

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)

« »

20__ р.

З А В Д А Н Н Я
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ

на здобуття освітнього ступеня Магістр
(назва освітнього ступеня)

за спеціальністю 192 Будівництво та цивільна інженерія
(шифр і назва спеціальності)

студенту Колясі Павлу Івановичу
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проект фізкультурно-оздоровчого комплексу в Запоріжжі
з дослідженням напружено-деформованого стану опорного вузла ферми

Керівник роботи Ковальчук Ярослав Олексійович, к.т.н., доц.
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом ректора від « 28 » жовтня 2021 року № 4/7-917

2. Термін подання студентом завершеної роботи _____

3. Вихідні дані до роботи _____

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

1. Архітектурний розділ. 2. Розрахунково-конструктивний розділ. 3. Науково-дослідна частина. 4. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень, слайдів)
6-8 листів формату А1

ЗМІСТ

ВСТУП	7
РОЗДІЛ 1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ	9
1.1 Коротка характеристика району будівництва.....	9
1.1.2 Вимоги до будівлі	9
1.2 Об'ємно-планувальні рішення	10
1.3 Конструктивні рішення	11
1.3.1 Забезпечення жорсткості та стійкості	11
1.3.2 Фундаменти	12
1.3.3 Стіни та перегородки.....	12
1.3.4. Несучі елементи каркасу.....	12
1.3.5 Покриття	12
1.3.6 Вікна та двері	13
1.3.7 Сходи.....	14
1.4 Архітектурно-мистецькі рішення.....	14
1.5 Санітарно-технічне та інженерне обладнання.....	14
1.6 Генеральний план	14
1.7 Теплотехнічний розрахунок огорожувальних конструкцій.....	15
РОЗДІЛ 2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ	17
2.1 Варіантне проектування.....	17
2.1.1 Варіант №1. ДФГС серія 1.263.2.....	17
2.1.2 Варіант №2. Гратчаста рама «Унітек».Серія 1.420.3-36.03.....	20
2.1.3 Варіант 3. Рама з елементами змінної жорсткості із зварених двотаврів «Унімак». Серія 1420.3-37.06	21
2.3 Проектування рами серії 1.263.2.....	23
2.3.1 Навантаження на раму	23

2.3.2 Розрахунок та проектування кроквяної ферми.....	25
2.3.2.1 Розрахунок верхнього поясу ферми.....	25
2.3.2.2 Розрахунок нижнього поясу ферми	26
2.3.2.3 Розрахунок розкосів	26
2.3.2.4 Розрахунок зварних швів прикріплення стрижнів ферми.....	29
2.3.3 Проектування вузлів ферми.....	31
2.3.3 Розрахунок та конструювання стрижня колони.....	39
2.3.4 Конструювання оголовка колони.....	42
2.3.5 Розрахунок та конструювання бази колони.....	42
2.3.6 Розрахунок анкерних болтів.....	45
РОЗДІЛ 3. ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ.....	47
3.1. Оцінка інженерно-геологічних умов будівництва	47
3.2 Розрахунок та конструювання фундаменту мілкового закладення	47
3.2.1 Збирання навантажень на фундамент.....	47
3.2.2 Визначення глибини закладання фундаменту, виходячи з конструктивних вимог	48
3.2.3 Визначення розмірів подошви фундаменту.....	48
3.2.4 Перевірка тиску під подошвою	50
3.2.5 Перевірка міцності слабкого шару, що підстиляє.....	51
3.2.6 Перевірка впливу сусіднього фундаменту	51
3.2.7 Розрахунок осідання фундаменту	51
3.2.8 Розрахунок основи фундаменту на зсув.....	52
3.2.9 Розрахунок крену фундаменту	53
3.2.10 Розрахунок фундаменту за допомогою програмного забезпечення «Фундамент 10.1».....	54
РОЗДІЛ 4. НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ.....	59

4.1. Статичний розрахунок ферми з допомогою об'ємних скінченних елементів	59
4.2. Висновки до розділу	62
РОЗДІЛ 5. ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ	63
5.1 Охорона праці.....	63
5.1.1 Основні законодавчі акти України з охорони праці	63
5.1.2 Охорони праці і техніка безпеки при зведені мистецько-спортивного комплексу	64
5.1.3 Вентиляція фізкультурно-оздоровчого комплексу	65
5.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях.....	68
5.2.1 Законодавство України про цивільний захист.....	68
5.2.2 Евакуація відвідувачів при пожежах	68
ВИСНОВКИ	72
СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ	73

ВСТУП

Архітектурне проектування має на меті створення комфортного та безпечного для існування людини життєвого середовища.

При проектуванні громадських будівель, поряд із архітектурною виразністю, особлива увага приділяється міцності і стійкості будівлі та її конструкцій при дії навантажень. Так, відмови будівельних конструкцій при дії експлуатаційних факторів можливо спрогнозувати за наявності чітких об'єктивних ознак, таких як, надмірні прогини, поява тріщин, просідання будівлі тощо.

Актуальність теми. Дана кваліфікаційна робота демонструє приклад сучасного і комплексного підходу до архітектурного проектування та формує уявлення про можливість використання новітніх вітчизняних обчислювальних комплексів при розрахунку будівельних конструкцій на дію експлуатаційних навантажень.

Мета роботи: Розробка проекту фізкультурно-оздоровчого комплексу в Запоріжжі з дослідженням напружено-деформованого стану опорного вузла ферми.

Об'єктом дослідження є поведінка опорного вузла ферми із тонкостінних профілів при дії експлуатаційних навантажень.

Предметом дослідження є напружено-деформівний стан опорного вузла ферми із тонкостінних профілів при дії експлуатаційних навантажень.

Доцільність проведення досліджень викликана тим, що отримані результати досліджень дадуть можливість підвищити стійкість та надійність окремих будівельних конструкцій.

Відповідно до поставленої мети потрібно вирішити такі **завдання**:

1. Розробити об'ємно-планувальні рішення будівництва відповідно до умов на відведеній ділянці у м. Запоріжжя.
2. Проаналізувати інженерно-геологічні умови будівельного майданчика та запроектувати фундаменти.
3. Розробити конструктивні рішення щодо несучих елементів конструкцій.

4. Розробити скінченно-елементу модель опорного вузла ферми із тонкостінних профілів.

5. Визначити еквівалентні напруження та місця їх концентрацій при дії експлуатаційних навантажень.

6. За результатами проведених розрахунків розробити висновки щодо раціональності запропонованої конструкції вузла.

7. Розробити заходи з охорони праці, техніки безпеки під час зведення мистецько-спортивного комплексу.

Методи досліджень. При вирішенні поставлених завдань застосовуються методи чисельного моделювання, в тому числі моделювання методом скінченних елементів.

Наукова новизна. Вдосконалена методика моделювання ферм із тонкостінних профілів. Отримала подальший розвиток методика еквівалентних напружень та місця їх концентрацій при дії експлуатаційних навантажень.

Практичні результати роботи можуть використовуватися проектними організаціями при виконанні міцністних розрахунків металевих ферм із тонкостінних профілів. Результати порівняльного аналізу можуть застосовуватися для оцінки ефективності проектних рішень. Наведена в роботі методика моделювання може використовуватися в навчальному процесі при підготовці студентів за спеціальністю «Будівництво та цивільна інженерія».

Апробація результатів магістерської роботи виконана роботи виконана на X Міжнародній науково-технічній конференції молодих учених та студентів (Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя, 24-25 листопада 2021 року.).

Публікація результатів магістерської роботи здійснена у збірнику тез вищезазначеної конференції.

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

Ключові слова: опорний вузол, ферма, тонкостінний профіль.

РОЗДІЛ 1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

1.1 Коротка характеристика району будівництва

Фізкультурно-оздоровчий комплекс зводиться в місті Запоріжжя.

Природно-кліматичні характеристики району будівництва представлені у таблиці 1.

Таблиця 1.1 -Природно-кліматичні характеристики району будівництва

№п/п	Найменування характеристики	Характеристика	Обґрунтування
1	Місце будівництва	М. Запоріжжя	по завданню
2	Кліматичний район та підрайон	Пв	[1, рис.1]
3	Зона вологості	суха	[1, рис.1 *]
4	Температура зовнішнього повітря найхолоднішої п'ятиденки, гр.	-27	[1, табл.1]
5	Тривалість періоду з температурою зовнішнього повітря менше 8 гр., добу.	75	[1, табл.1]
6	Середня температура опалювального періоду, грн.	-3,2	[1, табл.1]
7	Максимальна глибина промерзання ґрунту, м	1,1м.	[1, дод.1, рис.3]

У геологічному будові району беруть участь супісок пластичний, пісок дрібний, морена. Ґрунтові води в районі об'єкту до глибини 15 метрів не розкрито. Фізико-механічні характеристики ґрунту наведені у таблиці 1.2

1.1.2 Вимоги до будівлі

Необхідні характеристики будівлі, санітарно-гігієнічні та протипожежні вимоги представлені у таблицях 1.3 та 1.4.

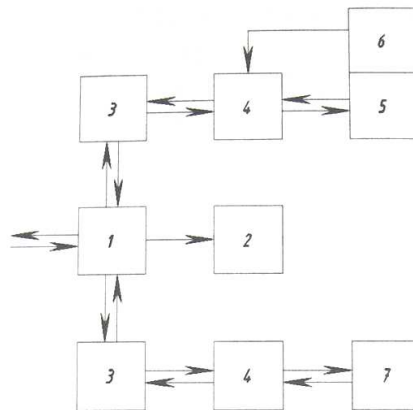
Таблиця 1.3 - Необхідні характеристики будівлі

№	Найменування характеристики	Характеристики	Обґрунтування
1	Клас будівлі	III	По завданню
2	Ступінь довговічності	III	По завданню
3	Ступінь вогнестійкості	III	
4	Необхідні межі вогнестійкості: - каркас - покриття	R45 RE15	

5	- перекриття - стіни -сходи	RE145 E15 R45	
6	Необхідна морозостійкість Необхідна вологостійкість та біостійкість конструкцій	повинні бути волого- та біостійкими	

Таблиця 1.4 – Санітарно-гігієнічні вимоги

№	Найменування характеристики	Характеристики	Обґрунтування
1	Температура внутрішнього повітря	20 ⁰ С	[4]
2	Відносна вологість повітря	55%	[4]
3	Кратність повітрообміну	3 м ³ /год	[4]
4	Орієнтація приміщенні	Вільна	По завданню
5	Потреба. до природного освітлення	e = 1,5	[4]



1-Вхід у вузол (Гардероб верхнього одягу, каса).2-Адміністрація комплексу
3- Роздягальня. 4-Душова. 5-Басейн. 6- Зона підготовчих занять.7-Спортзал

Рисунок 1.1 - Схема функціонального процесу

1.2 Об'ємно-планувальні рішення

Відповідно до функціонального процесу запроєктовано двоповерхову будівлю, що складається з трьох блоків. Габаритні розміри будівлі у плані: в осях А-Р 60,9м., в осях 1-10 54м.

Перший блок включає вестибюль площею 52,8 м² (з розрахунку не менше 0,5 м² на одного займається), гардероб верхнього одягу 18 м² (з розрахунку 0,1 м² на один гачок, розрахункова кількість місць 200% чисельності зміни), медичний пункт 18, 92 м² з очікуваною 13,2 м², кабінет директора 28,58 м², кабінет заступника

17, 78 м², приймальня 14,16 м². Блок одноповерховий з висотою до низу несучих конструкцій 3 м.

Другий блок включає спортивний зал площею 754,38 м², роздягальню 47,60 м² на 40 місць для перевдягання, душову 21,13 м² на вісім сіток, тренерську 16,23 м², інвентарну 23,60 м², кімнату персоналу м². Блок одноповерховий з висотою низу несучих конструкцій 8,4м., розмір блоку 42х24 м.

Третій блок включає наступні приміщення:

-другий поверх: басейн на чотири доріжки довжиною 25м, зону підготовчих занять суміжну з басейном площею 141,51 м², обхідну доріжку навколо басейну шириною не менше 2,5 м., роздягальні (чоловічі та жіночі) на 17 місць для перевдягання 23,32 м², душові на 5 сіток 10,53 м², тренерська 9,93 м², інвентарна 11,60 м², кімната відпочинку 15, 66 м²,

-перший поверх: буфет площею 25,08 м², з роздатковою 12, 76 м², допоміжні приміщення. Висота перекриття другого поверху складає 3м.

Техніко-економічні показники об'ємно-планувальних рішень:

-площа забудови будівлі - 2378,10 м² ;

-загальна площа будівлі – 3062,32 м²;

-корисна площа будівлі – 2887,4 м²;

-розрахункова площа будівлі - 2289,3 м²;

-планувальний коефіцієнт $k = 2289,3 / 3062,32 = 0,64$.

1.3 Конструктивні рішення

1.3.1 Забезпечення жорсткості та стійкості

Конструктивна схема будівлі – рамна.

Просторова жорсткість та стійкість каркасу будівлі забезпечується спільною роботою рам, системою вертикальних та горизонтальних зв'язків. Вертикальні зв'язки, що забезпечують загальну стійкість, встановлюються у центрі блоку та в крайніх прольотах. Для забезпечення жорсткості та стійкості ригеля рами використовується система горизонтальних зв'язків по верхньому поясу і система вертикальних зв'язків, що запобігає закручуванню елементів ригеля.

1.3.2 Фундаменти

Фундаменти прийняті стовпчасті монолітні з бетону В10, подошва фундаменту розташована на позначці -2.250. Під фундаменти влаштовується бетонна підготовка завтовшки 100мм. Розміри фундаментів прийняті 1500x1500 під колони монолітного перекриття та 1200x1200 під монолітну ванну. Армування подошви фундаментів виконано арматурними сітками зі стрижнів діаметром 12мм. А-300. Фундаментні балки збірні.

1.3.3 Стіни та перегородки

Стіни комплексу виготовлені з панелей типу «Сендвіч». Роль обшивки виконують профільовані листи С44-1000-0.8. Утеплювач – мінераловатні плити щільністю 100кг/м³ та товщиною 200мм. Кріплення панелей здійснюється до стінових прогонів самосвердлувальними шурупами довжиною 300мм (система Vesta Park). Зовні та всередині (у спортивному залі та в басейні) стіни пофарбовані водостійкими емульсійними фарбами. У приміщеннях першого блоку (вестибюль, кабінет директора, кабінет лікаря тощо) стіни обшиті ГКЛ.

Перегородки запроектовані з обшивками із ГКЛ на металевому каркасі. У приміщеннях що примикають до басейну та в душових обшивках перегородок виконана ГКВЛ. Товщина перегородок складає 100мм.

1.3.4. Несучі елементи каркасу

Основним несучим елементом каркасу є ферма ДФГС серія 1.263.2 прольотом 24 метри та колони суцільного перерізу. Ферма з паралельними поясами виконана із сталі С245, складається з двох відправних елементів по 12м. Перетин поясів і ґрат приймається з гнutoзварних профілів за ГОСТ 30245-94. Тип решітки – трикутна.

1.3.5 Покриття

Покриття запроектоване із профільованого настилу НС40-800-0,7 з прокатними балками настилу. Балки настилу прийняті двотаврові двох видів для

крайніх рам однопрогонові та для рядових рам двопрогонові. Пароізоляція виконана з одного шару Уніфлекс ТКП (ТУ 5774-001-17925162-99) з проклеюванням швів. Нахльостування полотнищ в бічних швах 80-100 мм, в торцевих 150 мм. Як утеплювач застосовуються теплоізоляційні плити ROCKWOOL завтовшки 300 мм, поверх яких влаштовується стяжка завтовшки 20мм. Як водоізоляційний килим використані покрівельні матеріали Fibrotek Master s 120. Пристрій водоізоляційного килима виконують шляхом підплавлення нижньої поверхні матеріалів. У коньковому вузлі передбачається влаштування додаткового шару Fibrotek Master 120.

1.3.6 Вікна та двері

Вікна комплексу запроектовані пластиковими із потрійним склінням. Площа вікон призначена виходячи з нормативних вимог природного освітлення та стандартів. Зовнішні двері прийняті пластиковими зі склінням, внутрішні дерев'яні глухі. Двері на шляхах евакуації відчиняються назовні. Конструкція дверей усередині будівлі прийнята так, щоб вони не заважали пересування. Експлікація дверей та вікон представлена у таблиці 1.5

Таблиця 1.5 - Експлікація дверей та вікон

Позначення за проектом	Марка	Ширина отвору, мм	Висота отвору, мм
Д 1	ДГ 21-9	900	2100
Д 2	ДГ 21-7	700	2100
Д3	ДГ 21-18	1800	2100
Д4	ДГ 21-12	1200	2100
Д5	ДН 21-12	1200	2100
ВК1	ВК 15-12	1500	1200
ВК2	ВК 12-30	1200	3000

1.3.7 Сходи

Сходи прийняті з монолітними залізобетонними майданчиками та сходами з бетону Б15 за металевими косоурами з двотаврів №20 за ГОСТ 8239-89. Висота сходів 180 мм, ширина 300мм. Ширина сходових маршів прийнято 1,2м.

1.4 Архітектурно-мистецькі рішення

Проектована будівля вносить за рахунок колірного рішення та своєї форми різноманітність у існуючу забудову, покращуючи вигляд міста.

Форми та обсяги прийняті відповідно до функціонального призначення.

Зовнішнє оздоблення стін фасадними фарбами.

Внутрішнє оздоблення – облицювання стель гіпсовими рельєфними плитками, облицювання стін у сан. Вузлах, душових, кабінеті лікаря, басейні виконано керамічною плиткою, фарбування стін спортивного залу, коридорів, вестибюлів виконано масляними фарбами.

У графічній частині проекту представлені фасади комплексу із прикладом колірного рішення.

1.5 Санітарно-технічне та інженерне обладнання

Проектована будівля обладнана сучасними санітарно-технічними та інженерними системами, включає систему опалення, трубопроводи холодної та гарячої води, каналізаційні пристрої. У будівлю обладнано електричні та телефонні мережі. Передбачено підключення даних інженерно-технічних систем до довколишніх мереж міського водопостачання, газопостачання, енергопостачання.

У будівлі передбачена система штучної вентиляції та природна у санвузлах через вентиляційні канали розміром 150x300 мм.

1.6 Генеральний план

Проектований будинок фізкультурно-оздоровчого комплексу розташовується на вулиці Стебліна у місті Запоріжжя. Поблизу об'єкту знаходиться дитячий садок і аптека.

Під будівництво будівлі відведено ділянку площею 9000 м². По периметру будівельного майданчика встановлено огорожу. Водопостачання, тепlopостачання та каналізація здійснюється від існуючих міських мереж.

В'їзд на майданчик та прилеглу територію здійснюється з вул. Стебліна. У зверненні частинами світла будівля фоку розташована так, що всі приміщення мають оптимальну орієнтацію і необхідну інсоляцію.

1.7 Теплотехнічний розрахунок огорожувальних конструкцій

Теплотехнічний розрахунок огорожувальної конструкції виконано згідно ДБН «Тепловий захист будівель», «Проектування теплового захисту будівель», «Будівельна кліматологія»..

Звіт:

Визначити необхідну товщину шару в конструкції зовнішньої стіни у громадській, адміністративній чи побутовій будівлі, розташованій у місті Запоріжжя .

Розрахована температурою зовнішнього повітря в холодну пору року, $t_{ext} = -27\text{ °C}$;

Розрахункова середня температура внутрішнього повітря, $t_{int} = 20\text{ °C}$;

Середня температура зовнішнього повітря опалювального періоду, $t_{ht} = -3.2\text{ °C}$;

Тривалість опалювального періоду, $z_{ht} = 275$ діб;

Нормальний вологий режим приміщення та умови експлуатації огорожувальних конструкцій - Б.

Коефіцієнт, що враховує залежність положення зовнішньої поверхні конструкцій, що огорожують по відношенню до зовнішнього повітря, $n = 1$;

Коефіцієнт тепловіддачі зовнішньої поверхні огорожувальної конструкції, $\alpha_{ext} = 23\text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{°C})$;

Коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні огорожувальної конструкції, $\alpha_{int} = 8.7\text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{°C})$;

Нормований температурний перепад $\Delta t_n = 4.5\text{ °C}$;

Нормоване значення опору теплопередачі, $R_{req} = 3.114 \text{ м}^2 \cdot \text{°C} / \text{Вт}$;

№ Найменування, щільність, $\text{Вт}/(\text{м} \cdot \text{°C})t$, мм

1. Алюміній (ГОСТ 22233, ГОСТ 24767), $2600 \text{ кг}/\text{м}^3$ 2211

2. Мати мінераловатні прошивні (ГОСТ 21880), $100 \text{ кг}/\text{м}^3$ 0.0670

3. Алюміній (ГОСТ 22233, ГОСТ 24767), $2600 \text{ кг}/\text{м}^3$ 2211

Товщина шару, що шукається, $t = 98 \text{ мм}$.

