

# ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА

до дипломної роботи

**магістра**

(освітньо-кваліфікаційний рівень)

на тему: Проект складського приміщення в Тернополі з дослідженням  
напружено-деформівного стану перфорованих балок підкранових шляхів

Виконав: студент 6 курсу, групи МБм-61

напряму підготовки (спеціальності) 192«Будівництво

та цивільна інженерія»

(шифр і назва напряму підготовки, спеціальності)

Дубина П.Б.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Керівник

к.т.н., доц. Баран Д.Я.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Нормоконтроль

ст. викл. Данильченко С.М.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Рецензент

Кошалко С.А.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Міністерство освіти і науки України  
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя  
(повне найменування вищого навчального закладу)

Факультет інженерії машин, споруд та технологій

Кафедра будівельної механіки

Освітньо-кваліфікаційний рівень магістр

Напрямок підготовки 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

(шифр і назва)

Спеціальність \_\_\_\_\_

(шифр і назва)

**ЗАТВЕРДЖУЮ**

Завідувач кафедри будівельної механіки

к.т.н., доц. Ковальчук

Я.О.

«\_\_\_\_\_»

2019 р.

**ЗАВДАННЯ**

**НА ДИПЛОМНУ РОБОТУ СТУДЕНТУ**

Дубина Павло Богданович

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема проекту Проект складського приміщення в Тенополі з дослідженням  
напружено-деформованого стану перфорованих балок підкранових шляхів

Керівник проекту к.т.н., доц. Баран Д.Я.

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

Затверджені наказом по університету від «\_\_\_\_\_» \_\_\_\_\_ 2019 року № \_\_\_\_\_

2. Термін подання студентом проекту \_\_\_\_\_

3. Вихідні дані до проекту \_\_\_\_\_

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити)  
Архітектурний розділ, Розрахунково-конструктивний, Основи і фундаменти, Організаційно-технологічна частина, Наукова частина, Спеціальна частина, Охорона праці, Екологія

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень, слайдів)  
Фасади, розрізи, плани, вузли, схеми організації робіт, технологічні карти.

### 6. Консультанти розділів проекту

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Організаційно-економічна частина	д.е.н. доц., Мельник Л.М.		
Охорона праці	к.т.н. доц., Каспрук В.Б.		
Безпека в надзвичайних ситуаціях	ст. викл. Стручок В.С.		
Екологія	к.т.н. доц., Лясота О.М.		
Спеціальна частина	к.т.н. доц., Баран Д.Я,		

### 7. Дата видачі завдання

### КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів дипломного проекту	Термін виконання етапів проекту	Примітка
1.	Архітектурно-будівельна частина		
2.	Розрахунково-конструктивний розділ		
3.	Організаційно – технологічна частина		
4.	Наукова частина		
5.	Спеціальна частина		
6.	Організаційно-економічна частина		
7.	Охорона праці		
8.	Безпека в надзвичайних ситуаціях		
9.	Екологія		
10.	Висновки		
11.	Графічне оформлення креслень		

Студент \_\_\_\_\_  
(підпис)

Дубина П.Б.  
\_\_\_\_\_  
(прізвище та ініціали)

Керівник проекту \_\_\_\_\_  
(підпис)

Баран Д.Я,  
\_\_\_\_\_  
(прізвище та ініціали)

<b>1.</b>	<b>Архітектурно-будівельна частина</b>
1.1	Загальна характеристика ділянки.....
1.1.1.	Географічне положення ділянки. Кліматичні умови.....
1.1.2	Транспортні зв'язки Екологічний вплив на оточуюче середовище.....
1.2.	Генеральний план.....
1.2.1.	Обґрунтування прийнятого рішення.....
1.2.2.	ТЕП генерального плану.....
1.3.	Об'ємно-планувальне рішення.....
1.3.1.	Характеристика функціонального процесу.....
1.3.2.	Опис прийнятого рішення та його обґрунтування.....
1.3.3.	Опис прийнятого рішення та його обґрунтування.....
1.4.	Конструктивні рішення.....
1.4.1.	Несучі конструкції. Обґрунтування їх вибору.....
1.4.2.	Огороджуючі конструкції. Обґрунтування прийнятих конструкцій.....
1.4.3.	Теплотехнічний розрахунок стіни.....
1.4.4.	Матеріали для зведення будівлі. Обґрунтування їх вибору.....
1.5.	Архітектурно-художнє рішення будівлі.....
1.6.	Санітарно-технічне обладнання.....
<b>2.</b>	<b>Розрахунково-конструктивна частина</b>
2.1.	Розбивка сітки колон будівлі.....
2.2.	Компоновка поперечної рами.....
2.3.	Розрахунок та конструювання підвісної балки кранового шляху.....
2.3.1.	Визначення навантажень від кранів.....
2.3.2.	Статичний розрахунок балки.....
2.4.	Підбір перерізу балки.....
2.4.1.	Перевірка міцності.....
2.4.2.	Перевірка місцевої стійкості стінки.....
2.4.3.	Перевірка напружень зсуву у шві.....
2.4.4.	Перевірка місцевої стійкості стінки.....
2.4.5.	Розрахунок болтів прикріплення балки.....
2.5.	Розрахунок та конструювання прогонів.....
2.6.	Розрахунок крокв'яної ферми.....
2.6.1.	Збір навантажень на ферму.....
2.6.2.	Статичний розрахунок ферми.....
2.6.3.	Підбір перерізів стержнів ферми.....
2.6.4.	Розрахунок і конструювання проміжних вузлів ферми.....
2.6.4.1.	Розрахунок вузла №2.....
2.6.4.2.	Розрахунок вузла №3.....
2.6.4.3.	Розрахунок вузла №4.....
2.6.4.4.	Розрахунок вузла №11.....
2.6.4.5.	Розрахунок вузла №12.....
2.7.	Розрахунок опорних вузлів.....
2.7.1	Розрахунок вузла №1.....

