

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 будівлі плавального басейну в Рівному з дослідженням
конструкцій покриття

Виконав: студент 6 курсу, групи МБм-61
спеціальності

192 Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва спеціальності)

Студент

(підпис)

Синюк С.В.

(прізвище та ініціали)

Керівник

(підпис)

Ігнат'єва В.Б.

(прізвище та ініціали)

Нормоконтроль

(підпис)

Мещерякова О. М.

(прізвище та ініціали)

Завідувач кафедри

(підпис)

Ясний В. П.

(прізвище та ініціали)

Рецензент

(підпис)

Кошалко С.А.

(прізвище та ініціали)

Тернопіль
2024

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

Факультет Факультет інженерії машин, споруд і технологій

(повна назва факультету)

Кафедра Будівельної механіки

(повна назва кафедри)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

Ясній В.П.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

« »

2024 р.

ЗАВДАННЯ
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ

на здобуття освітнього ступеня Магістр

(назва освітнього ступеня)

за спеціальністю 192 Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва спеціальності)

студенту Синюку Сергію Вікторовичу

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проект будівлі плавального басейну в Рівному з дослідженням
конструкцій покриття

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

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

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

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	Мешерякова О.М. ст.викл.		

7. Дата видачі завдання

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

[illegible]

Студент

(підпис)

Синюк С. В.

(прізвище та ініціали)

Керівник роботи

(підпис)

Ігнат'єва В. Б.

(прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

ВСТУП	6
РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ	8
1.1 Вихідні дані для проектування	8
1.2 Об'ємно-планувальні рішення	8
1.3 Архітектурно-конструктивні рішення	9
1.4 Характеристика огорожувальних конструкцій	10
1.5 Внутрішнє та зовнішнє оздоблення	11
1.6 Заповнення віконних і дверних прорізів	12
РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ	13
2.1 Вихідні дані	13
2.2 Характеристика умов та об'єкта будівництва	13
2.2 Розрахункова схема будівлі	14
2.3 Конструктивні рішення	14
2.3.1 Зв'язки покриття	15
2.3.2 Зв'язки по верхніх поясах ферм	15
2.3.3 Зв'язки по нижніх поясах ферм	16
2.3.4 Вертикальні зв'язки	16
2.4 Навантаження, що діють на будівлю і переміщення від них	16
2.4.1 Постійні навантаження	17
2.4.2 Тимчасові навантаження. Вітер	18
2.4.3 Сніг	21
2.5 Розрахунок і конструювання конструкцій покриття прольотом 60 м і консолей завдовжки 15 м	23
2.5.1 Розрахунок вузлів	24
2.5.2 Нижній опорний вузол ферми	25
2.5.3 Нижній опорний вузол консолі	27
2.5.4 Проміжні вузли в консолі	29
2.5.5 Розрахунок сполучення кроквяної ферми з колоною	38

РОЗДІЛ 3 ФУНДАМЕНТИ.....	40
3.1 Оцінка ґрунтових умов будівельного майданчика.....	40
3.2 Проектування фундаменту неглибокого закладення	40
3.2.1 Визначення глибини закладення фундаменту	40
3.2.2 Визначення попередніх розмірів фундаменту та розрахункового опору	41
3.2.3 Приведення навантажень до підосви фундаменту.....	43
3.2.5 Розрахунок осідання фундаменту шляхом пошарового підсумовування та перевірка умови за деформаціями	45
3.2.6 Конструювання стовпчастого фундаменту	46
3.3 Проектування пальових фундаментів із забивних паль	48
3.3.1 Вибір висоти ростверку і довжини паль.....	48
3.3.2 Визначення несучої здатності палі	49
3.3.3 Призначення допустимого навантаження на палю	50
3.3.4 Приведення навантажень до підосви ростверку	51
3.3.5 Визначення навантаження на кожну палю і перевірка умов за несучою здатністю	52
3.3.6 Розрахунок паль на горизонтальні навантаження і вибір типу сполучення паль із ростверком.....	53
3.3.7 Конструювання ростверку	54
3.3.8 Вибір палейного обладнання.....	57
РОЗДІЛ 4 НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ.....	59
4.1 Загальні дані	59
4.2 Розгляд та оцінка конструктивних форм несучих конструкцій перекриття проекрованої будівлі	59
4.2.1 Варіант 1-Балочне покриття.....	59
4.2.2 Варіант 2 - Рамне покриття.....	61
4.2.3 Варіант 3-Висяче покриття з гнучкими нитками	62
4.3 Вибір остаточного варіанту конструкції покриття проекрованої будівлі.....	65
РОЗДІЛ 5 ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ	

СИТУАЦІЯХ.....	66
5.1 Охорона праці.....	66
5.1.1 Організація безпечних умов праці на будівельному майданчику	66
5.1.2 Перелік заходів і проєктних рішень щодо визначення технічних засобів і методів роботи, які забезпечують виконання нормативних вимог охорони праці.....	67
5.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях	69
5.2.1 Законодавча база України.....	69
5.2.2 Оцінка масштабу, розмірів втрат та інших наслідків можливої НС на будівельному об'єкті.....	69
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ	73
БІБЛІОГРАФІЯ	74

ВСТУП

Плавальні басейни відіграють важливу роль у житті суспільства, забезпечуючи умови для занять спортом, відпочинку, а також для проведення навчальних занять з плавання. Особливо актуальним є будівництво таких об'єктів у міських умовах, де існує підвищений попит на спортивну та оздоровчу інфраструктуру.

Рівне, як одне з найбільших міст на заході України, має потребу у сучасному плавальному басейні, який відповідатиме вимогам безпеки, комфорту та енергоефективності. Проєктування таких об'єктів потребує врахування багатьох факторів, серед яких вибір конструкцій покриття є одним із найважливіших. Надійне та енергоефективне покриття забезпечує не лише довговічність будівлі, але й комфортні умови для її експлуатації.

Актуальність теми кваліфікаційної роботи обумовлена кількома факторами. Будівництво сучасних плавальних басейнів є важливим завданням у контексті розвитку міської інфраструктури та забезпечення умов для занять фізичною культурою та спортом. У місті Рівне наявна інфраструктура плавальних басейнів є недостатньою для задоволення існуючого попиту населення. Це обмежує можливості для спортивної підготовки, оздоровлення та проведення дозвілля.

Крім того, сучасні тенденції в архітектурі та будівництві вимагають впровадження нових підходів до проєктування об'єктів, зокрема оптимальних конструкцій покриття. Такі конструкції повинні забезпечувати високу міцність, енергоефективність, довговічність та естетичний вигляд споруди, що є особливо важливим у сучасних умовах енергозбереження та сталого 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 проєкту будівлі плавального

басейну в Рівному з дослідженням конструкцій покриття.

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

- розробити основні архітектурно-будівельні та конструктивні рішення будівлі плавального басейну;
- розрахувати основні параметри несучих конструкцій будівлі плавального басейну відповідно до діючих навантажень;
- дослідити металоємність, трудомісткість конструкцій покриття громадської будівлі;
- розробити основні рекомендації з охорони праці та цивільного захисту населення.

Об’єктом дослідження є великопролітні металеві конструкції покриття громадської будівлі.

Предметом дослідження є деформативність та зниження металоємності металевих великопролітних конструкцій покриття громадської будівлі.

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

Наукова новизна отриманих результатів полягає в тому що отримала подальший розвиток методика моделювання деформативності арочних конструкцій покриття громадської будівлі.

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

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

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

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

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

1.1 Вихідні дані для проектування

Проектований об'єкт розробляється відповідно [3-7].

Район будівництва: м. Рівне;

- тип будівлі - громадська;
 - функціональне призначення: плавальний басейн;
 - будівельна кліматична зона - 1(найменш суворі умови) ;
 - зона вологості -суха;
 - температура найбільш холодної п'ятиденки із забезпеченістю 0,98 - 0,98 -29 °С ;
 - розрахункова температура внутрішнього повітря $t_{int} = + 27^{\circ}\text{C}$;
- Вологісний режим приміщення - вологий ;
- відносна вологість - 67 %;
 - тривалість опалювального періоду $z_{ht} = 182$ доби; Середня розрахункова температура опалювального періоду $t_{ht} = -3,4^{\circ}\text{C}$.

1.2 Об'ємно-планувальні рішення

Характеристики будівлі:

- висота будівлі - 15 м;
- висота до низу кроквяних ферм - 10 м; клас наслідків будівлі – СС2;
- ступінь вогнестійкості будівлі - II.

Будівля плавального басейну у місті Рівне запроектована одноповерховою з технічним поверхом, прямокутною в плані з розмірами в осях А-Б - 60 м, в осях 1-18 - 102 м, з консолями по 15 м. У технічній частині залу великого басейну розташовані вентиляційні камери, хлораторна, бойлерна і приміщення для фільтрації та коагуляції, а також приміщення для обслуговування малого басейну. Під консолями передбачено паркувальні місця на 165 місць.

Відведення атмосферних опадів - по зовнішньому водостоку.

Будівля містить у собі 2 басейни: ванна 50x20 м. призначена для тренувань і оздоровчого плавання дорослих. Вона розрахована на 10 доріжок із заглибленою ділянкою. Одночасно чаша басейну може вмістити до 100 осіб. Окремо запроектовано басейн 11x11м. для дітей, які навчаються плаванню. До плавальних басейнів примикають роздягальні чоловічі та жіночі із санвузлами та душовими. Також є спортивні зали для дітей і дорослих, сауна, масажний і медичний кабінети, їдальня, магазини спортивного одягу та спортивного харчування. Крім того, передбачені приміщення для адміністративного апарату, тренерського персоналу, інвентарні, кімнати відпочинку.

Розташування приміщень забезпечує рух тих, хто займається, у такій послідовності: вестибюль із гардеробом верхнього одягу, роздягальні, басейн.

У будівлі передбачено другий вихід.

1.3 Архітектурно-конструктивні рішення

За позначку 0,000 умовно прийнято рівень чистої підлоги першого поверху.
Тип конструкцій: сталезалізобетонний каркас;

Несучі елементи будівлі - залізобетонний каркас (крок колон - 6 м)
Прийнята, жорсткість і стійкість на стадії зведення і конструктивна схема будівлі забезпечує міцність на період експлуатації за дії всіх розрахункових навантажень і впливів.

Фундаменти розроблено для основи з залягаючими по всій площі будівлі непросадними ґрунтами з непорушеною водостійкою і не пухкою природною структурою.

Фундаменти запроектовані стовпчасті неглибокого закладення під колони каркаса, стійки фахверка й опорні стійки ванн басейнів.

Колони каркасу - залізобетонні перетином 900x900мм; металеві стійки фахверка перетином 200x160 мм.

Несуча конструкція покриття - ферми металеві з кутників прольотом 60м.

Консолі - ферми металеві з кутників прольотом 15м. Балки покриття - металеві двотаври 45Б1.

Зовнішні стіни - у поздовжньому напрямку - з тришарових сендвіч-панелей, товщиною 144.

Торцеві стіни будівлі запроєктовані світлопрозорими, з однокамерним склопакетом 1000x1000мм, товщиною 50мм.

Перегородки виконані з гіпсокартонних листів на металевому каркасі за СП 163.1325800.2014.

Покрівля - двосхила малопохила з покриттям тришаровими покрівельними сендвіч-панелями, товщиною 144 мм. Консолі холодні, покриті оцинкованим проф. настилом з трапецієподібними гофрами товщиною 0,7 мм.

Тамбур виконаний світлопрозорим із загартованого скла товщиною 6 мм. за технікою спайдерного скління. Розташований усередині будівлі.

1.4 Характеристика огорожувальних конструкцій

Стінова огорожа з тришарових металевих сендвіч-панелей, з базальтовим утеплювачем завтовшки 143 мм, верхня і нижня обшивки плоскі товщиною 0,5 мм. Прийнято горизонтальне розрізання панелей із кріпленням до колон самосвердлувальними, самонарізними шурупами.

Торцеві стіни запроєктовані світлопрозорими, виготовленими за технологією спайдерного скління - склопакет однокамерний (2 загартовані шибки 10 мм. з низькоемісійним м'яким покриттям) 1000x1000мм, товщиною 50мм. Склопакети кріпляться між собою і на скляні стійки за допомогою спайдерів.

Покрівля - двосхила і малопохила, з тришарових покрівельних сендвіч-панелей, з базальтовим утеплювачем завтовшки 143 мм, верхня обшивка з трапецієподібними гофрами завтовшки 0,7 мм, нижня обшивка плоска завтовшки 0,5 мм.

1.5 Внутрішнє та зовнішнє оздоблення

Захист будівельних конструкцій від корозії;

Ступінь впливу середовища на конструкції - неагресивний і слабоагресивний. Заходи з антикорозійного захисту конструкцій і відновлення покриттів, пошкоджених зварюванням, виконувати згідно з вимогами [15].

Підготовка металевих поверхонь перед фарбуванням:

- ступінь очищення поверхонь від оксидів - 2;
- ступінь знежирення – 1.

Усі приміщення забезпечуються системами загальнообмінної вентиляції та кондиціонування для забезпечення комфортних умов праці.

Усіх відвідувачів і тих, хто працює, забезпечують необхідними санітарними умовами.

Скло зовнішніх огорожувальних конструкцій вкрите низькоемісійним м'яким покриттям, частини ферм, що виступають, облицьовані металевим листом сірого кольору. Цоколь спортивної будівлі поштукатурений і пофарбований темно-сірим кольором.

Ганок облицьовано неслизькою керамогранітною плиткою.

Внутрішнє оздоблення приміщень виконується в залежно від функціонального призначення приміщень, з урахуванням внутрішньопросторового зонування, технологічних процесів, санітарно-гігієнічних, протипожежних та експлуатаційних вимог до її якості, відповідно до вимог чинних норм. Передбачається застосування сертифікованих довговічних, вогнестійких, нетоксичних оздоблювальних і облицьовувальних матеріалів, що дозволяють виконання вологого прибирання (в приміщеннях буфета, медпункті, душових, санвузлах із застосуванням дезінфекційних засобів).

Залізобетонні колони облицьовані нержавіючою сталлю марки AISI 304.

Металеві стійки фахверка і ферми просякнуті полімерним матеріалом, після покриті розплавленим алюмінієм шляхом газометричного нанесення.

Стіни адміністративних і службових кабінетів, тренерських, масажних,

медпункту, кімнати відпочинку, буфету обклеєні склошпалерами під подальше фарбування водно-дисперсійною фарбою.

Стіни душових, санвузлів, інвентарних, комор, пральні, приміщень із басейнами облицьовані керамогранітною плиткою.

Заглиблені колони і фундаменти покриті рідкою мастикою на основі полімерної суміші для гідроізоляції.

Підлоги у всіх приміщеннях і коридорах виконані з керамограніту.

Облицювання чаші басейнів - з протиковзкої скляної мозаїки.

1.6 Заповнення віконних і дверних прорізів

Вікна прийняті з металопластикового профілю з двокамерним склопакетом, товщиною 82 мм. Зовнішні двері прийняті з алюмінієвих сплавів зі склінням, внутрішні двері металопластикові, протипожежні двері прийняті згідно[9].

РОЗДІЛ 2

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ

2.1 Вихідні дані

Район будівництва: м. Рівне. Довжина будівлі: $d = 102$ м. Проліт будівлі: $d = 60$ м. Виліт консолі: 15м. Висота будівлі: 15 м. Тип конструкцій: залізобетонний каркас з металевими конструкціями покриття та консолями.

Функціональне призначення: плавальний басейн.

