

**ОДЕСЬКА ДЕРЖАВНА АКАДЕМІЯ  
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ**

**ІНЖЕНЕРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ ІНСТИТУТ**

**Кафедра Металевих, дерев'яних та пластмасових конструкцій**

**ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА  
ДО АТЕСТАЦІЙНОЇ ВИПУСКНОЇ РОБОТИ  
НА ЗДОБУТТЯ ОСВІТНЬОГО СТУПЕНЯ МАГІСТРА  
на тему:**

**«СПЕЦІАЛІЗОВАНЕ ПЛОДОСХОВИЩЕ  
МІСТКІСТЮ 4.2 тис. тонн»**

**Братушенко Вікторія Олегівна**

**Одеса 2020 р.**

**ОДЕСЬКА ДЕРЖАВНА АКАДЕМІЯ  
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ  
ІНЖЕНЕРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ ІНСТИТУТ**

**Кафедра Металевих, дерев'яних та пластмасових конструкцій**

**ЗАТВЕРДЖУЮ**  
завідувач кафедри  
доц. Гілодо О.Ю.

„\_\_\_\_\_” \_\_\_\_\_ 2020 року

**ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА  
ДО АТЕСТАЦІЙНОЇ ВИПУСКНОЇ РОБОТИ  
НА ЗДОБУТТЯ ОСВІТНЬОГО СТУПЕНЯ МАГІСТРА  
на тему:  
«СПЕЦІАЛІЗОВАНЕ ПЛОДОСХОВИЩЕ  
МІСТКІСТЮ 4.2 тис. тонн»**

Виконала студентка групи ПЦБ – 616

Будівництво та цивільна інженерія

(спеціальність)

Промислове та цивільне будівництво

(освітня програма)

**Братушенко Вікторія Олегівна**

Керівник **Купченко Ю.В.**

к.т.н., доцент

Одеса 2020 р.

ОДЕСЬКА ДЕРЖАВНА АКАДЕМІЯ  
БУДІВНИЦТВА ТА АРХІТЕКТУРИ

Інститут: Інженерно-будівельний  
Кафедра: Металевих, дерев'яних та пластмасових конструкцій  
Освітній рівень: «магістр»  
Спеціальність: 192 „Будівництво та цивільна інженерія“  
Освітня програма: Промислове та цивільне будівництво

ЗАТВЕРДЖУЮ

Декан факультету



„\_\_\_” \_\_\_\_\_ 2020 року

З А В Д А Н Н Я  
ДО ВИКОНАННЯ АТЕСТАЦІЙНОЇ ВИПУСКНОЇ РОБОТИ  
НА ЗДОБУТТЯ ОСВІТНЬОГО СТУПЕНЯ МАГІСТРА

Братушченко Вікторія Олегівна

(прізвище, ім'я та по батькові студента)

1. Тема роботи Спеціалізоване мостосховище  
місткістю 4,2 тис. тонн

затверджена наказом ректора ОДАБА № 562 від «30» вересня 2019 року

2. Керівник роботи

Купценко Юрій Вікторович, к.т.н., доц.

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

3. Строк подання студентом роботи до захисту 21.01.2020.

4. Зміст пояснювальної записки за розділами:

- P.1. Вступ. Архітектурна частина.  
P.2. Розрахунково-конструктивна частина. Інженерно-дослідницька частина.  
P.3. Основи і фундаменти.  
P.4. Технологія будівельного виробництва.  
P.5. Організація будівельного виробництва.  
P.6. Економічна частина.  
P.7. Охорона праці

5. Графічний матеріал за розділами

- P.1. Архітектурна частина - 3 листи.  
 P.2. Розрахунково-конструктивна частина - 4 листи.  
Інженерно-дослідницька частина - 1 лист.  
 P.3. Основи і фундаменти - 1 лист.  
 P.4. Технологія будівельного виробництва - 1 лист.  
 P.5. Організація будівельного виробництва - 2 листи.

7. Календарний план виконання роботи:

Види робіт та їх зміст	Дата виконання
Розділ 1. <u>Вступ. Архітектурна частина.</u>	29.10.2019.
Розділ 2. <u>Розрахунково-конструктивна частина.</u> <u>Інженерно-дослідницька частина.</u>	28.11.2019.
Розділ 3. <u>Основи і фундаменти.</u>	17.12.2019.
Розділ 4. <u>Технологія будівельного виробництва.</u>	25.12.2019.
Розділ 5,6. <u>Організація будівельного виробництва.</u> <u>Економічна частина.</u>	10.01.2020. 14.01.2020.
Остаточне оформлення роботи	16.01.2020.
Направлення роботи на рецензування, перевірку на плагіат	17.01.2020.
Попередній захист роботи на кафедрі	21.01.2020.

8. Консультанти розділів атестаційної випускної роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Перевірів	
		дата	підпис
Розділ 1.	<u>Гор. Терещуків Т.Н.</u>	21.10.2019	
Розділ 2.	<u>Куп'яненко Ю. В.</u>		
Розділ 3.	<u>Митиненко В. С.</u>	20.12.19	
Розділ 4.	<u>Дмитрів Н. В.</u>	26.12.19	
Розділ 5.	<u>Братушина О. А.</u>		
Розділ 6.	<u>Братушина О. А.</u>		
Розділ 7.	<u>Мурь О. М.</u>		

9. Дата видачі завдання 5.09.2019.

Зав. кафедри

Гілого О. Ю.  
(підпис) (прізвище та ініціали)

Керівник

(підпис) (прізвище та ініціали)

Студент

(підпис) (прізвище та ініціали)

## Анотація

Одеська державна академія будівництва та архітектури.

Братушенко Вікторія Олегівна.

Інженерно-будівельний інститут, група ПЦБ – 616.

Атестаційна випускна робота на здобуття освітнього ступеня магістра «Спеціалізоване плодосховище місткістю 4.2 тис. тонн».

Спеціальність 192 – Будівництво та цивільна інженерія. Освітня програма – промислове та цивільне будівництво.

Керівник – Купченко Ю.В., кандидат технічних наук, доцент.

Обсяг роботи: 8 розділів («Архитектурно-будівельний», Розрахунковий «Металеві конструкції», Іноваційно-дослідницький, «Основи і фундаменти», «Технологія будівельного виробництва», «Організація будівельного виробництва», «Охорона праці і техніка безпеки у будівництві», «Економіка будівництва», література; сторінок – 177, таблиць – 37, рисунків – 33, креслень – 11.

Необхідність зимового зберігання плодів і овочів, вирощених в Україні, в свіжому вигляді дуже важлива для забезпечення людей свіжими фруктами і овочами впродовж всього року. Також це питання в даний час набуває величезного економічного значення, оскільки втрати продуктів в процесі їх перевезення і зберігання приносять значні збитки. Наприклад, щорічні, втрати плодоовочевої продукції по країні складають від 20 до 30 % валового збору урожаю. Важливо і те, що витримка вирощених в Україні плодів в плодосховищах і успішне зимове зберігання їх забезпечує гідну конкуренцію імпортованій продукції, приносить прибуток до бюджету держави.

Тому актуальним завданням для виконання атестаційної магістерської роботи є проектування плодосховища для короткочасного і тривалого зберігання плодів та овочів.

Проектуєме плодосховище є каркасною будівлею, що складається з камер схову, допоміжних приміщень, цеху товарної обробки. Будівля має розміри в плані 43.2×92.4 м, в поперечному напрямі воно є трьохпролітною рамою з розмірами

прольотів  $19.2 \times 4.8 \times 19.2$  м. Сталеві колони рами із двотаврів, жорстко закріплених в рівні фундаментів. Сталеві кроквяні ферми – прольотом 19.2 м, мають ухил верхнього поясу 1:10 і горизонтальний нижній пояс. Верхній пояс ферми і елементи решітки запроектовані з прокатних кутиків, нижній пояс ферми виконаний з двотавра. З'єднання ферм з колонами – шарнірне. У середньому прольоті дві балки з широкополочних двотаврів на відм. 3.950 і 9.800 м жорстко сполучені з колонами середніх рядів, забезпечують поперечну жорсткість каркаса. Поздовжня жорсткість каркаса забезпечується системою вертикальних зв'язків із замкнутих гнутосварних профілів. Покрівля із сталевого профільованого настилу, виконується з ухилом 1:10 по прогонах з гнутих швелерів, розташованих з кроком 3.0 м. Конструкції покриття виконують роль жорсткого диска, який передає горизонтальні навантаження на колони і разом з вертикальними зв'язками забезпечують просторову жорсткість каркаса. Сендвіч-панелі перекриття в секціях зберігання кріпляться до нижніх поясів кроквяних ферм. Ригелі фахверка з гнутих швелерів і замкнутих гнутосварних профілів. До цеху товарної обробки в місцях виїздів в цех примикають два навіси з розмірами  $9 \times 6$  м. Висота до низу підвісної стелі складського блоку 6.6 м, цеху товарної обробки 4.2 м, машинного відділення холодильної установки 6 м, побутових приміщень – 3.0 м.

Статичний розрахунок трьох пролітної рами, ферми покриття виконано за допомогою спеціалізованого програмного комплексу SCAD. Запроектовані основні елементи сталевих каркасу – колонна, кроквяна ферма, зв'язки, основні вузли каркасу.

Іноваційно-дослідницький розділ виконаний за темою «Несуча сталева конструкція покриття із ЛСТК». Запроектована решітчаста ферма покриття каркасної будівлі господарсько-побутового блоку плодосховища на основі легких сталевих тонкостінних конструкцій (ЛСТК). Несучі сталеві конструкції покриття із стержнями з холодноформованих тонкостінних профілів поки-що є маловикористовуваними в Україні. А в світовій практиці стержневі конструкції із сталевих оцинкованих тонкостінних холодногнутих профілів, отриманих методом холодного формоутворення з прокатного листового металу, мають широке

використання. Конструкції з ЛСТК володіють певними перевагами в порівнянні з традиційними сталевими конструкціями, такими як мала питома вага, можливість використання будь-якого типу фундаменту, простота будівництва, висока точність, висока швидкість будівництва, можливість зимового будівництва, екологічність, сейсмостійкість, економічність. Використання таких конструкцій стримувалося відсутністю відповідної нормативної бази в Україні. На сьогоднішній день розрахунок конструкцій, виконаних із ЛСТК, регламентований нормами Єврокод 3, які були гармонізовані в Україні і введені в дію з 1 липня 2014 р. Застосування ферм із ЛСТК для розробленого покриття забезпечило економію 15% сталі в порівнянні з традиційним рішенням, де на несучі прокатні двотаврові кроквяні балки прольотом 6 м обпираються прогони довжиною 6 м і кроком 3 м із прокатних швелерів.

У розділі «Основи і фундаменти» запроектовані фундаменти під колони крайнього і середнього рядів каркасу. Було розглянуто два варіанти фундаментів: стовпчастий неглибокого закладання і пальовий. Остаточним варіантом прийняті фундаменти неглибокого закладання.

У розділі «Технологія будівельного виробництва» розроблена технологічна карта на монтаж конструкцій покриття, тривалість монтажу складає 6 днів.

У розділі «Організація будівельного виробництва» для визначення послідовності робіт, термінів виконання загальнобудівельних, спеціальних і монтажних робіт складений календарний план у вигляді сітьової моделі, а також графіки потреби у робочих кадрах, механізмах і основних матеріальних ресурсах. Тривалість зведення будівлі плодосховища складає 9 місяців.

Представлені основні вимоги згідно охорони праці і техніки безпеки під час будівництва споруди плодосховища.

У розділі «Економіка будівництва» складені локальний кошторис на будівельні роботи, об'єктний кошторис, зведений кошторисний розрахунок вартості об'єкта будівництва плодосховища. Визначено зведений кошторисний розрахунок будівництва плодосховища у сумі 30707.524 тис. грн.

**Висновок.** Враховуючи велике економічне значення якісного зберігання плодів і овочів, вирощених в Україні, в магістерській атестаційній роботі розроблено актуальне завдання – запроектована будівля плодосховища.

У відповідності з ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції. Норми проектування», де в п. 5.2.1 рекомендується «обирати оптимальні за техніко-економічними показниками конструктивні схеми споруд; застосовувати прогресивні конструкції...; передбачати технологічність і найменшу трудомісткість виготовлення конструкцій; застосовувати конструкції, що забезпечують технологічність і найменшу трудомісткість монтажу» у іноваційно-дослідницькому розділі запроектовані ферми із ЛСТК для розробленого покриття, що забезпечило економію 15% сталі.

Ключові слова: сталевий каркас, колона, кроквяна ферма, легкі сталеві тонкостінні конструкції, стержень.

Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture.

Bratushenko Victoria Olegivna.

Institute of Civil Engineering, group PGS-616.

Certification graduation work to obtain an educational master's degree "Specialized fruit storage with a capacity of 4.2 thousand tons".

Specialty 192 – Construction and civil engineering. The educational program is industrial and civil construction.

Adviser – Kupchenko Y.V., PhD., Assistant Professor.

Key words: steel frame, column, steel trusses, light steel thin-walled structures, rod.



## Зміст

1. Вступ .....	10
2. Розділ «Архітектурно-будівельний» .....	11
3. Розділ «Металеві конструкції» .....	20
4. Іноваційно-дослідницький розділ .....	55
5. Розділ «Основи і фундаменти» .....	89
6. Розділ «Технологія будівельного виробництва» .....	110
7. Розділ «Організація будівельного виробництва» .....	128
8. Розділ «Охорона праці і техніка безпеки у будівництві» .....	147
9. Розділ «Економіка будівництва» .....	161
10. Література .....	176

## Вступ

Необхідність зимового зберігання плодів і овочів, вирощених в Україні, в свіжому вигляді дуже важлива для забезпечення людей свіжими фруктами і овочами впродовж всього року. Також це питання в даний час набуває величезного економічного значення, оскільки втрати продуктів в процесі їх перевезення і зберігання приносять значні збитки. Щорічні втрати плодоовочевої продукції по країні складають від 20 до 30 % валового збору урожаю. Важливо і те, що витримка вирощених в Україні плодів в плодосховищах і успішне зимове зберігання їх забезпечує гідну конкуренцію імпортній продукції, приносить прибуток до бюджету держави.

Тому завдання для виконання атестаційної магістерської роботи на проектування плодосховища є актуальним.

Мета роботи – запроектувати будівлю плодосховища для короткочасного і тривалого зберігання плодів та овочів. Завдання роботи – забезпечити раціональне використання несучих сталевих конструкцій при проектуванні каркасної будівлі, застосовувати при цьому прогресивні конструкції з використанням сучасних легких сталевих тонкостінних конструкцій, застосовувати конструкції, що забезпечують технологічність і найменшу трудомісткість монтажу.

*1. АРХИТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ  
РОЗДІЛ*

*Дипломник: Братушенко В.О.*

*Консультант: доц. Плахотний Г.Н.*

## 1.1 Вихідні дані для проектування

Проектуєма будівля – спеціалізоване плодосховище місткістю 4.2 тис. тонн.  
Район будівництва – місто Миколаїв.

Нормативна глибина сезонного промерзання ґрунтів складає 0.8 м.

Характеристичні значення атмосферних навантажень на конструкції будівель і споруд прийняті по [9].

Характеристичного значення снігового навантаження прийнято для 2 району 0.87 кПа (87 кгс/м<sup>2</sup>), швидкісний тиск вітру для 3 району – 0,47 кПа (47 кгс/м<sup>2</sup>).

Температура зовнішнього повітря:

- абсолютно мінімальна: -30 °С;
- середня найбільш холодної п'ятиднівки: -22 °С;
- середньомісячна в липні: + 29,3 °С.

Середня відносна вологість повітря:

- найбільш холодного місяця – січня дорівнює 81%;
- найбільш теплого місяця – липня дорівнює 55%.

У відповідності з [1] прийняті данні переважного напрямку вітрів для побудови рози вітрів (табл. 1.1).

Таблиця 1.1. Напрямок і швидкість вітру

Місяць	Повторюваність вітрів по напрямку, %								Повторюваність штилей, %
	С	СВ	В	ЮВ	Ю	ЮЗ	З	СЗ	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Січень	15	21	12	11	10	10	8	13	6
Липень	23	18	4	3	6	14	9	23	10
	Середня швидкість вітру по напрямках, м/с								Максим. із середніх швидкостей, м/с
Січень	5,2	5,4	4,6	4,7	4,5	4,5	4	4,5	5,4
Липень	4,1	3,2	2,7	2,6	4,6	4	3,2	4	3,2

## 1.2 Генеральний план

Розміщення проектуємої будівлі виконуємо на основі схеми районного планування. Генеральний план промислового підприємства вирішений з врахуванням генерального плану всього промислового району. Він є комплексним рішенням планування, забудови, транспорту, інженерно–технічних комунікацій і благоустрою виробничої території.

Генеральний план забудови спеціалізованого плодосховища місткістю 4.2 тис. тонн виконаний в масштабі 1: 500.

На генеральному плані показані основні споруди, дороги, пішохідні доріжки, зелені насадження. Розміщення їх підпорядковано функціональним, протипожежним і санітарним вимогам.

Озеленення ділянки ви виконується високозростаючими деревами – листяними і хвойними; газонами, засадженими чагарниками і травою.

На одному кресленні з генеральним планом показується роза вітрів. На ній відображається повторюваність і швидкість вітрів протягом року в районі ділянки будівництва. Маючи розу вітрів можемо розташовувати проектуему будівлю відносно сторін світу і по відношенню до пануючих вітрів.

Вирішено питання горизонтальної і вертикальної прив'язки. Ділянка примикає до магістральної вулиці.

На генеральному плані показаний в'їзд на територію плодосховища транспорту з сировиною і пожежний виїзд, в разі пожежної необхідності.

Для робітників і службовців створені пасажирські і пішохідні шляхи сполучення, які дозволяють безпечно і з найменшою витратою часу пересуватися по підприємству. Людські потоки ізольовані від вантажних, шляхи переміщення як людей так і вантажів мінімальні. Пересічення людських і вантажних потоків не допускається.

На генеральному плані в кутах проектуємої будівлі показуємо червоні і чорні відмітки. Абсолютні відмітки у вигляді дробу, де в чисельнику вказується червона відмітка (пересічення цоколя з відмосткою), а в знаменнику – чорна (пересічення

цоколя з існуючим рельєфом). Показуємо абсолютну відмітку підлоги будівлі – 53.650.

### 1.3 Об'ємно–планувальне вирішення

У основу об'ємно – планувальних і конструктивних вирішень плодосховища покладені вимоги технології, інженерного забезпечення будівлі і умови максимального блочного розташування всіх служб.

У будівлі блочно розміщуються приміщення складського призначення з основними виробничими приміщеннями, приміщення служб інженерного забезпечення і приміщення побутового обслуговування.

Будівля складається з трьох блоків:

- блоку зберігання;
- блоку товарної обробки;
- блоку побутового і допоміжного.

Блок зберігання запроектований з 10 камер схову з розмірами в осях  $12 \times 19.2$  м кожна, сполучених між собою вантажним коридором шириною 4.8 м, що має зв'язок з блоком товарної обробки.

Блок товарної обробки має безпосередній зв'язок з побутовими і допоміжними приміщеннями для обслуговування працюючих в плодосховищі. У побутовому і допоміжному блоці запроектовано машинне відділення холодильної установки з побутовими приміщеннями для обслуговуючого персоналу, ремонтним відділенням, коморою запчастин і кімнатою начальника цеху.

### 1.4 Технологія основного виробництва

Робота спеціалізованого плодосховища прийнята одно- двозмінна при 8 – годинному робочому дні і 7 – денному робочому тижню в період завантаження і переробки сільгосппродукції. Перед завантаженням в холодильні камери їх дезинфікують 1% розчином формаліну і добре провітрюють. Доставлена продукція зважується і транспортується в камери схову, де встановлюється в піддонах в

штабелі заввишки 4.95 м (7 ярусів). Після зберігання сільгосппродукцію переміщують в цех товарної обробки і упаковують в ящики.

Відходи від переробки продукції загрузають в автотранспорт і відправляють на тваринницькі ферми для корму худобі.

Холодильні камери можуть бути використані для груш і яблук в літній період, винограду в осінній, а також груш зимових сортів для короткочасного зберігання і різних овочів для тривалого зберігання в перебігу зимового періоду.

Холодопостачання здійснюється від власної холодильної установки. У камерах схову передбачена загальна об'єктна механічна приточно–витяжна вентиляція.

### 1.5 Конструктивна характеристика будівлі

Проектуєме плодосховище є будівлею, що складається з камер схову, допоміжних приміщень, цеху товарної обробки. Будівля має розміри в плані 43.2×92.4 м, в поперечному напрямі воно є трьохпролітною рамою з розмірами прольотів 19.2×4.8×19.2 м.

Колони рами із сталевих двотаврів, жорстко закріплених в рівні фундаментів.

Ферми – прольотом 19.2 м, мають ухил верхнього поясу 1:10 і горизонтальний нижній пояс. Верхній пояс ферми і елементи решітки запроектовані з прокатних кутиків, нижній пояс ферми виконаний з двотавра. З'єднання ферм з колонами – шарнірне.

У середньому прольоті дві балки з широкополочних двотаврів на відм. 3.950 і 9.800 м жорстко сполучені з колонами середніх рядів, забезпечують поперечну жорсткість каркаса.

Поздовжня жорсткість каркаса забезпечується системою вертикальних зв'язків із замкнених гнутосварних профілів.

Покрівля із сталевого профільованого настилу, виконується з ухилом 1:10 по прогонах з гнутих швелерів, розташованих з кроком 3.0 м.

Конструкції покриття виконують роль жорсткого диска, який передає горизонтальні навантаження на колони і разом з вертикальними зв'язками забезпечують просторову жорсткість каркаса.

Сандвіч-панелі перекриття в секціях зберігання кріпляться до нижніх поясів кроквяних ферм.

Ригелі фахверка з гнутих швелерів і замкнутих гнутосварних профілів.

До цеху товарної обробки в місцях виїздів в цех примикають два навіси з розмірами  $9 \times 6$  м. Висота до низу підвісної стелі складського блоку 6.6 м, цеху товарної обробки 4.2 м, машинного відділення холодильної установки 6 м, побутових приміщень – 3.0 м.

Підлога в проектуємій будівлі декількох видів. Бетонна в камерах зберігання, керамічна плитка в цеху товарної обробки і лінолеум у всіх допоміжних приміщеннях. Двері в камерах схову алюмінієві відкотні. Вікна з алюмінієвого профілю.

Виробництво робіт по улаштуванню підлоги здійснюється згідно нормативних документів. Бетон підстиляючого шару підлоги ущільнюється поверхневим вібратором. По периметру зовнішніх стін машинного відділення холодильної установки, кімнати начальника цеху, обігріву і прийому їжі, гардеробу, цеху товарної обробки, під підстиляючий шар підлоги влаштовується підсіпка з керамзитового гравію щільністю  $450 \text{ кг/м}^3$  шириною 800 мм і завтовшки 220 мм.

Бетонні захисні бортики в місцях відкату дверей не виконуються. У місцях отворів розсувних воріт в підлозі виконуються ніші і гнізда для установки закладного елемента порогу. Улаштування підлоги виконується після установки сандвіч-панелей стін і перегородок.

Камери схову і цех товарної обробки запроектовані із зовнішнім каркасом, який несе шатер покриття і екран із сталевого профільованого листа, який створює над будівлею вентиляований простір.

Зовнішні стіни блоків камер схову і цеху товарної обробки і переробки розроблені з горизонтально розташованих стінових панелей з теплоізоляцією з пінополіуретану.



## 1.6 Інженерні комунікації

Об'єм витрат води, тепла, електроенергії для господарсько-побутових потреб визначається діючими нормами.

Водопостачання плодосховища передбачається від міського водопроводу. Для пожежогасіння від мережі передбачаються пожежні гідранти згідно [3].

Спеціалізоване плодосховище обладнане системами господарсько-пітьєвого водопроводу, виробничого і протипожежного призначення, гарячим водопостачанням, побутовою і виробничою каналізацією, системою оборотного водопостачання холодильної установки.

Згідно норм [3] внутрішнє пожежогасіння в охолоджуваних частинах плодосховища не передбачається. Витрата води на внутрішнє пожежогасіння блоку побутових і допоміжних виробничих приміщень складає 20 л/с. Загальна витрата води на пожежогасіння об'єкту 35 л/с.

Мережі каналізації передбачені для відведення стічних вод від технологічного і санітарно-технічного устаткування цеху товарної обробки. Побутові і виробничі стоки відводяться в зовнішні мережі роздільними випусками. Для попереднього механічного очищення забруднених стоків від миття підлоги в цеху товарної обробки передбачаються прийомки з решіткою, гідравлічним затвором і відстійною частиною. Для скорочення водоспоживання незавантажені стоки, які виникають при відтанненні повітроохолоджувачів подаються на повторне використання в системі холодопостачання.

Система опалювання побутових і допоміжних приміщень однотрубна, горизонтальна з редуційними вставками. Теплоносій – вода з параметрами 105...70 °С. Нагрівальними приладами прийняті сталеві радіатори.

У камерах схову передбачена загальнообмінна механічна приточно-витяжна вентиляція з розрахунку 2-х кратного обміну за добу. Роздача повітря в камери здійснюється зосереджено. На кожному відводі і в камери встановлені заслінки з електроприводом.

У машинному відділенні вентиляція приточно-витяжна механічна, аварійна вентиляція побутових приміщень приточно-витяжна з механічною і природною спонукою. Ворота у вантажному коридорі обладнані повітряною завісою, а в цеху товарної обробки – повітряно-тепловими завісами. Проектом передбачена підтримка необхідного температурного режиму в робочий час ( $t_v = 16^\circ\text{C}$ ) і в неробочий ( $t_v = 5^\circ\text{C}$ ) в залах товарної обробки, повітряно-опалювальними вентсистемами.

Молніезахист будівлі плодосховища відноситься до III категорії. В якості молнієприємника використовуються металеві конструкції покриття будівлі. Фактичний опір кожного заземлювача має бути не більш нормованого для даної категорії ґрунтів. Для захисту від запасу високого потенціалу по зовнішніх наземних металевих комунікаціях (осі 15,16) їх необхідно на вводі в будівлю приєднати до заземлювача захисту від прямих ударів блискавки.

Проектом передбачено робоче і аварійне електричне освітлення світильниками і світлодіодними лампами. Освітлювальна арматура, висота підвіски світильників, марка проводу і спосіб прокладки прийняті залежно від умов середовища, висоти приміщення і характеру робіт, що проводяться в них. Вибір освітлення виконується згідно [2].

Для адміністративно-господарського зв'язку проектом передбачається телефонізація плодосховища від мереж господарства. У службовому приміщенні і кімнаті начальника цеху передбачається установка телефонних апаратів. Мережа телефонізації усередині приміщень прокладається відкрито по будівельних конструкціях.

У кімнаті начальника цеху, в кімнаті обігріву і прийому їжи, в службовому приміщенні і в цеху товарної обробки передбачається установка гучномовців. Мережа радіофікації усередині приміщень прокладається також відкрито по будівельних конструкціях.

## 1.7 Зовнішня і внутрішня обробка будівлі

Для обробки фасаду прийняті перхлорвінілові фарби. Колірне забарвлення фасадів вирішене в нейтральних і теплих тонах малої насиченості з врахуванням колірного вирішення навколишньої забудови.

Для деталей фасадів (вікон, воріт, елементів вентиляційної системи, пожежних сходів) прийняті тони середньої яскравості і великої насиченості.

Для колірної обробки інтер'єрів прийняті теплі, холодні і нейтральні (залежно від призначення і температурно-вологісного режиму приміщень) тони малої і середньої насиченості.

Сигнально-застережлива і пізнавальна окраска елементів технологічного устаткування, будівельних конструкцій і промпроводок прийнята в яскравих тонах середньої і великої насиченості.

Масляні, емалеві ґрунтові склади наносяться за допомогою пістолетів-розпилювачів.

При обробці на висоті використовується страхівка і при роботі в закритому приміщенні використовуються респіратори.

Металеві конструкції спорудження складу, що знаходяться усередині, фарбують пентафталевою емаллю по ґрунтовці за допомогою пневматичних розпилювачів.

## 1.8 Екологія і охорона праці

Пожежна сигналізація проектуємої споруди плодосховища виконана згідно з вимогами нормативних документів [3]. Для виявлення пожежі в плодосховищі передбачається установка пожежних повідомлювачів, які передають сигнал тривоги на контрольний пункт. Цей пункт встановлюється в приміщенні з персоналом, ведучим цілодобове чергування. При здобутті сигналу тривоги з пульта, поступає команда на відключення вентиляції.

У камерах на випадок закриття в них людини встановлюються світлові покажчики «Вихід» і кнопки включення світлової і звукової сигналізації. При

натисненні кнопки включення спалахують світлові покажчики у входів в камери і одночасно поступає команда на дзвінки звукової сигналізації, які встановлені у вантажному коридорі, в цеху товарної обробки, в службовому приміщенні.

Проектом передбачена безпечна організація технологічних процесів і робочих місць. При експлуатації механізмів і устаткування в плодосховищі обслуговуючий персонал повинен керуватися правилами техніки безпеки і виробничої санітарії на плодоовочевих підприємствах, правилами техніки безпеки, викладеними в інструкціях з експлуатації, що додаються до кожного устаткування. В цілях безпечного обслуговування електрифікованого устаткування, пристроїв, засобів автоматизації всі металеві частини устаткування, корпуси приладів, сполучних коробів і тому подібне, які можуть опинитися під напругою в наслідку пошкодження ізоляції, мають бути надійно занулені.

## *2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ*

*Дипломник: Братушенко В.О.*

*Консультант: доц. Купченко Ю.В.*

## Вступ

Проектуєма будівля має розміри в плані  $43.2 \times 92.4$  м (рис. 1), в поперечному напрямі вона є трьохпролітною рамою з розмірами прольотів  $19.2 \times 4.8 \times 19.2$  м.

Колони рами із сталевих двотаврів, жорстко закріплених в рівні фундаментів.

Сталеві кроквяні ферми – прольотом  $19.2$  м, мають ухил верхнього поясу  $1:10$  і горизонтальний нижній пояс. З'єднання ферм з колонами – шарнірне.

У середньому прольоті дві балки з широкополочних двотаврів на відм.  $3.950$  і  $9.800$  м жорстко сполучені з колонами середніх рядів, забезпечують поперечну жорсткість каркаса.

Поздовжня жорсткість каркаса забезпечується системою вертикальних зв'язків із замкнених гнutosварних профілів.

Покрівля із сталевих профільованих настилу, виконується з ухилом  $1:10$  по прогонах з швелерів, розташованих з кроком  $3.0$  м.

Конструкції покриття виконують роль жорсткого диска, який передає горизонтальні навантаження на колони і разом з вертикальними зв'язками забезпечують просторову жорсткість каркаса.

До цеху товарної обробки в місцях виїздів в цех примикають два навіси з розмірами  $9 \times 6$  м. Висота до низу підвісної стелі складського блоку  $6.6$  м, цеху товарної обробки  $4.2$  м, машинного відділення холодильної установки  $6$  м, побутових приміщень –  $3.0$  м.

Розрахунок складається з наступних етапів:

1. Визначення навантажень, що діють на раму
2. Складання розрахункової схеми і статичний розрахунок рами – визначення зусиль в елементах рами від навантажень, що діють
3. Розрахунок колони каркасу
4. Розрахунок решітчатого ригеля рами (кроквяної ферми)

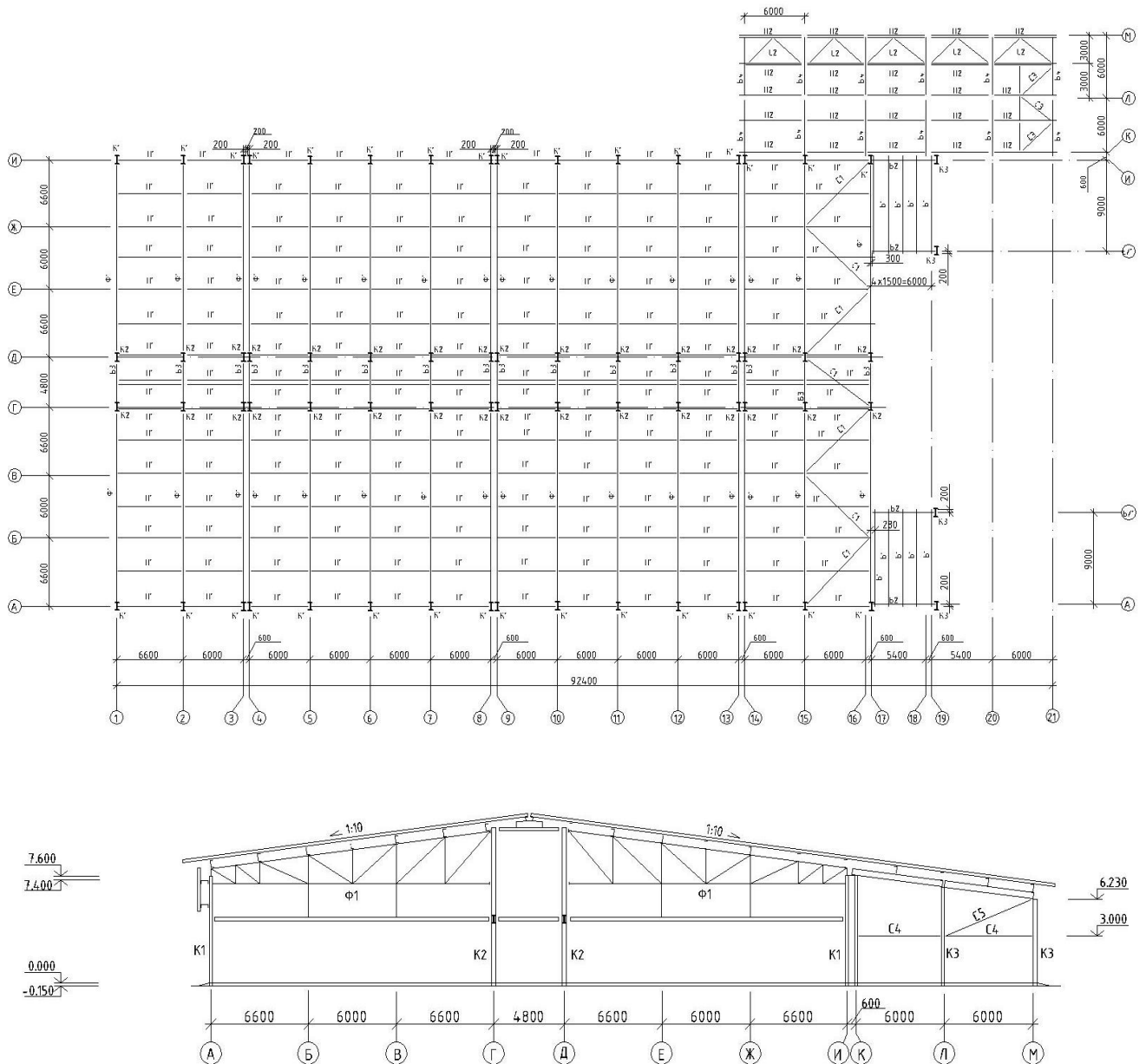


Рис. 1. Маркувальний план будівлі і поперечний розріз

## 2.1. Визначення навантажень, що діють на раму

На поперечну раму каркасу діють:

1. Постійні навантаження: власна вага крівлі і конструкції покриття, вага колон, вага сендвіч-панелей блоків плодосховища
2. Тимчасові навантаження: атмосферні (вплив снігу і вітру).

## Постійні навантаження

Навантаження від власної ваги кровлі і конструкцій покриття зазвичай приймають рівномірно розподіленим по довжині ригеля. Для цього знаходять величину навантаження на 1 м<sup>2</sup> покриття, його зручно визначати в табличній формі.

Таблиця 1. Визначення постійного навантаження на ригель рами

Навантаження	Характеристичне навантаження, кН/м <sup>2</sup>	Коеф-т надійності по навантаженню, $\gamma$	Розрахункове навантаження, кН/м <sup>2</sup>
Металеви профільований настил ТУ10.15.090–88 (несучий)	0,12	1,05	0,126
Гидроізоляція – слой поліетиленової плівки ГОСТ 10354-82	0,1	1,2	0,12
Металлический профилированный настил ТУ 10.15.090 – 88(несущий)	0,16	1,05	0,168
Собственный вес металлической фермы, в т.ч прогоны, балки, связи	0,67	1,05	0,704
Сендвіч-панелі з утеплювачем з мінвати (закріплюються до нижнього поясу ферми)	0,39	1,2	0,47
Усього	$q_{кр}^H = 1,2$		$q_{кр}^P = 1,298$

Тоді розрахункове навантаження на одиницю довжини ферми буде рівне:  $q_n$   
 $= q_{пр} \cdot B$  (кН/м)

де  $B$  – крок рам

$$q_n = 1,298 \cdot 6 = 7,79 \text{ кН/м.}$$

## Снігове навантаження

Граничне розрахункове значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття визначаємо за [9]:

$$S_m = \gamma_{fm} \cdot S_0 \cdot C,$$



де  $\gamma_{fm}$  – коефіцієнт надійності по граничному значенню снігового навантаження,

$$\gamma_{fm} = 1,04;$$

$S_0$  – характеристичне значення снігового навантаження, для м. Миколаєва (2-ий сніговий район),  $S_0 = 0.87$  кН/м<sup>2</sup>;

$C$  – коефіцієнт, який визначається по формулі:

$$C = \mu \cdot C_e \cdot C_{alt} = 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1,$$

де  $\mu = 1$  – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні землі до снігового навантаження на покриття;

$C_e = 1$  – коефіцієнт, що враховує режим експлуатації кривлі;

$C_{alt} = 1$  – коефіцієнт географічної висоти, що враховує висоту розміщення будівельного об'єкту над рівнем моря.

$$S_m = \gamma_{fm} \cdot S_0 \cdot C = 1,04 \cdot 0.87 \cdot 1 = 0.91 \text{ кН/м}^2.$$

Розрахункове рівномірно розподілене навантаження від снігу на ригель рами визначається по формулі:

$$S_p = S_m \cdot B = 0.91 \cdot 6 = 5.46, \text{ кН/м},$$

де  $B = 6$  – крок поперечних рам.

### Вітрове навантаження

Дія вітру на споруду викликає тиск з навітряного боку (активний тиск), так і із завітряного боку. При розрахунку рами розглядають окремо вітрове навантаження на колони і на ригель рами. Нормативний швидкісний натиск вітру залежить від району будівництва, висоти споруди і типа місцевості.

Граничне розрахункове значення вітрового навантаження визначаємо по [9]:

$$W_m = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot C, \text{ кН/м}^2,$$

де  $\gamma_{fm}$  – коефіцієнт надійності по граничному значенню вітрового навантаження

$$\gamma_{fm} = 0,96;$$

$W_0$  – характеристичне значення вітрового навантаження,  $W_0 = 0,47$  кН/м<sup>2</sup> ;

$C$  – коефіцієнт, визначуваний по формулі:

$$C = C_{aer} \cdot C_h \cdot C_{alt} \cdot C_{rel} \cdot C_{dir} \cdot C_d,$$

де  $C_{aer}$  – аеродинамічні коефіцієнти,  $C_{aer} = 0,8$ ,  $C_{aer}^{omc} = 0,6$ ;

$C_h$  – коефіцієнт висоти споруди, що враховує збільшення вітрового навантаження залежно від висоти конструкції або даної її частини над поверхнею землі і типа навколишньої місцевості,  $C_{10} = 2,3$ ;

$C_{alt} = 1$  – коефіцієнт географічної висоти;

$C_{rel} = 1$  – коефіцієнт рельєфу;

$C_{dir} = 1$  – коефіцієнт, що враховує нерівномірність вітрового навантаження;

$C_d = 1$  – коефіцієнт динамічності, що враховує вплив пульсаційної складової вітрового навантаження.

Визначаємо значення коефіцієнта  $C$ :

$$C_{10} = 0,8 \cdot 2,30 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1,84$$

$$C_{10}^{omc} = 0,6 \cdot 2,30 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1,38$$

Визначаємо значення вітрового навантаження на споруду з врахуванням всіх коефіцієнтів:

$$W_{m10} = 0,96 \cdot 0,47 \cdot 1,84 = 0,83 \text{ кН/м}^2$$

$$W_{m10}^{omc} = 0,96 \cdot 0,47 \cdot 1,38 = 0,62 \text{ кН/м}^2$$

Розрахункове рівномірно розподілене навантаження від вітру на колону рами складе  $W_p = W_m \cdot B$ , кН/м, де  $B = 6$  – шаг поперечних рам.

$$W_{p10} = 0,83 \cdot 6 = 4,98 \text{ кН/м}$$

$$W_{p10}^{omc} = 0,62 \cdot 6 = 3,72 \text{ кН/м}$$

Вітрове навантаження, розташоване вище за нижній пояс кроквяних ферм, приводиться до зосередженої сили  $W$ , умовно прикладеної до нижнього поясу ферми, і визначається по епюрі інтенсивності вітрового тиску. Тоді вітрове навантаження на шатер каркаса складе:

$$W_u = 0,5 \cdot H_u \cdot (W_{10} + W_{10}^{omc}) = 0,5 \cdot 2,2 \cdot (4,98 + 3,72) = 9,57 \text{ кН},$$

де  $H_u$  – висота шатра.

## 2.2. Складання розрахункової схеми і статичний розрахунок рами

При складанні розрахункової схеми рами необхідно встановити розрахункові розміри контура рами, визначити жорсткості окремих її елементів (колони і ригеля) і

типа з'єднання колон з ригелем і фундаментом (жорстке або шарнірне).

Статичний розрахунок каркаса плодосховища складається з визначення внутрішніх зусиль ( $M, N, Q$ ), що виникають в його елементах під дією навантажень.

Розрахунковими завантаженнями рами є:

- постійне навантаження від власної ваги покриття, розподілене по всьому ригелю інтенсивністю  $q_{п}$
- вітрове навантаження  $w_{в}$  на колони і  $W$  на шатер, що діє зліва направо і навпаки
- снігове навантаження, рівномірно розподілене на ригелі інтенсивністю  $S_{р}$ .

## 2.2 Статичний розрахунок рами каркасу

Розрахунок виконуємо за допомогою пакету програмного комплексу SCAD, який оснований на методі кінцевих елементів.

Розрахункові схеми рами надані на наступних рисунках.