2.7.2	Розрахунок вузла №10.....
2.8.	Розрахунок монтажних вузлів ферми.....
2.8.1.	Розрахунок нижнього монтажного вузла.....
2.8.2.	Розрахунок верхнього монтажного вузла.....
2.9.	Інженерно – геологічні умови будівельного майданчика.....
2.10.1.	Встановлення повних назв ґрунтів, визначення повних фізичних характеристик ґрунтів.....
2.10.2.	Висновки та рекомендації.....
2.11.	Визначення навантажень на фундаменти.....
2.12.	Визначення глибини закладання фундаменту.....
2.13.	Визначення розмірів подошви фундаментів.....
2.13.1.	Фундамент під колону крайнього ряду.....
2.13.2.	Фундамент під колону середнього ряду.....
2.14.	Визначення осідання фундаменту методом пошарового підсумування.....
<b>3.</b>	<b>Технологія та організація будівельного виробництва</b>
3.1.	Нормативна тривалість будівництва.....
3.2.	Проектування календарного плану виконання робіт.....
3.2.1.	Підрахунок обсягів робіт та визначення працездатності, маншноемності і заробітної плати.....
3.2.2.	Методи виконання окремих будівельних робіт.....
3.2.3.	Вибір монтажного крану для монтажу конструкцій.....
3.3.	Технологічна карта на монтаж колон.....
3.3.1.	Галузь застосування.....
3.3.2.	Технологія та організація будівельних робіт.....
3.3.3.	Техніко-економічні показники технологічної карти.....
3.4.	Розробка календарного плану.....
3.5.	Матеріально-технічні ресурси.....
3.6.	Показники для проектування буд генплану.....
3.6.1.	Будівлі адміністративного та санітарно – побутового призначення.....
3.6.2.	Приоб'єктні склади.....
3.6.3.	Водопостачання будівельного майданчика.....
3.6.4.	Електрозабезпечення будівельного майданчика.....
3.7.	Теп.....
<b>4.</b>	<b>Спеціальна частина</b>
4.1.1	Господарсько-економічна характеристика району будівництва...
4.1.2.	Описання прийнятих до розгляду варіантів.....
4.1.3.	Капітальні вкладення в базу.....
4.1.4	Капітальні вкладення на виготовлення металевих конструкцій
4.1.5	Капітальні вкладення на придбання транспортних засобів для перевезення конструкцій.....
4.1.6	Капітальні вкладення на придбання монтажних засобів (кранів).....
4.1.7.	Річні експлуатаційні витрати.....
4.1.8.	Приведені витрати.....
4.1.9.	Аналіз і обґрунтування вибору варіантів для подальшого проектування.....

<b>5.</b>	<b>Науково-дослідна частина</b>
5.1.	Теоретичні дослідження можливості використання перфорованих елементів в балках кранових шляхів.....
5.2.	Оптимізація перерізів пружних перфорованих двотаврів із умови міцності.....
5.3.	Оптимізація міцності сталі перфорованого двотавра мінімальної маси із умови жорсткості.....
5.4.	Техніко-економічне порівняння варіантів прокатних балок.....
5.5.	Висновки.....
<b>6.</b>	<b>Обґрунтування економічної ефективності</b>
<b>7.</b>	<b>Охорона праці та цивільний захист</b>
7.1.	Охорона праці.....
7.1.1.	Техніка безпеки та пожежна безпека на будівельному майданчику .....
7.1.2.	Захисне заземлення .....
7.2.	Безпека в надзвичайних ситуаціях.....
7.2.1.	Оцінка стійкості об'єкта будівництва до впливу ударної хвилі ядерного вибуху і заходи щодо підвищення стійкості.....
7.2.2.	Оцінка масштабу, розмірів втрат та інших наслідків можливої НС на об'єкті будівництва.....
<b>8.</b>	<b>Екологія.....</b>
8.1	Екологічні проблеми будівельної галузі.....
8.2	Забруднення довкілля при зведенні складського приміщення....
	Висновки.....
	Список літератури.....

## Вступ

Сучасні технології науки і техніки використовуючи системний підхід, що охоплює весь життєвий цикл кожної інженерної споруди –дизайн і проектування, будівництво, експлуатацію, дають змогу суттєво заощадити на вартості будівельних виробів та деталей.

Таким чином знижується вартість споруди, немає необхідності, зменшується навантаження на сировинну базу і як наслідок зменшується термін окупності будівлі вцілому.

Питанню дослідженню будівельних конструкцій на сьогоднішній день приділяють велику увагу. Великий вклад у вивчення металевих конструкцій внесли: К.П. Большаков, В.Н. Васильєв, В.А. Вінокуров, А.І. Голоднов, А.Г. Грігорьянц, В.С. Ігнат'єва, А.А. Казіміров, Б.С. Касаткін, Л.М. Лобанов, А.Я. Недосека, Г.А. Ніколаєв, Н.О. Окерблом, Е.О. Патон та інші.

Комп'ютерному моделюванню конструкцій присвячені роботи – О.С. Городецького, С.Ф. Клованича, О.В. Перельмутера .

**Мета роботи:** Розробка проекту складського приміщення з дослідженням напружено-деформівного стану перфорованих балок підкранових шляхів

**Об'єкт дослідження** – перфоровані балки підкранових шляхів.

**Предмет дослідження** – зниження вартості перфорованих балок підкранових шляхів .

**Завдання дослідження:**

- розробити об'ємно-планувальні та архітектурно-конструктивні рішення, виконати теплотехнічний розрахунок огорожувальних конструкцій;

- виконати розрахунок та конструювання металевих елементів каркасу відповідно до навантажень;

- розрахувати та запроектувати фундаменти відповідно до інженерно-геологічних умов;

- розробити будівельний генеральний план, технологічну карти на монтаж колон металевого каркасу, календарний графік будівництва;

- розробити заходи по охороні праці, цивільному захисту населення при пожежі та зменшенню негативного впливу будівництва спортивного комплексу на навколишнє середовище;

- визначити критерії зниження вартості перфорованих балок підкранових шляхів .