2.2 Характеристика умов та об'єкта будівництва

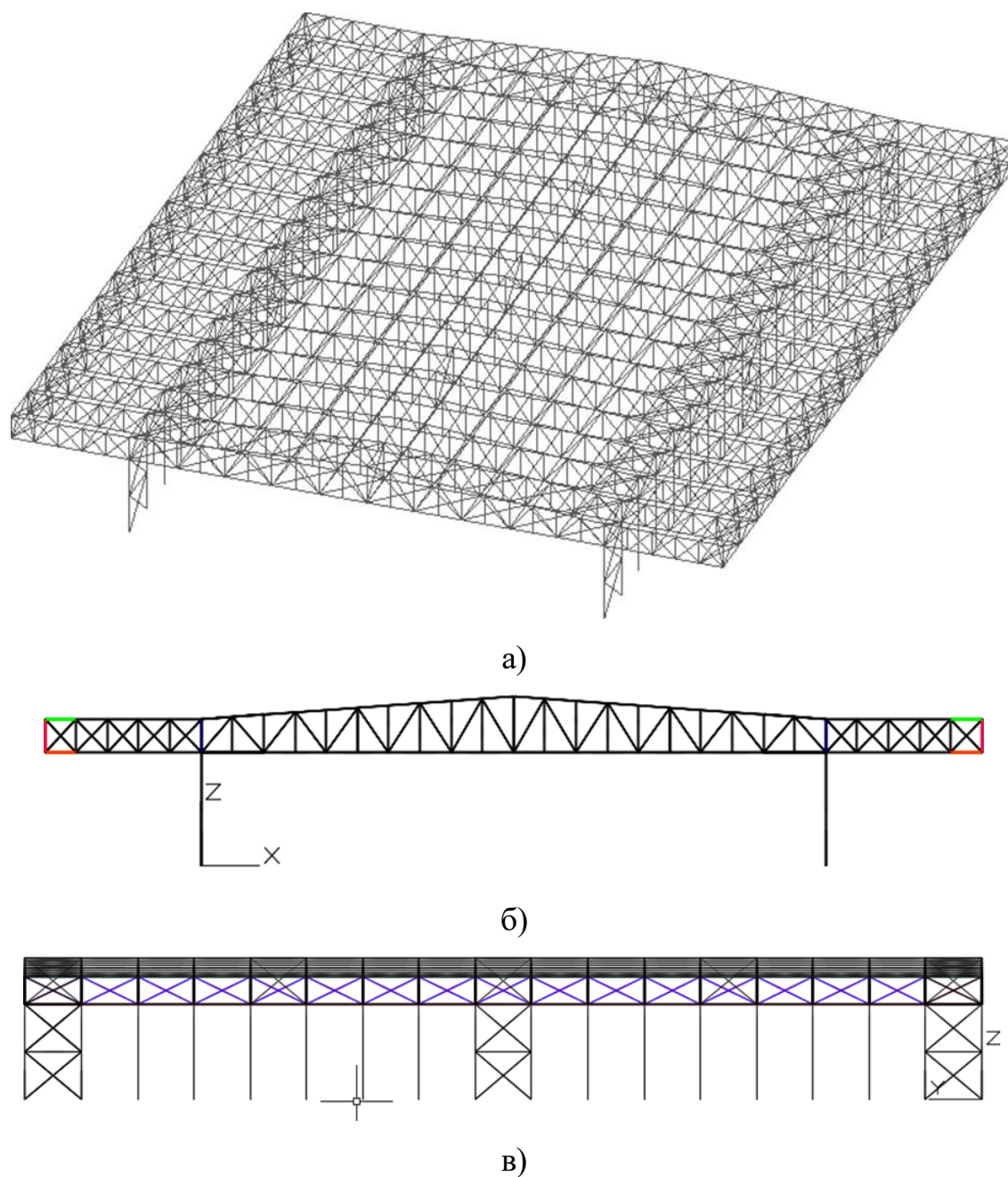
Таблиця 2.1 - Розрахункові параметри зовнішнього та внутрішнього середовища

Параметри	Значення параметрів
1. Населений пункт	м. Рівне
2. Температура найбільш холодної п'ятиденки с забезпеченістю 0,98	-29 °C
3. Середня розрахункова температура опалювального періоду ,°C	-3,4 °C
4. Тривалість опалювального періоду із середньою добовою температурою повітря нижче 8°C, діб.	202
5. Розрахункова температура внутрішнього повітря, °C	27 °C
6. Відносна вологість внутрішнього повітря, %	67%
7. Вологісний режим приміщень	Вологий
8. Зона вологості території будівництва	3 (суха)
9. Сніговий район	III
10. Вітровий район	II

Таблиця 2.2 - Характеристика основних конструкцій будівлі

Конструкції	Характеристика
Фундамент	Стовпчастий неглибокого закладення
Колони	Залізобетонні, 900х900мм
Сійки фахверка	Металеві, 200х160 мм
Покриття	Ферми металеві трапецеподібні з кутників , прогони металеві - двотаври, прогони металеві
Консолі	Ферми металеві з паралельними поясами з кутників
Покрівля	Двосхилий малопохилий з покриттям тришаровими покрівельними сендвіч-панелями, товщиною 144 мм. Консолі холодні, покриті оцинкованим проф. настилом із трапецієподібними гофрами товщиною 0,7 мм.

2.2 Розрахункова схема будівлі



а) 3D-модель; б) вид спереду; в) вид збоку.

Рисунок 2.1 - Повна розрахункова схема

2.3 Конструктивні рішення

Будівля має змішаний каркас - конструкції покриття - виконуються зі сталі, а колони - з монолітного з/б. Основу каркаса складають поперечні рами, що складаються з колон, жорстко затиснутих у фундаменті, і ферм, шарнірно

з'єднаних із колонами.

Просторова жорсткість забезпечується рамно-зв'язковою схемою. За такої схеми навантаження і впливи в поперечному напрямку сприймаються рамами, а в поздовжньому напрямку - зв'язками. Конструктивне рішення цієї частини здійснено у вигляді системи ферм із сіткою колон 6м. Колони залізобетонні, розміром 900х900мм. До рам з обох боків примикають консолі, вильотом 15м. Консолі виконані у вигляді ферм.

2.3.1 Зв'язки покриття

Конструктивно геометрично незмінний диск покриття утворюють шляхом створення декількох зв'язкових жорстких просторових блоків і приєднання до них інших кроквяних ферм. При цьому розрізняють кілька типів зв'язків:

- у площині верхніх поясів кроквяних ферм - поперечні зв'язкові ферми і поздовжні елементи між ними;
- у площині нижніх поясів кроквяних ферм - поперечні та поздовжні зв'язкові ферми між кроквяними фермами - вертикальні зв'язки.

2.3.2 Зв'язки по верхніх поясах ферм

Включають поперечні зв'язкові ферми і поздовжні розпірки по всій довжині температурного відсіку. Такі зв'язки найдоцільніше розташовувати в торцях, щоб разом із поперечними горизонтальними зв'язками, розташованими по нижніх поясах ферм, і вертикальними зв'язками забезпечити просторову жорсткість покриття.

Елементи верхнього поясу кроквяних ферм стиснуті, а тому необхідно забезпечити їхню стійкість під час поздовжнього вигину з площини ферм. Розпірки закріплюють пояси ферм від зсувів, забезпечуючи їхню стійкість.

2.3.3 Зв'язки по нижніх поясах ферм

Включають у свою структуру поперечні та поздовжні зв'язкові ферми, а також розтяжки. Поперечні зв'язкові ферми встановлюють у торцях будівлі, біля температурних швів, а при більшій довжині температурних блоків - у їхніх середніх частинах з відстанями між зв'язками 60 м. Сприймають горизонтальне навантаження від вітру, що діє на торець будівлі. Розв'язку зв'язкових блоків із нижніми поясами інших кроквяних ферм здійснюють поздовжніми зв'язковими фермами, розпірками і розтяжками. Поздовжні зв'язкові ферми спільно з поперечними утворюють незмінний диск на рівні нижніх поясів кроквяних ферм. Вони забезпечують просторову роботу каркаса в разі локальних горизонтальних впливів гальмування візка крана, перерозподіляючи їх між поперечними рамами і забезпечуючи їхню спільну роботу. У разі жорсткого сполучення ригеля з колонами поздовжні зв'язки забезпечують стійкість стиснутих панелей нижніх поясів кроквяних ферм із площини поперечних рам.

2.3.4 Вертикальні зв'язки

Служать для усунення зсувних деформацій у блоці покриття вздовж будівлі. Спільно зі зв'язками по верхньому і нижньому поясах утворюють геометрично незмінний брус. Вертикальні зв'язкові ферми встановлюють у зв'язкових блоках у площинах вертикальних стійок кроквяних ферм по їхніх торцях і по конику. Також служать для полегшення монтажного процесу.

2.4 Навантаження, що діють на будівлю і переміщення від них

На поперечну раму каркаса діють постійні й тимчасові навантаження (короточасні). До постійних навантажень належать власна вага будівлі, власна вага перекриттів. Тимчасові - це снігове та вітрове навантаження.

2.4.1 Постійні навантаження

Обчислюється програмним комплексом SCAD, в відповідно з призначеними перерізами елементів ферми, колони.

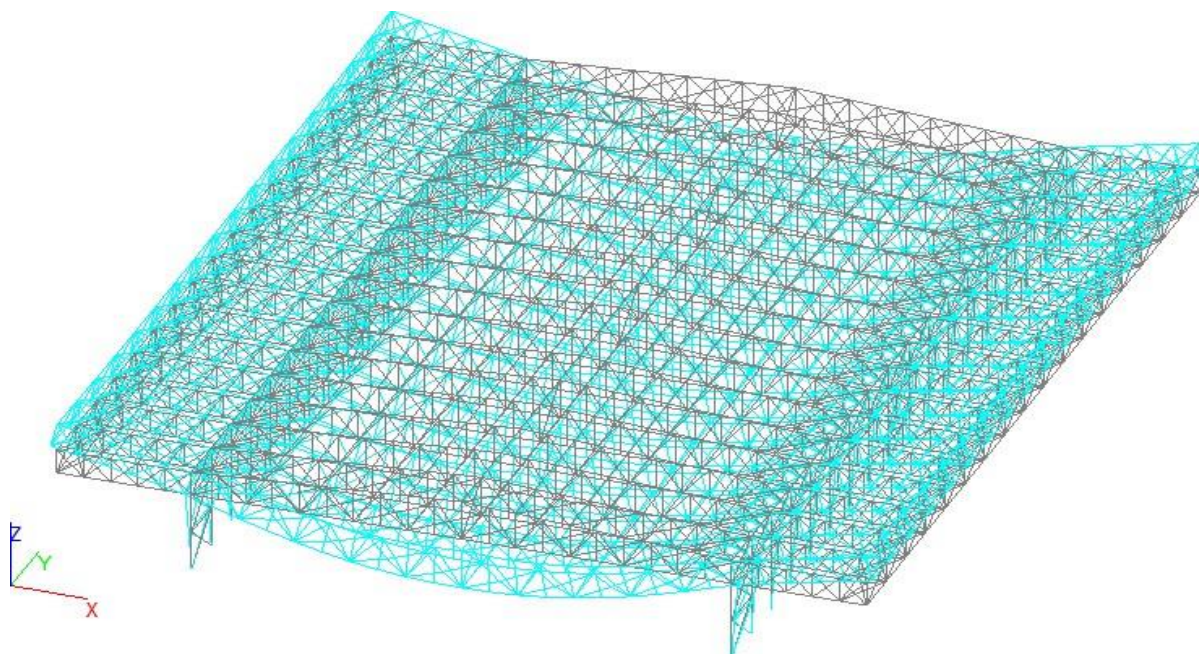
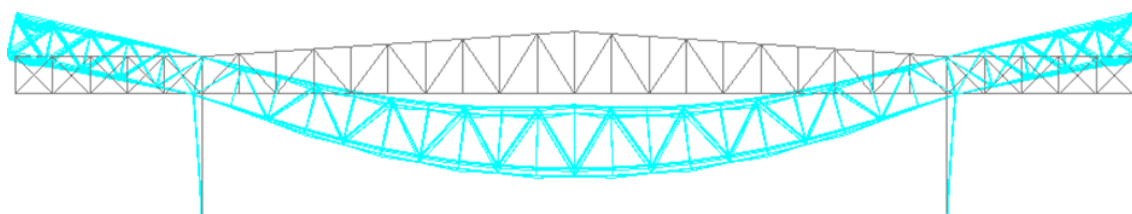


Рисунок 2.2 - Схема завантаження постійним навантаженням



		Z		
		CM	CM	
☒	■	-3,003	-2,547	193
☒	■	-2,547	-2,091	176
☒	■	-2,091	-1,635	88
☒	■	-1,635	-1,179	120
☒	■	-1,179	-0,724	72
☒	■	-0,724	-0,268	140
☒	■	-0,268	0,188	202
☒	■	0,188	0,644	196
☒	■	0,644	1,1	224
☒	■	1,1	1,555	186

Рисунок 2.3 - Переміщення від власної ваги

2.4.2 Тимчасові навантаження. Вітер

Таблиця 2.3 - Дія вітру з навітряного боку

Вихідні дані		
Вітровий район		II
Нормативне значення вітрового тиску		0,294 кПа
Тип місцевості		C - міські райони з забудовою будівлями висотою понад 25 м
Тип споруди		Однопролітні будівлі без ліхтарів
Параметри		
Поверхня		Ліва стіна
Крок сканування		1 м
H	10	м
B	102	м
h	5	м
L	60	м
Висота (м)	Нормативне значення (кПа)	Розрахункове значення (кПа)
0	0,094	0,135
1	0,094	0,135
2	0,094	0,135
3	0,094	0,135
4	0,094	0,135
5	0,094	0,135
6	0,094	0,135
7	0,094	0,135
8	0,094	0,135
9	0,094	0,135
10	0,094	0,135

Таблиця 2.4 - Дія вітру з підвітряного боку

Вихідні дані		
Вітровий район		II
Нормативне значення вітрового тиску		0,294 кПа
Тип місцевості		С - міські райони забудовою будівлями висотою понад 25 м
Тип споруди		Однопролітні будівлі без ліхтарів
Параметри		
Поверхня		Права стіна
Крок сканування		1 м
Н	10	м
В	102	м
h	5	м

Продовження таблиці 2.4

L	60	м
Висота (м)	Нормативне значення (кПа)	Розрахункове значення (кПа)
0	-0,055	-0,079
1	-0,055	-0,079
2	-0,055	-0,079
3	-0,055	-0,079
4	-0,055	-0,079
5	-0,055	-0,079
6	-0,055	-0,079
7	-0,055	-0,079
8	-0,055	-0,079
9	-0,055	-0,079
10	-0,055	-0,079

Таблиця 2.5 - Дія вітру на покрівлю

Вихідні дані		
Вітровий район		II
Нормативне значення вітрового тиску		0,294 кПа
Тип місцевості		С - міські райони з забудовою будівлями висотою понад 25 м
Тип споруди		Однопролітні будівлі без ліхтарів
Параметри		
Поверхня		Покрівля
Крок сканування		1 м
H	10	м
B	102	м
h	5	м
L	90	м
Відстань від краю покрівлі (м)	Нормативне значення (кПа)	Розрахункове значення (кПа)
0	-0,009	-0,013
1	-0,009	-0,013
2	-0,009	-0,013
3	-0,009	-0,013
4	-0,009	-0,013
5	-0,009	-0,013
6	-0,009	-0,013
7	-0,009	-0,013
8	-0,009	-0,013
9	-0,009	-0,013
10	-0,009	-0,013
11	-0,009	-0,013
12	-0,009	-0,013
13	-0,009	-0,013
14	-0,009	-0,013

Продовження таблиці 2.5

Відстань від краю покрівлі (м)	Нормативне значення (кПа)	Розрахункове значення (кПа)
15	-0,009	-0,013
16	-0,009	-0,013
17	-0,009	-0,013
18	-0,009	-0,013
19	-0,009	-0,013
20	-0,009	-0,013
21	-0,009	-0,013
22	-0,009	-0,013
23	-0,009	-0,013
24	-0,009	-0,013
25	-0,009	-0,013
26	-0,009	-0,013
27	-0,009	-0,013
28	-0,009	-0,013
29	-0,009	-0,013
30	-0,009	-0,013
31	-0,009	-0,013

