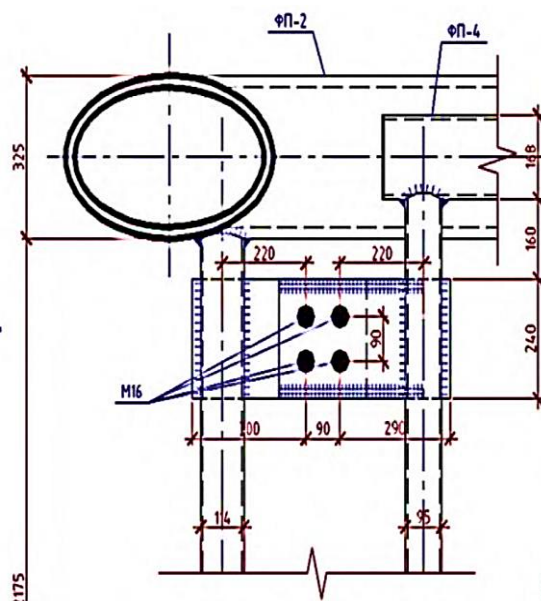


Рисунок 2.24 - Вузол кріплення відправного елемента ФП-4 до ФП-2

Розрахункові зусилля: $N = 60,69$ кН, $Q = 46,37$ кН-м. Визначимо необхідний момент опору пластини за формулою

$$W_x = \frac{M}{R_y \gamma_c} = \frac{Ql}{R_y \gamma_c} = \frac{46,37 \cdot 0,265}{320 \cdot 10^3 \cdot 0,9} = 43 \cdot 10^{-6} \quad (2.35)$$

Необхідну висоту пластини визначимо з умови необхідної довжини шва

$$l_w = \frac{Q}{\beta_f k_f R_{wf} \gamma_c} = \frac{46370}{0,7 \cdot 6 \cdot 215 \cdot 0,9} = 57 \text{ мм.} \quad (2.36)$$

Приймаємо висоту пластини, необхідної для розміщення болтів М16, відповідно до вимог [11]. $h = 240$ мм.

Необхідна товщина пластини дорівнює

$$t = \frac{6 \cdot W_x}{h^2} = \frac{6 \cdot 43 \cdot 10^{-6}}{0,24^2} = 0,004 \text{ м} \quad (2.37)$$

Конструктивно приймаємо товщину пластини 16 мм. Розрахункове зусилля одного болта під час розтягування визначимо згідно з формулою (2.40)

$$N_{bt} = 561 \cdot 10^3 \cdot 1,57 \cdot 10^{-4} \cdot 1 = 88,08 \text{ кН} > \frac{N}{n} = \frac{60,69}{4} = 15,17 \text{ кН}.$$

Міцність болтів під час розтягування забезпечена. Розрахункове зусилля одного анкера під час зрізу визначимо згідно з формулою (2.41)

$$N_{bs} = 416 \cdot 10^3 \cdot 2,01 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 83,616 \text{ кН} > \frac{Q}{n} = \frac{46,37}{4} = 11,5 \text{ кН}.$$

Міцність болта під час зрізу забезпечена. Міцність болтів у разі спільної дії на з'єднання зусиль, що спричиняють зріз і розтягнення болтів, слід перевіряти за формулою (2.43)

$$\sqrt{\left(\frac{Q}{N_{bs}}\right)^2 + \left(\frac{N}{N_{bt}}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{11,5}{83,62}\right)^2 + \left(\frac{15,17}{88,08}\right)^2} = 0,2$$

Умова міцності болтів у разі спільної дії на з'єднання зусиль, що викликають зріз і розтягнення болтів, виконується. Виконаємо підкріплення пластини з площини ребрами, товщиною 12 мм, з двох боків.

2.6 Опис конструктивних і технічних рішень підземної частини об'єкта капітального будівництва

2.6.1 Вихідні дані

У результаті проведених вишукувань, у товщі ґрунтів до розвіданої глибини 16 м не зустрінуті водоносні горизонти.

За позначку 0,000 прийнято відмітку чистої підлоги першого поверху. Відмітка низу підлоги підвалу - 6,06 м. Ґрунти не пучинисті. Розрахункова глибина сезонного промерзання ґрунтів у м. Заліщики дорівнює $df = df_n \cdot k_h = 2,24 \cdot 0,7 = 1,6$ м, де df_n - нормативна глибина сезонного промерзання ґрунту, для м. Заліщики - 2,24 м для гравійних ґрунтів; k_h - коефіцієнт, що враховує вплив теплового режиму споруди, що дорівнює 0,7.

Значення навантажень, що діють на фундамент, візьмемо з розрахункової схеми візит-центру шляхом передання моделі з програмного комплексу Revit у ПК SCAD++, а також докладемо згинальний момент за віссю Y, який виникає на опорах консольного оглядового майданчика (див. рисунок 2.26).

1	0,2	0,16	0,36	
2	0,8	0,36	1,16	
3	0,3	1,16	1,46	
4	1,5	1,46	2,96	
5	2,1	2,96	5,06	
6	2,5	5,06	7,56	
7	7,5	7,56	15,56	

Рисунок 2.25 - Інженерно-геологічний розріз з інформацією про потужність шарів

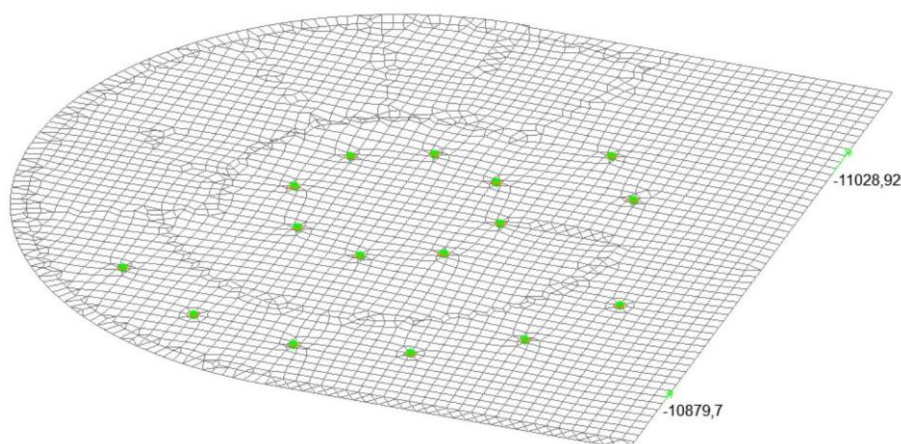


Рисунок 2.26 - Згинальний момент по осі Y на опорах оглядового майданчика

Значення осідань за моделлю змінних за площею коефіцієнтів постелі в програмі-сателіті Крос наведено на рисунку у вигляді ізополів. Максимальне осідання - 14,35 мм.