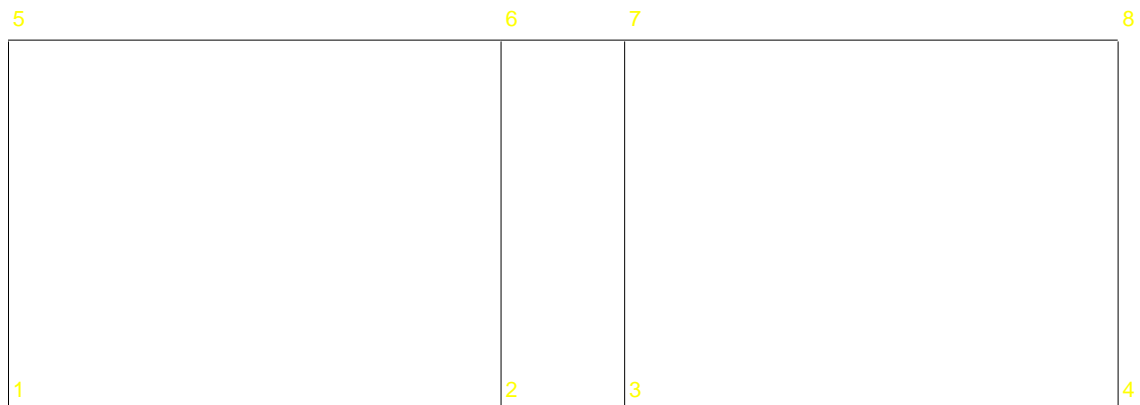


Рис. 2. Номера вузлів

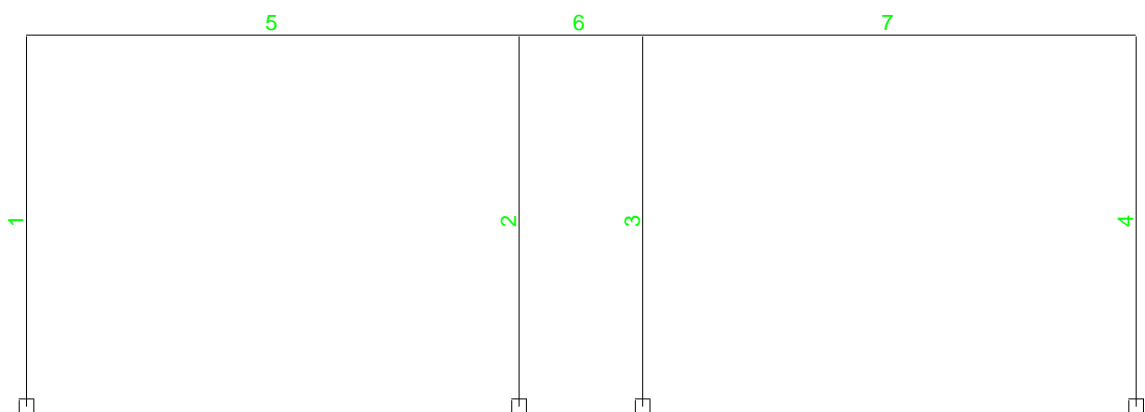


Рис. 3. Номера елементів

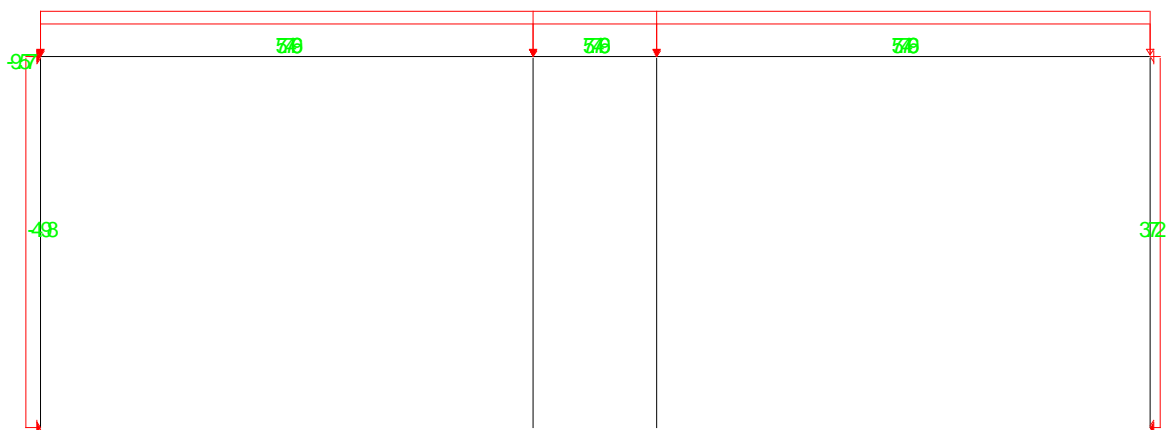


Рис. 4. Розрахункові завантаження

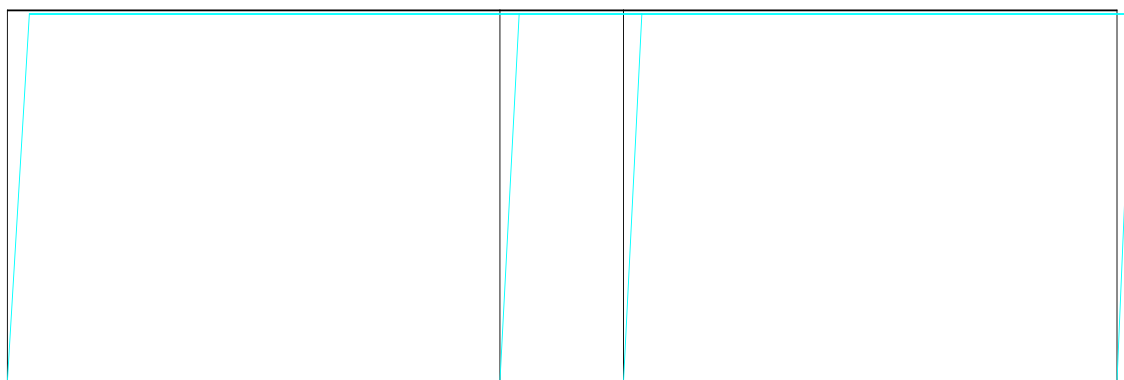


Рис. 5. Загальний вид деформації

### 2.3. Розрахунок колони

Підбір перетину колони виконуємо по розрахункових зусиллях  $M$  і  $N$ , отриманим із статичного розрахунку рами. При цьому заздалегідь визначаємо розрахункові довжини ділянок колон в плоскості і з плоскості рами залежно від прийнятої конструктивної схеми каркаса будівлі.

Згідно статичного розрахунку в колоні крайнього ряду діють зусилля:  
 $N=787,0$  кН;  $M=104,2$  кНм.

Розрахункові довжини колони:

$$l_x = H \cdot \mu_x, \quad l_y = H \cdot \mu_y, \quad \text{де } H - \text{довжина колони.}$$

$$\mu_x = 2 \quad l_x = 9.85 \cdot 2 = 19.7 \text{ м}$$

$$\mu_y = 0.7 \quad l_y = 9.85 \cdot 0.7 = 6.9 \text{ м.}$$

Визначення необхідної площі поперечного перерізу колони

Необхідну площу перетину колони орієнтовно визначимо по формулі:

$$A_{необ} = \frac{N\gamma_n}{R_y\gamma_c} \left( 1,25 + 2,25 \frac{e_x}{h_B} \right),$$

де  $e_x = \frac{M}{N}$  - ексцентриситет прикладання розрахункової подовжньої сили в м;

$\gamma_c = 1$  – коефіцієнт умови роботи;

$\gamma_n = 0,95$  – коефіцієнт надійності за призначенням;

$h_B$  – висота перетину двотавра колони;

$R_y$  – розрахунковий опір сталі;

$$e_x = \frac{104,2}{787} = 0,132\text{ м}, \quad h_B = 400\text{ мм}$$

$$A_{мп} = \frac{787 \cdot 0,95}{24 \cdot 1} \left( 1,25 + 2,25 \frac{13,2}{40} \right) = 62,1\text{ см}^2.$$

### Компоновка поперечного перетину колони

Процес компоновки перетину колони зводиться до підбору двотавра з площею перетину найближчою більшою по величині до орієнтовної потрібною і з радіусами інерції  $i_x$  та  $i_y$  перетину не меншими, ніж обчислені по формулах:

$$\min i_x = \frac{l_x}{\lambda_u},$$

$$\min i_y = \frac{l_y}{\lambda_u},$$

де  $\lambda_u = 120$  – попередньо призначена гранична гнучкість колони.

$$\min i_x = \frac{1970}{120} = 16,41\text{ см}, \quad \min i_y = \frac{6,9}{120} = 5,75\text{ см}.$$

Приймаємо по сортаменту широкополочний двотавр 40 Ш4:

$$A = 159\text{ см}^2; i_x = 17,1\text{ см}; i_y = 7,36\text{ см}; I_x = 46330\text{ см}^4; W_x = 2330\text{ см}^3.$$

### Перевірка стійкості колони в площині рами

Перевірка на стійкість позацентрово стиснутих колон в площині дії моменту,

співпадаючого з плоскістю симетрії перетину, виконують по формулі:  $\frac{N \cdot \gamma_n}{\varphi_e \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1$

Для визначення коефіцієнта  $\varphi_e$  попередньо необхідно обчислити величини умовної гнучкості  $\lambda_{ef}$  і приведенного відносного ексцентриситету  $m_{ef}$ .

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} \leq \lambda_u \quad \bar{\lambda} = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}},$$

де  $E = 2,06 \cdot 10^4 \text{ кН/см}^2$  – модуль пружності сталі

$$m_{ef} = \eta m,$$

де  $m = \frac{e_x \cdot A}{W_x}$  - відносний ексцентриситет

$\eta$  - коефіцієнт впливу форми перетину

$$\lambda_x = \frac{1970}{17.1} = 115.2, \quad \bar{\lambda} = 115.2 \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 3.93,$$

$$m = \frac{13.2 \cdot 159}{2330} = 0.9$$

$$\eta = 1,4 - 0,02 \bar{\lambda} = 1,4 - 0,02 \cdot 3.93 = 1.32$$

$$m_{ef} = 1.32 \times 0.9 = 1.2$$

По таблиці [ ] інтерполюючи, знаходимо  $\varphi_e = 0.197$ ,

Таким образом виконуємо перевірку стійкості:

$$\frac{N \cdot \gamma_n}{\varphi_e \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{787 \cdot 0.95}{0.197 \cdot 159 \cdot 24 \cdot 1.0} = 0.99 < 1,$$

перевірка стійкості виконується.

### Перевірка стійкості колони з плоскості рами

Перевірка стійкості позацентрово стиснутих колон з плоскості дії моменту виконуємо по формулі:

$$\frac{N \cdot \gamma_n}{c \cdot \varphi_y \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1.$$

Для цього слід визначити коефіцієнти  $\varphi_y$  і  $c$ .

Обчислюємо гнучкість стрижня колони з плоскості рами:

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y}, \quad \lambda_y = \frac{690}{7.36} = 93.4.$$

Знаходимо коефіцієнт стійкості  $\varphi = 0.541$ .

Визначимо коефіцієнт «с», який враховує вплив згинальних моментів, що діють в площині рами, на стійкість колони з площини рами. Коефіцієнт «с» залежить від відносного ексцентриситету  $m_x$ , який рахується за формулою:

$$m_x = \frac{M_x A}{NW_x},$$

де  $M_x$  – максимальний згинальний момент в середній третині довжини ділянки колони, що розраховується.

$$M_x = 68,8 \text{ кНм} = 6880 \text{ кНсм}$$

$$m_x = \frac{6880 \cdot 159}{787 \cdot 2330} = 1.49.$$

При значенні відносного ексцентриситента  $1 < m_x = 1.49 \leq 5$  і  $\lambda_x < \lambda_c$ , знаходимо коефіцієнти  $\alpha$  та  $\beta$ :

$$\lambda_c = 3,14 \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 3,14 \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{24}} = 97$$

$$\alpha = 0,65 + 0,05 m_x = 0,65 + 0,05 \cdot 1,49 = 0,73,$$

$$\beta = 1.$$

Знаходимо:

$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha m_x} = \frac{1}{1 + 0,73 \cdot 1,49} = 0,4$$

Виконаємо перевірку:

$$\frac{N \cdot \gamma_n}{c \cdot \varphi_y \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{787 \cdot 0,95}{0,4 \cdot 0,541 \cdot 159 \cdot 24 \cdot 1,0} = 0,91 \leq 1,$$

перевірка стійкості з площини рами виконується.

### Розрахунок і конструювання бази колони

База колони – нижня частина колони, яка передає навантаження від стрижня колони на фундамент. Має в своєму складі такі основні елементи: опорну плиту, траверси і ребра жорсткості.

Визначення розмірів опорних плит колони.

Необхідна площа спирання плити на залізобетонний фундамент:

$$A_{mp} = \frac{N}{R_{з.м.б}},$$

де  $R_{з.м.б}$  – розрахунковий опір бетону фундаменту зім'яттю, приймається в межах (0.5...0.7)  $кН/см^2$

$$A_{mp} = \frac{787}{0,6} = 1312 \text{ см}^2.$$

Компоновка розмірів довжини і ширини опорних плит.

Ширину опорних плит колони приймають рівній висоті двотавра плюс два звіси « $a_2$ » по (50...80) мм:

$$B_{пл} = h_{двотавра} + 2 \cdot a_2 = 400 + 2 \cdot 60 = 520 \text{ мм.}$$

Довжина опорних плит визначається виходячи з необхідної площі:

$$L_{пл} = \frac{A_{mp}}{B_{пл}} = \frac{1312}{52} = 25.2 \text{ см}, \text{ приймаємо конструктивно } 50 \text{ см.}$$

Визначення товщини  $t_{пл}$  опорної плити бази колони виконується з умови її роботи на згин від дії відпору (реактивного тиску) фундаменту.

Реактивний відпор фундаменту під опорною плитою, який одночасно є навантаженням на опорну плиту, рівномірно розподілений по всій поверхні плити на її контакт з бетоном фундаменту:

$$\sigma_{\phi} = \frac{N}{B_{пл} L_{пл}} \text{ кН / см}^2 \qquad \sigma_{\phi} = \frac{787}{52 \cdot 50} = 0.302 \text{ кН / см}^2$$

Згинальні моменти на ділянках опорної плити:

$$M_1 = \frac{\sigma_{\phi} \cdot a_1^2}{2}; \quad M_2 = \frac{\sigma_{\phi} \cdot a_2^2}{2} \qquad M_3 = \alpha \cdot \sigma_{\phi} \cdot a_3^2$$

$$a_1 = (34 - 40 - 1,4 \cdot 2) / 2 = 4.6 \text{ см}$$

$$a_2 = 4 \text{ см}; \quad a_3 = 18 \text{ см}$$

$$M_1 = \frac{0,302 \cdot 4,6^2}{2} = 3,2 \text{ кН} \cdot \text{см}; \quad M_2 = \frac{0,302 \cdot 4^2}{2} = 2,4 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$M_3 = 0,125 \cdot 0,302 \cdot 18^2 = 12.2 \text{ кН} \cdot \text{см.}$$

Необхідна товщина плити:

$$\text{необх. } t_{пл} = \sqrt{\frac{6 \cdot M_{\max}}{R_y}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 12.2}{24}} = 1.75 \text{ см}$$

Приймаємо товщину плити за сортаментом листової сталі  $t_{пл} = 20 \text{ мм} = 2 \text{ см}$ .



## 2.4. Розрахунок решітчатого ригеля рами – кроквяної ферми

Решітчатий ригель в системі жорсткої рами є статично невизначною конструкцією. Зусилля в стержнях ферми знаходимо використовую програмний комплекс для розрахунків будівельних конструкцій на дію вертикальних вузлових навантажень від ваги покриття, сендвіч-панелей холодильних камер, які підвішуються до нижнього поясу, снігового навантаження.

Розрахунок ферми складається з наступних етапів:

1. Визначення вузлових навантажень.
2. Визначення розрахункових зусиль в стрижнях.
3. Підбір перетинів стрижнів.
4. Розрахунок вузлових з'єднань.

Визначення вузлових навантажень:

$$F = (q_n + S) \cdot a,$$

де  $q_n$  – постійне навантаження від покриття

$S$  – снігове навантаження

$a$  – крок прогонів.

$$F_1 = (7.79 + 5.46) \cdot 0.8 = 10.6 \text{ кН}$$

$$F_2 = (7.79 + 5.46) \cdot 1.6 = 21.2 \text{ кН}$$

$$F_3 = (7.79 + 5.46) \cdot (0.8 + 1.6) = 31.8 \text{ кН}$$

$$F_{4,5,6,7} = (7.79 + 5.46) \cdot 3.2 = 42.4 \text{ кН}$$

$$F_8 = (7.79 + 5.46) \cdot 1.6 = 21.2 \text{ кН.}$$

Геометричні довжини стержнів ферми:

$$\text{стержень } a - b = \sqrt{101^2 + 160^2} = 189 \text{ см}$$

$$b - в = 117 \text{ см}$$

$$л - м = \sqrt{261^2 + 320^2} = 413 \text{ см}$$

$$в - г = \sqrt{117^2 + 160^2} = 198,2 \text{ см}$$

$$м - н = 261 \text{ см}$$

$$г - д = 133 \text{ см}$$

$$л - м = \sqrt{261^2 + 320^2} = 413 \text{ см}$$

$$д - е = \sqrt{133^2 + 320^2} = 346,54 \text{ см}$$

$$к - л = 229 \text{ см}$$

$$е - ж = 165 \text{ см}$$

$$и - к = \sqrt{229^2 + 320^2} = 393 \text{ см}$$

$$ж - з = \sqrt{165^2 + 320^2} = 360 \text{ см}$$

$$з - u = 197 \text{ см}$$

$$u - p = \sqrt{293^2 + 320^2} = 434 \text{ см}$$

Статичний розрахунок ферми виконуємо за допомогою програмного комплексу SCAD, призначеного для розрахунку будівельних конструкцій. Розрахункова схема ферми наведена на наступних рисунках.

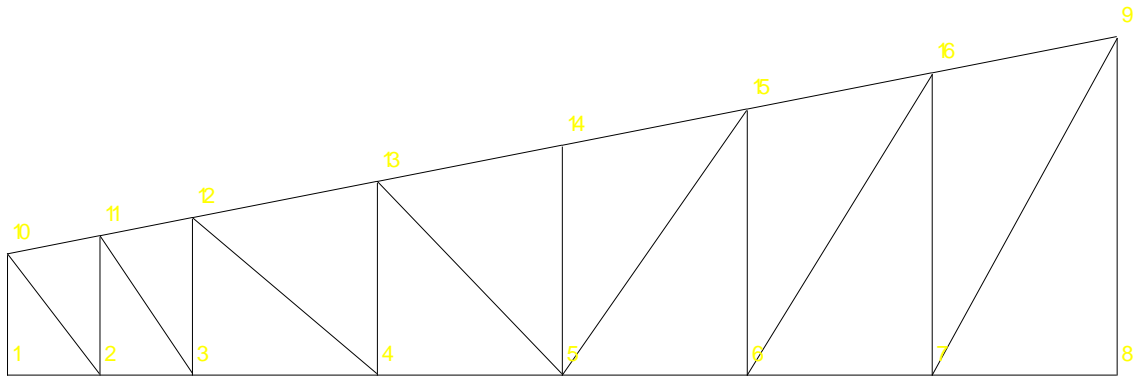


Рис. 6. Номера вузлів

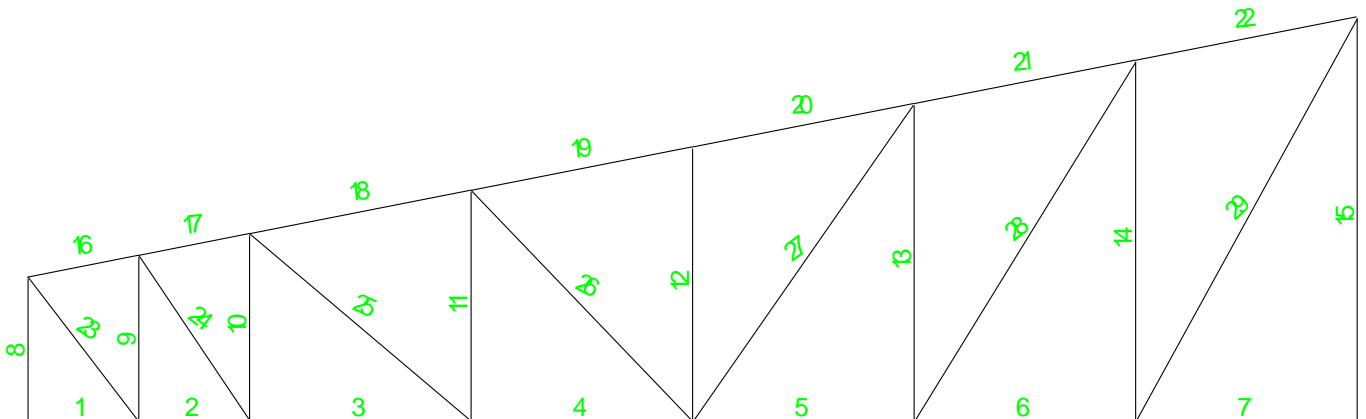


Рис. 7. Номера стержнів

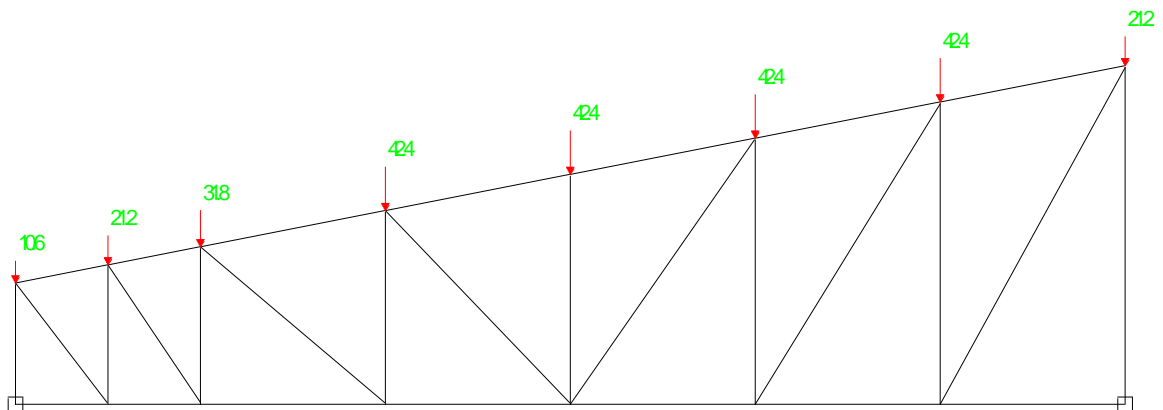


Рис. 8. Навантаження на ферму

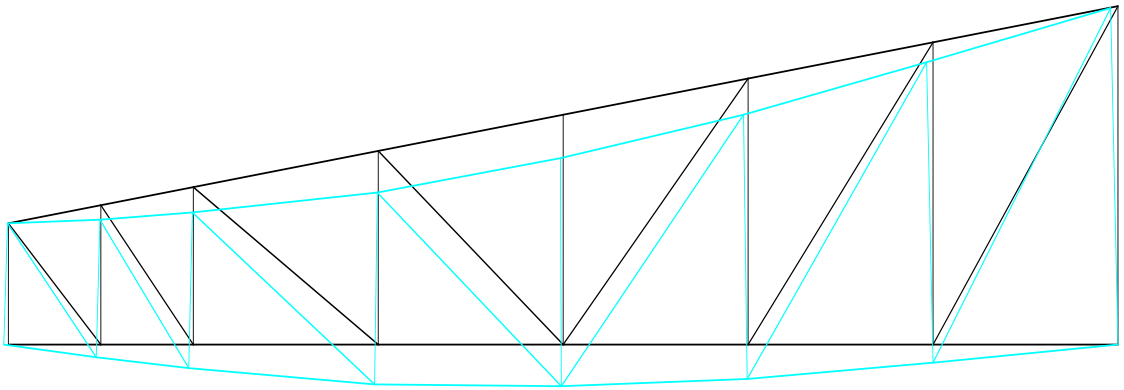


Рис. 9. Загальний вид деформації ферми

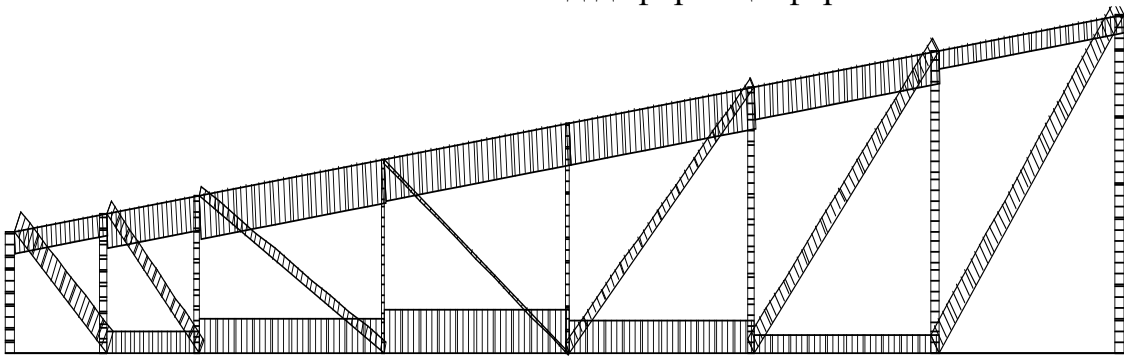


Рис. 10. Еюра поздовжніх зусиль в стернях ферми

Таблиця 2. Розрахункові зусилля в стернях ферми

Група стержнів	Позначення стержня	Розрахункове зусилля (кН)	Група стержнів	Позначення стержня	Розрахункове зусилля (кН)
Верхній пояс	16	-126,1	Розкоси	23	149,80
	17	-228,64		24	126,14
	18	-295,65		25	78,84
	19	-283,82		26	-11,83
	20	-283,82		27	74,90
	21	-228,64		28	126,14
	22	-201,04		29	161,62
Нижній пояс	1	0	Сійки	9	-86,72
	2	122,80		10	-78,84
	3	220,75		11	-31,54
	4	295,65		12	-39,42
	5	220,75		13	-78,84
	6	122,20		14	-106,43
	7	0			

## Розрахунок верхнього поясу ферми

Перетин верхнього поясу проектуємо постійним по всій довжині.

$$N_{max} = - 295,65 \text{ кН.}$$

$l_x$  – розрахункова довжина верхнього поясу в плоскості ферми;

$l_y$  – розрахункова довжина верхнього поясу із плоскості ферми.

Розрахунковою довжиною верхнього і нижнього поясів в плоскості ферми є відстань між вузлами. Розрахунковою довжиною верхнього і нижнього поясів з плоскості ферми є відстань між точками закріплення від зсуву з плоскості ферми, тобто відстань між зв'язками. Таким образом, для верхнього пояса ферми:

$$l_x = 320 \text{ см}$$

$$l_y = 320 \text{ см.}$$

Визначаємо необхідну площу поперечного перетину:

$$A_{необ} = \frac{N_{max} \gamma_n}{\varphi R_y \gamma_c}, \text{ (см}^2\text{)},$$

де  $R_y$  – розрахунковий опір сталі С255 в  $\text{кН/см}^2$ ;

$\varphi$  – коефіцієнт стійкості, задаємося попередньо  $\varphi = 0.6$ ;

$R_y = 24 \text{ кН/см}^2$  (сталь С255 за ГОСТ 27772-88).

$$A_{необ} = \frac{295,65 \cdot 0,95}{0,6 \cdot 24 \cdot 1,0} = 20,53 \text{ см}^2$$

Визначаємо найменший необхідний радіус інерції:

$$i_{min} = \frac{l_{x,y}}{\lambda_u} = \frac{320}{120} = 2,66 \text{ см.}$$

По сортаменту підбираємо перетин верхнього поясу з двох кутиків:

$\lambda 90 \times 7$ ,  $A = 12,3 \text{ см}^2$ ,  $i_x = 2,77 \text{ см}$ ,  $i_y^2 \text{ кутика} = 3,99 \text{ см}^2$ .

Перевіряємо підібраний перетин:

фактична гнучкість:

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{320}{2,77} = 115,52$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y^2 \text{ кутика}} = \frac{320}{3,99} = 80,20.$$

Виконуємо перевірку стійкості:

дійсне значення коефіцієнта стійкості знаходимо за [ ]  $\varphi = 0,446$

$$\frac{N \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{295,65 \cdot 0,95}{0,446 \cdot 18,76 \cdot 24 \cdot 1} = 1,47 > 1,$$

Умова стійкості не виконується, підбираємо інший перетин:

$\lambda 100 \times 7$ ,  $A = 13,8 \text{ см}^2$ ,  $i_x = 3,08 \text{ см}$ ,  $i_y^{2 \text{ куттика}} = 4,38 \text{ см}$

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{320}{3,08} = 103,9 < \lambda_u = 130,2$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y^{2 \text{ куттика}}} = \frac{320}{4,38} = 73 < \lambda_u = 130,2,$$

знаходимо  $\varphi = 0,510$ .

Виконуємо перевірку стійкості:

$$\frac{N \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{295,65 \cdot 0,95}{0,510 \cdot (13,8 \cdot 2) \cdot 24 \cdot 1} = 0,83 < 1,$$

Умова стійкості витримана.

Гранична гнучкість:

$$\lambda_u = 180 - 60\alpha_x = 180 - 60 \cdot 0,83 = 130,2.$$

Висновок: верхній пояс ферми запроектований з двохрівнополичних кутиків  $\lambda 100 \times 7$ .

### Розрахунок нижнього поясу ферми

Нижній пояс ферми проектуємо постійного перетину по довжині за максимальним зусиллям в поясі  $N_{max} = 295,65 \text{ кН}$ .

Розрахункова довжина нижнього поясу в площині ферми  $l_x = 320 \text{ см}$ , з площині ферми  $l_y = 960 \text{ см}$ .

$\lambda_u = 400$  – граничне значення гнучкості для розтягнутих елементів ферми.

$$i_{\min} = \frac{320}{400} = 0,8 \text{ см}$$

$$A_{необ} = \frac{N\gamma_n}{R\gamma_c} = \frac{295,65 \cdot 0,95}{24 \cdot 1} = 12,32 \text{ см}^2$$

По сортаменту вибираємо двотавр № 23 Б1,  $A = 30,1 \text{ см}^2$ ,

$i_x = 9,41 \text{ см}, i_y = 2,42 \text{ см}.$

Знаходимо гнучкість:

$$\lambda_x = \frac{320}{9,41} = 34,01 < \lambda_u = 400$$

$$\lambda_y = \frac{960}{2,42} = 396,69 < \lambda_u = 400$$

Виконуємо перевірку міцності:

$$\frac{N \cdot \gamma_n}{A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{295,65 \cdot 0,95}{30,1 \cdot 24 \cdot 1} = 0,4 < 1.$$

Умови міцності і гнучкості витримані.

Висновок: приймаємо для нижнього поясу двотавр № 23Б1.

#### Підбір перетинів елементів решітки

Стержень 23

$N = 149,80 \text{ кН}; l_r = 189 \text{ см}; l_x = 189 \text{ см};$

$l_y = 189 \text{ см}; \lambda_u = 400.$

Знаходимо потрібну площу перерізу з двох рівнобоких кутиків:

$$A_{\text{потр}} = \frac{N}{R} = \frac{149,80}{24} = 6,24 \text{ см}^2.$$

По сортаменту підбираємо необхідний кутик  $\lambda 50 \times 5$ ,  $A = 4,8 \text{ см}^2$ ,

$i_x = 1,53 \text{ см}, i_y^{\text{кутика}} = 2,38 \text{ см}.$

Знаходимо гнучкість:

$$\lambda_x = \frac{189}{1,53} = 122,5 < \lambda_u = 400$$

$$\lambda_y = \frac{189}{2,38} = 79,4 < \lambda_u = 400.$$

Виконуємо перевірку міцності:

$$\frac{N \cdot \gamma_n}{A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{149,8 \cdot 0,95}{(2 \cdot 4,8) \cdot 24 \cdot 1} = 0,62 < 1.$$

Умови міцності і гнучкості витримані.

Висновок: приймаємо переріз з двох рівнополічних кутиків  $\lambda 50 \times 5$ .

### Стержень 24

Розрахункове зусилля  $N = 126,14 \text{ кН}$ ; геометричні і розрахункові довжини  $l_z = 198,2 \text{ см}$ ;  $l_x = 0,8 \cdot 198,2 = 158,56 \text{ см}$ ;  $l_y = 198,2 \text{ см}$ .

$$\lambda_u = 400.$$

Знаходимо потрібну площу перерізу з двох рівнобоких кутиків:

$$A_{\text{потр}} = \frac{N}{R} = \frac{126,14}{24} = 5,26 \text{ см}^2.$$

По сортаменту підбираємо необхідний кутик  $\lambda \ 50 \times 5$ ,  $A = 4,8 \text{ см}^2$ ,

$$i_x = 1,53 \text{ см}, i_y^2 \text{ кутика} = 2,38 \text{ см}.$$

Знаходимо гнучкість:

$$\lambda_x = \frac{158,56}{1,53} = 103,6 < \lambda_u = 400$$

$$\lambda_y = \frac{198,2}{2,38} = 83,3 < \lambda_u = 400$$

Виконуємо перевірку міцності:

$$\frac{N \cdot \gamma_n}{A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{126,14 \cdot 0,95}{(2 \cdot 4,8) \cdot 24 \cdot 1} = 0,55 < 1.$$

Умови міцності і гнучкості витримані.

Висновок: приймаємо переріз з двох рівнополичних кутиків  $\lambda \ 50 \times 5$ .

### Стержень 25

Розрахункове зусилля  $N = 78,84 \text{ кН}$ ; геометричні і розрахункові довжини

$$l_x = 0,8 \cdot 346,54 = 277,23 \text{ см}; \quad l_y = 346,54 \text{ см};$$

$$\lambda_u = 400.$$

Знаходимо потрібну площу перерізу з двох рівнобоких кутиків:

$$A_{\text{потр}} = \frac{N}{R} = \frac{78,84}{24} = 3,29 \text{ см}^2.$$

По сортаменту підбираємо необхідний кутик  $\lambda \ 50 \times 5$ ,  $A = 4,8 \text{ см}^2$ ,

$$i_x = 1,53 \text{ см}, i_y^2 \text{ кутика} = 2,38 \text{ см}.$$

Знаходимо гнучкість:

$$\lambda_x = \frac{277.23}{1.53} = 182 < \lambda_u = 400$$

$$\lambda_y = \frac{346.54}{2.38} = 145.6 < \lambda_u = 400$$

Виконуємо перевірку міцності:

$$\frac{N \cdot \gamma_n}{A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{78.84 \cdot 0.95}{(2 \cdot 4.8) \cdot 24 \cdot 1} = 0.33 < 1.$$

Умови міцності і гнучкості витримані.

Висновок: приймаємо переріз з двох рівнополичних кутиків  $\lambda$  50×5.

Стержень 2б

Розрахункове зусилля  $N = - 11.83 \text{ кН}$ ; геометричні і розрахункові довжини  $l_x = 0,8 \cdot 360 = 288 \text{ см}$ ;  $l_y = 360 \text{ см}$ ;

Визначаємо необхідну площу поперечного перетину з двох рівнополичних кутиків:

$$A_{\text{необ}} = \frac{N_{\text{max}} \gamma_n}{\varphi R_y \gamma_c}, \text{ (см}^2\text{)},$$

$\varphi$  – коефіцієнт стійкості, задаємося попередньо  $\varphi = 0.6$ ;

$$A_{\text{необ}} = \frac{11,83 \cdot 0,95}{0,6 \cdot 24 \cdot 1,0} = 0,82 \text{ см}^2$$

Визначаємо найменший необхідний радіус інерції:

$$i_{x \text{ min}} = \frac{288}{150} = 1,92 \text{ см}$$

$$i_{y \text{ min}} = \frac{360}{150} = 2,4 \text{ см}$$

По сортаменту підбираємо необхідний кутик  $\lambda$  63×5,  $A = 6,13 \text{ см}^2$ ,  $i_x = 1,94 \text{ см}$ ,  $i_y^2 \text{ кутика} = 2,89 \text{ см}$ .

Перевіряємо підібраний перетин:

фактична гнучкість:

$$\lambda_x = \frac{288}{1,94} = 148.5 < \lambda_u = 180,$$



$$\lambda_y = \frac{360}{2.89} = 124.6 < \lambda_u = 180.$$

Виконуємо перевірку стійкості:

дійсне значення коефіцієнта стійкості знаходимо за [8]  $\varphi = 0,283$

$$\frac{N \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{11.83 \cdot 0.95}{0.283 \cdot (2 \cdot 6.13) \cdot 24 \cdot 0.8} = 0.19 < 1,$$

Умова стійкості витримана.

Гранична гнучкість:

$$\lambda_u = 210 - 60\alpha_x = 210 - 60 \cdot 0.5 = 180.$$

Висновок: верхній пояс ферми запроектований з двохрівнополичних кутиків  $\lambda$  63×5.

Стержень 27

Розрахункове зусилля  $N = 74,9$  кН; геометричні і розрахункові довжини

$$l_x = 0,8 \cdot 393 = 314,4 \text{ см}; l_y = 393 \text{ см};$$

$$\lambda_u = 400.$$

Знаходимо потрібну площу перерізу з двох рівнобоких кутиків:

$$A_{номр} = \frac{N}{R} = \frac{74,9}{24} = 3,12 \text{ см}^2.$$

По сортаменту підбираємо необхідний кутик  $\lambda$  50×5,  $A = 4,8 \text{ см}^2$ ,

$$i_x = 1,53 \text{ см}, i_y^2 \text{ кутика} = 2,38 \text{ см}.$$

Знаходимо гнучкість:

$$\lambda_x = \frac{314.4}{1.53} = 205.5 < \lambda_u = 400$$

$$\lambda_y = \frac{393}{2.38} = 165.1 < \lambda_u = 400$$

Виконуємо перевірку міцності:

$$\frac{N \cdot \gamma_n}{A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{74.90 \cdot 0.95}{(2 \cdot 4.8) \cdot 24 \cdot 1} = 0.31 < 1.$$

Умови міцності і гнучкості витримані.

Висновок: приймаємо переріз з двох рівнополичних кутиків  $\lambda$  50×5.

### Стержень 28

Розрахункове зусилля  $N = 126.1 \text{ кН}$ ; геометричні і розрахункові довжини

$$l_x = 0,8 \cdot 413 = 330.4 \text{ см}; l_y = 413 \text{ см};$$

$$\lambda_u = 400.$$

Знаходимо потрібну площу перерізу з двох рівнобоких кутиків:

$$A_{\text{нотр}} = \frac{N}{R} = \frac{126,1}{24} = 5,26 \text{ см}^2.$$

По сортаменту підбираємо необхідний кутик  $\lambda \ 50 \times 5$ ,  $A = 4,8 \text{ см}^2$ ,

$$i_x = 1,53 \text{ см}, i_y^2 \text{ кутика} = 2,38 \text{ см}.$$

Знаходимо гнучкість:

$$\lambda_x = \frac{330.4}{1,53} = 215.9 < \lambda_u = 400$$

$$\lambda_y = \frac{413}{2.38} = 173.5 < \lambda_u = 400$$

Виконуємо перевірку міцності:

$$\frac{N \cdot \gamma_n}{A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{126.1 \cdot 0.95}{(2 \cdot 4.8) \cdot 24 \cdot 1} = 0.52 < 1.$$

Умови міцності і гнучкості витримані.

Висновок: приймаємо переріз з двох рівнополичних кутиків  $\lambda \ 50 \times 5$ .

### Стержень 29

Розрахункове зусилля  $N = 161.6 \text{ кН}$ ; геометричні і розрахункові довжини  $l_x =$

$$0,8 \cdot 434 = 347.2 \text{ см}; l_y = 434 \text{ см};$$

$$\lambda_u = 400.$$

Знаходимо потрібну площу перерізу з двох рівнобоких кутиків:

$$A_{\text{нотр}} = \frac{N}{R} = \frac{161,6}{24} = 6,73 \text{ см}^2.$$

По сортаменту підбираємо необхідний кутик  $\lambda \ 50 \times 5$ ,  $A = 4,8 \text{ см}^2$ ,

$$i_x = 1,53 \text{ см}, i_y^2 \text{ кутика} = 2,38 \text{ см}.$$

Знаходимо гнучкість:

$$\lambda_x = \frac{347.2}{1.53} = 226.9 < \lambda_u = 400$$

$$\lambda_y = \frac{434}{2.38} = 182.4 < \lambda_u = 400$$

Виконуємо перевірку міцності:

$$\frac{N \cdot \gamma_n}{A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{161.6 \cdot 0.95}{(2 \cdot 4.8) \cdot 24 \cdot 1} = 0.67 < 1.$$

Умови міцності і гнучкості витримані.

Висновок: приймаємо переріз з двох рівнополичних кутиків  $\lambda$  50×5.

Стержень 9

Розрахункове зусилля  $N = - 86.7$  кН; геометричні і розрахункові довжини  $l_t = 117$  см;  $l_x = 0,8 \cdot 117 = 93.6$  см;  $l_y = 117$  см.

Визначаємо необхідну площу поперечного перетину з двох рівнополичних кутиків:

$$A_{необ} = \frac{N_{\max} \gamma_n}{\phi R_y \gamma_c}, \text{ (см}^2\text{)},$$

$\phi$  – коефіцієнт стійкості, задаємося попередньо  $\phi = 0.6$ ;

$$A_{необ} = \frac{86,7 \cdot 0,95}{0,6 \cdot 24 \cdot 1,0} = 6,02 \text{ см}^2$$

Визначаємо найменший необхідний радіус інерції:

$$i_{x\min} = \frac{93.6}{150} = 0.62 \text{ см}$$

$$i_{y\min} = \frac{117}{150} = 0,78 \text{ см}$$

По сортаменту підбираємо необхідний кутик  $\lambda$  50×5,  $A = 4,8$  см<sup>2</sup>,

$$i_x = 1,53 \text{ см}, i_y^2 \text{ кутика} = 2,38 \text{ см}.$$

Перевіряємо підібраний перетин:

фактична гнучкість:

$$\lambda_x = \frac{93.6}{1.53} = 61.2 < \lambda_u = 176.4,$$

$$\lambda_y = \frac{117}{2.38} = 49.2 < \lambda_u = 176.4.$$

Виконуємо перевірку стійкості:

дійсне значення коефіцієнта стійкості знаходимо за [8]  $\varphi = 0,802$

$$\frac{N \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{86.7 \cdot 0.95}{0.802 \cdot (2 \cdot 4.8) \cdot 24 \cdot 0.8} = 0.56 < 1,$$

Умова стійкості витримана.

Гранична гнучкість:

$$\lambda_u = 210 - 60\alpha_x = 210 - 60 \cdot 0.56 = 176.4.$$

Висновок: стержень запроектований з двох рівнополичних кутиків  $\lambda 50 \times 5$ .

Стержень 10

Розрахункове зусилля  $N = - 78.8 \text{ кН}$ ; геометричні і розрахункові довжини  $l_z = 133 \text{ см}$ ;  $l_x = 0,8 \cdot 133 = 106.4 \text{ см}$ ;  $l_y = 133 \text{ см}$ .

Визначаємо необхідну площу поперечного перетину з двох рівнополичних кутиків:

$\varphi$  – коефіцієнт стійкості, задаємося попередньо  $\varphi = 0.6$ ;

$$A_{необ} = \frac{78,8 \cdot 0,95}{0,6 \cdot 24 \cdot 1,0} = 5,48 \text{ см}^2$$

Визначаємо найменший необхідний радіус інерції:

$$i_{x\min} = \frac{106.4}{150} = 0.71 \text{ см}$$

$$i_{y\min} = \frac{133}{150} = 0,89 \text{ см}$$

По сортаменту підбираємо необхідний кутик  $\lambda 50 \times 5$ ,  $A = 4,8 \text{ см}^2$ ,

$i_x = 1,53 \text{ см}$ ,  $i_y^2 \text{ кутика} = 2,38 \text{ см}$ .

Перевіряємо підібраний перетин:

фактична гнучкість:

$$\lambda_x = \frac{106.4}{1,53} = 69.5 < \lambda_u = 180,$$

$$\lambda_y = \frac{133}{2.38} = 55.9 < \lambda_u = 180.$$

Виконуємо перевірку стійкості:

дійсне значення коефіцієнта стійкості знаходимо за [8]  $\varphi = 0.755$

$$\frac{N \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{78.8 \cdot 0.95}{0.755 \cdot (2 \cdot 4.8) \cdot 24 \cdot 0.8} = 0.43 < 1,$$

Умова стійкості витримана.

Гранична гнучкість:

$$\lambda_u = 210 - 60\alpha_x = 210 - 60 \cdot 0.5 = 180.$$

Висновок: стержень запроектований з двох рівнополичних кутиків  $\lambda$  50×5.

Стержень 11

Розрахункове зусилля  $N = - 31.5$  кН; геометричні і розрахункові довжини  $l_t = 165$  см;  $l_x = 0,8 \cdot 165 = 132$  см;  $l_y = 165$  см.

Визначаємо необхідну площу поперечного перетину з двох рівнополичних кутиків:

$\varphi$  – коефіцієнт стійкості, задаємося попередньо  $\varphi = 0.6$ ;

$$A_{необ} = \frac{31,5 \cdot 0,95}{0,6 \cdot 24 \cdot 1,0} = 2,2 \text{ см}^2$$

Визначаємо найменший необхідний радіус інерції:

$$i_{x\min} = \frac{132}{150} = 0,9 \text{ см}$$

$$i_{y\min} = \frac{165}{150} = 1,1 \text{ см}$$

По сортаменту підбираємо необхідний кутик  $\lambda$  50×5,  $A = 4,8$  см<sup>2</sup>,

$$i_x = 1,53 \text{ см}, i_y^2 \text{ кутика} = 2,38 \text{ см}.$$

Перевіряємо підібраний перетин:

фактична гнучкість:

$$\lambda_x = \frac{132}{1,53} = 86,3 < \lambda_u = 180,$$

$$\lambda_y = \frac{165}{2,38} = 69,3 < \lambda_u = 180.$$

Виконуємо перевірку стійкості:

дійсне значення коефіцієнта стійкості знаходимо за [8]  $\varphi = 0.641$

$$\frac{N \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{31.5 \cdot 0.95}{0.641 \cdot (2 \cdot 4.8) \cdot 24 \cdot 0.8} = 0.25 < 1,$$

Умова стійкості витримана.

Гранична гнучкість:

$$\lambda_u = 210 - 60\alpha_x = 210 - 60 \cdot 0.5 = 180.$$

Висновок: стержень запроектований з двох рівнополичних кутиків  $\lambda$  50×5.