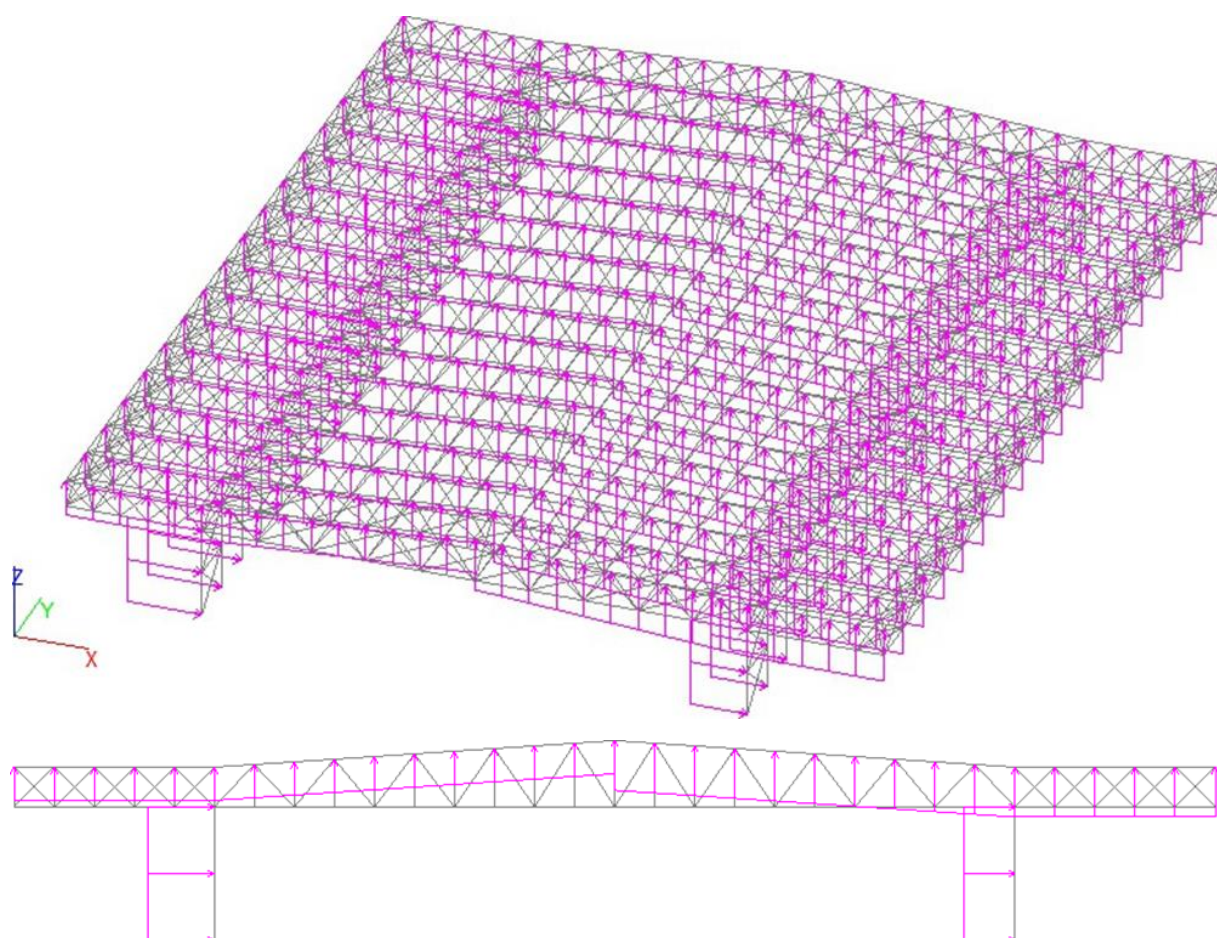


Рисунок 2.3 - Схема завантаження вітровим навантаженням

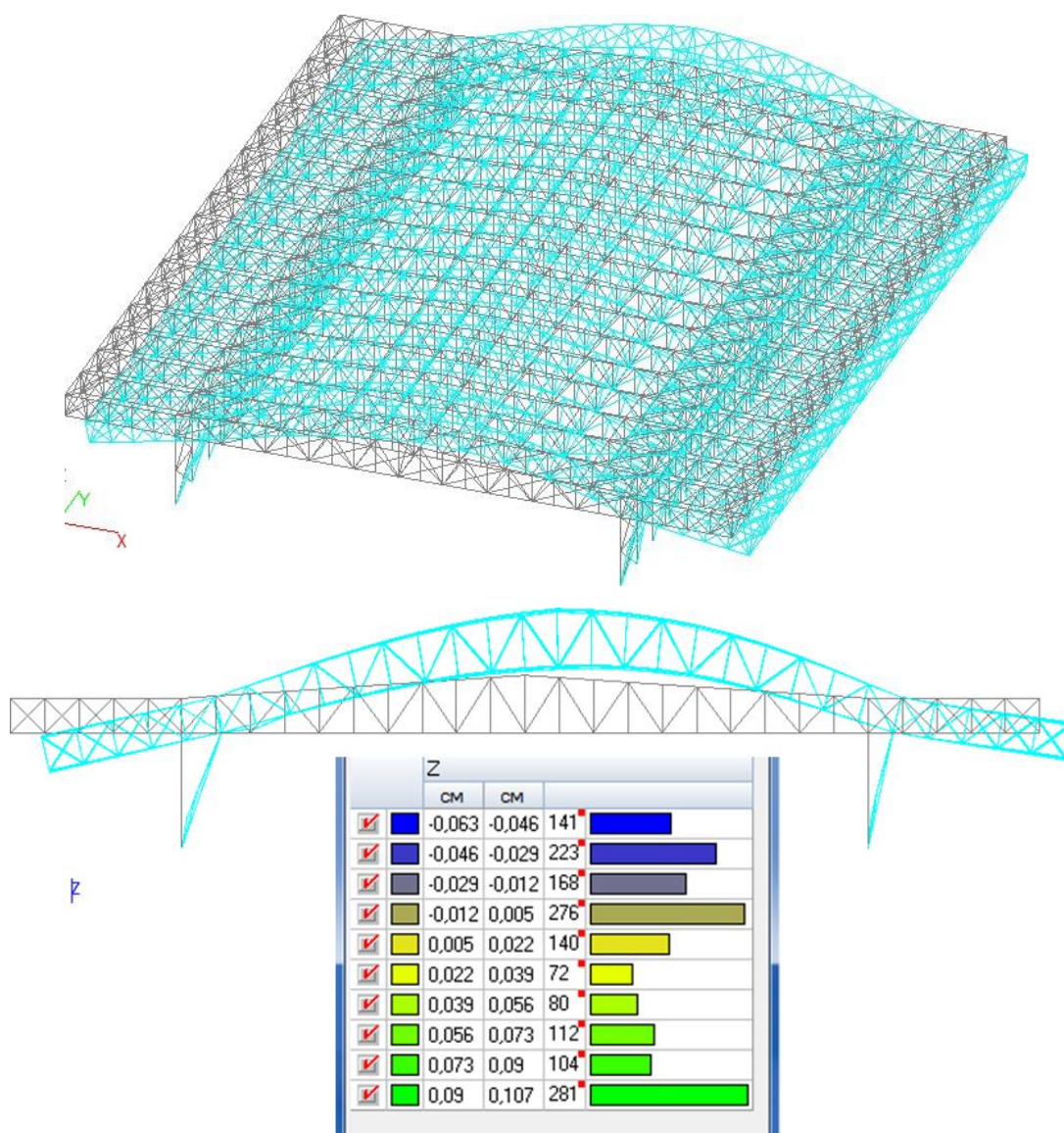


Рисунок 2.4 - Переміщення від вітрового навантаження

2.4.3 Сніг

Таблиця 2.6 - Дія снігу

Параметр	Значення	Одиниці виміру
Місцевість		
Сніговий район	III	
Нормативне значення снігового навантаження	1,236	кПа
Тип місцевості	C - Міські райони із забудовою будівлями висотою понад 25 м	
Середня швидкість вітру взимку	5	м/сек
Середня температура січня	-10	°C

Продовження таблиці 2.6

Будівля		
		
Висота будівлі Н	15	м
Ширина будівлі В	102	м
h	5	м
Кут даху	6,34	град
L	90	м
Неутеплена конструкція з підвищеним тепловиділенням	Ні	

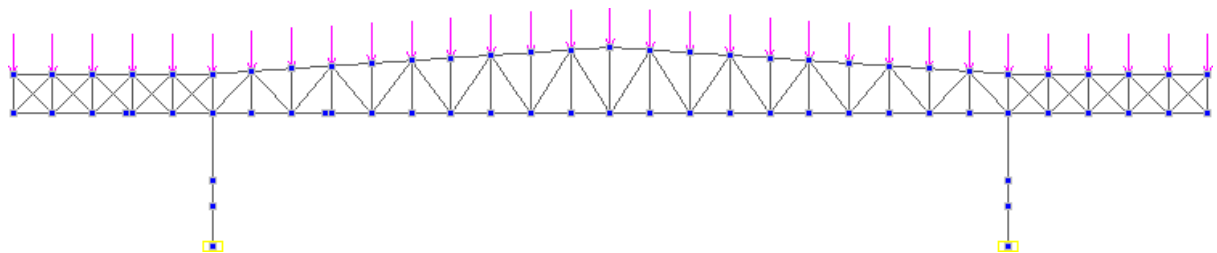


Рисунок 2.5 - Схема завантаження сніговим навантаженням

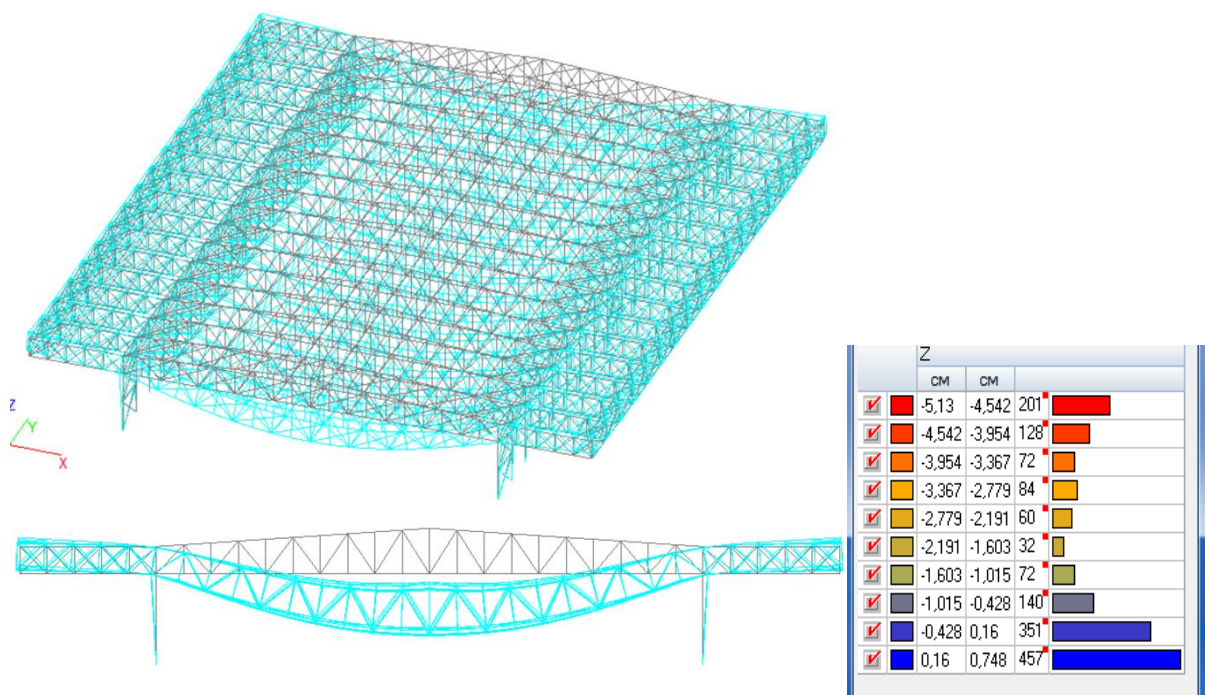


Рисунок 2.6 - Переміщення від снігового навантаження

Підбір перетину зроблений в програмному комплексі SCAD, результати підбору наведено в таблиці 2.7.

Таблиця 2.7 - Підбір перерізів

Група елементів	Підібрані перерізи
Прогони	Двотавр нормальний (Б), С345
Колони	900х900 , бетон важкий В25
Зв'язки між колонами	С345, кутник рівнополочний 140х9
Верхній пояс ферми	Складений перетин С345, кутник рівнополочний 250х25
Нижній пояс ферми	Складений перетин С345, кутник рівнополочний 250х18
Розкоси ферми	Складений перетин С345, кутник рівнополочний 250х25
Стійки ферми	Складений перетин С345, кутник рівнополочний 200х12
Зв'язки по нижніх поясах ферми	С345, кутник рівнополочний 250х16
Зв'язки по верхніх поясах ферми	С345, кутник рівнополочний 220х16
Вертикальні зв'язки ферми (бічні)	С345, кутник рівнополочний 160х11
Вертикальні зв'язки ферми (центральні)	С345, кутник рівнополочний 250х28
Верхній пояс консольної ферми	Складений перетин С345, кутник рівнополочний 200х30
Нижній пояс консольної ферми	Складений перетин С345, кутник рівнополочний 3 250х28
Розкоси консольної ферми	Складений перетин С345, кутник рівнополочний 160х11
Стійки консольної ферми	Складений перетин С345, кутник рівнополочний 160х12
Зв'язки по нижнім поясами консольної ферми	С345, кутник рівнополочний 180х11
Зв'язки по верхнім поясами консольної ферми	С345, кутник рівнополочний 100х6,5
Вертикальні зв'язки консольної ферми (бічні)	С345, кутник рівнополочний 125х10
Опорні стійки	Двотавр нормальний (Б) 70 Б2, С345

2.5 Розрахунок і конструювання конструкцій покриття прольотом 60 м і консолей завдовжки 15 м

Проект розроблено відповідно до таких нормативних документів[8,15].
 Проектуємо ферму прольотом 60 м; решітка трикутна з додатковими стійками, і консолі завдовжки 15 м з хрестовою решіткою. Елементи решітки з кутників , що утворюють тавровий переріз. Розрахункове постійне навантаження на 1 пог.м кроквяної ферми $q = 8,2 \text{ кН/м}$; розрахункове постійне навантаження на 1 пог.м консолі $q = 1,9 \text{ кН/м}$; снігове навантаження $p = 9,012 \text{ кН/м}$.

Розрахункове вузлове навантаження на i -й вузол кроквяної ферми

підраховується за формулою:

$$F_i = \frac{q(d_{i-1} + d_i)}{2} \quad (2.1)$$

де q - розрахункове навантаження на 1 пог.м; d_{i-1} и d_i -розміри панелей, що примикають до i -го вузла.

У цьому випадку, від постійного навантаження для ферми:

$$F_q = q \cdot d = 8,2 \cdot 3,00 = 24,6 \text{ кН};$$

Для консолі

$$F_q = q \cdot d = 1,9 \cdot 3,00 = 5,7 \text{ кН}$$

Від снігового навантаження:

$$F_p = p \cdot d = 9 \cdot 3,00 = 27 \text{ кН}.$$

2.5.1 Розрахунок вузлів

Розрахунок вузлів зводиться до визначення розмірів фасонки і стикових накладок, виходячи з умови міцності зварних швів. Зусилля, що припадають на зварний шов по обушку і перу кутника, різні. Вони залежать від положення шва відносно центру ваги перерізу і враховуються коефіцієнтом розподілу α . $N_{об} = \alpha \cdot N$ - частина зусилля, що припадає на обушок кутника; $N_1 = (1 - \alpha) \cdot N$ - частина зусилля, що припадає на перо. Для рівнополочних кутників $\alpha \approx 0,7$. Зварні шви розраховують з урахуванням ексцентриситету докладання зусилля щодо центру ваги швів. Зусилля в елементі розподіляється між швами за обушком і пером кутника обернено пропорційно його відстані до осі стрижня.

Кінці флангових швів, що кріплять елементи решітки у вузлі, виводять за торці стрижня на 20 мм.

Конструюємо вузли ферми в такому порядку:

- креслимо осьові лінії (лінії, що проходять через центр ваги) стрижнів, які сходяться у вузлі;

- прив'язуємо поясні кутники, чим визначаємо можливе наближення торців стрижнів решітки до вузлів;
- наносимо контури стрижнів решітки, прив'язуючи їх до осьових ліній; водночас відстань від центру тяжіння до обушка заокруглюють до 5 мм; різання стрижнів решітки проводять нормально до осі стрижня і не доводять їх до поясів на відстань $a = 6 \cdot t_\phi - 20$ мм, але не більше 80 мм (t_ϕ – товщина фасонки, мм);
- за довжиною швів, що кріплять стрижні решітки у вузлі, визначають необхідні розміри фасонки.

2.5.2 Нижній опорний вузол ферми

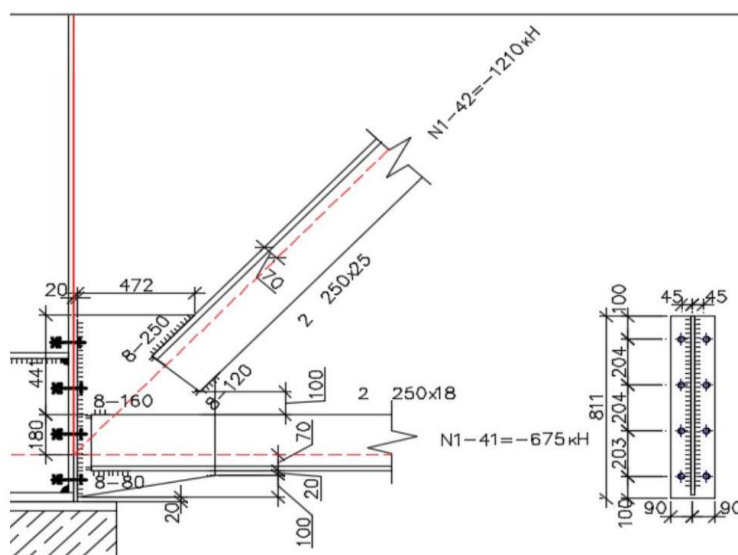


Рисунок 2.7 Схема нижнього опорного вузла ферми

Визначаємо розміри швів для прикріплення розкосів

Кутники опорного розкошу ферми (2 L 250x25) із зусиллям $N_{1-42} = -1210$ кН. прикріплюємо до фасонки $t_f = 20,00$ мм двосторонніми кутовими швами з катетом $k_f = 8,00$ мм зі сторони обушка і з боку пера.

Розрахунковими параметрами з'єднання будуть $\beta_f = 0,90$, $\beta_z = 1,05$, $\gamma_c = 1$, $R_{wf} = 280$ МПа, $R_{wz} = 0,45R_{un} = 0,45 \cdot 470 = 211,5$ МПа. де R_{wf} – розрахунковий опір металу шва зварних з'єднань; R_{un} – нормативний опір фасонного прокату; β_f , β_z – коефіцієнти, що залежать від технології зварювання і

катетів шва [15]; γ_c - коефіцієнт умов роботи; Механічні властивості з'єднання за металом шва характеризуються:

$$\beta_f R_{wf} = 0,90 \cdot 28 = 25,2 \text{ кН/см}^2.$$

Механічні властивості з'єднання за металом межі сплавлення:

$$\beta_z R_{wz} = 1,05 \cdot 21,15 = 22,2 \text{ кН/см}^2.$$

оскільки $\beta_f R_{wf} > \beta_z R_{wz}$ розрахунок ведемо за металом межі сплавлення.

$$l_w^{0\sigma} = \frac{No\sigma}{2\beta_z k_f R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c} + 1 = \frac{0,7 * 1210}{2 * 1,05 * 0,8 * 21,15} + 1 = 24,8 \text{ см}, \quad (2.2)$$

$$l_w^n = \frac{N}{2\beta_z k_f R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c} + 1 = \frac{(1 - 0,7) * 1210}{2 * 1,05 * 0,8 * 21,15} + 1 = 11,2 \text{ см}, \quad (2.3)$$

$$l_{w,\max} = 85\beta_f k_f = 85 \cdot 0,90 \cdot 0,80 = 61,2 \text{ см}, \quad (2.4)$$

Приймаємо $l_w^{0\sigma} = 250 \text{ мм}$, $l_w^n = 120 \text{ мм}$.

Визначаємо розміри швів для прикріплення нижнього поясу

Кутники нижнього поясу ферми (2 L 250x18) із зусиллям $N_{1-41} = -675 \text{ кН}$.
прикріплюємо до фасонки $t_f = 20,00 \text{ мм}$ двосторонніми кутовими швами з катетом $k_{f1} = 8,00 \text{ мм}$ зі сторони обушка і з боку пера.

$$l_w^{0\sigma} = \frac{No\sigma}{2\beta_z k_{f1} R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c} + 1 = \frac{0,7 * 675}{2 * 1,05 * 0,8 * 21,15} + 1 = 17 \text{ см},$$

$$l_w^n = \frac{N}{2\beta_z k_f R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c} + 1 = \frac{(1 - 0,7) * 675}{2 * 1,05 * 0,8 * 21,15} + 1 = 8,0 \text{ см},$$

Приймаємо $l_w^{0\sigma} = 160 \text{ мм}$, $l_w^n = 80 \text{ мм}$.