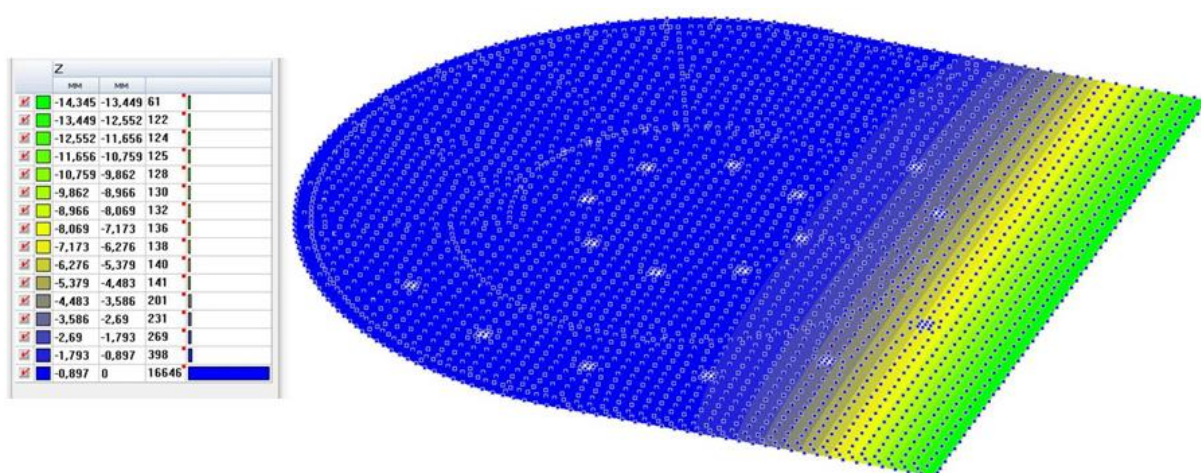


Рисунок 2.28 - Результати осідань за моделлю змінних по майданчику коефіцієнтів постелі в програмі ПК SCAD

Значення розподілу тиску під підшоною плити фундаменту R_z наведено на рисунку 2.29. Відсутність позитивних значень R_z свідчить про те, що відрив підшови фундаменту не відбувається. Найбільше значення тиску R_z дорівнює 4,03 кг/см².

Згідно з [13], розрахунковий опір несучого шару ґрунту R_0 дорівнює 5 кг/см². З чого випливає, що тиск під підшоною фундаменту не перевищує розрахункового опору ґрунту.

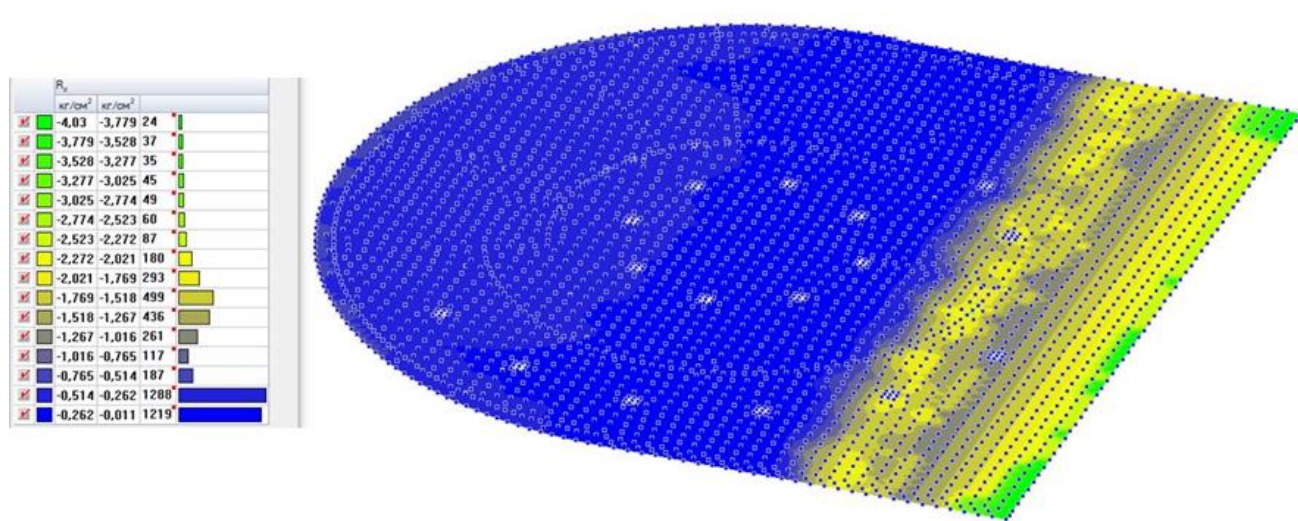


Рисунок 2.29 - Ізополя розподілу тиску R_z

Для визначення потреби в армуванні обчислимо необхідну інтенсивність армування за допомогою S. Постпроцесорів ПК SCAD.