Стержень 12

Розрахункове зусилля  $N = - 39.4$  кН; геометричні і розрахункові довжини  $l_t = 197$  см;  $l_x = 0,8 \cdot 197 = 157.6$  см;  $l_y = 197$  см.

Визначаємо необхідну площу поперечного перетину з двох рівнополичних кутиків:

$\varphi$  – коефіцієнт стійкості, задаємося попередньо  $\varphi = 0.6$ ;

$$A_{необ} = \frac{39,4 \cdot 0,95}{0,6 \cdot 24 \cdot 1,0} = 2,7 \text{ см}^2$$

Визначаємо найменший необхідний радіус інерції:

$$i_{x\min} = \frac{157}{150} = 1,05 \text{ см}$$

$$i_{y\min} = \frac{197}{150} = 1,3 \text{ см}$$

По сортаменту підбираємо необхідний кутик  $\lambda$  50×5,  $A = 4,8$  см<sup>2</sup>,

$$i_x = 1,53 \text{ см}, i_y^2 \text{ кутика} = 2,38 \text{ см}.$$

Перевіряємо підібраний перетин:

фактична гнучкість:

$$\lambda_x = \frac{157,6}{1,53} = 103 < \lambda_u = 180,$$

$$\lambda_y = \frac{197}{2,38} = 82,8 < \lambda_u = 180.$$

Виконуємо перевірку стійкості:

дійсне значення коефіцієнта стійкості знаходимо за [8]  $\varphi = 0.536$

$$\frac{N \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{39,4 \cdot 0,95}{0,536 \cdot (2 \cdot 4,8) \cdot 24 \cdot 0,8} = 0,39 < 1,$$

Умова стійкості витримана.

Гранична гнучкість:  $\lambda_u = 210 - 60\alpha_x = 210 - 60 \cdot 0.5 = 180$ .

Висновок: стержень запроектований з двох рівнополичних кутиків  $\lambda 50 \times 5$ .

Стержень 13

Розрахункове зусилля  $N = -78.8$  кН; геометричні і розрахункові довжини  $l_t = 229$  см;  $l_x = 0.8 \cdot 229 = 183.2$  см;  $l_y = 229$  см.

Визначаємо необхідну площу поперечного перетину з двох рівнополичних кутиків:

$\varphi$  – коефіцієнт стійкості, задаємося попередньо  $\varphi = 0.6$ ;

$$A_{необ} = \frac{78.8 \cdot 0.95}{0.6 \cdot 24 \cdot 1.0} = 5.5 \text{ см}^2$$

Визначаємо найменший необхідний радіус інерції:

$$i_{x\min} = \frac{183}{150} = 1.22 \text{ см}$$

$$i_{y\min} = \frac{229}{150} = 1.53 \text{ см}$$

По сортаменту підбираємо необхідний куттик  $\lambda 50 \times 5$ ,  $A = 4.8$  см<sup>2</sup>,

$i_x = 1.53$  см,  $i_y^2$  куттика = 2.38 см.

Перевіряємо підібраний перетин:

фактична гнучкість:

$$\lambda_x = \frac{183.2}{1.53} = 119.7 < \lambda_u = 180,$$

$$\lambda_y = \frac{129}{2.38} = 96.2 < \lambda_u = 180.$$

Виконуємо перевірку стійкості:

дійсне значення коефіцієнта стійкості знаходимо за [8]  $\varphi = 0.421$

$$\frac{N \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{78.8 \cdot 0.95}{0.421 \cdot (2 \cdot 4.8) \cdot 24 \cdot 0.8} = 0.96 < 1,$$

Умова стійкості витримана.

Гранична гнучкість:

$$\lambda_u = 210 - 60\alpha_x = 210 - 60 \cdot 0.5 = 180.$$

Висновок: стержень запроектований з двох рівнополичних кутиків  $\lambda$  50×5.

Стержень 14

Розрахункове зусилля  $N = - 106.4$  кН; геометричні і розрахункові довжини  $l_t = 261$  см;  $l_x = 0,8 \cdot 261 = 208.8$  см;  $l_y = 261$  см.

Визначаємо необхідну площу поперечного перетину з двох рівнополичних кутиків:

$\varphi$  – коефіцієнт стійкості, задаємося попередньо  $\varphi = 0.6$ ;

$$A_{необ} = \frac{106,4 \cdot 0,95}{0,6 \cdot 24 \cdot 1,0} = 7,4 \text{ см}^2$$

Визначаємо найменший необхідний радіус інерції:

$$i_{x\min} = \frac{208,8}{150} = 1,39 \text{ см}$$

$$i_{y\min} = \frac{261}{150} = 1,74 \text{ см}$$

По сортаменту підбираємо необхідний кутик  $\lambda$  63×5,  $A = 6,13$  см<sup>2</sup>,  $i_x = 1,94$  см,  $i_y^2$  кутика = 2,89 см.

Перевіряємо підібраний перетин:

фактична гнучкість:

$$\lambda_x = \frac{208,8}{1,94} = 107,6 < \lambda_u = 157,8,$$

$$\lambda_y = \frac{261}{2,89} = 90,3 < \lambda_u = 157,8.$$

Виконуємо перевірку стійкості:

дійсне значення коефіцієнта стійкості знаходимо за [8]  $\varphi = 0.493$

$$\frac{N \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{106,4 \cdot 0,95}{0,493 \cdot (2 \cdot 6,13) \cdot 24 \cdot 0,8} = 0,87 < 1,$$

Умова стійкості витримана.

Гранична гнучкість:



$$\lambda_u = 210 - 60\alpha_x = 210 - 60 \cdot 0.87 = 157.8.$$

Висновок: стержень запроектований з двох рівнополичних кутиків  $\lambda$  63×5.

## Розрахунок зварних швів прикріплення розкосів і стійок до вузлів ферм

Елементи решітки в зварних фермах кріпляться до поясів і фасонки зварними кутовими швами. Шви виконуються напівавтоматичною зваркою.

При розрахунку швів необхідно визначити катет  $k_{uu}$  і довжину  $l_{ш}$  зварного шва. Рекомендується задатися катетами швів і розрахувати їх довжину. Катети швів приймаються мінімальними, але не менше 4 мм і не більше  $1.2t_{min}$  для шва по обушку,  $0.8t_{min}$  для шва по перу кутика (де  $t_{min}$  – найменша з товщин зварюваних даним швом елементів).

Довжину шва визначаємо по формулах:

по обушку:

$$l_{uu}^0 = \frac{\alpha N}{n\beta_z R_{wz} \gamma_z k_{uu}^0 \gamma} + 1 \text{ см};$$

по перу:

$$l_{uu}^n = \frac{(1 - \alpha) \cdot N}{n\beta_z R_{wz} \gamma_z k_{uu}^0 \gamma} + 1 \text{ см};$$

де  $\alpha = (e - z_0) / e$ , для рівнополичних кутиків  $\alpha = 0,7$ ;

$n = 2$  – кількість швів;

$\beta_z$  – коефіцієнт глибини провару шва;

$\gamma$  – коефіцієнт умов роботи конструкції,  $\gamma = 1$ .

Зварка напівавтоматична. Зварку проводимо електродом Е 42, при  $d = 3 \dots 5 \text{ мм}$ .

Положення шва ніжне. Катети швів 3...8 мм.

$$\beta_z = 1,15; \quad \beta_f = 1,1; \quad \gamma_z = 1.$$

$R_{wf}$  – розрахунковий опір кутових швів зрізу (умовному) по металу шва,

$$R_{wf} = 18 \text{ кН/см}^2;$$

$R_{wz}$  – розрахунковий опір кутових швів зрізу по металу межі сплавлення,

$$R_{wz} = 0,45 R_{un} = 0,45 \cdot 37 = 16,65 \text{ кН/см}^2.$$

Несуча здатність швів визначається міцністю по межі сплавлення:

$$R_{wz} \beta_z = 16,65 \cdot 1,15 = 19,15 \text{ кН/см}^2 < R_{wf} \beta_f = 18 \cdot 1,1 = 19,8 \text{ кН/см}^2.$$

Стержень 23

$$N = 149,80 \text{ кН};$$

Товщина кутиків  $t = 5 \text{ мм}$ , товщина фасонки  $8 \text{ мм}$ . Приймаємо  $t_{min} = 5 \text{ мм}$ .

Визначаємо максимальні катети швів по обушку і по перу:

$$\max k_{uw}^0 = 1,2 t_{min} = 1,2 \cdot 0,5 = 0,6 \text{ см}$$

$$\max k_{ш}^n = 0,8 t_{min} = 0,8 \cdot 0,5 = 0,4 \text{ см}$$

приймаємо  $k_{uw}^0 = k_{uw}^n = 0,4 \text{ см}$ .

Визначаємо довжину шва по обушку:

$$l_{uw}^0 = \frac{\alpha N \gamma_n}{n \beta_z R_{wz} \gamma_z k_{uw}^0} + 1 \text{ см}$$

$$l_{uw}^0 = \frac{0,7 \cdot 149,80}{2 \cdot 16,65 \cdot 1,15 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,5} + 1 = 6,48 \text{ см}$$

Приймаємо  $l_{ш}^0 = 7 \text{ см}$ .

Визначаємо довжину шва по перу:

$$l_{uw}^n = \frac{(1 - \alpha) N \gamma_n}{n \beta_z R_{wz} \gamma_z k_{uw}^n} + 1 \text{ см}$$

$$l_{uw}^n = \frac{0,3 \cdot 149,80}{2 \cdot 16,65 \cdot 1,15 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,4} + 1 = 3,93 \text{ см}$$

приймаємо  $l_{ш}^0 = 5 \text{ см}$ .

Стержень 24

Товщина кутиків  $t = 5 \text{ мм}$ , товщина фасонки  $8 \text{ мм}$ . Приймаємо  $t_{min} = 5 \text{ мм}$ .

Визначаємо максимальні катети швів по обушку і по перу:

$$\max k_{uw}^0 = 1,2 t_{min} = 1,2 \cdot 0,5 = 0,6 \text{ см}$$

$$\max k_{ш}^n = 0,8 t_{min} = 0,8 \cdot 0,5 = 0,4 \text{ см}$$

приймаємо  $k_{uw}^0 = 0,5 \text{ см}$ ;  $k_{ш}^n = 0,4 \text{ см}$ .

Визначаємо довжину шва по обушку і перу:

$$l_{ш}^0 = \frac{0,7 \cdot 126,14}{2 \cdot 19,15 \cdot 1,15 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,5} + 1 = 5,61 \text{ см}$$

$$l_{ш}^n = \frac{0,3 \cdot 126,14}{2 \cdot 19,15 \cdot 1,15 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,4} + 1 = 3,47 \text{ см},$$

приймаємо  $l_{ш}^0 = 6 \text{ см}$ ,  $l_{ш}^n = 5 \text{ см}$ .

### Стержень 25

Товщина кутиків  $t = 5 \text{ мм}$ , товщина фасонки  $8 \text{ мм}$ . Приймаємо  $t_{min} = 5 \text{ мм}$ .

Визначаємо максимальні катети швів по обушку і по перу:

$$\max k_{ш}^0 = 1,2 \quad t_{min} = 1,2 \cdot 0,5 = 0,6 \text{ см}$$

$$\max k_{ш}^n = 0,8 \quad t_{min} = 0,8 \cdot 0,5 = 0,4 \text{ см}$$

приймаємо  $k_{ш}^0 = 0,5 \text{ см}$ ;  $k_{ш}^n = 0,4 \text{ см}$ .

Визначаємо довжину шва по обушку і перу:

$$l_{ш}^0 = \frac{0,7 \cdot 78,84}{2 \cdot 19,15 \cdot 1,15 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,5} + 1 = 3,88 \text{ см}$$

$$l_{ш}^n = \frac{0,3 \cdot 78,84}{2 \cdot 19,15 \cdot 1,15 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,4} + 1 = 2,55 \text{ см},$$

приймаємо  $l_{ш}^0 = 5 \text{ см}$ ,  $l_{ш}^n = 5 \text{ см}$ .

### Стержень 26

Товщина кутиків  $t = 5 \text{ мм}$ , товщина фасонки  $8 \text{ мм}$ . Приймаємо  $t_{min} = 5 \text{ мм}$ .

Визначаємо максимальні катети швів по обушку і по перу:

$$\max k_{ш}^0 = 1,2 \quad t_{min} = 1,2 \cdot 0,5 = 0,6 \text{ см}$$

$$\max k_{ш}^n = 0,8 \quad t_{min} = 0,8 \cdot 0,5 = 0,4 \text{ см}$$

приймаємо  $k_{ш}^0 = 0,5 \text{ см}$ ;  $k_{ш}^n = 0,4 \text{ см}$ .

Визначаємо довжину шва по обушку і перу:

$$l_{ш}^0 = \frac{0,7 \cdot 11,83}{2 \cdot 19,15 \cdot 1,15 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,5} + 1 = 1,43 \text{ см}$$

$$l_{ш}^n = \frac{0,3 \cdot 11,83}{2 \cdot 19,15 \cdot 1,15 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,4} + 1 = 1,23 \text{ см},$$

приймаємо  $l_{ш}^0 = l_{ш}^n = 5 \text{ см}$ .

### Стержень 27

Товщина кутиків  $t = 5$  мм, товщина фасонки 8 мм. Приймаємо  $t_{min} = 5$  мм.

Визначаємо максимальні катети швів по обушку і по перу:

$$\max k_{uw}^0 = 1,2 \quad t_{min} = 1,2 \cdot 0,5 = 0,6 \text{ см}$$

$$\max k_{ш}^n = 0,8 \quad t_{min} = 0,8 \cdot 0,5 = 0,4 \text{ см}$$

приймаємо  $k_{uw}^0 = 0,5$  см;  $k_{ш}^n = 0,4$  см.

Визначаємо довжину шва по обушку і перу:

$$l_{uw}^0 = \frac{0,7 \cdot 74,90}{2 \cdot 19,15 \cdot 1,15 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,5} + 1 = 3,74 \text{ см}$$

$$l_{ш}^n = \frac{0,3 \cdot 74,90}{2 \cdot 19,15 \cdot 1,15 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,4} + 1 = 2,47 \text{ см},$$

приймаємо  $l_{ш}^0 = l_{ш}^n = 5$  см.

### Стержень 28

Товщина кутиків  $t = 5$  мм, товщина фасонки 8 мм. Приймаємо  $t_{min} = 5$  мм.

Визначаємо максимальні катети швів по обушку і по перу:

$$\max k_{uw}^0 = 1,2 \quad t_{min} = 1,2 \cdot 0,5 = 0,6 \text{ см}$$

$$\max k_{ш}^n = 0,8 \quad t_{min} = 0,8 \cdot 0,5 = 0,4 \text{ см}$$

приймаємо  $k_{uw}^0 = 0,5$  см;  $k_{ш}^n = 0,4$  см.

Визначаємо довжину шва по обушку і перу:

$$l_{uw}^0 = \frac{0,7 \cdot 126,1}{2 \cdot 19,15 \cdot 1,15 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,5} + 1 = 5,61 \text{ см}$$

$$l_{ш}^n = \frac{0,3 \cdot 126,1}{2 \cdot 19,15 \cdot 1,15 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,4} + 1 = 3,47 \text{ см},$$

приймаємо  $l_{ш}^0 = 6$  см,  $l_{ш}^n = 5$  см.

### Стержень 29

Товщина кутиків  $t = 5$  мм, товщина фасонки 8 мм. Приймаємо  $t_{min} = 5$  мм.

Визначаємо максимальні катети швів по обушку і по перу:

$$\max k_{uw}^0 = 1,2 \quad t_{min} = 1,2 \cdot 0,5 = 0,6 \text{ см}$$

$$\max k_{ш}^n = 0,8 \quad t_{min} = 0,8 \cdot 0,5 = 0,4 \text{ см}$$

приймаємо  $k_{ш}^0 = 0.5$  см;  $k_{ш}^n = 0.4$  см.

Визначаємо довжину шва по обушку і перу:

$$l_{ш}^0 = \frac{0,7 \cdot 161,6}{2 \cdot 19,15 \cdot 1,15 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,5} + 1 = 6,91 \text{ см}$$

$$l_{ш}^n = \frac{0,3 \cdot 161,6}{2 \cdot 19,15 \cdot 1,15 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,4} + 1 = 4,16 \text{ см},$$

приймаємо  $l_{ш}^0 = 7$  см;  $l_{ш}^n = 5$  см.

### Стержень 9

Товщина кутиків  $t = 5$  мм, товщина фасонки 8 мм. Приймаємо  $t_{min} = 5$  мм.

Визначаємо максимальні катети швів по обушку і по перу:

$$\max k_{ш}^0 = 1,2 \quad t_{min} = 1,2 \cdot 0,5 = 0,6 \text{ см}$$

$$\max k_{ш}^n = 0,8 \quad t_{min} = 0,8 \cdot 0,5 = 0,4 \text{ см}$$

приймаємо  $k_{ш}^0 = 0.5$  см;  $k_{ш}^n = 0.4$  см.

Визначаємо довжину шва по обушку і перу:

$$l_{ш}^0 = \frac{0,7 \cdot 86,7}{2 \cdot 16,65 \cdot 1,15 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,5} + 1 = 4,17 \text{ см}$$

$$l_{ш}^n = \frac{0,3 \cdot 86,7}{2 \cdot 19,15 \cdot 1,15 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,4} + 1 = 2,70 \text{ см},$$

приймаємо  $l_{ш}^0 = 5$  см,  $l_{ш}^n = 5$  см.

### Стержень 10

Товщина кутиків  $t = 5$  мм, товщина фасонки 8 мм. Приймаємо  $t_{min} = 5$  мм.

Визначаємо максимальні катети швів по обушку і по перу:

$$\max k_{ш}^0 = 1,2 \quad t_{min} = 1,2 \cdot 0,5 = 0,6 \text{ см}$$

$$\max k_{ш}^n = 0,8 \quad t_{min} = 0,8 \cdot 0,5 = 0,4 \text{ см}$$

приймаємо  $k_{ш}^0 = 0.5$  см;  $k_{ш}^n = 0.4$  см.

Визначаємо довжину шва по обушку і перу:

$$l_{ш}^0 = \frac{0,7 \cdot 78,84}{2 \cdot 19,15 \cdot 1,15 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,5} + 1 = 3,88 \text{ см}$$

$$l_{ш}^n = \frac{0,3 \cdot 78,84}{2 \cdot 19,15 \cdot 1,15 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,4} + 1 = 2,55 \text{ см},$$

приймаємо  $l_{ш}^0 = 5 \text{ см}$ ,  $l_{ш}^n = 5 \text{ см}$ .

### Стержень 11

Товщина кутиків  $t = 5 \text{ мм}$ , товщина фасонки  $8 \text{ мм}$ . Приймаємо  $t_{min} = 5 \text{ мм}$ .

Визначаємо максимальні катети швів по обушку і по перу:

$$\max k_{ш}^0 = 1,2 \quad t_{min} = 1,2 \cdot 0,5 = 0,6 \text{ см}$$

$$\max k_{ш}^n = 0,8 \quad t_{min} = 0,8 \cdot 0,5 = 0,4 \text{ см}$$

приймаємо  $k_{ш}^0 = 0,5 \text{ см}$ ;  $k_{ш}^n = 0,4 \text{ см}$ .

Визначаємо довжину шва по обушку і перу:

$$l_{ш}^0 = \frac{0,7 \cdot 31,54}{2 \cdot 19,15 \cdot 1,15 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,5} + 1 = 2,15 \text{ см}$$

$$l_{ш}^n = \frac{0,3 \cdot 31,54}{2 \cdot 19,15 \cdot 1,15 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,4} + 1 = 1,62 \text{ см},$$

приймаємо  $l_{ш}^0 = 5 \text{ см}$ ,  $l_{ш}^n = 5 \text{ см}$ .

### Стержень 12

Товщина кутиків  $t = 5 \text{ мм}$ , товщина фасонки  $8 \text{ мм}$ . Приймаємо  $t_{min} = 5 \text{ мм}$ .

Визначаємо максимальні катети швів по обушку і по перу:

$$\max k_{ш}^0 = 1,2 \quad t_{min} = 1,2 \cdot 0,5 = 0,6 \text{ см}$$

$$\max k_{ш}^n = 0,8 \quad t_{min} = 0,8 \cdot 0,5 = 0,4 \text{ см}$$

приймаємо  $k_{ш}^0 = 0,5 \text{ см}$ ;  $k_{ш}^n = 0,4 \text{ см}$ .

Визначаємо довжину шва по обушку і перу:

$$l_{ш}^0 = \frac{0,7 \cdot 39,42}{2 \cdot 19,15 \cdot 1,15 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,5} + 1 = 2,44 \text{ см}$$

$$l_{ш}^n = \frac{0,3 \cdot 39,42}{2 \cdot 19,15 \cdot 1,15 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,4} + 1 = 1,77 \text{ см},$$

приймаємо  $l_{ш}^0 = l_{ш}^n = 5 \text{ см}$ .

### Стержень 13

Товщина кутиків  $t = 5 \text{ мм}$ , товщина фасонки  $8 \text{ мм}$ . Приймаємо  $t_{min} = 5 \text{ мм}$ .

Визначаємо максимальні катети швів по обушку і по перу:

$$\max k_{uw}^0 = 1,2 \quad t_{min} = 1,2 \cdot 0,5 = 0,6 \text{ см}$$

$$\max k_{ш}^n = 0,8 \quad t_{min} = 0,8 \cdot 0,5 = 0,4 \text{ см}$$

приймаємо  $k_{uw}^0 = 0,5 \text{ см}$ ;  $k_{ш}^n = 0,4 \text{ см}$ .

Визначаємо довжину шва по обушку і перу:

$$l_{uw}^0 = \frac{0,7 \cdot 78,84}{2 \cdot 19,15 \cdot 1,15 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,5} + 1 = 3,88 \text{ см}$$

$$l_{ш}^n = \frac{0,3 \cdot 78,84}{2 \cdot 19,15 \cdot 1,15 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,4} + 1 = 2,55 \text{ см},$$

приймаємо  $l_{ш}^0 = 5 \text{ см}$ ,  $l_{ш}^n = 5 \text{ см}$ .

Стержень 14

Товщина кутиків  $t = 5 \text{ мм}$ , товщина фасонки  $8 \text{ мм}$ . Приймаємо  $t_{min} = 5 \text{ мм}$ .

Визначаємо максимальні катети швів по обушку і по перу:

$$\max k_{uw}^0 = 1,2 \quad t_{min} = 1,2 \cdot 0,5 = 0,6 \text{ см}$$

$$\max k_{ш}^n = 0,8 \quad t_{min} = 0,8 \cdot 0,5 = 0,4 \text{ см}$$

приймаємо  $k_{uw}^0 = 0,5 \text{ см}$ ;  $k_{ш}^n = 0,4 \text{ см}$ .

Визначаємо довжину шва по обушку і перу:

$$l_{uw}^0 = \frac{0,7 \cdot 106,43}{2 \cdot 19,15 \cdot 1,15 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,5} + 1 = 4,89 \text{ см}$$

$$l_{ш}^n = \frac{0,3 \cdot 106,43}{2 \cdot 19,15 \cdot 1,15 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,4} + 1 = 3,08 \text{ см},$$

приймаємо  $l_{ш}^0 = 5 \text{ см}$ ,  $l_{ш}^n = 5 \text{ см}$ .

## *2.1. ІНОВАЦІЙНО-ДОСЛІДНИЦЬКИЙ РОЗДІЛ*

*Дипломник: Братушенко В.О.*

*Консультант: доц. Купченко Ю.В.*



## 1. Вступ

Легкі Сталеві Тонкостінні Конструкції (ЛСТК) – це особливий клас будівельних металевих конструкцій, що утворюється із сталевих, переважно холодноформованих профілів, з товщиною до 4 мм включно, які широко використовуються в різних типах споруд. Їх вживання вельми обширне – як другорядні елементи, наприклад, покрівельні і стінові прогони промислових будівель, так і в ролі основних несучих конструкцій легких сталевих каркасів, наприклад, в житлових будівлях. Вони можуть використовуватися як окремі конструкційні елементи (наприклад, балки міжповерхового перекриття, ферми покриття) або об'єднуватися в складні каркасні конструкції.

Легкі сталеві тонкостінні конструкції найчастіше виготовляються в заводських умовах поза будівельним майданчиком. Поставлятися вони можуть розсипом або у вигляді готових елементів каркасу: ферм, колон, прогонів, панелей стін і перекриттів, об'ємних модульних блоків і так далі. З'єднання елементів в ЛСТК здійснюється на болтах, самонарізних гвинтах, з використанням вальцювання або рідше – зварки.

## 2. Вихідні данні для проектування несучої ферми покриття

Розглянемо процес реального проектування решітчастої ферми покриття каркасної будівлі господарсько-побутового блоку плодосховища (в осях К – М і 14 – 21, рис. 1) на основі легких сталевих тонкостінних конструкцій (ЛСТК). Розрахунок виконується відповідно з [5] Єврокодом 3 «Проектування сталевих конструкцій» (ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3:2012 «Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-3. Загальні правила. Додаткові правила для холодноформованих елементів і профільованих листів») з врахуванням граничних станів за несучою здібністю та експлуатаційною придатністю, а також використовуємо [4, 6, 7, 8, 9, 10].

Маркувальний план кроквяних ферм Ф2 та Ф3 М 1:100

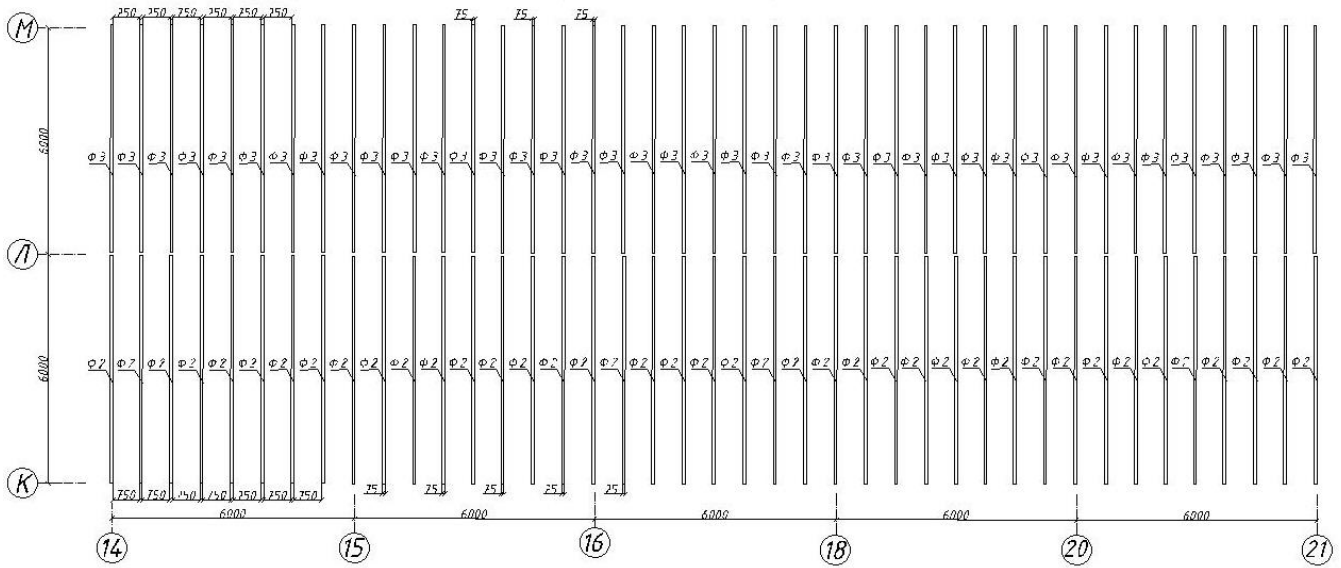


Рис. 1. План кроквяних ферм Ф2 та Ф3

Характеристики проектуємої кроквяної ферми (рис. 2, 3):

проліт ферми  $L = 6000$  мм; крок ферм  $s = 750$  мм; висота ферми  $D_T = 200$  мм; кількість панелей ферми  $N = 15$ ; довжина кожної панелі  $L_{bay} = 400$  мм; кут нахилу розкосів  $\theta = 45^\circ$ ; довжина розкосів  $L_{brace} = 283$  мм.



Рис. 2. Кроквяна ферма із профілів ЛСТК

### 3. Визначення навантажень

Навантаження на кроквяну ферму складається з постійного (власна вага ферми, конструкція кровлі) і змінного (снігове навантаження, м. Миколаїв).

Граничні розрахункові навантаження на  $1 \text{ м}^2$  покриття: постійне  $g_m = 0.783 \text{ кН/м}^2$ , снігове  $S_m = 0.783 \text{ кН/м}^2$ .

Граничне розрахункове значення постійного навантаження на одиницю довжини ферми:

$$q_{m, \text{ригель}} = g_m \cdot B = 0.783 \cdot 75 = 0.55 \quad (\text{кН} / \text{м}).$$

Граничне розрахункове значення снігового навантаження на одиницю довжини ферми:

$$q_{m, \text{ферма}} = S_m \cdot B = 1.232 \cdot 0.75 = 0.86 \quad (\text{кН} / \text{м}).$$

Вузлове навантаження:

постійне:  $F = q_{m, \text{ригель}} \cdot d = 0,55 \text{ кН} / \text{м} \cdot 0,4 \text{ м} = 0,22 \text{ кН}$

снігове:  $F_s = q_{m, s} \cdot d = 6,9 \text{ кН} / \text{м} \cdot 0,4 \text{ м} = 0,35 \text{ кН}$

$d = 0,4 \text{ м}$  – панель верхнього поясу ферми.

Коефіцієнти надійності за навантаженням: постійним  $\gamma_G = 1.35$ , змінним  $\gamma_Q = 1.50$ .

#### 4. Розміри ферми і характеристики матеріалів

Решітчаста ферма виготовляється із С-образних профілів з відгинами полиць, виготовлених із сталі марки S350 з цинковим покриттям Z275 у відповідності зі стандартом EN 10346. З урахуванням конструктивних особливостей ЛСТК для верхнього і нижнього поясів, а також розкосів прийнятий однаковий переріз.

Геометрична схема ферми показана на рис. 3.

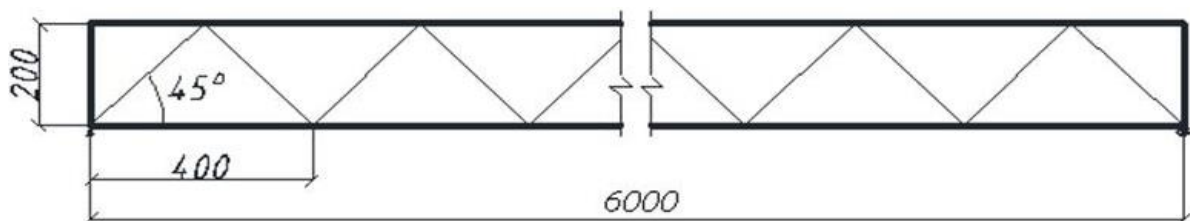


Рис. 3. Геометрическая схема фермы

Розміри прийнятого перерізу С-образного профілю (рис. 4):

висота профілю  $h = 75 \text{ мм}$ ; ширина полки  $b = 40 \text{ мм}$ ; висота відгину  $c = 10 \text{ мм}$ ; радіус закруглення  $r = 2.0 \text{ мм}$ ; номінальна товщина  $t_n = 1.6 \text{ мм}$ ; товщина сталі

$t = 1.56$  мм; межа текучості  $f_{yb} = 350$  Н/мм<sup>2</sup>; модуль пружності  $E = 210000$  Н/мм<sup>2</sup>; модуль зсуву  $G = 80770$  Н/мм<sup>2</sup>; частиний коефіцієнт  $\gamma_{M0} = 1.0$ ; частиний коефіцієнт  $\gamma_{M1} = 1.0$ .

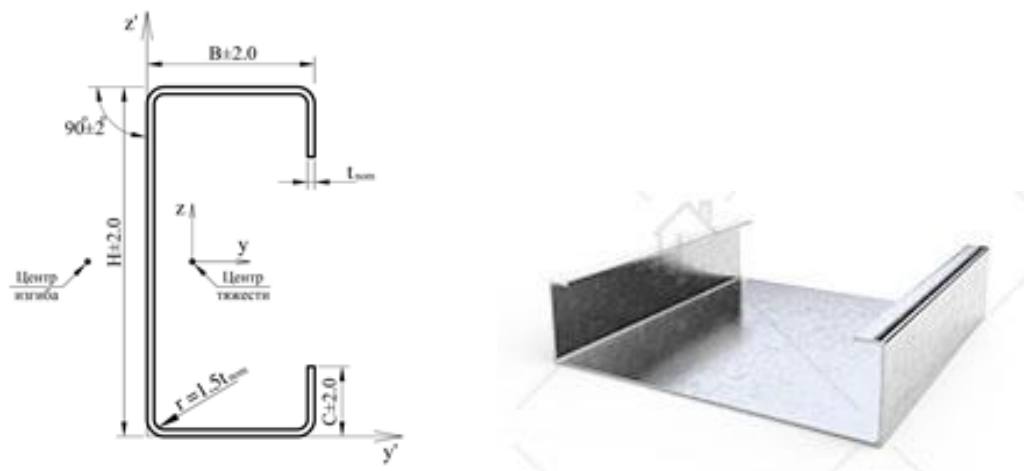


Рис. 4. С-образний холодноформований профіль для ЛСТК

У вузлах примикання розкосів до поясів виникають ексцентриситети: ексцентриситет у верхньому поясі  $e_{top} = 60$  мм; ексцентриситет у нижньому поясі  $e_{bottom} = 20$  мм (рис. 5).

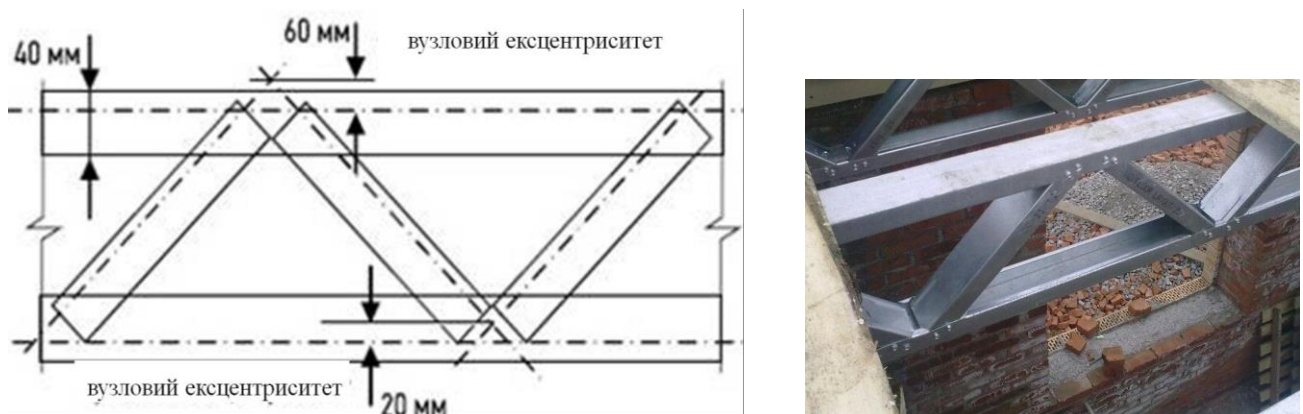


Рис. 5. Вузлові ексцентриситети

## 5. Геометричні характеристики перерізу стержнів ферми

Геометричні характеристики бруто з врахуванням закруглень

Основні постійні (зокрема, секторіальні характеристики) в цьому розрахунку визначені згідно методики, яка описана в Додатку С ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 [5] і дає просту табличну форму для їх розрахунку.

Розміри перерізу С-образного профілю: висота профілю  $h = 75$  мм; ширина полки  $b = 40$  мм; висота відгину  $c = 10$  мм; радіус закруглення  $r = 2.0$  мм; номінальна товщина  $t_n = 1.6$  мм; товщина сталі  $t = 1.56$  мм.

Розміри по серединних лініях (рис. 6):

$$\text{висота стінки } h_p = h - t_n = 75 - 1.6 = 73.4 \text{ мм}$$

$$\text{ширина полки } b_{p1} = b_{p2} = b_1 - t_n = 40 - 1.6 = 38.4 \text{ мм}$$

$$\text{висота відгину полки } c_p = c - t_n = 10 - 1.6 = 8.4 \text{ мм}$$

$$\text{радіус закруглення } r_m = r + \frac{t}{2} = 2 + \frac{1.56}{2} = 2.78 \text{ мм}$$

$$\text{кут } g_r = r_m (\tan \phi / 2 - \sin \phi / 2) = 2.78 (\tan 45^\circ - \sin 45^\circ) = 2.14 \text{ мм.}$$

Розміри плоских ділянок:

$$\text{стінка } b_{p,h} = h_p - 2g_r = 73.4 - 2 \cdot 2.14 = 69.12 \text{ мм}$$

$$\text{полка } b_{p,b} = b_p - 2g_r = 38.4 - 2 \cdot 2.14 = 34.12 \text{ мм}$$

$$\text{відгин полки } b_{p,c} = c_p - g_r = 8.4 - 2.14 = 6.26 \text{ мм.}$$

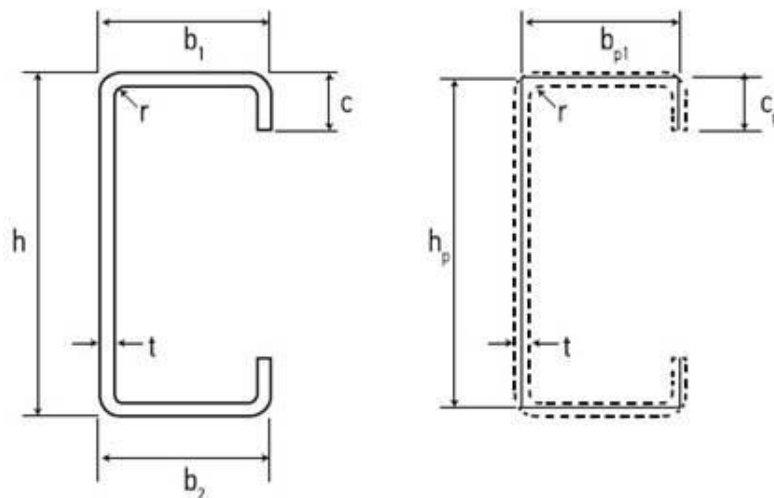


Рис. 6. Розміри по серединних лініях

Перевірка співвідношень геометричних параметрів поперечного

перерізу:

$$b/t = 40/1,56 = 25.64 < 60 \quad \text{умова виконується}$$

$$c/t = 10/1,56 = 6.41 < 50 \quad \text{умова виконується}$$

$$h/t = 75/1,56 = 48.07 < 500 \quad \text{умова виконується}$$

Перевірка розмірів елемента жорсткості:

$$c/b_1 = 10/40 = 0,38 \quad 0,2 < 0,38 < 0,6 \quad \text{умова виконується}$$

Перевірка можливості не врахування закруглень кутів:

$r/t = 2/1,56 = 1,28 < 5$	умова виконується
$r/b_{p,h} = 2/69.12 = 0,03 < 0,10$	умова виконується
$r/b_{p,b} = 2/34.12 = 0,06 < 0,10$	умова виконується
$r/b_{p,c} = 2/6.26 = 0,32 > 0,10$	умова <u>не</u> виконується.

Таким чином, вплив закруглених кутів слід враховувати при розрахунку характеристик перерізу. Вплив закруглених кутів можна врахувати, зменшивши характеристики, розраховані для аналогічного поперечного перерізу без врахування закруглень, використовуючи наступні наближення:

$$A_g \approx A_{g,sharp}(1 - \delta); \quad I_g \approx I_{g,sharp}(1 - 2\delta); \quad I_w \approx I_{w,sharp}(1 - 4\delta)$$

де:

$$\delta = 0.43 \frac{\sum_{j=1}^n r_j \frac{\phi_j}{90}}{\sum_{i=1}^m b_{pi}} = 0.43 \frac{2.8 \cdot 2 \cdot \frac{90}{90}}{69.12 + 2 \cdot 34.12 + 2 \cdot 6.26} = 0.016.$$

Геометричні характеристики перерізу бруто (без врахування закруглень)

Розрахунок геометричних характеристик перерізу бруто, які можуть знадобитися для розрахунку конструкцій, заснований на методиці Додатка С ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 [5]. За нею переріз ділиться на плоскі ділянки, кожна з яких визначається координатами її кінців на підставі геометрії перерізу в серединних лініях, як показано на рис. 7. Точки початку і закінчення кожного елемента називаються вузлами.

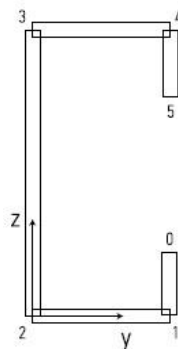


Рис. 7. Розподіл перерізу на плоскі ділянки

Таблиця 2. Координати вузлів

Вузол,	Координата	Координата
$J$	$y_j$ , мм	$z_j$ , мм
0	38,4	8,4
1	38,4	0

2	0	0
3	0	73,4
4	38,4	73,4
5	38,4	65

Таблиця 3. Визначення площі

Частина, <i>i</i>	Початковий вузол		Кінцевий вузол		Товщина <i>t<sub>i</sub></i> , мм	Довжина, мм	Площа <i>d<sub>Ai</sub></i> , мм <sup>2</sup>		
	№	<i>y</i>	<i>z</i>	№				<i>y</i>	<i>z</i>
		коорд. <i>y<sub>i-1</sub></i> , мм	коорд. <i>z<sub>i-1</sub></i> , мм					коорд. <i>y<sub>i</sub></i> , мм	коорд. <i>z<sub>i</sub></i> , мм
1	0	38,4	8,4	1	38,4	0	1,6	8,4	13,44
2	1	38,4	0	2	0	0	1,6	38,4	61,44
3	2	0	0	3	0	73,4	1,6	73,4	117,44
4	3	0	73,4	4	38,4	73,4	1,6	38,4	61,44
5	4	38,4	73,4	5	38,4	65	1,6	8,4	13,44

Загальна площа:  $A_{gr} = \Sigma d_{Ai} = 267,2 \text{ мм}^2$ .

### Центр ваги

Координата *z* центра ваги ( $z_{gc}$ ) визначає положення осі в перерізі брутку. Оскільки ось *y* є віссю симетрії перерізу, то вона ж і буде центральною віссю. Отже,  $z_{b1}$  и  $z_{b2}$  рівні. Координата *y* центру ваги визначить положення головної осі *z* перерізу брутку. Позначення відповідають рис. 8.

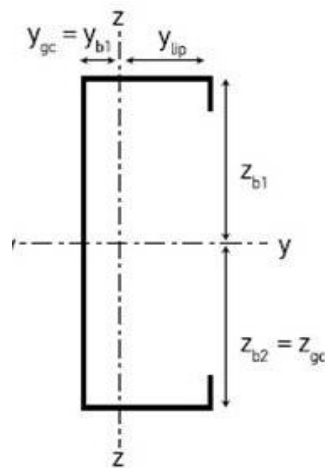


Рис. 8. Осі центру ваги

Визначимо координату *z* центру ваги.

Таблиця 4. Координати центру ваги по осі *z*

Частина, *i* ( $(z_i + z_{i-1}) \cdot d_{Ai} / 2$ , мм<sup>3</sup>)

1	56.5
2	0
3	4310
4	4509.5
5	930

Разом 9806

Статичний момент перерізу для осі  $y$  дорівнює сумі вказаних вище значень:

$$S_{y0} = 9806 \text{ мм}^3$$

Координата  $z$  центра ваги:

$$z_{gc} = S_{y0} / A_{gr}$$
$$z_{gc} = 9806 / 267,2 = 36,7 \text{ мм}$$
$$z_{gc} = z_{b1} = z_{b2} = 36,7 \text{ мм}$$

Знайдемо координату  $y$  центра ваги:

Таблиця 5. Координати центру ваги по осі  $y$

Частина, $i$	$(y_i + y_{i-1}) \cdot d_{Ai} / 2, \text{ мм}^3$
1	516
2	1180
3	0
4	1180
5	516
Разом	3392

Статичний момент перерізу для осі  $z$  дорівнює сумі вказаних вище значень:

$$S_{z0} = 3392 \text{ мм}^3.$$

Координата  $y$  центра ваги:

$$y_{gc} = S_{z0} / A_{gr}$$
$$y_{gc} = 3392 / 267,2 = 12,7 \text{ мм}$$
$$y_{gc} = y_{b1} = 12,7 \text{ мм}$$
$$y_{lip} = b_{p1} - y_{b1}$$
$$y_{lip} = 38,4 - 12,7 = 25,7 \text{ мм}.$$

### Моменти інерції перерізу

Момент інерції перерізу відносно осі найбільшої жорсткості:

Таблиця 6. Момент інерції по осі  $z$

Частина, $i$	$(z_i^2 + z_{i-1}^2 + z_i \cdot z_{i-1}) \cdot d_{Ai} / 3, \text{ мм}^4$
1	316
2	0
3	210905
4	331012
5	64438
Разом	606671

Момент інерції перерізу відносно початкової осі  $y$  (по нижній полиці перерізу) дорівнює сумі вказаних вище значень:  $I_{y0} = 606671 \text{ мм}^4$ .