Опорні реакції на кінцях ферми

$$A = 9l/2 = (8,2 + 9,012)60/2 = 516,4 \text{ к} \quad (2.5)$$

Задаючись $k_f = 8,00 \text{ мм}$, Зварні шви, що кріплять опорний фланець до фасонки вузла, розраховуються на передачу опорної реакції ферми

$$\frac{A}{2\beta_z k_f l_w} = \frac{516,4 \cdot 10}{2 \cdot 1,05 \cdot 0,80 \cdot 61,2} = 51,2 \text{ МПа} < R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c = 211,5 \text{ МПа} \quad (2.6)$$

де $l_w = l_{w,\max} = 61,2$ см.

За отриманими довжинами шов кріплення опорного розкоса і нижнього поясу графічно визначаємо розміри опорної фасонки. Опорний розкіс не доводимо до поясу на відстань $a = 6t_f - 20 = 6 \times 20 - 20 = 100,00$ мм.

Приймаємо $a = 100,00$ мм.

Приймаємо опорний фланець із листа 180×20 мм і перевіряємо його міцність на зминання

$$\sigma = \frac{A}{b_f t_f} = \frac{516,40 \cdot 10}{18,00 \cdot 2} = 179,31 \text{ МПа} < R_p \gamma_c = 427,00 \text{ МПа} \quad (2.7)$$

де R_p - розрахунковий опір прокату зминання торцевої поверхні. Випускаємо фланець за межі фасонки на $a \leq 1,5t_f$; $a = 20$ мм.

2.5.3 Нижній опорний вузол консолі

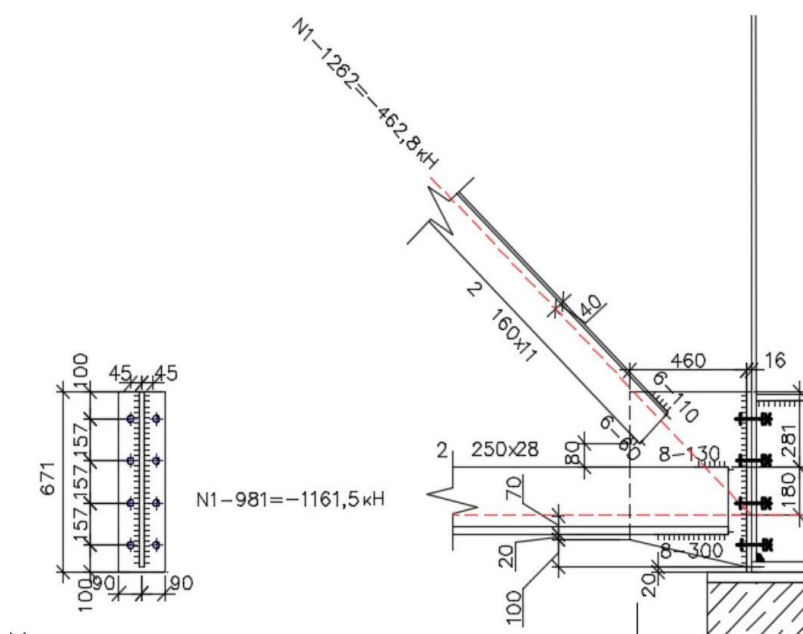


Рисунок 2.8 - Нижній опорний вузол консолі

Визначаємо розміри швів для прикріплення розкосів

Кутники опорного розкосу консолі (2 L 160x11) із зусиллям $N_{1-1262} = -462,8$ кН. прикріплюємо до фасонки $t_f = 16,00$ мм двосторонніми кутовими швами з катетом $k_{f1} = 6,00$ мм зі сторони обушка і з боку пера.

$$l_w^{0\sigma} = \frac{No\sigma}{2\beta_z k_f R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c} + 1 = \frac{0,7 * 462,8}{2 * 1,05 * 0,6 * 21,15} + 1 = 10,9 \text{ см},$$

$$l_w^n = \frac{NP}{2\beta_z k_{f2} R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c} + 1 = \frac{(1 - 0,7) * 462,8}{2 * 1,05 * 0,6 * 21,15} + 1 = 5,9 \text{ см},$$

$$l_{w,max} = 85\beta_f k_f = 85 \cdot 0,90 \cdot 0,60 = 45,9 \text{ см},$$

Приймаємо $l_w^{0\sigma} = 110$ мм, $l_w^n = 60$ мм. Визначаємо розміри швів для прикріплення нижнього поясу Кутники нижнього поясу консолі (2 L 250x28) із зусиллям $N_{1-981} = -1161,5$ кН. прикріплюємо до фасонки $t_f = 16,00$ мм двосторонніми кутовими швами з катетом $k_{f1} = 8,00$ мм зі сторони обушка і з боку пера.

$$l_w^{0\sigma} = \frac{No\sigma}{2\beta_z k_f R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c} + 1 = \frac{0,7 * 1161,5}{2 * 1,05 * 0,8 * 21,15} + 1 = 29,7 \text{ см},$$

$$l_w^n = \frac{N}{2\beta_z k_f R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c} + 1 = \frac{(1 - 0,7) * 1161,5}{2 * 1,05 * 0,8 * 21,15} + 1 = 12,9 \text{ см}$$

$$l_{w,max} = 85\beta_f k_f = 85 \cdot 0,90 \cdot 0,80 = 61,2 \text{ см}$$

Приймаємо $l_w^{0\sigma} = 300$ мм, $l_w^n = 130$ мм.

Опорні реакції на кінцях ферми

$$A = \frac{9l}{2} = \frac{(1,9 + 9,012)15}{2} = 81,84 \text{ кН}$$

Задаючись $k_f = 8,00$ мм, перевіримо міцність швів за формулою (2.6)

$$\frac{A}{2\beta_z k_f l_w} = \frac{81,84 \cdot 10}{2 \cdot 1,05 \cdot 0,80 \cdot 61,2} = 15,35 \text{ МПа} < R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c = 211,5 \text{ МПа}$$

де $l_w = l_{w,max} = 61,2$ см.

За отриманими довжинами шов кріплення опорного розкосу і нижнього поясу графічно визначаємо розміри опорної фасонки. Опорний розкіс не доводимо до поясу на відстань $a = 6t_f - 20 = 6 \times 16 - 20 = 76$ мм.

Приймаємо $a = 80,00$ мм.

Визначення розмірів опорного фланця.

Приймаємо опорний фланець із листа 180x16 мм і перевіряємо його міцність на зминання

$$\sigma = \frac{A}{b_f t_f} = \frac{81,84 \cdot 10}{18,00 \cdot 1,6} = 25,26 \text{ МПа} < R_p \gamma_c = 427 \text{ МПа}$$

Випускаємо фланець за межі фасонки на $a \leq 1,5t_f$; $a = 20$ мм.

2.5.4 Проміжні вузли в консолі

[D-каркас]

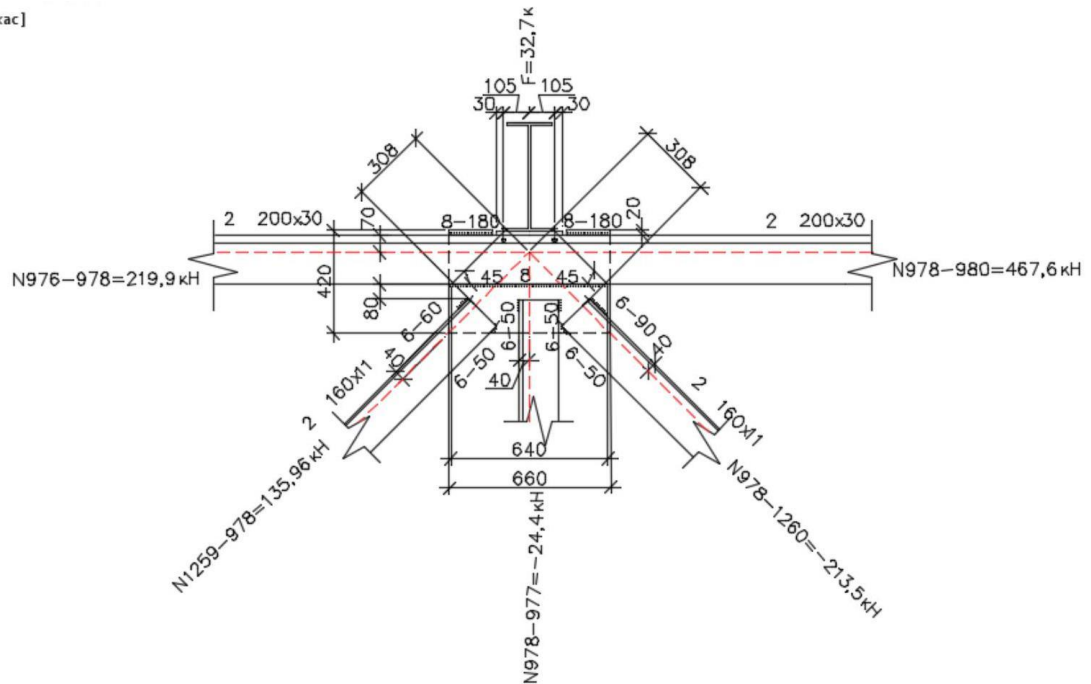


Рисунок 2.9 – Схема проміжного вузла

Кутники розкошу консолі (2L160x11) із зусиллям $N_{1259-978} = 136$ кН. прикріплюємо до фасонки $t_f = 16,00$ мм [15] двосторонніми кутовими швами з катетом $k_{f1} = 6,00$ мм зі сторони обушка і з боку пера.

$$l_w^{0\sigma} = \frac{N_0 \sigma}{2\beta_z k_f R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c} + 1 = \frac{0,7 * 136}{2 * 1,05 * 0,6 * 21,15} + 1 = 6,0 \text{ см},$$

$$l_w^n = \frac{N}{2\beta_z k_f R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c} + 1 = \frac{(1 - 0,7) * 136}{2 * 1,05 * 0,6 * 21,15} + 1 = 3,2 \text{ см},$$

Приймаємо $l_w^{0\sigma} = 60$ мм, $l_w^n = 50$ мм, оскільки мінімальна розрахункова довжина шва дорівнює за [15] 40 мм, а фактична 50 мм.

Кутники розкошу консолі (2L160x11) із зусиллям $N_{978-1260} = -213,5$ к.

прикріплюємо до фасонки $t_f = 16,00$ мм [15] двосторонніми кутовими швами з катетом $k_{f1} = 6,00$ мм зі сторони обушка і з боку пера.

$$l_w^{0\sigma} = \frac{No\sigma}{2\beta_z k_f R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c} + 1 = \frac{0,7 * 213,5}{2 * 1,05 * 0,6 * 21,15} + 1 = 8,9 \text{ см},$$

$$l_w^n = \frac{N\pi}{2\beta_z k_f R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c} + 1 = \frac{(1 - 0,7) * 213,5}{2 * 1,05 * 0,6 * 21,15} + 1 = 4,4 \text{ см},$$

Приймаємо $l_w^{0\sigma} = 90$ мм, $l_w^n = 50$ мм. Визначаємо розміри швів для прикріплення стійки Кутники стійки консолі_ (2L160x12) із зусиллям $N_{978-977} = -24,4$ кН. прикріплюємо до фасонки $t_f = 16,00$ мм [15,табл. 5,4] двосторонніми кутовими швами з катетом $k_{f1} = 6,00$ мм зі сторони обушка і з боку пера.

$$l_w^{0\sigma} = \frac{No\sigma}{2\beta_z k_{f1} R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c} + 1 = \frac{0,7 * 24,4}{2 * 1,05 * 0,6 * 21,15} + 1 = 1,9 \text{ см},$$

$$l_w^n = \frac{N_m}{2\beta_z k_{f2} R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c} + 1 = \frac{(1 - 0,7) * 24,4}{2 * 1,05 * 0,6 * 21,15} + 1 = 1,4 \text{ см},$$

Приймаємо $l_w^{0\sigma} = 50$ мм, $l_w^n = 50$ мм. За довжинами швів графічно визначаємо розміри фасонки та її конфігурацію. Враховуємо спирання на верхній пояс прогону $l = 6,00$ м. У місці обпирання прогону фасонки не доводимо до обушків поясних кутників на $10 - 15$ мм, і це місце не заварюємо. Опорні розкоси і стійку не доводимо до поясу на відстань $a = 6t_f - 20 = 6 \times 16 - 20 = 76$ мм.

Приймаємо $a = 80,00$ мм. Міцність швів, що прикріплюють фасонку до поясу, розраховуємо на спільну дію поздовжнього зусилля $N = N_{976-978} + N_{978-980} = 219,9 + 467,6 = 687,5$ кН і зосередженого вузлового навантаження $F = 32,7$ кН.

$$\tau_w = \sqrt{\tau_{wN}^2 + \tau_{wF}^2} = \sqrt{8089,17 + 10,11} = 89,99 \text{ МПа} < R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c = 211,5 \text{ МПа} \quad (2.8)$$

$$\tau_{wN} = \frac{N}{\beta_z k_f \sum l_w} = \frac{687,5 \cdot 10}{1,05 \cdot 0,80 \cdot 139,4} = 89,9 \text{ МПа} \quad (2.9)$$

$$\sum l_w = [61,2 + (18,00 - 1,00) + (18,00 - 1,00)] \cdot 2 = 139,4 \text{ см}, \quad (2.10)$$

де 61,2 - гранична розрахункова довжина шва, що кріпить перо поясу з одного боку фасонки, дорівнює $85\beta_f k_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,8 = 61,2$.

$$\tau_{wF} = \frac{F}{\beta_z k_f \Sigma l_w} = \frac{32,7 \cdot 10}{1,05 \cdot 0,80 \cdot 122,4} = 3,18 \text{ МПа} \quad (2.11)$$

де $\Sigma l_w = 61,2 \cdot 2,00 = 122,4$ см. Міцність швів забезпечена.

Вузол 2

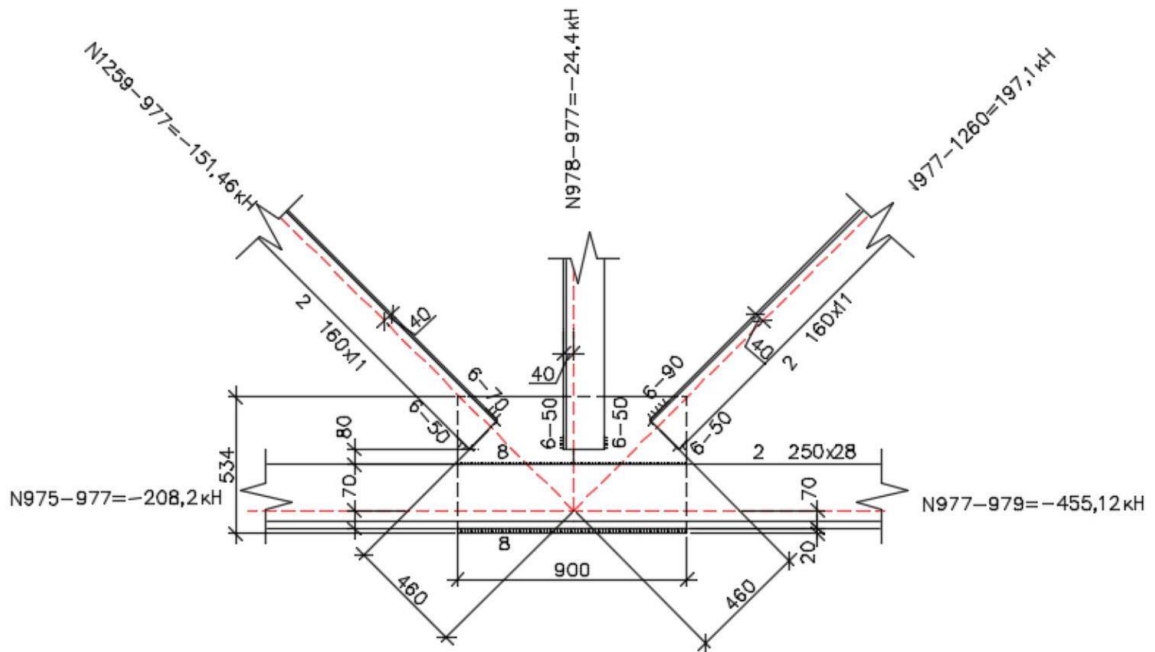


Рисунок 2.10 - Схема проміжного вузла консолі (вузол 2)

Визначаємо розміри швів для прикріплення розкосів Кутники розкоса консолі (2 L 160x11) із зусиллям $N_{1259-977} = -151,46$ кН. прикріплюємо до фасонки $t_f = 16,00$ мм [15, табл. 5,4] двосторонніми кутовими швами з катетом $k_{f1} = 6,00$ мм зі сторони обушка і з боку пера.

$$l_w^{0\sigma} = \frac{N_{об}}{2\beta_z k_f R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c} + 1 = \frac{0,7 \cdot 151,46}{2 \cdot 0,6 \cdot 15,75} + 1 = 6,6 \text{ см},$$

$$l_w^n = \frac{N_n}{2\beta_z k_{f2} R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c} + 1 = \frac{(1 - 0,7) \cdot 151,46}{2 \cdot 0,6 \cdot 15,75} + 1 = 3,4 \text{ см},$$

Приймаємо $l_w^{0\sigma} = 70$ мм, $l_w^n = 50$ мм.