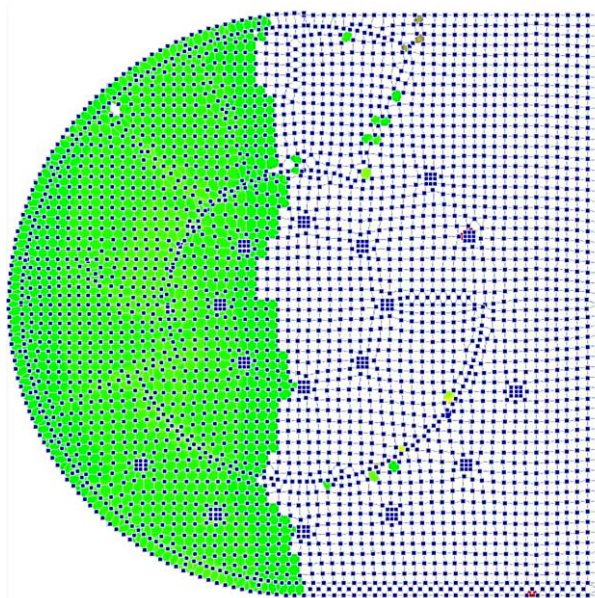


Рисунок 2.30 - Інтенсивність S_1 (нижня по X) для плити, товщиною 1 м

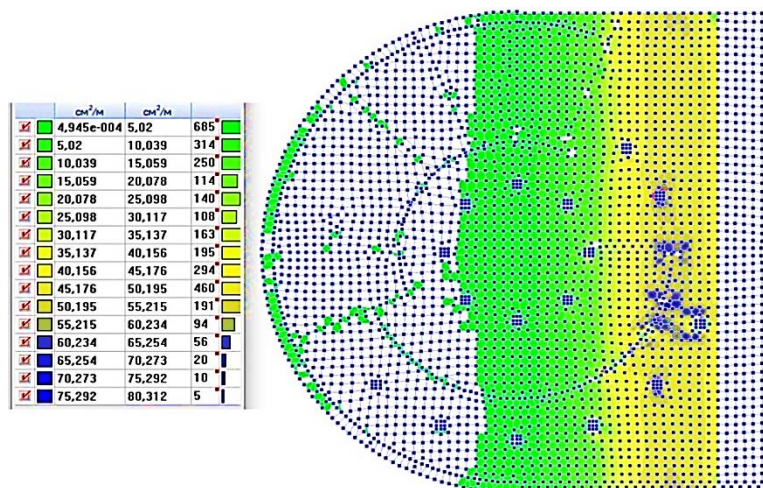


Рисунок 2.31 - Інтенсивність S_2 (верхня по X) для плити, товщиною 1 м

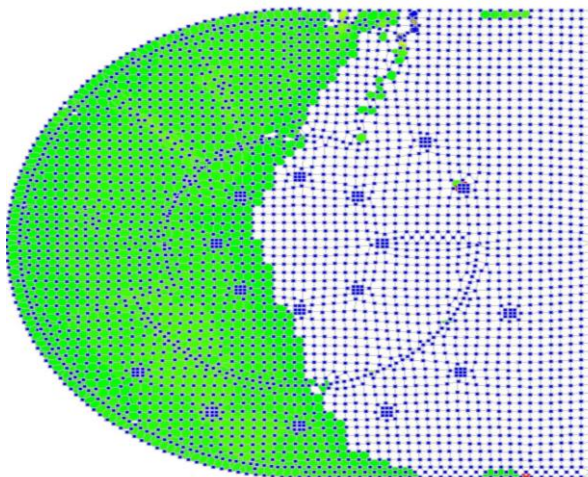


Рисунок 2.32 - Інтенсивність S_3 (нижня за Y) для плити, товщиною 1 м

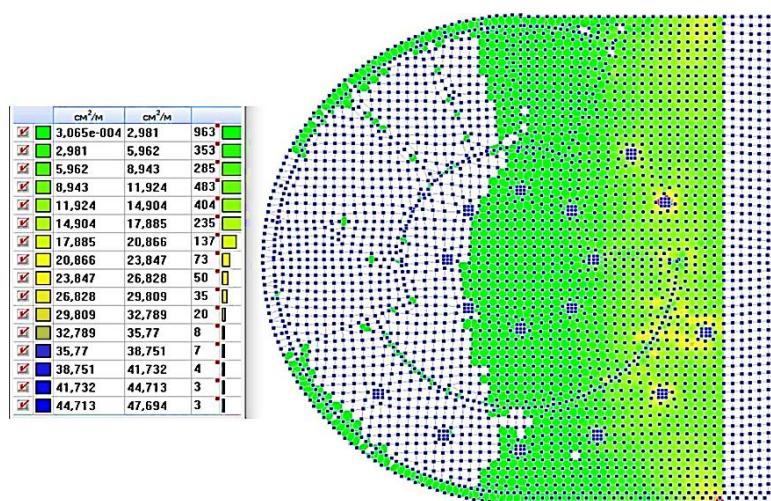


Рисунок 2.33 - Інтенсивність S_4 (верхня за Y) для плити, товщиною 1 м

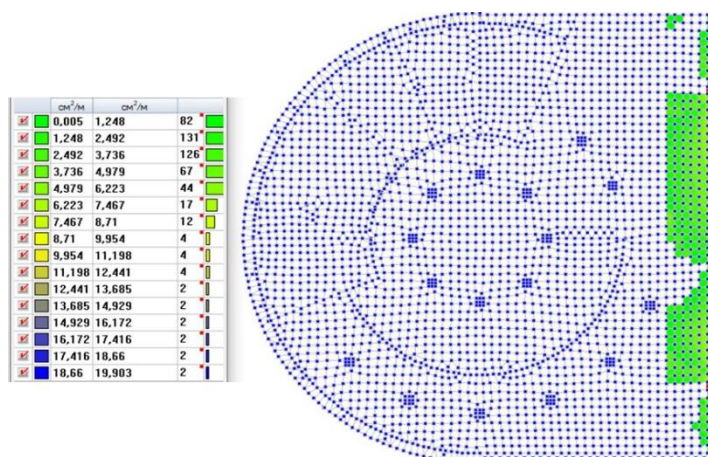


Рисунок 2.34 - Інтенсивність S_1 (нижня по X) для плити, товщиною 3,5 м

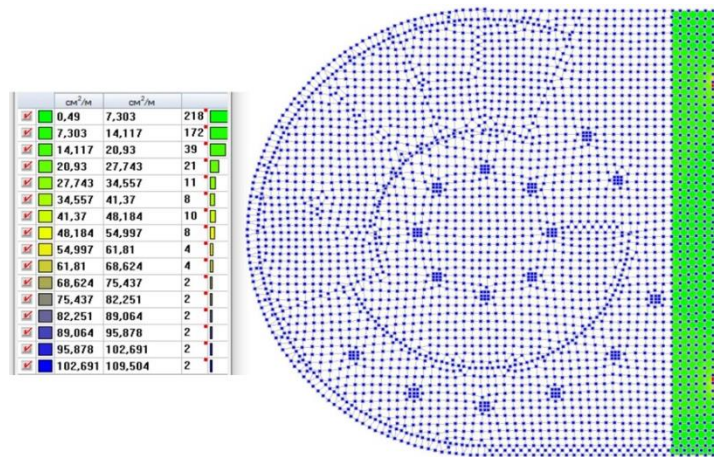


Рисунок 2.35 - Інтенсивність S_2 (верхня по X) для плити, товщиною 3,5 м

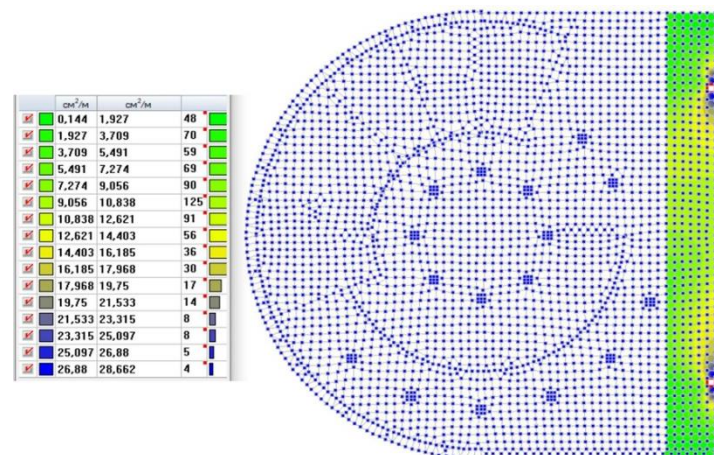


Рисунок 2.36 - Інтенсивність S_3 (нижня по Y) для плити, товщиною 3,5 м

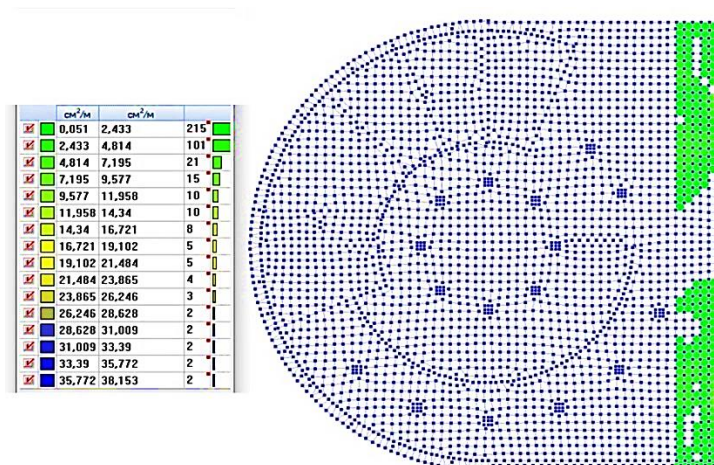


Рисунок 2.37 - Інтенсивність S_4 (верхня по Y) для плити, товщиною 3,5 м

Відповідно до отриманих результатів необхідної інтенсивності армування приймаємо фонову арматуру:

для плити, товщиною 1 м:

$S_1 = 1,013 \text{ см}^2/\text{м}$ – приймаємо $\varnothing 8$ крок 200 мм, $S = 2,515 \text{ см}^2/\text{м}$;

$S_2 = 5,02 \text{ см}^2/\text{м}$ – приймаємо $\varnothing 12$ крок 200мм, $S = 5,655 \text{ см}^2/\text{м}$;

$S_3 = 0,743 \text{ см}^2/\text{м}$ – приймаємо $\varnothing 8$ крок 200мм, $S = 2,515 \text{ см}^2/\text{м}$;

$S_4 = 2,981 \text{ см}^2/\text{м}$ – приймаємо $\varnothing 12$ крок 200мм, $S = 5,655 \text{ см}^2/\text{м}$. для плити, товщиною 3,5 м:

$S_1 = 3,736 \text{ см}^2/\text{м}$ – приймаємо $\varnothing 12$ крок 200мм, $S = 5,655 \text{ см}^2/\text{м}$;

$S_2 = 7,303 \text{ см}^2/\text{м}$ – приймаємо $\varnothing 14$ крок 200 мм, $S = 7,65 \text{ см}^2/\text{м}$;

$S_3 = 10,838 \text{ см}^2/\text{м}$ – приймаємо $\varnothing 18$ крок 200мм, $S = 12,725 \text{ см}^2/\text{м}$;

$S_4 = 2,433 \text{ см}^2/\text{м}$ - приймаємо $\varnothing 10$ крок 200мм, $S = 3,925 \text{ см}^2/\text{м}$.

2.6.2.2 Варіант 2 - пальово-плитний фундамент на буронабивних палях

Проектна відмітка голови палі –7,010 м. Паля заходить у плитний ростверк на 50 мм. Відмітка низу ростверка –7,060 м. Довжину палі приймаємо 6 м. Відмітка нижнього кінця палі –13,010 м. Перетин палі приймаємо діаметром 300 мм.