РОЗДІЛ 2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ

2.1 Варіантне проектування

У цьому розділі будуть розглянуті три варіанти компоновання поперечної рами:

- рами з елементами змінної жорсткості із зварених двотаврів
- решітчаста рама «УНІТЕК»
- рама, утворена фермою із гнutoзварних профілів та колоною із прокатного двотавра.

2.1.1 Варіант №1. ДФГС серія 1.263.2.

Ригель рами – типова 24-х метрова ферма із гнutoзварних профілів за серією 1.263.2 «Типові конструкції сталевих ферм для покриття зальних приміщень громадських будівель»

Колона – прокатний двотавр типу К.

Підбір перерізів рамних конструкцій здійснюється за розрахунковими кодами вертикального навантаження, які визначаються в залежності від базового коду вертикального навантаження на покриття.

Таблиця 2.1 – Збір навантажень (ДФГС серія 1.263.2)

Тип навантаження	Нормативне	γ_f	Розрахункове
1. Постійне			
1. Водозізоляційний килим (Fibrotek Master s 120)	0,04	1,3	0,052
2. Теплоізоляційні плити ROCKWOOL марки Флексі Баттс (товщина 130мм, $\gamma=40\text{кг/м}^3=0.4\text{кН/м}^3$)	0,052	1,3	0,07
0.4·0,13=0,052(кН/м ²).	0,05	1,3	0,07
3. Парозізоляційний шар;	0,1	1,05	0,105
4. Сталевий профільований настил;	0,3	1,05	0,315

5. Власна вага прогонів			
6. Власна вага ферми.			
Разом постійне:	0,642		0,717
2.Тимчасове			
Снігове	2,24		3,2
ВСЬОГО:	2,88		3,92

Значення ваги снігового покриву Запоріжжя - V сніговий район, $s_g = 1,2 \text{ кН/м}^2$, тоді $s_0 = 1,2 \cdot 0,7 = 0,84 \text{ кН/м}^2$.

Розрахункове значення снігового навантаження на м2 покрівлі:

$s_{\text{розра}} = s_g \cdot \mu = 3,2 \cdot 1 = 3,2 \text{ кН/м}^2$, де μ - коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву землі до снігового навантаження на покриття при ($\mu = 1$ при $\alpha < 25^\circ$).

Розрахункове погонне навантаження $(3.2+0.717) \cdot 6 = 23,5 \text{ кН/м}$. Приймаю ферму серії ДФГС 24 з розрахунковою погонною несучою здатністю 2.6 тс/м(Рис2.1-2.2)

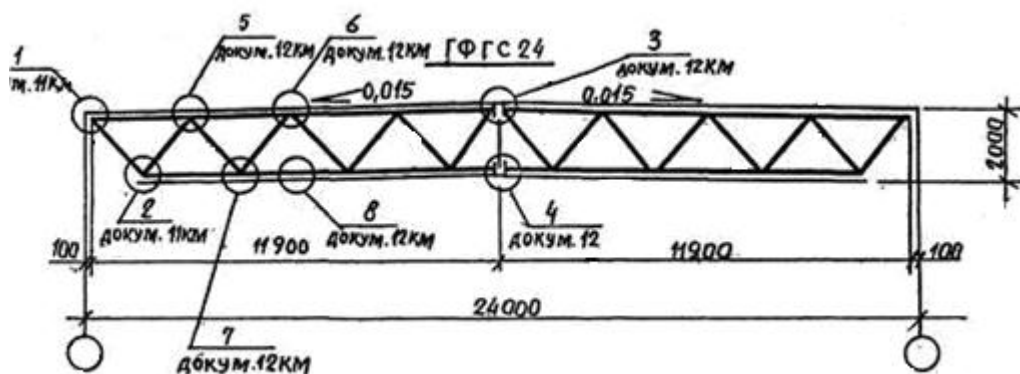


Рисунок 2.1 – Прийнята схема ферми із серії 1.263.2-4

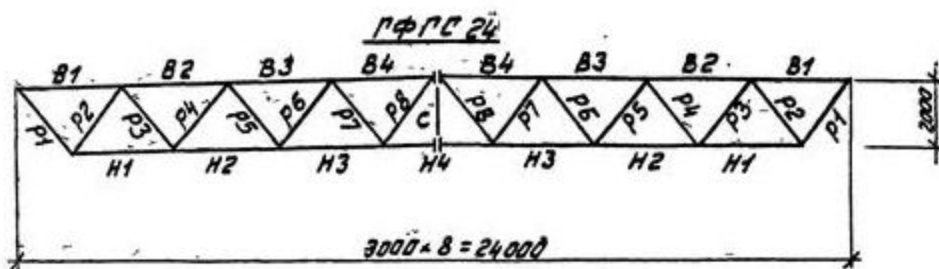


Рисунок 2.2 – Геометрична схема ферми із серії 1.263.2-4

Визначимо навантаження, що діють на ферму:

1. Навантаження від покрівлі: (Погонне навантаження від покриття)

$$q_{\text{пкр}} = (g/\cos\alpha) \cdot \gamma_n \cdot B = (1,25/0,9966) \cdot 6 \cdot 0,95 = 7,15 \text{ кН/м},$$

де $g = 1,25 \text{ кН/м}^2$ - Вага покрівлі.

Визначимо зусилля, які діють ферму від постійного навантаження.

$$F_1 = q_{\text{пкр}} \cdot \frac{d_1 + d_2}{2} = 7,15 \cdot \frac{2,8 + 3}{2} = 20,74 \text{ кН}$$

$$F_2 = q_{\text{пкр}} \cdot \frac{d_2 + d_3}{2} = 7,15 \cdot \frac{3 + 3}{2} = 21,45 \text{ кН}$$

$$F_4 = F_3 = F_2 = 21,45 \text{ кН}$$

Визначимо снігове навантаження

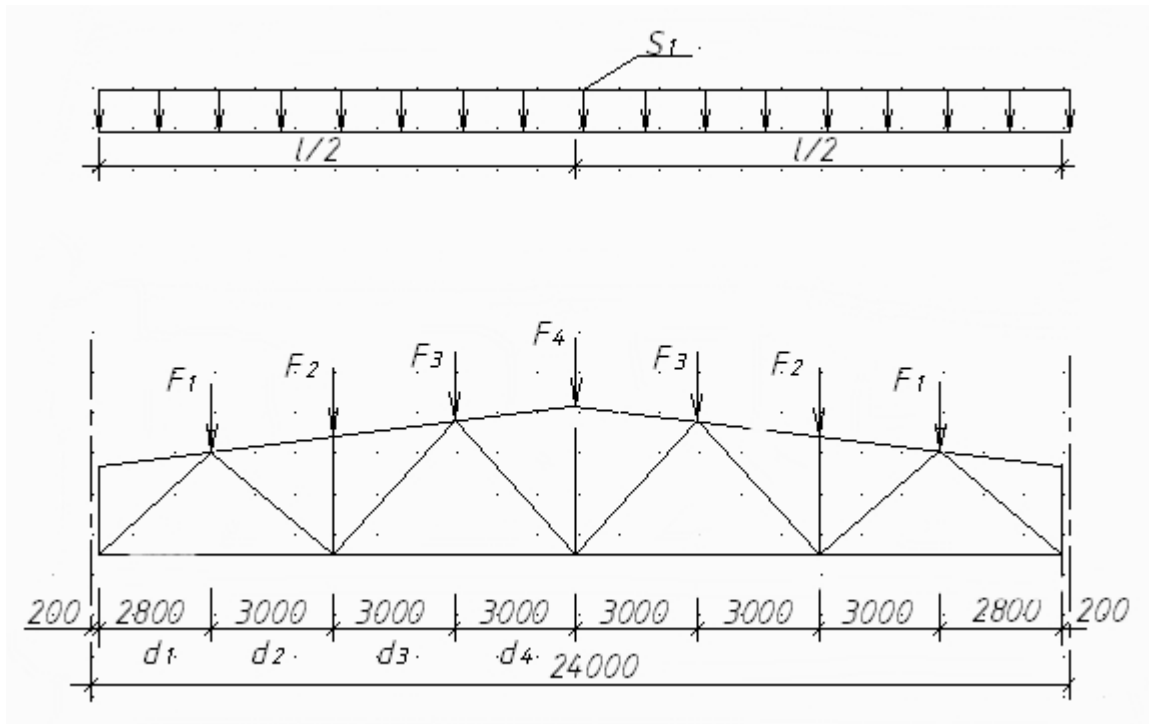


Рисунок 2.3 – Снігове навантаження на ферму

Для Запоріжжя - $S_g = 1,2 \text{ кН/м}^2$

$$\mu_1 = 1 \text{ т.к. } \alpha \leq 25^\circ;$$

$$S_1 = S_g \cdot \mu_1 \cdot B \cdot \gamma_n = 1,2 \cdot 6 \cdot 0,95 = 18,24 \text{ кН/м};$$

$$F_1 = S_1 \cdot \frac{d_1 + d_2}{2} = 18,24 \cdot \frac{2,8 + 3}{2} = 52,9 \text{ кН};$$

$$F_2 = S_1 \cdot \frac{d_2 + d_3}{2} = 18,24 \cdot 3 = 54,7 \text{ кН};$$

$$F_4 = F_3 = F_2 = 54,7 \text{ кН}$$

2.1.2 Варіант №2. Гратчаста рама «Унітек».Серія 1.420.3-36.03

Основними конструкціями каркасу Унітек, що несуть, є зварні рами з гнutoзварних труб

Підбір перерізів рамних конструкцій здійснюється за розрахунковими кодами вертикального навантаження, які визначаються в залежності від базового коду вертикального навантаження на покриття.

Сталь конструкції вибираємо залежно від кліматичного району будівництва та типу будівлі.

Відповідно до таблиці 2.5 вибираю сталь С255.

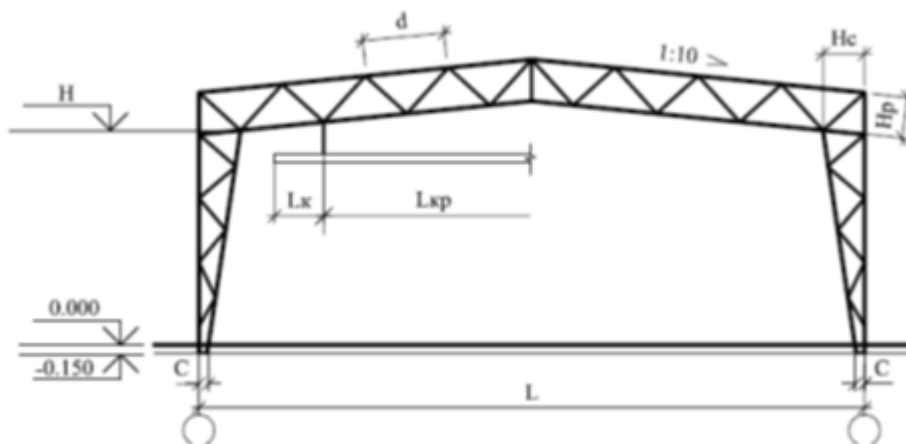


Рисунок 2.5 - Схема рами Унітек, 24м.

Таблиця 2.6 – Код рами «Унітек»

КОД	Розміри рами,м					
	L	H	Hp	Hc	C	d
2РТО240.60 - *	24.0	6.0	1.5	1.5	0.3	1.5
2РТО240.72 - *	24.0	7.2	1.5	1.5	0.3	1.5
2РТО240.84 - *	24.0	8.4	1.5	1.5	0.3	1.5
2РТО240.96 - *	24.0	9.6	1.5	1.5	0.3	1.5

Відповідно до таблиці 2.6 код несучої рами - 2 РТО 240.96-V-1

Відповідно до таблиць 2.7 та 2.8 маса рами «УНІТЕК» прольотом 24 метри становить $1648+929=2577$ кг.

2.1.3 Варіант 3. Рама з елементами змінної жорсткості із зварених двотаврів «Унімак». Серія 1420.3-37.06

Таблиця 2.9 - Збір навантажень (Унімак серія 1.420.3-37.06)

Тип навантаження	Нормативне	γf	Розрахунокове
1. Постійне			
1. Водозіляючий килим (Fibrotek Master s 120)	0,04	1,3	0,052
2. Теплоіляючі плити ROCKWOOL марки Флексі Баттс (товщина 130мм, $\gamma=40\text{кг/м}^3=0.4\text{кН/м}^3$) $0.4 \cdot 0,13=0,052(\text{кН/м}^2)$.	0,052	1,3	0,07
3. Парозіляючий шар;	0,05	1,3	0,07
4. Сталевий профільований настил;	0,1	1,05	0,105
5. Власна вага прогонів	0,1	1,05	0,105
Разом постійна:	0,342		0,402
2. Тимчасове			
Снігове	2,24		3,2
ВСЬОГО:	2,6		3,6

Відповідно марка рами 1.240.96-V. Маса рами 4840 кг.

2.2 Техніко-економічне порівняння варіантів компонування поперечної рами

1. Маса ферм ДФГС серія 1.263.2: $G_{\text{ДФГС}} = 24,7$ (т.)
2. Маса ферм Унітек серія 1.420.3-36.03: $G_{\text{унітек}} = 30,9$ (т.)
3. Маса ригелів Унімак серія 1.420.3-37.06 : $G_p = 58$ (т.)

Трудомісткість виготовлення визначається за такою формулою:

$T_{\text{и}} = AK_c \sqrt{G_0 n_0}$, де A - емпіричний коефіцієнт технологічності конструктивної форми, що приймається за [9, табл. 44.1];

K_c - Коефіцієнт, що враховує зниження трудомісткості при виготовленні конструкцій серіями, що визначається за таблицею (44.1, Мельников, Довідник проектувальника);

n_0 - Число основних деталей, що визначаються за кресленням з урахуванням розташування заводських стиків;

G_0 - Маса основних деталей;

G - загальна маса конструкції

$\psi = G/G_0$ - Будівельний коефіцієнт маси

ДСП - $T_{и} = 4,2 \cdot 1,0\sqrt{24,7 \cdot 276} = 347$ люд. / год.

Унітек $T_{и} = 2,9 \cdot 1,0\sqrt{30,9 \cdot 516} = 366,0$ люд. / год.

Угамов $T_{и} = 8,4 \cdot 1,0\sqrt{58 \cdot 84} = 586,0$ люд. / год.

Вартість конструкцій. Вартість сталевих конструкцій у справі, тобто. встановлених у проектне положення, визначається виразом: $C_D = \left(1 + \frac{0,15}{\alpha}\right) \cdot [1,01 \cdot (C_{и} + C_T) + C_M] + 1,23 \cdot C_{0.п.}$, де $\alpha = 1 - \frac{1-\alpha}{\psi} = 1 - \frac{1-0,91}{1} = 0,91$ - коефіцієнт зниження маси конструкції порівняно з аналогічною, виконаною у традиційних рішеннях із сталі марки Ст3;

$\alpha = 0,91$ - Коефіцієнт зниження маси конструкції, що приймається по (44.2, Мельников, Довідник проектувальника)

$C_з$ - Заводська вартість конструкції;

C_T - Вартість транспортування конструкції;

C_M - вартість складання та встановлення конструкції;

$C_{0.п.}$ - вартість фарбування, пристрою та розбирання риштовання для фарбування.

$C_з = 1,144 \cdot \left(c_{0.м.}G + 3,65T_{и} + \frac{3,54G}{\alpha}\right)$, де $c_{0.м.}$ - вартість основних матеріалів, що приймається за (44.10, Мельников, Довідник проектувальника);

$C_T = \frac{c_T G}{\alpha}$, де c_T - вартість транспортування 1т конструкції, що приймається за (44.5, Мельников, Довідник проектувальника);

$C_M = K_p K_M c_M G$, де $K_p = 1,27$ - Коефіцієнт, що враховує район будівництва, що приймається за (44.6, Мельников, Довідник проектувальника)

K_M - Коефіцієнт, що враховує вартість сталі конструкції, що приймається за (44.7, Мельников);

c_M - вартість збирання та встановлення 1т конструкції, що приймається по (44.9, Мельников);

$C_{0.п.} = K_p c_{0.п.} G$, де сумарна вартість фарбування, пристрою та розбирання риштовання для фарбування на 1т конструкції, що приймається по (44.9, Мельников)

Таблиця 2.10 – вартість конструкцій

Конструкція	Фактична маса, т	Трудомісткість виготовлення, люд.- год.	Вартість конструкцій у справі, грн.
ДФГС серія 1.263.2	24,7	347	774774,0
Унітек серія 1.420.3-36.03	30,9	366	941420
Унімак серія 1.420.3-37.06	58	586	914121,0

Відповідно до таблиці 2.10 найбільш економічним варіантом є застосування ДФГС серія 1.263.2

2.3 Проектування рами серії 1.263.2

2.3.1 Навантаження на раму

$q_p = q_{\text{пост}} \cdot b \cdot \gamma_n = 0,717 \cdot 6 \cdot 0,95 = 4,087 \text{кН/м}$, де $\gamma_n = 0,95$ - Коефіцієнт надійності по відповідальності

Розрахункова вага колони: $G = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot Q_k \cdot H_k$

$$G_1 = 0,95 \cdot 1,05 \cdot 1,38 \cdot 9,6 = 13,2 \text{кН};$$

де $\gamma_f = 1,05$ - Коефіцієнт надійності по навантаженню.

Q_k і H_k – вага 1 м погонного та висота колон відповідно (попередньо приймаємо суцільні колони з двотаврів 40К1).

Тимчасові навантаження.

Снігове навантаження. Лінійне розподілене навантаження від снігу на ригель рами:

$$s = s_g \cdot \mu \cdot \gamma_n \cdot b = 3,2 \cdot 1 \cdot 0,95 \cdot 6 = 18,24 \text{кН/м.}$$

Вітрове навантаження. Нормативний швидкісний напір для Запоріжжя (IV вітровий район) згідно $\omega_0 = 0,48 \text{кПа}$.

Розрахункове лінійне вітрове навантаження, що передається на стійку рами у певній точці за висотою визначається за формулою: $\omega = \gamma_f \gamma_n \omega_0 k c_e B$,

де c_e - аеродинамічний коефіцієнт (з навітряного боку дорівнює 0,8, з підвітряного - $c_{e3} = 0,6$) [6, дод. 4];

$$\gamma_f = 1,4 - \text{коефіцієнт надійності по навантаженню [6, п. 6.11];}$$

B – крок колон, м;

k – коефіцієнт, що враховує висоту та захищеність від вітру іншими будовами.

При типі місцевості значення коефіцієнта k :

$k = 0,5$ - при висоті 5 м;

$k = 0,65$ - при висоті 10 м;

Від активного тиску:

$$\omega_a^5 = 1,4 \cdot 0,95 \cdot 0,48 \cdot 0,5 \cdot 0,8 \cdot 6 = 1,53 \text{кН/м} - \text{на висоті 5 м;}$$

$$\omega_a^{9,6} = 1,4 \cdot 0,95 \cdot 0,48 \cdot 0,64 \cdot 0,8 \cdot 6 = 1,96 \text{кН/м} - \text{на висоті 9,6 м;}$$

$$\omega_a^{7,6} = 1,4 \cdot 0,95 \cdot 0,48 \cdot 0,56 \cdot 0,8 \cdot 6 = 1,71 \text{кН/м} - \text{лише на рівні низу ферми;}$$

Від пасивного тиску:

$$\omega_a^5 = 1,4 \cdot 0,95 \cdot 0,48 \cdot 0,5 \cdot 0,6 \cdot 6 = 1,14 \text{кН/м} - \text{на висоті 5 м;}$$

$$\omega_a^{9,6} = 1,4 \cdot 0,95 \cdot 0,48 \cdot 0,64 \cdot 0,6 \cdot 6 = 1,47 \text{кН/м} - \text{на висоті 9,6 м;}$$

$$\omega_a^{7,6} = 1,4 \cdot 0,95 \cdot 0,48 \cdot 0,56 \cdot 0,6 \cdot 6 = 1,29 \text{кН/м} - \text{лише на рівні низу ферми;}$$

2.3.2 Розрахунок та проектування кроквяної ферми

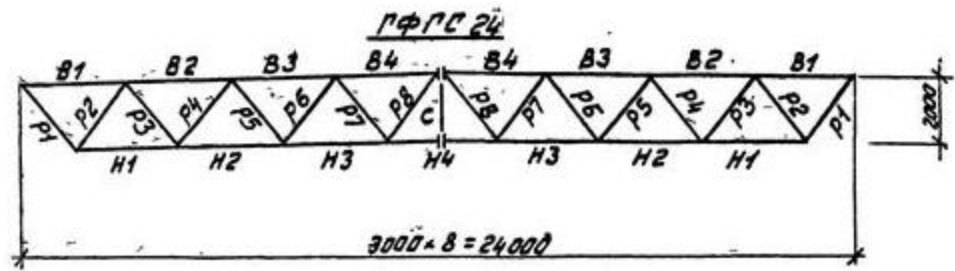


Рисунок 2.8 – Позначення стрижнів ферми

Розрахункові зусилля у стрижнях ферми визначаємо за допомогою автоматизованого проектно-обчислювального комплексу SCAD. Матеріал ферми сталь С245: $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$. Верхній та нижній пояси проектуємо без зміни перерізу.