**Методи дослідження** – аналіз літературних джерел, аналітично-розрахункові.



## **РОЗДІЛ 1**

### **Архітектурно-будівельна частина**

## 1.1. Загальна характеристика ділянки

### 1.1.1. Географічне положення ділянки. Кліматичні умови

Ділянка під будівництво складу розташована із східного боку території комбайнового заводу у місті Тернопіль.

З півдня до складу продукції прибудовані приміщення адміністративно – побутового корпусу цеху склотари (II система). З заходу до складу прибудовані приміщення цеху склотари та складу продукції, що реконструюється.

Температурний режим забудови характеризується:

- середньорічна температура зовнішнього повітря:  $t_{сер.р} = +6.8^{\circ}C$  ;

- середня температура повітря найбільш холодного місяця (січня):

$$t_{сер.х} = -5.7^{\circ}C ;$$

- середня температура повітря найбільш теплого місяця:  $t_{сер.л} = +18.9^{\circ}C$  ;

- абсолютна мінімальна температура за останні 50 років спостережень:

$$t_{min} = -25^{\circ}C ;$$

- абсолютна максимальна температура за останні 50 років спостережень:

$$t_{max} = +28^{\circ}C ;$$

Вітрові впливи характеризуються середньою швидкістю вітру по напрямках і повторюваністю (в %) по румбах. Ці характеристики наведені в додатку 4([20]).

### 1.1.2. Транспортні зв'язки

На території складу існують склади різного призначення. До більшості них підведені залізничні колії, які мають вихід на залізничну магістраль між м. Тернопіль і м. Львів.

Поблизу заводу йде транспортна магістраль на Київ, а також на Мозир. Таким чином, завод має транспортні зв'язки з усіма регіонами України.

Склад безпосередньо має під'їзні шляхи, естакаду, що забезпечує безпосередній зв'язок з виробничими корпусами та складами. Зі складом межує транспортний коридор для зв'язку з цехами та адміністративно-побутовим корпусом.

Енергетичне забезпечення виробництва виконується ГПП 110/10 кВ, розташованої на території заводу. Водопостачання з міської мережі.

Таким чином, обрана площадка для будівництва вигідна тим, що поряд з нею розташовані майже всі необхідні мережі зв'язку: зовнішній транспортний зв'язок і зв'язок з цехом склотари через транспортний коридор.

### **1.1.3. Інженерно-геологічні та гідрогеологічні умови будівництва**

Інженерно-геологічні та гідрогеологічні умови будівельного майданчика будуть наведені в розділі III.

## **1.2. Генеральний план**

### **1.2.1. Обґрунтування прийнятого рішення**

Будівля, що проектується, розташована на ділянці довгим боком паралельно напрямку на північ. Будівля зводиться методом прибудови до існуючих споруд: півдня—до адміністративно-побутового корпусу цеху склотари ( II система), а заходу до цеху склотари (II система).

З заходу, поза цехом склотари є залізнична вітка, зі сходу —дорога з площадкою для вантажних автомобілів та тимчасового складування матеріалів. На критерію, відведена під будівлю є в'їзд ззовні, далі проїжджа дорога йде по круговій схемі і існує другий в'їзд. Вздовж проїзних доріг передбачені пішохідні доріжки.

Ухили автошляхів поперек осі прийняти  $i=0,03$ .

### **1.2.2. ТЕП генерального плану**

До основних показників генерального плану відносяться:

1. Площа ділянки.....	22000 м <sup>2</sup> ;
2. Площа забудови.....	10115 м <sup>2</sup> ;
3. Площа заощення.....	12200 м <sup>2</sup> ;
4. Площа озеленення.....	7040 м <sup>2</sup> .

## **1.3.Об'ємно-планувальне рішення**

### **1.3.1. Характеристика функціонального процесу**

Споруда, що проектується, призначена для складування та відпуску готової продукції заводу, вмістимістю 580 млн. умовних банок в рік. Також в складі

зберігаються піддони, плівка та картон, вогнетриви. Зв'язок з цехом склотари здійснюється через транспортний коридор шириною 6 м. Вогнетриви зі складу електрокарами підвозять в зал цеху склотари. Розвантаження та складування здійснюється підвісними кранами вантажопідйомністю  $Q_{кр} = 2\text{т}$ .

### 1.3.2.Опис прийнятого рішення та його обґрунтування

В залежності від об'єму продукції, що підлягає зберіганню та складуванню приймаємо розміри в плані 144х60 м, висоту до низу крокв'яних конструкцій 9.6 м. Будівля має 6 прольотів довжиною 24 м. В кожному прольоті встановлюється підвісний кран вантажопідйомністю  $Q_{кр} = 2\text{т}$ , двох пролітний. Крок колон 6 м. в торці будівлі встановлюють фахверкові колони через 6 м. Всі прольоти розділені протипожежними перегородками, товщиною 80 мм на окремі склади. Між складами передбачено встановлення воріт 1,8х2,4 м, а також з кожного складу назовні передбачено відсувні ворота 3х3 м і двері 0,91х2,1 м. Допоміжні приміщення - теплопункт та приміщення електрозасувок розміщені на відмітці 0.000 і перекриваються на відмітці +3,000 залізобетонною плитою. Товщина цегляних стін допоміжних приміщень 250 мм. Зі сторони транспортного коридору стіна виконана цегляна, товщиною 380 мм, і передбачено встановлення двохстворчатих воріт 3х3 м.

На випадок евакуації використовуються ворота, рівномірно розміщені по периметру.

Будівля відноситься до II класу відповідальності і відповідає ступеню вогнестійкості Па.

### 1.3.3.Розрахунок освітленості приміщень

Розрахунок освітленості виконується для 16-ти точок, які розташовані по осі 12 (вздовж поперечного перерізу будівлі). Нормативні значення коефіцієнта природної освітленості (КЕО [25]), приймаємо за табл.1 для робіт невисокої точності  $e_n^{III} = 3\%$ . Нормативне значення КЕО:

$$e_n^{IV} = e_n^{III} \cdot m \cdot c = 3 \cdot 0.9 \cdot 0.75 = 2.03\% ,$$

де:  $m=0.9$  - коефіцієнт світлового клімату для IV поясу світлового клімату м. Овруч), (табл. 4 [25]);

$c = 0.75$  - коефіцієнт сонячності клімату (табл. 6 [25]).