Паля спирається на стисливий ґрунт, отже вона є висячою палею, тобто працює за рахунок опору ґрунту під нижнім кінцем і за рахунок опору ґрунту по бічній поверхні.

Визначимо несучу здатність палі по ґрунту, згідно з [15]:

$$F_d = \gamma_c \left(\gamma_{cR} R A + \gamma_{cfu} \sum f_i h_i \right) \quad (2.38)$$

де γ_c - коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті,

γ_{cR} - коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі,

R - розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, кПа, який визначають за формулою

$$R = 0.75 \alpha_4 (\alpha_1 \gamma'_1 d + \alpha_2 \alpha_3 \gamma_1 h),$$

$$R = 0.75 \cdot 0,255 (41,3 \cdot 19,2 \cdot 0,3 + 75,8 \cdot 1,74 \cdot 13,01) = 2175 \text{ кПа},$$

де $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ - безрозмірні коефіцієнти, які приймають за [15] залежно від розрахункового значення кута внутрішнього тертя ґрунту основи, що приймається із введенням понижувального коефіцієнта, що дорівнює 0,9 ;

γ'_1 - розрахункове значення питомої ваги ґрунту, кН/м^3 , в основі палі;

d - діаметр буронабивної палі, м;

γ_1 - усереднене (за шарами) розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, кН/м^3 розташованих вище нижнього кінця палі;

h - глибина закладення нижнього кінця палі, м.

A - площа обпирання палі, м^2 , що дорівнює $A = \pi \frac{d^2}{4} = 0,07 \text{ м}^2$,

u - периметр поперечного перерізу палі, м, що дорівнює $u = \pi d = 0,942 \text{ м}$;

γ_{cf} - коефіцієнт умов роботи ґрунту на бічній поверхні палі, що залежить від способу утворення свердловини й умов бетонування, який приймають за [15];

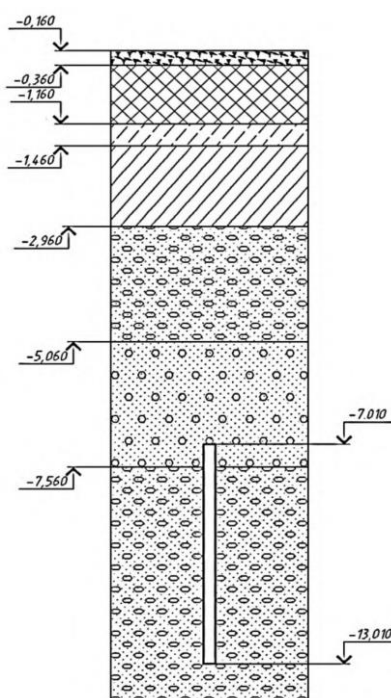


Рисунок 2.38 - Схема розташування палі в ґрунті

f_i - розрахунковий опір i -го шару ґрунту на бічній поверхні стовбура палі, кПа , що приймається за [15];

h_i - товщина i -го шару ґрунту, що стикається з бічною поверхнею палі, м.

Тоді,

$$F_d = 1(1 \cdot 2175 \cdot 0,07 + 1 \cdot 0,942 \cdot 389,34) = 520,4 \text{ кН.}$$

Допустиме навантаження на палю згідно з розрахунком становитиме

$$\frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{520,4}{1,4} = 371,7 \text{ к,}$$

де γ_k - коефіцієнт надійності палі за навантаженням.

Розрахунок допустимого навантаження на палю за матеріалом:

Згідно з [15] під час розрахунку палі усіх видів за міцністю матеріалу палю допускається розглядати як стрижень, жорстко затиснутий у ґрунті в перерізі, розташованому від підшви ростверку на відстані, що визначається за формулою

$$l_1 = l_0 + \frac{2}{\alpha_\varepsilon} \quad (2.39)$$

де l_0 - довжина ділянки палі від підшви високого ростверку до рівня планування ґрунту, м;

α_ε - коефіцієнт деформації, 1/м, який визначається [15] за формулою

$$\alpha_\varepsilon = \sqrt[5]{\frac{K \cdot b_p}{\gamma_c EI}} = \sqrt[5]{\frac{33350 \cdot (1,5 \cdot 0,3 + 0,5)}{1 \cdot 38543,49 \cdot 0,00081}} = 4 \text{ м}^{-1},$$

де E - модуль пружності матеріалу палі, кПа;

I - момент інерції поперечного перерізу палі, м⁴;

b_p - умовна ширина палі, м, що приймається рівною: для палі діаметром стовбурів 0,8 м і більше $b_p = d + 1$, а для інших розмірів перерізів палі $b_p = 1,5d + 0,5$, м;

d - зовнішній діаметр круглого, або сторона квадратного, або сторона прямокутного перерізу палі у площині, перпендикулярній до дії навантаження, м;

K - коефіцієнт пропорційності, кН/м⁴, що приймається залежно від виду ґрунту, що оточує палю, згідно з [15] і дорівнює 33350 кН/м⁴.

Тоді,

$$l_1 = 0 + \frac{2}{4} = 0,5 \text{ м.}$$

Виконаємо розрахунок на міцність залізобетонної палі з урахуванням обчисленої довжини 0,5 м. Прийmemo розрахункову схему стрижня защемленим знизу і вільним верхнім перерізом під навантаженням, за якого $\mu = 2$ (у запас міцності), тоді розрахункова довжина 1 м. Ростверк вільно спирається на палю і в розрахунках умовно враховується, як шарнірне сполучення, отже, у палі виникає тільки поздовжнє зусилля. Виконаємо розрахунок на комбінацію найгірших умов у ПК SCAD. Навантаження на палю прийнято 20 тс. Армування прийнято 4 стрижні діаметром 12 мм з арматури класу А500.

Мінімальну кількість паль фундаменту визначаємо за формулою

$$n = \frac{\sum N}{F_d / \gamma_k - 0.9 \cdot d_p \cdot \gamma_p} = \frac{60579.72}{371.7 - 0.9 \cdot 7.06 \cdot 20} = 248 \text{ шт.}$$

Виконаємо постановку паль з урахуванням нерівномірного розподілу тиску під плитою, згідно з рисунком 3.36. Відстань у світлі між столами буронабивними палями має бути не менше ніж 1 м, згідно з [15]. Кількість паль з урахуванням їхнього розміщення вийшло 253 штуки.

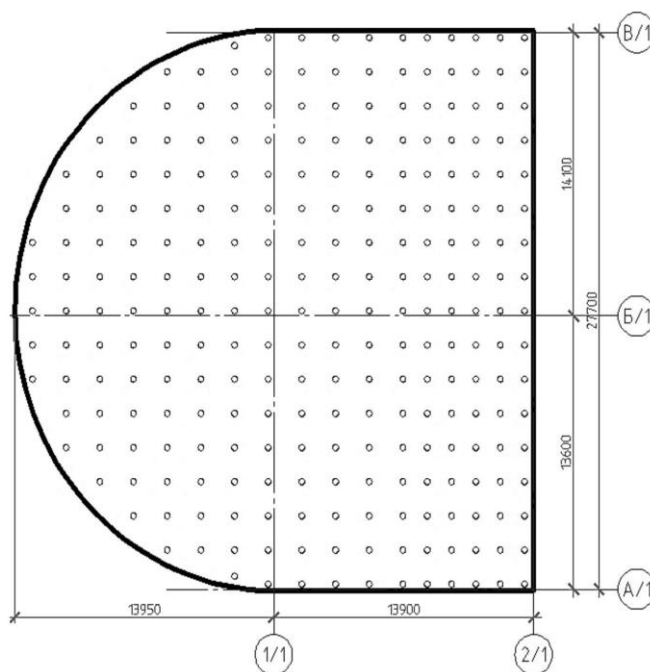


Рисунок 2.39 - Схема розміщення буронабивних паль

Для розрахунку армування плитного ростверку створимо розрахункову модель фундаменту в ПК SCAD.