Кутники розкошу консолі (2 L 160x11) із зусиллям. $N_{977-1260} = 197,1$ кН. прикріплюємо до фасонки $t_f = 16,00$ мм [15, табл. 5,4] двосторонніми кутовими швами з катетом $k_{f1} = 6,00$ мм зі сторони обушка і з боку пера.

$$l_w^{0\sigma} = \frac{N_{0\sigma}}{2\beta_z k_f R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c} + 1 = \frac{0,7 * 197,1}{2 * 0,6 * 15,75} + 1 = 8,3 \text{ см},$$

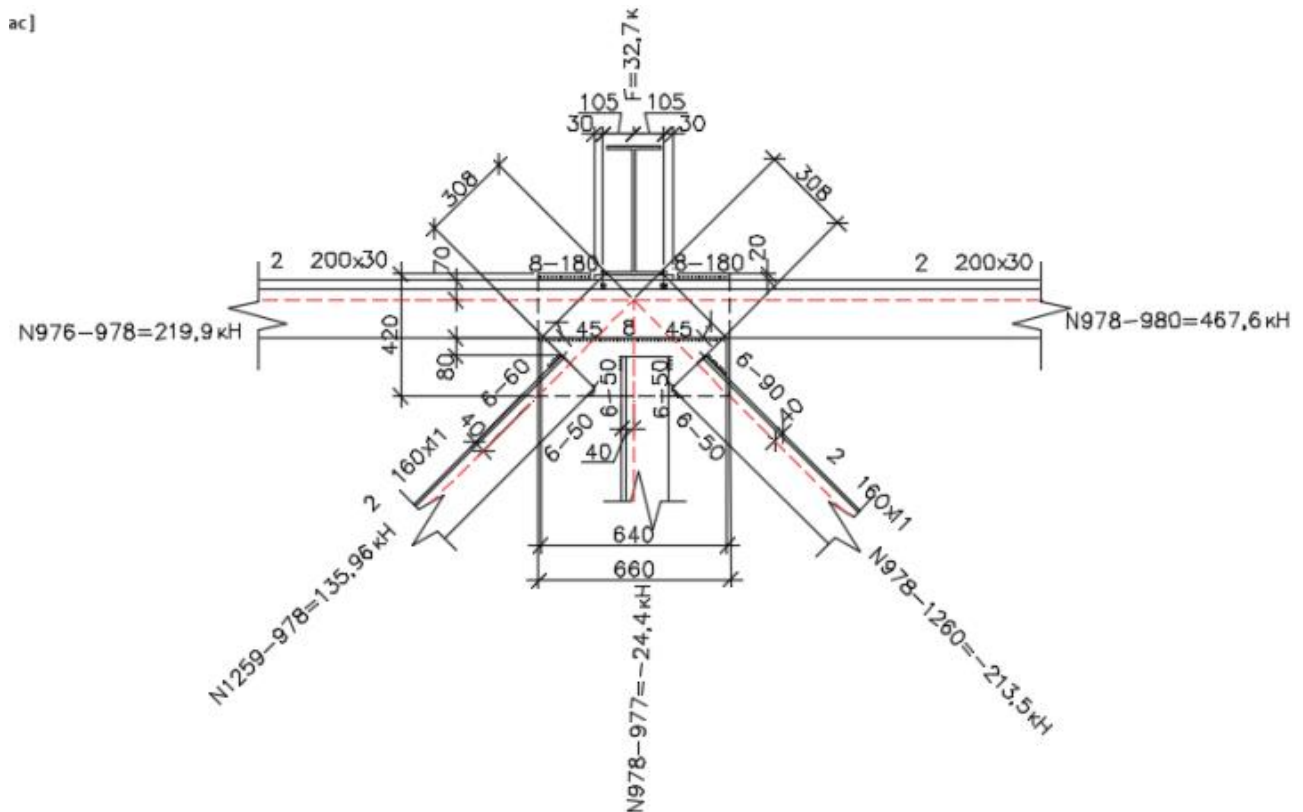


Рисунок 2.11- Схема проміжного вузла консолі (вузол 1)

$$l_w^n = \frac{N_I}{2\beta_z k_{f2} R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c} + 1 = \frac{(1 - 0,7) * 197,1}{2 * 0,6 * 15,75} + 1 = 4,1 \text{ см},$$

Приймаємо $l_w^{0\sigma} = 90$ мм, $l_w^n = 50$ мм. Визначаємо розміри швів для прикріплення стійки. Довжина швів кріплення стійок 978-977 визначена під час розрахунку вузла 1. За довжинами швів графічно визначаємо розміри фасонки та її конфігурацію. Опорні розкоси та стійку не доводимо до поясу на відстань $a = 6t_f - 20 = 6 * 16 - 20 = 76$ мм.

Приймаємо $a = 80,00$ мм. Міцність швів, що прикріплюють фасонку до

боку пера і шви Ш₃ біля обушка безпосередньо на вузлову фасонку, що складається з двох половин. Фасонки перекриваємо вертикальними двосторонніми смуговими накладками Н2 завдовжки, що дорівнює не менш ніж подвоєній ширині вертикальних полиць поясних кутників і конструктивно не менш ніж 500 мм ($l_{H2} \geq 2 \times 250 = 500$ мм). Товщину цих накладок приймаємо рівною товщині фасонки ($t_{H2} = 20$ мм), довжину $l_{H2} = 550$ мм.

Необхідна площа накладки Н₁

$$A_{H1} = \alpha_1 \cdot N_1 / (2 \cdot R_y \cdot \gamma_c) = 0,7 \cdot 1573,32 / (2 \cdot 315 \cdot 10^{-1} \cdot 1) = 17,5 \text{ см}^2 \quad (2.13)$$

Приймаємо накладку шириною

$$b = b_{yr} + c = 250 + 20 = 270 \text{ мм} \quad (2.14)$$

і товщиною

$$t = A_{H1} / b = 17,5 / 27,00 = 0,6 \text{ см} \approx 10 \text{ мм}. \quad (2.15)$$

де $c = 20$ мм - випуск накладки за грань кутника; товщина накладки прийнята відповідно до товщини прокату.

Враховуючи, що накладки Н₁ приварюються ручним зварюванням до ферми на монтажі, маємо за [15, табл. 3 дод. 6] $\beta_f = 0,7$ и $\beta_z = 1$; оскільки $\beta_f R_{wf} < \beta_z R_{wz}$, тобто $0,7 \cdot 280 < 1,0 \cdot 211,5$, розрахунок ведемо за металом шва; $R_{wf} = 280$ МПа за електродів Е70 [15, дод. 6, табл. 1,2].

Необхідна розрахункова довжина кутових швів Ш₁ катетом $k_f = 0,80$ мм для прикріплення однієї накладки до полиці поясного кутника

$$l_w = \frac{N_1}{(2 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c)} = \frac{1573,32}{(2 \cdot 0,70 \cdot 0,80 \cdot 280 \cdot 10^{-1} \cdot 1 \cdot 1)} = 87,1 \text{ см} \quad (2.16)$$

приймаємо шви довжиною 500 і 400 мм. Розрахункова довжина кутових швів для кріплення поясу до фасонки

$$l_w^{0\sigma} = 0,7 \cdot \frac{1123,8}{2 \cdot 1,0 \cdot 0,80 \cdot 21,15 \cdot 1 \cdot 1} = 31,2 \text{ см};$$

$$l_w^I = 0,3 \cdot \frac{1123,8}{2 \cdot 1,0 \cdot 0,80 \cdot 21,15 \cdot 1 \cdot 1} = 13,4 \text{ см.}$$

Приймаємо $l_w^{0\sigma} = 350 \text{ мм}$; $l_w^I = 150 \text{ мм}$.

Перевіримо міцність вузла на позацентрове стиснення в перерізі 2-2, вводячи в розрахунковий переріз верхні накладки і фасонку завширшки, що дорівнює довжині накладок, які її перекривають.

Геометричні характеристики перерізу 1-1 $Z_0 = \frac{S_a}{A} = \frac{2 \cdot 27,00 \cdot 1,00 \cdot 27,550}{2 \cdot 27,00 \cdot 1,0 + 55,00 \cdot 2,0} = 9,1 \text{ см},$

$A = 164,00 \text{ см}^2$ Момент інерції

$$J_x = 2 \cdot (19,40 - 0,50)^2 \cdot 27,00 \cdot 1,00 + \frac{(2,0 \cdot 55,00^3)}{12} + 9,1^2 \cdot 55,00 \cdot 2,0 =$$

Момент опору для верхніх волокон

$$W_{XB} = \frac{56127,5}{19,4} = 2893,2 \text{ см}^3 \quad (2.17)$$

Момент опору для нижніх волокон

$$W_{XH} = \frac{56127,5}{36,6} = 1533,5 \text{ см}^3 \quad (2.18)$$

Ексцентриситет прикладання поздовжньої сили $e = 8,10 - 1,00 - 2,79 = 4,31 \text{ див.}$ Згинальний момент у розрахунковому перерізі

$$M_x = N_{34-4} \cdot e = 1873 \cdot 4,31 = 8072,63 \text{ кН} \cdot \text{см.} \quad (2.19)$$

Найбільше стискаюче напруження в перерізі

$$\sigma = \frac{N_{34-4}}{A} + \frac{M_x}{W_{XH}} = 1873 \cdot \frac{10}{164,00} + 8072,63 \cdot \frac{10}{764,97} = 219,7 \text{ МПа} < R_y \gamma_c =$$

315 МПа. Необхідна товщина кутових швів, для кріплення вертикальних накладок

товщиною $t = \frac{A_n}{b} = \frac{22,7}{27,00} = 0,8 \text{ см} \approx 10 \text{ мм}$.

Остаточний перетин накладки: 270x10.

Розрахункова довжина кутових швів для прикріплення накладки до полиці поясного кутника $l_w = \alpha_1 \cdot 1,2 \cdot \frac{N_{33-3}}{(2 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c)} = 0,7 \cdot 1,2 \cdot \frac{1705,00}{(2 \cdot 0,70 \cdot 0,80 \cdot 280,00 \cdot 10^{-1} \cdot 1 \cdot 1)} = 79,3 \text{ см}$.

приймаємо шви довжиною 400 і 400 мм. Розрахункова довжина кутових швів для кріплення поясу до фасонки $l_w^{ob} = 0,7 \cdot 24,3 \cdot \frac{0,50}{2 \cdot 1,0 \cdot 0,80 \cdot 21,15 \cdot 1 \cdot 1} = 23,7 \text{ см}$; $l_w^{\Pi} = 0,3 \cdot 24,3 \cdot \frac{0,50}{2 \cdot 1,0 \cdot 0,80 \cdot 21,15 \cdot 1 \cdot 1} = 10,1 \text{ см}$. Приймаємо $l_w^{ob} = 250 \text{ мм}$; $l_w^{\Pi} = 100 \text{ мм}$. Розрахункова довжина кутових швів для кріплення розкосів до фасонки $l_w^{ob} = 0,7 \cdot \frac{24,3}{2 \cdot 1,0 \cdot 0,80 \cdot 21 \cdot 1 \cdot 1} + 1 = 1,7 \text{ см}$; $l_w^I = 0,3 \cdot \frac{24,3}{2 \cdot 1,0 \cdot 0,80 \cdot 21 \cdot 1 \cdot 1} + 1 = 1,3 \text{ см}$. Приймаємо $l_w^{ob} = 50 \text{ мм}$; $l_w^{\Pi} = 50 \text{ мм}$. Перевіримо міцність вузла в перерізі 2-2.

Геометричні характеристики перерізу.

$$Z_0 = \frac{S_a}{A} = \frac{2 \cdot 27,00 \cdot 1,00 \cdot 27,550}{2 \cdot 27,00 \cdot 1,0 + 55,00 \cdot 2,0} = 9,1 \text{ см } A = 164 \text{ см}^2;$$

$$J_x = 2 \cdot (19,40 - 0,50)^2 \cdot 27,00 \cdot 1,00 + \frac{(2,0 \cdot 55,00^3)}{12} + 9,1^2 \cdot 55,00 \cdot 2,0 = 56127,5 \text{ см}^4$$

Момент опору для верхніх волокон

$$W_{XB} = \frac{56127,5}{19,4} = 2893,2 \text{ см}^3$$

Момент опору для нижніх волокон

$$W_{XH} = \frac{56127,5}{36,6} = 1533,5 \text{ см}^3$$

Ексцентриситет прикладання поздовжньої сили $e = 8,10 - 1,00 - 2,79 = 4,31 \text{ см}$. Згинальний момент у розрахунковому перерізі $M_x = N_{34-4} \cdot e = 1873 \cdot 4,31 = 8072,63 \text{ кН} \cdot \text{см}$. Найбільше стискаюче напруження в перерізі

$$\sigma = \frac{N_{34-4}}{A} + \frac{M_x}{W_{XH}} = 1873 \cdot \frac{10}{164,00} + 8072,63 \cdot \frac{10}{764,97} = 219,7 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 315$$

МПа.

Необхідна товщина кутових швів, для кріплення вертикальних накладок до

вузлової фасонки

$$k_f = \frac{R_y \cdot t_\phi}{2 \cdot B_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} = \frac{315 \cdot 2,0}{2 \cdot 0,7 \cdot 280,00 \cdot 1,00 \cdot 1,00} = 1,6 \text{ см.}$$

Приймаємо $k_f = 16,00 \text{ мм.}$

2.5.5 Розрахунок сполучення кроквяної ферми з колоною

Сполучення кроквяної ферми з колоною жорстке. При цьому ферма спирається на залізобетонну колону зверху з використанням додаткової стійки.

Для фіксації положення вузла на колоні опорний фланець з'єднують болтами нормальної точності (клас точності С) М20 з опорною стійкою, яка зі свого боку приварюється до колони. Болти ставлять в отвори на 3-4 мм більші за діаметр болтів, щоб вони не змогли сприйняти опорну реакцію ферми, якщо спирає опорного фланця на опорний столик буде нещільним. У оголовку передбачені ва опорні столики, які роблять із листів $t = 30 \dots 40 \text{ мм.}$

З опорною стійкою через спеціальну планку з овальними отворами і горизонтальну накладку з'єднується болтами і фасонка верхнього вузла ферми і консолі. Планка по периметру приварюється до фасонки, що забезпечує жорстке сполучення верхнього поясу ферми і консолі з опорною стійкою.

Механічні властивості з'єднання за металом шва характеризуються:

$$\beta_f R_{wf} = 0,90 \cdot 28 = 25,2 \text{ кН/см}^2.$$

Механічні властивості з'єднання за металом межі сплавлення:

$$\beta_z R_{wz} = 1,05 \cdot 21,15 = 22,2 \text{ кН/см}^2.$$

оскільки $\beta_f R_{wf} > \beta_z R_{wz}$ розрахунок ведемо за металом на межі сплавлення.

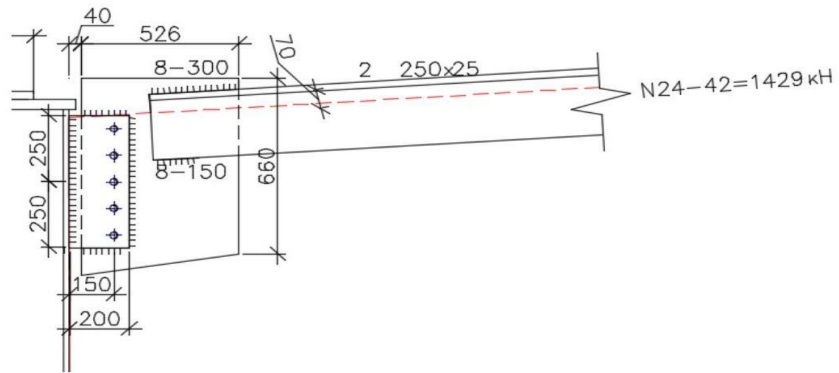


Рисунок 2.14 - Верхній опорний вузол ферми (вузол 3)

Кожен кутник верхнього поясу кроквяної ферми (2 L 250x25) із зусиллям $N_{24-42} = 1429 \text{ кН}$ приварюється до опорної фасонки $t_f = 20,00 \text{ мм}$ двосторонніми кутовими швами з катетом $k_{f1} = 8,00 \text{ мм}$ зі сторони обушка і з боку пера.

РОЗДІЛ 3

ФУНДАМЕНТИ

3.1 Оцінка ґрунтових умов будівельного майданчика

Ґрунт є непучинистим, тому що ґрунтові води залягають дуже глибоко.

Несучими шарами ґрунту для фундаменту мілкового закладення можуть слугувати супісок непросадочний пластичний або суглинок непросадочний тугопластичний. Гравійно-гальковий ґрунт або суглинок напівтвердий доцільно використовувати, як несучий шар для пальового фундаменту.

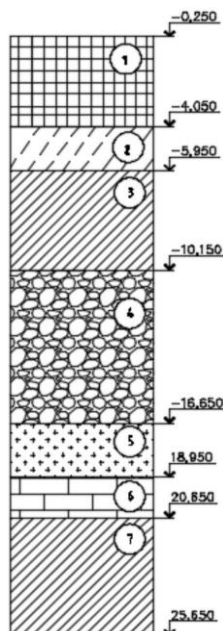


Рисунок 3.1 - Інженерно-геологічна колонка

3.2 Проектування фундаменту неглибокого закладення

3.2.1 Визначення глибини закладення фундаменту

Конструктивні вимоги, що висуваються до фундаментів, повинні забезпечувати защемлення залізобетонних колон у фундаменті і мінімальну товщину стакана:

- глибина стакана залізобетонних колон δ фундамент становить 1 м;
- глибину стакана приймають на 0,05 м нижче від торця колони;

– мінімальна товщина плити становить 0,200 м; -відмітка верху фундаменту приймається 0,250 м; Глибину закладення фундаменту d вибираємо виходячи з:

– конструктивних особливостей будівлі (наявність заглиблення ванни басейну і тех. цокольного поверху):

$$-(0,5 + 2,3 + 0,35 + 0,8 + 0,3 + 0,2) = -4,45 \text{ м} \quad (3.1)$$

де 0,5 - мінімальна глибина закладення фундаменту за наявності підвалу;

2,3 - максимальна глибина басейну нижче; 0,35 - товщина дна бетонної чаші басейну; 0,8 - глибина технічного цокольного поверху; 0,3 - товщина фундаментної плити під опори чаші басейну; 0,2 - мінімальна товщина плити стовпчастого фундаменту. На рівні $-4,45$ м міститься супісок неспрощений тугопластичний, що може бути основою для фундаменту неглибокого закладення.