Значення КЕО в кожній точці розраховується за формулою (9 [25]):

$$\dot{a}_{e^3} = e_{a^3} + e_{a^3},$$

де:  $e_{ei}$  - КЕО в  $i$ -тій точці за рахунок верхнього освітлення (ліхтарі);

$E_{ei}$  - КЕО в  $i$ -тій точці за рахунок бічного освітлення (вікна). Всі

розрахунки виконуються в табличній формі згідно [25]. Див табл.1.1.

Середнє значення КЕО знаходимо за формулою:

$$e_{сер} = \frac{1}{N-1} \left( \frac{e_1}{2} + e_2 + e_3 + \dots + \frac{e_N}{2} \right) = \frac{1}{16-1} \left( \frac{2.33}{2} + 4.38 + 3.54 + 2.5 + 2.24 + 1.53 + 1.81 + \right. \\ \left. + 2.18 + 2.24 + 1.51 + 1.23 + 1.54 + 1.73 + 1.6 + 1.56 + \frac{1.12}{2} \right) = 2.1\%,$$

$e_n = 2.03\% < e_{сер} = 2.1\%$ , тобто природного освітлення достатньо при роботі в світлу пору доби.

### 1.3.4. Розрахунок штучного освітлення

Для визначення світлового потоку використовуємо метод коефіцієнта використання.

Необхідний світловий потік лампи визначають за виразом:

$$\Phi_{л} = E_n \cdot A \cdot k \cdot z / (\eta \cdot N),$$

де:  $E_n$  - нормативна освітленість, лк;

$k$  - коефіцієнт запасу,

$A$  - площа освітлення, м<sup>2</sup>;

$z$  - коефіцієнт мінімального освітлення;

$N$  - кількість світильників;

$\eta$  - коефіцієнт використання світильників, що визначається по індексу приміщення  $i_n$  та коефіцієнтам відбиття стелі, стін та підлоги ( $\rho_n, \rho_c, \rho_p$ );

$i_n = a_1 \cdot b_1 / [h(a_1 + b_1)]$ , де  $a_1 = 60$  м і  $b_1 = 24$  м - довжина та ширина приміщення,  $h = 9,6$  м — розрахункова висота.

У відповідності до СН 81-80  $E_n = 2$  лк. В якості джерела світла вибираємо лампи накаливання.

По табл. XIII.6 [12] вибираємо коефіцієнт запасу  $k=1,3$ . коефіцієнт, що

Показники	Розрахункові точки															
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
<u>Від світло прорізу Д'</u>																
$n_3$	2	5	045	123	2	4	7	07	13	10	6	4	2	1	0,5	-
№ півкулі	11	13	47	38	33	38	38	22	20	22	25	29	34	39	45	-
Кут $\theta$	81	55	39	30	38	26	56	75	85	68	55	45	37	32	27	-
$q$	1,28	1,13	0,93	0,88	0,98	0,03	0,69	0,85	1,24	1,21	1,13	1,05	0,96	0,88	0,83	-
$\tau_0$	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	-
$n_2$	100	100	100	180	180	100	100	100	16	16	14	10	8	8	6	-
$E_6 = 0,01 \cdot n_1 \cdot n_2$	2	5	0,03	0,21	0,26	0,14	0,98	0,7	2,08	1,6	0,84	0,4	0,16	0,08	0,03	-
$e_6 = E_6 \cdot t_0 \cdot q$	1,28	2,83	0,04	0,06	0,08	0,36	0,35	0,29	1,03	0,77	0,38	0,17	0,06	0,03	0,01	-
<u>Від світло прорізу В'</u>																
$n_3$	11	14	10	7	5	2	015	0,3	2	5	9	13	14	10	6	4
№ півкулі	18	18	18	21	24	28	37	38	31	26	23	21	20	22	25	29
Кут $\theta$	74	89	71	57	47	38	28	32	40	50	62	77	86	69	55	45
$q$	1,25	1,29	1,23	1,15	1,05	0,96	0,83	0,88	0,98	1,09	1,2	1,22	1,24	1,21	1,15	1,05
$\tau_0$	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
$n_2$	16	16	16	16	14	10	8	8	8	10	14	16	16	16	14	14
$E_6 = 0,01 \cdot n_1 \cdot n_2$	1,76	2,24	1,6	1,12	0,7	0,2	0,08	0,03	0,16	0,5	1,26	2,08	2,24	1,6	0,84	0,56
$e_6 = E_6 \cdot t_0 \cdot q$	0,88	1,16	0,79	0,52	0,29	0,08	0,03	0,03	0,06	0,22	0,6	1,02	1,11	0,77	0,39	0,24
<u>Від світло прорізу В'</u>																
$n_3$	4	6	10	13	12	8	4	025	115	025	2	5	7	10	14	11
№ півкулі	29	25	22	20	22	23	27	30	38	33	28	24	21	18	18	18
Кут $\theta$	44	53	68	85	78	63	50	22	38	38	38	45	56	71	87	76
$q$	1,05	1,12	1,21	1,23	1,22	1,2	1,09	0,99	0,83	0,88	0,96	1,05	1,15	1,23	1,29	1,26
$\tau_0$	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
$n_2$	10	14	16	16	16	14	10	8	8	8	01	14	16	16	16	16
$E_6 = 0,01 \cdot n_1 \cdot n_2$	0,4	0,84	1,6	2,08	1,92	1,12	0,4	0,08	0,08	0,06	0,2	0,7	1,12	1,6	2,2	1,76
$e_6 = E_6 \cdot t_0 \cdot q$	0,17	0,38	0,77	1,02	0,94	0,54	0,17	0,07	0,03	0,06	0,08	0,29	0,52	0,79	1,16	0,88
<u>Від світло прорізу Д</u>																
$n_3$	-	0,5	1	2	4	6	10	13	10	7	4	2	1,3	0,5	-	-
№ півкулі	-	45	39	34	29	25	22	20	21	24	28	33	38	44	-	-
Кут $\theta$	-	26	30	36	44	54	67	84	71	58	46	38	32	28	-	-
$q$	-	0,78	0,86	0,91	1,05	1,12	1,21	1,23	1,21	1,15	1,05	0,96	0,88	0,83	-	-
$\tau_0$	-	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	-	-
$n_2$	-	6	8	8	10	14	16	16	16	14	10	8	8	6	-	-
$E_6 = 0,01 \cdot n_1 \cdot n_2$	-	0,03	0,08	0,16	0,4	0,84	1,6	2,08	1,6	0,98	0,4	0,16	0,1	0,03	-	-
$e_6 = E_6 \cdot t_0 \cdot q$	-	0,01	0,03	0,06	0,17	0,38	0,77	1,02	0,77	0,45	0,17	0,06	0,04	0,01	-	-