Перетин поясів і решітки приймається з гнutoзварних профілів по ГОСТ 30245-94.

Розрахунок ведеться без урахування збільшення несучої здатності через наклеп.

2.3.2.1 Розрахунок верхнього поясу ферми

Зусилля $N_{\text{max}} = -676,51 \text{ кН}$. $\gamma_c = 1$, $\mu_x = \mu_y = 1$, $l_{\text{ef},x} = 300 \text{ см}$, $l_{\text{ef},y} = 300 \text{ см}$, для верхнього пояса $[\lambda_{x,y}] = 180 - 60\alpha$

Задаємося гнучкістю $\lambda = 80$. Тоді згідно $\phi = 0,686$. $A = \frac{N}{\phi R_y \gamma_c} = \frac{676,51}{0,686 \cdot 24 \cdot 1} = 41,09 \text{ см}^2$.

Приймаємо перетин Гн. $\square 180 \times 140 \times 7$ з $A = 42,84 \text{ см}^2$, $i_x = 6,83 \text{ см}$, $i_y = 5,61 \text{ см}$. $\lambda_x = \frac{l_{\text{ef},x}}{i_x} = \frac{300}{6,83} = 43,9$, $\lambda_y = \frac{l_{\text{ef},y}}{i_y} = \frac{300}{5,61} = 53,5$, $\phi = 0,821$

$$\alpha = \frac{N}{\phi A R_y \gamma_c} = \frac{676,51}{0,686 \cdot 42,84 \cdot 24 \cdot 1} = 0,8$$

$$[\lambda_y] = 180 - 60\alpha = 180 - 60 \cdot 0,8 = 132; \lambda_y = 53,5 < [\lambda_{x,y}] = 132$$

Умови дотримуються.

Перевірка стійкості стрижня: $\sigma = \frac{N}{\phi_{\min} A} = \frac{676,51}{0,821 \cdot 42,84} = 19,23 \text{ кН/см}^2 >$

$$R_y \gamma_c = 24 \cdot 1 = 24 \text{ кН/см}^2$$

Стійкість забезпечена. Приймаємо переріз верхнього пояса Гн. □ 180×140×7.

2.3.2.2 Розрахунок нижнього поясу ферми

Зусилля $N_{\max} = 763,69 \text{ кН}$. Для нижнього пояса $[\lambda_{x,y}] = 400$; $\gamma_c = 0,95$; $\mu_{x,y} = 1$; $l_{\text{ef},x} = l_{\text{ef},y} = 3 \text{ м}$. $A = \frac{N}{R_y \gamma_c} = \frac{763,69}{24 \cdot 0,95} = 33,5 \text{ см}^2$

Приймаємо переріз Гн. 140×7 з $A=37,24 \text{ см}^2$, $i_x=5,44 \text{ см}$, $i_y=5,44 \text{ см}$

Відношення висоти стінки до її товщини: $\frac{D_b}{t} = \frac{140}{7} = 20 < 45$ не перевищує граничну величину.

Гнучкість стрижня: $\lambda_{x,y} = \frac{l_{\text{ef},y}}{i_x} = \frac{300}{5,44} = 55,1 < [\lambda_{x,y}] = 400$;

Умови дотримуються.

Перевірка міцності перерізу на розтягування:

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{763,69}{37,24} = 20,5 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 24 \cdot 0,95 = 22,8 \text{ кН/см}^2.$$

Міцність забезпечена.

Перевіряємо гнучкість стінки:

$$\frac{h_{\text{ef}}}{t} = \frac{D_b - 4t}{t} = \frac{140 - 4 \cdot 7}{7} = 16 < \left[\frac{h_{\text{ef}}}{t} \right] = 1,29 \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 1,29 \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{24}} = 37,8$$

Умова виконується. Остаточно приймаємо переріз нижнього пояса Гн. 140×7.

2.3.2.3 Розрахунок розкосів

Розкіс Р2 - стислий. $N_{\max} = -297,51 \text{ кН}$.

$\gamma_c = 1$, $\mu_x = \mu_y = 1$, $l_{\text{ef},x} = 250 \text{ см}$, $l_{\text{ef},y} = 250 \text{ см}$. $[\lambda_{x,y}] = 180 - 60\alpha$

Задаємося гнучкістю $\lambda = 80$. Тоді згідно $\phi = 0,686$. $A = \frac{N}{\phi R_y \gamma_c} = \frac{279,51}{0,686 \cdot 24 \cdot 1} = 16,98 \text{ см}^2$.

Приймаємо перетин Гн. □ 120×4 з $A = 18,56 \text{ см}^2$, $i_x=4,74 \text{ см}$, $i_y=4,74 \text{ см}$.

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{250}{4,74} = 52,74, \lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{250}{4,74} = 52,74 \phi = 0,831$$

$$\alpha = \frac{N}{\phi A R_y \gamma_c} = \frac{279,51}{0,831 \cdot 16,98 \cdot 24 \cdot 1} = 0,83$$

$$[\lambda_y] = 180 - 60\alpha = 180 - 60 \cdot 0,83 = 130,2; \lambda_y = 52,74 < [\lambda_{x,y}] = 130,2.$$

Умови дотримуються.

Перевіряємо стійкість стрижня. $\sigma = \frac{N}{\phi_{min} A} = \frac{279,51}{0,831 \cdot 42,84} = 7,85 \text{ кН/см}^2 >$

$$R_y \gamma_c = 24 \cdot 1 = 24 \text{ кН/см}^2.$$

Стійкість забезпечена. Приймаємо переріз верхнього пояса Гн. □ 120×4.

Розкос Р1 – розтягнутий. $N_{max} = 284,8 \text{ кН}$.

$$[\lambda_{x,y}] = 400; \gamma_c = 0,95; \mu_{x,y} = 1; l_{ef,x} = l_{ef,y} = 3 \text{ м}.$$

$$A = \frac{N}{R_y \gamma_c} = \frac{284,8}{24 \cdot 0,95} = 12,5 \text{ см}^2$$

Приймаємо переріз Гн. 100×4 з $A=15,36 \text{ см}^2$, $i_x=3,92 \text{ см}$, $i_y=3,92 \text{ см}$

Відношення висоти стінки до її товщини: $\frac{D_b}{t} = \frac{100}{4} = 25 < 45$ не перевищує

граничну величину.

Гнучкість стрижня: $\lambda_{x,y} = \frac{l_{ef,y}}{i_x} = \frac{250}{3,92} = 63,8 < [\lambda_{x,y}] = 400$; Умову

дотримується.

Перевірка міцності перерізу на розтягування: $\sigma = \frac{N}{A} = \frac{284,8}{15,36} = 18,5 \text{ кН/см}^2 <$

$$R_y \gamma_c = 24 \cdot 0,95 = 22,8 \text{ кН/см}^2. \text{ Міцність забезпечена.}$$

Перевіряємо гнучкість стінки:

$$\frac{h_{ef}}{t} = \frac{D_b - 4t}{t} = \frac{100 - 4 \cdot 4}{4} = 21 < \left[\frac{h_{ef}}{t} \right] = 1,29 \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 1,29 \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{24}} = 37,8 \text{ Умова}$$

виконується. Остаточо приймаємо переріз нижнього пояса Гн. 100×4.

Подальші розрахунки стрижнів проводимо аналогічно до розрахунку стисненого і розтягнутого стрижня Р2 і Р1. Результати розрахунку зводимо до таблиці 2.11

Таблиця 2.11 – Розрахункові зусилля та добір перерізів

Елем-т ферми	№ стриж	Розрах зус.	Перетин по розрах.	Прийнят ий переріз	Площа пер., см ²	Розраху нкова довжина , м		Радіус інерції		Гнучкі сть		Гранична гнучкість		Φ _{min}	γ _c	Перевірка перерізу	
						у площ	з площ	i _x	i _y	λ _x	λ _y	[λ _x]	[λ _y]			на міцність кН/см ²	на стійк-ть, кН/см ²
Верхній пояс	В 4	-676,51	Гн.□180×140×7	Гн.□180×140×7	42,84	3,00	3,00	6,83	5,61	44	54	134	132	0,828	1	---	19,23 <24
Нижній пояс	Н4	763,69	Гн.□140×7	Гн.□140×7	37,24	3,00	3,00	5,44	5,44	55	55	400	400	---	0,95	20,5 <22,8	---
Розкоси	P1	284,8	Гн.□100×4	Гн.□120×5	23	2,50	2,50	4,69	3,69	64	64	400	400	---	0,95	18,5 <22,8	---
	P2	-297,5	Гн.□120×4	Гн.□120×5	23	2,50	2,50	4,69	4,69	53	53	138	138	0,831	1	---	7,9 <24
	P3	194	Гн.□80×3	Гн.□100×4	15,36	2,50	2,50	3,92	3,92	80	80	400	400	---	0,95	21 <22,8	---
	P4	-194	Гн.□100×3	Гн.□100×4	15,36	2,50	2,50	3,92	3,92	64	64	130	130	0,802	1	---	21 <24
	P5	119	Гн.□80×3	Гн.□100×4	15,36	2,50	2,50	3,92	3,92	80	80	400	400	---	0,95	20,5 <22,8	---
	P6	-117,8	Гн.□80×3	Гн.□100×4	15,36	2,50	2,50	3,92	3,92	80	80	135	135	0,686	1	---	17,8 <24
	P7	40,2	Гн.□80×3	Гн.□100×4	15,36	2,50	2,50	3,92	3,92	80	80	400	400	---	0,95	4,4 <22,8	---
	P8	-37,4	Гн.□80×3	Гн.□100×4	15,36	2,50	2,50	3,92	3,92	80	80	165	165	0,686	1	---	6,1 <24

2.3.2.4 Розрахунок зварних швів прикріплення стрижнів ферми.

Зварювання напівавтоматичне серед вуглекислого газу за ГОСТ 8050-88 зварювальним дротом марки СВ08-Г2С згідно з ГОСТ 2246-70* діаметром 2 мм.

Матеріал ферми – сталь С245, матеріал опорних фланців верхнього та нижнього поясів – сталь С245: $R_y = 24\text{кН/см}^2$.

Зварні кутові шви без оброблення кромки перерізу поясів. Для сталі С245: розрахунковий опір кутового шва зрізу (умовному) по металу шва $R_{wf} = 21,5\text{кН/см}^2$; розрахунковий опір кутового шва зрізу (умовному) по металу межі сплавлення $R_{wz} = 16,5\text{кН/см}^2$.

Розрахункові опори, що приймаються під час розрахунку по металу шва:

$$R_{wf}\beta_f\gamma_{wf} = 21,5 \cdot 0,9 \cdot 1 = 19,35\text{кН/см}^2.$$

Розрахунковий опір, що приймається при розрахунку по металу межі сплавлення: $R_{wz}\beta_z\gamma_{wz} = 16,5 \cdot 1,05 \cdot 1 = 17,33\text{кН/см}^2$.

Приймається умова розрахунку сполук металу межі сплавлення:

$$R_{wz}\beta_z\gamma_{wz} = 17,33\text{кН/см}^2 < R_{wf}\beta_f\gamma_{wf} = 19,35\text{кН/см}^2.$$

Верхній пояс (стрижень В2)

Приймаємо катет шва $k_f = 8\text{мм}$.

Перевіряємо міцність шва за формулою:

$$\sigma_w = \frac{N_{ст}}{l_w k_f} + \frac{N_{ст}e}{W_w} = \frac{662,96}{63 \cdot 0,8} + \frac{662,96 \cdot 0,30}{86,4} = 15,46\text{кН/см}^2 < R_{wz}\beta_z\gamma_{wz}\gamma_c =$$

$17,33\text{кН/см}^2$,

$$\text{де } N_{ст} = N_{B3} + \cos\alpha \cdot N_{P6} = 589,5 + \cos 47^\circ \cdot 107,71 = 662,96\text{кН/см}^2 \quad -$$

зусилля в стику;

$$l_w = 2(D_b + D) - 1 = 2 \cdot (18 + 14) - 1 = 63\text{см};$$

$e = 0,30\text{см}$ – ексцентриситет

$$W_w = \frac{2l_{wb}^2 k_f}{6} = \frac{2 \cdot 18^2 \cdot 0,8}{6} = 86,4\text{см}^3 \text{ - момент опору вертикальних зварних}$$

швів.

Міцність шва забезпечена.

Верхній пояс (стрижень В1)

Приймаємо катет шва $k_f = 8\text{мм}$.

Нормальна напруга в зварному шві, що з'єднує верхній пояс із фланцем:

$$\sigma_w = \frac{N_{B1}}{l_w k_f} = \frac{156,76}{63 \cdot 0,8} = 3,11 \text{кН/см}^2. \text{ Дотичні напруги в зварному шві } \tau_w = \frac{R_A}{l_w k_f} =$$

$$\frac{284,76}{63 \cdot 0,8} = 5,65 \text{кН/см}^2, \text{ де } R_A - \text{ опорна реакція ферми:}$$

$$R_A = \frac{(q_n + q_s)l}{2} = \frac{(6,2 + 17,53) \cdot 24}{2} = 284,76 \text{кН}.$$

Міцність шва за наведеною напругою

$$\sigma_{np} = \sqrt{\sigma_w^2 + 3 \cdot \tau_w^2} = \sqrt{3,11^2 + 3 \cdot 5,65^2} = 10,27 \text{кН/см}^2 \cdot 1,15 R_{wy} \gamma_c$$
$$= 1,15 \cdot 20,4 \cdot 1 = 23,46 \text{кН/см}^2$$

Міцність зварного шва забезпечена.

Нижній пояс (стрижень Н4)

Приймаємо катет шва $k_f = 8\text{мм}$.

Перевіряємо міцність шва за формулою: $\sigma_w = \frac{N_{H4}}{l_w k_f} = \frac{763,69}{55 \cdot 0,8} =$

$$17,3 \text{кН/см}^2 < R_{wz} \beta_z \gamma_{wz} \gamma_c = 17,33 \text{кН/см}^2$$

$$\text{де } l_w = 2(D_b + D) - 1 = 2 \cdot (14 + 14) - 1 = 55 \text{см};$$

$$\gamma_c = 1.$$

Міцність шва забезпечена.

Перевіряємо фланець на відрив у навколошовній зоні:

$$\sigma_z = \frac{N_{H4}}{1,4 \beta_f k_f l_w} = \frac{763,69}{1,4 \cdot 0,9 \cdot 0,8 \cdot 55} = 13,8 \text{кН/см}^2 < R_{th} \gamma_c = 18 \cdot 1 = 18 \text{кН/см}^2,$$

де $R_{th} = 0,5 R_u = 0,5 \cdot 36 = 18 \text{кН/см}^2$. Тут $R_u = 36 \text{кН/см}^2$ – розрахунковий опір сталі з тимчасового опору.

Умови міцності дотримуються.

Розтягнутий розкіс Р1

Приймаємо катет шва $k_f = 5\text{мм}$.

$$\text{Довжина поздовжніх швів: } b = \frac{d_b}{\sin \alpha} = \frac{120}{\sin 50^\circ} = 156,6 \text{мм}.$$

$$\text{Відношення величин: } \frac{c}{b} = \frac{2}{15,66} = 0,128 < 0,25.$$

Розрахункова довжина швів:

$$l_w = 2b + d = 2 \cdot 15,6 + 12 = 43,2 \text{ см.}$$

Нормальна напруга:

$$\sigma_w = \frac{N_{P1} \cdot \sin \alpha}{k_f l_w} = \frac{284,8 \cdot \sin 50^\circ}{0,5 \cdot 43,2} = 10,1 \text{ кН/см}^2 < R_{wy} \gamma_c = 20,4 \cdot 1 = 20,4 \text{ кН/см}^2,$$

де $R_{wy} = 0,85 R_y = 0,85 \cdot 24 = 20,4 \text{ кН/см}^2$ – розрахунковий опір стикового з'єднання за межею плинності.

Умова виконується.

Відносна напруга: $\tau_w = \frac{N_{P1} \cdot \cos \alpha}{k_f l_w} = \frac{284,8 \cdot \cos 50^\circ}{0,5 \cdot 43,2} = 8,5 \text{ кН/см}^2 < R_{ws} \gamma_c = 13,86 \cdot 1 = 13,86 \text{ кН/см}^2$, де $R_{ws} = 0,58 \frac{R_{yn}}{\gamma_m} = 0,58 \cdot \frac{24,5}{1,025} = 13,86 \text{ кН/см}^2$ – розрахунковий опір стикового з'єднання зсуву. Тут $R_{yn} = 24,5 \text{ кН/см}^2$ – нормативний опір сталі за межею плинності, $\gamma_m = 1,025$ - Коефіцієнт надійності за матеріалом.

Умова виконується.

Приведена напруга:

$$\sigma_{пр} = \sqrt{\sigma_w^2 + 3 \cdot \tau_w^2} = \sqrt{10,1^2 + 3 \cdot 8,5^2} = 17,9 \text{ кН/см}^2 < 1,15 R_{wy} \gamma_c = 1,15 \cdot 20,4 \cdot 1 = 23,46 \text{ кН/см}^2$$

Умова виконується.

2.3.3 Проектування вузлів ферми

Вузол 1. Зварні шви кріплення верхнього пояса та розкосу до надколонника розраховані раніше. Приймаємо конструктивно опорний двотавр 40К1, рисунок 2.9

Для кріплення надколонника до колони приймаємо болти М36 згідно зі СТ РЕВ 180-75.

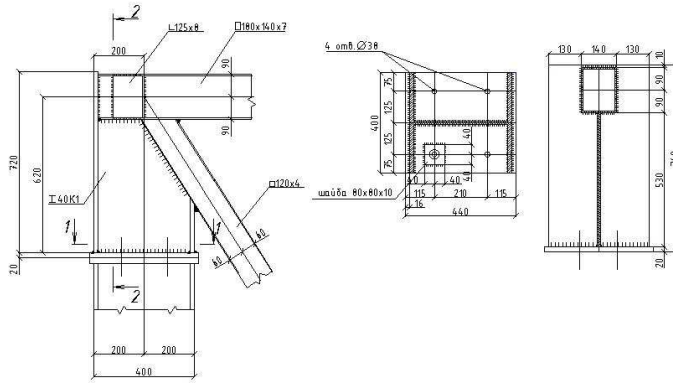


Рисунок 2.9 - Опорний вузол ферми

Вузол 2. Монтажний стик працює на стиск. Фланці приймаємо товщиною 20 мм та розмірами 300×200 мм зі сталі С245. Болти М30 класу 5.6. Болти розміщуємо так, щоб дотримувалися конструктивних вимог. Приймаємо діаметр шайб $d_{ш} = 40$ мм, діаметр отворів – 34 мм.

Перевіряємо конструктивні умови розміщення болтів, рис. 2.10

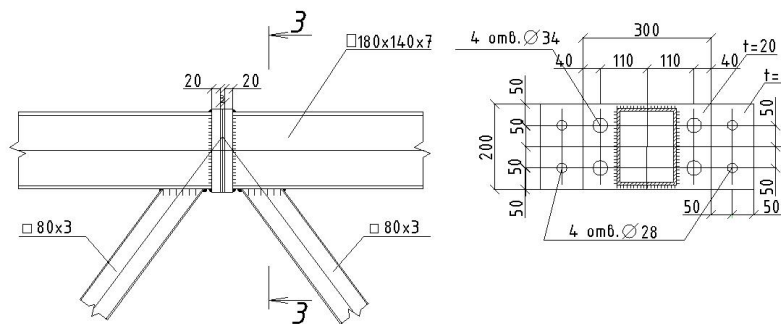


Рисунок 2.10 – Верхній монтажний вузол ферми

$$b_1 = 40\text{мм} > \frac{d_{ш}}{2} + k_f + 2\text{мм} = \frac{40}{2} + 8 + 2 = 30\text{мм};$$

$$b_1 = 40\text{мм} < 3,5d = 3,5 \cdot 30 = 105\text{мм};$$

$$b_1 = 40\text{мм} > 1,2d = 1,2 \cdot 30 = 36\text{мм};$$

$$a = 40\text{мм} > 0,8d_{ш} = 0,8 \cdot 40 = 32\text{мм};$$

$$w = \frac{200}{2} = 100\text{мм} < 4 \cdot (b_1 - k_f) = 4 \cdot (40 - 8) = 128\text{мм},$$

де b_1 - відстань від межі пояса до осі болта;

$d_{ш}$ - зовнішній діаметр шайби;

a - відстань від межі фланця до осі болта;

w - ширина фланця на один болт.

Для недопущення зсуву у фланцевому з'єднанні має виконуватися умова:

$$Q = 210,4 \leq \mu N_{ct} = 0,35 \cdot 832,56 = 232 \text{кН},$$

де Q - Умовна поперечна сила: $Q = \frac{q_s l}{2} = \frac{17,53 \cdot 24}{2} = 210,4 \text{кН};$

$\mu = 0,35$ - коефіцієнт тертя

Умова виконується.