Виходячи з конструктивних вимог, відмітка підшви фундаменту має бути не вищою за $4,45$ м, тобто глибина закладення нижче за відмітку планування не менше ніж $4,20$ м.

Глибина промерзання ґрунту в м. Рівне становить $1,32$ м.

Оскільки на фундамент припадає велике навантаження $N = 1944$ кН, збільшимо глибину закладення фундаменту на $0,5$ м. Глибина закладення нижче позначки планування $= 4,20 + 0,2 + 0,5 = 4,9$ м.

Таким чином, приймаємо позначку підшви фундаменту $-(4,45 + 0,2 + 0,5) = -5,15$ м.

3.2.2 Визначення попередніх розмірів фундаменту та розрахункового опору

Попередньо площу підшви стовпчастого фундаменту визначаємо за формулою (3.2).

$$A = \frac{\frac{(N_{\max})}{\gamma_f}}{R_0 - \gamma_{cp}d} \quad (3.2)$$

де $N_{\max}$ - розрахункове навантаження, $N_{\max} = 1944$ кН; γ_f - коефіцієнт надійності за навантаженнями, $\gamma_f = 1,15$; γ_{cp} - усереднена питома вага фундаменту і ґрунту на його обрізах; $\gamma_{cp} = \frac{20 \text{ кН}}{\text{м}^3}$; $R_0 = 170$ кПа.

$$A = \frac{\frac{1944}{1,15}}{170 - 20 \cdot 4,9} = 23,48 \text{ м}^2$$

Приймаємо квадратний фундамент. У першому наближенні розміри підосви приймаємо: $b = 1 = \sqrt{A} = \sqrt{23,48} = 4,84$ м, з урахуванням модульності розмірів приймаємо 5 м. Тоді розрахунковий опір ґрунтів основи:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} (M_\gamma \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}) \quad (3.3)$$

де M_γ, M_q, M_c - коефіцієнти, що залежать від φ , k - коефіцієнт, що враховує надійність визначення характеристик з і φ , k_z - коефіцієнт, що приймається рівним 1 за ширини фундаменту $b < 10$ м, γ_{II} - питома вага ґрунту нижче підосви фундаменту, кН/м³ γ'_{II} - питома вага ґрунту вище підосви фундаменту, кН/м³ c_{II} - розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту під підосвою фундаменту, кПа; d_1 - глибина закладення фундаменту нижче підлоги підвалу, м; d_b - глибина підвалу, відстань від рівня планування до підлоги підвалу, м (для споруд із підвалом глибиною понад 2 м приймають рівним 2 м). $R_1 = \frac{1,1 \cdot 1,0}{1} (0,69 \cdot 1 \cdot 5 \cdot 18,9 + 3,65 \cdot 0,5 \cdot 17,1 + (3,65 - 1) \cdot 2 \cdot 17,1 + 6,24 \cdot 14) = 301,84$ кПа.

З огляду на те, що в процесі будівництва можливе погіршення властивостей ґрунтів основи, у практиці проєктування значення R обмежують, приймаючи його для супісків пластинчастих не більше 250 кПа.

Обмежуємо R до 250 кПа. Перераховуємо A :

$$A = \frac{\frac{1944}{1,15}}{250 - 20 \cdot 4,9} = 17,25 \text{ м}^2$$

Приймаємо: $b = l = 4 \text{ м}$, $A = 16 \text{ м}^2$.

3.2.3 Приведення навантажень до підшви фундаменту

$$N^I = \frac{N}{1,15} + N_\phi,$$

де N_ϕ - навантаження від ваги фундаменту; N - розрахункові навантаження.

$$N_\phi = d \cdot b \cdot l \cdot \gamma_{cp} \quad (3.4)$$

$$M^I = \frac{M_k}{1,15} + \frac{Q_k \cdot d}{1,15} \quad (3.5)$$

$$Q^I = \frac{Q_k}{1,15} \quad (3.6)$$

Для I комбінації:

$$N^I = \frac{1944}{1,15} + 4,9 \cdot 4 \cdot 4 \cdot 20 = 3258,43 \text{ кН}$$

$$M^I = \frac{10,72}{1,15} + \frac{82 \cdot 4,9}{1,15} = 358,71 \text{ кН м}$$

$$Q^I = \frac{82}{1,15} = 71,3 \text{ кН}$$

Для II комбінації:

$$N^I = \frac{1515}{1,15} + 4,9 \cdot 4 \cdot 4 \cdot 20 = 2885,39 \text{ кН}$$

$$M^I = \frac{5,46}{1,15} + \frac{45 \cdot 4,9}{1,15} = 196,49 \text{ кН м}$$

$$Q^I = \frac{45}{1,15} = 39,13 \text{ кН}$$

3.2.4 Перевірка умов за тисками

Перевіряємо умови (8), (9), (10) при $b = l = 4$ м, $A = 16$ м², $W = 10,7$ м³, $R = 250$ кПа. де W - момент опору підшви ґрунту, $W = \frac{bl^2}{6}$.

$$P_{сер} \leq R \quad (3.7)$$

$$P_{max} \leq 1,2R \quad (3.8)$$

$$P_{min} \geq 0 \quad (3.9)$$

$$P_{сер} = \frac{N^N}{A} \quad (3.10)$$

$$P_{max} = \frac{N^I}{A} + \frac{M^I}{W} \quad (3.11)$$

$$P_{min} = \frac{N^I}{A} - \frac{M^I}{W} \quad (3.12)$$

По I комбінації:

$$P_{сер} = \frac{3258,43}{16} = 203,65 \text{ кПа}$$

$$P_{max} = \frac{3258,43}{16} + \frac{358,71}{10,7} = 237,18 \text{ кПа}$$

$$P_{min} = \frac{3258,43}{16} - \frac{358,71}{10,7} = 170,13 \text{ кПа.}$$

$$P_{сер} = 203,65 \text{ кПа} < R = 250 \text{ кПа,}$$

$$P_{max} = 237,18 \text{ кПа} < 1,2 * 250 = 300 \text{ кПа,}$$

$$P_{min} = 170,13 \text{ кПа} > 0.$$

Умови задовольняються.

По II комбінації:

$$P_{сер} = \frac{2885,39}{16} = 180,34 \text{ кПа} < R = 250 \text{ кПа,}$$

$$P_{max} = \frac{2885,39}{16} + \frac{196,49}{10,7} = 198,7 \text{ кПа} < 1,2R = 300 \text{ кПа,}$$

$$P_{min} = \frac{2885,39}{16} - \frac{196,49}{10,7} = 161,98 \text{ кПа} > 0.$$

Умови задовольняються, остаточно приймаємо розміри фундаменту: $b = l = 4$ м, $A = 16$ м².

3.2.5 Розрахунок осідання фундаменту шляхом пошарового підсумовування та перевірка умови за деформаціями

$$S \leq S_u, \quad (3.13)$$

де S - очікувана деформація фундаменту, середня осадка. S_u - гранична спільна деформація основи та споруди ($S_u = 15$ см).

Порядок розрахунку:

На інженерно-геологічний розріз наносять контури фундаменту; на розрізі проставляють усі відносні позначки покрівлі шару, рівня підземних вод, підосви фундаменту.

Напластування ґрунтів нижче підосви фундаменту поділяють на шар потужністю не більше 0,4 б.

$$h_1 = 0,4 \cdot b = 0,4 \cdot 4 = 1,6 \text{ м.} \quad (3.14)$$

Визначають природний побутовий тиск на межі шарів і будують епюру за формулою (3.15).

$$\delta_{zq0} = \gamma' \cdot d, \quad (3.15)$$

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

Потім додаємо тиск від кожного нижчого шару $\gamma_i h_i$ $\delta_{zq0(1)} = 85,77$ кПа.
 $\delta_{zq} = \delta_{zq0} + \sum h_i \cdot \gamma_i$, 4) Визначаємо додатковий тиск під підосвою фундаменту.
 P_0 .

$$P_0 = P_{cp} - \delta_{zq0}, \quad (3.16)$$

$$P_0 = 203,65 - 85,77 = 117,9 \text{ кПа.}$$

5) Визначають напруження

$$\delta_{zpi} = \alpha \cdot P_0, \quad (3.17)$$

де α – коефіцієнт розсіювання.

Визначають умовну межу стискуваної товщі, до якої слід враховувати додаткові напруження і осідання, що виникають при цьому.

$$\delta_{zqP4} = 28,5 \leq 0,2 \cdot \delta_{zq4} = 0,2 \cdot 180,3 = 36,1 \text{ кПа.}$$

Для кожного шару в межах стисливої товщі визначається середнє напруження $\frac{(\delta_{zqP(i)} + \delta_{zqP(i+1)})}{2}$.

Визначається осадка кожного шару.

$$S_i = \frac{h \cdot \beta \cdot \delta_{zpcp}}{E}, \quad (3.18)$$

де β - коефіцієнт, що приймається для суглинку ($\beta = 0,5$), супіску ($\beta = 0,7$);

E - модуль деформацій i -го шару. $S = 2,68 \text{ см} \leq S_u = 15 \text{ см}$ -Умова виконується.

3.2.6 Конструювання стовпчастого фундаменту

Параметри фундаменту: $d = 4,9 \text{ м}$, $b = l = 4 \text{ м}$. Колона залізобетонна прямокутного перерізу діаметром 900x900 мм. Перетин підколонника $b_{cf} \times h_{cf} = 1600 \times 1600 \text{ мм}$. Підколонник проектуємо повнотілим із постійним перерізом.

Глибину склянки приймаємо 1м Розміри склянки по низу приймаємо:

$$b_g = l_g = l_c = b_c + 2 \cdot 50 = 900 + 100 = 1000 \text{ мм.}$$

Розміри склянки по верху приймаємо:

$$l_p = l_g = b_p = b_g + 150 = 900 + 150 = 1050 \text{ мм.}$$

Висота фундаменту:

$$h = 2,40 \text{ м.}$$

Призначаємо кількість і розміри сходинок:

У напрямку сторони l : $\frac{(l-l_{cf})}{2} = \frac{4000-1600}{2} = 1200 \text{ мм.}$ Приймаємо 2 сходинки з вильотом 600 мм і висотою 300 мм.

У напрямку сторони b : $\frac{(b-b_{cf})}{2} = \frac{4000-1600}{2} = 1200 \text{ мм.}$ Приймаємо 2 сходинки з вильотом 600 мм і висотою 300 мм.

3.2.7 Розрахунок арматури плитної частини фундаменту

Розраховуємо арматуру плитної частини фундаменту. Результати наведено в таблиці 3.1.

Таблиця 3.1 - Розрахунок арматури плитної частини фундаменту

Перетин	Виліт, c_i	$N \cdot c_i^2$ $2 \cdot l(b)$	$1 + \frac{6 \cdot e_0}{l} - \frac{4 \cdot e_0 \cdot c_i}{l^2}$	M , $\text{кН} \cdot \text{м}$	α_m	ξ	h_0	A_s см^2
1 – 1	0,60	87,48	1,33	116,3	0,040	0,979	0,25	13,02
2 – 2	1,20	349,92	1,29	451,4	0,046	0,977	0,55	23,02
3 – 3	1,475	528,68	1,27	671,4	0,010	0,995	2,35	7,87
1-1	0,60	87,48	1,00	87,48	0,030	0,985	0,25	9,74
2-2	1,20	349,92	1,00	349,92	0,036	0,982	0,55	17,75
3'' – 3''	1,475	528,68	1,00	528,68	0,010	0,995	2,35	6,19

$$N = N_{\max} \quad (3.19)$$

$$M = M_{\max} + Q_d \quad (3.20)$$

$$e = \frac{M}{N} \quad (3.21)$$

$$N = 1944 \text{ кН}$$

$$M = 10,72 + 82 \cdot 2,4 = 207,52 \text{ кНм}$$

$$e = \frac{207,52}{1944} = 0,107\text{м}$$

Конструюємо сітку С – 1. Оскільки $b > 3$ м, то армування здійснюється двома сітками. Сітки нижнього ряду мають робочу

арматуру в напрямку l , верхні - у напрямку b . Крок робочої арматури - 200 мм, розподільчої - 600 мм. У напрямку l - 20 стрижнів робочої арматури та 7 розподільчої, у напрямку b – 20 стрижнів робочої арматури і 7 розподільчої. Діаметр арматури в напрямках l приймаємо за сортаментом: робоча - для $20\emptyset 14 \text{ A} - \text{III} - A_s = 30,78 \text{ см}^2$, що більше $23,02 \text{ см}^2$, розподільча - $7 \emptyset 8 \text{ A-I} - 7 \emptyset 8 \text{ A-I} - 7 \emptyset 8 \text{ A-I} - 7 \emptyset 8 \text{ A-I} - 7 A_s = 3,52 \text{ см}^2$, у напрямку b робоча - для $20\emptyset 14 \text{ A} - \text{III} - A_s = 30,78 \text{ см}^2$, що більше $23,02 \text{ см}^2$, розподільча - $7\emptyset 8 \text{ A} - \text{I} - A_s = 3,52 \text{ см}^2$. Довжини стрижнів приймаємо 3550 мм.

Підколонник армуємо двома сітками С-2, приймаючи робочу (поздовжню) арматуру конструктивно $\emptyset 12 \text{ A} - \text{III}$ з кроком 200мм, поперечну $\emptyset 6 \text{ A-I}$ з кроком 600мм, причому передбачаємо її тільки на ділянці від дна склянки до підосви. Довжина робочих стрижнів 2350мм, кількість у сітці 8. Довжина поперечної арматури - 1550 мм, кількість у сітці -3.

Стінки склянки армуємо сітками С-3, діаметр арматури приймаємо $\emptyset 8 \text{ A-I}$, довжину всіх стрижнів 1550 мм.

3.3 Проектування пальових фундаментів із забивних паль

3.3.1 Вибір висоти ростверку і довжини паль

Висоту ростверку кущового пальового фундаменту приймаємо $h_p = 1,5$ м, відмітка підосви $d_p = -5,15$ м.

Виконуємо інженерно-геологічний розріз, на який наносимо позначки ростверку біля паль.

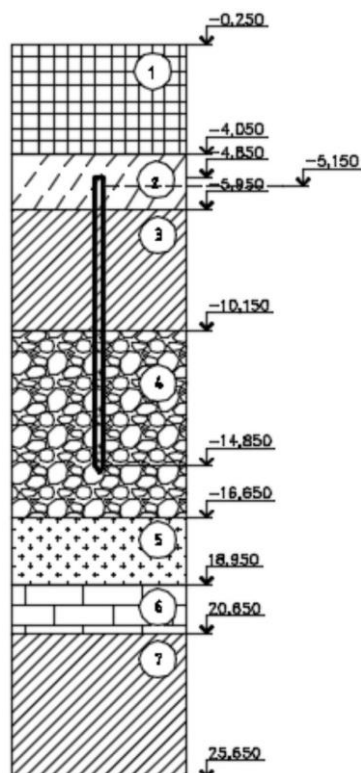


Рисунок 3.2 - Інженерно-геологічний розріз і позначки ростверку біля палі

Як несучий шар вибираємо гравійно-галечниковий ґрунт, що залягає з позначки $-10,15$ м, оскільки це крупноуламковий ґрунт і паля працюватиме як паля-стійка. Заглиблення в такий ґрунт проектується не менше $0,5$ м.

Приймаємо палі завдовжки 10 м (С100.30); відмітка нижнього кінця палі становитиме $-14,85$ м, а заглиблення в галечниковий ґрунт - $4,7$ м.

3.3.2 Визначення несучої здатності палі

Визначаємо несучу здатність палі - стійки:

$F_d = \gamma_c \cdot R \cdot A$, де γ_c - коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті, який приймають рівним $1,0$;

R - розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, кПа, для забивних палею стійок приймається 20000 кПа;

A - площа обпирання палі на ґрунт (поперечного перерізу);

$$F_d = 1 \cdot 20000 \cdot 0,09 = 1800 \text{ кН.}$$

3.3.3 Призначення допустимого навантаження на палю

Визначення кількості палей і їх розміщення у фундаменті

Визначаємо кількість палей:

$$n = \frac{\sum N_i}{\frac{F_d}{\gamma_k} - 0,9 \cdot d_p \cdot \gamma_{cp} - 1,1 \cdot 10 \cdot g_{пл}}, \quad (3.22)$$

де $\sum N_i$ - сума вертикальних навантажень на обрізі ростверку в комбінації N_{max} , причому навантаження приймаються для розрахунку за I граничним станом, кН; $0,9 d_p \gamma_{cp}$ - навантаження, що припадає на одну палю від ростверка ($0,9$ площа ростверка, що припадає на одну палю, m^2), дорівнює 92,7 кН; d_p - глибина закладення ростверку, м; γ_{cp} - усереднена питома вага ростверку і ґрунту на його обрізах, що приймається 20 кН/м); $g_{пл}$ - маса палі. $\frac{\gamma_0 F_d}{\gamma_n \gamma_k}$ - розрахункове навантаження, що допускається на палю. $\gamma_0 F_d / \gamma_n \gamma_k = 1,15 \cdot 1800 / 1,2 \cdot 1,4 = 1232,1$ к. Це більше, ніж прийняте на практиці значення, тому обмежуємо допустиме навантаження на палю до 800 кН.

$$n = \frac{1944}{800 - 0,9 \cdot 5,15 \cdot 20 - 1,1 \cdot 10 \cdot 2,28} = 2,9 \text{ палей}$$

Приймаємо 3 палі. Палі розміщуємо в 2 ряди з відстанню між осями палей 900 мм. Розмір ростверку, враховуючи його звиси за зовнішні грані палей на 150 мм, становитимуть 1500×1500 мм.