характеризує нерівномірність освітлення, приблизно приймаємо рівним  $z=1,15$ .

До розрахунку КЕО

Таблиця 1.1.

Для визначення коефіцієнта використання знаходимо індекс приміщення  $i_n = 60 \cdot 24 / (9.6 \cdot (60 + 24)) = 1.79$ , та по табл. XIII.7 усереднених значень коефіцієнтів відбиття приймаємо  $p_n = 30\%$ ,  $p_c = p_p = 10\%$ .

Тоді по табл. XIII.8 визначаємо  $\eta = 48.5\%$

Світловий потік всіх ламп рівний:  $\Phi = 2 \cdot 1440 \cdot 1,3 \cdot 1,15 / 0,485 = 8877,53$  лк.

По табл. XIII.3 вибираємо лампи В220-25, які мають світловий потік 220 м. Необхідна кількість ламп—46 шт.

Так як вибраний освітлювач має косинусну характеристику розподілу сили світла, то по табл. XIII.9  $\lambda_e = 1,6$ , тоді економічно-вигідна відстань між освітлювачами буде  $l = \lambda_e \cdot h = 1.6 \cdot 9.6 = 15.36$  м. Враховуючи розміри приміщення при-маємо  $l = 6$  м,  $b = 5$  м (рис. 1.2).

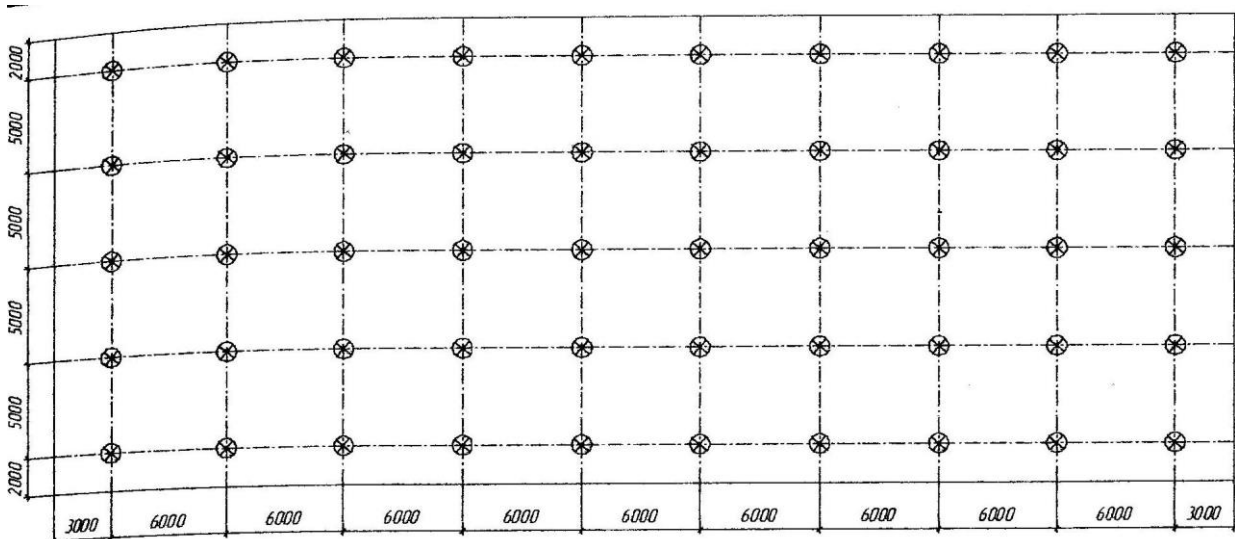


Рис. 1.2. Схема розміщення освітлювачів

## 1.4. Конструктивні рішення

### 1.4.1. Несучі конструкції. Обґрунтування їх вибору

При проектуванні каркасу будівлі були обрані металеві конструкції, в зв'язку з перевагами, які вони мають: легкість, менші розміри в порівнянні з залізобетонними конструкціями, менші транспортні витрати при доставці елементів каркасу на будівельний майданчик, менший час монтажу, можливість демонтажу каркасу після закінчення експлуатації будівлі.

Для основних несучих елементів каркасу будівлі застосовані традиційні рішення: колони—наскрізного перерізу, незмінного по висоті з двох швелерів, з решіткою; ферми—з замкнутих гнучо зварних прямокутних профілів, з паралельними поясами (ухил верхнього поясу 1,5%), які забезпечують істотну економію металу в порівнянні з фермами

з парних кутиків і в той же час не такі складні у виготовленні, як ферми з труб. Ферми з ГЗП також мають меншу площу горизонтальних поверхонь, на які можливе осідання технологічного пилу, набагато простіші в пофарбуванні, менш чутливі до корозії (при герметизації ГЗП). Крокв'яні ферми ставляться з кроком 6 м. Прогони представляють собою швелери №20. Огороджуючі елементи покрівлі вкладаються на профільований настил із сталюого оцинкованого листа. Підкранові балки підвісного крану являють собою перфорований двотавр, довжиною 12 м., розрізні.