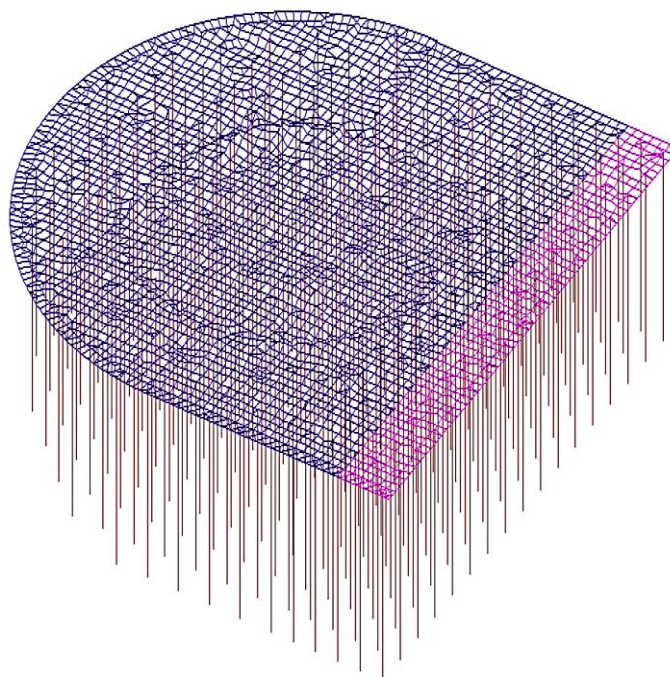


Рисунок 2.40 - Розрахункова схема пальового фундаменту в ПК SCAD

У розрахунковій схемі нижнім вузлам елементів паль задамо зв'язки кінцевої жорсткості. Для цього необхідно визначити жорсткість палі за формулою

$$k(Z) = \frac{F_d/\gamma_k}{s} = \frac{371,7}{0,036} = 10325 \text{ кН/м}, \quad (2.40)$$

де s - осідання палі, м, згідно з [15] за формулою

$$s = \beta \frac{N}{G_1 l} = 15,24 \cdot \frac{60579,72/255}{16827,42 \cdot 6} = 0,036 \text{ м}, \quad (2.41)$$

де N - вертикальне навантаження, що передається на палю, кН;

G_1 - модуль зсуву, кН/м²;

l - довжина палі, м;

β - коефіцієнт, що визначається за формулою

$$\beta = \frac{\beta'}{\lambda_1} + \frac{1 - (\beta'/\alpha')}{\chi} = \frac{0,63}{0,035} + \frac{1 - (0,63/0,623)}{0,0045} = 15,24 \quad (2.42)$$

тут $\beta' = 0,17 \ln (k_v G_1 l / G_2 d) = 0,63$ – коефіцієнт, що відповідає абсолютно жорсткій palі;

$\alpha' = 0,17 \ln (k_{v1} l / d) = 0,623$ - той самий коефіцієнт для випадку однорідної основи з характеристиками G_1 и v_1 ;

$\chi = EA / G_1 l^2 = 38543,49 \cdot 0,07 / 16827,42 \cdot 6^2 = 0,0045$ – відносна жорсткість palі;

EA - жорсткість стовбура palі на стиск, кН;

$\lambda_1 = \frac{2,12\chi^{3/4}}{1+2,12\chi^{3/4}} = \frac{2,12 \cdot 0,0045}{1+2,12 \cdot 0,0045} = 0,035$ – параметр, що характеризує збільшення осідання за рахунок стиснення стовбура;

k_v, k_{v1} - коефіцієнти, що визначаються за формулою

$$k_v = 2,82 - 3,78v + 2,18v^2 = 2,82 - 3,78 \cdot 0,27 + 2,18 \cdot 0,27^2 = 1,96$$

відповідно при $v = (v_1 + v_2)/2$ і при $v = v_1$;

v - коефіцієнт Пуассона.

Зв'язки кінцевої жорсткості в ПК SCAD задаються спеціальним елементом типу 51.

У результаті розрахунку отримано значення осідань, що досягають 7 мм.

	Z	5004	5004
✓	-6,869	-6,439	58
✓	-6,439	-6,01	59
✓	-6,01	-5,581	101
✓	-5,581	-5,151	59
✓	-5,151	-4,722	77
✓	-4,722	-4,293	83
✓	-4,293	-3,864	59
✓	-3,864	-3,434	93
✓	-3,434	-3,005	78
✓	-3,005	-2,576	70
✓	-2,576	-2,146	138
✓	-2,146	-1,717	122
✓	-1,717	-1,288	138
✓	-1,288	-0,859	211
✓	-0,859	-0,429	773
✓	-0,429	0	15677

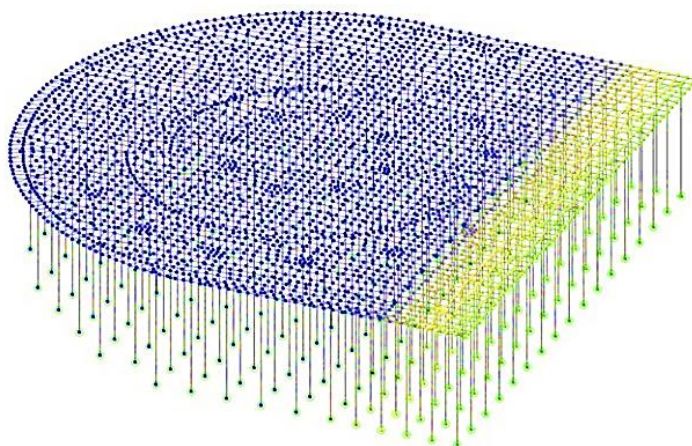


Рисунок 2.41 - Результати осідання фундаменту, отримані в ПК SCAD

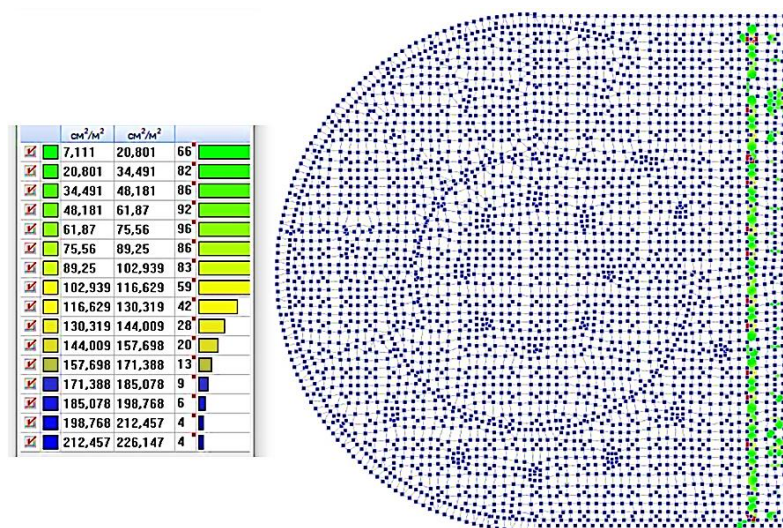


Рисунок 2.42 - Інтенсивність W для ростверку, товщиною 3,50 м

Для плити товщиною 1 м - як фонове нижнє армування приймаємо d12 A500 з кроком 200, з доповіданням d20, d25 A500 крок 200; як фонове верхнє армування приймаємо d14 A500 з кроком 200, з доповіданням d16, d20, d28 A500 крок 200.

Для плити товщиною 3,50 м - як фонове нижнє армування приймаємо d12 A500 з кроком 200, з доповідкою d18 A500 крок 200; як фонове верхнє армування приймаємо d12, d20 A500 з кроком 200, з доповідкою d12 A500 крок 200.