Перевіряємо стик верхнього пояса з фланцем:

$$\sigma_w = \frac{N_{ct}}{l_w k_f} + \frac{N_{ct} e}{W_w} = \frac{662,96}{63 \cdot 0,8} + \frac{662,96 \cdot 0,30}{84,8} = 15,495 \text{кН/см}^2 < R_{wz} \beta_z \gamma_{wz} \gamma_c$$

$$= 17,33 \text{кН/см}^2$$

Міцність шва забезпечена.

Вузол 3. Розраховуємо фланцеве з'єднання нижнього пояса. Зусилля, що розтягує $N = 763,68 \text{кН}.$

Приймаємо високоміцні болти М30 із сталі 40Х «Селект». Діаметр шайб $d_{ш} = 40 \text{мм}$, діаметр отворів – 34 мм. Товщина фланців 30 мм.

Площа перетину болта $A_{bn} = 5,60 \text{см}^2.$

Розрахунковий опір розтягуванню високоміцного болта:

$$R_{bh} = 0,7 R_{bun} = 0,7 \cdot 95 = 66,5 \text{кН/см}^2,$$

де $R_{bun} = 95 \text{кН/см}^2$ -нормативний опір сталі болта.

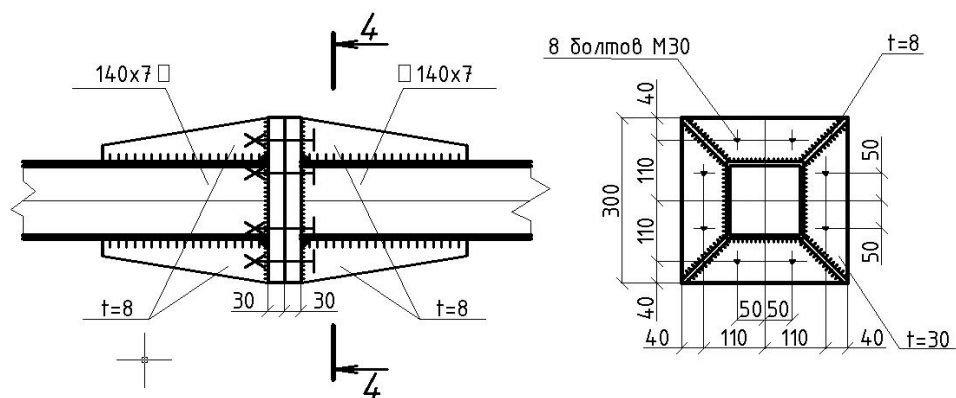


Рисунок 2.11 Нижній монтажний вузол ферми

Міцність з'єднання забезпечена, якщо виконується умова: $N \leq n \cdot N_1 + \sum_1^n N_j$, де $N_1 = 0,9 R_{bh} A_{bn} = 0,9 \cdot 66,5 \cdot 5,6 = 335,16 \text{кН};$

N_j - Розрахункове зусилля на j -й болт зовнішньої зони, рівне

$$N_j = \min(N_{bj}, N_{fj}).$$

Тут N_{bj} - Розрахункове зусилля на j -й болт, що визначається з умови міцності з'єднання по болтах:

$$N_{bj} = (\alpha - \beta \lg \chi) R_{bh} A_{bn} = (0,388 - 0,257 \cdot \lg 1,852) \cdot 66,5 \cdot 5,6 = 118,88 \text{ кН}$$

Тут $\alpha = 0,388$ і $\beta = 0,257$ - Коефіцієнти, що приймаються залежно від відносини $\frac{t_{\text{фл}}}{d_b} = \frac{30}{30} = 1$;

χ - параметр жорсткості болта, що визначається за формулою:

$$\chi = \frac{d_b^2 \left(\frac{b}{t_{\text{фл}}} \right)^3}{\omega (t_{\text{фл}} + 0,5 \cdot d_b)} = \frac{3^2 \cdot \left(\frac{4,2}{2} \right)^3}{10 \cdot (3 + 0,5 \cdot 3)} = 1,852,$$

$b = b_1 - k_f = 50 - 8 = 42 \text{ мм}$ – відстань між віссю болта та краєм зварного шва.

N_{fj} - розрахункове зусилля на j -й болт, що визначається з умови міцності фланця на вигин:

$$N_{fj} = 1,3 \frac{1 + \frac{1}{\mu}}{\mu} \cdot R_{bh} A_{bn} = 1,3 \cdot \frac{1 + \frac{1}{3,128}}{3,128} \cdot 66,5 \cdot 5,6 = 266,28 \text{ кН},$$

де μ - параметр, що визначається за [7, табл. 81];

$$\mu = \frac{5,4 \cdot R_{bh} A_{bn} b}{R_y w t^2} = \frac{5,4 \cdot 66,5 \cdot 5,6 \cdot 4,2}{30 \cdot 10 \cdot 3^2} = 3,128.$$

$$N = 763,68 < n \cdot N_1 + \sum_1^n N_j = 8 \cdot 335,16 + 8 \cdot 118,88 = 3632,32 \text{ кН}.$$

Міцність з'єднання забезпечена.

Перевіряємо з'єднання на зусилля, що зсуває. Контактне зусилля на зсув:

$$V = R_{bh} A_{bn} - 1,2 N_{bj} = 66,5 \cdot 5,6 - 1,2 \cdot 118,88 = 229,74 \text{ кН}.$$

Поперечна сила:

$$Q_{\text{ef}} = 0,1 \mu N = 0,1 \cdot 0,25 \cdot 763,68 = 19,1 \text{ кН}.$$

Перевіряємо умову:

$$Q = Q_{\text{ef}} = 19,1 < \mu n V = 0,25 \cdot 4 \cdot 229,74 = 229,74 \text{ кН}.$$

Міцність забезпечена.

Вузол 5.

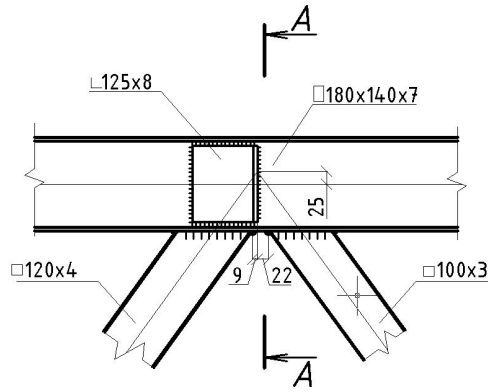


Рис 2.12 Проміжний вузол ферми

При проектуванні примикання розкосів до пояса ферми перетин їх осей зміщується з осі пояса на величину e . Це робиться з метою виконання необхідного зазору між «шкарпетками» розкосів. Згинальний момент, що виникає від позacentрового застосування навантаження, допускається не враховувати при величині ексцентриситету e не більше 0,25 висоти перерізу пояса.

Перевіримо міцність вузла ферми. Величина кутів нахилу розкосів $\alpha = 36^\circ$.

Визначаємо проєкції висот розкосів на пояс:

$$b_1 = \frac{d_{b1}}{\sin\alpha} = \frac{120}{\sin 36^\circ} = 204,2 \text{ мм}; \quad b_2 = \frac{d_{b2}}{\sin\alpha} = \frac{100}{\sin 36^\circ} = 170,1 \text{ мм}.$$

Величина зазору між полицями розкосів $2c = 31 \text{ мм}$.

$$\frac{c}{b_1} = \frac{15,5}{204,2} = 0,08 < 0,25 \quad \frac{c}{b_2} = \frac{15,5}{170,1} = 0,09 < 0,25$$

$$\frac{d_1}{D} = \frac{120}{180} = 0,67 < 0,9; \quad \frac{d_2}{D} = \frac{100}{180} = 0,56 < 0,9.$$

Визначаємо несучу здатність:

Для стисненого розкосу P2

$$P_0 = \frac{R_y t_{d1} (b_1 + c + \sqrt{2Df_1})}{f_1 (0,4 + 1,8 \frac{c}{b_1})} = \frac{24 \cdot 0,7^2 (20,42 + 1,55 + \sqrt{2 \cdot 18 \cdot 3})}{3 \cdot (0,4 + 1,8 \cdot \frac{1,55}{20,42})} = 236,4 \text{ кН},$$

$$\text{де } f_1 = \frac{D - d_1}{2} = \frac{180 - 120}{2} = 30 \text{ мм}.$$

Для розтягнутого розкосу P3

$$P_0 = \frac{R_y t_{d2} (b_2 + c + \sqrt{2Df_2})}{f_2 (0,4 + 1,8 \frac{c}{b_2})} = \frac{24 \cdot 0,7^2 (17,01 + 1,55 + \sqrt{2 \cdot 18 \cdot 4})}{4 \cdot (0,4 + 1,8 \cdot \frac{1,55}{17,01})} = 159,3 \text{ кН},$$

$$\text{де } f_2 = \frac{D - d_2}{2} = \frac{180 - 100}{2} = 40 \text{ мм}.$$

Несуча здатність вузла вважається забезпеченою для кожного елемента, що розраховується окремо, якщо виконуються умови: $\frac{P'}{P_0} \leq \gamma_c \gamma_v$,

де P' – проекція зусилля в елементі (розкосі або стійці), що примикає до пояса, але перпендикулярна до його осі: $P' = N_d \sin \alpha$;

γ_v – коефіцієнт, що враховує вид напруженого стану пояса; $\gamma_v = 1$ при розтягуванні або при стисканні, якщо виконується умова: $\frac{\sigma_f}{R_y} \leq 0,5$,

$$\gamma_v = 1,5 - \left| \frac{\sigma_f}{R_y} \right| \text{ при } \left| \frac{\sigma_f}{R_y} \right| > 0,5 [6, \text{ стор.171}]. \text{ Тут } \sigma_f = \frac{N_f}{A_f}.$$

N_d, N_f – Зусилля відповідно в розкосі та поясі.

Несуча здатність стрижня Р2 на продавлювання (оскільки розкіс стиснутий):

$$\sigma_f = \frac{N_f}{A_f} = \frac{170,58}{42,84} = 3,98 \text{кН/см}^2.$$

$$\frac{\sigma_f}{R_y} = \frac{3,98}{24} = 0,17 < 0,5, \text{ отже } \gamma_v = 1.$$

$$P' = N_d \sin \alpha = 279,51 \cdot \sin 36^\circ = 164,29 \text{кН};$$

$$\frac{P'}{P_0} = \frac{164,29}{236,4} = 0,69 < \gamma_c \gamma_v = 1 \cdot 1 = 1.$$

Умова виконується.

Несуча здатність стрижня Р3 на виривання (оскільки розкіс розтягнутий):

$$\sigma_f = \frac{N_f}{A_f} = \frac{454,98}{42,84} = 10,62 \text{кН/см}^2.$$

$$\frac{\sigma_f}{R_y} = \frac{10,62}{24} = 0,442 < 0,5, \text{ отже } \gamma_v = 1.$$

$$P' = N_d \sin \alpha = 194,01 \cdot \sin 36^\circ = 114 \text{кН};$$

$$\frac{P'}{P_0} = \frac{114}{159,3} = 0,72 < \gamma_c \gamma_v = 0,95 \cdot 1 = 0,95$$

Умова виконується.

Міцність межі пояса забезпечена.

Виконуємо перевірку місцевої стійкості бічних граней пояса під стислим розкосом.

При співвідношенні:

$$\frac{D_b}{t} = \frac{180}{7} = 25,7$$

коефіцієнт $k = 1$ по, тоді $k\gamma_v R_y \gamma_c = 1 \cdot 1 \cdot 24 \cdot 1 = 24 \text{ кН/см}^2$;

$$\sigma = \frac{P'}{2tb_1} = \frac{164,29}{2 \cdot 0,7 \cdot 20,42} = 5,7 \text{ кН/см}^2 < 24 \text{ кН/см}^2.$$

Стійкість бічних граней пояса забезпечена.

Проводимо перевірку бічних граней стиснутого розкосу на стійкість.

$$\frac{d_b}{t} = \frac{120}{4} = 30; k = 1.$$

Повинна виконуватись умова: $N_d \leq \frac{\gamma_c \gamma_d k R_{yd} A_d}{1 + 0,013 D/t}$,

де γ_d - коефіцієнт впливу знака зусилля в примикаючому елементі, що приймається рівним 1,2 при розтягуванні і 1,0 - в інших випадках.

$$N_d = 279,51 \text{ кН} \leq \frac{\gamma_c \gamma_d k R_y A_d}{1 + 0,013 D/t} = \frac{1 \cdot 1 \cdot 24 \cdot 18,56}{1 + 0,013 \cdot \frac{12}{0,6}} = 320,46 \text{ кН}.$$

Умова місцевої стійкості бічних граней виконується.

Проводимо перевірку місцевої стійкості бічних граней розтягнутого розкосу.

$$\frac{d_b}{t} = \frac{100}{3} = 33,3; k = 1.$$

$$N_d = 194,01 \text{ кН} \leq \frac{\gamma_c \gamma_d k R_y A_d}{1 + 0,013 D/t} = \frac{0,95 \cdot 1,2 \cdot 1 \cdot 24 \cdot 11,64}{1 + 0,013 \cdot \frac{10}{0,6}} = 222,19 \text{ кН}$$

Умова виконується.

Вузол 6.

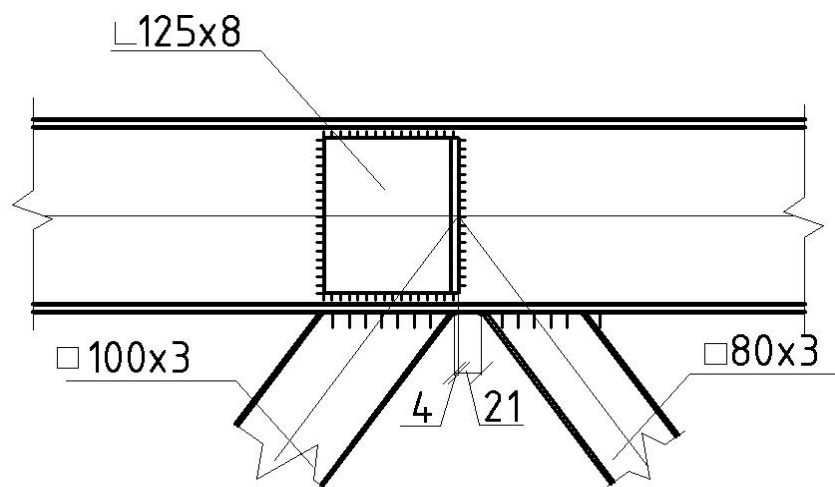


Рис 2.13 Проміжний вузол ферми

Розрахунок проводимо аналогічно до розрахунку вузла 4.

Величина кутів нахилу розкосів $\alpha = 36^\circ$.

Визначаємо проєкції висот розкосів на пояс:

$$b_1 = \frac{d_{b1}}{\sin\alpha} = \frac{100}{\sin 36^\circ} = 170,1 \text{ мм}; \quad b_2 = \frac{d_{b2}}{\sin\alpha} = \frac{80}{\sin 36^\circ} = 136,1 \text{ мм}.$$

Величина зазору між полицями розкосів $2c = 25 \text{ мм}$.

$$\frac{c}{b_1} = \frac{12,5}{170,1} = 0,07 < 0,25, \quad \frac{c}{b_2} = \frac{12,5}{136,1} = 0,09 < 0,25$$

$$\frac{d_1}{D} = \frac{100}{180} = 0,556 < 0,9; \quad \frac{d_2}{D} = \frac{80}{180} = 0,444 < 0,9.$$

Визначаємо несучу здатність:

Для стисненого розкосу Р4

$$P_0 = \frac{R_y t_{d1} (b_1 + c + \sqrt{2Df_1})}{f_1 (0,4 + 1,8 \frac{c}{b_1})} = \frac{24 \cdot 0,7^2 (17,01 + 1,25 + \sqrt{2 \cdot 18 \cdot 4})}{4 \cdot (0,4 + 1,8 \cdot \frac{1,25}{17,01})} = 167,14 \text{ кН},$$

$$\text{де } f_1 = \frac{D - d_1}{2} = \frac{180 - 100}{2} = 40 \text{ мм}.$$

Для розтягнутого розкосу Р5

$$P_0 = \frac{R_y t_{d2} (b_2 + c + \sqrt{2Df_2})}{f_2 (0,4 + 1,8 \frac{c}{b_2})} = \frac{24 \cdot 0,7^2 (13,61 + 1,55 + \sqrt{2 \cdot 18 \cdot 5})}{5 \cdot (0,4 + 1,8 \cdot \frac{1,55}{13,61})} = 117,6 \text{ кН},$$

$$\text{де } f_2 = \frac{D - d_2}{2} = \frac{180 - 80}{2} = 50 \text{ мм}.$$

Несуча здатність стрижня Р4 на продавлювання (оскільки розкіс стиснутий):

$$\sigma_f = \frac{N_f}{A_f} = \frac{454,98}{42,84} = 10,62 \text{ кН/см}^2. \quad \frac{\sigma_f}{R_y} = \frac{10,62}{24} = 0,442 < 0,5, \text{ отже } \gamma_v = 1.$$

$$P' = N_d \sin\alpha = 194,08 \cdot \sin 36^\circ = 114 \text{ кН}; \quad \frac{P'}{P_0} = \frac{114}{167,14} = 0,682 < \gamma_c \gamma_v = 1 \cdot 1 =$$

1.

Умова виконується.

Несуча здатність стрижня Р5 на виривання (оскільки розкіс розтягнутий):

$$\sigma_f = \frac{N_f}{A_f} = \frac{643,7}{42,84} = 15,0 \text{ кН/см}^2.$$

$$\frac{\sigma_f}{R_y} = \frac{15,0}{24} = 0,625 < 0,5, \text{ отже } \gamma_v = 1.$$

$$P' = N_d \sin \alpha = 119,1 \cdot \sin 36^\circ = 70 \text{ кН}; \quad \frac{P'}{P_0} = \frac{70}{117,6} = 0,595 < \gamma_c \gamma_v = 0,95 \cdot 1 = 0,95$$

Умова виконується.

2.3.3 Розрахунок та конструювання стрижня колони.

Зусилля у колонах визначено за допомогою автоматизованого проектно-обчислювального комплексу SCAD. $M = 23,99 \text{ кНм}$, $N = -279,86 \text{ кН}$

Матеріал колони сталь С255 з $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$ при t листового прокату 10...20 мм.

Зварювання напівавтоматичне - серед вуглекислого газу, зварювальний дріт СВ-08Г2С.

Визначення розрахункових довжин колон:

$$l_{ef,x} = \mu_x l_x = 2 \cdot 8,87 = 17,74 \text{ м}, \quad l_{ef,y} = \mu_y l_y = 1 \cdot 8,87 = 8,87 \text{ м}, \quad \text{де } \mu_x \text{ і } \mu_y -$$

Коефіцієнти приведення довжини .

Підбір перерізу колони:

Попередньо поставимо висоту перерізу колони $h = 300 \text{ мм} > (1/30)H$

За формулою знаходимо:

$$\bar{\lambda}_x = \frac{l_{ef,x}}{0,42h} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{1774}{0,42 \cdot 30} \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 4,81$$

$$m_{ef} = 1,25 \cdot \frac{M_x}{N \cdot 0,35h} = 1,25 \cdot \frac{23,99 \cdot 10^2}{279,86 \cdot 0,35 \cdot 30} = 1,02$$

Попередньо задаємося гнучкістю колони $\lambda = 100$. Тоді $\phi = 0,542$.

$$\text{Необхідна площа перерізу колони: } A_{\text{тр}} = \frac{N}{\phi R_y \gamma_c} = \frac{279,86}{0,542 \cdot 24 \cdot 1} = 21,5 \text{ см}^2.$$

Приймаємо колонний двотавр 26К1: $A = 75,77 \text{ см}^2$; $i_x = 10,02 \text{ см}$; $i_y = 6,04 \text{ см}$; $W_x = 661 \text{ см}^3$.

Перевіримо стійкість призначеного перерізу

$$\bar{\lambda}_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{1774}{10,02} \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 6,04$$

$$m = \frac{M_X}{N} \cdot \frac{A}{W_x} = \frac{23,79 \cdot 10^2}{279,86} \cdot \frac{75,77}{661} = 0,974$$

$$\text{При } A_f/A_w = 240 \cdot 12/[(230 - 2 \cdot 12) \cdot 8] = 1,748$$

Коефіцієнт впливу форми перерізу обчислюємо за формулою

$$\eta = (1,90 - 0,1m) - 0,02 \cdot (6 - m) \cdot \bar{\lambda}_x$$

$$= (1,90 - 0,1 \cdot 0,974) - 0,02 \cdot (6 - 0,974) = 1,7$$

$$m_{\text{ef}} = \eta \cdot m = 1,7 \cdot 0,974 = 1,66 \text{ тоді } \varphi_e = 0,273$$

$$\frac{N}{\varphi_e A R_y \gamma_c} = \frac{279,86}{0,273 \cdot 75,77 \cdot 24 \cdot 1} = 0,564$$

Стійкість колони у площині рами забезпечена.