Просторова жорсткість будівлі забезпечується системою вертикальних і горизонтальних в'язей. Панелі огороження кріпляться до ригелів, які розміщують через 3 м по висоті колони.

#### **1.4.2. Огороджуючі конструкції. Обґрунтування прийнятих конструкцій**

Враховуючи підвищені вимоги до теплотехнічних якостей огороджуючи конструкцій доцільно використовувати в якості стін легкі трьохшарові металеві панелі типу "сандвіч", які відрізняються від традиційних залізобетонних стінових панелей істотно меншою власною вагою при можливості досягнення більших термічних опорів при використанні ефективних утеплювачів (мінераловатних плит тощо) Конструкція таких панелей передбачає використання сталюого оцинкованого листа в зовнішній і у внутрішній обшивках. Утеплювач до обтиснення обшивками має товщину 130 мм, після обтиснення—100 мм. Ширина панелей 1 м.; при монтажу вони спираються на цегляну ділянку зовнішніх стін, висотою 1,2 м, а по висоті кріпляться до ригелів, що приварюються до фахверкових колон, які розташовують з кроком 6 м.

В конструкції покрівлі також використаний ефективний утеплювач, який при порівняно невеликій власній вазі ( $\approx 26\%$  від навантажень на профільований настил) забезпечує високий термічний опір конструкції покриття. В якості водоізоляційного шару використаний 4-х шаровий рубероїдний настил з захистом шару гравію втисненого в бітумну мастику. Водоізоляційний, термоізоляційний шари і пароізоляція—1 шар рубероїду—лежать на сталюому профільованому настилі, який опирається на розташовані з кроком 3 м прогони.

Цегляні ділянки зовнішніх стін виконуються із силікатної цегли (ГОСТ 379-79) марки 75 на пластифікованому розчині марки 50. кладку вести під наступне тинькування.



У відкоси віконних і дверних прорізів ділянок цегляних стін закласти дерев'яні антисептовані кілки 120x250x65 (по два на кожен проріз) для кріплення віконних і дверних коробок. Всі дерев'яні елементи, які стикаються з цегляною кладкою чи бетоном, повинні бути антисептовані і ізольовані прокладкою шару толю.

Для зменшення тепловтрат у віконних і зовнішніх дверних заповненнях повинно бути забезпечене ущільнення притворів пінополіуретановими прокладками (ГОСТ 10174-72). Стики заповнити герметизуючою мастикою.

Підлоги по периметру утеплити в зоні приєднання до зовнішніх стін на ширину 0,8 м шляхом вкладання на ґрунт, втрамбований щебенем, шару керамзиту товщиною 120 мм з об'ємною вагою не більше 600 кг/м<sup>3</sup>.

### 1.4.3. Теплотехнічний розрахунок стіни

При виконанні розрахунку доцільно враховувати підвищені останнім часом вимоги до теплотехнічних якостей огорожуючих конструкцій. Розрахунок виконуємо за [24]. Потрібний опір теплопередачі (формула 1 [24]):

$$R^{nom} = \frac{n(t_b - t_3)}{\Delta t_H \cdot \alpha_B} = \frac{1(16 - (-29))}{8 \cdot 8,7} = 0,647 \frac{M^2 \cdot ^\circ C}{Bm}, \text{ - для стін,}$$

де:  $n$  – коефіцієнт (табл.8\*[24]);

$t_b = 16^\circ C$  – розрахункова температура внутрішнього повітря згідно ГОСТ 12.1.005-76;

$t_3 = -29^\circ C$  – розрахункова температура найбільш холодної доби з забезпеченістю 0,98 прийнята згідно табл.5\*[24] при тепловій інерції стін;

$$D = \sum R \cdot S = \frac{\delta}{\beta} \cdot S = \frac{0,100}{0,07} \cdot 0,73 = 1,04 < 1,5,$$

де:  $\delta = 0,100$  м-товщина шару утеплювача;

$\beta = 0,07 \frac{Bm}{M^2 \cdot ^\circ C}$  - розрахунковий коефіцієнт теплопровідності матеріалу, шару мінераловатних плит ГОСТ 9573-82 з  $\gamma = 100$  кг/м<sup>3</sup> за [24] при умовах експлуатації конструкцій "Б" [24] для прийнятого матеріалу стін;

$$\Delta t_H = t_b - t_p = 16 - 5 = 11^\circ C > 8^\circ C,$$

приймаємо  $\Delta t_H = 8^\circ C$  - нормативний температурний перепад між температурою внутрішнього повітря і температурою внутрішньої поверхні стін (табл.2\*[24]);

$t_p = 5^\circ C$  - температура точки роси за ГОСТ 12.1.005-76,

$\alpha_B = 8,7 \text{ Вт/ (м} \cdot \text{°C)}$  – коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні стін (табл.4 \* [24]);

Фактичне значення опору теплопередачі стінових панелей (формула 4 \* [24]):

$$R^{\phi} = \frac{1}{\alpha_g} + \frac{\delta}{\beta} + \frac{1}{\alpha_n} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,100}{0,07} + \frac{1}{23} = 1,587 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{°C}}{\text{Вт}} > R^{\text{ном}} = 0,647 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{°C}}{\text{Вт}},$$

$\alpha_i = 23 \text{ Вт/ (м}^2 \cdot \text{°C)}$  – коефіцієнт тепловіддачі (для зимових умов) зовнішньої поверхні стін (табл.6 \* [24]);

Розрахунок  $R^{i \dot{\delta}}$  - для покриття виконуємо аналогічно розрахунку  $R^{i \dot{\delta}}$  для стін:

$$R^{\text{пот}} = \frac{n(t_g - t_3)}{\Delta t_n \cdot \alpha_B} = \frac{1(16 - (-25))}{7 \cdot 8,7} = 0,673 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{°C}}{\text{Вт}},$$

де:  $n$  – коефіцієнт (табл.3 \* [24] );