Момент інерції перерізу відносно центральної осі  $y$ :  $I_y = I_{y0} - A_{gr} \cdot z_{gc}^2$

$$I_y = 606671 - 267,2 \times 36,7^2 = 250516 \text{ мм}^4.$$

Момент інерції перерізу відносно осі найменшої жорсткості:

Таблиця 7. Момент інерції по осі  $y$

Частина, $i$	$(y_i^2 + y_{i-1}^2 + y_i \cdot y_{i-1}) \cdot d_{Ai} / 3, \text{ мм}^4$
1	19818
2	30200



3	0
4	30200
5	19818
Разом	100036

Момент інерції перерізу відносно початкової осі  $z$  (по стінці) дорівнює сумі вказаних вище значень:  $I_{z0} = 100036 \text{ мм}^4$ .

Момент інерції перерізу відносно центральної осі  $z$ :

$$I_z = I_{z0} - A_{gr} \cdot y_{gc}^2$$

$$I_z = 100036 - 267.2 \times 12.7^2 = 59122 \text{ мм}^4.$$

### Радіуси інерції

Радіус інерції відносно осі найбільшої жорсткості:

$$i_y = (I_y / A_{gr})^{0.5}$$

$$i_y = (250516 / 267.2)^{0.5} = 30.4 \text{ мм.}$$

Радіус інерції відносно осі найменшої жорсткості:

$$i_z = (I_z / A_{gr})^{0.5}$$

$$i_z = (59122 / 267.2)^{0.5} = 14.8 \text{ мм.}$$

### Моменти опору в пружній стадії

Момент опору в пружній стадії відносно осі найбільшої жорсткості:

$$W_y = I_y / \text{Max}\{z_{b1}, z_{b2}\}$$

$$W_y = 250516 / 36.7 = 6826 \text{ мм}^3.$$

Момент опору в пружній стадії відносно осі найменшої жорсткості:

$$W_z = I_z / \text{Max}\{y_{gc}, y_{lip}\}$$

$$W_z = 59122 / 25.7 = 2300 \text{ мм}^3.$$

### Центр згину

Положення центру згину розраховується відносно центру ваги. Переріз симетричний відносно осі  $y$ . Отже, центр згину лежатиме на головній осі. Позначення відповідають рис. 9.

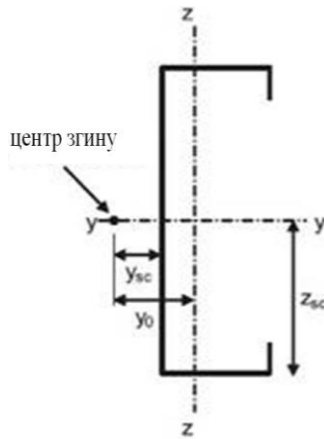


Рис. 9. Центр згину перерізу

Таблиця 8. Центробіжний момент інерції

Частина, $i$	$(2 \cdot y_{i-1} \cdot z_{i-1} + 2 y_i \cdot z_i + y_{i-1} \cdot z_i + y_i \cdot z_{i-1}) \cdot d_{Ai} / 6, \text{ мм}^4$
1	2280
2	0
3	0
4	84420
5	34810
Разом	121500

Центробіжний момент інерції перерізу відносно начального центру координат дорівнює сумі вказаних вище значень:  $I_{yz0} = 121500 \text{ мм}^4$ .

Центробіжний момент інерції перерізу відносно центру ваги:

$$I_{yz} = I_{yz0} - (S_{y0} \cdot S_{z0} / A_{gr})$$

$$I_{yz} = 121500 - (9560 \times 3310 / 267.3) = 27 \text{ мм}^4,$$

що відносно початкового значення складає  $<1\%$ , оскільки відносно головних осей центробіжний момент інерції повинен дорівнювати 0.

Зведені геометричні характеристики перерізу бруто без врахування закруглень

Площа перерізу  $A_{gr} = 267.2 \text{ мм}^2$

Відстань від центру ваги до полиці  $z_{gc} = 36.7 \text{ мм}$

Відстань від центру ваги до стінки  $y_{gc} = 12.7 \text{ мм}$

Відстань від центру ваги до відгинів  $y_{lip} = 25.7 \text{ мм}$

Момент інерції перерізу відносно осі найбільшої жорсткості  $I_y = 250516 \text{ мм}^4$

Момент інерції перерізу відносно осі найменшої жорсткості  $I_z = 59122 \text{ мм}^4$

Радіус інерції відносно осі найбільшої жорсткості  $i_y = 30.4 \text{ мм}$

Радіус інерції відносно осі найменшої жорсткості  $i_z = 14.8 \text{ мм}$

Момент опору у пружній стадії відносно осі найбільшої жорсткості  $W_y = 6826 \text{ мм}^3$

Момент опору у пружній стадії відносно осі найменшої жорсткості  $W_z = 2300 \text{ мм}^3$

Секторіальний момент інерції перерізу  $I_w = 7.094 \times 10^7 \text{ мм}^6$

Момент інерції при свободному крученні  $I_t = 213.4 \text{ мм}^4$ .

### Геометричні характеристики перерізу брутто з врахуванням закруглень

Вплив закруглених кутів на характеристики перерізу враховується шляхом зменшення характеристик, розрахованих для аналогічного перерізу без врахування закруглень, використовуючи наступні наближення:

$$A_g \approx A_{g,sharp}(1 - \delta); \quad I_g \approx I_{g,sharp}(1 - 2\delta); \quad I_w \approx I_{w,sharp}(1 - 4\delta)$$

Такі характеристики, як положення головних осей і центру згину, для перерізу із закругленими кутами беруться рівними тим, що були розраховані для перерізу без врахування закруглень.

Розрахунок характеристик перерізу, зменшених з врахуванням закруглених кутів, виконується наступним чином:

$$\begin{aligned} A_g &= 267.3(1 - 0.016) = 263.0 \text{ мм}^2 \\ I_y &= 250516(1 - 2 \cdot 0.016) = 242500 \text{ мм}^4 \\ I_z &= 59122(1 - 2 \cdot 0.016) = 57230 \text{ мм}^4 \\ I_w &= 7.094 \times 10^7(1 - 4 \cdot 0.016) = 6.64 \times 10^7 \text{ мм}^6. \end{aligned}$$

### Зведені геометричні характеристики перерізу брутто з врахуванням закруглень

Площа  $A_g = 263.0 \text{ мм}^2$

Відстань від полки до осі  $y$   $y_{flange} = 36.7 \text{ мм}$

Відстань від стінки до осі  $z$   $z_{web} = 12.9 \text{ мм}$

Радіус інерції відносно осі  $y$   $i_y = 30.4 \text{ мм}$

Радіус інерції відносно осі  $z$   $i_z = 14.8 \text{ мм}$

Момент інерції перерізу відносно осі найбільшої жорсткості перерізу  $y-y$

$$I_{gy} = 242500 \text{ мм}^4$$

Момент інерції перерізу відносно осі найменшої жорсткості перерізу  $z-z$

$$I_{gz} = 57230 \text{ мм}^4$$

Положення центру згину відносно осі  $z$   $y_o = 31.8 \text{ мм}$

Положення центру згину відносно осі  $y$   $z_o = 0.00 \text{ мм}$

Момент інерції при свободному крученні  $I_t = 213.4 \text{ мм}^4$

Секторіальний момент інерції  $I_w = 6.64 \times 10^7 \text{ мм}^6$ .

### Геометричні характеристики ефективного перерізу С-образного профілю з відгинами полиць при роботі на стиск

Виконуємо розрахунки характеристик ефективного перерізу для холодноформованного С-образного профілю з відгинами полиць при роботі на стиск. Ефективний переріз – це переріз, який залишається після виключення з роботи ділянок пластин, які втратили місцеву стійкість. Профіль ідентичний тому, що розраховували в попередньому розрахунку, тому деякі розрахунки і перевірки, що відносяться до поперечного перерізу бруто, використовуються без повторного їх знаходження.

Характеристики перерізу спочатку розраховуються на підставі геометрії без врахування закруглень. Вплив закруглених кутів враховується шляхом введення знижуючих коефіцієнтів до характеристик перерізу без врахування закруглень.

Розміри перерізу: висота профілю  $h = 75 \text{ мм}$ ; ширина полки  $b_1 = b_2 = 40 \text{ мм}$ ; висота відгину  $c = 10 \text{ мм}$ ; радіус закруглення  $r = 2.0 \text{ мм}$ ; номінальна товщина  $t_n = 1.6 \text{ мм}$ ; товщина сталі  $t = 1.56 \text{ мм}$ ; межа текучості  $f_{yb} = 350 \text{ Н/мм}^2$ ; модуль пружності  $E = 210000 \text{ Н/мм}^2$ ; модуль зсуву  $G = 80770 \text{ Н/мм}^2$ ; коефіцієнт Пуассона  $\nu = 0.3$ ; частний коефіцієнт  $\gamma_{M0} = 1.0$ .

Розміри по серединних лініях:

$$\text{висота стінки } h_p = h - t_n = 75 - 1.6 = 73.4 \text{ мм}$$

$$\text{ширина полки } b_{p1} = b_{p2} = b_1 - t_n = 40 - 1.6 = 38.4 \text{ мм}$$

$$\text{висота відгину полки } c_p = c - t_n = 10 - 1.6 = 8.4 \text{ мм}.$$

### Геометричні характеристики ефективного перерізу без врахування закруглень

Визначення ефективного перерізу полиць і відгинів.

Ефективна ширина полок:

для співвідношення напружень  $\psi = 1$  (рівномірний стиск),  $k_o = 4$

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_{yb}}$$

$$\overline{\lambda_{p,b}} = \frac{b_{p1}/t}{28.4\varepsilon\sqrt{k_\sigma}} = \frac{38.4/1.56}{28.4 \cdot \sqrt{235/350} \cdot \sqrt{4}} = 0.528$$

$$\rho = \frac{\overline{\lambda_{p,b}} - 0.055(3 + \psi)}{\overline{\lambda_{p,b}}^2} = \frac{0.528 - 0.055(3 + 1)}{0.528^2} = 1.1 \leq 1.0$$

відповідно,  $\rho = 1$

$$b_{eff} = \rho b_{p1} = 1 \cdot 38.4 = 38.4 \text{ мм}$$

$$b_{e1} = b_{e2} = 0.5b_{eff} = 0.5 \cdot 38.4 = 19.2 \text{ мм.}$$

Ефективна ширина краєвого елемента жорсткості (відгини):

коефіцієнт втрати стійкості визначається таким чином:

якщо  $b_{p,c}/b_{p1} \leq 0.35$ , то  $k_\sigma = 0.5$

якщо  $0.35 < b_{p,c}/b_{p1} \leq 0.6$ , то  $k_\sigma = 0.5 + 0.83\sqrt[3]{(b_{p,c}/b_{p1} - 0.35)^2}$

$b_{p,c}/b_{p1} = 8.4/38.4 = 0.22$ , отже  $k_\sigma = 0.5$

$$\overline{\lambda_{p,c}} = \frac{c_p/t}{28.4\varepsilon\sqrt{k_\sigma}} = \frac{8.4/1.56}{28.4 \cdot \sqrt{235/350} \cdot \sqrt{0.5}} = 0.325$$

$$\rho = \frac{\overline{\lambda_{p,c}} - 0.188}{\overline{\lambda_{p,c}}^2} = \frac{0.325 - 0.188}{0.325^2} = 1.25$$

отже,  $\rho = 1$ .

Ефективна ширина визначається наступним чином:  $c_{eff} = \rho c_p = 1 \cdot 8.4 = 8.4 \text{ мм.}$

Ефективна площа краєвого елемента жорсткості складає:

$$A_s = t(b_{e2} + c_{eff}) = 1.56(19.2 + 8.4) = 43.0 \text{ мм}^2.$$

Критичні напруження при втраті стійкості для краєвого елемента жорсткості визначаються за формулою:

$$\sigma_{cr,s} = \frac{2\sqrt{KEI_s}}{A_s}$$

де:  $K$  – це жорсткість зв'язків на одиницю довжини, а  $I_s$  – це ефективний момент інерції перерізу елемента жорсткості.

$$K = \frac{Et^3}{4(1 - \nu^2)} \cdot \frac{1}{b_1^2 h_p + b_1^3 + 0.5b_1 b_2 h_p k_f}$$

$$b_1 = b_{p1} - \frac{b_{e2} t b_{e2} / 2}{(b_{e2} + c_{eff}) t} = 38.4 - \frac{19.2 \cdot 1.56 \cdot 19.2 / 2}{(19.2 + 8.4) 1.56} = 31.73 \text{ мм}$$

$b_2 = b_1 = 31.73$  мм (для перерізу з однаковими полицями)

$$k_f = \frac{A_{s2}}{A_{s1}} = \frac{43.0}{43.0} = 1.0$$

$$K = \frac{210000 \cdot 1.56^3}{4(1 - 0.3^2)} \cdot \frac{1}{31.73^2 \cdot 73.4 + 31.73^3 + 0.5 \cdot 31.73 \cdot 31.73 \cdot 73.4 \cdot 1} = 1,53(H/мм)/мм$$

$$I_s = \frac{b_{e2} t^3}{12} + \frac{c_{eff}^3 \cdot t}{12} + b_{e2} t \left[ \frac{c_{eff}^2}{2(b_{e2} + c_{eff})} \right]^2 + c_{eff} t \left[ \frac{c_{eff}}{2} - \left[ \frac{c_{eff}^2}{2(b_{e2} + c_{eff})} \right] \right]^2$$

$$I_s = \frac{19.2 \cdot 1.56^3}{12} + \frac{8.4^3 \cdot 1.56}{12} + 19.2 \cdot 1.56 \left[ \frac{8.4^2}{2(19.2 + 8.4)} \right]^2 + 8.4 \cdot 1.56 \left[ \frac{8.4}{2} - \left[ \frac{8.4^2}{2 \cdot (19.2 + 8.4)} \right] \right]^2 = 244.0 \text{ мм}^4.$$

Оскільки переріз має рівні полиці, жорсткість зв'язків на одиницю довжини  $K$  і момент інерції перерізу  $I_s$  застосовуємо для обох краєвих елементів жорсткості. Якби переріз був асиметричним, виникла б необхідність повторити процес, виконаний вище, для верхнього і нижнього краєвих елементів жорсткості.

$$\sigma_{cm,s} = \frac{2 \cdot \sqrt{1.53 \cdot 210000 \cdot 244}}{43} = 412 \text{ Н/мм}^2$$

$$\bar{\lambda}_d = \sqrt{f_y / \sigma_{cm,s}} = \sqrt{350 / 412} = 0.92$$

оскільки  $0.65 < \bar{\lambda}_d < 1.38$ ,  $\chi_d = 1.47 - 0.723 \bar{\lambda}_d$

$$\chi_d = 1.47 - 0.723 \cdot 0.92 = 0.81$$

$$t_{red} = t \chi_d = 1.56 \cdot 0.81 = 1.3 \text{ мм.}$$

### Характеристики ефективного перерізу стінки

При рівномірному стиску співвідношення напружень  $\psi = 1$  і коефіцієнт втрати стійкості  $k_\sigma = 4$  (для внутрішнього стиснутого елемента).

$$\bar{\lambda}_{p,h} = \frac{h_p / t}{28.4 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}} = \frac{73.4 / 1.56}{28.4 \cdot \sqrt{235 / 350} \cdot \sqrt{4}} = 1.01$$

$$\rho = \frac{\overline{\lambda_{p,h}} - 0.055(3 + \psi)}{\overline{\lambda_{p,h}}^2} = \frac{1.01 - 0.055(3 + 1)}{1.01^2} = 0.77$$

$$h_{eff} = \rho h_p = 0.77 \cdot 73.4 = 57.0 \text{ мм}$$

$$h_{e1} = h_{e2} = 0.5 h_{eff} = 0.5 \cdot 57 = 28.5 \text{ мм.}$$

### Геометричні характеристики всього ефективного поперечного перерізу

Теоретичний ефективний переріз представлений на рис. 10. Характеристики всього ефективного перерізу розраховуємо з використанням цих геометричних розмірів.

$$A_{eff} = t[2b_{e1} + h_{e1} + h_{e2} + 2(b_{e2} + c_{eff})\chi_d]$$

$$A_{eff} = 1.56[2 \cdot 19.2 + 28.5 + 28.5 + 2(19.2 + 8.4)0.81] = 225.9 \text{ мм}^2.$$

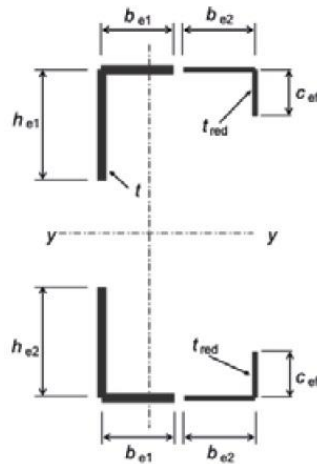


Рис. 10. Теоретично ефективний переріз

Оскільки переріз симетричний і схильний до чистого осьового стиску, положення головної центральної осі  $y-y$  залишається незмінним і відповідає поперечному перерізу бруто, тобто 36.7 мм від обох полиць.

Інші геометричні характеристики ефективного перерізу, який знаходиться під осьовим навантаженням, наведені нижче.

### Зведені геометричні характеристики ефективного перерізу без врахування

#### закруглень

Ефективна площа  $A_{eff} = 225.9 \text{ мм}^2$

Відстань від центру ваги ефективного перерізу до полиці  $z_{gc} = 36.7 \text{ мм}$

Відстань від центру ваги ефективного перерізу до стінки  $y_{gc} = 13.2 \text{ мм}$

Відстань від центру ваги ефективного перерізу до відгинів  $y_{lip} = 25.2$  мм.

Геометричні характеристики ефективного перерізу з врахуванням закруглень

Для такого перерізу повинен враховуватися вплив закруглених кутів. Для таких характеристик, як положення головних осей, значення для перерізу із закругленими кутами беруться рівними тим, що були розраховані для перерізу без врахування закруглень.

Розрахунок характеристик перерізу, зменшених з врахуванням закруглених кутів, виконується наступним чином:  $A_{eff} = 225.9(1 - 0.016) = 222.3$  мм<sup>2</sup>.

Зведені геометричні характеристики ефективного перерізу з врахуванням закруглень

Ефективна площа  $A_{eff} = 222.3$  мм<sup>2</sup>

Відстань від полки до осі  $y$  (при стиску)  $y_{flange} = 36.7$  мм

Відстань від стінки до осі  $z$  (при стиску)  $z_{web} = 13.2$  мм

Відстань від центру ваги ефективного перерізу до відгинів  $y_{lip} = 25.2$  мм.

Геометричні характеристики ефективного перерізу для С-образного профілю з відгинами полиць при згині відносно осі найбільшої жорсткості

Характеристики ефективного перерізу (рис. 11) при згині наведені нижче без надання виконаного розрахунку, який аналогічний попередньому за винятком того, що він розглядає інший характер роботи елемента, а саме згин.

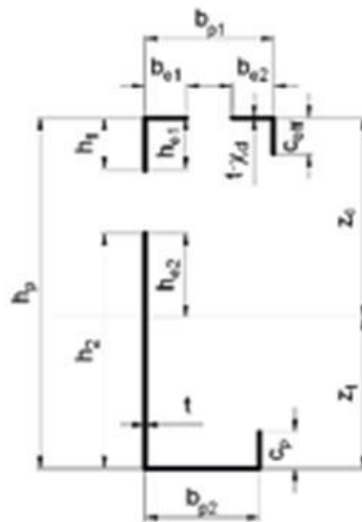


Рис. 11. Ефективний переріз



Зведені геометричні характеристики ефективного перерізу з врахуванням закруглень

Ефективна площа  $A_{eff} = 248.3 \text{ мм}^2$

Відстань від центру ваги ефективного перерізу до стиснутої полиці  $z_c = 27.3 \text{ мм}$

Відстань від центру ваги ефективного перерізу до розтягнутої полиці  $z_t = 46.1 \text{ мм}$

Момент інерції перерізу відносно осі найбільшої жорсткості  $I_{eff,y} = 175284 \text{ мм}^4$

Момент опору перерізу відносно осі найбільшої жорсткості для стиснутої полиці  $W_{eff,y,c} = 6297 \text{ мм}^3$

Момент опору перерізу відносно осі найбільшої жорсткості для розтягнутої полиці  $W_{eff,y,t} = 3802 \text{ мм}^3$

Момент опору перерізу при згині відносно осі  $z$  (стиснуті відгини)  $W_{eff,z,lip} = 2247 \text{ мм}^3$

Момент опору перерізу при згині відносно осі  $z$  (стиснута стінка)  $W_{eff,z,web} = 2179 \text{ мм}^3$

Момент опору перерізу при згині відносно осі  $z$  (мінімальний)  $W_{eff,z} = 2179 \text{ мм}^3$

Момент інерції перерізу відносно осі найменшої жорсткості поперечного перерізу  $z-z$   $I_{eff,z} = 51530 \text{ мм}^4$ .

**6. Розрахунок зусиль в елементах ферми**

Загальний вигляд решітчастої ферми із ЛСТК, її поперечний переріз та фрагмент вузла показані на рис. 2, 3, 12, 13, 14.



Рис. 12. Кроквяна ферма із ЛСТК

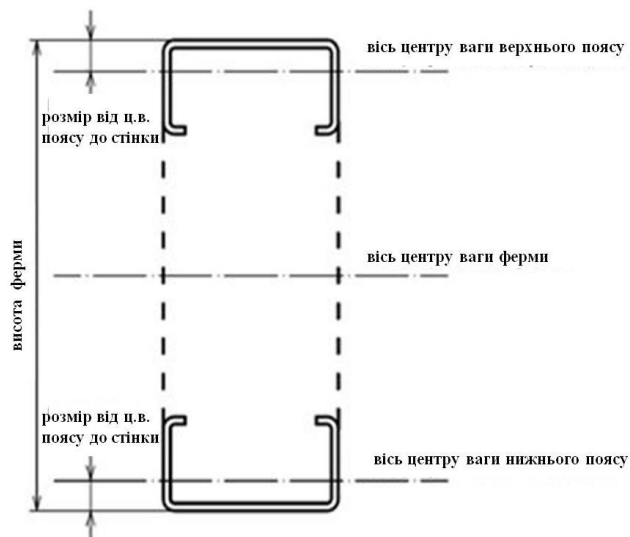


Рис. 13. Переріз ферми



Рис. 14. Фрагмент вузла ферми

Знаходимо значення згинального моменту, опорних реакцій як для балочної конструкції, а потім, за допомогою перехідних формул, знаходимо зусилля стиску і розтягу в елементах ферми – у верхньому і нижньому поясах, в стержнях решітки – розкосах і стійках.

Максимальний момент розраховується за формулою:

$$M_{y,Ed} = (\gamma_G \times g_k + \gamma_Q \times q_k) sL^2 / 8$$

$$M_{y,Ed} = (1.35 \times 0.6 + 1.50 \times 1.5) 750 \times 6000^2 \times 10^{-9} / 8 = 9.6 \text{ кНм.}$$

Опорна реакція розраховується за формулою:

$$R_{Ed} = (\gamma_G \times g_k + \gamma_Q \times q_k) sL / 2$$

$$R_{Ed} = (1.35 \times 0.6 + 1.50 \times 1.5) 750 \times 6000 \times 10^{-6} / 2 = 6.4 \text{ кН.}$$

Максимальне зусилля стиску у верхньому поясі приймається рівним:

$$N_{c,Ed} = M_{y,Ed} / (D_T - 2 \times z_{web})$$

$$N_{c,Ed} = 9.6 \times 10^3 / (200 - 2 \times 13.2) = 55.3 \text{ кН.}$$

Максимальне зусилля розтягу в нижньому поясі приймається рівним:

$$N_{t,Ed} = M_{y,Ed} / (D_T - 2 \times z_{web})$$

$$N_{t,Ed} = 9.6 \times 10^3 / (200 - 2 \times 13.2) = 55.3 \text{ кН.}$$

Максимальний стиск у розкосі:

$$N_{c,Ed} = R_{Ed} \times L_{brace} / D_T$$

$$N_{c,Ed} = 6.4 \times 283 / 200 = 9.1 \text{ кН.}$$

Для панелі, суміжної з центральною:

Зусилля стиску у верхньому поясі  $N_{c,Ed} = 54.0$  кН.

Зусилля розтягу у нижньому поясі  $N_{t,Ed} = 54.0$  кН.

Момент від ексцентриситету у вузлах верхнього поясу прийнятий рівним:

$$\Delta M_{e,top} = \Delta N_{c,Ed} \times e_{top}$$

$$M_{e,top} = (55.3 - 54.0) \times 60 = 0.08 \text{ кНм.}$$

Момент від ексцентриситету у вузлах нижнього поясу прийнятий рівним:

$$M_{e,bottom} = \Delta N_{c,Ed} \times e_{bottom}$$

$$M_{e,bottom} = (55.3 - 54.0) \times 20 = 0.03 \text{ кНм.}$$

Момент від навантаження, прикладеного між вузлами верхнього поясу, прийнятий рівним:

$$M_{w,top} = (\gamma_G \times g_k + \gamma_Q \times q_k) s L_{bay}^2 / 8$$

$$M_{w,top} = (1.35 \times 0.6 + 1.50 \times 1.5) 750 \times 400^2 \times 10^{-9} / 8 = 0.04 \text{ кНм.}$$

Момент від навантаження, прикладеного між вузлами нижнього поясу, прийнятий рівним нулю:

$$M_{w,bottom} = 0.0 \text{ кНм.}$$

Повний момент у верхньому поясі  $M_{z,Ed,top} = 0.08/4 + 0.04 \approx 0.06$  кНм.

Повний момент в нижньому поясі  $M_{z,Ed,bottom} = 0.02/4 + 0.0 \approx 0.01$  кНм.

Величина згинного моменту від ексцентриситету ділиться на 4 з умови його розподілу пропорційно жорсткостям елементів у вузлі.

## 7. Перевірка несучої здатності перерізів стержнів ферми

### Осьовий розтяг

Для визначення несучої здатності при розтягу використовуємо середній опір текучості

$$f_{ya} = f_{yb} + (f_u - f_{yb}) \frac{knt^2}{A_{gr}} \leq \frac{(f_u + f_{yb})}{2}$$
$$f_{ya} = 350 + (420 - 350) \frac{7 \cdot 4 \cdot 1.56^2}{263.0} \leq \frac{(420 + 350)}{2}$$
$$f_{ya} = 368.1 \leq 385 \text{ Н/мм}^2.$$

Розрахункова несуча здатність при розтягу поперечного перерізу описується формулою:

$$N_{t,Rd} = A_g \times f_{ya} / \gamma_{M0}$$
$$N_{t,Rd} = 263.0 \times 368.1 \times 10^{-3} / 1.0 = 96.8 \text{ кН.}$$

Перевірка виконання умови (нижній пояс):

$$N_{t,Ed} / N_{t,Rd} = 55.3 / 96.8 = 0.5 < 1, \quad \text{умова виконується.}$$

### Осьовий стиск

Розрахункова несуча здатність поперечного перерізу при стиску визначається за формулою:

$$N_{c,Rd} = A_{eff} \times f_{yb} / \gamma_{M0}$$
$$N_{c,Rd} = 222.3 \times 350 \times 10^{-3} / 1.0 = 77.8 \text{ кН.}$$

Перевірка виконання умови (верхній пояс):

$$N_{c,Ed} / N_{c,Rd} = 55.3 / 77.8 = 0.71 < 1.0, \quad \text{умова виконується.}$$

Перевірка виконання умови (розкіс):  $N_{c,Ed} / N_{c,Rd} = 9.1 / 77.8 = 0.11 < 1.0$ , умова виконується.

### Згинальний момент

Граничний згинальний момент визначається виразом:

$$M_{cy,Rd} = W_{eff,y} \times f_{yb} / \gamma_{M0}$$
$$M_{cy,Rd} = 6297 \times 350 \times 10^{-6} / 1.0 = 2.2 \text{ кНм.}$$

Граничний згинальний момент відносно осі z:

$$M_{cz,Rd} = W_{eff,z} \times f_{yb} / \gamma_{M0}$$
$$M_{cz,Rd} = 2179 \times 350 \times 10^{-6} / 1.0 = 0.8 \text{ кНм.}$$

Перевірка виконання умови (верхній пояс):

$$M_{z,Ed} / M_{z,Rd} = 0.06 / 0.8 = 0.08 < 1.0, \text{ умова виконується.}$$

Перевірка виконання умови (нижній пояс):

$$M_{z,Ed} / M_{z,Rd} = 0.01 / 0.8 = 0.013 < 1.0, \text{ умова виконується.}$$

### Спільна дія зусиль

Ексцентриситет прикладання осьових зусиль за рахунок зміщення нейтральної осі ефективного перерізу відносно нейтральної осі перерізу брутто приводить до появи додаткового моменту, що викликається подовжніми навантаженнями, які прикладені до нейтральної осі перерізу брутто.

Зміщення по осі  $y$  при стиску визначається формулою:

$$e_{Ny} = 36.7 - 36.7 = 0.0 \text{ мм.}$$

Зміщення по осі  $z$  при стиску визначається формулою:

$$e_{Nz} = 13.2 - 12.9 = 0.3 \text{ мм.}$$

Додатковий момент відносно осі  $y$  від зміщення осей:

$$\Delta M_{y,Ed} = e_{Ny} \times N_{ed} = 0.000 \text{ кНм.}$$

Додатковий момент відносно осі  $z$  від зміщення осей:

$$\Delta M_{z,Ed} = e_{Nz} \times N_{ed} = 0.3 \times 54.3 \times 10^{-3} = 0.01 \text{ кНм.}$$

Перевірка виконання умови (верхній пояс):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} + \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd}} + \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{cz,Rd}} \leq 1$$
$$\frac{55.3}{77.8} + \frac{0.0 + 0.0}{2.2} + \frac{0.06 + 0.01}{0.8} \leq 1$$

$$0.62 + 0 + 0.09 = 0.71 \leq 1, \text{ умова виконується.}$$

### Спільна дія розтягу і згину

Перевірка виконання умови (нижній пояс):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{cz,Rd}} \leq 1$$
$$\frac{55.3}{96.8} + \frac{0.0}{2.2} + \frac{0.06}{0.8} \leq 1$$

$$0.5 + 0 + 0.08 = 0.58 \leq 1, \text{ умова виконується.}$$

## Несуча здатність за втратою стійкості елементу

У даному розрахунку виконуються перевірки на несучу здатність за втратою стійкості верхнього стиснутого поясу.

### Втрата стійкості у формі подовжнього згину відносно осі найбільшої жорсткості (осі y)

Для С-образного профілю з відгинами полиць застосовується крива втрати стійкості  $b$ . Розрахункова довжина відносно осі  $y$  прийнята рівній довжині панелі ферми завдяки розкріплюванню верхнього поясу у вузлових точках.

$$L_{cr,y} = 400 \text{ мм}$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3.14 \sqrt{\frac{210000}{350}} = 76.95.$$

Умовна гнучкість:

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr,y}}{i} \sqrt{\frac{A_{eff}}{A_{gr}}} = \frac{400}{30.4} \sqrt{\frac{222.3}{263.0}} = 0.157$$

Для кривої втрати стійкості  $b$  коефіцієнт недосконалості  $\alpha$  дорівнює 0.34.

$$\Phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\Phi = 0.5[1 + 0.34(0.157 - 0.2) + 0.157^2] = 0.505$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0$$

$$\chi = \frac{1}{0.505 + \sqrt{0.505^2 - 0.157^2}} = 1.02,$$

оскільки  $\chi = 1.02 \geq 1$ , приймаємо  $\chi = 1.0$

Несуча здатність за втратою стійкості у формі подовжнього згину:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{1 \cdot 222.3 \cdot 350 \cdot 10^{-3}}{1.0} = 77.8 \text{ кН.}$$

Перевірка виконання умови:

$$N_{Ed} / N_{b,Rd} = 48.4 / 77.8 = 0.62 < 1.0, \text{ умова виконується.}$$

Втрата стійкості у формі подовжнього згину відносно осі найменшої жорсткості (осі z)

Розрахункова довжина відносно осі z прийнята рівній довжині панелі ферми при розкріплюванні верхнього поясу у вузлових точках:

$$L_{cr,z} = 400 \text{ мм}$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3.14 \sqrt{\frac{210000}{350}} = 76.95.$$

Умовна гнучкість:

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr,y}}{i} \sqrt{\frac{A_{eff}}{A_{gr}}} = \frac{400}{14.8} \sqrt{\frac{222.3}{263.0}} = 0.324$$

Для кривої втрати стійкості b коефіцієнт недосконалості  $\alpha$  дорівнює 0.34.

$$\Phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\Phi = 0.5[1 + 0.34(0.324 - 0.2) + 0.324^2] = 0.574$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0$$

$$\chi = \frac{1}{0.574 + \sqrt{0.574^2 - 0.324^2}} = 0.955.$$

Несуча здатність за втратою стійкості у формі подовжнього згину:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{0.955 \cdot 222.3 \cdot 350 \cdot 10^{-3}}{1.0} = 74.3 \text{ кН.}$$

Перевірка виконання умови:

$$N_{Ed} / N_{b,Rd} = 55.3 / 74.3 = 0.74 < 1.0, \text{ умова виконується.}$$

Крутильна форма втрати стійкості

Розрахункові довжини для крутильної форми втрати стійкості дорівнюють:

$$L_{T,y} = 400 \text{ мм}; \quad L_{T,z} = 400 \text{ мм.}$$

Розрахунок полярного радіусу інерції виконується таким чином:

$$i_0^2 = i_y^2 + i_z^2 + y_0^2 + z_0^2$$

$$i_0^2 = 30.4^2 + 14.8^2 + 31.8^2 + 0.0^2 = 2154 \text{ мм}^2$$

$$i_0 = 46.4 \text{ мм.}$$

Критичне зусилля за крутильною формою втрати стійкості шарнірно опертого елемента визначається за формулою:

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \left( GI_t + \frac{\pi^2 EI_w}{L_T^2} \right)$$

$$N_{cr,T} = \frac{1}{46.4^2} \left( 80770 \cdot 213.4 + \frac{3.14^2 \cdot 210000 \cdot 6.64 \cdot 10^7}{400^2} \right) = 407.5 \text{ кН.}$$

Умовна гнучкість:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr,T}}} = \sqrt{\frac{222.3 \cdot 350 \cdot 10^{-3}}{407.5}} = 0.437.$$

Для кривої втрати стійкості  $b$  коефіцієнт недосконалості  $\alpha$  дорівнює 0.34.

$$\Phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\Phi = 0.5[1 + 0.34(0.437 - 0.2) + 0.437^2] = 0.636$$

$$\chi_T = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0$$

$$\chi_T = \frac{1}{0.636 + \sqrt{0.636^2 - 0.437^2}} = 0.911.$$

Несуча здатність за втратою стійкості за крутильною формою:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_T A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{0.911 \cdot 222.3 \cdot 350 \cdot 10^{-3}}{1.0} = 70.9 \text{ кН.}$$

Перевірка виконання умови:

$$N_{Ed} / N_{b,Rd} = 48.4 / 70.9 = 0.68 < 1.0, \text{ умова виконується.}$$

Згинно-крутильна форма втрати стійкості



$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 EI_y}{L_{cr,y}^2}$$

$$N_{cr,y} = \frac{3.14^2 \cdot 210000 \cdot 242500 \cdot 10^{-3}}{400^2} = 3142 \text{ кН}$$

$$\beta = 1 - \left(\frac{y_0}{i_0}\right)^2 = 1 - \left(\frac{31.8}{46.4}\right)^2 = 0.530.$$

Критичне зусилля втрати стійкості за згинно-крутильною формою визначається згідно формули:

$$N_{cr,TF} = \frac{N_{cr,y}}{2\beta} \left[ 1 + \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}} - \sqrt{\left(1 - \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}}\right)^2 + 4 \left(\frac{y_0}{i_0}\right)^2 \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}}}\right]$$

$$N_{cr,TF} = \frac{3142}{2 \cdot 0.53} \left[ 1 + \frac{407.5}{3142} - \sqrt{\left(1 - \frac{407.5}{3142}\right)^2 + 4 \left(\frac{31.8}{46.4}\right)^2 \frac{407.5}{3142}} \right] = 382.5 \text{ кН.}$$

Умовна гнучкість:

$$\bar{\lambda}_{TF} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr,TF}}} = \sqrt{\frac{222.3 \cdot 350 \cdot 10^{-3}}{382.5}} = 0.451$$

Для кривої втрати стійкості  $b$  коефіцієнт недосконалості  $\alpha$  дорівнює 0.34.

$$\Phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\Phi = 0.5[1 + 0.34(0.451 - 0.2) + 0.451^2] = 0.644$$

$$\chi_{TF} = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0$$

$$\chi_{TF} = \frac{1}{0.644 + \sqrt{0.644^2 - 0.451^2}} = 0.905.$$

Несуча здатність за втратою стійкості за згинно-крутильною формою:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_{TF} A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{0.905 \cdot 222.3 \cdot 350 \cdot 10^{-3}}{1.0} = 70.4 \text{ кН.}$$

Перевірка виконання умови:

$$N_{Ed} / N_{b,Rd} = 55.3 / 70.4 = 0.69 < 1.0, \text{ умова виконується.}$$

## Втрата стійкості плоскої форми згину

Перевірка стійкості плоскої форми згину елементів поясів в даному розрахунку не виконується у зв'язку з відсутністю в елементах значних згинальних моментів.

Можливість втрати стійкості плоскої форми згину всією фермою також не розглядається, оскільки верхній (стиснутий) пояс розкріплений по всій довжині конструкцією кровлі.

### 8. Перевірка ферми за експлуатаційною придатністю

Для перевірки за експлуатаційною придатністю необхідно враховувати вплив закруглень кутів на геометричні характеристики перерізу. В рамках розрахунку прийнято, що максимальні напруження при розрахунку за експлуатаційною придатністю дорівнюють значенню межі текучості, поділеному на 1,5.

Для осі найменшої жорсткості (осі  $z$ ):

$$I_{fic} = I_{gr} - \left(\frac{1}{1.5}\right) (I_{gr} - I_{eff})$$

$$I_{fic} = 57230 - \left(\frac{1}{1.5}\right) (57230 - 51530) = 53430 \text{ мм}^4$$

Коефіцієнт врахування закруглень  $\delta$  дорівнює:

$$\delta = 0.43 \frac{\sum_{j=1}^n r_j}{\sum_{i=1}^m b_{p,i}} = 0.02$$

$$I_{SLS} = I (1 - 2\delta) = 53430 (1 - 0.04) = 51290 \text{ мм}^4.$$

Оскільки верхній пояс працює на стиск, використовується значення  $I_{SLS}$ , яке базується на ефективних характеристиках і враховує закруглення.

Нижній пояс працює на розтяг, і для нього використовується показник  $I_{gr,round}$ , який базується на геометричних характеристиках перерізу бруто з врахуванням закруглень:

$$I_{gr,round} = I (1 - 2\delta) = 57230 (1 - 0.04) = 54940 \text{ мм}^4.$$

Момент інерції ферми дорівнює:

$$I_{eff,truss} = (I_{SLS} + A_{eff} \cdot y^2) + (I_{gr,round} + A_{gr} \cdot y^2)$$

$$I_{eff,truss} = (51290 + 222.3 \cdot (100 - 13.2)^2) + (54940 + 263.0 \cdot (100 - 13.2)^2)$$

$$I_{eff, truss} = 3776000 \text{ мм}^4.$$

### Критерії експлуатаційної придатності

ДСТУ-НБ EN 1990 встановлює вимоги експлуатаційної придатності, де основними критеріями є граничні переміщення і частоти коливань. Граничні прогини і переміщення визначені в національному додатку до ДСТУ-НБ EN 1990. Частота власних коливань покриття обмежена 4 Гц.

Критерій 1: граничний прогин за естетико-психологічною і конструктивною вимогами. З двох вказаних вимог найбільш жорстка вимога висувається з конструктивних міркувань. Граничний прогин повинен складати не більш 1/300 прольоту.

Сумарне навантаження:

$$W = LS(g_k + q_k) = 6000 \times 700 (0.6 + 1.5) \times 10^{-6} = 8.82 \text{ кН}.$$

Прогин від навантаження:

$$\delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{WL^3}{EI} = \frac{5}{384} \cdot \frac{8.82 \cdot 6000^3 \cdot 10^3}{210000 \cdot 3776000} = 19.3 \text{ мм}.$$

Знаходимо значення граничного прогину і виконуємо перевірку:

$$\delta_{limit} = 6000 / 300 = 20 \text{ мм} > 19.3 \text{ мм}, \text{ умова виконується.}$$

Критерій 2: граничний прогин за фізіологічними вимогами.

Сумарне навантаження для фізіологічного критерію:

$$W = Ls(g_k + 0.5 \cdot q_k) = 5600 \times 700 (0.6 + 0.5 \cdot 1.5) \times 10^{-6} = 5.29 \text{ кН}.$$

Прогин від навантаження:

$$\delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{WL^3}{EI} = \frac{5}{384} \cdot \frac{5.29 \cdot 5600^3 \cdot 10^3}{210000 \cdot 3776000} = 15.3 \text{ мм}.$$

Згідно національного додатку ДСТУ-Н Б EN 1990 для елементів будівель обмежуємо прогин з фізіологічних умов значенням, яке дорівнює:

$$\delta_{limit} = \frac{g(p + g_k + q_k)}{30n^2(bp + g_k + q_k)},$$

де за таблицею НБ.2.6 національного додатку приймаємо:

$g = 9.81 \text{ м/с}^2$  – прискорення вільного падіння;

$p = 0,46 \text{ кПа}$  – навантаження від вітру, яке створює коливання для будівлі;

$n = 4\Gamma\text{ц}$  – частота прикладання навантаження при поривах вітру;

$$b = 125 \sqrt{\frac{Q}{\alpha p s L}} = 125 \sqrt{\frac{0.8}{1 \cdot 0.46 \cdot 0.75 \cdot 6}} = 77.7,$$

де за таблицею НБ.2.6 національного додатку приймаємо:

$\alpha = 1.0$  – для елементів, що розраховуються за балочною схемою;

$s = 0.75$  м – крок ферм;

$L = 6$  м – прольот ферми.

Тоді:

$$\delta_{limit} = \frac{9.81(0.46 + 0.6 + 1.5)}{30 \cdot 4^2(77.7 \cdot 0.46 + 0.6 + 1.5)} = 1.4 \text{ мм}$$

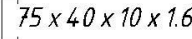
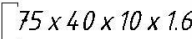
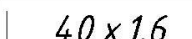
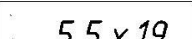
$$\delta_{limit} = 1.4 \text{ мм} < 15.3 \text{ мм.}$$

Умови критеріїв за експлуатаційною придатністю виконуються.

## 9. Креслення ферми Ф2 із стержнями з сталевих холодноформованих С-образних профілів з відгинами полиць

Нижче наведені основні креслення запроєктованої кроквяної ферми Ф2 (рис. 1, 3) із стержнями із сталевих холодноформованих С-образних профілів з відгинами полиць (рис. 15...19, табл. 9, 10).