Розміщення палей у куці показано на рисунку 3.3

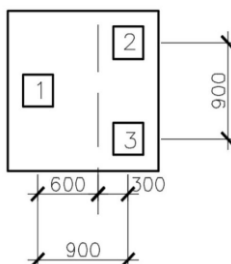


Рисунок 3.3 - Схема розташування палей

3.3.4 Приведення навантажень до підшви ростверку

$$N' = N_k + N_p \quad (3.23)$$

$$M' = M_k + Q_k \cdot h_p \quad (3.24)$$

$$Q' = Q_k \quad (3.25)$$

де N' , M' , Q' - навантаження, приведені до підшви ростверку; N_p - навантаження від ростверку, визначається за формулою (31) $N_p = 1,1 \cdot d_p \cdot b_p \cdot l_p \cdot \gamma_{cp}$, де b_p, l_p - розміри ростверку в плані; 1,1 - коефіцієнт надійності за навантаженням.

$$N_p = 1,1 \cdot 1,5 \cdot 1,5 \cdot 1,5 \cdot 20 = 74,25 \text{ кПа.}$$

Приведення навантажень здійснюється для обох комбінацій. Схема навантажень на ростверк показана на рисунку 3.4.

Для I комбінації:

$$N' = 1944 + 74,25 = 2018,25 \text{ кН;}$$

$$M' = 10,72 + 82 \cdot 1,5 = 133,72 \text{ кН} \cdot \text{м;}$$

$$Q' = 82 \text{ кН}$$

Для II комбінації:

$$N' = 1515 + 74,25 = 1589,25 \text{ кН;}$$

$$M' = 5,46 + 45 \cdot 1,5 = 72,96 \text{ кН} \cdot \text{м;}$$

$$Q' = 45 \text{ кН.}$$

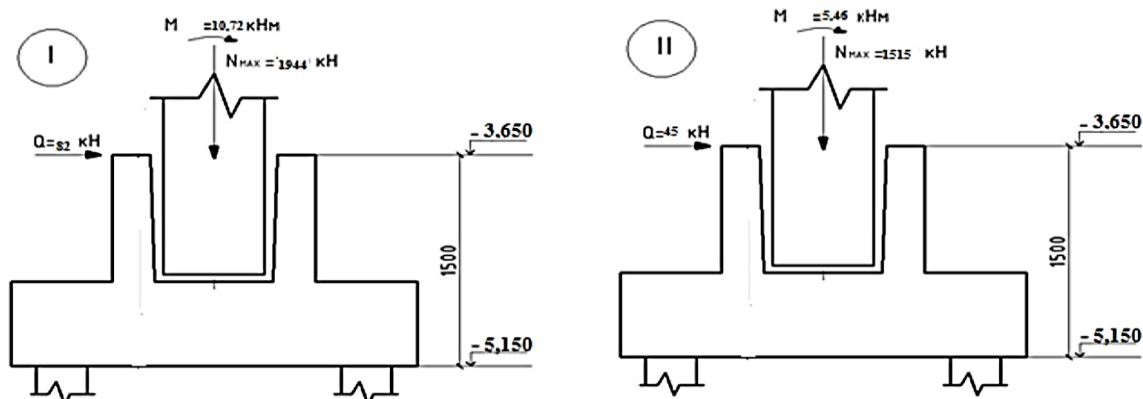


Рисунок 3.4 - Схема навантажень на ростверк

3.3.5 Визначення навантаження на кожную палю і перевірка умов за несучою здатністю

Основна умова проектування пальових фундаментів:

$$N_{\text{пл}} \leq \frac{\gamma_0 Fd}{\gamma_n \gamma_k}$$

де $\gamma_0 Fd / \gamma_n \gamma_k$ - розрахункове навантаження, що допускається на палю, дорівнює 800

γ_0 - коефіцієнт умов роботи, що приймається $\gamma_0 = 1,15$ у разі кущового рнеположення паль;

γ_n - коефіцієнт надійності, що приймається рівним 1,2 для споруд I рівня відповідальності;

γ_k - коефіцієнт надійності, що приймається рівним 1,4 ;

$N_{\text{пл}}$ - розрахункове навантаження на палю будівлі.

Визначаємо навантаження на палі за формулами:

$$N_{\text{пл}} = \frac{N'}{n} \pm \frac{M'_x \cdot y}{\sum y_i^2} - 1,1 \cdot 10 \cdot g_{\text{пл}} \quad (3.26)$$

Горизонтальне навантаження на палю:

$$Q_{\text{пл}} = Q'_n \quad (3.27)$$

де n - кількість паль;

y - відстань від осі куща до осі палі, в якій визначається зусилля;

y_i - відстань від осі куща до осі кожної палі, м; знак моменту залежить від того, в яких палях визначають зусилля.

Для I комбінації:

$$N_{\text{пл}}^1 = \frac{2018,25}{3} - \frac{133,7 \cdot 0,45}{3 \cdot 0,45^2} + 1,1 \cdot 10 \cdot 2,28 = 607,79 \text{ кН};$$

$$N_{\text{пл}}^{3,4} = \frac{2018,25}{3} + \frac{133,7 \cdot 0,45}{3 \cdot 0,45^2} + 1,1 \cdot 10 \cdot 2,28 = 796,87 \text{ кН};$$

$$Q_{\text{пл}} = \frac{82}{3} = 27,3 \text{ кН}.$$

Для II комбінації:

$$N_{\text{пл}}^1 = \frac{1589,25}{3} - \frac{72,96 \cdot 0,45}{3 \cdot 0,45^2} + 1,1 \cdot 10 \cdot 2,28 = 500,79 \text{ кН};$$

$$N_{\text{пл}}^{3,4} = \frac{1589,25}{3} + \frac{72,96 \cdot 0,45}{3 \cdot 0,45^2} + 1,1 \cdot 10 \cdot 2,28 = 608,87 \text{ кН};$$

$$Q_{\text{пл}} = \frac{45}{3} = 15 \text{ кН}.$$

Усі умови задовольняються. Навантаження занесені в таблицю 3.2

Таблиця 3.2 - Дані для розрахунку несучої здатності паль

Комбінація	№ палі	Навантаження	
		№ пл	Q пл
I	1	607,79	27,3
15	2,3	796,87	50,79

3.3.6 Розрахунок паль на горизонтальні навантаження і вибір типу сполучення паль із ростверком

Зробимо розрахунок паль на горизонтальне навантаження. За графіками на визначаємо коефіцієнт пропорційності K за найгіршими значеннями I_L . Для насипних супісків $K = 7000 \text{ кН/м}^4$, при $I_L = 1$. За графіком рис. для паль довжиною $\geq 8 \text{ м}$ і при коефіцієнті $K = 7000 \text{ кН/м}^4$ визначаємо одиничне переміщення ε_H від горизонтального навантаження $Q_{\text{пл}} = 1 \text{ кН}$: $\varepsilon_H = 0,54 \text{ мм}$.

Загальне горизонтальне переміщення:

$$U_p = \varepsilon_H \cdot Q_{\text{пл}} \quad (3.28)$$

де $Q_{\text{пл}} = 27,3 \text{ кН}$ - максимальне горизонтальне навантаження на одну палю.

$$U_p = 0,54 \cdot 27,3 = 14,74 \text{ мм}$$

$U_p > U_u = 10 \text{ мм}$, тому проектуємо жорстке сполучення.

При жорсткому сполученні одиничний момент у сполученні $M_H = 1,46 \text{ кН} \cdot \text{м}$ (для палі довжиною $\geq 7 \text{ м}$ при коефіцієнті $K = 7000 \text{ кН/м}^4$), а загальний момент у сполученні

$$M_{\text{пл}} = 1,15 \cdot Q_{\text{пл}}$$

$$M_{\text{пл}} = 1,46 \cdot 15 = 21,9 \text{ кН} \cdot \text{м в I комбінації}$$

$$M_{\text{пл}} = 1,46 \cdot 27,3 = 39,86 \text{ кН} \cdot \text{м в II комбінації.}$$

Для палі довжиною 10 м типова поздовжня арматура 4Ø14 А – III при класі бетону В25. При значеннях $N_{\text{пл}}$ (див. табл. 7) і названих вище моментах міцність такої палі достатня, оскільки точка перетину $N_{\text{пл}}$ і $M_{\text{пл}}$ лежить нижче графіка, що відповідає типовому армуванню палі.

3.3.7 Конструювання ростверку

Призначення розмірів склянки і підколонника в монолітному ростверку виконується аналогічно стовпчастому фундаменту неглибокого закладення (див. [12]). Висота щаблів ростверку може бути кратною 150 мм.

Розміри підколонника в плані - для колони перетином 900х900 1500х1500. Розміри ростверку в плані 2400 х 2400 мм, виліт сходинок становить по 450 мм, висотою 600 мм.

Перевірка здійснюється за формулою:

$$F \leq \frac{2R_{bt}}{\alpha} \left(\frac{h_{op}}{c_1} (b_c + c_2) + \frac{h_{op}}{c_2} (l_c + c_1) \right) \quad (3.29)$$

де F - розрахункова продавлювальна сила, кН, що дорівнює подвоєній сумі навантажень на палі, розташовані з одного найбільш навантаженого боку від осі колони, які перебувають поза нижньою основою піраміди продавлювання;

R_{bt} - розрахунковий опір бетону розтягуванню, кПа (для бетону В15 $R_{bt} =$

750 кПа);

h_{op} - робоча висота перерізу ростверку, 550 м, приймається такою, що дорівнює відстані від дна склянки до площини робочої арматури плитної частини;

c_1, c_2 - відстані від граней колони до граней основи піраміди продавлювання (не більше h_{op} і не менше $0,4 h_{op}$);

α - коефіцієнт, що враховує часткову передачу поздовжньої сили N через стінки склянки, приймаємо 0,85

Продавлювальну силу F визначають як подвоєну суму зусиль у зв'язках із більш навантаженої сторони ростверку.

Розрахуємо зусилля в палях від навантажень M і N , прикладених до обрізу ростверку за формулою (4.3):

Для I комбінації:

$$N = 1944 \text{ кН};$$

$$M' = 10,72 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Для II комбінації:

$$N = 1515 \text{ кН};$$

$$M' = 5,46 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Зусилля в палях наведено в таблиці 3.3.

Таблиця 3.3 - Зусилля в палях

№ паль	Зусилля в палях, кН	
	для I комбінації	для II комбінації
1	557,6	450,96
2,3	738,04	555,04

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

$$F = 2 \cdot (738,04 \cdot 2 + 557,6) = 4067,36 \text{ кН};$$

$$c_1 = 0,3 \text{ м}, c_2 = 0,3 \text{ м}.$$

$$F = 4067,36 < \frac{2 \cdot 750}{0,85} \left(\frac{0,55}{0,3} \cdot (0,9 + 0,3) + \frac{0,55}{0,3} \cdot (0,9 + 0,3) \right) = 7764,71 \text{ кН}$$

Умова задовольняється.

Проводимо перевірку на продавлювання кутовою палею.

Розрахунок ростверку на продавлювання кутовою палею проводиться за формулою:

$$N_{\text{пл}} < R_{bt} \cdot h_{01} \cdot (\beta_1(b_{02} + 0,5c_{02}) + \beta_2(b_{01} + 0,5c_{01})), \quad (3.30)$$

де $N_{\text{пл}}$ - найбільше зусилля в кутовій палі, кН, що визначається від навантажень на рівні підшви ростверку = 796,87кН, см. ;

h_{01} - робоча висота ступеня ростверку = 0,55 м;

b_{01}, b_{02} - відстані від внутрішніх граней паль до зовнішніх граней ростверку, м, $b_{01} = b_{02} = 0,45$ м;

c_{01}, c_{02} - відстані від внутрішніх граней паль до підколонника, м, $c_{01} = 0,4$ $h_{01} = 0,22$ м; $c_{02} = h_{01} = 0,55$

β_1, β_2 – коефіцієнти, які приймають за табл. 3 [12], $\beta_1 = 1, \beta_2 = 0,6$. Тоді:

$$796,87 < 750 \cdot 1,45 \cdot (1,0 \cdot (0,45 + 0,5 \cdot 0,55) + 0,6 \cdot (0,45 + 0,5 \cdot 0,22)) = 1153,84 \text{ кН}$$

Умова задовольняється.

Проводимо розрахунок ростверка на вигин.

Моменти в перерізах визначаємо за формулами:

$$M_{xi} = \sum N_{\text{пл}i} x_i, \quad (3.31)$$

$$M_{yi} = \sum N_{\text{пл}i} y_i, \quad (3.32)$$

де $N_{\text{пл}}$ – розрахункове навантаження на палю, кН (таблиця 7); x_i, y_i - відстані від центру кожної палі в межах консолі, що згинається, до перерізу, що розглядається, м.

$$M_{1-1} = 2 \cdot 796,87 \cdot 0,3 = 478,12 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{2-2} = 2 \cdot 796,87 \cdot 0,6 = 956,24 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{1'-1'} = (500,79 + 608,87) \cdot 0,3 = 332,89 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

Розрахунок перерізу арматури проводимо за вказівками, результати розрахунку зведено в таблицю 3.4.

Таблиця 3.4 - Розрахунок арматури для пальового фундаменту

Перетин	M, кН-м	α_m	ξ	h_{0i}	$A_s, \text{см}^2$
1 – 1	478,12	0,011	0,995	0,55	17,61
2 – 2	956,24	0,018	0,991	4,65	16,81
1' – 1'	332,89	0,043	0,978	0,55	13,88

Сітка С - 1. Крок в обох напрямках приймаємо 200 мм, тобто в напрямках l і b 12 стрижнів. Діаметр арматури в напрямків l приймаємо за сортаментом 14мм (для $12 \circ 14 \text{ А-III } A_s = 18,47 \text{ см}^2 > 17,61 \text{ см}^2$) у напрямку b 8 мм (для $12 \circ 12 \text{ А-III } A_s = 24,51 \text{ см}^2 > 13,88 \text{ см}^2$).

Довжини стрижнів приймаємо в напрямку l = 2350 мм, b = 2350 мм.

Сітка С - 2. Підколонник армують 2 сітками, приймаючи робочу арматуру конструктивно $\circ 12 \text{ А-III}$ з кроком 200 мм, розподільчу $\circ 6 \text{ А-I}$ з кроком 600 мм, тільки на ділянці від дна склянки до підосви.

Довжина робочих стрижнів 1450 мм, кількість у сітці 6, довжина поперечної арматури 450 мм, кількість - 0.

Сітка С - 3.

Діаметр арматури приймаємо 08 А-I, довжину всіх стрижнів 1450 мм. Сітки С-3 встановлюють у такий спосіб, захисний шар біля верхньої сітки 50 мм, відстань між верхньою і другою сіткою 50 мм, відстань між наступними сітками 100,100,200 і 200мм.

3.3.8 Вибір палейного обладнання

Вибираємо для забивання паль механічний молот. Відношення маси ударної частини молота m_4 до маси паль m_2 має бути не менше 1,5 (як для ґрунтів середньої густини). Так як $m_2 = 2,28 \text{ т}$ для кушового пальового фундаменту, приймаємо масу молота $m_4 = 3,42 \text{ т}$.

Відмову приймаємо за формулою :

$$S_a = \frac{E_d \cdot \eta \cdot A}{F_d(F_d + \eta \cdot A)} \cdot \frac{m_1 + 0,2(m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3} \quad (3.33)$$

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

A - площа поперечного перерізу палі, м²;

η - коефіцієнт, що приймається для залізобетонних паль рівним 1500 кН/м;

F_d - несуча здатність палі, кН (приймаємо F_d виходячи з прийнятої $F_d/\gamma_k = 800$ кН, тобто $F_d = 800 \cdot 1,4 = 1120$ кН);

m_1 - повна маса молота (приймаємо $m_1 = m_4 = 4$ т); m_2 - маса палі, т;

m_3 - маса наголовника (приймаємо $m_3 = 0,2$ т).

$$S_a = \frac{3,42 \cdot 1500 \cdot 0,09}{700(700 + 1500 \cdot 0,09)} \cdot \frac{3,42 + 0,2(2,28 + 0,2)}{3,42 + 2,28 + 0,2} = \frac{461,7}{584500} \cdot \frac{3,92}{5,9} = 0,0052 \text{ м.} = 0,52 \text{ см.}$$

$0,52 > 0,2$ см.

Відмова перебуває в рекомендованих межах, молот обрано правильно.

РОЗДІЛ 4

НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ

На цьому етапі необхідно розробити три варіанти компоновання проєктованого об'єкта з метою отримання найкращого конструктивного рішення.

Виходячи з призначення будівлі - спортивна і її особливості - великопролітна, було розроблено три варіанти конструктивної форми несучих конструкцій на основі аналізу 3-х різних варіантів металевого перекриття великого прольоту.

4.1 Загальні дані

Район будівництва: м. Рівне; Довжина будівлі: $d = 102$ м; Проліт будівлі: $d = 60$ м; Висота будівлі: 15 м. Тип конструкцій: сталезалізобетонний каркас
Функціональне призначення: Плавальний басейн.

4.2 Розгляд та оцінка конструктивних форм несучих конструкцій перекриття проєктованої будівлі

4.2.1 Варіант 1-Балочне покриття

Розглянемо конструктивну схему, що являє собою балкове покриття прольотом 60 м.