$t_B = 16^{\circ}\text{C}$  – розрахункова температура внутрішнього повітря згідно ГОСТ 12.1.005-76;

$t_3 = -25^{\circ}\text{C}$  – розрахункова температура найбільш холодної доби з забезпеченістю 0,98 прийнята згідно табл.5 \* [24] при тепловій інерції покриття;

$$\begin{aligned} \ddot{A} &= \sum R_s \cdot S_s = R_p \cdot S_p + R_y \cdot S_y = \left(\frac{\delta_p}{\beta_p}\right) \cdot S_p + \\ &+ \frac{\delta_y}{\beta_y} \cdot S_y = \frac{0,02}{0,17} \cdot 3,53 + \frac{0,15}{0,09} \cdot 1,44 = 2,815 > 1,5, \end{aligned}$$

де:  $\delta_p = 0,02 \text{ м}$  – товщина водоізоляційного шару із руберойду;

$\beta_p = 0,17 \text{ Вт/ (м}^2 \cdot \text{°C)}$  - розрахунковий коефіцієнт теплопровідності руберойду (п. 186 додатку 3 \* [24]);

$\delta_y = 0,15 \text{ м}$  – товщина шару утеплювача покриття (попередньо);

$\beta_y = 0,09 \text{ Вт/ (м}^2 \cdot \text{°C)}$  - розрахунковий коефіцієнт теплопровідності матеріалу утеплювача – жорстких мінераловатних плит ГОСТ9573-82 [24];

$$\Delta t_H = 0,8(t_B - t_p) = 0,8(16 - 5) = 8,8^{\circ}\text{C} > 7^{\circ}\text{C}, \text{ приймаємо } \Delta t_H = 7^{\circ}\text{C} \text{ згідно табл.2 * [24].}$$

Фактичне значення опору теплопередачі покриття:

$$R^{\phi} = \frac{1}{\alpha_g} + R_i + \frac{\delta}{\beta} + \frac{1}{\alpha_n} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,02}{0,17} + \frac{0,15}{0,09} + \frac{1}{23} = 1,942 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{°C}}{\text{Вт}} > R^{\text{ном}} = 0,673 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{°C}}{\text{Вт}},$$

По п. 3 табл.9 \* [24] потрібний опір теплопередачі вікон  $R^{\text{пот}} = 0,31 (\text{м}^2 \cdot \text{°C}) / \text{Вт}$ , zenітних ліхтарів  $R^{\text{пот}} = 0,31 (\text{м}^2 \cdot \text{°C}) / \text{Вт}$ . Цим вимогам задовольняють конструкції

вікон: подвійне застклення в металевих переплетах з  $R^{\phi} = 0.34(\text{м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C}) / \text{Вт}$  (п.5 дод.6\*[24]) і zenітних ліхтарів – двошарові скло пакети в металевих переплетах з  $R^{\phi} = 0.31(\text{м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C}) / \text{Вт}$  [24].

Таким чином, прийняті огорожуючі конструкції і заповнення отворів задовольняють вимогам нормативних документів.

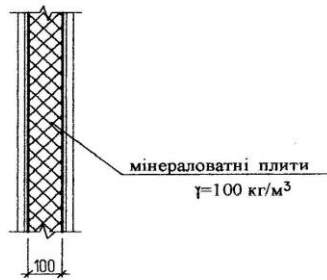


Рис. 1.3. Конструкція стін.

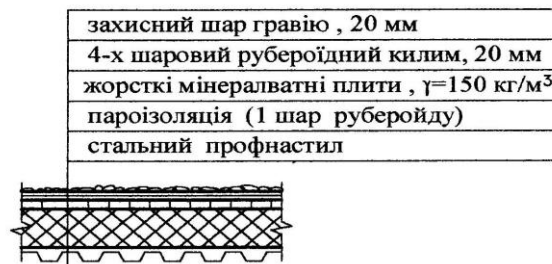


Рис. 1.4. Конструкція покрівлі.

#### 1.4.4. Матеріали для зведення будівлі. Обґрунтування їх вибору.

Конструкція підлог визначається особливостями технологічних процесів в приміщенні. На підлоги приміщень діють навантаження від продукції, що зберігаються. Експлікація підлог наведена на аркуші 3 графічної частини.

Цегляні ділянки зовнішніх стін ведуться під розшивку швів. Цоколь і стіну рампи по осі "М" тинькуються теразитовою штукатуркою з додаванням скляної крихти.

Стальні поверхні стін, віконних отворів, воріт пофарбувати перхлорвініловими емалями ХВ-110 (ГОСТ 18374-79) в 2 шари по ґрунтовці АК-070.

Дерев'яні дверні заповнення фарбуються нітрогліфталеовими емалями.

#### 1.5. Архітектурно-художнє рішення будівлі

Принцип пропорційності при моно блочній структурі будівлі знаходить вираз у пропорційному відношенні довжини будівлі до її ширини ( $\approx 2:1$ ), а також відношенні ширини будівлі до її висоти ( $\approx 5:1$ ).

Тектоніка будівлі утворюється вертикальними швами між стіновими панелями. Наявність ребер і западин в зовнішній обшивці панелей підсилює загальний вигляд легкості панельних стін.

Принцип художнього контрасту знайшов вираз у пофарбуванні ділянок стін за якими в нижній частині будівлі (цегляна стіна) виділяється сірий колір, а панелі пофарбовані в світло-рожевий колір.

Покриття рампи пофарбоване в світло-червоний колір.

### **1.6. Санітарно-технічне обладнання**

В будівлі передбачена система водяного опалення, яка забезпечує зниження тепловіддачі в приміщені в неробочий час, як для виробничих будівель класу відповідальності Д, при цьому враховується протипожежні і санітарні вимоги.

Електропостачання забезпечується від заводської системи 10 кВ, через трансформаторну підстанцію, розташовану в цеху склотари.