Таблиця 9. Специфікація сталі на відправну марку Ф2

Марка	Номер стержня	Переріз	Довжина	Кіл -ть	Вага, кг			Примітки
					1 шт.	усіх	марки	
Ф2	1	 75 x 40 x 10 x 1.6	6000	1	12.5	12.5	44.5	Сталь S350
	2	 75 x 40 x 10 x 1.6	6000	1	12.5	12.5		
	3	 75 x 40 x 10 x 1.6	200	2	0.42	0.84		
	4	 75 x 40 x 10 x 1.6	283	30	0.59	17.7		
	5	 40 x 1.6	40	4	0.07	0.28		
	6	 50 x 1.6	50	4	0.08	0.32		
	7	 5.5 x 19	19	300	0.001	0.3		

Таблиця 10. Таблиця відправних марок ферм Ф2 та Ф3

Відпр. марка	Кіл -ть	Вага, кг	
		1 шт.	усіх
Ф2	41	44.5	1825
Ф3	41	47.5	1948
Разом за кресленням			3773

Геометрична схема ферми Ф2  
(розміри в мм, зусилля в кН)

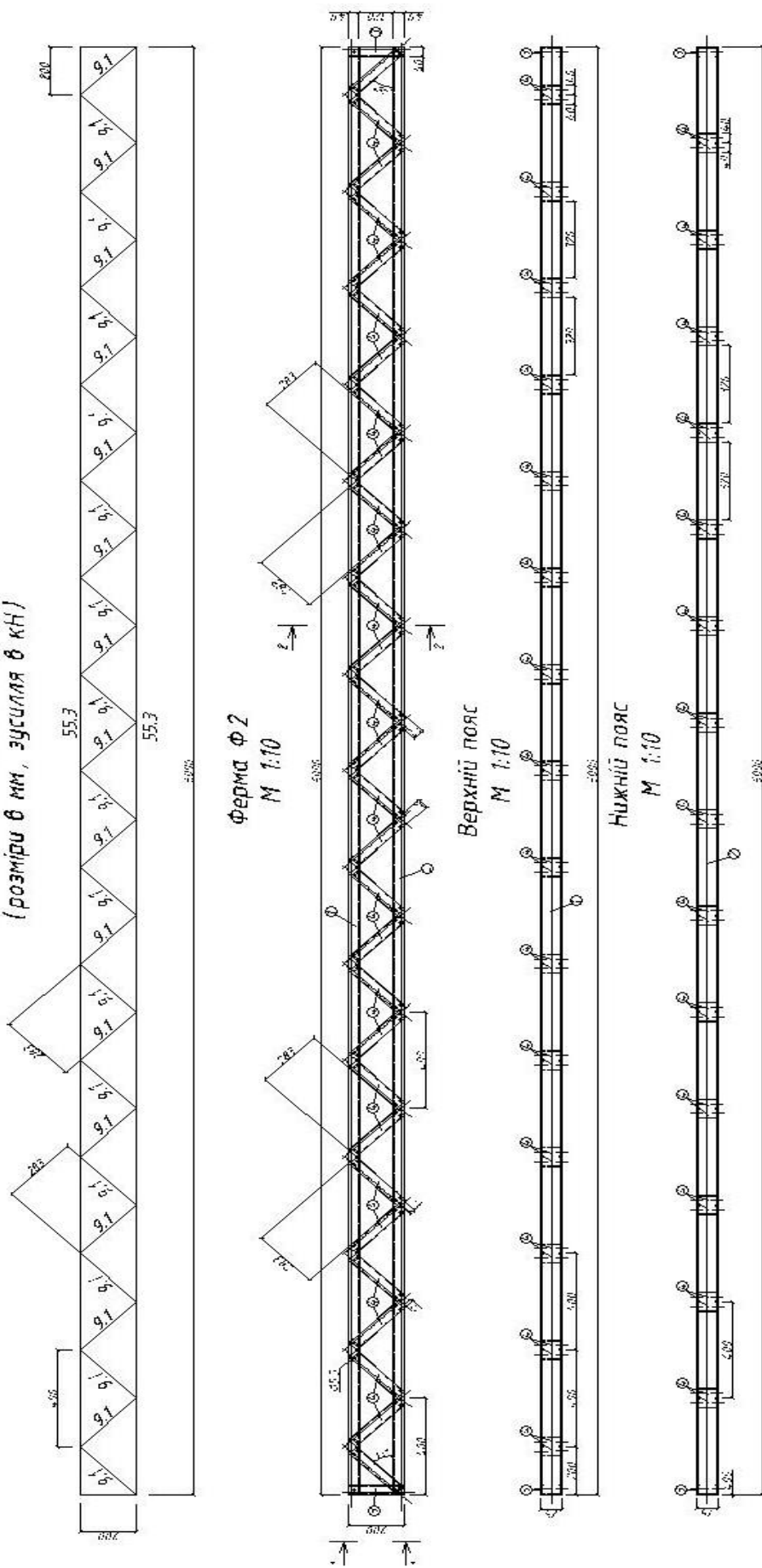


Рис. 15. Ферма Ф2

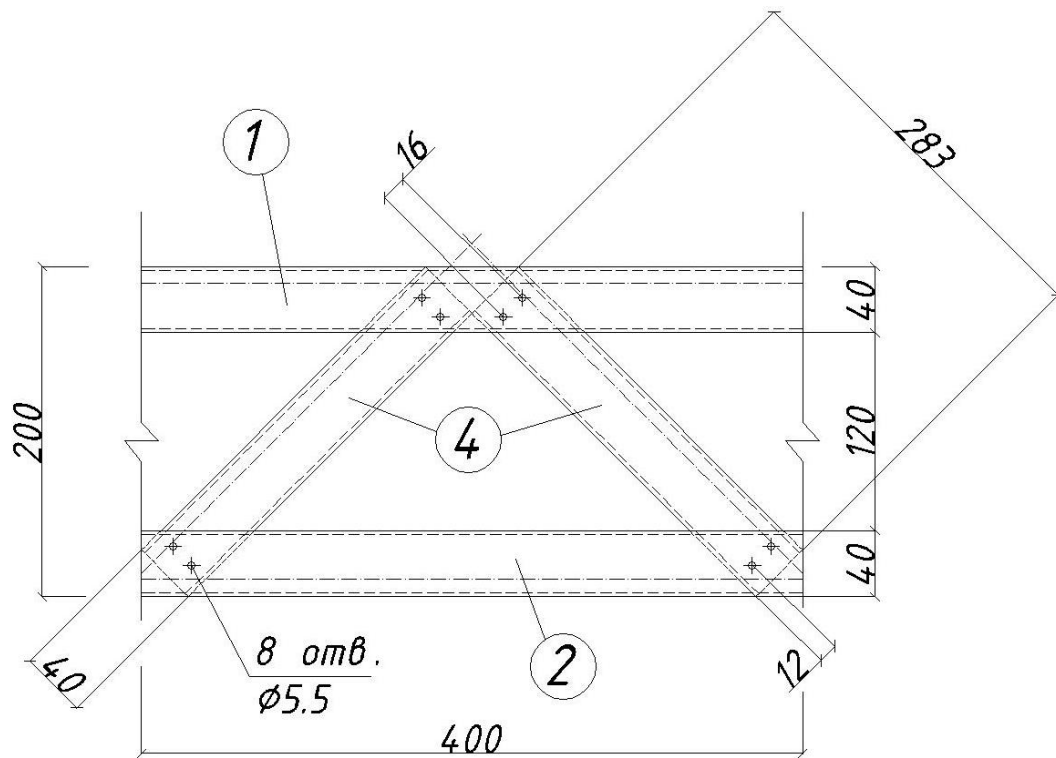


Рис. 16. Фрагмент панелі ферми Ф2

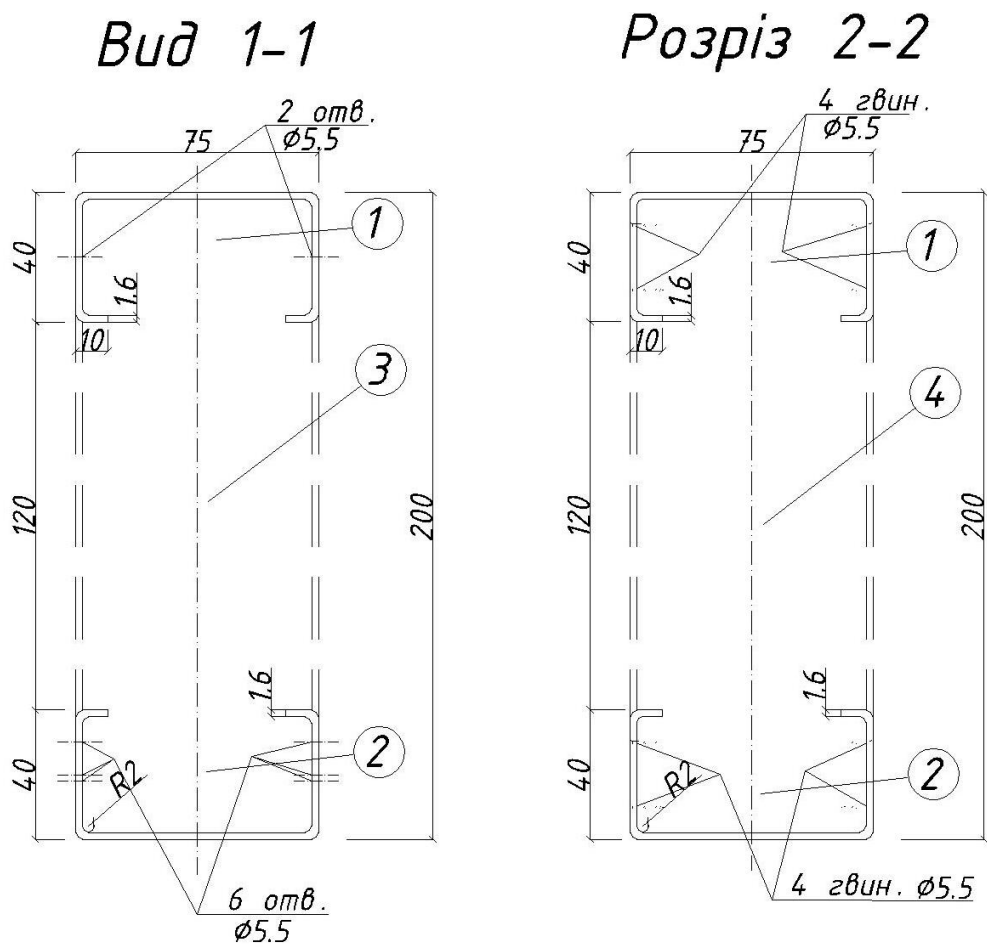


Рис. 17. Розріз 2 – 2 і вид 1 – 1

Вузол закріплення  
ферми Ф3 до стінової  
панелі

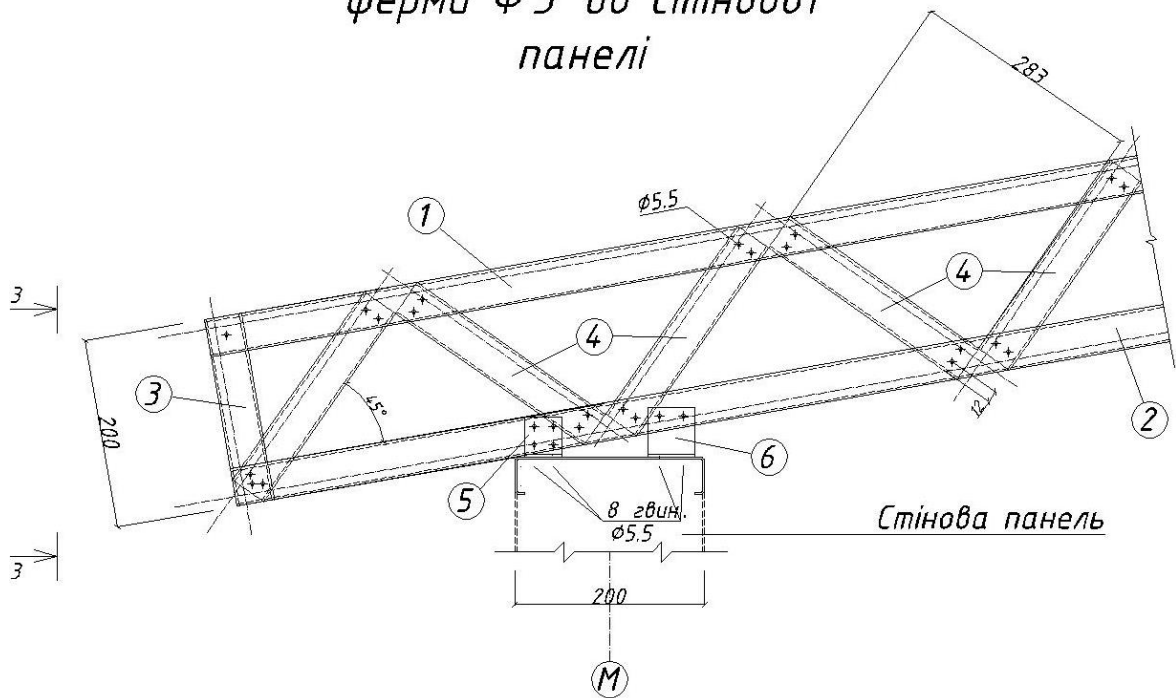


Рис. 18. Вузол закріплення ферми Ф3 до стінової панелі

Вид 3-3

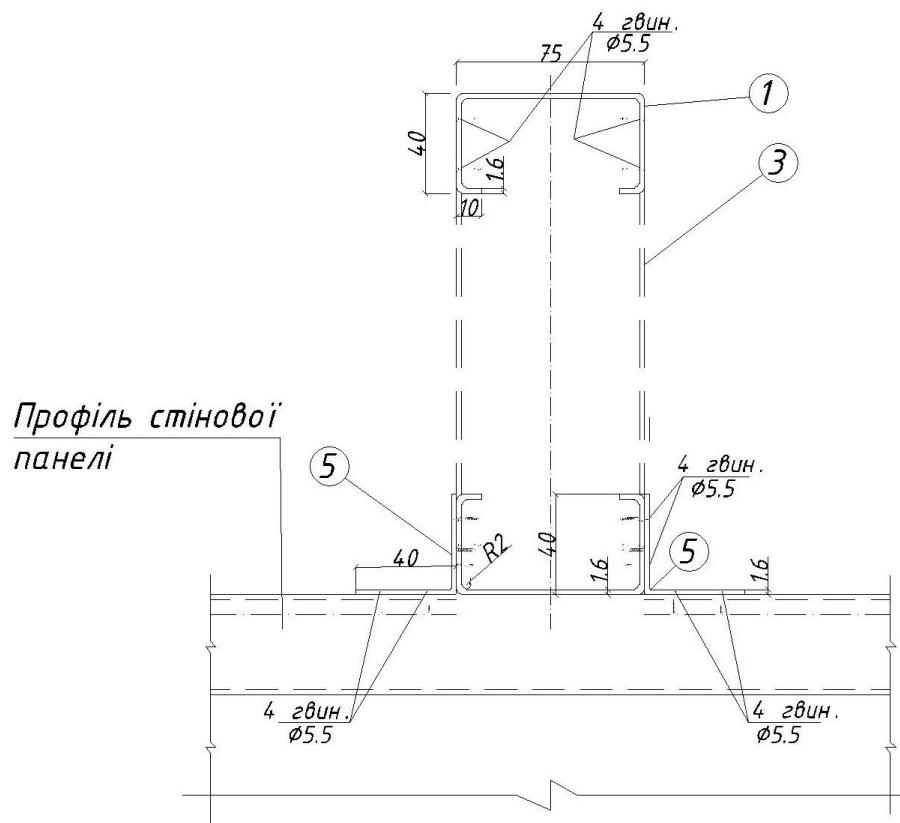


Рис. 19. Вид 3 – 3



## Висновок

Для влаштування покриття каркасної будівлі господарсько-побутового блоку плодосховища було розглянуто два варіанти: 1 – традиційне рішення, де на несучі прокатні двотаврові кроквяні балки прольотом 6 м (загальна кількість 12 шт.) обпираються прогони довжиною 6 м і кроком 3 м із прокатних швелерів (загальна кількість 25 шт.); на влаштування цього варіанту потрібно 4411 кг сталі; 2 – альтернативна конструкція покриття за допомогою решітчастих ферм, розрахунок яких представлений, із холодноформованих С-образних профілів ЛСТК; на влаштування такого запроєктованого покриття потрібно, згідно специфікації сталі, 3773 кг сталі (табл. 10). Застосування ферм із ЛСТК для розробляемого покриття забезпечує економію 15% сталі в порівнянні з традиційним рішенням та при меншій трудомісткості та зменшеним навантаженням на нижче розташовані конструкції.

Потрібне подальше, більш значне, використання легких сталевих тонкостінних конструкцій в сфері будівництва України.

ЛСТК стає альтернативою застосування таких конструкцій, як залізобетон, цегла, дерево або сталевий прокат на підставі значного економічного ефекту, завдяки зниженню навантажень від власної ваги, зменшенню транспортних витрат і витрат на монтаж, скороченню термінів будівництва.

Питання розробки і постійного вдосконалення нормативно-методологічної бази проектування ЛСТК є найважливішим кроком на дорозі розвитку цього сегменту металобудівельної індустрії.

### 3. ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ

Дипломник: Братушенко В.О.

Консультант: доц. Митинський В.М.

### 3.1 Оцінка конструктивної характеристики будівлі

Проектуєма будівля в плані має розміри 74,4×43,2м, в поперечному напрямку воно представляє собою 3-х прольотну раму 19,2×4,8×19,2м. Шаг колон дорівнює 6м. Підземне господарство і підвали відсутні. Будівля одноповерхова, заввишки 10,25м.

Будівлі і споруди залежно від чутливості до осідань умовно підрозділяються на абсолютно жорсткі, відносно жорсткі і нежорсткі (гнучкі).

Абсолютно жорсткі споруди володіють великою вертикальною жорсткістю (елеватори, доменні печі і тому подібне). Вони не згинаються, а дають осідання як єдиний масив.

Відносно жорсткі будівлі, деформуючись разом з основою, роблять вплив на величину осідань і частково їх вирівнюють. У конструкціях відбувається перерозподіл напружень і зміна зусиль, що діють на основу.

Нежорсткі (гнучкі) споруди, передаючи навантаження на ґрунт, слідує за осіданням основи. При цьому додаткової напруження від нерівномірних навантажень в них не виникає. До них відносяться будівлі з суцільнометалевим каркасом, гнучкі днища резервуарів, промислові будівлі з покриттям по кроквяних фермах, одноповерхові складські приміщення і тому подібне. Осідання окремих елементів цих споруд слідує за осіданнями основи і не викликають значних перерозподілів напружень конструкцій. Отже, проектуєма будівля відноситься до нежорстких (гнучких) споруд.

Проектуєма виробнича будівля є одноповерховою з повним сталевим каркасом і тому, згідно з [14] (ДБН В.2.1-10-2018 «Основи і фундаменти будівель і споруд. Основні положення»), приймаємо граничні значення деформацій основ і фундаментів при новому будівництві:

- відносна різниця осідань  $(\Delta S/L)_u = 0,004$ ;
- максимальні осідання  $(S_{max,u}) = 15\text{см}$ .

### 3.2 Оцінка інженерно-геологічних умов

Відповідно до завдання інженерно-геологічні умови майданчика будівництва представлені розрізом, на якому відображене характер на шарувань будмайданчика.

На майданчику було пробурене 3 свердловини завглибшки 22,0...22,1м. За наслідками буріння був встановлений наступний літологічний склад на шарувань:

Шар-1: рослинно - ґрунтовий шар, потужність шару 1,0...1,2м.

ПЕ-2: суглинок лесовидний с карбонатними включеннями, потужність шару 3,5...3,7м.

ПЕ-3: лес палевий, потужність шару 6,3м.

ПЕ-4: суглинок жовто-бурий, потужність шару 5,3...5,5м.

ПЕ-5: глина червоно-бура. потужність шару 5,5...5,8м.

На глибині 4,7м від рівня денної поверхні було зустрінуте рівень підземних вод.

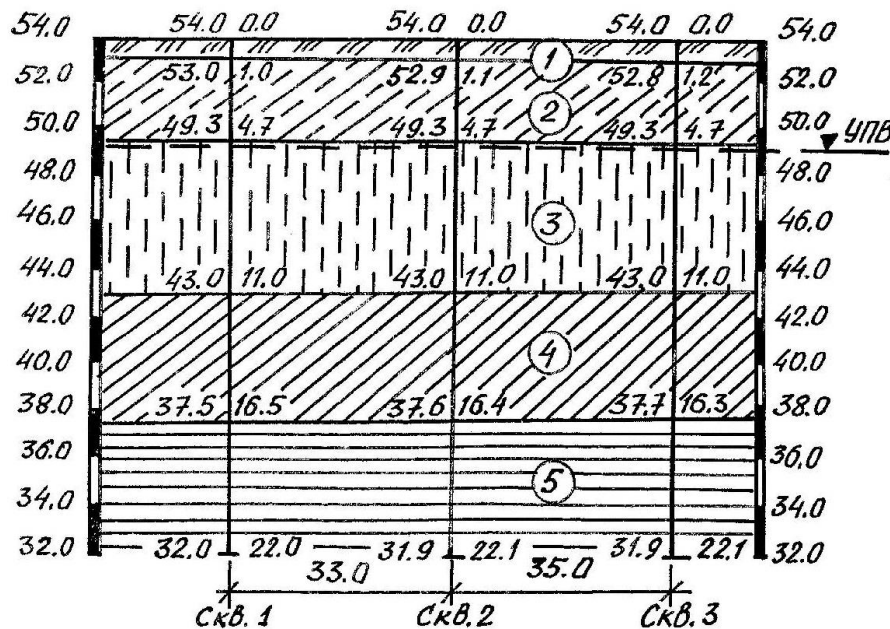


Рис. 1. Інженерно-геологічний розріз

За наведеними основними показниками фізичних властивостей визначимо похідні показники:

ЛИТОЛОГИЧЕСКИЕ, ГЕНЕТИЧЕСКИЕ  
И ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ЦГЭ

ЭП №	Наименование инженерно-геологических элементов	$\rho_s$ г/см <sup>3</sup>	$\rho$ г/см <sup>3</sup>	$\rho_d$ г/см <sup>3</sup>	w	w <sub>L</sub>	w <sub>L</sub>	J <sub>p</sub>	J <sub>L</sub>	e	n	S <sub>z</sub>	E <sub>sz</sub> при $\sigma_{zg}$ , кПа					E <sub>o</sub> , МПа	$\varphi^\circ$	c, кПа	$\rho_{sz}$ кПа	
													50	100	150	200	250					
1	Почвенно-растительный слой Q <sub>1y</sub>	-	1,47	-	-	-							-	-	-	-	-	-	-			
2	Суглинок лессовидный с карбонатн. вкл. dQ	2,66	1,76	1,50	0,17	0,26	0,18						0,007	0,014	0,022	0,024	0,031	8,0 6,5	19 17	12 10	80	
3	Лесс палевый vQ	2,65	1,86	1,45	0,28	0,24	0,19						-	-	-	-	-	3,5	17	9	-	
4	Суглинок желто-бурый dQ	2,68	1,95	1,56	0,25	0,29	0,20						-	-	-	-	-	12,0	21	27	-	
5	Глина красно-бурая N	2,71	1,98	1,57	0,26	0,42	0,21						-	-	-	-	-	23	16	45	-	
6																						

1. Щільність сухого ґрунту  $\rho_d$ :

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + \omega}, \text{ г/см}^3,$$

$$\rho_{d2} = 1,76 / (1 + 0,17) = 1,50 \text{ г/см}^3$$

$$\rho_{d3} = 1,86 / (1 + 0,28) = 1,45 \text{ г/см}^3$$

$$\rho_{d4} = 1,95 / (1 + 0,25) = 1,56 \text{ г/см}^3$$

$$\rho_{d5} = 1,98 / (1 + 0,26) = 1,57 \text{ г/см}^3$$

2. Коефіцієнт пористості e:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1,$$

$$e_2 = (2,66 / 1,50) - 1 = 0,77$$

$$e_3 = (2,65 / 1,45) - 1 = 0,83$$

$$e_4 = (2,68 / 1,56) - 1 = 0,72$$

$$e_5 = (2,71 / 1,57) - 1 = 0,73$$

3. Пористість ґрунту n:

$$n = \frac{e}{1+e},$$

$$n_2 = 0,77 / (1 + 0,77) = 0,44$$

$$n_3 = 0,83 / (1 + 0,83) = 0,45$$

$$n_4 = 0,72 / (1 + 0,72) = 0,42$$

$$n_5 = 0,73 / (1 + 0,73) = 0,42$$

4. Ступінь вологості  $S_r$ :

$$S_r = \frac{\omega \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w}; \rho_w = 1 \text{ г/см}^3,$$

$$S_{r2} = 0,17 \cdot 2,66 / 1 \cdot 0,77 = 0,59$$

$$S_{r3} = 0,28 \cdot 2,65 / 1 \cdot 0,83 = 0,89$$

$$S_{r4} = 0,25 \cdot 2,68 / 1 \cdot 0,72 = 0,93$$

$$S_{r5} = 0,26 \cdot 2,71 / 1 \cdot 0,73 = 0,97$$

5. Число пластичності:

$$I_P = \omega_L - \omega_P$$

$$I_{P2} = 0,26 - 0,18 = 0,08$$

$$I_{P3} = 0,24 - 0,19 = 0,05$$

$$I_{P4} = 0,29 - 0,20 = 0,09$$

$$I_{P5} = 0,42 - 0,21 = 0,21$$

6. Показник текучості:

$$I_L = (\omega - \omega_P) / I_P$$

$$I_{L2} = (0,17 - 0,18) / 0,08 = -0,13$$

$$I_{L3} = (0,28 - 0,19) / 0,05 = 1,8$$

$$I_{L4} = (0,25 - 0,20) / 0,09 = 0,55$$

$$I_{L5} = (0,26 - 0,21) / 0,21 = 0,24$$

7. Питома вага:

$$\gamma = \rho \cdot g = 10 \cdot \rho,$$

$$\gamma_1 = 14,7 \text{ кН/м}^3$$

$$\gamma_2 = 17,6 \text{ кН/м}^3$$

$$\gamma_4 = 19,5 \text{ кН/м}^3$$

$$\gamma_5 = 19,8 \text{ кН/м}^3$$

8. Питома вага с урахуванням зважувальної дії води:

$$\gamma_{sb} = (\gamma_s - 10) / (1 + e)$$

$$\gamma_{sb3} = (26,5 - 10) / (1 + 0,83) = 9,0 \text{ кН/м}^3$$

$$\gamma_{sb4} = (26,8 - 10) / (1 + 0,72) = 9,8 \text{ кН/м}^3$$

За отриманими результатами розрахунків і наявних характеристиках ґрунтів проводимо аналіз кожного інженерно-геологічного елемента:

ІГЕ-2: суглинок лесовидний з карбонатними включеннями – середнього ступеню водонасичення, твердий, середньостисливий. Такі ґрунти використовуються як природні основи фундаментів і для пірамідальних і козлових паль. В окремих випадках як основа висячих паль.

ІГЕ-3: лес палевий – насичений водою, текучий, сильностисливий. Такі ґрунти не використовуються як природна основа фундаментів. Не можуть служити основою для палювих фундаментів. Можуть використовуватися для пристрою пірамідальних паль.

ІГЕ-4: суглинок жовто-бурий – насичений водою, м'якопластичний, середньостисливий.

ІГЕ-5: глина червоно-бура – насичена водою, напівтверда, малостислива. Такі ґрунти є хорошими основами для фундаментів і паль.

### 3.3 Визначення величини просідання ґрунтів основи

Ординати епюри напружень від власної ваги ґрунту, визначаються за формулою:

$$\sigma_{zgi} = \sum_{i=1}^n h_i \cdot \gamma_{sat,i}$$

$\gamma_{sat,i}$  – питома вага шарів вище  $i$ -го, у водонасиченому стані:

$$\gamma_{sat,i} = \gamma_d + S_r \cdot n \cdot \gamma_w$$

$\gamma_d$  – питома вага сухого ґрунту;

$S_r$  – ступінь вологості приймається для суглинків – 0,8; для супісків – 0,85;

$\gamma_w = 10 \text{ кН/м}^3$  – питома вага води.

$$\gamma_{sat,2} = 14,7 + 0,8 \cdot 0,44 \cdot 10 = 18,52 \text{ кН/м}^3$$

$$\sigma_{zg1} = 1,0 \cdot 14,7 = 14,7 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{zg2} = 14,7 + 3,7 \cdot 18,52 = 83,22 \text{ кПа}.$$

Просідання шару визначається за по формулою:

$$S_{sl,i} = h_{sl,i} \times \varepsilon_{sl,i} = 0,011 \times 0,3 = 0,0033 \text{ м}$$

Просідання ґрунту від власної ваги дорівнює  $0,33 \text{ см} < 5,0 \text{ см}$ .

### 3.4 Діючі навантаження на фундаменти і вибір можливих варіантів фундаментів

Навантаження на фундаменти під колони складають (навантаження прийняті за розрахунком наведеним у розділі 2 «Розрахунок конструкцій»):

- на крайній фундамент:  $N_{кр} = 787,0 \text{ кН}$ ;  $M_{кр} = 104,2 \text{ кНм}$ .

- на середній фундамент:  $N_{ср} = 1004,28 \text{ кН}$ ;  $M_{ср} = 94,26 \text{ кНм}$ .

Вибір типу основ і фундаментів проводиться на основі аналізу інженерно-геологічних і гідрогеологічних умов ділянки будівництва з урахуванням кліматичних умов (глибини промерзання), величини навантаження від споруди і його конструктивних особливостей.

У даних умовах раціональними фундаментами можуть служити:



Варіант 1: стовбчасті фундаменти - за несучий шар приймаємо ПГЕ-2 – суглинок лесовидний з карбонатними включеннями, з модулем деформації  $E_0=8,0\text{МПа}$ .

Варіант 2: пальові фундаменти з призматичних паль - за несучий шар приймаємо ПГЕ-5 – глина червоно-бура, з модулем деформації  $E_0=23,0\text{МПа}$ .

### 3.5 Визначення глибини закладання підшви фундаментів

Глибина закладання фундаментів є одним з основних чинників, що забезпечують необхідну величину деформацій, граничну, що не перевищує, за умовами нормальної експлуатації проектованої будівлі і споруди.

Глибина закладання фундаментів залежить від цілого ряду чинників:

1. Конструктивних особливостей (будівля без підвалу).
2. Глибини розташування комунікацій.
3. Інженерно-геологічних умов майданчика.
4. Гідрогеологічні умови майданчика (грунтові води зустрінуті на глибині 4,7м від рівня денної поверхні).
5. Величини і характеру навантажень на фундаменти.
6. Глибини сезонного промерзання ґрунтів. Підшва фундаменту повинна розташовуватися нижче за глибину сезонного промерзання ґрунтів з урахуванням теплового режиму будівлі.

Підшва фундаменту повинна спиратися на несучий шар із заглибленням нижче його кривлі на 0,2...0,3м.

Приймаємо висоту монолітного залізобетонного стовбчастого фундаменту - 1,5м, монолітного залізобетонного ростверку - 1,5м.

### 3.6 Визначення основних розмірів фундаментів у плані

Оптимальні розміри підшви фундаменту визначаються з умови забезпечення експлуатаційної придатності будівлі або споруди при дії навантажень в найбільш не вигідних поєднаннях.

Попередньо площа підшви стовпчастого фундаменту  $A$ ,  $\text{м}^2$  визначається за формулою:

$$A = \frac{1,1 \cdot N}{R_0}$$

де:  $R_0$  – умовний розрахунковий опір ґрунту ( $R_0=220$ кПа);

$N$  – навантаження на фундамент;

$\bar{\gamma} = 20$ кН/м<sup>3</sup> питома вага фундаменту і ґрунту на його обрізах;

$d_n$  – глибина закладання підшви фундаменту.

$$A_{кр} = \frac{1,1 \cdot 787,0}{220} = 3,94 \text{ м}^2,$$

$$A_{ср} = \frac{1,1 \cdot 1004,28}{228,3} = 5,02 \text{ м}^2,$$

З урахуванням дії згинаючого моменту, приймаємо фундаменти розміром:

$$l_{кр} \cdot b_{кр} = 2,4 \times 1,8 = 4,32 \text{ м}^2$$

$$l_{ср} \cdot b_{ср} = 2,7 \times 2,1 = 5,67 \text{ м}^2$$

Визначаємо розрахунковий опір ґрунту основи під підшвою фундаменту  $R$ , кПа, за формулою:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} (M_\gamma \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma_{II}' + M_c \cdot c)$$

где:  $\gamma_{c1} = 1,2$  и  $\gamma_{c2} = 1,0$  – коефіцієнти умов роботи;

$k = 1$ ;  $k_z = 1$ ;

значення  $M_\gamma, M_q, M_c$  - визначаються залежно від  $f(\varphi=19^\circ)$ ;

$M_\gamma=0,47$ ;  $M_q=2,90$ ;  $M_c=5,49$

$b=1,8$  (2,1)м - прийнята ширина фундаменту, м;

$d_n=1,500$ м – глибина закладання підшви фундаменту, м;

$\gamma_{II}=17,6$ кН/м<sup>3</sup> - середнє значення питомої ваги ґрунтів вище підшви фундамент (визначається на глибині, що дорівнює  $1,5b=1,5 \cdot 1,8$  (2,1)=2,7 (3,15)м);

$\gamma_{II}' = \frac{1,0 \cdot 14,7 + 0,5 \cdot 17,6}{1,5} = 15,67$  кН/м<sup>3</sup> - середнє значення питомої ваги ґрунтів вище

підшви фундаменту;

$c_{II}=12$ кПа - питоме зчеплення ґрунту, кПа.

$$R_{кр} = \frac{1,20 \cdot 1,0}{1,0} (0,47 \cdot 1,8 \cdot 17,6 + 2,90 \cdot 1,5 \cdot 15,67 + 5,49 \cdot 12) = 178,7 \text{ кПа}$$

$$R_{cp} = \frac{1,20 \cdot 1,0}{1,0} (0,47 \cdot 2,1 \cdot 17,6 + 2,90 \cdot 1,5 \cdot 15,67 + 5,49 \cdot 12) = 181,7 \text{ кПа}$$

Підставимо у формулу визначення ширини фундаменту отримане значення R:

$$A_{кр} = \frac{1,1 \cdot 787,0}{178,7} = 4,84 \text{ м}^2,$$

$$A_{cp} = \frac{1,1 \cdot 1004,28}{181,7} = 6,07 \text{ м}^2,$$

З урахуванням дії згинаючого моменту, приймаємо фундаменти розміром:

$$l_{кр.} \cdot b_{кр.} = 2,7 \times 2,1 = 5,68 \text{ м}^2 \qquad l_{cp.} \cdot b_{cp.} = 3,0 \times 2,4 = 6,48 \text{ м}^2$$

Виконаємо перевірки тисків по підшві фундаменту:

$p_{cp} = (n + G_{\phi}) / A$  – середній тиск;

$$P_{\max/\min} = P_{cp} \pm \frac{M + Q \cdot d_n}{W}; \quad P_{\max} \leq 1,2R; \quad P_{\min} > 0; \quad W = \frac{b \cdot l^2}{6}$$

$G_{\phi}$  - вага фундаменту і ґрунту на його уступах;  $G_{\phi} = l \cdot b \cdot d \cdot \gamma$

$$p_{\max} = p_{cp} + (M + Q \cdot d_n) / W; \qquad p_{\min} = p_{cp} - (M + Q \cdot d_n) / W$$

$$W = (b \cdot l^2) / 6$$

$$P_{\max} / P_{\min} \geq 0,2;$$

$$p_{кр} = \frac{787,0 + 170,1}{5,68} = 168,5 \text{ кПа} < R = 178,7 \text{ кПа}$$

$$G_{\phi, кр} = 2,7 \cdot 2,1 \cdot 1,5 \cdot 20 = 170,1 \text{ кН}$$

$$W_{кр.} = \frac{2,1 \cdot 2,7^2}{6} = 2,552 \text{ м}^3$$

$$p_{\max, кр.} = 168,5 + \frac{104,2}{2,552} = 209,3 \text{ кПа} < 1,2R = 214,44 \text{ кПа}$$

$$p_{\min, кр.} = 168,5 - \frac{104,2}{2,552} = 127,7 \text{ кПа} > 0$$

$$p_{\min, кр.} / p_{\max, кр.} = 127,7 / 209,3 = 0,61 > 0,2$$

$$\frac{R - p_{cp}}{R} \cdot 100 \% < 20\%$$

$$\frac{214,4 - 209,3}{214,4} \cdot 100 \% = 2,4 \% < 20\%$$

$$p_{cp} = \frac{1004,28 + 216,0}{7,20} = 169,5 \text{ кПа} < R = 181,7 \text{ кПа}$$

$$G_{\phi, cp} = 3,0 \cdot 2,4 \cdot 1,5 \cdot 20 = 216,0 \text{ кН}$$

$$W_{cp.} = \frac{2,4 \cdot 3,0^2}{6} = 3,6 \text{ м}^3$$

$$p_{\max, \text{ ср.}} = 169,5 + \frac{94,26}{3,6} = 195,7 \text{ кПа} < 1,2R = 218,04 \text{ кПа}$$

$$p_{\min, \text{ ср.}} = 169,5 - \frac{94,26}{3,6} = 143,3 \text{ кПа} > 0$$

$$p_{\min, \text{ ср.}} / p_{\max, \text{ ср.}} = 143,3 / 195,7 = 0,73 > 0,2$$

$$\frac{181,7 - 169,5}{181,7} \cdot 100 \% = 6,7 \% < 20 \%$$

Усі умови перевірок виконуються, отже, розміри фундаментів прийняті правильно.

### Розрахунок осідання методом пошарового підсумовування

Осідання фундаменту,  $S$ , визначається за формулою: 
$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{zg,i}) h_i}{E_i}$$

де:  $\beta$  – безрозмірний коефіцієнт, що дорівнює 0,8;

$\sigma_{zp,i}$  – середнє значення вертикального нормального напруження від зовнішнього навантаження в  $i$ -му шарі ґрунту на вертикалі, яка проходить через центр підошви фундаменту;

$h_i$  – товщина  $i$ -ого шару ґрунту, яка приймається не більше 0,4 ширини фундаменту;

$n$  – число шарів, на які розбита стислива товща основи;

$\sigma_{zg,i}$  – середнє значення вертикального напруження від власної ваги ґрунту, вилученого з котловану, в  $i$ -му шарі ґрунту, яка проходить через центр підошви, на глибині  $z$  від підошви фундаменту;

$E_i$  – модуль деформації  $i$ -ого шару ґрунту за гілкою траєкторії початкового навантаження.

Розрахунок напружень від додаткового тиску і осідання фундаменту доцільно виконувати в табличній формі.

Визначаємо вертикальну напругу від власної ваги ґрунту на рівні підошви фундаменту:  $\sigma_{zg,0} = \gamma \cdot d_n = 1,0 \cdot 14,7 + 0,5 \cdot 17,6 = 23,5 \text{ кПа}$

Визначаємо товщину елементарного шару:

$$h_{i, \text{ кр.}} = 0,4 \cdot 2,1 = 0,84 \text{ м}$$

$$h_{i, \text{ ср.}} = 0,4 \cdot 2,4 = 0,96 \text{ м}$$

$$\sigma_{zp0, \text{кр.}}=168,5 \text{кПа};$$

$$\sigma_{zp0, \text{ср.}}=169,5 \text{кПа}$$

Коефіцієнт  $\alpha$  приймаємо по таблиці 4.10 в залежності від співвідношення  $\xi = 2z/b$  и  $\eta = \ell/b$ .

$$\eta_{\text{кр.}}=\ell_{\text{кр.}}/b_{\text{кр.}}=2,7/2,1=1,29;$$

$$\eta_{\text{ср.}}=\ell_{\text{ср.}}/b_{\text{ср.}}=3,0/2,4=1,25.$$

Нижню границю стисливої товщі визначаємо на глибині, де виконується умова  $\sigma_{zp}=0,1\sigma_{zg}$ .

Таблиця 2.Результати визначення величини  $\sigma_{z\gamma}$

z, м	$\xi=2z/b$	$A_{\text{тр}}$	$\sigma_{z\gamma}$ , кПа
0,0	0,0	1,000	23,5
3,2	1,07	0,796	18,7
9,5	3,17	0,377	8,86
15,0	5,00	0,249	5,85
20,5	6,83	0,184	4,32

$\xi=2z/B_{\text{тр}}$ , где  $B_{\text{тр}}$  - ширина котловану ( $B_{\text{тр}}=6,0\text{м}$ ).

$$L_{\text{к}}/B_{\text{к}}=80,0/6,0=13,33$$

Таблиця 3. Розрахунок осідання крайнього фундаменту

z, м	$\xi=2z/b$	$\alpha$	$\sigma_{zg}$ , кПа	$\sigma_{zp}$ , кПа	$\sigma_{z\gamma}^*$ , кПа	$\sigma_{z\gamma i}$ , кПа	$\sigma_{z\gamma i}$ , кПа	$\sigma_{z\gamma i}-\sigma_{z\gamma}$ , кПа	$h_i$ , см	E, МПа	S <sub>i</sub> , см
0,0	0	1,000	23,5	168,5	23,5	154,6	22,87	131,7	84	8000	1,11
0,84	0,8	0,835	38,28	140,7	22,24	113,3	21,61	91,7	84	8000	0,77
1,68	1,6	0,509	53,07	85,8	20,98	68,7	20,35	48,4	84	8000	0,41
2,52	2,4	0,306	67,85	51,6	19,72	42,3	19,09	23,2	84	7143	0,22
3,36	3,2	0,196	81,26	33,0	18,45	27,8	17,80	10,0	84	3500	0,19
4,20	4,0	0,134	88,82	22,6	17,14	19,5	16,49	3,0	84	3500	0,06
5,04	4,8	0,097	96,38	16,3	15,83	14,3	15,18	-0,88	84	3500	0,02
5,88	5,6	0,073	103,94	12,3	14,52	11,0	13,87	-2,87	84	3500	0
6,72	6,4	0,057	111,50	9,6	13,21						

$$0,1\sigma_{zg} > \sigma_{zp}$$

$$\Sigma S_i=2,78\text{см}$$

Для фундаменту на глибині від підшви фундаменту рівною 6,4м виконується вище наведена умова  $\sigma_{zp}=9,6\text{кПа}<0,1\sigma_{zg}=0,1\cdot 111,50=11,50\text{кПа}$ . Отже - глибина стисливої товщі  $H_c = 6,4\text{м}$ .

Сумарна величина осідання фундаменту, яка підраховується в межах стисливої товщі, дорівнює  $S=2,78\text{см}$ .

Порівнюємо отримане осідання з величиною гранично-припустимим:

$$S_{кр}=2,78\text{см}<S_u=15,0\text{см}$$

Вимоги норм виконано. Прийняті розміри фундаментів забезпечать надійну експлуатацію споруди.

Таблиця 4. Розрахунок осідання середнього фундаменту

z, м	$\xi=2z/b$	$\alpha$	$\sigma_{zg}$ , кПа	$\sigma_{zp}$ , кПа	$\sigma_{z\gamma}^*$ , кПа	$\sigma_{zpi}$ , кПа	$\sigma_{z\gamma i}$ , кПа	$\sigma_{zpi}-\sigma_{z\gamma i}$ , кПа	$h_i$ , см	E, МПа	$S_i$ , см
0,0	0	1,000	23,5	169,5	23,5	155,1	22,78	133,3	96	8000	1,27
0,96	0,8	0,830	40,40	140,7	22,06						
						112,8	21,34	91,5	96	8000	0,88
1,92	1,6	0,501	57,29	84,9	20,62						
						67,9	19,9	48,0	96	8000	0,46
2,88	2,4	0,300	74,19	50,9	19,18						
						41,7	18,46	23,2	96	5000	0,37
3,84	3,2	0,191	85,58	32,4	17,73						
						27,3	16,98	10,3	96	3500	0,23
4,80	4,0	0,131	94,22	22,2	16,23						
						19,1	15,48	3,6	96	3500	0,08
5,76	4,8	0,095	102,86	16,1	14,73						
						14,1	13,98	0,12	96	3500	0,01
6,72	5,6	0,071	111,50	12,0	13,23						
						10,7	12,48	-1,78	96	3500	0
7,68	6,4	0,055	120,14	9,3	11,73						

$$0,1\sigma_{zg} > \sigma_{zp}$$

$$\Sigma S_i = 3,30\text{см}$$

Для фундаменту на глибині від підшви фундаменту рівною 6,9м виконується вище наведена умова  $\sigma_{zp}=9,3\text{кПа}<0,1\sigma_{zg}=0,1\cdot 120,14=12,014\text{кПа}$ . Отже - глибина стисливої товщі  $H_c = 6,9\text{м}$ .

Сумарна величина осідання фундаменту, яка підраховується в межах стислової товщі, дорівнює  $S=3,30\text{см}$ .

Порівнюємо отримане осідання з величиною гранично-припустимим:

$$S_{cp}=3,30\text{см}<S_u=15,0\text{см}$$

Вимоги норм виконано. Прийняті розміри фундаментів забезпечать надійну експлуатацію споруди.