Гранична гнучкість стрижня колони

$$\lambda_{\text{lim}} = 180 - 60\alpha = 180 - 60 \cdot 0,564 = 146,16, \text{ де } \alpha = \frac{N}{\varphi_e A R_y \gamma_c} = 0,564 < 1$$

Перевіримо колону за граничною гнучкістю:

$$\text{Щодо осі } x - \lambda_x = \frac{l_{\text{ef},x}}{i_x} = \frac{17,74 \cdot 10^2}{10,02} = 177,05 > \lambda_{\text{lim}} = 146,16$$

$$\text{Щодо осі } y - \lambda_y = \frac{l_{\text{ef},y}}{i_y} = \frac{8,87 \cdot 10^2}{6,04} = 146,8543 > \lambda_{\text{lim}} = 146,16$$

Так як гнучкість стрижня з площини в площині рами більша за граничну, приймаємо двотавр 40К1.

$$A = 108,0 \text{ см}^2; i_x = 12,95 \text{ см}; i_y = 7,50 \text{ см}; W_x = 1223 \text{ см}^3.$$

$$\bar{\lambda}_x = \frac{l_{\text{ef},x}}{i_x} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{1774}{12,95} \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 4,68$$

$$m = \frac{M_X}{N} \cdot \frac{A}{W_x} = \frac{23,79 \cdot 10^2}{279,86} \cdot \frac{108,0}{1223} = 0,751. \text{ При } \frac{A_f}{A_w} = \frac{81}{27} = 3.$$

Коефіцієнт впливу форми перерізу обчислюємо за формулою

$$\eta = (1,90 - 0,1m) - 0,02 \cdot (6 - m) \cdot \bar{\lambda}_x$$

$$= (1,90 - 0,1 \cdot 0,751) - 0,02 \cdot (6 - 0,751) = 1,72$$

$$m_{\text{ef}} = \eta \cdot m = 1,72 \cdot 0,751 = 1,292 \text{ тоді } \varphi_e = 0,309$$

$$\alpha = \frac{N}{\varphi_e A R_y \gamma_c} = 0,454$$

$$\lambda_{\text{lim}} = 180 - 60\alpha = 180 - 60 \cdot 0,454 = 152,76$$

Перевіримо колону за граничною гнучкістю:

$$\text{Щодо осі } x - \lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{17,74 \cdot 10^2}{12,95} = 136,99 < \lambda_{lim} = 146,16$$

$$\text{Щодо осі } y - \lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{8,87 \cdot 10^2}{7,50} = 118,27 < \lambda_{lim} = 146,16$$

Перевірка стійкості стрижня колони із площини дії моменту

Максимальний момент $M = 23,99 \text{ кНм}$

$$m_x = M \cdot A / (N \cdot W_x) = 23,99 \cdot 10^2 \cdot 108,0 / (279,86 \cdot 1223) = 0,88$$

$$\lambda_c = 3,14 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 3,14 \cdot \sqrt{\frac{20600}{24}} = 91,99; \varphi_c = 0,598$$

$$\alpha = 0,65 + 0,05m_x = 0,65 + 0,05 \cdot 0,88 = 0,694; \lambda_y = 132,4, \varphi_c = 0,305$$

$$\beta = \sqrt{\frac{\varphi_c}{\varphi_y}} = \sqrt{\frac{0,598}{0,305}} = 1,4$$

$$c = \beta / (1 + \alpha \cdot m_x) = 1,4 / (1 + 0,694 \cdot 0,88) = 0,749 < c_{max} = 0,758 \quad \text{тут}$$

c_{max} визначено за формулою $\rho = (I_x + I_y) / (A \cdot \bar{h}^2) = (10299,99 + 3517) / 83,08 \cdot (25,5 \cdot 1,2)^2 = 0,2816$

$$\mu = \frac{2 + 0,156 \cdot I \cdot \lambda_y^2}{A \cdot \bar{h}^2} = \frac{2 + 0,156 \cdot 44,56 \cdot 132,4^2}{83,08 \cdot 30,6^2} = 1,6$$

$$\delta = \frac{4 \cdot \rho}{\mu} = \frac{4 \cdot 0,2816}{1,6} = 0,704$$

$$\begin{aligned} c_{max} &= \frac{2}{\left[1 + \delta + \sqrt{(1 - \delta^2 + \frac{16}{\mu} \cdot \left(\frac{M_x}{N\bar{h}}\right)^2} \right]} \\ &= \frac{2}{\left[1 + 0,704 + \sqrt{(1 - 0,704^2 + \frac{16}{1,6} \cdot \left(\frac{23,99 \cdot 10^2}{279,86 \cdot 30,6}\right)^2} \right]} \\ &= 0,758 \frac{N}{c\varphi_y A R_y} = \frac{279,86}{0,749 \cdot 0,305 \cdot 83,08 \cdot 24} = 0,614 \end{aligned}$$

Всі перевірки виконані, остаточно приймаємо рішення щодо можливості використання двотавра 40К1 як стрижня колони.

2.3.4 Конструювання оголовка колони

Строгану опорну плиту завтовшки $t_{pl} = 30\text{мм}$ приварюємо до фрезерованого торця стрижня колони кутовими швами з катетом. $k_f = k_{f\min} = 12\text{мм}$. Розміри плити у плані $400 \times 440\text{ мм}$.

Як надколонник приймаємо двутавр 40К1. Висота двотавра складає 820 мм .

Перевіримо міцність стінки двотавра на зминання.

Товщина стінки $s = 11\text{мм}$, ширина спирання $b = 400\text{мм}$. Розрахункова довжина поверхні стінки, що зминається: $l_{ef} = b + 2t_{pl} = 400 + 2 \cdot 30 = 460\text{мм}$.

$$\sigma_p = \frac{1,2R_A}{A_p} = \frac{1,2 \cdot 311,60}{506} = 0,73 \text{ кН/см}^2 < R_p \gamma_c = 36 \cdot 1 = 36 \text{ кН/см}^2,$$

де $A_p = 46 \cdot 11 = 506\text{см}^2$ – площа поверхні, що зминається.

Умова міцності виконується.

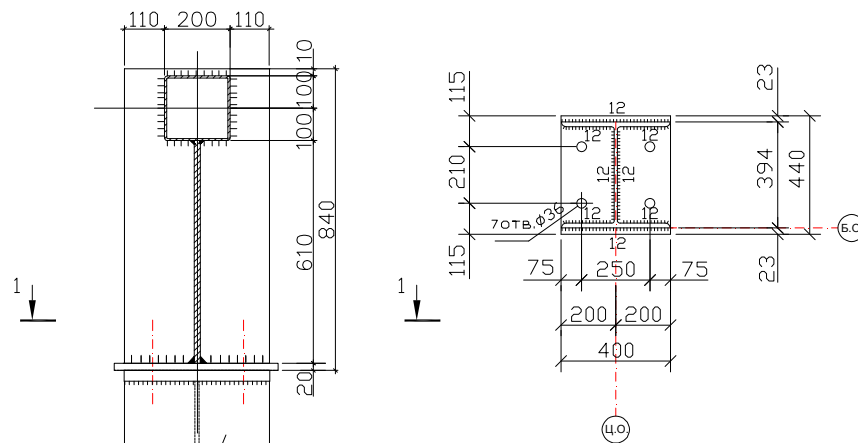


Рисунок 2.14 - Оголовок колони 40К1

2.3.5 Розрахунок та конструювання бази колони

Розрахунок опорної плити. Приймаємо бетон фундаменту класу В10. Розрахунковий опір бетону осьовому стиску $R_b = 0,6\text{кН/см}^2$. У розрахунках прийматимемо розрахунковий опір бетону зім'яттю, що визначається за формулою:

$$R_{b,\text{loc}} = \alpha \phi_b R_b = 1 \cdot 1,2 \cdot 0,6 = 0,72\text{кН/см}^2$$

де $\alpha = 1$ для бетону класу нижче В25;

ϕ_b орієнтовно приймаємо рівним

З'єднання колон з фундаментом - тверде, внаслідок чого приймаємо основу колони у вигляді плоскої опорної плити. Навантаження передаватиметься на фундамент через фрезерований торець колони.

Матеріал опорної плити – сталь С245: $R_y = 23 \text{кН/см}^2$ при товщині прокату 21...30 мм.

Задаємося шириною плити

$B = b_f + 2c = 40 + 2 \cdot 15 = 70 \text{см}$, де b_f - Ширина полиці двотавра 40К1;

$c = 150 \text{мм}$ - звисання основи.

Приймаємо ширину плит $B = 70 \text{см}$.

З умови $\sigma_{\max} \leq R_{b,\text{loc}}$ отримаємо довжину плити:

$$L = \frac{N}{2 \cdot B \cdot R_{b,\text{loc}}} + \sqrt{\left(\frac{N}{2 \cdot B \cdot R_{b,\text{loc}}}\right)^2 + \frac{6M}{BR_{b,\text{col}}}} =$$
$$\frac{279,86}{2 \cdot 70 \cdot 0,72} + \sqrt{\left(\frac{279,86}{2 \cdot 70 \cdot 0,72}\right)^2 + \frac{6 \cdot 23,99 \cdot 10^2}{70 \cdot 0,72}} = 32,88$$

Мінімальна довжина плити:

$L_{\min} = h + 2c = 39,3 + 2 \cdot 15 = 69,3 \text{см}$, де h - Висота двотавра 40К1.

Приймаємо довжину опорної плити $L = 70 \text{см}$.

Максимальна напруга в бетоні під опорною плитою:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{BL} + \frac{6M}{BL^2} = \frac{279,86}{70 \cdot 70} + \frac{6 \cdot 23,99 \cdot 10^2}{70 \cdot 70^2} = 0,195 \text{кН/см}^2 < R_{b,\text{loc}} = 0,72 \text{кН/см}^2.$$

Мінімальна напруга:

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{BL} - \frac{6M}{BL^2} = \frac{279,86}{70 \cdot 70} - \frac{6 \cdot 23,99 \cdot 10^2}{70 \cdot 70^2} = -0,057 \text{кН/см}^2$$

Відстань від краю плити до точки з нульовими напругами:

$$x = \frac{|\sigma_{\min}| \cdot L}{|\sigma_{\max}| + |\sigma_{\min}|} = \frac{0,057 \cdot 70}{0,057 + 0,195} = 15,83 \text{см}.$$

Напруга в перерізі по внутрішній межі полиці двотавра:

$$\sigma_1 = \sigma_{\max} \cdot \frac{273}{273+98} = 0,195 \cdot \frac{273}{371} = 0,143 \text{кН/см}^2.$$

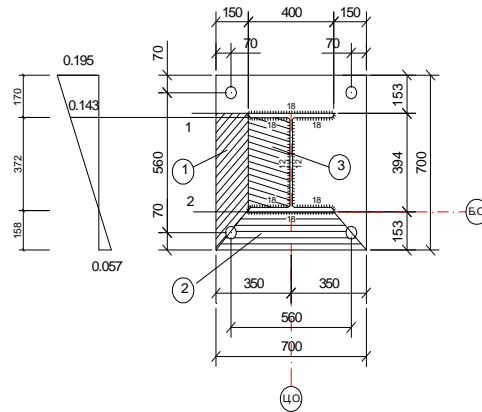


Рисунок 2.16 – До розрахунку опорної плити

Для визначення товщини плити розбиваємо опорну плиту на ділянки (рисунок 2.13) та визначаємо згинальний момент у кожній ділянці.

Ділянка 1.

$$\text{Площа ділянки: } A_1 = 39,4 \cdot 15 + 2 \cdot \frac{15 \cdot 15,3}{2} = 820,5 \text{ см}^2.$$

$$c_1 = \frac{S_1}{A_1} = \frac{\frac{39,4 \cdot 15^2}{2} + 2 \cdot 15,3 \cdot 15 \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot 15}{820,5} = 8,2 \text{ см}$$

$$\text{Згинальний момент: } M_1 = \sigma_{\max} A_1 c_1 = 0,195 \cdot 820,5 \cdot 8,2 = 1312 \text{ кН}\cdot\text{см.}$$

Товщина плити:

$$t_{pl} = \sqrt{\frac{6M_1}{hR_y\gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 1312}{39,4 \cdot 23 \cdot 1,2}} = 2,69 \text{ см.}$$

Ділянка 2

$$\text{Площа ділянки: } A_2 = 40 \cdot 15,3 + 2 \cdot \frac{15 \cdot 15,3}{2} = 841,5 \text{ см}^2.$$

$$c_2 = \frac{S_2}{A_2} = \frac{\frac{40 \cdot 15,3^2}{2} + 2 \cdot 15 \cdot 15,3 \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot 15,3}{841,5} = 8,35 \text{ см.}$$

Згинальний момент:

$$M_1 = \sigma_{\max} A_2 c_2 = 0,195 \cdot 841,5 \cdot 8,35 = 1370,17 \text{ кН}\cdot\text{см.}$$

$$\text{Товщина плити: } t_{pl} = \sqrt{\frac{6M_1}{hR_y\gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 1370,17}{40 \cdot 23 \cdot 1,2}} = 2,72 \text{ см.}$$

Ділянка 3.

Ця ділянка є опертою на три канти (рисунок 2.13). відношення закріпленої сторони пластини до вільної $b_1/a_1 = 194,5/394 = 0,482 < 0,5$. Отже, ділянка розраховується як консольна одинична ширина з вильотом b_1 :

$$M_3 = \frac{\sigma_1 b_1^2}{2} = \frac{0,143 \cdot 19,45^2}{2} = 27,05 \text{кН}.$$

$$\text{Товщина плити: } t_{\text{pl}} = \sqrt{\frac{6M_3}{R_y \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 27,05}{23 \cdot 1,2}} = 2,42 \text{см}.$$

Задаємося товщиною плити $t_{\text{pl}} = 32 \text{мм}$.

Перевіримо міцність перерізу 1-1 (рисунок 2.12):

$$Q_{1-1} = \sigma_{\text{max}} s = 0,195 \cdot 70 \cdot 15,3 = 208,85 \text{кН};$$

$$M_{1-1} = 372 \cdot 15,3/2 = 2845,8 \text{кН} \cdot \text{см}.$$

Нормальна напруга:

$$\sigma_x = \frac{M_{1-1}}{W_{\text{pl}}} = \frac{6M_{1-1}}{B t_{\text{pl}}^2} = \frac{6 \cdot 2845,8}{70 \cdot 3,2^2} = 23,82 \text{кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 23 \cdot 1,2 =$$

27,6 кН/см².

$$\text{Дотичні напруги: } \tau_{xy} = \frac{Q_{1-1}}{B t_{\text{pl}}} = \frac{208,85}{70 \cdot 3,2} = 0,93 \text{кН/см}^2.$$

Перевірка за наведеною напругою:

$$\sigma_{\text{ef}} = \sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{xy}^2} = \sqrt{23,82^2 + 3 \cdot 0,93^2} = 23,87 \text{кН/см}^2 < 1,15 R_y \gamma_c =$$

$$1,15 \cdot 23 \cdot 1,2 = 31,74 \text{кН/см}^2$$

Міцність перерізу забезпечена.

2.3.6 Розрахунок анкерних болтів

Розрахунок анкерних болтів, що прикріплюють опорну плиту до фундаменту, перевіряємо на зусилля: $N_{\text{min}} = -135,84 \text{кН}$; $M_{\text{соотв.}} = -73,06 \text{кН} \cdot \text{м}$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N}{BL} + \frac{6M}{BL^2} = \frac{135,84}{70 \cdot 70} + \frac{6 \cdot 73,06 \cdot 10^2}{70 \cdot 70^2} = 0,156 \text{кН/см}^2;$$

$$\sigma_{\text{min}} = \frac{N}{BL} - \frac{6M}{BL^2} = \frac{135,84}{70 \cdot 70} - \frac{6 \cdot 73,06 \cdot 10^2}{70 \cdot 70^2} = -0,1 \text{кН/см}^2;$$

$$x = \frac{|\sigma_{\text{max}}| \cdot L}{|\sigma_{\text{max}}| + |\sigma_{\text{min}}|} = \frac{0,156 \cdot 70}{0,156 + 0,1} = 42,66 \text{см}.$$

Зусилля в анкерних болтах:

$$z = \frac{M - Nb}{y} = \frac{73,06 \cdot 10^2 - 135,84 \cdot 19,7}{51,7} = 89,55 \text{кН}.$$

Приймаємо болти зі сталі ВСт3кп2. Розрахунковий опір зрізу таких болтів, згідно з [7, табл. 60*], $R_{ba} = 18,5 \text{ кН/см}^2$.

$$\text{Необхідна площа болта: } A_b = \frac{z}{R_{ba}} = \frac{89,55}{18,5} = 4,84 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 4 болти $\varnothing 27$ мм.

$$\text{Площа одного болта } A_{bh} = 4,27 \text{ см}^2.$$

Перевіримо міцність перерізу 2-2:

$$Q_{2-2} = z = 89,55 \text{ кН}; M_{2-2} = Q_{2-2} \cdot 5,3 = 89,55 \cdot 5,3 = 474,62 \text{ кН}\cdot\text{см}.$$

Нормальна напруга:

$$\sigma_x = \frac{M_{2-2}}{W} = \frac{6M_{2-2}}{2 \cdot 11,85 \cdot t_{pl}^2} = \frac{6 \cdot 474,62}{2 \cdot 11,85 \cdot 3,2^2} = 11,73 \text{ кН/см}^2 \ll R_y \gamma_c = 23 \cdot 1,2 = 27,6$$

$$\text{Дотичні напруги: } \tau_{xy} = \frac{Q_{2-2}}{2 \cdot 11,85 \cdot t_{pl}} = \frac{89,55}{2 \cdot 11,85 \cdot 3,2} = 1,18 \text{ кН/см}^2.$$

Перевірка за наведеною напругою:

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{xy}^2} = \sqrt{11,73^2 + 3 \cdot 1,18^2} = 11,91 \text{ кН/см}^2 < 1,15 R_y \gamma_c =$$

$1,15 \cdot 23 \cdot 1,2 = 31,74 \text{ кН/см}^2$ Міцність перерізу забезпечена.

РОЗДІЛ 3. ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

3.1. Оцінка інженерно-геологічних умов будівництва

На основі таблиці 3.1 необхідно зробити висновок про придатність певного шару як природньої основи.

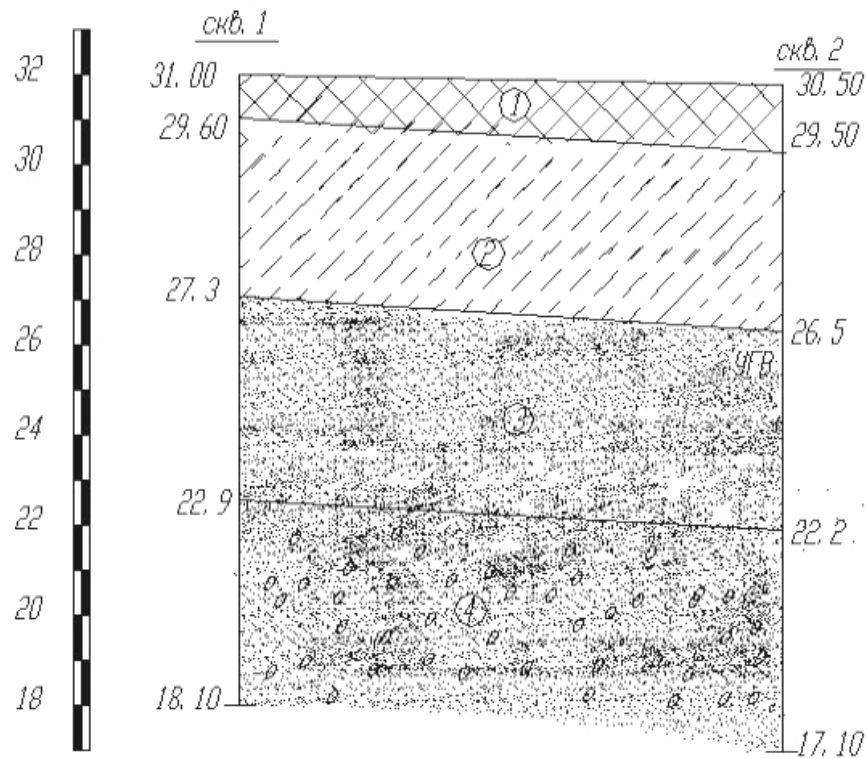


Рисунок 3.1 – Інженерно-геологічний розріз

3.2 Розрахунок та конструювання фундаменту мілкового закладення

3.2.1 Збирання навантажень на фундамент

Навантаження на фундамент визначено за допомогою автоматизованого проектно-обчислювального комплексу SCAD.