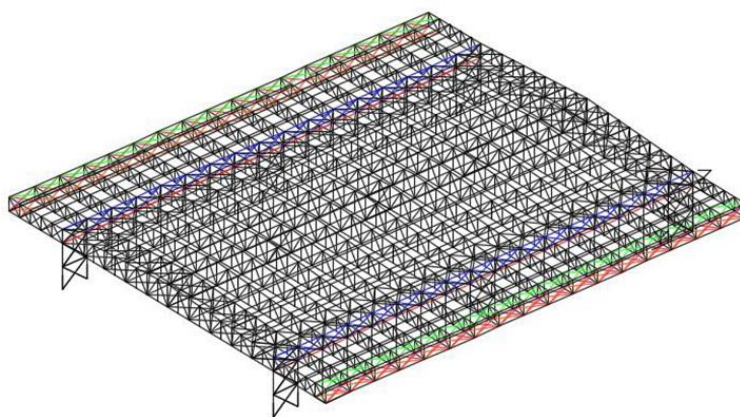


Рисунок 4.1 - Балкове покриття

Основними несучими елементами балкових систем, що застосовуються при прольотах 50-70 м і більше, є ферми; суцільні балки за великих прольотів не вигідні за витратою металу.

Основними перевагами балкових конструкцій є чіткість роботи, відсутність розпірних зусиль і нечутливість до осідань опор.

Головний недолік - порівняно велика витрата сталі та велика висота, викликані великими прогоновими моментами і вимогами жорсткості.

Балкові великопролітні конструкції застосовують зазвичай за прольотів до 90 м. Несучі ферми великих прольотів можуть мати різний обрис поясів і системи решіток. Перерізи стрижнів великопролітних ферм із зусиллями в стрижнях понад 4000-5000 кН зазвичай приймають складовими зі зварних двотаврів або прокатних профілів.

Велика висота ферм не дає змоги перевозити їх залізницею у вигляді зібраних відправних елементів, тому вони надходять на монтаж розсипом і укрупнюються на місці. Елементи з'єднують зварюванням або високоміцними болтами. Застосовувати болти підвищеної точності і заклепки не слід через велику трудомісткість.

Розраховують великопролітні ферми і підбирають їхні перерізи аналогічно до легких ферм промислових будівель. Внаслідок великих опорних реакцій виникає необхідність передавання їх суворо по осі вузла ферми, інакше можуть виникнути значні додаткові напрути.

До переваг цієї схеми перекриття слід віднести:

- високу жорсткість;
- малу чутливість к температурних деформацій і осідань опор;
- високий ступінь типізації елементів;
- зниження виробничих (частково) и експлуатаційних витрат;
- привабливий інтер'єр;
- малу масу окремих елементів (можливість проведення укрупнювального складання без залучення спеціальних механізмів).

Недоліками цієї схеми є:

- порівняно велика витрата металу;
- вельми високу складність монтажу;
- неможливість точного стикування елементів, що призводить до накопичення неточностей, спотворення геометричної форми і появи залишкових напружень в елементах;
- складність способу стикування елементів у вузлах конструкції.

4.2.2 Варіант 2 - Рамне покриття

Розглянемо конструктивну схему, що складається із системи однопрогонових двохарнірних рам прольотом 60 м.

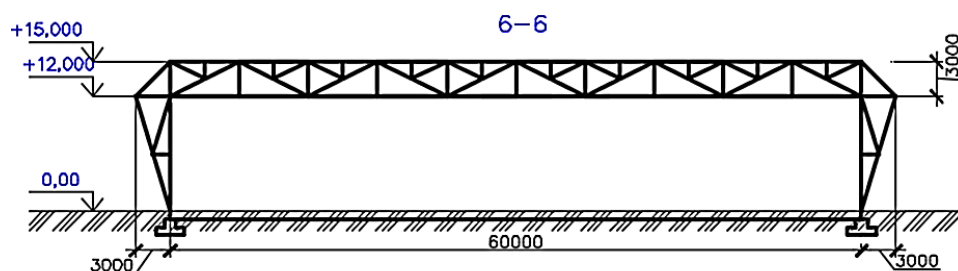


Рисунок 4.2 - Рамне покриття

Поздовжні ферми мають трапецієподібний обрис, що забезпечує стік води.

Шпренгельна решітка поздовжніх ферм дає змогу зменшити крок розкосів до 3 м, що дає змогу застосовувати профільований настил без влаштування системи допоміжних прогонів. Також шпренгельна решітка знижує розрахункові довжини, а, отже, і гнучкість стиснутих елементів ферми (елементів верхнього поясу розкосів), що дає змогу дещо знизити металоємність конструкції загалом.

Водночас цей конструктивний прийом збільшує трудомісткість виготовлення решітки. Крім цього влаштування шпренгельної решітки спричиняє появу великої кількості концентраторів напружень, але температурний режим території будівництва та відсутність значних динамічних навантажень дають змогу зробити це допущення.

Роль головних несучих конструкцій виконують поперечні двошарнірні рами каркаса. Незважаючи на меншу економічність, ніж безшарнірна рама, дана система дає змогу унеможливити появу температурних деформацій і деформацій від просідання опор, що в даному випадку є більш суттєвим через велику величину прольоту.

Для полегшення фундаментів розпір рами частково сприймається затяжкою, покладеною нижче рівня чистої підлоги в коробі. Також розвантажувальний момент дають огорожувальні конструкції, навішені на колони.

Поперечна жорсткість будівлі забезпечується в даному випадку поперечними рамами, а поздовжня - зв'язками, що формують жорсткі просторові блоки і об'єднують їх в єдину просторову систему, а також частково прогонами.

Фундаменти під колони - пальові з монолітним ростверком.

Таким чином, дотримується принцип концентрації матеріалу і класична схема компонування каркасної металевої великопролітної будівлі.

До переваг цієї схеми перекриття слід віднести:

- високу жорсткість;
- малу чутливість к температурних деформацій і осідань опор;
- простоту статичної схеми;
- високий ступінь типізації елементів;
- габаритну висоту ферм (менше ніж 3,85 м);

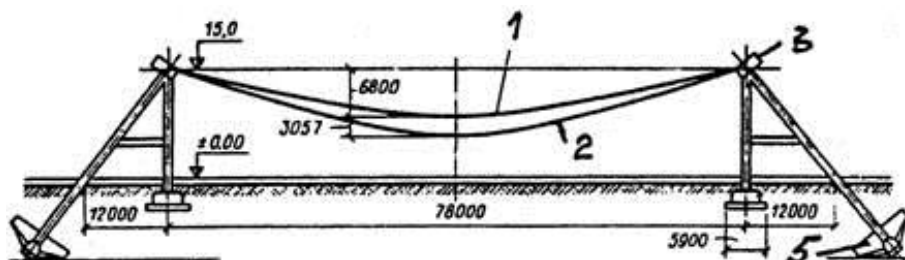
Недоліками цієї схеми є:

- порівняно велика витрата металу;
- складність монтажу;
- значна висота кроквяних ферм, що побічно призводить до подорожчання будівлі (завдяки збільшенню площі огорожувальних конструкцій) і збільшення експлуатаційних витрат (опалювального об'єму).

4.2.3 Варіант 3-Висяче покриття з гнучкими нитками

Розглянемо конструктивну схему, що являє собою систему гнучких

розтягнутих вант прольотом 60 м.



1,2 - вант відповідно в середині та в торці; 3 - опорний контур; 4 - залізобетонні плити; 5 - анкерний фундамент.

Рисунок 4.3 - Висяче покриття з гнучкими нитками

Конструкція покриття являє собою систему паралельних вант, закріплених на незамкнутому контурі. Вони найпростіші в конструктивному виконанні і їх застосовують для прямокутних у плані будівель.

Розглянута вантова система не має стабілізуючих тросів, а несучі троси кріпляться з боків 60-метрового прольоту. Опорний контур, що сприймає вертикальні навантаження і розпір від вант, являє собою систему колон з відтяжками і анкерами, надійно закріпленими в ґрунті. Опорні елементи (балки), що сприймають розпір від вант, можуть мати прямокутний, двотавровий або інший переріз. Ширину перерізу b і висоту h залежно від кроку колон d орієнтовно можна прийняти рівними $d/10$ і $d/15$ відповідно.

Для зменшення деформативності покриття, головним чином з метою запобігання пошкодженням огорожувальних конструкцій, зокрема розривам гідроізоляційного килима, покриття являє собою заздалегідь напружену залізобетонну оболонку, що працює на розтягнення, роль арматури в якій відіграють сталеві троси. Вона добре працює на вертикальне, рівномірно розподілене навантаження.

По тросах у процесі монтажу укладаються залізобетонні плити, шви між якими замоноличуються. Після монтажу плит здійснюють тимчасове привантаження покриття баластом, вага якого імітує власну вагу утеплювача з покрівлею і вагу снігу, збільшену на 10...30% для компенсації усадки і повзучості бетону, а також для запобігання утворенню тріщин. Цей баласт можна укласти безпосередньо на плити або підвішувати до ниток на платформах. Після

замонолічування стиків і набору бетоном міцності пригруз видаляють. Витягнуті нитки будуть прагнути до своїх початкових розмірів, але бетон, перешкоджаючи цьому, виявиться попередньо напруженим. У стадії дії повного снігового навантаження в нитках реалізуються монтажні умови з привантажувачем, однак за істотно менших переміщень.

Перетин вант покриття визначають за монтажним навантаженням, коли покриття повністю рівномірно завантажене власною масою конструкції і пригрузом (до схоплювання бетону в процесі замонолічування).

Крок вант t рекомендується приймати рівним 1,5 - 2,0 м. Стріла провисання цього покриття становить $f = (1/10 - 1/20)l$, що в чисельному вираженні становить 3 - 6 м, тобто перевершує корисну висоту самого приміщення. Це, як наслідок, спричинить суттєве збільшення експлуатаційних витрат і одноразових витрат на зведення огорожувальних конструкцій.

До переваг цієї схеми перекриття слід віднести:

- мала витрата металу;
- нечутливість до температурних деформацій і осідань опор;
- відсутність великогабаритних елементів (легкість транспортування);
- привабливий зовнішній архітектурний вигляд;
- можливість монтажу без влаштування риштувань і т.п. підтримувальних конструкцій.

Недоліками цієї схеми є:

- велика будівельна висота;
- неможливість влаштування підвісних кранових шляхів;
- великі експлуатаційні та частково - одноразові витрати;
- підвищена деформативність;
- необхідність влаштування спеціальних пристосувань для стабілізації конструкції;
- необхідність створення спеціальної опорної конструкції.

4.3 Вибір остаточного варіанту конструкції покриття проекрованої будівлі

Найкращий інтер'єр забезпечує 1-й варіант покриття, що дає можливість навіть без влаштування стелі надати приміщенню привабливого сучасного вигляду. Найкращий зовнішній вигляд забезпечує 3-й варіант - підвісне вантове покриття, яке вигідно відрізняє будівлю від більшості будівель і споруд, що зводяться в останні десятиліття.

Приблизно однаковими показниками в цьому питанні володіють 1-й і 2-й варіанти. У другому випадку ферми виготовляють на заводі, доставляють звичайним транспортом, оскільки вони мають висоту менш як 3 м і на місці укрупнюють і монтують. У першому випадку всі конструкційні матеріали досить малогабаритні для перевезення навіть автотранспортом, а сам монтаж конструкції не вимагає створення спеціальних риштувань або риштувань. Найгіршим у плані монтажу є 3-й варіант. Хоча укрупнене складання структурної плити і можна проводити вручну через малу вагу елементів, але при цьому виникають складнощі через неточності монтажу, накопичення деформацій, залишкові напруги.

РОЗДІЛ 5

ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

5.1 Охорона праці

5.1.1 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.

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.

У разі залучення до трудового процесу жінок необхідно дотримуватись граничних норм підіймання 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).

5.1.2 Перелік заходів і проєктних рішень щодо визначення технічних засобів і методів роботи, які забезпечують виконання нормативних вимог охорони праці

Основними небезпечними виробничими факторами під час виконання робіт є: робота будівельних машин і механізмів, їхня спільна робота; робота на висоті; робота з електроінструментом і поблизу електричних мереж; роботи з транспортування та складування будівельних вантажів; небезпека виникнення пожежі; шкідливі санітарно-гігієнічні чинники (недостатня освітленість, хімічно активні або отруйні речовини).

Наказами по організації мають бути призначені особи, відповідальні за забезпечення охорони праці в межах доручених їм діляниць робіт, а також особа, відповідальна за безпечне виконання робіт краном.

В організації та на будівельному майданчику має бути організовано проведення перевірок, контролю та оцінки стану охорони та умов безпеки праці на різних рівнях. Територія будівельного майданчика огорожується постійною огорожею, а ділянки виконання робіт - тимчасовими огорожами.

Під час виконання робіт на будівельному майданчику виключається присутність сторонніх осіб. Будівельний майданчик обладнується необхідними знаками безпеки та наочною агітацією. На огорожах у темний час доби мають бути виставлені світлові сигнали. До початку робіт виконроб повинен ознайомити всіх робітників з найнебезпечнішими моментами робіт і зобов'язаний вжити всіх запобіжних заходів для запобігання нещасним випадкам.

Під час робіт на висоті забороняється виконання робіт за вітру силою 6

балів (швидкість 12 м/сек) і більше, а також під час дощу і грози.

Під час роботи крана необхідно дотримуватися вимог, що стосуються вимог до експлуатації кранів і безпеки виконання вантажно-розвантажувальних робіт. Щоб уникнути доступу сторонніх осіб, небезпечні зони роботи крана повинні бути огорожені сигнальною огорожею.

Будівельний майданчик має бути обладнаний комплексом первинних засобів пожежогасіння - пісок, лопати, багри, вогнегасники. Під час робіт наявна система трубопроводів пожежогасіння повинна бути в справному стані.

5.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях

5.2.1 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.

5.2.2 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.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

В архітектурно-будівельному розділі розроблено архітектурно-планувальні рішення для будівлі плавального басейну у Рівному. Враховано особливості місцевих кліматичних умов, забезпечено комфортні умови експлуатації та енергоефективність. Використано сучасні будівельні матеріали та конструктивні рішення.

В розрахунково-конструктивному розділі виконано розрахунок навантажень на конструкції будівлі. Розроблено і оптимізовано конструкції покриття з прольотом 60 м і консолями 15 м. Застосовано сучасні методи розрахунку для забезпечення міцності та стійкості конструкцій.

У розділі «Фундаменти» запроєктовано стовпчасті неглибокі та пальові фундаменти. Враховано ґрунтові умови будівельного майданчика, проведено розрахунки несучої здатності та осідань. Забезпечено надійність і довговічність фундаментів.

В науково-дослідному розділі досліджено різні конструктивні форми покриття будівлі. Обрано оптимальний варіант із врахуванням міцності, металоємності та трудомісткості монтажу. Використано передові інженерні методи для аналізу конструкцій.

В розділі «Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях» розроблено заходи для забезпечення безпечних умов праці на будівельному майданчику. Визначено технічні рішення та методи, що відповідають нормативним вимогам охорони праці та безпеки у надзвичайних ситуаціях.

Робота продемонструвала комплексний підхід до проєктування будівлі плавального басейну, що поєднує архітектурну естетику, інженерну ефективність та відповідність сучасним екологічним стандартам. Конструктивні рішення забезпечують надійність і тривалу експлуатацію об'єкта навіть в умовах значних навантажень. Запропоновані рішення враховують сучасні вимоги до енергоефективності, безпеки та естетики, що робить проєкт конкурентоспроможним і актуальним.

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.2.6-198:2014 "Сталеві конструкції. Норми проектування"

16. Гудь, Михайло Іванович. "Підбір раціональної схеми розміщення в'язей у днищі плаваючого басейну." Праці конференції Міжнародної науково-технічної конференції присвяченої 70-річчю від дня народження член-кореспондента НАН України, проф. Яснія Петра Володимировича „Міцність і довговічність сучасних матеріалів та конструкцій “ (2022): 93-94.

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. Kovalchuk, Yaroslav, Natalya Shynhera, and Yaroslav Shved. "Formation of input information arrays for computer simulation of welded trusses behavior under thermal force effects." Вісник Тернопільського національного технічного університету 110.2 (2023): 118-124.

19. Shved, Yaroslav. "Strength and deformation analysis of a welded truss under load in fire and emergency temperature conditions." Вісник Тернопільського національного технічного університету 112.4 (2023): 73-81.

20. Швед, Ярослав Леонідович, and Оксана Іванівна Мішук. "Комп'ютерне моделювання поведінки зварних ферм при дії циклічних навантажень." Збірник тез доповідей IX Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій “ 1 (2020): 34-34.

21. Ясній, П. В., Гудь, В. З., Пиндус, Ю. І., Гудь, М. І., & Коневич, М. Р. (2018). Методи моніторингу та розрахунку експлуатаційних впливів і динаміки руху колісних транспортних систем при транспортуванні великогабаритних вантажів: навчальний посібник для студентів усіх форм навчання.
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. ДБН А.3.2-2-2009 "Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення"
26. ДСТУ 2293–99 Охорона праці. Терміни та визначення основних понять.
27. ДСТУ Б А.3.2-15:2011 Норми освітлення будівельних майданчиків
28. ДСТУ Б В.2.8-43:2011 Огородження інвентарні будівельних майданчиків та ділянок виконання будівельно-монтажних робіт. Технічні умови
29. НПАОП 0.00-6.23–92 Про порядок проведення атестації робочих місць за умовами праці
30. НПАОП 0.00-4.12–05 Типове положення про порядок проведення навчання і перевірки знань з питань охорони праці.
31. Каспрук В.Б. Методичні вказівки для написання розділу з Охорони праці в будівництві спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» - Тернопіль: ТНТУ, 2024. -15 с.
32. Техноекологія та цивільна безпека. Частина «Цивільна безпека». Навчальний посібник / В.С. Стручок, – Тернопіль: ТНТУ ім. І.Пулля, 2022. – 150 с.
33. Стручок В.С. Безпека в надзвичайних ситуаціях. Методичний посібник для здобувачів освітнього ступеня «магістр» всіх спеціальностей денної та заочної (дистанційної) форм навчання / В.С.Стручок. — Тернопіль: ФОП Паляниця В. А., 2022. — 156 с.