### 3.7. Розрахунок палювих фундаментів з призматичних палів

Довжина палів визначається виходячи з таких умов:

а) її підшва повинна бути заглиблена в несучий шар не менше: у глинисті ґрунти з показником текучості  $I_L \leq 0,01$ , чим на 0,5м.

б) над дном котловану зберігається недобита ділянка палі завдовжки 0,5м для подальшого сполучення її з ростверком.

Значення отриманої довжини палі округляють у велику сторону до цілого числа метрів. Залежно від довжини підбирається перетин палі.

Заглиблюємо палі в ПЕ-5 ( $E_0=23,0\text{МПа}$ ) на 0,5м.

$$L=17,0-1,5+0,5=16,0\text{м}$$

Приймаємо забивну палю марки С160-35-9. З урахуванням прийнятої довжини палі 16,0м її заглиблення в шар глини червоно-бурої складає 0,5м.

Для визначення несучої здатності складається розрахункова схема, на якій викреслюються:

а) геологічний розріз з параметрами основи, необхідними для розрахунку, в масштабі 1:100;

б) ділянка котловану з відміткою глибини закладання підшви фундаменту;

в) подовжній розріз палі.

Несучу здатність палі визначаємо по формулі:

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cr} \cdot R \cdot A + u \cdot \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot l_i),$$

де:  $\gamma_c=1,1$ ;  $\gamma_{cR}=1,0$ ;  $\gamma_{cf}=1,0$  – коефіцієнти умов роботи палі, ґрунту під подошвою і по бічній поверхні;

$R=5184\text{кН/м}^2$  – розрахунковий опір ґрунту під подошвою палі, для  $z_{cb}=16,0\text{м}$  при  $I_L=0,24$ ;

$A=0,1225\text{м}^2$  і  $u=1,4\text{м}$  – площа ( $\text{м}^2$ ) і периметр (м) поперечного перетину палі;

$f_i$  – розрахунковий опір тертю ґрунту по бічній поверхні палі,  $\text{кН/м}^2$ ;

$h_i$  – товщина умовного шару ґрунту, на яких діляться ІГЕ, пройдені палею, приймаються  $\leq 2\text{м}$ .

Визначаємо опір палі по бічній поверхні в табличній формі.

Розрахункове вертикальне навантаження на палею визначається по формулі:

$$N_{cb.}=F_d/\gamma_k,$$

де:  $F_d$  – несуча здатність палі визначена розрахунком;

$\gamma_k$  – коефіцієнт надійності, що приймається рівним 1,4.

Проектування пальових фундаментів на просідаючих ґрунтах виконують з розрахунку повного замочування ґрунтів при показнику текучості, який визначається за формулою:

$$I_L=((0,9 \cdot e \cdot \gamma_w/\gamma_s) - \omega_p)/(\omega_L - \omega_p)$$

Таблиця 5.

№ ум. шару	$z_i$ , м	$I_L$	$f_i$ $\text{кН/м}^2$	$h_i$ , м	$f_i \cdot h_i$
1	2,5	1,01	4,25	2,0	8,5
2	4,1	1,01	5,05	1,2	6,06
3	5,7	1,8	5,85	2,0	11,7
4	7,7	1,8	6,0	2,0	12,0
5	9,2	1,8	6,0	1,0	6,0
6	10,35	1,8	6,0	1,3	7,8
7	12,0	0,55	23,4	2,0	46,8



8	14,0	0,55	23,8	2,0	47,6
9	15,75	0,55	24,38	1,5	36,57
10	16,75	0,24	65,77	0,5	32,89

215,92

$$F_d = 1 \cdot (1,1 \cdot 0,1225 \cdot 5184 + 1,4 \cdot 215,92) = 1000,8 \text{ кН}$$

$$N_{\text{св.}} = 1000,8 / 1,4 = 714,9 \text{ кН}$$

Кількість паль у стовбчастих фундаментах визначаємо за формулою:

$$n = 1,1 \cdot N / N_{\text{св.}}$$

де :  $N$  - розрахункове навантаження на фундамент від споруди, кН;

1,1 - коефіцієнт , що враховує масу ростверку.

$$n_{\text{кр.}} = 1,1 \cdot 787,0 / 714,9 = 1,21 \rightarrow n_{\text{кр.}} = 2 \text{ палі}$$

$$n_{\text{ср.}} = 1,1 \cdot 1004,28 / 714,9 = 1,55 \rightarrow n_{\text{ср.}} = 2 \text{ палі}$$

Враховуючи дію згинального моменту, приймаємо під колони крайнього ряду - 2 палі ; під колони середнього ряду - 2 палі.

$$N_{\text{max}} = (1,1 \cdot N / n) + (M \cdot y_{\text{max}} / \sum y_i^2) \leq N_{\text{св.}}$$

$$N_{\text{max, кр.}} = \frac{1,1 \cdot 787,0}{2} + \frac{104,2 \cdot 0,525}{2 \cdot 0,525^2} = 532,1 \text{ кН} < N_{\text{св.}} = 714,9 \text{ кН}$$

$$N_{\text{min, кр.}} = \frac{1,1 \cdot 787,0}{2} - \frac{104,2 \cdot 0,525}{2 \cdot 0,525^2} = 333,7 \text{ кН} > 0$$

$$N_{\text{max, ср.}} = \frac{1,1 \cdot 1004,28}{2} + \frac{94,26 \cdot 0,525}{2 \cdot 0,525^2} = 642,2 \text{ кН} < N_{\text{св.}} = 714,9 \text{ кН}$$

$$N_{\text{min, ср.}} = \frac{1,1 \cdot 1004,28}{2} - \frac{94,26 \cdot 0,525}{2 \cdot 0,525^2} = 462,6 \text{ кН} > 0$$

### Розрахунок осідання палювих фундаментів

Визначимо осідання фундаменту з 2 палі. Марка палі С160-35. Відстань між осями палі 3d. Розрахунок фундаменту з висячих палі і його заснування за деформаціями слід, як правило, робити як для умовного фундаменту на природній основі відповідно до вимог ДБН. Визначимо кордон умовного фундаменту. Знизу

він обмежений площиною АБ, що проходить через нижні кінці паль; зверху - поверхнею землі ВГ; з боків - вертикальними площинами АВ і БГ, віддаленими від зовнішніх граней крайніх рядів вертикальної палі на відстані  $a=h \cdot \operatorname{tg} \varphi_{\text{п, мт}}/4$ , але не більше  $2d$ .

де:  $\varphi_{\text{п, мт}}$  – середнє розрахункове значення кута внутрішнього тертя;

$$\varphi_{\text{п, мт}} = (3,2 \cdot 19^\circ + 6,3 \cdot 17^\circ + 5,5 \cdot 21^\circ + 0,5 \cdot 16^\circ) / 15,5 = 18,8^\circ$$

$$\text{Тоді: } a = h \cdot \operatorname{tg} \varphi_{\text{п, мт}} / 4 = 15,5 \cdot \operatorname{tg} 17,5^\circ / 4 = 1,20 \text{ м}$$

Приймаємо  $a = 1,20 \text{ м}$

Визначаємо розміри умовного фундаменту в плані:

$$L_y = 2 \cdot a + 4 \cdot d = 2 \cdot 1,20 + 4 \cdot 0,35 = 3,8 \text{ м}$$

$$B_{\text{укр}} = B_{\text{уср}} = 2 \cdot a + d = 2 \cdot 1,20 + 0,35 = 2,75 \text{ м}$$

$$L_y / B_y = 3,8 / 2,75 = 1,38$$

Визначаємо площу і вага умовного фундаменту:

$$A_{\text{уф, кр}} = A_{\text{уф, ср}} = L_y \cdot B_y = 3,8 \cdot 2,75 = 10,45 \text{ м}^2$$

$$G_{\text{уф., кр}} = G_{\text{уф., ср}} = A_{\text{уф.}} \cdot N_{\text{уф.}} \cdot \gamma = 10,45 \cdot 20 \cdot 17,0 = 3553,0 \text{ кН}$$

Середній тиск під подошвою фундаменту :

$$P = (N + G_{\text{уф}}) / A_{\text{уф}}$$

$$P_{\text{кр.}} = \frac{787,0 + 3553,0}{10,45} = 415,3 \text{ кПа}$$

$$P_{\text{ср.}} = \frac{1004,28 + 3553,0}{10,45} = 436,1 \text{ кПа}$$

Осідання фундаменту,  $S$ , визначається за формулою: 
$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{zy,i}) h_i}{E_i}$$

де:  $\beta$  – безрозмірний коефіцієнт, що дорівнює 0,8;

$\sigma_{zp,i}$  – середнє значення вертикального нормального напруження від зовнішнього навантаження в  $i$ -му шарі ґрунту на вертикалі, яка проходить через центр подошви фундаменту;

$h_i$  - товщина  $i$ -ого шару ґрунту, яка приймається не більше 0,4 ширини фундаменту;

$n$  – число шарів, на які розбита стислива товща основи;

$\sigma_{z\gamma,i}$  – середнє значення вертикального напруження від власної ваги ґрунту, вилученого з котловану, в  $i$ -му шарі ґрунту, яка проходить через центр підошви, на глибині  $z$  від підошви фундаменту;

$E_i$ - модуль деформації  $i$ -го шару ґрунту за гілкою траєкторії початкового навантаження.

Підсумовування осідань елементарних шарів виконують в діапазоні від підошви умовного фундаменту до глибини, де виконується умова:  $k(\sigma_{zg} - \sigma_{zu,l}) \leq \sigma_{zp}$

где:  $\sigma_{zu,l}$  – напруга від власної ваги ґрунту від підошви ростверку до підошви умовного фундаменту, визначається як  $\sigma_{zg}$ , але без врахування ваги ґрунту вище підошви ростверку.

$k$  – коефіцієнт, який визначається згідно з пунктом 7 розділу 4.3.1.

Розрахунок напружень від додаткового тиску і осідання фундаменту доцільно виконувати в табличній формі.

$$\sigma_{zg,0}=308,42+19,8 \cdot 0,5=318,32 \text{кПа}$$

$$\sigma_{zg,1}=14,7 \cdot 1,0=14,7 \text{кПа}$$

$$\sigma_{zg,2}=14,7+3,7 \cdot 17,6=79,82 \text{кПа}$$

$$\sigma_{zg,3}=79,82+6,3 \cdot 9,0=136,52 \text{кПа}$$

$$\sigma_{zg,4}=136,52+9,8 \cdot 5,5=190,42 \text{кПа}$$

$$\sigma_{zg',4}=190,42+\gamma_w \cdot h_w=190,42+10 \cdot 11,8=308,42 \text{кПа}$$

$$\sigma_{zg,5}=308,42+5,8 \cdot 19,8=423,26 \text{кПа}$$

Визначаємо напруження від власної ваги ґрунту від підошви ростверку до підошви умовного фундаменту:

$$\sigma_{zu,l,2}=3,2 \cdot 17,6=56,32 \text{кПа}$$

$$\sigma_{zu,l,3}=56,32+6,3 \cdot 9,0=113,02 \text{кПа}$$

$$\sigma_{zu,l,4}=113,02+9,8 \cdot 5,5=166,92 \text{кПа}$$

$$\sigma_{zu,l',4}=166,92+\gamma_w \cdot h_w=166,92+10 \cdot 11,8=284,92 \text{кПа}$$

$$\sigma_{zu,l,0}=284,92+19,8 \cdot 0,5=294,82 \text{кПа}$$

$$h_{i,кр} = h_{i,ср} = 0,4 \cdot 2,75 = 1,1 \text{м}$$

$$\sigma_{zp0, кр.} = 415,3 \text{кПа}$$

$$\sigma_{zp0, \text{cp.}} = 436,1 \text{ кПа}$$

Розрахунок додаткових напружень на границях елементарних шарів і осідання виконаємо в табличній формі.

Таблиця 6. Результати визначення величини  $\sigma_{zy}$

z, м	$\xi=2z/b$	$\alpha_k$	$\sigma_{zy}$ , кПа
0,0	0,0	1,000	23,5
15,0	5,00	0,249	5,85

$\xi=2z/B_{\text{тр}}$ , где  $B_{\text{тр}}$  - ширина котловану ( $B_{\text{тр}}=6,0\text{м}$ ).

$$L_k/B_k=80,0/6,0=13,33$$

$$\sigma_{zg,0}=\gamma \cdot d_n=1,0 \cdot 14,7+0,5 \cdot 17,6=23,5 \text{ кПа}$$

Таблиця 7. Розрахунок осідання крайнього фундаменту

№	$\xi$	z <sub>i</sub> , м	$\alpha$	$\sigma_{zg}$ , кПа	$\sigma_{zu,l}$ , кПа	$\sigma_{zp}$ , кПа	$\sigma_{zy}$ , кПа	$\sigma_{zp,i}$ , кПа	$\sigma_{zyi}$ , кПа	$\sigma_{zpi}-\sigma_{zyi}$ , кПа	h <sub>i</sub> , см	E <sub>i</sub> , кПа	
0	0	0	1,000	318,32	294,82	415,3	23,5	383,8	22,9	360,9	110	23000	
1	0,8	1,1	0,848	340,1	294,82	352,2	22,2		286,6	21,6	265,0		110
2	1,6	2,2	0,532	361,88	294,82	220,9	20,9		178,0	20,3	157,7		110
3	2,4	3,3	0,325	383,66	294,82	135,0	19,6		111,1	19,0	92,0		110
4	3,2	4,4	0,210	405,44	294,82	87,2	18,3		73,7	17,7	56,0		110
5	4,0	5,5	0,145	427,22	294,82	60,2	17,0		51,9	16,4	35,5		110
6	4,8	6,6	0,105	449,0	294,82	43,6	15,7		38,2	15,1	23,1		110
7	5,6	7,7	0,079	470,78	294,82	32,8	14,4						

$$k(\sigma_{zg} - \sigma_{zu,l}) \geq \sigma_{zp}$$

$$\sum S_i = 3,79 \text{ см}$$

$$S_{\text{кр.}} = 3,79 \text{ см} < S_{\text{max}} = 15 \text{ см.}$$

Таблиця 8. Розрахунок осідання середнього фундаменту

№	$\xi$	$z_i, \text{ м}$	$\alpha$	$\sigma_{zg}, \text{ кПа}$	$\sigma_{zu,l}, \text{ кПа}$	$\sigma_{zp}, \text{ кПа}$	$\sigma_{z\gamma}, \text{ кПа}$	$\sigma_{zp,i}, \text{ кПа}$	$\sigma_{z\gamma i}, \text{ кПа}$	$\sigma_{z\gamma i} - \sigma_{z\gamma i}, \text{ кПа}$	$h_i, \text{ см}$	$E_i, \text{ кПа}$
0	0	0	1,00 0	318,3 2	294,8 2	436, 1	23, 5	403, 0	22, 9	380, 0	110	23000
1	0,8	1,1	0,84 8	340,1	294,8 2	369, 8	22, 2	300, 9	21, 6	279, 3	110	
2	1,6	2,2	0,53 2	361,8 8	294,8 2	232, 0	20, 9	186, 9	20, 3	166, 6	110	
3	2,4	3,3	0,32 5	383,6 6	294,8 2	141, 7	19, 6	116, 7	19, 0	97,7	110	
4	3,2	4,4	0,21 0	405,4 4	294,8 2	91,6	18, 3	77,4	17, 7	59,7	110	
5	4,0	5,5	0,14 5	427,2 2	294,8 2	63,2	17, 0	54,5	16, 4	38,1	110	
6	4,8	6,6	0,10 5	449,0	294,8 2	45,8	15, 7	40,2	15, 1	25,1	110	
7	5,6	7,7	0,07 9	470,7 8	294,8 2	34,5	14, 4				110	

$$k(\sigma_{zg} - \sigma_{zu,l}) \geq \sigma_{zp}$$

$$\Sigma S_i = 4,00 \text{ см}$$

$$S_{\text{ср.}} = 4,00 \text{ см} < S_{\text{макс}} = 15 \text{ см}$$

Умови перевірок виконуються.

### 3.8 Техніко-економічне порівняння прийнятих варіантів фундаментів

Порівняння варіантів виробляється за вартістю, а також за виробничими міркуваннями і технічними перевагами.

Порівняння варіантів фундаментів за вартістю наведено в табл. 9.

Таблиця 9. Порівняння варіантів фундаментів за вартістю

№ п/п	Найменування робіт	Од. виміру	Вартість за одиницю виміру, грн	К-сть	Загальна вартість, грн.
1	2	3	4	5	6
I варіант фундаментів					
	Влаштування фундаментів				
1	Влаштування підготовки під фундаменти	м <sup>3</sup>	1100-00	38,97	42867
2	Влаштування монолітних залізобетонних фундаментів	м <sup>3</sup>	1150-00	182,0	209300
Разом:					252167
II варіант фундаментів					
	Пристрій фундаментів				
1	Занурення паль	п.м	90-00	1664	149760
2	Вартість паль	м <sup>3</sup>	2500-00	251,68	679200
3	Влаштування підготовки під ростверк	м <sup>3</sup>	1100-00	15,04	16544
4	Влаштування монолітного залізобетонного ростверку	м <sup>3</sup>	1150-00	84,8	97520
Разом:					943024

Найбільш економічним за своєю собівартістю, є I варіант фундаментів (фундаменти мілкового закладення на природній основі).

З технологічної сторони також більш доцільними є ці фундаменти, так як вони менш трудомісткі, а також простіші у влаштуванні.

## 4. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

Дипломник: Братушенко В. О.

Консультант: доц. Дмитрієва Н.В.

## 4.1 Конструктивна характеристика будівлі

Проектуєма будівля – спеціалізоване плодосховище місткістю 4.2 тис. тонн, що складається з камер зберігання, допоміжних приміщень і цеху товарної обробки.

Будівля має розміри в плані 43.2×81 м. У поперечному напрямі вона представляє собою 3-х пролітну раму 19.2×4.8×19.2 м. Будівля каркасна із сталевих конструкцій. Колони рами із сталевих двотаврів, жорстко закріплених в рівні фундаментів. Ферми – прольотом 19.2 м, мають ухил верхнього поясу 1:10 і горизонтальний нижній пояс. Верхній пояс ферми і елементи решітки запроєктовані з прокатних кутиків, нижній пояс ферми виконаний з двотавра. З'єднання ферм з колонами – шарнірне. У середньому прольоті дві балки з широкополочних двотаврів на відм. 3.950 і 9.800 м жорстко сполучені з колонами середніх рядів, забезпечують поперечну жорсткість каркаса. Поздовжня жорсткість каркаса забезпечується системою вертикальних зв'язків із замкнутих гнутосварних профілів. Покрівля із сталевого профільованого настилу, виконується з ухилом 1:10 по прогонах з гнутих швелерів, розташованих з кроком 3.0 м.

## 4.2 Засоби виконання робіт

### 4.2.1 Підготовчі роботи

До підготовчих робіт на будівельній площадці відносяться:

- проектно-дослідницькі роботи;
- створення геодезичної планувальної основи для будівництва;
- розчищення території будівництва;
- планування майданчика будівництва, забезпечення стоків води;
- улаштування тимчасових доріг, мереж водо-, тепло- і електропостачання, прокладка нових інженерних комунікацій;
- встановлювання тимчасових інвентарних приміщень для обігріву робітників, прийому їжі, сушки, зберігання робочого одягу.



Будівництво об'єктів необхідно виконувати по робочих кресленнях в повній відповідності з проектами виробництва робіт. Потреби в енергетичних ресурсах підрядних будівельних організацій задовольняються від діючих мереж.

Будівельно-монтажні роботи, що передбачаються розробляємим проектом, повинні виконуватися спеціалізованою будівельно-монтажною організацією, що має ліцензію на будівництво будівель і споруд.

Будівельна організація має бути забезпечена кваліфікованими фахівцями з правом виконання відповідних робіт, необхідними машинами, механізмами, транспортними засобами.

Будівельно-монтажні роботи повинні виконуватися відповідно з вимогами нормативних документів, відомчих технічних умов, діючих інструкцій, і наведених в проекті рекомендацій.

#### 4.2.2 Земляні роботи

Виробництво земляних робіт необхідно виконувати у відповідності з вимогами [16]ДСТУ-Н Б В.2.1-28:2013 «Настанова щодо проведення земляних робіт, улаштування основ та спорудження фундаментів».

Організацію і планування земляних робіт на майданчику слід вирішувати комплексно, не допускаючи повторної розробки і перевалки ґрунту.

При пересіченні траншей, що розробляються, з діючими комунікаціями, не захищеними від механічних пошкоджень, розробка ґрунту землерійними машинами вирішується на мінімальних відстанях у відповідності [16]ДСТУ-Н Б В.2.1-28:2013 «Настанова щодо проведення земляних робіт, улаштування основ та спорудження фундаментів».

Розробку котлованів рекомендується виконувати за допомогою екскаватора, обладнаного зворотною лопатою з ємкістю ковша  $0,65 \text{ м}^3$ . Розроблений ґрунт транспортується автосамоскидами в резерв.

Підземні інженерні комунікації влаштовуються у відкритих траншеях, розробку яких рекомендується виконати екскаватором із зворотною лопатою ємкістю ковша

0,25 м<sup>3</sup>. Розроблений ґрунт складається уздовж траншей і використовується для зворотної засипки.

Зворотною засипку пазах і вертикальне планування виконувати засипкою ґрунтом без включень будівельного сміття і рослинного ґрунту шарами не більш 20 см з ретельним ущільненням до об'ємної ваги ґрунту 1,65 т/м<sup>3</sup>.

#### 4.2.3 Улаштування монолітних залізобетонних фундаментів

Улаштування монолітних залізобетонних конструкцій необхідно виконувати відповідно до робочих креслень, проекту виробництва робіт і дотримання вимог [17] ДСТУ Б В.2.6-170:2014 "Несучі та огорожувальні конструкції».

Заготівку опалубки і арматури для монолітних конструкцій рекомендується виконувати на виробничій базі генпідрядника з доставкою на будмайданчик готових щитів збірно-розбірних коробів і інвентарних елементів, зварних каркасів і сіток.

Транспортування і подачу бетонних сумішей слід здійснювати спеціалізованими засобами, що забезпечують збереження заданих властивостей бетонної суміші.

Монтаж опалубних і арматурних блоків, подача бетонної суміші безпосередньо в опалубку конструкцій, а також монтаж залізобетонних конструкцій фундаментів рекомендується виконувати за допомогою стрілового крану.

Поверхню ґрунту в зоні майбутнього монолітного стовпчастого залізобетонного фундаменту ретельно вирівнюють і виробляють бетонну підготовку. Бетонна суміш подається до місця бетонування баддями за допомогою крану. Після установки арматури бетонування фундаментів ведуть горизонтальними шарами завтовшки 0.3 м з ущільненням глибинними і поверхневими вібраторами. В разі перерви в бетонуванні конструкцій, при продовженні бетонних робіт робочі шви бетонування повинні очищатися від бруду і пилу, оброблятися піскоструминним апаратом і промиватися водою.

Зняття опалубки виконують після того, як бетон набере необхідну міцність. Правильність установки фундаменту перевіряють геодезичними приладами.

Із зовнішнього боку фундаменту владнують обклеєчну гідроізоляцію (гідроїзол на гарячій бітумній мастиці). Після закінчення монтажу фундаментів і прокладки підземних комунікацій виробляють зворотну засипку ґрунту до верху фундаменту. Засипку ведуть горизонтальними шарами, з ретельним ущільненням ґрунту – трамбуванням. Довкола будівлі встановлюють відмостку з ухилом в протилежну сторону від будівлі, виконують пандуси, під'їзди.

#### 4.2.4 Монтаж збірного металевго каркасу

Монтаж металевих конструкцій і їх елементів виконувати в технологічній послідовності, що забезпечує жорсткість і стійкість будівель і споруд в подовжньому і поперечному напрямках.

Монтаж металевих конструкцій виконувати відповідно до вимог [17] ДСТУ Б В.2.6-170:2014 "Несучі та огорожувальні конструкції» та [20] ДСТУ Б В.2.6-200:2014 «Конструкції металеві будівельні. Вимоги до монтажу».

Монтаж металевих конструкцій рекомендується виконувати за допомогою самохідного стрілового крану.

Конструкції вмонтовуються комбінованим методом. Колони – диференційованим, а ферми і елементи покриття – комплексним. Диференційований метод передбачає послідовну установку всіх конструкцій в межах ділянки монтажу і лише після цього установку конструкцій іншого типу. При комплексному типі швидше відкривається фронт для подальших робіт, скорочується кількість одиниць оснащення і терміни будівництва.

Перед монтажем колон необхідно очистити від бруду і напливів металу їх оголовків, після чого виконати строповку колони. Краном виконують підйом колон, переносять її і плавно опускають на місця закріплення до фундаментів. Після закріплення колони з допомогою анкерних болтів виконують розстроповку колони і замоноличують проміжок між анкерною плитою бази сталевго колони і фермом фундаменту.

Металоконструкції повинні поставлятися комплектно на всю будівлю. При зведенні плодосховища особливу увагу слід звернути на послідовність монтажу

конструкцій, забезпечення стійкості і геометричної незмінності змонтованій частині споруди.

Подовжня жорсткість каркаса забезпечується системою вертикальних зв'язків, поперечна – балками в середині прольоту, жорстко сполученими з колонами середніх рядів.

Конструкції покриття виконують роль жорсткого диску, який передає горизонтальні навантаження на вертикальні зв'язки по колонах і разом з вертикальними зв'язками забезпечує просторову жорсткість каркасу. Виробництво монтажних робіт рекомендується вести стріловидним самохідним краном КС – 4362 вантажопідйомністю 16 т і довжиною стріли 18 м.

Монтаж надземної частини плодосховища починають з вантажного коридору в осях Д – Е. Монтують балки, зв'язки, покриття і стінове огорожування, потім приступають до монтажу балок і ферм в осях 1- 2, прольотів А – Д і Е – Л і монтують частину прогонів, що дозволяє вести монтаж підвісної стелі. Укрупнювальна збірка ферм виконується на землі перед їх монтажем.

До початку монтажу стінового огорожування мають бути виконані заходи за влаштуванням жорсткого диску в рівні покриття. Після монтажу конструкцій в осях 1 – 2 приступають до монтажу конструкцій в осях 2 – 3 в аналогічній послідовності і так далі.

Монтаж конструкцій в осях 16 – 17 вести з обов'язковою установкою тимчасових зв'язків за типом постійних в осях 17 – 18. Після монтажу конструкцій в осях 16 – 17 тимчасові зв'язки знімають.

#### 4.2.5 Монтаж стінового огорожування

В якості стінового огорожування запроектовані сталеві профільовані листи С18-1000-0,7. Перед монтажем профлістів виконується горизонтальна гідроізоляція фундаменту – руберойд, укладений в 2 шари. Нижній направляючий профіль кріплять до фундаменту універсальними анкерними шурупами. Листи встановлюють вертикально в нижній направляючий профіль і закріплюють самонарезаючими шурупами з прокладкою ущільнювача через одну хвилю.

Вертикальні стики профлістів з'єднуються заклепками з кроком 300 мм і заповнюються силіконовими герметиками. Обрамлення віконних отворів виконуються зовнішніми кутиками, верхнім відливом, водовідливом віконним – комплектуючими елементами із фарбованої оцинкованої сталі. У кутах будівлі встановлюються зовнішні кутики, що закривають стик профлістів. По низу профлістів виконується обрамлення цокольним профілем.

#### 4.2.6 Влаштування кровлі

До влаштування кровлі мають бути закінчені всі види будівельно-монтажних робіт.

Кровля складається з листів сталевого профільованого настилу типа Н44-1000-0,7. Листи профнастилу кріпляться до сталевих прогонів. Перший лист монтується з правого або лівого нижнього кута скату з виступом за лінію карнизу. Лист профнастилу кріплять до прогону самонарізаючими гвинтами з цинковим покриттям, забезпеченими шайбою ущільнювача.

При цьому профліст пригвинчують по карнизу вниз кожної хвилі. Кожен подальший лист профнастилу накриває попередній. Подовжній стик фіксується саморізами з прокладкою ущільнювача.

До прогонів профільовані листи пригвинчуються саморізами з розрахунку 5-7 штук на один квадратний метр кровлі. Всі горизонтальні і вертикальні нахльости заповнюються силіконовими герметиками.

Уздовж конька листи профнастилу до прогонів також кріпляться самонарізаючими гвинтами вниз кожної хвилі.

По краю з торця, кріпляться фронтони. Відстань між саморізами має бути не менше 300 мм, нахльостування фронтонів – 100 мм. На верхнє ребро кровлі монтується коньок. При його кріпленні самонарізаючі шурупи загвинчуються в гребінь кожної хвилі листів профнастилу. Між коньком і профільованими листами укладається ущільнювач і забезпечується вентиляційний проміжок.

При влаштуванні кровлі не допускається пошкодження цинкового або полімерного покриття профлістів. Кровля має бути міцна, жорстка і рівна по всій довжині площі і мати передбачений проектом ухил до водостоків.

#### 4.2.7 Відділочні роботи

Підлога.

До початку робіт по виконанню підлоги на об'єкті мають бути закінчені всі загальнобудівельні, сантехнічні і електротехнічні роботи.

Підлога на ґрунті.

Основу (ґрунт) ущільнюють шаром щебеня або гравію крупністю 40-60 мм шляхом втапливання його в ґрунт катками. Бетонний армований підстилаючий шар виконують з бетону класу С12/15.

Влаштування чистої підлоги.

Бетонні і цементно-піщані покриття владнують по бетонному підстилаючому шару. Бетонні покриття укладають смугами шириною до 2 м, послідовно бетонуючи смуги через одну, а потім заповнюючи проміжки. Ущільнюють суміш поверхневими вібраторами.

Процес кладки плитки включає наступні роботи: вирівнювання поверхні, розмітку підлоги, укладання облицювання. Для вирівнювання поверхні використовують спеціальні самовирівнюючі суміші на цементній основі. До укладання шару розчину встановлюють маяки або маякові рейки заввишки, відповідній необхідній товщині прошарку (15...20 мм).

Маяки вирівнюють по рівню, орієнтуючись на заздалегідь винесену на стіну відмітку. Клейовий розчин наноситься на тильну сторону плитки. Після закінчення кладки шви між плитками затираються.

Покриття підлоги з керамічних плиток має бути рівним. Його горизонтальність вимірюють контрольною рейкою-шаблоном з рівнем або геодезичними приладами. Відхилення від горизонтальної площини не повинно перевищувати 50 мм на всю довжину і ширину приміщення.

Відкриті шви між плитками, тріщини і вибоїни в плитках і відшаровування керамічних плиток від прошарку не допускаються. Відхилення рядів (швів) плиток від прямої лінії не повинне перевищувати 10 мм на 10 м довжини ряду. Висота уступу між плитками має бути не більше 1 мм.

Установка віконних і дверних блоків.

Віконні і дверні блоки – металопластикові – встановлюють в проектне положення і тимчасово закріплюють при наступних вивіркових операціях:

- центрування блоку;
- вивіряння глибини установки блоку по зовнішній поверхні стіни, вертикальності блоку;
- установка низу блоку горизонтально по рівню.

Віконні рами і дверні отвори навішують зі встановленими на заводі петлями і замками.

#### 4.3 Розробка технологічної карти на монтаж кроквяних ферм покриття

##### 4.3.1 Сфера застосування

Технологічна карта розроблена на монтаж кроквяних ферм. До початку робіт по укрупнювальній збірці кроквяних ферм мають бути виконані наступні роботи:

- планування і ущільнення майданчика під укрупнювальну збірку
- підведення мереж освітлювального і силового електропостачання
- доставка на майданчик укрупнювальної збірки крану
- доставка на майданчик укрупнювальної збірки інструменту, інвентарю, пристосувань і устаткування
- монтаж і вивіряння стендів для укрупнювальної збірки металевих кроквяних ферм
- завезення і розвантаження на складських майданчиках відповідних марок кроквяних ферм.

При укрупнювальній збірці кроквяної ферми необхідно точно витримати проліт ферми, або зібрати ферму завдовжки менш проектною на 5 мм. Це спрощує

розміщення ферми в проліт при монтажі. Збірка ферм з плюсовим допуском небажана, оскільки це викликає необхідність відхилення колон назовні за допомогою бази колони.

При укрупнювальній збірці необхідно дотримувати наступні допуски ([20] ДСТУ Б В.2.6-200:2014 «Конструкції металеві будівельні. Вимоги до монтажу»):

- зсув осей в решітці кроквяної ферми – 3 мм
- вигин з площини ферми – 5 мм
- відхилення від проектного розміру по осях  $L \pm 15$  мм, де  $L$  – проліт ферми.

Підготовка ферм до монтажу складається з наступних операцій: укрупнювальної збірки, обладнанням сходами в місцях установки зв'язків, закріплення розчалок і відтяжок. Розчалювання ставлять попарно, щоб при установці забезпечити розчалювання ферми в обидві сторони від її осі. Відтяжки кріплять на кінцях ферми, щоб утримувати її від розгойдування.

Уздовж ферми, вище за нижній пояс на 1,2... 1,6 м, натягують сталевий страхувальний канат. Ферми піднімають зі сходами, що нависили, люльками і іншими пристосуваннями. Для спрощення монтажу ферм на колонах кріплять опорні столики, що визначають положення ферм по висоті.

Вивіряння ферм, таким чином, зводиться до суміщення осьових рисок на фермі з осьовими рисками на колоні. Необхідне для цього переміщення ферми забезпечується за рахунок того, що діаметр отворів під болти у вузлах ферми дещо більше діаметру кріпильних болтів. Вивіряння відстаней між фермами досягається установкою розпірок і постійних зв'язків.

Підняту ферму до розстроповки прикріплюють до опор не менше чим половиною проектного числа болтів. Оскільки ферми знаходяться в нестійкому стані, то до розстроповки їх кріплять прогонами і зв'язками до раніше змонтованих конструкцій.

Зв'язки на перших двох фермах по ходу монтажу монтують за допомогою крану після попереднього розкріплювання верхніх поясів ферми. Прогони кріплять до поясів ферм за допомогою кутиків, приварених до поясу ферми. При монтажі



прогони ставлять на верхній пояс ферми впритул до полки кутика і закріплюють болтами.

Після закріплення ферм до колон болтами, установки елементів зв'язків і прогонів, приступають до монтажу елементів кровлі.

#### 4.3.2 Вимоги до якості монтажу

Стійкість конструкцій в процесі монтажу і надійність їх експлуатації залежать від дотримання технологічної послідовності збірки елементів, якості установки їх і закріплення. Стійкість забезпечується точністю монтажу і обов'язковим закріпленням встановленої конструкції до попередньо змонтованих, встановленням всіх тимчасових кріплень (підкосів, розчалювань, стягувань), передбачених проектом виробництва робіт.

На початку монтажу створюють перше жорсткий просторовий блок, до якого потім приєднують подальші конструктивні елементи.

#### 4.3.3 Технологія і організація монтажу

Ферми покриття монтують з касет, що складаються уздовж прольоту. Особливість конструкції сталевих ферм – недостатня їх жорсткість із площини ферми в період, коли ферми ще не розкріплюють зв'язками або елементами покриття. Враховуючи це, ферми стропують лише в місцях захвату, і лише призначеними для цього захватними засобами. При необхідності, ферми до їх підйому підсилюють.

Підготовка ферм до монтажу складається з наступних операцій: укрупнювальна збірка, обладнання сходами в місцях установки зв'язків, закріплення розчалок і відтяжок. Розчалювання ставлять попарно, щоб при установці забезпечити розчалювання ферми в обидві сторони від її осі. Відтяжки кріплять з кінців ферми, щоб утримувати її від розгойдування.

Уздовж ферми, вище за нижній пояс на 1,2... 1,6 м, натягують сталевий страхувальний канат. Ферми піднімають зі сходами, що нависили, люльками і

іншими пристосуваннями. Для спрощення монтажу ферм на колонах кріплять опорні столики, що визначають положення ферм по висоті.

Вивіряння ферм, таким чином, зводиться до суміщення осьових рисок на фермі з осьовими рисками на колоні. Необхідне для цього переміщення ферми забезпечується за рахунок того, що діаметр отворів під болти у вузлах ферми дещо більше діаметру кріпильних болтів. Вивіряння відстаней між фермами досягається установкою розпірок і постійних зв'язків.

Підняту ферму до розстроповки прикріплюють до опор не менше чим половиною проектного числа болтів. Оскільки ферми знаходяться в нестійкому стані, то до розстроповки їх кріплять прогонами і зв'язками до раніше змонтованих конструкцій.

Зв'язки на перших двох фермах по ходу монтажу монтують за допомогою крану після попереднього розкріплювання верхніх поясів ферми. Прогони кріплять до поясів ферм за допомогою кутиків, приварених до поясу ферми. При монтажі прогони ставлять на верхній пояс ферми впритул до полки кутика і закріплюють болтами.

Після закріплення ферм до колон болтами, установки елементів зв'язків і прогонів, приступають до монтажу елементів кровлі.

Покриття з профільованого настилу доцільно монтувати картами, зібраними на приоб'єктних стендах. Після чого карти транспортується в зону складування. Звідти і ведеться монтаж карт.

Укрупнені карти монтують в такій послідовності. Карту стропують згідно з схемою строповки (залежно від розміру карти), краном піднімають і подають до місця укладання. Елемент укладають на прогони покриття, вирівнюють і підганяють його положення по рисках розмітки місць укладання. Карти кріплять до прогонів самонарізаючими гвинтами.

Карты стропують траверсою (рис. 4.1) з підвішеними на стробах швелерними балками. Г-подібні плоскі захвати на балках заводять під листи настилу (у верхній частині хвилі). При натягненні стропів захвати подібно до гачків утримують карту.

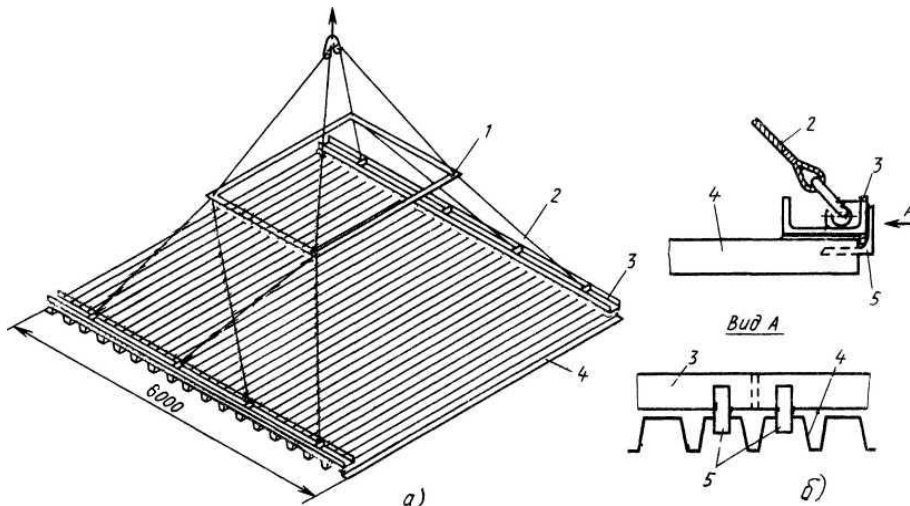


Рис 4.1. Схема строповки карти покриття із сталевго профнастилу

а) – схема строповки; б) – деталь захвату

1 – траверси, 2 – стропи, 3 – балки із захватними елементами, 4 – карта профнастилу, 5 – захватні гачки

Місця розстановки кріплень карти до прогонів розмічають, користуючись груповим шаблоном. По краям опирання карти кріплення ставлять в кожній хвилі настилу, в місцях проміжного обпирання карти на прогони кріплення ставлять через хвилю. Стропи знімають лише після постановки 30% кріплень від їх загального числа в карті. Монтаж карт дозволяється виконувати при вітрі не більше 10 м/с.

Таблиця 4.1 Специфікація монтажних елементів

№ п/п	Найменування	Марка	Вага 1 елемнту, т	Кількість елементів, шт	Загальна вага, т
1	Кроквяна ферма	Ф	1,5	32	48
2	Колони - середніх рядів - крайніх рядів	К2	0,8	30	24
		К1	0,7	32	22.4
3	Прогони	ПР	0.14	192	26.88
4	Листы сталевго профнастилу покриття	ПП	10 кг/м <sup>2</sup>	3260 м <sup>2</sup>	32.6

#### 4.3.4 Вибір крану и строповочних пристосувань

Вибір монтажних кранів по технічним параметрам.

1) Необхідна вантажопідйомність крану ( $m$ )

$$P_{тр} = P_э + P_о ,$$

де  $P_э$  – вага монтуємого елемента

$P_о$  – вага оснащення

Для стінових панелей:

$$P = 2,8 + 0,083 = 2,883 \text{ т}$$

Для ферм:

$$P = 1,5 + 0,513 = 2,013 \text{ т}$$

Для колон:

$$P = 1,5 + 0,297 = 1,797 \text{ т}$$

Необхідна висота підйому крюка:

$$H_{кр}^{необх} = h_о + h_з + h_е + h_с ,$$

де  $h_о$  – перевищення опори монтуємого елемента над рівнем стоянки ( $m$ )

$h_з$  – значення безпечного зазору між нижнім торцем монтуємого елемента і раніше встановленою конструкцією ( $m$ )

$h_е$  – висота елемента в монтажному положенні ( $m$ )

$h_с$  – конструктивна висота стропів і монтажних пристосувань ( $m$ ).

Для стінових панелей:

$$H_{кр}^{необх} = 5,6 + 0,5 + 1,8 + 3,8 = 11,7 \text{ м}$$

Для ферм:

$$H_{кр}^{необх} = 7 + 0,5 + 2,930 + 1,2 = 11,63 \text{ м}$$

Для колон:

$$H_{кр}^{необх} = 2 + 0,5 + 7,6 + 1,5 = 11,6 \text{ м.}$$

Необхідні характеристики крану: вантажопідйомність – 2,883 т; необхідна висота підйому крюка – 11,7 м.

Приймаємо монтажний кран КС – 4362.

Технічні характеристики вибраного крану КС – 4362.

Вантажопідйомність  $Q_{кр}$  – 16 т

Найбільша висота підйому крюка  $H_{кр} = 14,2 \text{ м}$

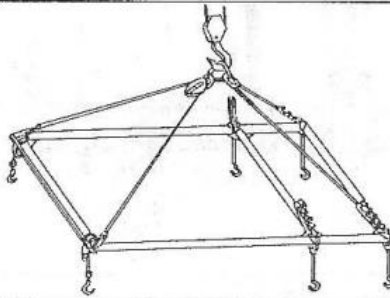
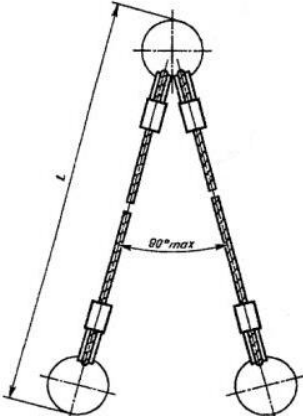
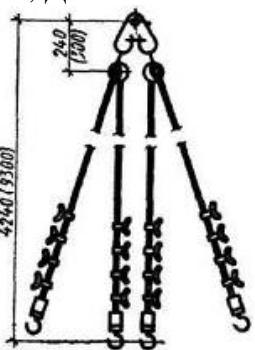
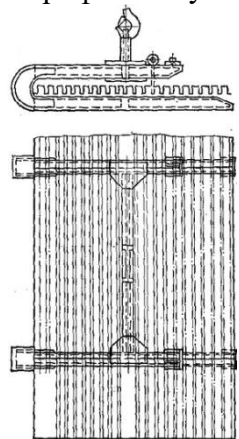
Найбільший виліт стріли – 18 м.

Кран КС–4362 є самохідною повноповоротною машиною з дизель-електричним приводом. Ведучий задній міст жорстко кріпиться до рами. Довжину основної стріли 12,5 м за допомогою вставок можна збільшувати до 18 і 22 м і оснащувати гуськом.

Кран КС – 4362 призначений для виконання будівельно–монтажних робіт і погрузо – розвантажувальних робіт. Кран КС – 4362 призначений для виконання будівельно – монтажних робіт і завантажувально–розвантажувальних робіт.