Навантаження визначено за найбільш несприятливими комбінаціями завантажень: постійна (коефіцієнт поєднань $\psi = 1$); снігова та вітрова.

3.2.2 Визначення глибини закладання фундаменту, виходячи з конструктивних вимог

$d_f = k_n \cdot d_{fn}$, де d_f - розрахункова глибина закладення фундаменту, d_{fn} - нормативна глибина сезонного промерзання, k_n - Коефіцієнт, що враховує вплив теплового режиму будівлі.

$d_{fn} = d_0 \cdot \sqrt{M_t}$, де $d_0=0,28$ – для супісків, пісків дрібних та пилюватих.

$$\sqrt{|M_t|} = \sqrt{|-4,2| + |-7,8| + |-10,5| + |-10,8| + |-6,9| + |-1,6|} = 6,460\text{C}$$

- Сума негативних температур за зимовий період.

$$d_{fn} = 0,28 \cdot 6,46 = 1,8\text{м} \quad d_f = d_{fn} k_n = 1,8 \cdot 0,6 = 1,1\text{м}$$

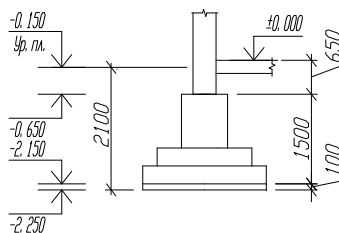


Рисунок 3.2 – До визначення конструктивної глибини закладання фундаменту

Глибина закладання фундаменту, виходячи з конструктивних вимог,

$$d = 1,5 + (0,65 - 0,15) + 0,1 = 2,1\text{м},$$

де 1,5 м – висота типового монолітного фундаменту;

0,1 м – бетонна підготовка.

Приймаємо глибину закладення фундаменту під колону крайнього ряду К-
 $2 d = 2,10\text{м}.$

3.2.3 Визначення розмірів підшви фундаменту

Грунт основи – супісок пластичний з характеристиками:

$$R_0 = 270 \text{кПа}, \gamma = 21,7 \text{кН/м}^3, c_{II} = 14 \text{кПа} \phi_{II} 26^\circ.$$

Навантаження на фундамент по другій групі граничних станів:

$$N_{II} = 258,26 \text{кН}; M_{II} = 85,78 \text{кН.м}$$

Оскільки фундамент позацифровано завантажений:

$$b_1 = \sqrt{\frac{N_{II}}{(R_0 - \gamma_{cs} d) \eta}} = \sqrt{\frac{258,26}{(270 - 20 * 2,1) * 1,2}} = 1,17 \text{м},$$

де $d = 2,1 \text{ м}$ - глибина закладання від рівня планування,

$\eta = lb = 1$ – співвідношення розмірів подошви.

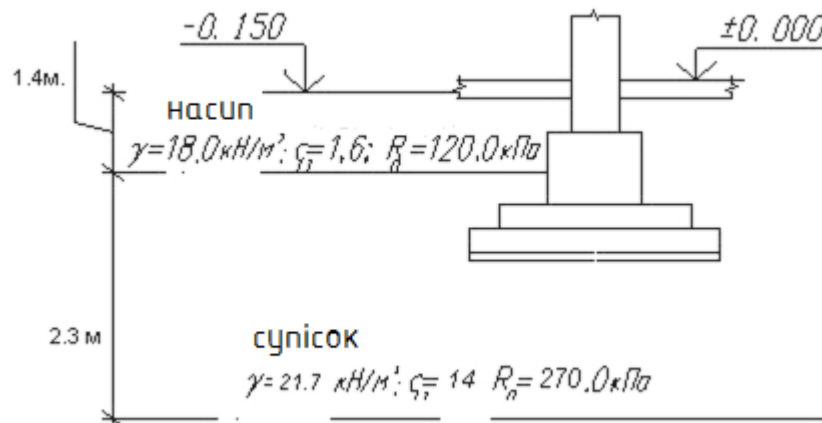


Рисунок 3.3 – Геологічні умови

Тоді розрахунковий опір ґрунту:

$$R_1 = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} [M_g k_z b_1 \gamma_{II}^{cp} + M_q d_1 \gamma'_{II} + M_c c_{II}] =$$

$$= \frac{1,2 * 1,1}{1} [0,84 * 1 * 1,17 * 20,6 + 4,37 * 2,1 * 20,6 + 0 + 6,9 * 14] =$$

403,78кПа.

де $\gamma_{c1} = 1,2$; $\gamma_{c2} = 1$, $k = 1$

$M_g = 0,84$; $M_q = 4,37$; $M_c = 6,9$; $k_z = 1$; $c_{II} = 14 \text{кПа}$ - розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що залягає безпосередньо під подошвою фундаменту; γ_{II}^{cp} - питома вага ґрунту в межах $2b$ (тут b - ширина подошви фундаменту); $\gamma'_{II} = 20,6 \text{кН/м}^3$ - питома вага ґрунту вище за подошву фундаменту.

Необхідно уточнити розміри подошви:

$$b_2 = \sqrt{\frac{N_{II}}{(R_1 - \gamma_{cs} d) \eta}} = \sqrt{\frac{258,26}{(226,9 - 20 * 2,1) * 1,2}} = 0,93 \text{м}.$$

$$\text{Перевірка умови: } \left| 1 - \frac{b_2}{b_1} \right| = \left| 1 - \frac{0,93}{1,17} \right| = 0,211 > 0,1$$

Умова не виконується.

$$R_1 = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_g k_z b_1 \gamma_{II}^{cp} + M_q d_1 \gamma'_{II} + M_c c_{II}] = \frac{1,2 \cdot 1,1}{1} [0,84 * 1 * 0,93 * 20,6 + 4,37 * 2,1 * 20,6 + 0 + 6,9 * 14] = 398,3 \text{кПа.}$$

$$\text{Необхідно уточнити розміри подошви: } b_3 = \sqrt{\frac{258,26}{(398,3 - 20 * 2,1) * 1,2}} = 0,933 \text{м.}$$

$$\text{Перевірка умови: } \left| 1 - \frac{b_3}{b_2} \right| = \left| 1 - \frac{0,933}{0,93} \right| = 0,003 < 0,1$$

Умова виконується.

Приймаємо типовий монолітний фундамент. Розміри ступеня – 1,5×1,5×0,45 м; розміри підколонника - 0,9 0,9 1,05 м. Монолітний фундамент представлений на рис. 3.5.

Глибина закладання фундаменту не зміниться: $d = 2,10$ м (рис. 2.45).

Уточнюється значення R :

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,1}{1} [0,84 * 1 * 1,5 * 20,6 + 4,37 * 2,1 * 20,6 + 0 + 6,9 * 14] = 411,3 \text{кПа}$$

3.2.4 Перевірка тиску під подошвою

$$\text{Середній тиск: } p = \frac{N_{II}}{A} + \gamma_{cs} d = \frac{258,26}{2,25} + 20 * 2,1 = 156,78 \text{кПа} < R = 411,3 \text{кПа.}$$

Проведемо перевірку крайових тисків. Повинні виконуватись умови:

$$p_{\max} = \frac{F_V^{II}}{A} + \gamma_{cs} d + \frac{M_x}{W_x} \leq 1,2R; p_{\min} = \frac{F_V^{II}}{A} + \gamma_{cs} d - \frac{M_x}{W_x} \geq 0.$$

$$W_x = \frac{bl^2}{6} = \frac{1,5 \cdot 1,5^2}{6} = 0,56 \text{м}^3.$$

$$p_{\max} = \frac{258,26}{2,25} + 20 * 2,1 + \frac{85,78}{\frac{2,7 \cdot 4,2^2}{6}} = 309,28 \text{кПа} < 1,2R = 493,56 \text{кПа};$$

$$p_{\min} = \frac{258,26}{2,25} + 20 * 2,1 - \frac{85,78}{\frac{1,5 * 1,5^2}{6}} = 4,28 \text{кПа} > 0$$

Умови виконуються, розміри фундаменту підібрані правильно.

3.2.5 Перевірка міцності слабого шару, що підстилає

Оскільки нижче супіску пластичного, на який спирається подошва фундаменту, не залягають менш міцні шари перевірка міцності слабого шару, що підстилає, не потрібна.

3.2.6 Перевірка впливу сусіднього фундаменту

При виконанні умови $k_c L_f \leq L_g$ необхідно враховувати вплив сусіднього фундаменту.

$$L_g = 2,2\text{м.}$$

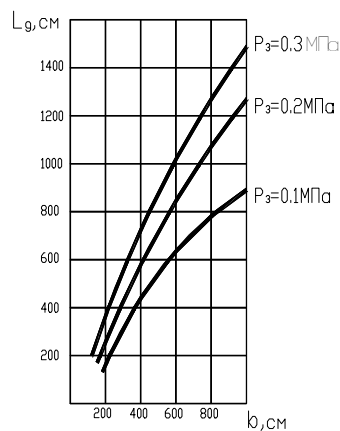


Рисунок 3.5 – Графік впливу сусіднього фундаменту

$L_f = 6\text{м}$ – крок колон.

$$k_c = \frac{0,6}{b} (\bar{E} - 10) + 1 = \frac{0,6}{150} (20 - 10) + 1 = 1,0413, \quad \text{де} \quad \bar{E} = \frac{\sum_i E_i h_i}{\sum_i h_i} =$$

$$\frac{20 \cdot 1,4 + 20 \cdot 2,3}{1,4 + 2,3} = 20\text{МПа.}$$

$$k_c L_f = 1,0413 \cdot 6\text{м} \approx 6 > L_g = 2,2\text{м.}$$

Умова не виконується. Просідання сусіднього фундаменту не впливає на просідання розглянутого.

3.2.7 Розрахунок осідання фундаменту

Вертикальна напруга від власної ваги ґрунту на рівні подошви:

$$\sigma_{zg0} = d \cdot \gamma'_{II} = 2,1 * 20,6 = 43,26 \text{ кПа}$$

Додатковий тиск на основу під подошвою:

$$p_0 = p - \sigma_{zg0} = 156,78 - 43,26 = 113,52 \text{ кПа.кПа.}$$

Для знаходження глибини зони, що стискається, визначасмо напруги від власної ваги ґрунту σ_{zg} та додаткові напруження від зовнішнього навантаження σ_{zp} по осі фундаменту. Для цього розбиваємо кожен шар елементарних шарів.

Розрахунок опади зводимо у табл. 3.2.

У цій таблиці: $\sigma_{zg} = \sigma_{zg(i-1)} + \gamma_i h_i$; $\sigma_{zp} = \alpha p_0$;

$\alpha = f\left(\xi; \frac{l}{b}\right)$ [14, дод. 2, табл. 1]; $s = 0,8 \sum \frac{\bar{\sigma}_{zp} h_i}{E_i}$ - Осаду і-го шару.

Таблиця 3.2 - Розрахунок осідання фундаменту дрібного закладення

z, м	$\xi = 2z/b$	γ_I , кН/м ³	h, м	σ_{zg} , кПа	α	σ_{zp} , кПа	$\bar{\sigma}_{zp}$, кПа	E, кПа
0	0	20,6	2,1	35,7	1	113,52		20000
0,8	1,067	21,72	0,8	49,3	0,661	75,04	94,28	20000
1,6	2,133	1,719,	0,8	66,7	0,317	35,99	55,52	20000
2,6	3,467	0	1,0	88,4	0,142	16,12	26,06	25000
3,6	4,0	19,0	1,0	97,1	0,108	12,26	14,19	25000
4,6	5,333	19,0	1,0	116,1	0,066	7,49	9,88	25000
5,6	6,667	19,0	1,0	135,1	0,044	4,99	6,24	25000

Напруги визначаються до межі зони, що стискається, в межах якої виконується умова: $0,2\sigma_{zg} \geq \sigma_{zp}$.

У разі умова виконується до глибини 4,90 м, де $\sigma_{zp} = 16,2 < 0,2\sigma_{zg} = 17,68$ кПа.

Повне осідання фундаменту: $S=0,81$ см $< S_u=12$ см, де $[s] = 12$ мм - гранично допустима осадка.

3.2.8 Розрахунок основи фундаменту на зсув

$$F_V^I = 284 \text{кН}; F_H^I = 2,8 \text{кН}; M_I = 94,4 \text{кНм}.$$

Для визначення виду зсуву необхідно знайти кут нахилу до вертикалі рівнодіючого зовнішнього навантаження на основу: $\text{tg} \delta = \frac{F_H^I}{F_V^I} = 0,01$.

Кут внутрішнього тертя:

$$\phi_I = 0,6^\circ \text{ (Табл. 3.1)}, \sin \phi_I = \sin 0,6 = 0,0105 > \text{tg} \delta = 0.$$

Проводимо розрахунок основи на глибинний зсув.

Цей розрахунок зводиться до виконання умови: $F_v^I \leq F_u \frac{\gamma_c}{\gamma_n}$, де $\gamma_c = 0,9$ – коефіцієнт умов роботи для пилювато-глинистих ґрунтів у стабілізованому стані [14, п. 2.58];

$\gamma_n = 1,15$ - Коефіцієнт надійності за призначенням споруди [14, п. 2.58];

F_u - сила граничного опору основи.

Вертикальна складова сили граничного опору основи:

$$N_u = b'l'(N_y \xi_y b' \gamma_I + N_q \xi_q \gamma'_I d + N_c \xi_c c_I),$$

де b' і l' – наведені ширина та довжина фундаменту, причому символом b позначена сторона фундаменту, у напрямку якої передбачається втрата стійкості основи:

$$l' = l - 2e = 1,5 - 2 * 94,4 / 284 = 0,835 \text{ м}$$

$$b = b = 1,5 \text{ м}$$

$$N_y, N_q, N_c = f(\delta, \phi I), \text{ де } \delta = 0; \phi I = 0,60$$

$$N_y = 1; N_q = 1; N_c = 5,14; (1, \text{ табл.7})$$

$$\gamma_I = 21,7 \text{ кН/м}^3; \gamma'_I = 20,6 \text{ кН/м}^3$$

$c_I = 8,0$ кПа - розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту;

$$d = 2,1 \text{ м}$$

ξ_γ, ξ_q, ξ_c - коефіцієнти форми фундаменту, що визначаються за формулами:

$$\xi_\gamma = 1 - 0,25/h = 0,75; \xi_\theta = 1 + 1,5/h = 2,5$$

$$\xi_c = 1 + 0,3/h = 1,3; \text{ тут } h = l/b = 1;$$

$$N_u = 1,5 * 1,5 * (1 * 0,75 * 1,5 * 21,7 + 1 * 2,5 * 20,6 * 2,1 + 5,14 * 1,3 * 8) = 365,01 \text{ кН}$$

$$F_v^I = 284,6 \leq F_u \cdot \gamma_c \gamma_n = 365 * (0,9 / 1,15) = 285,65$$

$$F_v^I = 404,90 \leq F_u \frac{\gamma_c}{\gamma_n} = 1139,12 \cdot \frac{0,9}{1,15} = 891,48 \text{ кН.}$$

Умова виконується, отже, зрушення не відбудеться.

3.2.9 Розрахунок крену фундаменту

$$i = \frac{1 - \nu^2}{E K_m} K_e \frac{M}{(l/2)^3}$$

Коефіцієнт Пуассона для ґрунтів у межах зони, що стискається $\nu = \frac{0,4*1,4+0,3*2,3+0,32*1}{1,4+2,3+1} = 0,334$

Модуль деформації $\bar{E} = \frac{\sum_i E_i h_i}{\sum_i h_i} = \frac{1,4*10,0+2,3*27+1*30}{1,4+2,3+1} = 22,574 \text{ МПа}$

$\xi = \frac{2H_c}{b} = \frac{2*4,7}{1,5} = 6,267$; $\eta = \frac{l}{b} = 1$

$i = \frac{1-\nu^2}{E K_m} K_e \frac{M}{(l_2)^3} = \frac{1-0,334^2}{22333*1} * 0,360 * \frac{85,78}{(1,52)^3} = 0,00291 \text{ м}$

$i=0,00291 < [i_u]=0,005$. Виконується вимога

3.2.10 Розрахунок фундаменту за допомогою програмного забезпечення «Фундамент 10.1».

Навантаження на фундамент визначено за допомогою автоматизованого проектно-обчислювального комплексу SCAD.

Навантаження визначено за найбільш несприятливими комбінаціями завантажень: постійна (коефіцієнт поєднань $\psi = 1$); снігова та вітрова ($\psi = 0,9$).

Результати розрахунку:

Тип фундаменту:

Стовпчастий на природній основі

Початкові дані:

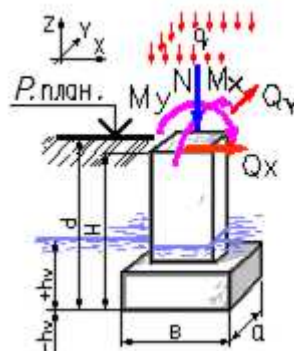


Рисунок 3.6 – Схема дії зусиль на фундамент

Тип ґрунту в основі фундаменту:

Пилувато-глинисті, великоуламкові з пилувато-глинистим заповнювачем $0,25 < I_L < 0,5$

Тип розрахунку:

Підбір уніфікованої подошви за серією 1.412-1

Спосіб розрахунку: Розрахунок підстави з деформацій

Спосіб визначення характеристик ґрунту: За таблицями 1-3 норм.

Конструктивна схема будівлі: Жорстка при $2.5 < (L/H) < 4$

Наявність підвалу: Ні

Вихідні дані для розрахунку: Питома вага ґрунту $21,7 \text{ кН/м}^3$

Питоме зчеплення ґрунту 14 кПа

Кут внутрішнього тертя 26°

Відстань до рівня ґрунтових вод (H_v) -7 м

Висота фундаменту (H) $1,5 \text{ м}$

Глибина закладання фундаменту від рівня планування (без підвалу) (d) $2,1$

м

Середній коефіцієнт надійності за навантаженням $1,15$

Таблиця 3.3 Розрахункові навантаження на фундамент:

Найменування	Величина	Од. вимірювання	Примітки
N	304,26	кН	
M_y	63,25	кН*м	
Q_x	1	кН	
M_x	0	кН*м	
Q_y	0	кН	
q	10	кПа	на ґрунт

Результати розрахунку:

Максимальні розміри подошви за розрахунком за деформаціями $a=1,5 \text{ м}$
 $b=1,5 \text{ м}$

Розрахунковий опір ґрунту основи $363,028 \text{ кПа}$

Максимальна напруга під подошвою в основному поєднанні $273,141 \text{ кПа}$

Мінімальна напруга під подошвою в основному поєднанні $65,527 \text{ кПа}$

Результати конструювання наведені у табл. 3.4.

Таблиця 3.4 Геометричні характеристики конструкції

Найменування	Позначення	Величина	Розмірність
Задана довжина підшви	(A)	1,5	м
Задана ширина підшви	(B)	1,5	м
Ширина верхньої частини фундаменту	(b0)	0,9	м
Довжина верхньої частини фундаменту	(L0)	0,9	м
Висота ступеня фундаменту	(hn)	0,45	м
Захисний шар верхньої частини фундаменту	(zv)	3,5	см
Захисний шар арматури підшви	(zn)	7,0	см
Довжина верхнього ступеня вздовж осі X	(b1)	0,3	м
Довжина верхнього ступеня вздовж осі Y	(a1)	0,3	м
Кількість сходів уздовж осі X	(nx)	1	шт
Кількість сходів уздовж осі Y	(ny)	1	шт
Відстань між анкерами вздовж X	(ba)	0,5	м
Відстань між анкерами вздовж Y	(aa)	0,5	м
Кількість анкерних болтів	(n)	4	шт
Матеріал анкерних болтів	ВСт3кп2		

Розрахунок на продавлювання підколонником і першим ступенем при заданій геометрії фундаменту не потрібний.

Підшва стовпчастого фундаменту вздовж осі X:
робоча арматура у перерізі 8D 12 А-III.

Підшва стовпчастого фундаменту вздовж осі Y:
робоча арматура у перерізі 8D 12 А-III.

Підколонник стовпчастого фундаменту, грані вздовж осі X:
вертикальна робоча арматура у перерізі 5D 10 А-III.

Підколонник стовпчастого фундаменту, грані вздовж осі Y:
вертикальна робоча арматура у перерізі 5D 10 А-III.

Рекомендуємо анкера з відгинами, загортання в бетон (h) не менше 250 мм.

Необхідні за розрахунком анкера 4 D 10 мм.

Розрахунок середнього фундаменту по осі Н-9.

Результати розрахунку.

Тип фундаменту:

Стовпчастий на природній основі

1. - Вихідні дані:

Тип ґрунту в основі фундаменту: пилувато-глинисті, великоуламкові з пилувато-глинистим заповнювачем $0.25 < I_L < 0.5$

Тип розрахунку: підбір уніфікованої подошви за серією 1.412-1.

Спосіб розрахунку: розрахунок основи за деформаціями.

Спосіб визначення характеристик ґрунту: за таблицями 1-3 норм.