РОЗДІЛ 3

НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ

3.1 Аналіз аналогів

3.1.1 Консольна галерея The Richard Rogers Drawing Gallery

Розташування: Південний район Франції. Архітектор: Richard Rogers. Виліт консолі: 27 м. Художня галерея площею 120 квадратних метрів майже повністю підвішена над землею, має чотири опори. Вона підтримується просторовим металевим каркасом, виконаним із двох сталевих ферм із круглих труб із розкісною решіткою, що зв'язуються з площини балками.

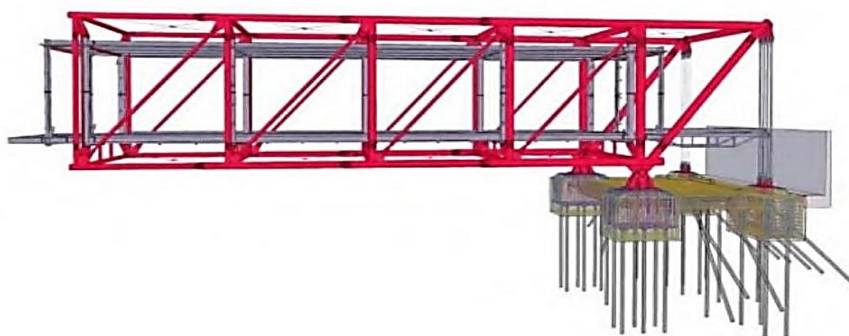


Рисунок 3.1 - Консольна галерея The Richard Rogers Drawing Gallery
(проектна графіка)



Рисунок 3.2 - Консольна галерея The Richard Rogers Drawing Gallery

3.1.2 Оглядовий майданчик "AlpspiX"

Розташування: Альпи, Німеччина. Призначення: Оглядовий майданчик Виліт консолі: 13 і 11 м. Оглядовий майданчик "AlpspiX" розташований над "Пекельною долиною" в Баварських Альпах, Німеччина.

Майданчик являє собою два схрещені помости. Один із них "висунутий" у прірву на 13 метрів, а інший - на 11 метрів. "AlpspiX" складається з двох 24-метрових сталевих рам, шириною 3 м. Підлога виконана з ґратчастого настилу. У кінці доріжки є похиле скло, щоб забезпечити панорамний вид. Загальна вага конструкції становить близько 30 тонн.



Рисунок 3.3 - Оглядовий майданчик "AlpspiX"

3.1.3 Оглядовий майданчик у каньйоні Чатак

Розташування: каньйон Чатак, Туреччина. Призначення: Оглядовий майданчик Виліт консолі: 20 м. Висота ділянки, на якій споруджено скляний оглядовий майданчик, становить 500 метрів. Оглядовий майданчик розрахований на 250 осіб.

Загальна ширина конструкції майданчика - 10 метрів, а виліт - 20 метрів. Конструкція являє собою металеві ферми з трикутною решіткою. Елементи поясів виконані з двотаврів, елементи решітки - швелери. Для забезпечення стійкості застосовуються хрестові зв'язки розташовані з площини. Вага конструкції

становить 70 тонн (60 тонн сталі і 10 тонн скла). Проти вагою конструкції є бетонна опорна плита.

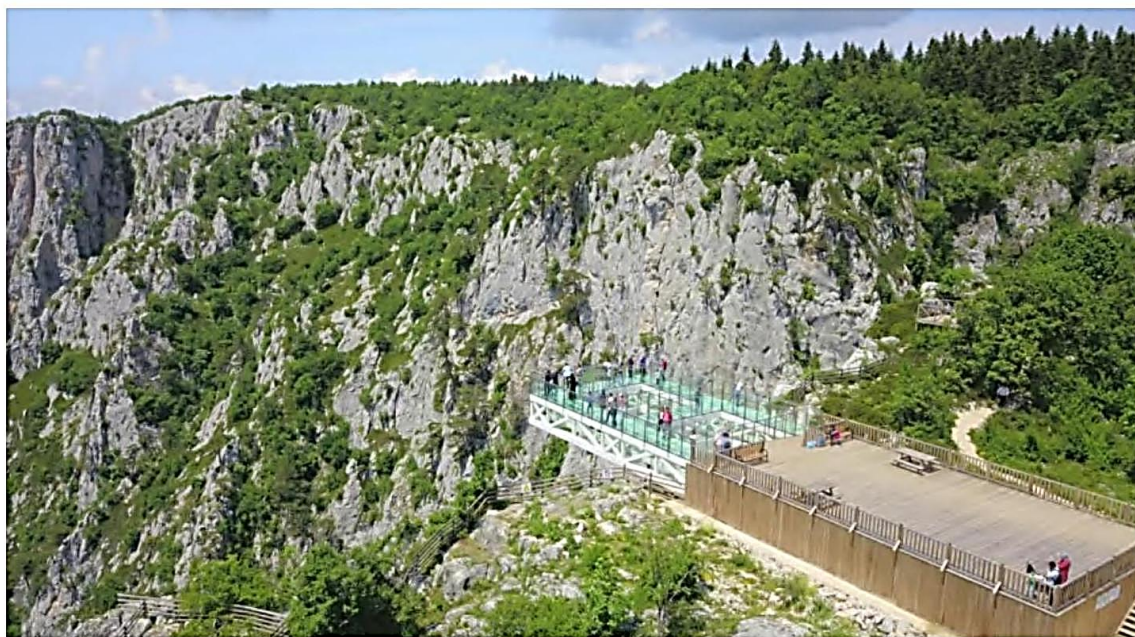


Рисунок 3.4 - Оглядовий майданчик у каньйоні Чатак, Туреччина

3.2 Розгляд варіантів виконання консольної споруди

Для влаштування консольного оглядового майданчика застосовуються просторові ферми прямолінійної та криволінійної форми. Верхні пояси ферм перебувають у розтягнутій зоні консолі, а нижні пояси - у стиснутій. Стійкість конструкції забезпечується елементами решітки та зв'язків. Тому необхідно розглянути різні види решітки прямолінійних ділянок споруди, оскільки вони сприймають найбільші зусилля, і зробити висновки про доцільність їхнього застосування в цій конструкції. Виходячи з аналізу конструкцій-аналогів, до розгляду візьмемо три варіанти решітки просторових ферм: розкісну, трикутну і хрестову.

Для порівняння трьох варіантів використовується програмний комплекс SCAD++. Для визначення найраціональнішої схеми решітки порівняємо вертикальні переміщення від найнесприятливішого поєднання навантажень і граничним значенням прогину при вильоті 27,97 м, визначеним згідно з [2].

$$f_u = \frac{27970 \cdot 2}{383} = 146 \text{ мм} \quad (3.1)$$

Також розраховано матеріаломісткість кожного з варіантів. Усі результати відображено в таблиці 3.1.