Таблиця 4.2 Вантажозахватні (монтажні) пристосування

№ п/п	Найменування монтуємих елементів	Вага елемента <i>m</i>	Найменування вантажозахватного пристосування	Характеристики вантажозахватного пристосування		
				в/п., <i>m</i>	$g_m$ , Т	$h_m$ , <i>m</i>
1	2	3	4	5	6	7
1	Колони	2,1	Траверса уніфікована РЧ-455-69 	6	0,08	1,0
2	Ферми	1,5	Траверса 1594Р-11 	25	1,75	3,6
3	Монтуєма карта профнастилу покриття	0,53	Траверса просторова рамна	4	0,4	3,5

						
			<p>Строп 2-х гілковий 2СК-0,4, ДСТУ 25573– 4 шт.</p> 	$0,4 \times 4 = 1,6$	$0,01 \times 4 = 0,04$	
			<p>Строп 4-х гілковий 4СК1-4, ДСТУ 25573</p> 	4	0,09	
4	Карта стінового профнастилу 6×6 м	0,26	<p>Траверса для монтажу профнастилу</p> 	2	0,45	3,5

## 4.5 Складання відомості матеріально-технічних ресурсів

Таблиця 4.4 Відомість матеріально-технічних ресурсів

№ п/п	Найменування	ДСТУ, марка	Один. вим.	Кіл-ть
1	2	3	4	5
Основні конструкції і матеріали				
1	Ферми металеві	Ф1	шт.	32
2	Електроди	Е-42	кг	10
3	Прогони із швелеру	№18 ГОСТ 8240-97	шт.	192
4	Листы сталевого профнастилу	НС-44-1000-0,7	м <sup>2</sup>	3260
Машини, устаткування, інструменти, інвентар				
1	Зварювальний трансформатор	ЗТЕ-24у	шт.	1
2	Монтажний кран	КС 4362	шт.	1
3	4-х гілковий строп	4СК1-4 ДСТУ 25573	шт.	1
4	2-х гілковий строп	2СК-0,4 ДСТУ 25573	шт.	4
5	Сходи приставні	Ш ПСК-4549	шт.	2
6	Траверса	15946Р-11	шт.	1
7	Траверса	РЧ-455-69	шт.	1
8	Траверса просторова рамна		шт.	1
9	Нівелір НВ-1	ДСТУ 10528	шт.	1
10	Рівень будівельний	ДСТУ 9416	шт.	1
11	Ломик будівельний	ДСТУ 1405	шт.	2
12	Кувалда вагою 4 кг	ДСТУ 11401	шт.	1
13	Рулетка металева	ДСТУ 7502	шт.	1
14	Метр складальний	ТУ 12-156	шт.	2

## 4.6 Техніко-економічні показники

Тривалість робіт – 8 днів

Сумарна трудомісткість – 795.72 чол.-ч.

Витрати праці на монтаж 1 т конструкцій – 0.93 чол.-дн.

## ***5. ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА***

*Дипломник: Братушенко В. О.*

*Консультант: доц. Файзуліна О.А.*



## 5.1 Загальні дані

Проект організації будівництва розроблюється відповідно до [22] ДБН А.3.1-5:2016 «Організація будівельного виробництва», [23] ДСТУ Б А.3.1-22:2013 «Визначення тривалості будівництва об'єктів», [21] ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення».

Будівництво будівлі «Спеціалізоване плодосховище місткістю 4.2 тис. тонн» здійснюється в місті Миколаїв.

Площадка будівництва представляє собою рівну площу із спокійним ухилом.

На території будівництва розташовані існуючі інженерні комунікації. До майданчика будівництва прилягають існуючі автомобільні дороги.

Забезпечення будівництва електроенергією і водою здійснюється від існуючих мереж.

Подача будівельних конструкцій і матеріалів на майданчик будівництва здійснюється автомобільним транспортом. Зайвий ґрунт і будівельне сміття відвозиться автосамоскидами у відвали на відстань до 5 км.

Проектуєма будівля складається з камер зберігання, допоміжних приміщень і цеху товарної обробки. Будівля має розміри в плані 43.2×81 м. У поперечному напрямі вона представляє собою 3-х пролітну раму 19.2×4.8×19.2 м. Будівля каркасна із сталевих конструкцій. Колони рами із сталевих двотаврів, жорстко закріплених в рівні фундаментів. Ферми – прольотом 19.2 м, мають ухил верхнього поясу 1:10 і горизонтальний нижній пояс. Верхній пояс ферми і елементи решітки запроектовані з прокатних кутиків, нижній пояс ферми виконаний з двотавра. З'єднання ферм з колонами – шарнірне. У середньому прольоті дві балки з широкополочних двотаврів на відм. 3.950 і 9.800 м жорстко сполучені з колонами середніх рядів, забезпечують поперечну жорсткість каркаса. Поздовжня жорсткість каркаса забезпечується системою вертикальних зв'язків із замкнутих гнутозварних профілів. Покрівля із сталевого профільованого настилу, виконується з ухилом 1:10 по прогонам з гнутих швелерів, розташованих з кроком 3.0 м.

Основу і специфіку будівництва складає зведення надземної частини будівлі з легких металевих конструкцій.

## 5.2 Відомість об'ємів робіт

### Таблиця 5.1 Відомість об'ємів робіт

№ п/п	Найменування робіт	Од. вим.	Формула підрахунку	Об'єм робіт
1.	Підготовчі роботи	Чол –дн	4% від загальної тродомісткості	134
2.	Планування і зрізка рослинного шару майданчика	1000 м <sup>3</sup>	$A \cdot B / 1000$	15,64
3.	Розробка ґрунту екскаватором	100 м <sup>3</sup>	$V = F \cdot L = 752 \text{ м}^2 \cdot 1,5 \text{ м}$	11,28
4.	Доопрацювання ґрунту уручну	м <sup>3</sup>	$a \cdot b \cdot 0,1$	54,3
5.	Монтаж фундаментів	шт	-	60
6.	Зворотна засипка з трамбівкою	100 м <sup>3</sup>	$1128 - 60 \cdot 2,6$	39,7
7.	Монтаж колон	шт	-	64
8.	Монтаж покриття і перекриття	м <sup>2</sup>	$52,8 \cdot 87 \cdot 2$	2173,1
9.	Монтаж зовнішніх стін	м <sup>2</sup>	$P \cdot h = 279,6 \cdot 10,03$	2803,4
10.	Улаштування внутріш. стін і перегородок	м <sup>2</sup>	$29,7 \cdot 12$	356,9
11.	Монтаж підвісної стелі	м <sup>2</sup>	$11,9 \cdot 2,63$	31,3
12.	Монтаж: - віконних блоків - дверних блоків - воріт	м <sup>2</sup> м <sup>2</sup> м <sup>2</sup>	$14,58 \cdot 3,62 \cdot 8$ $2,15 \cdot 1,5 \cdot 2,9$ $16 \cdot 2,45 \cdot 3$	134,94 95,71 117,6
13.	Скління проїомів	м <sup>2</sup>	$8 \cdot 2,4$	19,2
14.	Внутрішня штукатурка	100 м <sup>2</sup>	$(356,9 + 410,1) \cdot 2$	15,34
15.	Підготовка під підлогу	100 м <sup>2</sup>	$37,8 \cdot 87$	32,93
16.	Улаштування підлоги: керамічної бетонної	100 м <sup>2</sup> 100 м <sup>2</sup>	$12 \cdot 43,2$ $78 \cdot 56,2$	5,184 49,36
17.	Малярні роботи			80,99
18.	Улаштування кровлі: проф. настил, утеплювач, пароізоляція	100 м <sup>2</sup>	$26,4 \cdot 78 \cdot 2$	45,2
19.	Фарбування фасаду	100 м <sup>2</sup>	$P \cdot h = 279,6 \cdot 10,03$	28,07
20.	Електротехнічні роботи: вводи внутрішня розводка навішування приладів		$Q_{об} \cdot 0,1$ $Q_{об} \cdot 0,6$ $Q_{об} \cdot 0,3$	43,1 258,6 129,3
21.	Санітарно-технічні роботи: вводи внутрішня розводка навішування приладів		$Q_{об} \cdot 0,1$ $Q_{об} \cdot 0,6$ $Q_{об} \cdot 0,3$	34,5 207 103,5
22.	Різні роботи			517,2

Таблиця 5.2 Розрахунок витрат праці і потреби в машино-змінах

Обґрунтування	Найменування робіт	Од. вим.	Кіл-ть	Витрати праці в чол-годину	Потреба в машино-годинах	Чол-дн $\frac{(5) \cdot (6)}{8,2}$	Машино-змін. $\frac{(5) \cdot (7)}{8,2}$	Склад ланки
1-2	3	4	5	6	7	8	9	10
Є 2-1-5 Т 1.п 1 б	Планування і зрізка рослинного шару площад.	1000м <sup>2</sup>	15,64		1,8	3,43		Машиніст-бр.
Є 2-1-36 Т 1.п2а	Розробка ґрунту екскаватором	100м <sup>3</sup>	11,28		4,4		6,05	Машиніст-бр
Є 2-1-47 Т 1 п 1е	Доопрацювання ґрунту уручну	м <sup>3</sup>	54,3	1,3		8,61		Землекоп-2р-1р
УКН п 15 Т.1.	Монтаж фундаментів	шт.	60	4,98	1,5	36,43	9,15	Монтаж. 5-2р
Є 2-1-34 Т 1.п.3	Зворотна засипка з трамбівкою	100м <sup>3</sup>	39,7	1,27	0,86	6,165	4,16	машиніст-бр
УКН п 28	Монтаж колон	шт.	64	11,61	1,03	102,72	8,1	монтаж.5-2р такелажн.
УКН п. 28	Монтаж зовнішніх стін	м <sup>2</sup>	2803,4	2,1727	0,029	742,8	10,2	Монтаж.5-2р
УКН п.28	Монтаж конструкцій покриття	м <sup>2</sup>	2173,1	5,163	0,045	575,8	12,0	Монтаж.5-2р
УКН п.28	Монтаж підвісної стелі	т	31,3	83,46	1,41	318,6	44,13	Монтаж.5-2р
УКН п.28 Т .1.	Внутрішні стіни і перегородки	м <sup>2</sup>	356,9	9,65	0,029	420,4	10,2	Монтаж. Каменяр 4-2р
УКН п 4.4	Улаштування кровлі	100м <sup>2</sup>	45,0	47,05		258,2		Покрівельн. 4-2р
Є 6-13 Т.1. УКН п 4.5 Т.1.	Монтаж: -віконних блоків -дверних блоків -воріт	м <sup>2</sup> м <sup>2</sup> м <sup>2</sup>	134,94 95,71 117,61	2,76 1,66 3,42		45,5 19,4 49,0		Тесляр 4-2р
УКН п 46 Т.1.3 б	Скління проїомів	1 блок	19	0,64		1,483		Склярі 5-2р
УКН п 30 Т .1:1а	Підготовка під підлогу	100м <sup>2</sup>	32,93	15,2		61,041		
УКНп.30 2а УКНп25	Улаштування підлоги: -керамічної -бетонної	100м <sup>2</sup> 100м <sup>2</sup>	5,184 49,36	160 43		101,15 258,88		плиточник облицющик 6-3р бетонц.
УКНп.19 Т.1.3в	Обробка фасаду	100м <sup>2</sup>	28,17	19		65,27		Малярі 5-2р

УКНп.2 Т.2	Внутрішня шпукатурка	100м <sup>2</sup>	15,34	60		112,26		Штукат. 6-2р
УКНп.14 Т.1	Малярні роботи	100м <sup>2</sup>						
УКНп.14 Т.1,3д	Фарбування стін, стелі	100м <sup>2</sup>	80,99	11,5		113,58		Маляри
	Фарбування вікон, дверей	100м <sup>2</sup>	1,91	29,0		6,75		2р-4р Інші роб.
УКНп.30 Т.1:1а	Улаштування відтмостки	100м <sup>2</sup>	2,616	15,2		39,76		Бетонщик и 4-2р

$\Sigma = 4639,9$  чол-дн.

### 5.3 Календарний план будівництва об'єкту

На будівництво «Спеціалізоване плодосховище місткістю 4.2 тис. тонн» розробляється календарний план у вигляді сітьової (мережевої) моделі, а також ресурсні графіки (графіками потреби у робочих кадрах, механізмах і основних матеріальних ресурсах). Календарний графік виробництва робіт по об'єкту у вигляді сітьової моделі призначений для визначення послідовності робіт, термінів виконання загальнобудівельних, спеціальних і монтажних робіт, здійснюваних при зведенні об'єкту.

За календарним планом розраховують в часі потребу в трудових і матеріально-технічних ресурсах, а також терміни постачань всіх видів устаткування. Ці розрахунки можна виконувати як по об'єкту в цілому, так і по окремих періодах будівництва.

Організація будівельного виробництва повинна забезпечити напрям всіх організаційних рішень на досягнення кінцевого результату введення об'єкту в дію з необхідною якістю і у встановлені терміни.

Основне завдання календарного планування визначається таким розкладом виконання робіт, який задовольняє всім організаціям, відображує в моделях будівництва об'єкту, взаємозв'язках терміну і інтенсивності ведення робіт, а також раціонального використання будівельного господарства.

Календарний план розроблений у вигляді сітьової моделі з використанням послідовного методу виробництва будівельно-монтажних робіт з дотриманням

вимог виконання робіт, будівельних норм [19] ДБН А.3.1-5-2016 "Організація будівельного виробництва».

До складу календарного плану увійшли: сітьова модель виробництва робіт, графік потреб робітників по спеціальностях, графік потреби матеріалів, конструкцій, виробів, графік руху основних машин і механізмів.

За проектом тривалість будівництва об'єкту складає 9 місяців, а згідно [23] ДСТУ Б А.3.1-22:2013 «Визначення тривалості будівництва об'єктів» в межах 10 місяців. Скорочення терміну будівництва складає 1 місяць.

Для побудови сітьової моделі була виконана наступна робота:

- встановлена номенклатура робіт;
- визначені об'єми робіт;
- підрахована їх трудомісткість, для чого були використані укрупнені діючі норми, які враховують окрім основного процесу всі супутні і допоміжні роботи;
- встановлена послідовність виконання робіт, можливість їх поєднання;
- визначена змінність, на всіх процесах зв'язаних із застосуванням монтажних механізмів в 2 зміни, роботи по бетонуванню конструкцій – в 2 зміни;
- визначені згідно норм необхідні матеріали, вироби і їх об'єми.

Враховувалось, що об'єктний потік складається з наступних спеціалізованих потоків:

- 1) роботи, які виконуються поза потоком:
  - підготовчі роботи
  - благоустрій території
  - здача об'єкту в експлуатацію
- 2) роботи по зведенню підземної частини будівлі:
  - земляні роботи
  - улаштування фундаментів
  - зворотна засипка з ущільненням
  - прокладка введень і виводів сантехнічних і електротехнічних
  - улаштування бетонної підготовки під підлогу
- 3) роботи по зведенню надземної частини будівлі:

- монтаж каркасу будівлі
- монтаж фундаментних балок і стінових панелей
- улаштування перегородок и внутрішніх стін
- заповнення віконних і дверних проїомів
- улаштування кровли.

Максимальна кількість робітників на об'єкті – 58.

## 5.4 Будівельний генеральний план

### 5.4.1 Загальні положення по проектуванню будгенплану

Будівельний генеральний план розробляється з метою максимальної інтенсивності і ефективності використання об'єктів будівельного господарства з врахуванням забезпечення вимог охорони праці, на ньому відображується будівельна ситуація на заданій стадії (надземна частина) виробництва будівельно-монтажних робіт. Вся документація розробляється у відповідності з основним положенням [22] ДБН А.3.1-5-2016 "Організація будівельного виробництва».

Будівельний генеральний план – це план розміщення на будівельному майданчику об'єктів будівництва і обслуговуючих будівництво машин, механізмів, тимчасових будівель, споруд, пристроїв, доріг і підземних комунікацій. На будгенплані окремого об'єкту у складі проекту виробництва робіт вказуються тимчасові виробничі і адміністративно-господарські будівлі і споруди, закриті і відкриті склади матеріалів і деталей, дороги, інженерні мережі і інші споруди і пристрої, пов'язані із зведенням об'єкту.

Територія будмайданчика знаходиться в промисловій зоні м. Миколаїв. Майданчик вільний під забудову, будівель або споруд, що ускладнюють процес будівництва, немає, тому спеціальних заходів і обмежень при виробництві робіт не передбачається.

В'їзд на будівельний майданчик здійснюється з боку існуючої постійної автодороги.

Для організації тимчасових автодоріг прийнята кільцева схема руху

транспортних засобів по будівельному майданчику.

#### 5.4.2 Обґрунтування будгенплану

Для зведення конструкцій будівлі плодосховища запроєктований об'єктний будівельний генеральний план з врахуванням вимог нормативних документів [22] ДБН А.3.1-5-2016 "Організація будівельного виробництва» і [21] ДБН А.3.2-2-2009 "Охорона праці і промислова безпека в будівництві».

Будівельний генеральний план розроблений на стадії монтажу надземної частини будівлі, на ньому вирішені і визначені:

- організація робіт на будмайданчику;
- розміщення основних монтажних механізмів з вказівкою зон їх дії;
- місця складування конструкцій (відкриті складські майданчики, складські приміщення);
- схеми автодоріг;
- розміщення тимчасових будов для обслуговування будівельних робіт;
- схеми силових електростанцій, ліній освітлення, телефонізації, водопроводу, каналізації.

Будівельна ситуація на будмайданчику запроєктована з врахуванням наступних вимог – забезпечення безпечних умов праці, санітарно-гігієнічних умов, протипожежних заходів.

Будмайданчик має в плані прямокутну форму, захищений забором з інвентарних щитів з розміщенням на них вказівних і обмежувальних написів.

Тимчасові мережі водопроводу, каналізації, електропостачання підключені до міських мереж. Водопровід і каналізація підключені в спеціально влаштованих колодязях за межами будмайданчика, енергопостачання через трансформаторну підстанцію, потужність якої розрахована.

Дороги тимчасові, влаштовані за кільцевою схемою, в місцях розвантаження влаштовані за'їзні кишені, радіус закруглення доріг на будмайданчику - 12...18 м, ширина доріг 3.5 і 6 м.

Основний монтажний механізм – кран КС-4362, призначений для виконання будівельно–монтажних робіт і навантажувально–розвантажувальних робіт.

Вирішенням будгенплану передбачена безпека працюючих при зведенні споруди. Для цього приведені осі руху крану: робоча зона, небезпечна зона, монтажна зона, які забезпечені попереджувальними знаками.

Мережі тимчасового водопроводу вирішені за змішаною схемою, діаметр труб на вводі розрахований і рівний 100 мм.

Встановлені водорозбірні колонки і пожежні гідранти.

Розводящі труби запроектовані з неглибоким заглибленням (0,9 м). Пожежні гідранти розташовані уздовж проїздів автотранспорту на відстані не більше 2,5 м від краю проїжджої частини.

Господарські води, по заглиблених в землі трубах, спускають в міські мережі каналізації, розташовані за межами майданчиків.

Тимчасове електропостачання від постійних джерел здійснюється через трансформаторну підстанцію. Комплексна трансформаторна підстанція встановлена на фундаменті заввишки до 1,3 м від землі.

Тимчасові енергетичні мережі на будмайданчику влаштовані повітряними лініями ( ВЛ) напругою до 1кВ.

Підземні кабельні лінії прокладені в траншеях завглибшки 0,8 м і шириною 350...400 мм.

Запроектовано робоче, аварійне, евакуаційне і охоронне електричне освітлення. Охоронне освітлення повинне забезпечувати на межі будмайданчика освітленість 0,5 лк, аварійне 0,1...3 лк.

Побутові приміщення обладнані водопроводом і каналізацією, підключені до мереж електропостачання і телефонізації. Складські приміщення закритого, напівзакритого типу, а також відкриті складські майданчики розміщені біля під'їзних доріг в зоні дії монтажного крану. Майданчики складів розраховані і повинні знаходитись на відстані не менше 0,5 м.

На будмайданчику розташовані адміністративні приміщення: контора виробника робіт, кімната майстрів субпідрядних організацій, диспетчерська.



Основу і специфіку будівництва складає зведення надземної частини будівлі з легких металевих конструкцій.

Монтаж металевих конструкцій виконується відповідно до вимог [17] ДСТУ Б В.2.6-170:2014 "Несучі та огорожувальні конструкції" і [20] ДСТУ Б В.2.6-200:2014 «Конструкції металеві будівельні. Вимоги до монтажу».

Металоконструкції повинні поставлятися комплектно на всю будівлю. При зведенні плодосховища особливу увагу слід звернути на послідовність монтажу конструкцій, забезпечення стійкості і геометричної незмінності змонтованої частини споруди.

Подовжня жорсткість каркаса забезпечується системою вертикальних зв'язків, поперечна – балками в середині прольоту, жорстко сполученими з колонами середніх рядів.

Конструкції покриття виконують роль жорсткого диску, який передає горизонтальні навантаження на вертикальні зв'язки по колонах і разом з вертикальними зв'язками забезпечує просторову жорсткість каркасу. Виробництво монтажних робіт рекомендується вести стріловидним самохідним краном КС – 4362 вантажопідйомністю 16 т і довжиною стріли 18 м.

Монтаж надземної частини плодосховища починають з вантажного коридору в осях Д – Е. Встановлюють балки, зв'язки, перекриття, покриття і стінове обгороджування, потім приступають до монтажу балок і ферм в осях 1- 2, прольотів А – Д і Е – Л і монтують частину прогонів, що дозволяє вести монтаж підвісної стелі. Укрупнювальна збірка ферм виконується на землі перед їх монтажем.

До початку монтажу стінового обгороджування мають бути виконані заходи за влаштуванням жорсткого диску в рівні покриття. Після монтажу конструкцій в осях 1 – 2 приступають до монтажу конструкцій в осях 2 – 3 в аналогічній послідовності і так далі.

Монтаж конструкцій в осях 16 - 17 вести з обов'язковою установкою тимчасових зв'язків за типом постійних. Після монтажу конструкцій в осях 16 –17 тимчасові зв'язки знімають.

### 5.4.3 Тимчасові будівельні склади

При організації складів на будмайданчику необхідно прагнути до мінімізації витрат на їх улаштування.

Розрахунок складів для кожного з основних видів матеріалів конструкцій або виробів виконуємо за формулою:

$$S_{\text{тр.}} = \frac{P_{\text{об}} \cdot T_n \cdot \kappa_1 \cdot \kappa_2}{T \cdot q \cdot \kappa_n},$$

формула справедлива при умові, що  $P_{\text{скл}} = \frac{P_{\text{об}} T_n \kappa_1 \kappa_2}{T} \leq P_{\text{об}}$

Якщо умова не дотримується, то площу складу визначають по формулі:

$$S_{\text{тр}} = \frac{P_{\text{об}}}{q \kappa_n},$$

де  $P_{\text{об}}$  – загальна кількість матеріалів, деталей або конструкцій даного вигляду, потрібних на об'єкті; визначається по нормах витрати матеріалу і об'єму робіт;

$T$  – тривалість розрахункового періоду вжитку даного виду матеріалів в днях, приймається за календарним планом;

$T_n$  – норма запасу матеріалів на складі, в днях;

$q$  – норма складування матеріалів, виробів на  $1 \text{ м}^2$  площі складу;

$\kappa_1$  – коефіцієнт нерівномірності постачання матеріалів на склад; для ж/д транспорту  $\kappa_1 = 1,1 \dots 1,2$ ; для автомобільного  $\kappa_1 = 1,3 \dots 1,5$ ;

$\kappa_2$  – коефіцієнт нерівномірності вживання матеріалів, приймається  $1,3 \dots 1,5$ .

$\kappa_n$  – коефіцієнт використання площі складів.

Всі дані представлені в таблиці 5.3.

Розташування елементів або виробів на складі повинне відповідати технологічній послідовності монтажу. Відкриті складські майданчики повинні розташовуватися в зоні крану або підйомника.

До складів передбачаються зручні під'їзди.

Вказівки по складуванню конструкцій:

1. Схеми складування конструкцій розроблені для пріоб'єктних складів.
2. Конструкції повинні складуватися відповідно до вимог стандартів або технічних умов на вироби.

3. Конструкції складувати на вирівняних (з ухилом не більш 5°) і утрамбованих площадках.

4. Способи складування повинні забезпечувати безпеку людей на складі.

5. Забороняється притуляти (спирати) конструкції до тимчасових або постійним спорудам, заборам, штабелям.

6. Всі роботи на складі виробляти відповідно до вимог [21] ДБН А.3.2-2-2009 "Охорона праці і промислова безпека в будівництві».

Таблиця 5.3 Розрахунок площі складів

Найменування матеріалів	Од. виміру	Загальна к-ть матеріалів $P_{\text{обш}}$	Тривалість розрахункового вжитку матеріалів $T_{\text{дн}}$	Норма запасу матеріалів на складі $T_{\text{н}}$ , дн	Норма складування матеріалів, $q$	Запас матеріалів на складі, $P_{\text{скл}}$	Коефіцієнт нерівномірності поступлення матеріалів, $k_1$	Коефіцієнт нерівномірності вжитку матеріалів, $k_2$	Коефіцієнт використання площі складів, $k_{\text{п}}$	Розрахункова площа складу, $S_{\text{р}}$	Прийнята площа складу, $S_{\text{пр}}$	Тип складу
колони	$\text{м}^3$	164,3	6	15	2	747,36	1,3	1,4	0,55	149,36	150	відкритий
фундаменти	$\text{м}^3$	182,7	5	12	2	798,03	1,3	1,4	0,6	152,25	154	відкритий
Стінові панелі	$\text{м}^3$	262,7	46	12	1	134,72	1,3	1,4	0,6	223,7	224	відкритий
Покриття і переkritтя	$\text{м}^3$	268,2	36	13	1	176,26	1,3	1,4	0,6	293,77	294	відкритий

#### 5.4.4 Тимчасові і використовувані в період будівництва дороги

Головним шляхом мінімізації тимчасового дорожнього будівництва є максимальне використання на період будівництва постійних доріг. Проектування

побудованих автомобільних доріг у складі бюджетного плану виконується в такому порядку:

- розробляють схему руху транспорту і розташування доріг в плані;
- визначають параметри дороги;
- призначають конструкцію дороги.

Постійні дороги мають бути кільцевими, а на тупикових проїздах повинні передбачатися роз'їзні і розворотні площадки.

Ширіна проїжджої частини тимчасових доріг приймається однополосною 3,5 м, а двополосною 6 м.

Радіуси закруглення доріг визначають виходячи з маневрових властивостей машин. Мінімальний радіус закруглення приймається 12 м.

Небезпечною зоною вважається така частина, яка потрапляє в небезпечну зону роботи механізму. На бюджетному плані такі ділянки виділяють подвійним штрихуванням і показують об'їзні дороги, оскільки крізний рух по ним заборонений.

#### 5.4.5 Тимчасові будівлі і споруди

При розробці бюджетного плану передбачається ряд тимчасових, допоміжних приміщень. Передбачається контора виконроба і майстрів будівельної організації, а також контора виконроба і майстрів субпідрядних організацій, якщо такі є. Окрім цього передбачаються приміщення для прийому їжі, душові, туалети, комори, вбиральні.

До тимчасових приміщень відносяться також складські приміщення, тобто склади для руберойду, навіси для бітуму, майданчика для розвантаження цегли, металевих конструкцій, бетону, розчину. Розрахунок складських приміщень зведений в табличну форму. Всі тимчасові складські приміщення показані на бюджетному плані.

На період будівництва згідно норм робітнички мають бути забезпечені необхідними умовами, тобто санітарно-побутовими приміщеннями, розрахунок площ яких виробляється по максимальному числу робітників  $N_{\max}$ .

Число інженерно-технічних працівників (ІТР) приймається у розмірі 8 %, службовців 5 %, охорона 3 % від загального числа працівників.

Всі тимчасові приміщення на будгенплані пересувного або контейнерного типу. На будгенплані всі тимчасові споруди пронумеровані і прив'язані до будгенплану.

Також на будгенплані обов'язково показуються лінії тимчасового водопостачання і тимчасова електромережа, каналізація. Всі ці лінії також прив'язуються до будгенплану.

У даному проекті найбільше число робітників на об'єкті – 58, середнє значення числа робітників – 18 чоловік.

Таблиця 5.4 Відомість тимчасових споруд на будівництві

№ п/п	Найменування тимчасових споруд	Чисельність працівників	Норма в м <sup>2</sup> на 1 працівн.	Розрахункова площа, м <sup>2</sup>	Прийнята площа	Розміри в плані
1.	Вбиральні	58	0,5-0,6	34,8	36	6x6
2.	Душові з переддушовою	58	0,82	47,56	50	10x5
3.	Сушарки	58	0,2	11,6	12	3x4
4.	Туалети	58	0,07-0,14	8,12	9	3x3
5.	Приміщення для обігріву	58	0,1	5,8	6	2x3
6.	Комната приймання	58	0,25	14,5	16	4x4
7.	їжки	58	1/4	14,5	16	4x4
8.	Контори Диспетчерська	58	1/7	8,3	9	3x3

#### 5.4.6 Тимчасове водопостачання об'єкту будівництва

Проектування тимчасового водопостачання для потреб будівництва окремого об'єкту зводиться до наступного:

- визначення сумарної розрахункової витрати води  $Q_{\text{общ}}$ , л/с
- встановлюють джерело води і його місцезнаходження
- наносять на будгенплан мережу тимчасового водопроводу і визначають діаметр труб на введенні на майданчик.

Сумарна розрахункова витрата води  $Q_{\text{общ}}$  (л/с) знаходиться за формулою:

$$Q_{\text{общ}} = Q_{\text{пр}} + Q_{\text{хоз}} + Q_{\text{прот}},$$

де  $Q_{\text{пр}}$ ,  $Q_{\text{хоз}}$ ,  $Q_{\text{прот}}$  – відповідно витрати води на виробничі, господарські, протипожежні потреби (л/с).

Витрата води на виробничі потреби  $Q_{\text{пр}}$  (л/с) визначається:

$$Q_{\text{пр}} = \frac{1,2k_1}{8,2 \cdot 3600} \sum Pq_1 = 0,000065 \sum Pq_1,$$

де 1,2 – коефіцієнт на невраховані витрати води,

$k_1$  – годинний коефіцієнт нерівномірності водоспоживання (для виробничих потреб  $k_1 = 1,6$ ),

$P$  – змінний об'єм робіт, для якого споживається вода,

$q_1$  – норма витрати води на одиницю об'єму робіт.

Відповідно до календарного плану  $P$ ,  $q_1$  визначаємо для внутрішньої штукатурки і облицювання, а також підготовки під підлоги і улаштування підлоги, коли готується розчин і бетон. Т.к всі ці роботи виконуються одночасно, якщо враховувати захватки на яких ведеться будівництво у формулу підставляємо суму перемножування  $Pq_1$ .

$$Q_{\text{пр}} = 0,000065 \cdot 19692,3 = 1,27 \text{ л/с.}$$

Витрата води на господарські потреби  $Q_{\text{хоз}}$  (л/с) визначається:

$$Q_{\text{хоз}} = \frac{N_p}{3600} \left( \frac{q_2 k_2}{8,2} + q_3 k_3 \right),$$

де  $N_p$  – число працівників на майданчику,

$q_2$  – норма вжитку води на 1 чоловіка в зміну (для майданчика з каналізацією 20...25 л і без каналізації 10...15 л),

$k_2$  – годинний коефіцієнт нерівномірності водоспоживання на господарські потреби  $k_2 = 2,7$ ;

$q_3$  – норма вжитку води на прийом одного душу  $q_3 = 30 \text{ л}$ ;

$k_3$  – коефіцієнт враховуючий працівників, які користуються душем в загальній чисельності  $k_3 = 0,3...0,4$ .

Число робітників приймається по максимуму графіку використання робітників. Знаючи, що кількість ІТР, службовців, охорони приблизно складає 16% від загальної чисельності працівників, отримаємо число працівників на майданчику:

$$N_p = \frac{N}{0,84} = \frac{58}{0,84} = 69,05 \approx 70 \text{ чел}$$

$$Q_{\text{хоз}} = \frac{90}{3600} \left( \frac{20 \cdot 2,7}{8,2} + 30 \cdot 0,4 \right) = 0,353 \text{ л/с.}$$

На протипожежні потреби приймаємо 10 л/с.

$$Q_{\text{общ}} = 1,27 + 0,353 + 10 = 11,623 \text{ л/с.}$$

Діаметр водопровідних труб визначається лише на введенні на будівельний майданчик:

$$d = 35,69 \sqrt{\frac{Q_{\text{общ}}}{V}} \text{ (мм)}$$

де  $V$  – швидкість руху води в трубі (для тимчасового водопостачання приймається  $V = 1,5 \dots 2 \text{ м/с}$ )

$$d = 35,69 \sqrt{\frac{11,623}{1,8}} = 90,65 \text{ (мм)} \approx 100 \text{ мм,}$$

Набуте значення  $d$  округляється до найближчого діаметру згідно сортаменту.

Приймаємо трубу діаметром 100 мм.

#### 5.4.7 Тимчасове енергопостачання об'єкту будівництва

Проектування тимчасового енергопостачання об'єкту будівництва виконується в такому порядку:

- встановлюємо основних споживачів електроенергії;
- підраховуємо необхідну потужність по всіх споживачів;
- визначаємо джерело електроенергії;
- підбираємо знижувальний трансформатор;
- проектуємо тимчасову електромережу.

Необхідна потужність трансформатору знаходиться по формулі:

$$P = 1,1 \left( \sum \frac{P_c K_1}{\cos \varphi_1} + \sum \frac{P_T K_2}{\cos \varphi_2} + \sum P_{обK_3} + \sum_1 P_{он} \right) \text{ кВа,}$$

де: 1.1 – коефіцієнт, що враховує втрати потужності в мережі;

$P_c$  – потужність силових споживачів;

$P_T$  – потужність для технологічних потреб;

$P_{об}$  – потужність пристроїв внутрішнього освітлення;

$P_{он}$  – потужність пристроїв зовнішнього освітлення;

$K_1, K_2, K_3$  – коефіцієнти попиту, залежні від числа споживачів;

$\cos \varphi_1, \cos \varphi_2$  – коефіцієнти потужності для силових і технологічних

навантажень.

Ведемо розрахунок в табличній формі.

Таблиця 5.5 Розрахунок потребуємої електричної потужності

№ п/п	Найменування споживачів	Од. виміру	Кіл-ть.	Потужність на од. кВа	Потужність усіх спож. кВа	Коеф-т попиту К	Коеф-т потужності $\cos \varphi$	Необхідна потужність кВа
<b>1. Силові споживачі</b>								
1.	Розчиномішалки	шт	2	15,6	31,2	0,35	0,52	21,0
2.	Вібратор	шт	1	0,55	0,55	0,7	0,5	0,77
3.	Компресори, насоси, вентилятори	шт	8	2,34	18,72	0,7	0,8	16,09
4.	зварювальний агрегат	шт	2	4,8	9,6	0,35	0,6	6,4
					$\sum \frac{P_c K_1}{\cos \varphi_1} = 43,75 \text{ кВа}$			
1.	Зовнішнє освітлення території	м <sup>2</sup>	9237	0,0004	3,693	1,0	1,0	3,693
2.	Освітлення проїздів	м <sup>2</sup>	920	0,005	4,6	1,0	1,0	4,6
3.	Охоронне освітлення	м <sup>2</sup>	300	0,0015	0,45	1,0	1,0	0,45
					$\Sigma = 8,743 \text{ кВа}$			
1.	Внутрішнє освітлення Тимчасові будівлі	м <sup>2</sup>	160	0,015	2,4	0,8	1,0	1,92
2.	Складські приміщення	м <sup>2</sup>	822	0,002	1,644	0,8	1,0	1,315
3.	Канторські приміщення	м <sup>2</sup>	46	0,015	0,69	0,8	1,0	0,552
					$\Sigma = 3,782 \text{ кВа}$			

Разом:  $\Sigma \approx 57 \text{ кВа}$

$P = 1,1 \cdot 57 = 62,7 \text{ кВа}$

Джерелом електроенергії на будівельному майданчику є діюча електрична мережа.



В цьому випадку необхідно підібрати знижувальний трансформатор. Приймаємо знижувальний трансформатор СКТП – 100 –6(10) 0,4 з потужністю до 100 кВа.

#### 5.4.8 Заходи щодо охорони праці і техніки безпеки для будгенплану

Для працюючих на об'єкті відповідно до [21] ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека в будівництві» передбачені наступні вимоги і правила, які враховані на будгенплані.

Позначені зони дії вантажопідйомного крану, у тому числі і небезпечні, умови роботи в яких вимагають особливого забезпечення безпеки працюючим і які позначені відповідними застережливими знаками («Увага! Небезпечна зона!»).

Санітарно-побутові приміщення і приміщення для відпочинку працюючих, а також автомобільні і пішохідні дороги розташовані за межами небезпечних зон.

Організація будівельного майданчика забезпечує безпеку праці робітників на всіх етапах виробництва.

До монтажу конструкцій і супутніх йому робіт допускають робітників після проходження ними ввідного інструктажу, в процесі якого їх знайомлять з основними правилами безпечного ведення робіт з врахуванням специфічних особливостей даної споруди.

До монтажних і зварювальних робіт допускають монтажників і зварювальників-верхолазів, що мають довідку про медичний огляд, який вони проходять 2 рази в рік. До робіт верхолазів допускають монтажників, що мають розряд не нижче 4-го і стаж не менше одного року.

Всі робітники, що беруть участь в монтажних роботах, повинні носити каски, що оберігають від травм при падінні предметів з верхніх монтажних горизонтів; при роботі на висоті вони повинні надівати запобіжні пояси, якими прикріплюються до міцно встановлених елементів конструкцій.

В цілях створення необхідних умов для безпечного виробництва робіт на будівельному майданчику мають бути попереджувальні написи, виділені небезпечні

зони, огорожені пройоми, а робочі місця при виробництві робіт у вечірній і нічний час – досить освітлені при найменшому нормативі освітленості – 30 лк.

Правильно експлуатувати монтажний кран. Для забезпечення стійкості крану його необхідно встановити на надійне і ретельно вивірену основу. Кран має бути забезпечений автоматичним пристроєм для обмеження вантажопідйомності, а його канати повинні періодично перевірятися.

При вітрі більше 6 балів припиняти монтажні роботи, зв'язані із застосуванням крану, а також на висоті і у відкритому місці.

Велика увага при монтажі має бути приділена електрозварювальним роботам, оскільки при виконанні їх окрім небезпеки поразки струмом існує і пожежна небезпека. Забороняється вести зварку під дощем, під час грози, сильного снігопаду і вітрі (більше 5 м/с). Зварювальник повинен працювати у спецодягу.

Заборонено перебування робітників на конструкціях під час їх переміщення. Заборонено знаходження робітників під переміщуваними елементами. Заборонено залишати заготовки на вісу під час перерв.

На території санітарно-побутових приміщень розташований щит з пожежогасящим інвентарем. На території будівництва знаходяться пожежний гідрант на відстані 2 м від дороги.

## ТЕХНІКО - ЕКОНОМІЧНІ ПОКАЗНИКИ

Таблиця 5.6 Техніко-економічні показники проекту

№ п/п	Найменування показників	Од. вим.	Показники
1	Тривалість будівництва за ДСТУ Б А.3.1-22:2013 «Визначення тривалості будівництва об'єктів» за проектом	міс. міс.	9 10
2	Загальна трудомісткість	чол-дн	3497,28
3	Максимальна кількість робітників	чол	58
4	Середня кількість робітників	чол	18
5	Площа будівлі	м <sup>2</sup>	3215
6	Будівельний об'єм будівлі	м <sup>3</sup>	32950

## *6. ОХРАНА ПРАЦІ І ТЕХНІКА БЕЗПЕКИ У БУДІВНИЦТВІ*

*Дипломник: Братушенко В. О.*

*Консультант: доц. Файзуліна О.А.*

## 6.1 Особливості забезпечення безпеки при будівництві

Діюча система охорони праці (трудове законодавство, виробнича санітарія і техніка безпеки) забезпечує належні умови праці робітникам-будівельникам, підвищення культури виробництва, безпеку робіт і їх полегшення, що сприяє підвищенню продуктивності праці. Створення безпечних умов праці в будівництві тісно пов'язане з технологією і організацією виробництва.

У будівництві керуються ДБН, ДСТУ, відомчими нормами, що містять перелік заходів, які забезпечують безпечні методи виробництва будівельних і монтажних робіт. Допуск до роботи зновприйнятих робітників здійснюється після проходження ними загального інструктажу по техніці безпеки, а також інструктажу безпосередньо на робочому місці. Окрім цього, робітники вчаться безпечним методам робіт протягом трьох місяців з дня вступу, після чого отримують відповідні посвідчення. Перевірка знань робітників техніки безпеки проводиться щороку.

Відповідальність за безпеку робіт покладена в законодавчому порядку на технічних керівників будівництв - головних інженерів і інженерів по охороні праці, виробників робіт і будівельних майстрів. Керівники будівництва зобов'язані організувати планування заходів щодо охорони праці і протипожежної техніки і забезпечити проведення цих заходів у встановлені терміни.

Всі заходи щодо охорони праці здійснюються під безпосереднім державним наглядом спеціальних інспекцій (держтехнагляду, гірською, газовою, санітарною, технічною і пожежною).

## 6.2. Заходи щодо охорони праці і техніки безпеки при будівництві

### 6.2.1 Виробництво земляних робіт

Виробництво земляних робіт можна починати після того, як буде встановлено, що на ділянках будівництва немає підземних комунікацій, а якщо вони є, необхідно отримати від відповідних організацій дозвіл на виробництво земляних робіт. Особливу увагу слід приділити роботам поблизу електрокабелів і високонапірних трубопроводів.

При розробці виїмок екскаваторами останні необхідно встановлювати для роботи на спланованому місці, ходові частини закріплювати прокладкою башмаків під колеса або підклинюванням гусениць.

Всі машини обладнуються сигналізацією, яка відома всім робітникам, що знаходиться в забої. У темний час доби дороги, забій і земельновозні дороги мають бути освітлені. Забороняється знаходження людей під стрілою екскаваторів і в робочих зонах інших землерийних машин.

При розробці ґрунту буропідривним способом і засобами гидромеханізації необхідно дотримувати спеціальні вимоги по охороні праці і техніці безпеки.

### 6.2.2 Виробництво будівельно-монтажних робіт

При виробництві будівельно-монтажних робіт слід строго дотримувати вимоги ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека у будівництві», керуватися "Правилами пристрою і безпечної експлуатації вантажопідйомних кранів", а також правилами техніки безпеки, затвердженими органами державного нагляду.

Будівельна організація зобов'язана за участю замовника і субпідрядних організацій розробити і затвердити заходи щодо техніки безпеки і виробничої санітарії, обов'язкові для всіх організацій, що беруть участь в будівництві.

Перед початком робіт має бути складений акт-допуск, підписаний відповідальним виконавцем і замовником в якому мають бути визначені робочі зони, ділянки монтажу будівельних конструкцій і міри по забезпеченню безпеки виконання робіт.

До будівельно-монтажних робіт дозволяється приступати лише за наявності проекту виробництва робіт, в якому мають бути розроблені всі заходи щодо забезпечення техніки безпеки, а також виробничої санітарії. Цей проект має бути погоджений із службами техніки безпеки будівельних організацій. При виробництві робіт необхідно дотримувати вимоги норм "Процеси виробничі. Загальні вимоги безпеки" і передбачати технологічну послідовність виробничих операцій так, щоб

попередня операція не була джерелом виробничої небезпеки при виконанні подальших.

Розташування тимчасових і постійних транспортних доріг, мереж електропостачання, кранів, механізованих установок, складських майданчиків і інших пристроїв повинно строго відповідати вказівкам в проекті виробництва робіт. На території будівництва мають бути встановлені покажчики проїздів і проходів.

Небезпечні зони слід захищати або виставляти на їх межах попереджувальні написи і сигнали, видимі в денний і нічний час.

Проходи в котловани з ухилом більш  $20^\circ$  мають бути обладнані драбинами або сходами шириною не менше 0,6 м з поручнями заввишки не менше 1 м. У темний час доби окрім обгороджування мають бути виставлені світлові сигнали.

При виникненні на будівельному майданчику небезпечних умов роботи (зсуви, осідання основи під будівельними лісами, обрив електродолів) люди мають бути негайно виведені з небезпечних зон, а небезпечні місця огорожені.

Металеві частини (корпуси, конструкції) будівельних машин і механізмів з електроприводом мають бути заземлені.

Робота і переміщення будівельних машин поблизу лінії електропередачі повинні вироблятися під безпосереднім керівництвом інженерно-технічного працівника, за наявності наряду-допуску.

Установка стріловидних кранів повинна вироблятися так, щоб при роботі між поворотною частиною крану при будь-якому його положенні і будовою, штабелями вантажів і іншими предметами було не менше 1 м.

Всі заходи, що відносяться до роботи монтажних механізмів, у кожному конкретному випадку мають бути погоджені зі всіма учасниками будівництва, службами техніки безпеки, а також інспекцією Держміськтехнагляду.