Конструктивна схема будівлі: жорстка при $2.5 < (L/H) < 4$

Наявність підвалу: ні.

Вихідні дані для розрахунку: питома вага ґрунту $21,7 \text{ кН/м}^3$

Питоме зчеплення ґрунту 14 кПа . Кут внутрішнього тертя 26°

Відстань до рівня ґрунтових вод (H_v) -7 м

Висота фундаменту (H) $1,5 \text{ м}$

Глибина закладання фундаменту від рівня планування (без підвалу) (d) $2,1$

м

Середній коефіцієнт надійності за навантаженням $1,15$

Таблиця 3.5 Розрахункові навантаження на фундамент

Найменування	Величина	Од. вимірювання	Примітки
N	83	кН	
M_y	32	кН*м	
Q_x	1	кН	
M_x	0	кН*м	
Q_y	0	кН	
q	10	кПа	на ґрунт

Результати конструювання наведені в табл. 3.6.

Таблиця 3.6 Геометричні характеристики конструкції

Найменування	Позначення	Величина	Розмірність
Задана довжина подошви	(A)	1,2	м
Задана ширина подошви	(B)	1,2	м
Ширина верхньої частини фундаменту	(b_0)	0,9	м
Довжина верхньої частини фундаменту	(L_0)	0,9	м
Висота ступеня фундаменту	(h_n)	0,45	м

Захисний шар верхньої частини фундаменту	(zv)	3,5	см
Захисний шар арматури підосви	(zn)	7,0	см
Довжина верхнього ступеня вздовж осі X	(b1)	0,15	м
Довжина верхнього ступеня вздовж осі Y	(a1)	0,15	м
Кількість сходів уздовж осі X	(nx)	1	шт
Кількість сходів уздовж осі Y	(ny)	1	шт
Відстань між анкерами вздовж X	(ba)	0,5	м
Відстань між анкерами вздовж Y	(aa)	0,5	м
Кількість анкерних болтів	(n)	4	шт
Матеріал анкерних болтів	ВСтЗкп2		

Розрахунок на продавлювання підколонником і першим ступенем при заданій геометрії фундаменту не потрібний.

Підосва стовпчастого фундаменту вздовж осі X:

робоча арматура у перерізі 8D 12 А-III.

Підосва стовпчастого фундаменту вздовж осі Y:

робоча арматура у перерізі 8D 12 А-III.

Підколонник стовпчастого фундаменту, грані вздовж осі X:

вертикальна робоча арматура у перерізі 5D 8 А-III.

Підколонник стовпчастого фундаменту, грані вздовж осі Y:

вертикальна робоча арматура у перерізі 5D 8 А-III.

Рекомендуємо анкера з відгинами, загортання в бетон (h) не менше 250 мм.

Необхідні за розрахунком анкера 4D 10 мм.

Висновки:

Максимальні розміри підосви за розрахунком за деформаціями $a=1,5$ м
 $b=1,5$ м.

Розрахунковий опір ґрунту основи 363,028 кПа.

Максимальна напруга під підосвою в основному поєднанні 135,61 кПа..

Мінімальна напруга під підосвою в основному поєднанні 32,036 кПа

РОЗДІЛ 4. НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ

4.1. Статичний розрахунок ферми з допомогою об'ємних скінченних елементів

Для створення тривимірної моделі конструкції використовувався програмний комплекс Autodesk Inventor Professional, який дозволяє працювати зі складанням із твердих тіл, що перебувають у параметричних залежностях між собою, що дає можливість варіювати геометричними параметрами конструкції під час проведення модельних експериментів. Далі був зроблений експорт до ПК ANSYS.

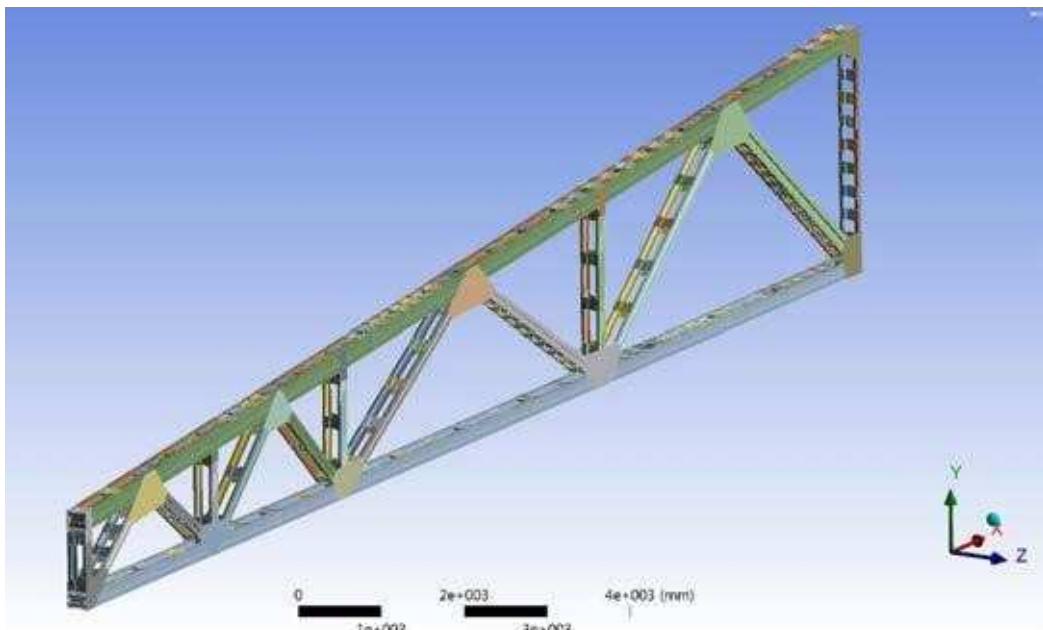


Рис.4.1 Об'ємна модель половини ферми

Створення скінченно-елементної моделі.

На цьому пункті ми переходимо від тіл до скінченних елементів і тут слід вибрати характерний розмір елемента, форму елементів, способи розбиття. Для отримання сітки гексаедрів був застосований метод розбиття фасонки і накладок MultiZone. Сумарно отримана сітка налічує близько 200000 елементів та 770000 вузлів.

Відомо, що чим більший відносний розмір елемента, тим жорсткішою буде модель конструкції. Так, наприклад, під час виконання роботи груба сітка якісно

впливала на результат на 20-25%. Цим обгрунтовується великий обсяг до. у моделі.

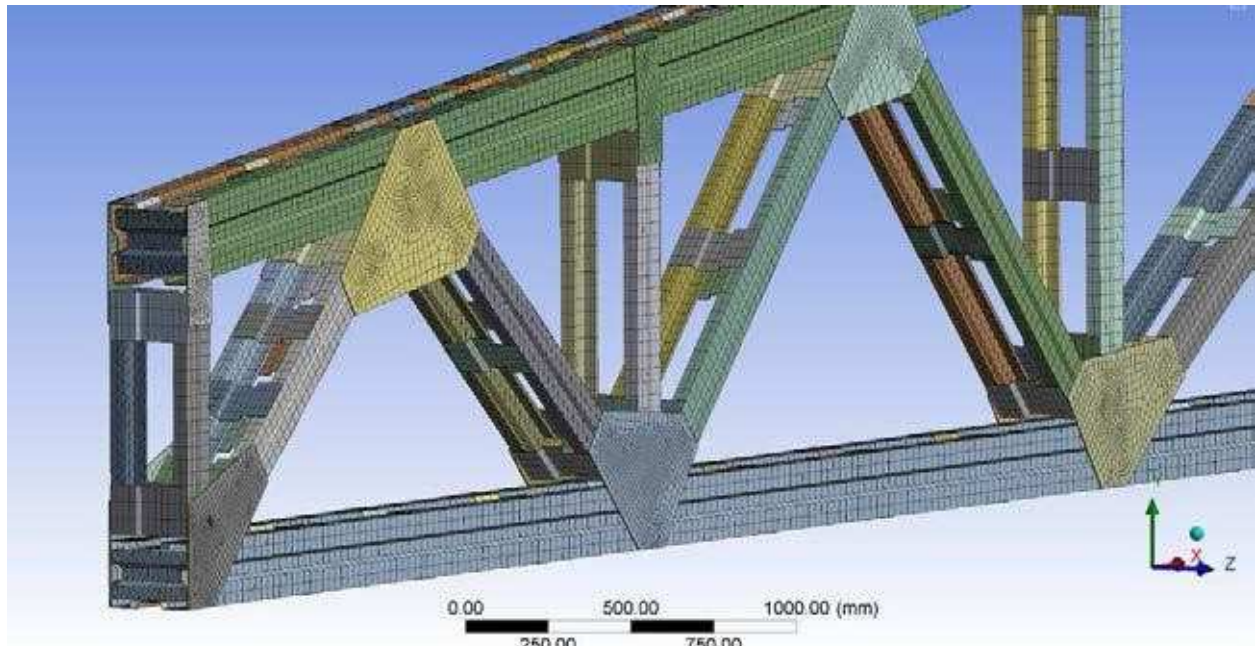


Рис.4.2 Загальний вигляд скінченно-елементної моделі

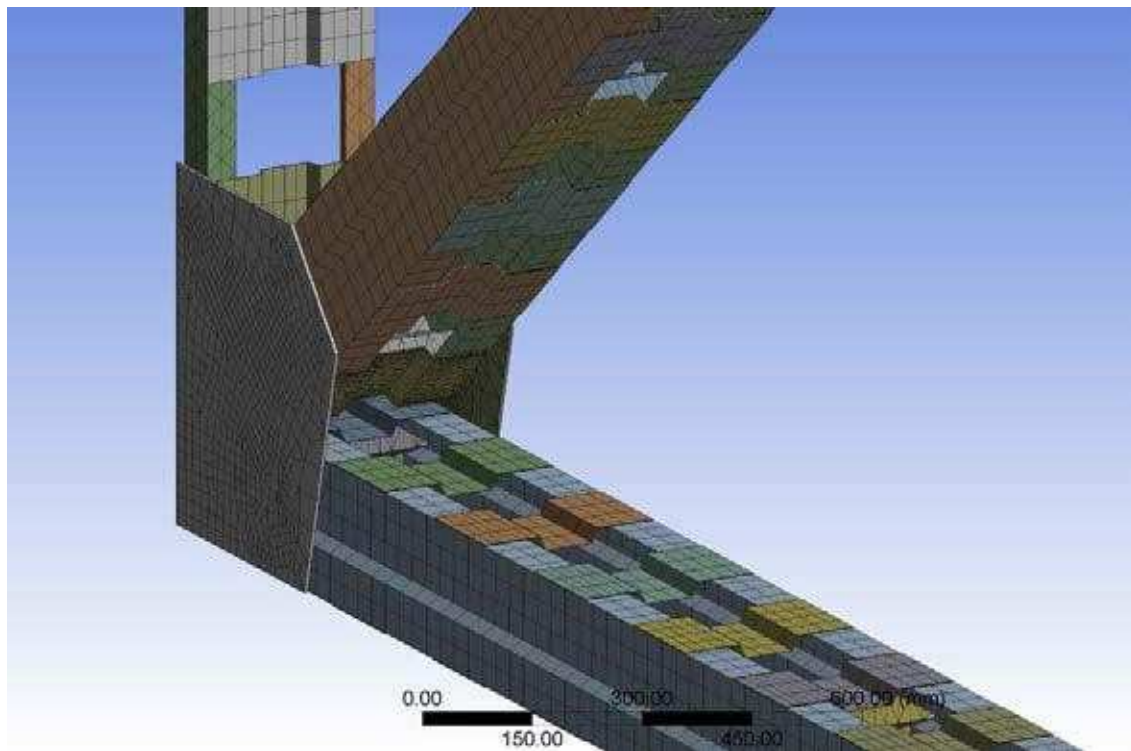


Рис.4.3 Сітка на опорному вузлі та нижньому поясі

Після отримання скінченно елементної моделі виконується статичний розрахунок конструкції.

Після цього проглядаються результати – постпроцесинг. На цьому етапі ми оцінюємо розподіл як нормальних, так і дотичних напруг, переглядаємо значення відносних подовжень і абсолютних величин як осьових, так і повних переміщень.

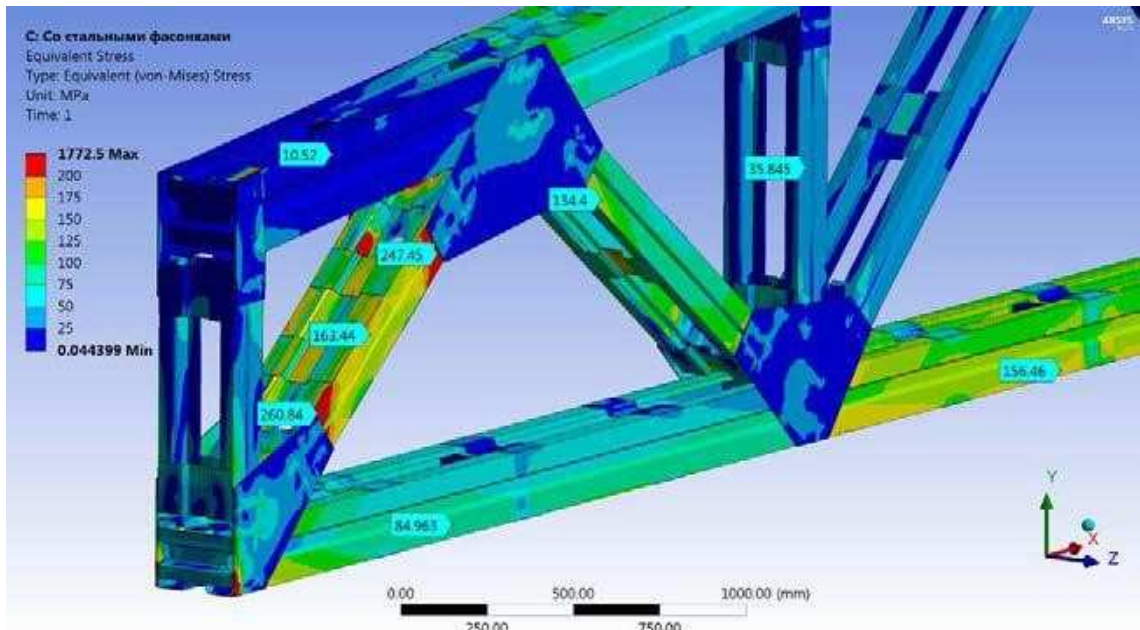


Рис.4.4 Еквівалентні напруження в опорному розкосі

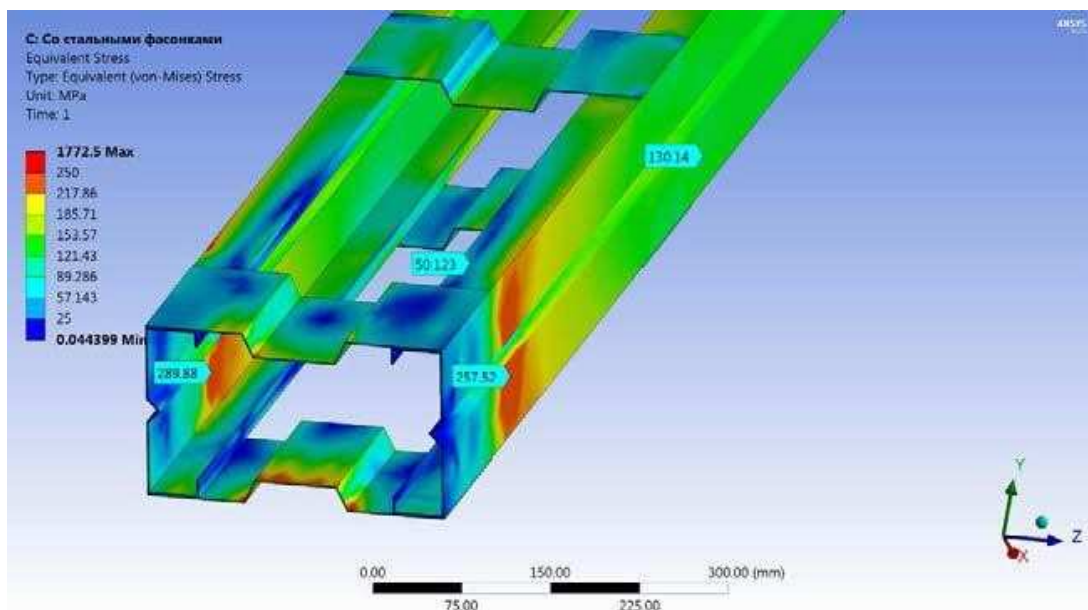


Рис.4.4 Концентрації напружень крайньому прогоні

4.2. Висновки до розділу

Застосування даної методики дозволило оцінити, оцінити величини зведених напружень в опорному вузлі конструкції, отримати величини переміщень.

На зображенні вище помітно, що через нераціональну конструкцію вузла, спостерігається значна концентрація напружень у вузловій зоні, за рахунок того, що в передачі зусиль задіяні тільки стінка профілю. Це значно впливає на напружено-деформований стан і упушення цього фактору (як при розрахунку стрижневих моделей) може дати серйозну помилку не в запас.

РОЗДІЛ 5. ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

5.1 Охорона праці

5.1.1 Основні законодавчі акти України з охорони праці

Законодавство України про охорону праці являє собою систему взаємозв'язаних нормативно-правових актів, що регулюють відносини у галузі реалізації державної політики щодо правових, соціально-економічних, організаційно-технічних, санітарно-гігієнічних і лікувально-профілактичних заходів та засобів, спрямованих на збереження здоров'я і працездатності людини в процесі праці. Воно складається з Закону України «Про охорону праці», Кодексу законів про працю України, Закону України "Про загальнообов'язкове державне соціальне страхування від нещасного випадку на виробництві та професійного захворювання, які спричинили втрату працездатності" та прийнятих відповідно до них нормативно-правових актів.

Основоположним документом в галузі охорони праці є Закон України «Про охорону праці», який визначає основні положення щодо реалізації конституційного права працівників на охорону їх життя і здоров'я у процесі трудової діяльності, на належні, безпечні і здорові умови праці, регулює за участю відповідних державних органів відносини між роботодавцем і працівником з питань безпеки, гігієни праці та виробничого середовища і встановлює єдиний порядок організації охорони праці в Україні. Інші нормативні акти мають відповідати не тільки Конституції та іншим законам України, але, насамперед, цьому Закону.

Відповідно до Конституції України, Закону України «Про охорону праці» та Основ законодавства України про загальнообов'язкове державне соціальне страхування у 1999 р. було прийнято Закон України «Про загальнообов'язкове державне соціальне страхування від нещасного випадку на виробництві та професійного захворювання, які спричинили втрату працездатності». Цей закон визначає правову основу, економічний механізм та організаційну структуру

загальнообов'язкового державного соціального страхування громадян від нещасного випадку на виробництві та професійного захворювання, які призвели до втрати працездатності або загибелі застрахованих на виробництві

5.1.2 Охорони праці і техніка безпеки при зведенні мистецько-спортивного комплексу

Правильна організація охорони праці під час виконання робіт в умовах існуючої забудови є надзвичайно важливим питанням через специфіку виконуваних робіт.

Земляні роботи в зоні діючих підземних комунікацій слід виконувати тільки під безпосереднім керівництвом виконроба або майстра, а в охоронній зоні електричних кабелів, які знаходяться під напругою, або діючого газопроводу, крім того, - під наглядом працівників електро або газового господарства.

При механізованій розробці котловану потрібно керуватися технологічною картою. Щоб виключити можливість обвалення укосів котловану треба розташовувати техніку і вантажі за межами призми обвалення ґрунту. Людям слід спускатися в котлован по спеціально встановлених для цього сходах, або по з'їздах для бульдозерів. Засипку котловану бульдозером слід починати після дозволу виконавця робіт. Крім того, потрібно ретельно стежити за станом існуючих конструкцій. У разі виникнення найменших ознак їх деформування чи руйнування усі земляні роботи слід негайно припинити.

До монтажу та виконання робіт з складування і стропування збірних елементів робочі допускаються тільки після вступного інструктажу. Для виконання висотних робіт допускають монтажників не нижче 4-го розряду, старших 18 років і зі стажем роботи не менше двох років. Змонтовані міжповерхові перекриття та покриття повинні бути огорожені до початку наступних робіт. Усі сигнали подає тільки одна особа, крім сигналу "Стій!", який може подавати будь-який працівник, помітивши явну небезпеку.

При встановленні опалубки в декілька ярусів кожен подальший ярус встановлюється тільки після закріплення нижнього. Щодня перед початком укладання бетону необхідно перевіряти стан опалубки, у разі виявлення пошкоджень їх слід негайно усунути. Розбирати опалубку після досягнення бетоном заданої міцності можна тільки з дозволу виконавця робіт. Отвори в перекриттях або покриттях, що залишаються після зняття опалубки слід огороджувати.