Отримані під час розрахунку вертикальні переміщення наведено на рисунках 3.5- 3.7. Усі наведені варіанти були розраховані на дію всіх навантажень, врахованих в основному розрахунку. Збір і опис навантажень, що діють на конструкцію, наведено в п. 2.4

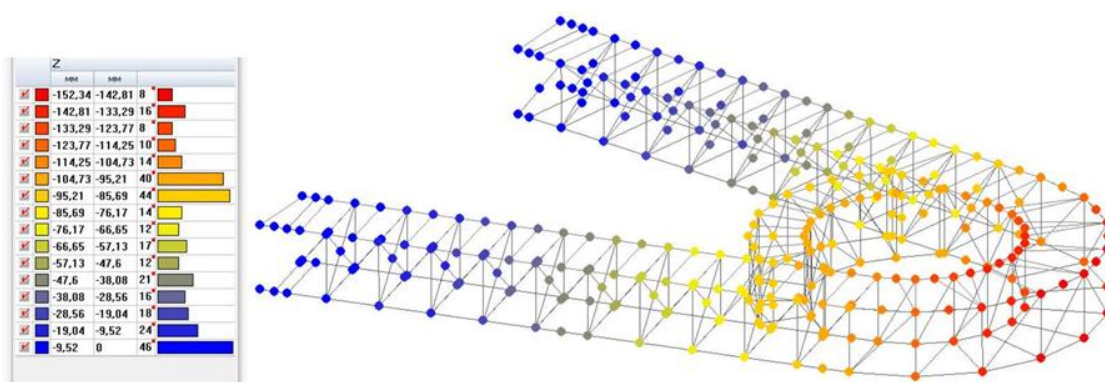


Рисунок 3.5 - Вертикальні переміщення для варіанта №1 - розкісна решітка

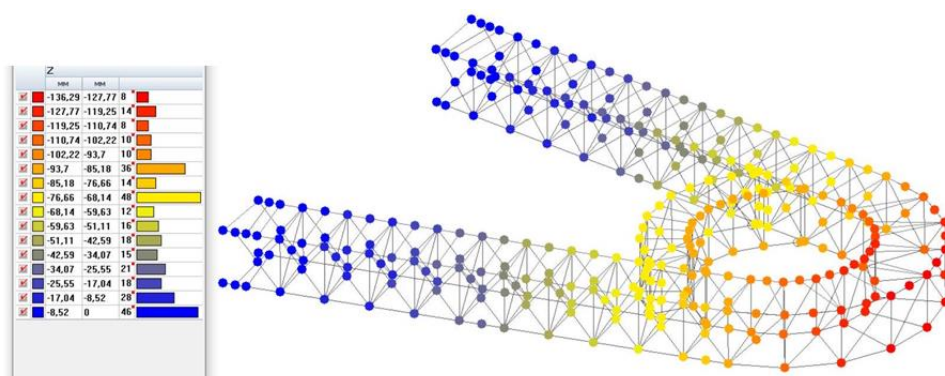


Рисунок 3.6 - Вертикальні переміщення для варіанта №2 - хрестова решітка

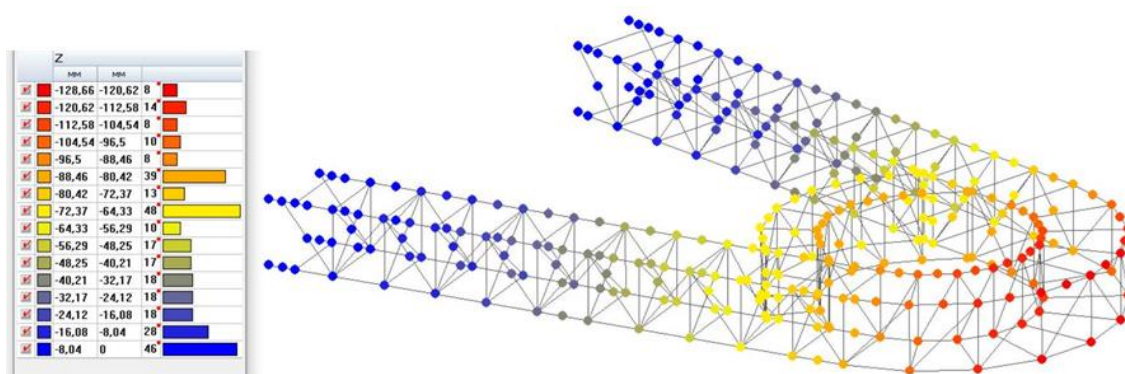


Рисунок 3.7 - Вертикальні переміщення для варіанта №3 – трикутна решітка

Таблиця 3.1 - Порівняння варіантів виконання схеми решітки

№	Найменування показника	Од. вим.	Значення показників		
			Варіант 1	Варіант 2	Варіант 3
1	Максимальне переміщення по осі X	мм	13,68	13,12	12,28
2	Максимальне переміщення по осі Y	мм	30,18	30,43	32,53
3	Максимальне переміщення по осі Z	мм	152,34	136,29	128,66
4	Повне переміщення	мм	154,39	138,58	130,78
5	Витрата сталі (згідно з ПК SCAD++)	<i>t</i>	48,65	43,00	52,39

У результаті порівняння трьох варіантів можна сказати, що доцільним є застосувати в консольному оглядовому майданчику хрестову решітку прямолінійних просторових ферм конструкції. Даний варіант має меншу матеріаломісткість, виходячи з чого вартість матеріалів другого варіанта нижча на 3,4%, ніж у першого варіанта, і на 20% нижче, ніж у третього варіанта. Крім того, перший варіант має вертикальні переміщення, що дорівнюють 152,4 мм, що перевищує значення граничного прогину за заданого вильоту. Виходячи з усього перерахованого вище, остаточно для подальшого проектування приймаємо хрестову схему решітки прямолінійних ділянок конструкції.

РОЗДІЛ 4

ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

4.1 Охорона праці

4.1.1 Організація безпечних умов праці на будівельному майданчику

Забезпечення безпечних умов праці на будівельному майданчику є одним із ключових завдань під час реалізації проєкту. Для цього необхідно дотримуватися низки заходів, що відповідають нормам законодавства України.

Основні законодавчі та нормативні акти: кодекс законів про працю України (КЗпП) – регламентує основні положення щодо організації праці та охорони праці; закон України "Про охорону праці" – встановлює правові основи реалізації права працівників на безпечні та здорові умови праці; ДСТУ EN ISO 45001:2019 – Системи управління охороною здоров'я та безпекою праці; ДБН А.3.2-2-2009 "Охорона праці і промислова безпека у будівництві" – основний документ, що регламентує вимоги до охорони праці на будівельних майданчиках; правила безпеки праці у будівництві (НПАОП 45.2-7.02-12). Відповідно до ДБН А.3.2-2-2009 [22] під час зведення будівельних об'єктів повинні бути вжиті заходи для запобігання впливу на працівників та населення, яке перебуває на прилеглий до будівельного об'єкта території, небезпечних і шкідливих виробничих факторів. Організація виконання будівельно-монтажних робіт повинні відповідати вимогам: законодавства України про охорону праці; природоохоронного законодавства; нормативно-правових актів, що містять вимоги з охорони праці; державних стандартів системи стандартів безпеки праці (ССБП); державних будівельних норм (ДБН); правил безпечного зведення та безпечної експлуатації будинків і споруд; галузевих правил і типових інструкцій з охорони праці, що затверджені у визначеному порядку; гігієнічних нормативів, санітарних правил і норм, затверджених Міністерством охорони здоров'я України.

Будівельні майданчики, робочі ділянки, робочі місця повинні бути забезпечені необхідними засобами колективного та індивідуального захисту, первинними засобами пожежогасіння, а також засобами зв'язку та сигналізації.

Згідно зі ст. 8 Закону «Про охорону праці» на роботах із шкідливими і небезпечними умовами праці, а також роботах, пов'язаних із забрудненням, несприятливими метеорологічними умовами, працівникам видаються безплатно (за кошти роботодавця) спеціальний одяг, спеціальне взуття та інші засоби індивідуального захисту відповідно до НПАОП 0.00-4.01, НПАОП 45.2-3.01.