Швидкість руху автотранспорту біля будівельних об'єктів не повинна перевищувати 10 км/год, а на поворотах і в робочих зонах кранів – 5 км/год.

Складування будівельних конструкцій і виробів на висоті не повинно перевищувати норм, передбачених главою ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека у будівництві» [21].

### 6.2.3 Виробництво обробних робіт

Техніка безпеки при штукатурних роботах.

Ліси і подмости для штукатурних робіт повинні відповідати проекту, навантаження на них не повинні перевищувати допустимих, а робочі настили, сходи і переходи слід захищати поручнями.

Розчинонасоси і розчиноводи перед початком роботи оглядають і опробують. В процесі їх дії стежать, щоб тиск не перевищував паспортний. Розбирати, ремонтувати і чистити розчинонасоси і розчиноводи можна лише після зняття тиску. Промивати і продувати шланги слід з особливою обережністю. Штукатури, що працюють з форсунками і соплами, мають бути зв'язані звуковою або світловою сигналізацією з операторами розчинонасосів.

При нанесенні розчину механічним засібом, а також в процесі ручного набризгу мають бути надіті захисні окуляри. При вживанні пилоподібних терпких речовин і фарбників штукатурки, окрім окулярів, повинні мати респіратори.

Внутрішні штукатурні роботи, а також виправлення обштукатурених поверхонь (стін, стель) у разі потреби виробляють, як правило, з пересувних столиків і підмостей, а в сходових клітках – із спеціальних підмостей (столиків), що мають різну довжину опорних стійок. Зовнішні штукатурні роботи здійснюють, як правило, з металевих трубчастих або дерев'яних лісів.

Для будівель великої висоти застосовують і підвісні ліси і люльки. В деяких випадках зовнішні укоси будівель обштукатурюють з випускних лісів або настилів, виступаючих з проїомів. При обштукатурюванні фасадів будівель заввишки до трьох поверхів застосовують пересувні вежі. При штукатурних роботах не можна використовувати для підмащування випадкові предмети (прилади опалювання, раковини, бочки).

Приміщення, які обштукатурюють в зимовий період, якщо неможливо використовувати систему опалювання, просушують спеціальними нагрівальними приладами (калориферами, газовими горілками, електрокалориферами або повітрянагрівачами, що працюють на рідкому паливі).

Застосовувати для сушки і обігріву приміщень мангали, жаровні, бочки або інші ємкості, наповнені коксом, що горить, або вугіллям, що виділяє в приміщення продукти згорання палива, забороняється. Відстань між газовим калорифером і газовим балоном має бути не менше 1,5 м, а від балона до електропроводів – 1 м. При експлуатації електричних калориферів дотримують правила безпеки при роботі електричних установок. У просушуваних приміщеннях рекомендується знаходитися не більше 3 ч в день.

Техніка безпеки при малярних роботах.

При виготовленні фарбувальних складів і фарбуванні необхідно оберегатися від токсичності фарбників і розчинників. Особливо потрібно бути обережним при роботі з фарбами, приготованими на свинцевих або мідних пігментах.

Малярні роботи усередині приміщень, починаючи з висоти 1,1 м від перекриття або рівня землі, слід виконувати лише з міцно встановлених інвентарних підмостей. Зовнішні малярні роботи по обробці фасадів, ферм і інших конструкцій виконують з інвентарних лісів або люльок. При невеликій висоті застосовують пересувні телескопічні вежі. Не можна виконувати малярні роботи одночасно в двох рівнях по вертикалі без улаштування захисного настилу.

Малярні роботи усередині приміщень із застосуванням шкідливовпливаючих складів виконують при відкритих вікнах, не допускаючи при цьому протягів, або за наявності вентиляції, що забезпечує не менше чим двократний обмін повітря протягом 1 ч.

У місцях вживання нітрофарб і інших лакофарбних матеріалів і складів, створюючих вибухонебезпечні пари, забороняється вживання вогню або дії, які визивають іскроутворювання. Електропроводка в цих приміщеннях має бути знеструмлена або влаштована у вибухобезпечному виконанні.

У приміщеннях, свіжопофарбованих масляними фарбами або нітрофарбами, забороняється знаходитися більше 4 ч, палити і працювати з використанням вогню.

Працівники, які піддаються дії шкідливих або отруйних речовин, через кожні три місяці проходять медичний огляд.



При фарбуванні будівельних конструкцій і закритих ємкостей перхлорвініловими лаками користуються протигазами, при цьому необхідно дотримувати правила протипожежної безпеки. Після закінчення робіт ці фарби зливають в спеціальні бачки, що закриваються.

При попередній підготовці поверхонь шліфуванням, згладжуванням і іншими методами, а також при очищенні конструкцій застосовують шлеми, захисні окуляри і респіратори. Робітників, що використовують електричні щітки і шліфувальні апарати, забезпечують гумовими рукавичками, а в сирих місцях – гумовими чобітьми або галошами. При виробництві малярних робіт робітників забезпечують спецодягом, захисними окулярами з щільною оправою і респіраторами.

#### 6.2.4 Виробництво покрівельних робіт

Виробництво робіт по улаштуванню покрівельних покриттів з водоізоляційним килимом з бітумних і бітумно-полімерних матеріалів і ремонту рулонних кровель повинні проводитися відповідно до вимог [21] ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека у будівництві».

До робіт по улаштуванню і ремонту кровель допускаються особи не молодше 21 років, які пройшли попередній і періодичний медичні огляди відповідно до вимог Мінздраву України; професійну підготовку; ввідний інструктаж по безпеці праці, пожежній і електробезпеці, що мають наряд-допуск.

Роботи по укладанню всіх шарів покриття повинні вироблятися лише при використанні засобів індивідуального захисту (ЗІЗ).

Допуск робітників до виконання покрівельних робіт вирішується після огляду виконробом або майстром спільно з бригадиром основи, парапету і визначення, при необхідності, місць і способів надійного закріплення страхувальних пристосувань покрівельників.

Робочі місця мають бути вільними від сторонніх предметів, будівельного сміття і зайвих будівельних матеріалів.

Зона можливого падіння зверху матеріалів, інструментів і сміття з будівлі, на якій виробляються покрівельні роботи, має бути огорожена. На обгороджуванні небезпечної зони вивішують попереджувальні написи.

Роботи, що виконуються на відстані менше 2 м від межі перепаду висот рівного або більше 3 м, слід виконувати після установки тимчасових або постійних захисних обгороджувань.

За відсутності цих обгороджувань роботи слід виконувати із застосуванням запобіжного поясу, при цьому місця закріплення карабіна запобіжного поясу мають бути вказані в проекті виробництва робіт.

Розміщувати на даху матеріали допускається лише в місцях, передбачених проектом виробництва робіт, з вживанням заходів проти їх падіння, у тому числі від дії вітру.

На робочих місцях запас матеріалів не повинен перевищувати змінної потреби.

Вживання матеріалів, що не мають вказівок і інструкції по техніці безпеки і пожежної безпеки, не допускається.

Інструменти повинні забиратися з кровлі по закінченню кожної зміни.

Виконання робіт на кровлі під час ожеледі, туману, що виключає видимість в межах фронту робіт, грози, вітру із швидкістю 15 м/с і більш не допускаються.

При роботі на даху з ухилом більш 20° або на краю даху при менших ухилах покрівельник забезпечується запобіжним поясом, який закріплюється канатом з карабіном за надійні конструкції.

Роботи по улаштуванню карнизних звісів, підвісних жолобів, поясів, водостічних труб ведуться з підмостей.

Робочі місця і проходи не повинні захищуватися в цілях виключення травматизму, а також повинні мати достатнє освітлення. Всі отвори і монтажні пройми в кровлі під час роботи мають бути закладені і огорожені. Механізми і установки при напрузі 36 В мають бути заземлені.

При користуванні ножицями для різання металів вільну руку слід тримати подалі від ріжучих частин, а відрізаний шматок відгинати так, щоб не поранити

робочу руку задирками. Молоток повинен міцно сидіти на рукоятці, щоб він не зіскакував при ударі.

### 6.3 Техніка безпеки при монтажі металевих конструкцій

На ділянці, де ведуться монтажні роботи, не допускається виконання інших робіт і знаходження сторонніх осіб.

При зведенні будівель і споруд не виконуються роботи, пов'язані із знаходженням людей в одній секції (захватці, ділянці), на поверхах (ярусах), над якими виконуються переміщення, установка і тимчасове закріплення елементів збірних конструкцій або устаткування.

Способи строповки елементів конструкцій і устаткування забезпечують їх подачу до місця установки в положенні, близькому до проектного.

Очищення елементів конструкцій, що підлягають монтажу, від бруду і наледі виконується до їх підйому.

Строповка конструкцій виконується вантажозахватними засобами, що забезпечують можливість дистанційної розстроповки з робочого горизонту у випадках, коли висота до замку вантажозахватного засобу перевищує 2 м.

Елементи монтуємих конструкцій під час переміщення стримуються від розгойдування і обертання гнучкими відтяжками.

Не допускається перебування людей на елементах конструкцій під час їх підйому або переміщення.

Під час перерв в роботі не допускається залишати підняті елементи конструкцій і устаткування на вазі.

Розчалування для тимчасового закріплення монтуємих конструкцій, як правило, прикріплюють до надійних опор (фундаментів, якорям і тому подібне). Кількість розчалувань, їх матеріали і переріз, способи натягнення і місця закріплення встановлені проектом виробництва робіт.

Розчалування розташовані за межами габаритів руху транспорту і будівельних машин. Розчалування не доторкуються гострих кутів інших конструкцій. Перегин розчалувань в місцях зіткнення їх з елементами інших

конструкцій допускається лише після перевірки міцності і стійкості цих елементів під впливом зусиль від розчалувань.

Для переходу монтажників з однієї конструкції на іншу застосовують інвентарні сходи, перехідні містки і трапи, що мають обгороджування.

Відповідальними особами не допускається перехід монтажників по встановлених конструкціях і їх елементах (фермам, ригелям і тому подібне), на яких неможливо встановити обгороджування, що забезпечує ширину проходу відповідно до норм, без вживання спеціальних запобіжних пристосувань (надійно натягнутого уздовж ферми або ригеля каната для закріплення карабіна запобіжного поясу і ін.).

Встановлені в проектне положення елементи конструкцій або устаткування закріплюються так, щоб забезпечувалася їх стійкість і геометрична незмінність.

Розстроповка елементів конструкцій, встановлених в проектне положення, виконується після постійного або тимчасового надійного їх закріплення. Переміщення встановлених елементів конструкцій після їх розстроповки, за винятком випадків, обгрунтованих проектом виконання робіт, не допускається.

Не допускається виконувати монтажні роботи на висоті у відкритих місцях при швидкості вітру 15 м/с і більш при ожеледиці, грозі або тумані, що виключає видимість в межах фронту робіт. Роботи по переміщенню і установці вертикальних панелей і подібних ним конструкцій з великою парусністю слід припиняти при швидкості вітру 10 м/с і більш.

Не допускається знаходження людей під монтуємими елементами конструкцій і устаткування до установки їх в проектне положення і закріплення.

При необхідності знаходження працюючих під монтуємими конструкціями, а також на конструкціях, повинні здійснюватися спеціальні заходи, що забезпечують безпеку працюючих.

Навісні монтажні майданчики, сходи і інші пристосування, необхідні для роботи монтажників на висоті, встановлюють і закріплюють на монтуємих конструкціях до їх підйому.

При виробництві монтажних робіт не допускається використовувати для закріплення технологічного і монтажного оснащення устаткування і трубопроводи,

а також технологічні і будівельні конструкції без узгодження з особами, відповідальними за правильну їх експлуатацію.

До виконання монтажних робіт встановлений порядок обміну умовними сигналами між особою, керівним монтажем, і машиністом (мотористом). Всі сигнали подаються лише одною особою (бригадиром монтажної бригади, ланковим, такелажником-стропальником), окрім сигналу "Стоп", який може бути поданий будь-яким працівником, що відмітив явну небезпеку.

Вантажопідйомність гальмівних лебідок і поліспастів, вживаних при насуванні (пересуванні) конструкцій і устаткування, дорівнює вантажопідйомності тягових.

Монтаж конструкцій кожного подальшого ярусу (ділянки) будівлі або споруди виробляється лише після надійного закріплення всіх елементів попереднього ярусу (ділянки) згідно з проектом.

Навісні металеві сходи заввишки більше 5 м повинні відповідати нормам і в деяких місцях захищені металевими дугами з вертикальними зв'язками і надійно прикріплені до конструкції або до устаткування. Під'їм робітників по навісних сходях на висоту більше 10 м допускається в тому випадку, якщо сходи обладнані майданчиками відпочинку не рідше чим через кожних 10 м по висоті.

При монтажі ділянок будівлі з декількома ярусами, кожен подальший ярус каркаса монтується лише після установки огорожуючої конструкції або тимчасових обгороджувань на попередньому ярусі.

В процесі монтажу конструкцій або споруд монтажники знаходяться на раніше встановлених і надійно закріплених конструкціях або засобах підмоцнення.

На захватці, в якій ведеться монтаж конструкції будівлі, не допускається користуватися вантажопасажирським підйомником безпосередньо під час переміщення елементів конструкції.

Забарвлення і антикорозійний захист конструкцій і устаткування у випадках, коли вони виконуються на будівельному майданчику, виробляють, як правило, до їх підйому на проектну відмітку. Після підйому забарвлення або антикорозійний захист виробляють лише в місцях стиків або з'єднань конструкцій.

Розпаковування і розконсервація підмета устаткування, яке буде монтуватися, виробляється в зоні, відведеній відповідно до проекту виробництва робіт, і здійснюється на спеціальних стелажах або підкладках заввишки не менше 100 мм.

Укрупнювальна збірка і до виготовлення конструкцій і устаткування, які будуть монтуватися, (нарізка різьблення на трубах, гнутті труб, підгонка стиків і тому подібні роботи) виконуються, як правило, на спеціально призначених для цього місцях.

В процесі виконання складальних операцій поєднання отворів і перевірка їх збігу у монтуємих деталях повинні вироблятися з використанням спеціального інструменту (конусних облямовувань, складальних пробок і ін.). Перевіряти збіг отворів у монтуємих деталях пальцями рук не допускається.

При монтажі устаткування в умовах вибухонебезпечного середовища застосовується інструмент, пристосування і оснащення, що унеможливають іскроутворення.

При монтажі устаткування застосовуються заходи для унеможливлення мимовільного або випадкового його включення.

При переміщенні конструкцій або устаткування декількома підймальними або тяговими засобами унеможливлено перевантаження будь-якого з цих засобів за допомогою запасу потужності використовуваного механізму.

При переміщенні конструкцій або устаткування відстань між ними і виступаючими частинами змонтованого устаткування або інших конструкцій по горизонталі не менше 1 м, по вертикалі - 0,5 м.

Кути відхилення від вертикалі вантажних канатів і поліспастів вантажопідйомних засобів в процесі монтажу не перевищують величину, вказану в паспорті, затвердженому в проекті або технічних умовах на цей вантажопідйомний засіб.

## 6.4 Обов'язки адміністрації будівельних організацій по охороні праці

В обов'язки адміністрації будівельних організацій по охороні праці входять: дотримання правил охорони праці, здійснення заходів щодо техніки безпеки і виробничої санітарії; розробка перспективних планів і угод колективних договорів відносно поліпшення і оздоровлення умов праці; забезпечення працюючих спецодягом, спецвзуттям, засобами індивідуального захисту; проведення інструктажів і навчання працівників правилам техніки безпеки; організація пропаганди безпечних методів праці, забезпечення будівельних об'єктів плакатами, попереджувальними написами і т. п.; організація навчання і щорічної перевірки знань, правив і норм охорони праці інженерно-технічного персоналу; проведення медичних оглядів осіб, зайнятих на роботах з підвищеною небезпекою і шкідливими умовами; розслідування всіх нещасних випадків і профзахворювань, що сталися на виробництві, а також їх облік і аналіз; ведення документації і перевірка встановленої звітності по охороні праці; видання наказів і розпоряджень за напрямками охорони праці.

Загальне керівництво робіт по техніці безпеки і виробничої санітарії, а також відповідальність за її стан покладається на керівників (начальників і головних інженерів) будівельних організацій.

Вступний (загальний) інструктаж відносно безпечних методів робіт проводиться зі всіма робітниками і службовцями, які поступають в будівельну організацію (незалежно від професії, посади, загального стажу і характеру майбутньої роботи).

Мета ввідного інструктажу - ознайомити нових працівників загальним правилам техніки безпеки, пожежної безпеки, виробничої санітарії, надання долікарської допомоги і поведінки на території будівництва, з питаннями профілактики виробничого травматизму, а також із специфічними особливостями роботи на будівельному майданчику.

Ввідний інструктаж, як правило, проводиться інженером по техніці безпеки. Програма ввідного інструктажу розробляється з врахуванням місцевих умов і

специфіки роботи на будівництві і затверджується головним інженером будівельної організації.

Інструктаж на робочому місці проводять зі всіма робітниками, прийнятими в будівельну організацію, а також переведеними з інших ділянок або будівельних управлінь, перед допуском до самостійної роботи по безпечних методах і прийомах робіт і пожежної безпеки безпосередньо на робочому місці.

Первинний інструктаж проводиться керівником робіт (майстром, виконавцем робіт, начальником ділянки), в підпорядкуванні якого направлений робітник. Мета інструктажу - ознайомити робітника з виробничою обстановкою і вимогами безпеки при виконанні отриманої роботи.



## *7. ЕКОНОМІКА БУДІВНИЦТВА*

*Дипломник: Братушенко В. О.*

*Консультант: доц. Жусь О.Н.*

## ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПІСКА

## Спеціалізоване плодосховище

Будівництво розташоване на території м. Миколаїв.

Кошторисна документація складена із застосуванням:

- Ресурсних елементних кошторисних норм на будівельні роботи (ДСТУ Б Д.2.2-2012);
- Ресурсних елементних кошторисних норм на земляні роботи (СОУ Д.2.2-32287238-001:2009);
- Ресурсних елементних кошторисних норм на будівельні роботи (ДСТУ Б Д.2.2 - 2012);

Вартість матеріальних ресурсів і машино-годин прийнято за регіональними поточними цінами станом на дату складання документації та за усередненими даними Держбуду України.

Загальновиборничі витрати розраховані відповідно до усереднених показників Додатка Б до ДСТУ-Н Б Д.1.1-3-2013.

При складанні розрахунків інших витрат прийняті такі нарахування:

- |   |         |             |
|---|---------|-------------|
| 1. Усереднений показник ліміту коштів на зведення та розбирання титульних тимчасових будівель і споруд (С15 = 1), ДСТУ Б Д.1.1-1-2013 п.5.8.11          | 3,00000 | %           |
| 2. Усереднений показник ліміту коштів на додаткові витрати при виконанні будівельних робіт у зимовий період (К = 0,9), ДСТУ Б Д.1.1-1-2013 Дод. К п. 26 | 0,90000 | %           |
| 3. Кошти на утримання служби замовника (включаючи витрати на технічний нагляд), ДСТУ Б Д.1.1-1-2013 Дод. К п. 44  | 2,50    | %           |
| 4. Вартість проектних робіт, ДСТУ Б Д.1.1-1-2013 Дод. К п. 49   | 0,83    | %           |
| 5. Показник витрат на покриття ризику, пов'язаного з проектною документацією, ДСТУ Б Д.1.1-1-2013 п.5.8.16  | 4,50    | %           |
| 6. Кошти на покриття витрат, пов'язаних з інфляційними процесами, визначені з розрахунку закінчення будівництва у ..                                    |         |             |
| 7. Прогнозний рівень інфляції в будівництві першого року будівництва, коефіцієнт, ДСТУ Б Д.1.1-1-2013 п.5.8.16  | 1,043   |             |
| 8. Усереднений показник для визначення розміру кошторисного прибутку, ДСТУ Б Д.1.1-1-2013 п.5.8.16  | 6,20    | грн./люд.-г |
| 9. Усереднений показник для визначення розміру адміністративних витрат, ДСТУ Б Д.1.1-1-2013 п.5.8.16  | 1,60    | грн./люд.-г |

Загальна кошторисна трудомісткість

Нормативна трудомісткість робіт, яка передбачається у прямих витратах

Загальна кошторисна заробітна плата

Середньомісячна заробітна плата на 1 робітника в режимі повної зайнятості:

Тарифна сітка для будівельних, монтажних і ремонтних робіт при середньомісячній нормі тривалості робочого часу 166,83 люд.-г та розряді робіт 3,8

Тарифна сітка для робіт на керуванні та обслуговуванні будівельних машин та механізмів при середньомісячній нормі тривалості робочого часу 166,83 люд.-г та розряді робіт 3,8

116,23972	тис.люд.-г
97,026	тис.люд.-г
2299,565	тис.грн.
3400,00	грн.
2721,00	грн.

Спеціалізоване плодосховище

**Локальний кошторис на будівельні роботи № 2-1-1**  
на загальнобудівельні роботи  
Спеціалізоване плодосховище

Основа:  
креслення (специфікації) №

Кошторисна вартість  
Кошторисна трудомісткість  
Кошторисна заробітна плата  
Середній розряд робіт

16761,1 тис. грн.  
50,48431 тис.люд.-год.  
1036,602 тис. грн.  
3,3 розряд

Складений в поточних цінах станом на "19 січня" 2019 р.

№ п/п	Обґрунтування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.			Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.-год.	
					Всього	експлуатації машин	в тому числі заробітної плати	Всього	заробітної плати	експлуатації машин	не зайнятих обслуговуванням машин	тих, що обслуговують машини
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
1	ДЕ1-12-2	Планування площ бульдозером New Holland D 180 LGR потужністю 152 кВт [204 к.с.] при робочому ході в двох напрямках	1000 м2	1564	40,97	40,97 6,80	64077	-	64077 10635	0,3078	- 481,4	
2	Е1-150-2	Розпушення ґрунтів бульдозерами-розпушувачами на тракторі потужністю 79 кВт [108 к.с.] при глибині розпушення до 0,35 м і довжині ділянки до 200 м	1000м3	1,564	480,50	480,50 90,84	752	-	752 142	-	- 6,62	
3	ДЕ1-6-2	Розробка ґрунту з навантаженням на автомобілі-самоскиди екскаватором одноковшевим New Holland MN CITY з ковшем місткістю 1,4 м3, ґрунт 2 групи	1000 м3	1,128	4698,16	4698,16 962,11	5300	-	5300 1085	-	- 50,38	

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
4	E7-1-6	Укладання фундаментів під колони при глибині котлована до 4 м, маса конструкцій до 3,5 т	100шт	0,6	<u>234428,99</u> 5409,31	<u>12900,68</u> 4014,32	140657	3246	<u>7740</u> 2409	<u>278,4</u> 202,8782	<u>167,04</u> 121,73
5	E1-169-2	Розробка ґрунту вручну в котлованах з переміщенням пересувними транспортерами, група ґрунтів 2	100м3	0,543	<u>3307,74</u> 2781,54	<u>526,20</u> 343,59	1796	1510	<u>286</u> 187	<u>171,7</u> 19,3934	<u>93,23</u> 10,53
6	E1-27-2	Засипка траншей і котлованів бульдозерами потужністю 59 кВт [80 к.с.] з переміщенням ґрунту до 5 м, група ґрунтів 2	1000м3	3,97	<u>1501,66</u> -	<u>1501,66</u> 326,33	5962	-	<u>5962</u> 1296	<u>-</u> 17,673	<u>-</u> 70,16
7	E1-134-1	Ущільнення ґрунту пневматичними трамбівками, група ґрунтів 1, 2	100м3	39,7	<u>619,28</u> 339,29	<u>279,99</u> 83,44	24585	13470	<u>11115</u> 3313	<u>18,36</u> 5,1175	<u>728,89</u> 203,16
8	E9-17-2	Монтаж колон одноповерхових і багатоповерхових будівель і кранових естакад висотою до 25 м суцільного перерізу масою до 3,0 т	т	70,4	<u>16358,67</u> 184,76	<u>293,23</u> 87,62	1151650	13007	<u>20643</u> 6168	<u>9,28</u> 4,4616	<u>653,31</u> 314,1
9	E9-23-1	Монтаж вертикальних зв'язок у виаляді ферм для прогонів до 24 м при висоті будівлі до 25 м	т	71,1	<u>19895,74</u> 1519,83	<u>550,48</u> 160,66	1414587	108060	<u>39139</u> 11423	<u>80,16</u> 7,8576	<u>5699,38</u> 558,68
10	E7-13-7	Укладання в одноповерхових будівлях і спорудах плит покриття довжиною до 6 м, площею до 20 м2, при масі кроквяних і підкроквяних конструкцій до 10 т, при висоті будівель до 25 м	100шт	2	<u>230653,45</u> 7875,94	<u>11203,27</u> 3300,90	461307	15752	<u>22407</u> 6602	<u>400,2</u> 171,6704	<u>800,4</u> 343,34
11	E8-7-6	Мурування перегородок неармованих з цегли керамічної товщиною в 1/2 цегли при висоті поверху понад 4 м	100м2	3,569	<u>22886,93</u> 2943,46	<u>728,47</u> 234,48	81683	10505	<u>2600</u> 837	<u>146,15</u> 13,3468	<u>521,61</u> 47,63
12	E9-38-1	Монтаж стель підвісних комбінованих сталевих з облицюванням алюмінієвими листами	100м2	0,313	<u>35096,38</u> 7872,00	<u>2791,73</u> 718,91	10985	2464	<u>874</u> 225	<u>400</u> 35,4107	<u>125,2</u> 11,08
13	ЕН10-18-2	Установлення віконних блоків зі спареними рамами у кам'яних стінах житлових і громадських будівель при площі прорізу більше 2 м2	100м2	1,3494	<u>91267,72</u> 3625,65	<u>624,24</u> 194,17	123157	4892	<u>842</u> 262	<u>184,23</u> 9,1866	<u>248,6</u> 12,4

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
14	ЕН10-26-1	Установлення дверних блоків у зовнішніх і внутрішніх прорізах кам'яних стін, площа прорізу до 3 м2	100м2	0,9571	182724,98 2780,83	1599,14 497,42	174886	2662	1531 476	139,67 23,5338	133,68 22,52
15	Е9-46-1	Монтаж каркасів воріт великопрогонових будівель, ангарів та ін. без механізму відкривання	т	0,7	27348,39 1444,69	2916,00 777,00	19144	1011	2041 544	66,24 32,7836	46,37 22,95
16	ЕН11-2-9	Улаштування підстиляючих бетонних шарів	м3	3293	1234,93 103,12	0,92 0,23	4066624	339574	3030 757	5,58 0,0139	18374,94 45,77
17	ЕН11-14-3	Улаштування підлоги бетонної, що виконується методом вакуумування, товщиною 200 мм	100м2	49,36	17137,33 1186,52	882,33 92,40	845899	58567	43552 4561	56,88 4,39	2807,6 216,69
18	ЕН11-28-2	Улаштування покриттів із плиток керамічних багатокольорових на цементному розчині	100м2	5,184	12648,26 3077,88	28,90 21,45	65569	15956	150 111	160,39 1,2489	831,46 6,47
19	Е12-20-1	Улаштування пароізоляції обклеювальної в один шар	100м2	45,2	2696,18 499,11	33,01 9,49	121867	22560	1492 429	24,49 0,4915	1106,95 22,22
20	Е12-18-5	Устройство теплоізоляції	100м2	45,2	57529,88 844,67	358,63 106,21	2600351	38179	16210 4801	47,4 5,5893	2142,48 252,64
21	Е9-42-1	Монтаж покрівельного покриття з профільованого листа при висоті будівлі до 25 м	100м2	45,2	94761,83 961,65	707,57 188,87	4283235	43467	31982 8537	50,72 9,3275	2292,54 421,6
22	ЕН15-46-9	Високоякісне штукатурення цементно-вапняним розчином по каменю і бетону стін механізованим способом	100м2	15,34	7164,69 3160,50	147,33 120,51	109906	48482	2260 1849	147 8,2925	2254,98 127,21
23	ЕН15-152-7	Високоякісне фарбування казенними розчинами стін всередині приміщень по підготовленій поверхні	100м2	80,99	802,31 700,54	0,22 0,19	64979	56737	18 15	32,12 0,0111	2601,4 0,9
24	ЕН15-155-1	Вапняне фарбування фасадів з риштувань з підготовленим поверхні	100м2	28,07	318,38 182,24	1,11 0,96	8937	5115	31 27	9,26 0,0555	259,93 1,56
25	ЕН15-206-1	Скління сталевих стінових рам промислових будівель склом віконним	100м2	0,192	27724,35 1326,31	4,68 4,01	5323	255	1 1	71,77 0,2331	13,78 0,04
26	Е31-18-1	Улаштування асфальтового вимощення на щебеневій основі товщиною 20 см	100м2	5,172	38174,35 862,29	178,73 52,57	197438	4460	924 272	49,33 2,6621	255,13 13,77

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
		Разом прямі витрати по кошторису					16068458	809931	284959		42158,9
		Разом будівельні роботи, грн.					16068458		66964		3385,55
		в тому числі:									
		вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.					14973568				
		всього заробітна плата, грн.					876895				
		Загальновиробничі витрати, грн.					692642				
		трудоємність в загальновиробничих витратах, люд.год.					4939,86				
		заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.					159707				
		<b>Всього будівельні роботи, грн.</b>					<b>16761100</b>				
		-----									
		<b>Всього по кошторису</b>					<b>16761100</b>				
		<b>Кошторисна трудоємність, люд.год.</b>					<b>50484,31</b>				
		<b>Кошторисна заробітна плата, грн.</b>					<b>1036602</b>				

Склав

\_\_\_\_\_  
[посада, підпис ( ініціали, прізвище )]

Перевірів

\_\_\_\_\_  
[посада, підпис ( ініціали, прізвище )]

Спеціалізоване плодосховище

Форма № 1

**Локальний кошторис на будівельні роботи № 2-1-2**  
на внутрішні санітарно-технічні роботи  
Спеціалізоване плодосховище

Основа:  
креслення (специфікації) №

Кошторисна вартість 3565,535 тис. грн.  
Кошторисна трудомісткість 48,66759 тис.люд.-год.  
Кошторисна заробітна плата 1068,308 тис. грн.  
Середній розряд робіт 3,9 розряд

Складений в поточних цінах станом на "19 січня" 2019 р.

№ п/п	Об'єкт вання (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.			Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.-год.	
					Всього	експлуатації машин	в тому числі заробітної плати	Всього	заробітної плати	експлуатації машин	не зайнятих обслуговуванням машин	всього
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
1	T_укр показники	Вентиляція	100м3	294	1973,94	47,22	580338	173672	13883	28,9	8496,6	
2	T_укр показники	Водопостачання	100м3	294	590,72	28,82	345573	110097	8473	1,41	414,54	
3	T_укр показники	Каналізація	100м3	294	1175,42	26,94	1921096	572092	7920	17	4998	
					374,48	15,74			4628	0,17	49,98	
					6534,34	162,25			47702	95,2	27988,8	
					1945,89	104,65			30767	5,12	1505,28	
		Разом прямі витрати по кошторису					2847007	855861	69505		41483,4	
		Разом будівельні роботи, грн.					2847007		43868		1969,8	
		в тому числі:										
		вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.					1921641					
		всього заробітна плата, грн.					899729					
		Загальновиборничі витрати, грн.					718528					
		трудомісткість в загальновиборничих витратах, люд.год.					5214,39					
		заробітна плата в загальновиборничих витратах, грн.					168579					
		<b>Всього будівельні роботи, грн.</b>					<b>3565535</b>					

2 Програмний комплекс АВК-5 (3.0.2)

- 2 -

36\_СД\_ЛС1\_2-1-2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
		---	---	---	---	---					
		<b>Всього по кошторису</b>					<b>3565535</b>				
		<b>Кошторисна трудомісткість, люд.год.</b>					<b>48667,59</b>				
		<b>Кошторисна заробітна плата, грн.</b>					<b>1068308</b>				

Склав

\_\_\_\_\_ [посада, підпис ( ініціали, прізвище )]

Перевірив

\_\_\_\_\_ [посада, підпис ( ініціали, прізвище )]



Спеціалізоване плодосховище

Форма № 1

**Локальний кошторис на будівельні роботи № 2-1-3**  
на внутрішні електро-монтажні роботи  
Спеціалізоване плодосховище

Основа:  
креслення (специфікації) №

Кошторисна вартість  
Кошторисна трудомісткість  
Кошторисна заробітна плата  
Середній розряд робіт

502,619 тис. грн.  
8,99218 тис.люд.-год.  
194,655 тис. грн.  
3,8 розряд

Складений в поточних цінах станом на "19 січня" 2019 р.

№ п/п	Обґрунтування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.			Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.-год.	
					Всього	експлуатації машин	в тому числі заробітної плати	Всього	заробітної плати	експлуатації машин	не зайнятих обслуговуванням машин	тих, що обслуговують машини
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
1	T_укр показники	Електрооснащення	1000м3	30,104	8400,84	354,04	252899	104605	10658	170	5117,68	
2	T_укр показники	Диспетчерський зв'язок	1000м3	30,104	3474,80	141,24	64982	28934	4252	6,91	208,02	
3	T_укр показники	Пожарна сигналізація	1000м3	30,104	2158,57	70,45	53240	24613	2121	48	1444,99	
					961,12	20,85			628	1,02	30,71	
					1768,54	50,94			1533	40	1204,16	
					817,60	15,74			474	0,77	23,18	
		Разом прямі витрати по кошторису					371121	158152	14312		7766,83	
		Разом будівельні роботи, грн. в тому числі:					371121		5354		261,91	
		вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.					198657					
		всього заробітна плата, грн.					163506					
		Загальновиборничі витрати, грн.					131498					
		Трудомісткість в загальновиборничих витратах, люд.год.					963,44					
		заробітна плата в загальновиборничих витратах, грн.					31149					
		<b>Всього будівельні роботи, грн.</b>					<b>502619</b>					

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
		-----		-----		-----					
		<b>Всього по кошторису</b>		-----		-----	<b>502619</b>				
		<b>Кошторисна трудомісткість, люд.год.</b>		-----		-----	<b>8992,18</b>				
		<b>Кошторисна заробітна плата, грн.</b>		-----		-----	<b>194655</b>				

Склав

\_\_\_\_\_  
[посада, підпис ( ініціали, прізвище )]

Перевірив

\_\_\_\_\_  
[посада, підпис ( ініціали, прізвище )]

**ОБ'ЄКТНИЙ КОШТОРИС № 2-1**

на будівництво : Спеціалізоване плодосховище

Кошторисна вартість об'єкта 20829,254 тис.грн.  
 Кошторисна трудомісткість 108,14408 тис.люд.-год.  
 Кошторисна заробітна плата 2299,565 тис.грн.  
 Вимірник одиничної вартості Тис. м3  
 Будівельні обсяги 29,400 тис. м3

Складений в поточних цінах станом на 19 січня 2019 р.

№ п/п	Номери кошторисів і кошторисних розрахунків	Найменування робіт і витрат	Кошторисна вартість, тис.грн.				Кошторисна трудомісткість, тис. люд.-год.	Кошторисна заробітна плата, тис. грн.	Показники одиничної вартості
			будівельних робіт	устаткування, меблів та інвентарю	всього				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	
1	Л. кошторис. 2-1-1	на загальнобудівельні роботи	16761,100	-	16761,100	50,48431	1036,602	570,105	
2	Л. кошторис. 2-1-2	на внутрішні санітарно-технічні роботи	3565,535	-	3565,535	48,66759	1068,308	121,277	
3	Л. кошторис. 2-1-3	на внутрішні електро-монтажні роботи	502,619	-	502,619	8,99218	194,655	17,096	
		Всього:	20829,254	-	20829,254	108,14408	2299,565	708,478	

Головний інженер проекту  
 ( Головний архітектор проекту)

\_\_\_\_\_ [підпис, ( ініціали, прізвище )]

Начальник відділу

\_\_\_\_\_ [підпис, ( ініціали, прізвище )]

Склав

\_\_\_\_\_ [підпис, ( ініціали, прізвище )]

Перевірив

\_\_\_\_\_ [підпис, ( ініціали, прізвище )]

( назва організації, що затверджує )

### Затверджено

Зведений кошторисний розрахунок у сумі 30707,524 тис. грн.  
В тому числі зворотних сум 93,732 тис. грн.

( посилання на документ про затвердження )

" " 20 р.

## ЗВЕДЕНИЙ КОШТОРИСНИЙ РОЗРАХУНОК ВАРТОСТІ ОБ'ЄКТА БУДІВНИЦТВА №

### Спеціалізоване плодосховище

Складений в поточних цінах станом на 19 січня 2019 р.

№ п/п	Номери кошторисів і кошторисних розрахунків	Найменування глав, будинків, будівель, споруд, лінійних об'єктів інженерно-транспортної інфраструктури, робіт і витрат	Кошторисна вартість, тис. грн.			
			будівельних робіт	установлення, меблів та інвентарю	інших витрат	загальна вартість
1	2	3	4	5	6	7
1	2-1	<b>Глава 2. Об'єкти основного призначення</b> Спеціалізоване плодосховище	20829,254	-	-	20829,254
		<b>Разом по главі 2:</b>	20829,254	-	-	20829,254
		<b>Разом по главах 1-7:</b>	20829,254	-	-	20829,254
2	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 п.5.8.11	<b>Глава 8. Тимчасові будівлі і споруди</b> Кошти на зведення та розбирання тимчасових будівель і споруд виробничого та допоміжного призначення, передбачених проектом (робочим проектом)	624,878	-	-	624,878
		<b>Разом по главі 8:</b>	624,878	-	-	624,878
		<b>Разом по главах 1-8:</b>	21454,132	-	-	21454,132

1	2	3	4	5	6	7
3	ДСТУ Б Д. 1.1-1:2013 Дод. К п. 26	<b>Глава 9. Кошти на інші роботи та витрати</b> Додаткові витрати при виконанні будівельних робіт у зимовий період (1X0,9)%	193,087	-	-	193,087
		<b>Разом по главі 9:</b>	193,087	-	-	193,087
		<b>Разом по главах 1-9:</b>	21647,219	-	-	21647,219
4	ДСТУ Б Д. 1.1-1:2013 Дод. К п. 44	<b>Глава 10. Утримання служби замовника</b> Кошти на утримання служби замовника (включаючи витрати на технічний нагляд) (2,5 %)	-	-	541,180	541,180
		<b>Разом по главі 10:</b>	-	-	541,180	541,180
5	ДСТУ Б Д. 1.1-1:2013 Дод. К п. 49	<b>Глава 12. Проектно-вишукувальні роботи та авторський нагляд</b> Вартість проектних робіт	-	-	179,672	179,672
6	ДСТУ Б Д. 1.1-1:2013 Дод. К п. 50	Вартість експертизи проектної документації (K=1,1)	-	-	32,062	32,062
7	ДСТУ Б Д. 1.1-1:2013 Дод. К п. 51	Кошти на здійснення авторського нагляду	-	-	-	-
		<b>Разом по главі 12:</b>	-	-	211,734	211,734
		<b>Разом по главах 1-12:</b>	21647,219	-	752,914	22400,133
		<b>Кошторисний прибуток (П)</b>	720,686	-	-	720,686
		<b>Кошти на покриття адміністративних витрат будівельних організацій (АВ)</b>	-	-	185,984	185,984
		<b>Кошти на покриття ризику всіх учасників будівництва</b>	974,125	-	33,881	1008,006
		<b>Кошти на покриття додаткових витрат, пов'язаних з інфляційними процесами</b>	-	-	-	-
		<b>Разом</b>	23342,030	-	972,779	24314,809

1	2	3	4	5	6	7
		<b>Податки, збори, обов'язкові платежі, встановлені чинним законодавством і не враховані складовими вартості будівництва (крім ПДВ)</b> У тому числі: - Єдиний податок за ставкою 5%	-	-	1274,794	1274,794
	Розрахунок N П-137 ДСТУ Б.Д.1.1-1:2013 п.5.8.16	<b>Податок на додану вартість (ПДВ) (20 %)</b>	-	-	1274,794	1274,794
		<b>Всього по зведеному кошторисному розрахунку</b>	23342,030	-	7365,494	30707,524
		<b>Зворотні суми</b> У тому числі: - від тимчасових будівель і споруд(15 %)	-	-	-	93,732
			-	-	-	93,732

Керівник проектної організації \_\_\_\_\_

Головний інженер проекту  
(Головний архітектор проекту) \_\_\_\_\_

Керівник відділу \_\_\_\_\_

2 Програмний комплекс АВК-5 (3.0.2)

- 2 -

36\_СД\_ССР

Всього за зведеним кошторисним розрахунком:  
у тому числі:

будівельні роботи -	30707,524	тис.грн.
вартість устаткування -	23342,030	тис.грн.
інші витрати -	-	тис.грн.
податок на додану вартість -	2247,573	тис.грн.
Вартість 1мЗ	5117,921	тис.грн.
	1044,474	грн

Примітка:

1. Дані про структуру кошторисної вартості будівництва наведені у документі "Підсумкові вартісні параметри".

Склав:

Перевірів:

## Література

1. ДБН В.2.6-31:2006 «Будівельна кліматологія і геофізика» – [чинні від 2007-01-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2006. (Державні будівельні норми України).
2. ДБН В.2.5-28-2006 «Природне і штучне освітлення» – [чинні від 2007-01-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2006. (Державні будівельні норми України).
3. ДБН 2.01.2005 «Протипожежні норми» – [чинні від 2006-01-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2006. (Державні будівельні норми України).
4. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1:2010. Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1993-1-1:2005, IDT). – Київ : Мінрегіон, 2011. – 150 с.
5. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3:2012. Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-3. Загальні правила. Додаткові правила для холодноформованих елементів і профільованих листів (EN 1993-1-3:2006 IDT). – Київ : Мінрегіон, 2012. – 220 с.
6. Э. Уэй «Расчет элементов из стальных холодноформованных профилей в соответствии с Еврокодом 3» / Э. Уэй, М. Хейвуд, Н.А. Беляев, С.И. Билык, А.С. Билык / - К., УЦСС, 2015. – 100 с.
7. Семко В.А. «Расчет несущих и ограждающих конструкций из стальных холодноформованных профилей в соответствии с Еврокодом 3» / В.А. Семко / - К., УЦСС, 2015. – 143 с.
8. ДБН В.2.6 – 198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. – [чинні від 2015-01-01]. – К.: Мінрегіон України, 2014. – 199 с. (Державні будівельні норми України).
9. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування. – [чинні від 2007-01-01]. – К.: Мінбуд України, 2006. – 75 с. (Державні будівельні норми України).
10. Інтернет-ресурс <https://www.uscc.ua> (Український центр сталевих будівництва).



11. ДБН В.2.6 – 198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. – [чинні від 2015-01-01]. – К.: Мінрегіон України, 2014. – 199 с. (Державні будівельні норми України).
12. Нілов О.О. «Металеві конструкції» / О.О. Нілов, В.О. Пермяков, О.В. Шимановський, С.І.Білик, І.Д. Белов, Л.І. Лавриненко, В.О. Володимирський / – К.: Сталь, 2010. – 869 с.
13. Методичні вказівки «Проектування сталевих ферм» – О.: ОДАБА, 2015.
14. ДБН В.2.1-10-2018 «Основи і фундаменти будівель і споруд. Основні положення» – [чинні від 2018-01-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2018. (Державні будівельні норми України).
15. Методичні вказівки «Проектування фундаментів» – О.: ОДАБА, 2016.
16. ДСТУ-Н Б В.2.1-28:2013 «Настанова щодо проведення земляних робіт, улаштування основ та спорудження фундаментів» – [чинні від 2014-01-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2014. (Державний стандарт України).
17. ДСТУ Б В.2.6-170:2014 "Несучі та огорожувальні конструкції» – [чинні від 2015-01-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2015. (Державний стандарт України).
18. Методичні вказівки «Технологія будівельного виробництва» – О.: ОДАБА, 2014.
19. ДБН А.3.1-5:2016 «Організація будівельного виробництва» – [чинні від 2016-01-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2016. (Державні будівельні норми України).
20. ДСТУ Б В.2.6-200:2014 «Конструкції металеві будівельні. Вимоги до монтажу» – [чинні від 2015-01-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2015. (Державний стандарт України).
21. ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення» – [чинні від 2010-01-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. (Державні будівельні норми України).
22. Методичні вказівки «Організація будівельного виробництва» – О.: ОДАБА, 2016.
23. ДСТУ Б А.3.1-22:2013 «Визначення тривалості будівництва об'єктів» – [чинні від 2014-01-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2014. (Державний стандарт України).