При ущільненні бетонної суміші електровібраторами переміщувати їх за струмо підвідні дроти не допускається, а при перервах у роботі і переходах з одного місця на інше вібратори слід вимикати. У процесі вібрування бетонної суміші через кожні 30 ÷ 35 хвилин вібратор вимикають на 5 ÷ 7 хвилин для охолодження. Корпуси вібраторів необхідно заземлювати, працювати з ними дозволяється тільки в гумових рукавичках і чоботах. Мити водою не рекомендується.

Зона електропрогрівання бетону повинна бути огорожена, у нічний час освітлена, мати світлову сигналізацію, що включається при подачі напруги в мережу обігріву. Перебування людей і виконання ними будь-яких робіт в цій зоні без відповідних засобів захисту не допускається. Підключення нагрівальних проводів, заміри температури бетону технічними термометрами проводиться при відключеній напрузі.

Не допускається користуватися відкритим вогнем в радіусі 50 м від місця застосування і складування матеріалів, які вміщують легкозаймисті або вибухонебезпечні речовини. лакофарбові, ізоляційні, оздоблювальні та інші матеріали, які виділяють вибухонебезпечні й шкідливі речовини, дозволяється зберігати на робочих місцях в кількостях, що не перевищують змінну потребу.

5.1.3 Вентиляція фізкультурно-оздоровчого комплексу

Розрахункова місткість складає 953 чол. Згідно проекту для залу передбачено встановлення окремої вентиляційної системи для забезпечення належної вентиляції згідно діючих норм.

Для приміщень, в яких відсутні виділення шкідливостей, розрахунок вентиляції здійснюється залежно від максимальної кількості людей що можуть перебувати у приміщенні.

Необхідна кількість повітря ($\text{м}^3 / \text{год.}$), яка забезпечує відповідність параметрів повітря робочої зони нормованим значенням, визначається за наступною формулою:

$$L = L' N$$

де L' – нормативна кількість повітря на одну людину, яка залежить від питомого об'єму приміщення, $\text{м}^3 / (\text{год} \cdot \text{люд})$;

N – кількість людей.

Питомий об'єм приміщення V_n , ($\text{м}^3 / \text{люд}$), визначається за формулою

$$V_n = V / N,$$

де V – об'єм приміщення, м^3 . Величина нормативної кількості повітря V' визначається за таблицею В.5 відповідного ДБН.

Визначимо вільний об'єм приміщення:

$$V = S \cdot H \cdot 0,85 = 2150 \cdot 12,5 \cdot 0,85 = 22844 \text{ м}^3$$

де:

H - висота приміщення;

S -площа приміщення.

Питомий вільний об'єм

складає:

$$V' = V / N = 22844 / 953 = 23,97 \text{ м}^3 / \text{люд} > 20 \text{ м}^3 / \text{люд}.$$

Нормована кількість повітря на одну людину за табл. В.5 при $V' > 20 \text{ м}^3 / \text{люд}$ становить $30 \text{ м}^3 / (\text{год} \cdot \text{люд})$.

Найменша необхідна кількість повітря для вентиляції:

$$L = L' \cdot N = 30 \cdot 953 = 28590 \text{ м}^3 / \text{год}.$$

Розрахована система вентиляції забезпечить виконання нормативних вимог з якості повітря робочої зони.

Висновки:

Організація охорони праці під час виконання добудови є надзвичайно складною через специфіку виконуваних робіт, особливо в умовах існуючої забудови .

Кожен громадянин України має право на належні, безпечні і здорові умови праці, гарантовані статтею 43 Конституції України.

5.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях

5.2.1 Законодавство України про цивільний захист

Кодекс цивільного захисту України регулює відносини, пов'язані із захистом населення, територій, навколишнього природного середовища та майна від надзвичайних ситуацій, реагуванням на них, функціонуванням єдиної державної системи цивільного захисту, та визначає повноваження органів державної влади, Ради міністрів Автономної Республіки Крим, органів місцевого самоврядування, права та обов'язки громадян України, іноземців та осіб без громадянства, підприємств, установ та організацій незалежно від форми власності.

Кодекс цивільного захисту України складається з десяти розділів.

У першому розділі кодексу говориться, що цивільний захист - це функція держави, спрямована на захист населення, територій, навколишнього природного середовища та майна від надзвичайних ситуацій шляхом запобігання таким ситуаціям, ліквідації їх наслідків і надання допомоги постраждалим у мирний час та в особливий період.

Цивільний захист забезпечується з урахуванням особливостей, визначених Законом України "Про основи національної безпеки України", суб'єктами, уповноваженими захищати населення, території, навколишнє природне середовище і майно, згідно з вимогами Кодексу цивільного захисту у мирний час, а також в особливий період - у межах реалізації заходів держави щодо оборони України. Координацію діяльності органів виконавчої влади у сфері цивільного захисту у межах своїх повноважень здійснюють: Рада національної безпеки і оборони України; Кабінет Міністрів України.

5.2.2 Евакуація відвідувачів при пожежах

У будівлях і спорудах на випадок виникнення пожежі необхідно передбачати евакуаційні шляхи і виходи.

Виходи вважаються евакуаційними, якщо вони ведуть:

- з приміщень першого поверху назовні безпосередньо або через коридор, вестибюль, сходову клітку;

- з приміщень інших поверхів в сходову клітку (безпосередньо, зокрема через хол або через коридор), яка має мати вихід назовні безпосередньо або через вестибюль, відокремлений від примикаючих коридорів перегородками з дверима;

- з приміщень в сусіднє приміщення в тому ж поверсі, забезпечене вказаними вище виходами.

В спортивних комплексах у багатьох випадках один евакуаційний вихід призначений для відвідувачів, інший – для обслуговуючого персоналу. Тамбури виходів не можна використовувати для торгівлі і зберігання (навіть тимчасового) будь-яких матеріалів та інвентаря.

На шляхах евакуації і в торгових залах передбачається аварійне освітлення. Підприємства торгівлі і громадського харчування, бази і склади мають бути забезпечені знаками безпеки.

Ширина евакуаційних проходів, протяжність шляхів евакуації, кількість і ширина евакуаційних виходів (дверей) визначаються розрахунковим шляхом.

Відстань по проходам від найвіддаленішої точки залу до виходу на евакуаційну сходову клітку або назовні слід приймати не більше 25м.

У разі неможливості виконати цю вимогу евакуаційні виходи розташовують по периметру залу з розрахунку один вихід на 100 чол. Відстань між виходами має бути не більшою 50 м. У залах двері для входу і виходу з нього необхідно влаштовувати в різних кінцях залу.

Для площі приміщень понад 300 м² кількість виходів з них повинна бути, як правило, не менше двох.

Місткість залів приймається з розрахунку не менше 1,35 м² на одну людину, в будівлях I і II ступеня вогнестійкості, необхідний час евакуації приймається 6 хв., в будівлях III і IV ступеня вогнестійкості – 4 хв., V ступеня – 3 хв.

Плани (схеми) евакуації людей на випадки виникнення пожежі мають бути розроблені і вивішені на видних місцях в будівлях і спорудах (окрім житлових

будинків), які мають два поверхи і більше, якщо одночасно перебувають на поверсі більше 25 чоловік.

Забезпечення безпечної евакуації людей з будівлі досягнуто наступним чином:

- Відповідністю розмірів і числа шляхів евакуації і виходів вимогам норм;
- Забезпечення нормального ритму і організованого руху людей;
- Незадимлюваність шляхів евакуації;
- Двері евакуаційних виходів і інші двері на шляхах евакуації відкриваються у напрямку виходу з будівлі.

Відповідно до ДБН В.1.1.7–2002 «ПОЖЕЖНА БЕЗПЕКА ОБ’ЄКТІВ БУДІВНИЦТВА» спортивні зали відносяться до II ступеня вогнестійкості.

Спортивні зали мають площу 2150 м² кожен. Згідно ДБН В.1.1.7–2002 «ПОЖЕЖНА БЕЗПЕКА ОБ’ЄКТІВ БУДІВНИЦТВА» на одну людину, що знаходиться залі припадає 1,35 м². Тоді розрахункове число людей, що одночасно знаходяться в торговому залі визначається:

$$n = \frac{S}{s_1}, I_{\text{ном}} = \frac{I_{\text{к}}}{\text{к}} = \frac{16.95}{3} = 5.65 \text{ А}$$

де: S - площа залу, $S = 2150 \text{ м}^2$
 s_1 - площа на одну людину $s_1 = 1,35 \text{ м}^2$

$$n = \frac{2150}{1.35} = 953 \text{ чол}, I_{\text{ном}} = \frac{I_{\text{к}}}{\text{к}} = \frac{16.95}{3} = 5.65 \text{ А}$$

Ширина основних евакуаційних проходів для залів площею понад 400 м² не менше 2,5 м.

Згідно норм на 1 м ширини евакуаційного виходу для залів II ступеня вогнестійкості припадає не більше 165 осіб. Тоді необхідна ширина виходів з торгових залів:

$$b = \frac{n}{n_1}, I_{\text{ном}} = \frac{I_{\text{к}}}{\text{к}} = \frac{16.95}{3} = 5.65 \text{ А}$$

де: n - максимальне число людей, які знаходяться в торговому залі, $n = 880 \text{ чол}$
 n_1 - число людей на 1 м ширини евакуаційного виходу, $n_1 = 165 \text{ чол/м}$

$$b = \frac{880}{165} = 5.8 \text{ м}, I_{\text{ном}} = \frac{I_{\text{к}}}{\text{к}} = \frac{16.95}{3} = 5.65 \text{ А}$$

Висновки:

У даній будівлі на випадок виникнення пожежі передбачені евакуаційні шляхи і виходи відповідно до вимог і норм. Необхідна ширина виходів для запроектованої будівлі становить 5,8м.

ВИСНОВКИ

Запроектована будівля громадського призначення – фізкультурно-оздоровчий комплекс.

В **«Архітектурно-будівельному розділі»** прийнято архітектурно-будівельні рішення щодо проектування і будівництва – фізкультурно-оздоровчого комплексу.

Обґрунтовано об'ємно-планувальні рішення будівництва на відведеній ділянці. Приведено конструктивні рішення щодо фундаментів, стін та перегородок, перекриттів поверхів, покрівлі, сходів та підлоги.

У **«Розрахунково-конструктивному розділі»** здійснено розрахунок та конструювання основних несучих елементів будівлі, зокрема, залізобетонної колони. Встановлено навантаження, які діють на певний елемент конструкції, і проведено перевірку на виконання умов міцності та прогинів.

Проаналізовано інженерно-геологічні умови будівельного майданчика, фізико-механічні характеристики ґрунтів та визначено їх просідання. Розраховано фундамент під будівлю та фундамент під колону.

У **«Науково-дослідному розділі»** розроблено скінченно-елементну модель ферми із тонкостінних профілів. Визначено величину еквівалентних напружень. Встановлено, що через нераціональну конструкцію вузла, спостерігається значна концентрація напружень у вузловій зоні, за рахунок того, що в передачі зусиль задіяні тільки стінка профілю.

У розділі **«Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях»** розроблено заходи щодо дотримання техніки безпеки будівельних робіт при зведенні мистецько-спортивного комплексу. Розроблено евакуаційні шляхи для виходу із будівлі при пожежі.

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Ковальчук Я. О. Методичний посібник для виконання кваліфікаційної роботи магістра за спеціальністю 192 “Будівництво та цивільна інженерія” / Я. О. Ковальчук, Г. М. Крамар, О. М. Мещерякова. - Тернопіль : ТНТУ, 2020. – 56 с.
2. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи К.: Мінбуд України, 2006.
3. ДБН В.1.17-2002 Пожежна безпека об’єктів будівництва. – К.: Держбуд України, 2003.
4. ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. К.: Мінрегіонбуд України, 2009.
5. ДБН В.2.6-31:2006 Теплова ізоляція будівель К.: Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства України, 2006.
6. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2011.
7. ДСТУ Б В.2.1-2-96. Ґрунти. Класифікація. – К.: Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1995.
8. ДБН А.2.1–1-2008 Інженерні вишукування для будівництва. Основні положення. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2008.
9. ДБН 360-92 Містобудування. Планування і забудова міських і сільських поселень. К.: Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1992.
10. Malezhyk, M.P., Pidhurs’kyi, M.I., Rudyak, Y.A., Pidhurs’kyi, I.M. & Voitovych, L.V. (2019) Investigation of the Fracture of an Orthotropic Plate with Circular Hole and Two Edge Cracks Under Pulsed Loading by the Method of Dynamic Photoelasticity. *Materials Science*, 55(2). P. 254-258.
11. Pidgurskyi, Mykola & Rudyak, Yuri & Pidgurskyi, Ivan. (2019). Research and Modeling of Stress-Strain State and Fracture Strength of Triplexes at Temperatures 293–213K. // *Lecture Notes in Mechanical Engineering SerProceedings of*

the 7th International Conference on Fracture Fatigue and Wear., Belgium, Ghent University, 2018. – P.135-150.

12. Pidgurskyi I. Analysis of stress intensity factors obtained with the fem for surface semielliptical cracks in the zones of structural stress concentrators // Scientific Journal of TNTU. - Ternopil: TNTU, 2018. - Vol. 90. - No 2. - P. 92-104. (Index Copernicus, Google Scholar)

13. Вплив температури на мікромеханізми статичного деформування та руйнування теплостійких сталей / П.В. Ясній, В.Б. Гладьо, П.О. Марущак, Д.Я. Баран // Вісник Тернопільського державного технічного університету. - 2007. - Т. 14. - № 3. – С. 7-16.

14. Maruschak P., Degradation and cyclic crack resistance of continuous casting machine roll material under operating temperatures / P. Maruschak, D. Baran // Iranian Journal of Science and Technology Transaction B: Engineering. - 2011. - Vol. 35. - M2. - P. 159-165.

15. Ігнат'єва В.Б. Аналіз способів поліпшення теплотехнічних характеристик при будівництві будівель / В.Б. Ігнат'єва, Е.О. Текін // ЛОГОΣ. Мистецтво наукової думки, 2019. - Vol. 3. – С. 97-100. Режим доступу: <https://ojs.ukrlogos.in.ua/index.php/2617-7064/article/view/306/293> 44. Ignatyeva, V. B. (2018).

16. Yasniy, P.V., Mykhailyshyn, M.S., Pyndus, Y.I. et al. Numerical Analysis of Natural Vibrations of Cylindrical Shells Made of Aluminum Alloy. Mater Sci 55, 502–508 (2020). <https://doi.org/10.1007/s11003-020-00331-2>

17. Yasniy P., Pyndus Y., Hud M. Methodology for the experimental research of reinforced cylindrical shell forced oscillations. Scientific journal of the Ternopil national technical university. 2017. Vol. 86. №. 2. P. 7–13

18. Макара, Т.Я. Оцінка вогнестійкості елементів металевого каркасу торгівельно-офісного центру / Т.Я. Макара, Т.О. Криницький, А.П. Сорочак // Актуальні задачі сучасних технологій: збірник тез доповідей ІХ Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів (Тернопіль, 25-26 листопада 2020). – Т. 1. – Т. : ТНТУ, 2020. – С. 93.

19. Теслюк, М.В. Аналіз впливу типу перев'язки на НДС цегляної кладки в місці стику стін / М.В. Теслюк, Т.К. Гунда, А.П. Сорочак // Актуальні задачі сучасних технологій: збірник тез доповідей ІХ Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів (Тернопіль, 25-26 листопада 2020). – Т. 1. – Т. : ТНТУ, 2020. – С. 133-134.
20. Ковальчук Я. Теплоізоляційні будівельні матеріали з місцевих технологічних відходів / Я. Ковальчук, Г. Крамар, Л. Бодрова, І. Коваль, С. Мариненко // Наукові нотатки. - 2019. - Вип. 66. - С. 165-171.
21. Веселов В.А. Проектирование оснований и фундаментов. – М.: Стройиздат, 1990. – 240с.
22. Основания, фундаменты и подземные сооружения.: Е. А. Сорочана, Ю. Г. Ирофименкова. – М. : Стройиздат, 1985. – 135с.
23. Цытович Н. А. Механика грунтов. – М. : Госстройиздат, 1934; 1940; 1951; 1963; 1971; 1979; 1983. – 357с.
24. Далматов Б. И. Механика грунтов, основания и фундаменты. Л. : Стройиздат, 1988. – 298с.
25. Ухов С. Б., Знаменский В. В., Тер – Мартиросян З. Г., Механика грунтов, основания и фундаменты.– М.: Издательство АСВ, 1994. – 524с.
26. Бартоломей А. А. Основы расчёта свайных ленточных фундаментов по предельно допустимым осадкам. – М. : 1982. – 253с.
27. Бугров А. К. Расчёт осадок оснований с развитыми областями предельного напряжённого состояния грунта. Швецова. М. : Высшая школа, 1991, С. 127 – 131.
28. Мерлинов М. В., Ягупов Б. А. Примеры расчёта оснований и фундаментов. М. : 2006. – 145с.
29. Лапшин Ф. К. Основания и фундаменты в дипломном проектировании. Саратов. Изд. – Саратовского университета, 1989. – 212с.
30. Основания и фундаменты. Справочник строителя. Под ред. М. И. Смеродинова. – М. : 2003. – 355с.

31. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Справочник проектировщика. Под ред. Е. А. Сорочана, Ю. Г. Трофименкова. – М. : 2005. – 235с.
32. Малышев М. В. Прочность грунтов и устойчивость основания сооружений. – М. : 2000. - 310с
33. Флорин В. А. Основы механики грунтов. – М. – Л. : Т. 1, 1951; Т. 2, 1961.
34. Цытович Н. А. Механика мёрзлых грунтов (общая и прикладная) , – М. : 1973. – 387с.
35. Шведенко В. И. Монтаж строительных конструкций. М. : Высшая школа, 1987. – 167с.
36. Нойферт Э. Строительное проектирование. М. : Стройиздат, 1991.
37. Бодьин Г. М. и др. Технология строительного производства. – Л. : Стройиздат, 1987. – 197с.
38. Пищаленко М. Ю. Технология возведения зданий и сооружений – Киев. : Высшая школа, 1982. - 298с.
39. Байков В. Н., Сигалов Э. Е. Ж/бетонные конструкции. Общий курс. М. : Стройиздат, 1991. – 412с.
40. Невзоров Л. А. и др. Башенные строительные краны. Справочник. – М. : Машиностроение, 1992. – 254с.
41. Розрахунки і проектування спеціальних будівель і споруд: Навчальний посібник/ Фомиця Л.М., Артеменко А.К., Мамін О.М., Височин І.А. // Під редак. Л.М.Фомиці.- К: Урожай.- 1994.
42. Залізобетонні конструкції. Навчальний посібник / Вахненко П.Ф., Павліков А.М., Горик О.В., Вахненко В.П.// К: Вища школа, 1999.
43. Зоценко М.Л.,Коваленко В.І.,Хілобок В.Г. Яковлев А.В. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи і фундаменти. -К.:Вища шк.,1992.- 408 с.
44. Мельник І.В. Деформації зовнішньої композитної арматури при підсиленні залізобетонних балок / І.В. Мельник, А.Я. Мурин // Зб. наук. праць: механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій. – 2009. - №8. – С. 235-241.

45. Мельник І.В. Ефективність використання композитних матеріалів при підсиленні будівельних конструкцій / І.В. Мельник, Р.З. Добрянський, А.Я. Мурин // Збірник наукових праць третьої всеукраїнської науково-технічної конференції: науково-технічні проблеми сучасного залізобетону. – Львів, 2003. – С. 577-584.
46. Мельник С.В. Дослідження несучої здатності похилих перерізів залізобетонних балок, підсилених наклеєними вуглепластиковими матеріалами / С.В. Мельник // Зб. наук. пр. Полтавського нац. тех. ун-ту ім. Ю.Кондратюка. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. – Полтава, 2012. – Вип. 2(32), Том 1. – С.151–158.
47. Мельник С.В. Розрахунок міцності похилих перерізів залізобетонних балок, підсилених вуглепластиковими матеріалами при однократному навантаженні / С.В. Мельник // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: збірник наукових праць. – Рівне, 2012. – Вип. 23 – С. 494 – 501.
48. Клампуш М.Д. Розрахунок міцності нормальних перерізів залізобетонних балок, підсилених вуглецевими полімерами / М.Д. Клампуш, В.Г. Кваша // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2007. – Вип. 15. – С. 270-276.
49. Внешние армирование железобетонных конструкций композитными материалами. Шилин А.А., Пшеничный В.А., Картузов Д.В. М.: Стройиздат. 2007, 182с.
50. Перераспределение моментов в неразрезных железобетонных балках, упроченных слоистыми углепластиковыми. Аиелло М.А., Валенте Л., Риццо А.. Мех. композит. матер. 2007. 43, № 5 с. 667 – 686.
51. Бамбура А.Н. К построению деформационной теории железобетона стержневых систем на экспериментальной основе / А.Н. Бамбура, А.Б. Гурковский // Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний збірник. - Київ: НДІБК, 2003.- Випуск 59.- Книга 1.- С. 121 – 130.