Перед початком виконання робіт у місцях, де діють або можуть виникати небезпечні виробничі фактори, не пов'язані з характером виконуваної роботи, відповідальний виконавець робіт повинен видати наряд-допуск на виконання робіт підвищеної безпеки. Наряд-допуск видається на строк, необхідний для виконання запланованого обсягу робіт. У разі виникнення в процесі виконання робіт небезпечних або шкідливих виробничих факторів, не передбачених нарядом-допуском, роботи необхідно припинити, наряд-допуск анулювати і поновити роботи тільки після видачі нового наряду-допуску. У разі залучення до трудового процесу жінок необхідно дотримуватись граничних норм підймання і переміщення важких речей жінками (наказ МОЗ України від 10.12.1993 № 241) і Переліку важких робіт із шкідливими і небезпечними умовами праці, на яких забороняється застосування праці жінок (наказ МОЗ України від 29.12.1993 № 256). У разі залучення до трудового процесу підлітків необхідно дотримуватись граничних норм підймання і переміщення важких речей неповнолітніми (наказ МОЗ України від 22.03.1996 № 59) і вимог Переліку важких робіт із шкідливими і небезпечними умовами праці, на яких забороняється застосування праці неповнолітніх (наказ МОЗ України від 31.03.1994 №46). Допуск на будівельний майданчик сторонніх осіб або працівників, що не зайняті на роботах на даній території, а також осіб, що перебувають у стані алкогольного, токсичного або наркотичного сп'яніння – забороняється. Особи, що перебувають на території будівельного майданчика, у виробничих приміщеннях, на робочих місцях і ділянках робіт, зобов'язані виконувати правила внутрішнього трудового розпорядку даної організації.

4.1.2 Розроблені заходи з охорони праці

Склад і зміст рішень з безпеки праці визначено відповідно до [22-32]. Основними небезпечними виробничими факторами під час виконання робіт є: робота будівельних машин і механізмів; робота з електроінструментом; роботи з транспортування та складування будівельних вантажів; небезпека виникнення пожежі; шкідливі санітарно-гігієнічні чинники (недостатня освітленість, хімічно активні або отруйні речовини).

В організації має бути організовано проведення перевірок, контролю та оцінки стану охорони та умов безпеки праці, що включають такі рівні та форми проведення контролю: постійний контроль працівниками справності обладнання, пристроїв, інструменту, перевірка наявності та цілісності огорожень, захисного заземлення та інших засобів захисту до початку робіт і в процесі роботи на робочих місцях згідно з інструкціями з охорони праці; періодичний оперативний контроль, який проводять керівники робіт і підрозділів згідно з їхніми посадовими обов'язками; вибіркового контролю стану умов та охорони праці в підрозділах, що проводиться службою охорони праці згідно із затвердженими планами.

Роботодавці зобов'язані перед допуском працівників до роботи, а надалі періодично в установлені строки і в установленому порядку проводити навчання і перевірку знань правил охорони і безпеки праці з урахуванням їх посадових інструкцій або інструкцій з охорони праці. При виявленні порушень норм і правил охорони праці працівники повинні вживати заходів до їх усунення власними силами, а в разі неможливості цього припинити роботи та інформувати посадову особу. У разі виникнення загрози безпеці та здоров'ю працівників відповідальні особи зобов'язані припинити роботи та вжити заходи щодо усунення небезпеки, а за необхідності забезпечувати евакуацію людей у безпечне місце.

4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях

4.2.1 Законодавча база України

Основу нормативно-правової бази в сфері цивільної оборони, захисту населення і території від наслідків надзвичайних ситуацій складають: Кодекс цивільного захисту України, закони «Про війська цивільної оборони», «Про аварійно-рятувальні служби»; укази Президента України «Про Концепції захисту населення і територій у випадку загрози і виникнення НС» і Положення «Про міністерство України з питань НС і в справах захисту населення від наслідків Чорнобильської катастрофи», постанови Кабінету Міністрів України про затвердження «Положення про цивільну оборону України», «Про єдину державну систему попередження і реагування на НС техногенного і природного характерів», «Положення про керування з питань НС і цивільного захисту населення обласних і міських державних адміністрацій» та інші нормативні акти.

4.2.2 Оцінка масштабу, розмірів втрат та інших наслідків можливої НС на будівельному об'єкті

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 [27].

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 направлення 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 ЦО 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 А і 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:

- I 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 може бути ліквідована у перші 15-20 хвилин за короткий час обмеженими засобами. Тривалість фази до 2 годин в залежності від вогнестійкості будинків.;

- II фаза – стає горіння до моменту обвалення конструкцій, тривалість від 1 до 4 годин;

- III фаза – вигорання 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.

ВИСНОВКИ

В розділ 1 «Об'ємно-планувальні та архітектурні рішення» обґрунтовано архітектурно-планувальні рішення візит-центру, враховуючи функціональність, естетичність та гармонійне вписання у природний ландшафт. Використання консольного оглядового майданчика як основного акценту підкреслює унікальність об'єкта, а також забезпечує комфортні умови для туристів і максимальний панорамний огляд.

В розділі 2 «Конструктивні рішення» на основі інженерно-геологічних умов і сучасних конструктивних технологій розроблено оптимальну просторову схему металевої конструкції консольного майданчика. Проведені розрахунки підтвердили міцність і надійність конструктивних елементів, їх стійкість до навантажень. Запропоновані технічні рішення знизили вагу конструкції та забезпечили економічну доцільність проекту.

В розділі 3 «Науково-дослідний» дослідження аналогів підтвердило актуальність використання консольних конструкцій у туристичних об'єктах. Розглянуто кілька варіантів реалізації консольних рішень, обрано найбільш ефективний і функціональний підхід. Використання методу скінчених елементів у моделюванні дозволило детально проаналізувати деформаційні процеси та підтвердити надійність запропонованої конструкції.

В розділі 4 розроблено комплекс заходів із забезпечення безпеки під час будівництва та експлуатації об'єкта, зокрема для консольної конструкції. Враховано законодавчі вимоги щодо охорони праці та захисту від надзвичайних ситуацій.

БІБЛІОГРАФІЯ

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

12. ДБН В.2.1-10-2018 "Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення" [Чинний від 02.08.2018]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2018. 36 с.
13. ДСТУ Б В.2.1-2-96. Ґрунти. Класифікація. – К.: Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1995.
14. ДБН А.2.1–1-2008 Інженерні вишукування для будівництва. Основні положення. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2008.
15. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2011.
16. Ковальчук, Ярослав Олексійович, Наталія Ярославівна Шингера, and Ярослав Леонідович Швед. "Дослідження деформаційної поведінки зварної будівельної ферми при температурному впливі." Матеріали VI Міжнародної студентської науково-технічної конференції „Природничі та гуманітарні науки. Актуальні питання “ (2023): 261-262.
17. Ясній, В. П.; Будз, в. І. Пристрої та системи захисту будівель та споруд від дії циклічних навантажень: сучасний стан та перспективи. Проблеми обчислювальної механіки і міцності конструкцій, 2023, 1.36: 105-114.
18. Ясній, П. В., Михайлишин, М. С., Пиндус, Ю. І., & Гудь, М. І. (2019). Розрахунок власних коливань циліндричних оболонок із алюмінієвого сплаву. Фізико-хімічна механіка матеріалів, (55, № 4), 42-46.
19. ТКАЧЕНКО, М. І.; ВАСЮРИНА, Д. Д.; КРАМАР, Галина Михайлівна. Моделювання роботи просторових будівельних конструкцій. Матеріали XII Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій “, 2023, 71-71.
20. Shved, Y., Kovalchuk, Y., Bodrova, L., Kramar, H., & Shynhera, N. (2022). Material consumption optimization of a welded rafter truss made of angle profiles. Procedia Structural Integrity, 36, 10-16.
21. Mykhailo, Hud. "Analysis of the influence of horizontal ties on the buckling of the bottom of a floating pool." Procedia Structural Integrity 59 (2024): 617-621.
22. ДБН А.3.2-2-2009 "Охорона праці і промислова безпека у будівництві.

Основні положення" [Чинний від 30.12.2011]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2010. 112 с.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

33. Гудь М. І. Оцінювання довговічності тонкостінних циліндричних оболонок при транспортуванні літаком : дисертація на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук за спеціальністю 01.02.04 / Михайло Іванович Гудь. — Тернопіль : ТНТУ, 2021. — 127 с.

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