### **1.7. Заходи з промсанітарії та охорони праці**

Технологічний процес в будівлі можливий з супроводженням розбиття скла, а тому робітники забезпечуються необхідними засобами захисту: захисними костюмами, взуттям, рукавицями, касками, захисними окулярами.

Токоведучі проводи освітлення і електрозасувки повинні надійно бути ізольованими.

Підвісні крани обладнані звуковою і світловою сигналізацією.

З умови рівномірного розташування евакуаційних виходів ворота і двері будівлі розташовані по всьому периметру будівлі.

Площа, розміри і розташування вікон і світлових ліхтарів забезпечують нормальні умови зорової роботи в світлу пору доби.

Склад обладнаний автоматичною системою пожежегасіння, пожежною драбиною.

## **РОЗДІЛ 2**

### **Розрахунково-конструктивна частина**

## 2.1 Розбивка сітки колон будівлі

Розміщення колон в плані (рис. 2.1) повинно відповідати вимогам технології економічності і уніфікації об'ємно-планувальних і конструктивних рішень промислових будівель.

У зв'язку з масовим виробництвом уніфікованих 6-ти метрових стінових панелей і віконних панелей в крайніх рядах колон приймаємо крок 6 м.

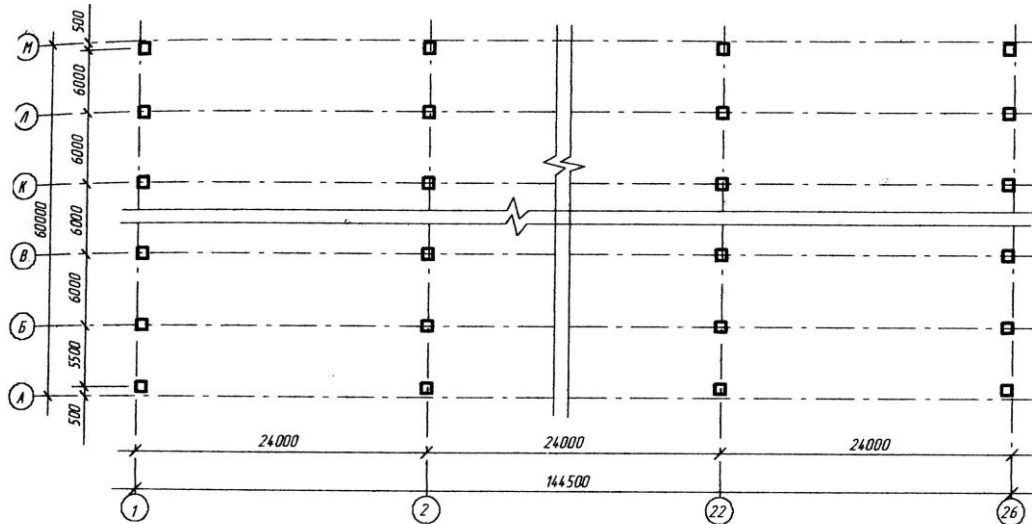


Рис. 2.1. Розбивка сітки колон будівлі

По середині будівлі влаштовуємо поздовжній температурний шов, при цьому приймаємо вставку між осями колон 500 мм.

## 2.2 Компоновка поперечної рами

Необхідна висота будівлі від позначки 0.000 (рівня чистої підлоги) до низу крокв'яних конструкцій  $H=9.600$  м. Відстань від низу крокв'яних конструкцій до низу балки підвісного шляху  $H_i=0,42$  м.

Розміри колон двохвіткових, постійного перерізу  $H_k=10,6$  м.

Відстань між осями поясів ферми прийнята  $h_o=2900$  мм.

Прив'язка зовнішньої грані колони крайнього ряду до поздовжньої розбивочної осі  $b_0=0$

Розміри колони визначаються за розрахунком.

Поперечний розріз будівлі представлений на рис. 2.2.

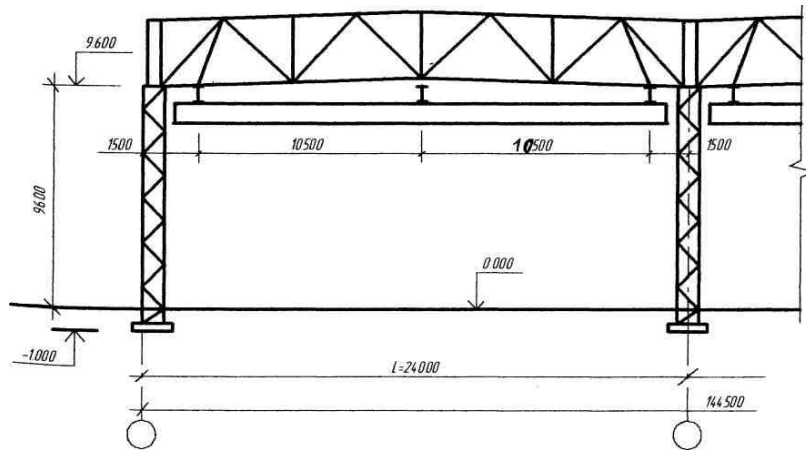


Рис. 2.2. Конструктивна схема каркасу

## 2.3 Розрахунок та конструювання підвісної балки кранового шляху

### 2.3.1 Визначення навантажень від кранів

Для забезпечення технологічного процесу приймаємо один кран, вантажопідйомністю по  $Q=2$  т, двох пролітний  $2 \times 10,5=21$  м

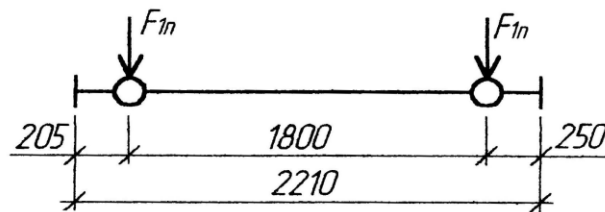


Рис.2.3. Габарити підвісного крану

Характеристичні значення навантажень: максимальний тиск на каретку—  $F_{01}=15,7$  кН; максимальний тиск на колесо—  $F_{1v}=7,85$  кН; горизонтальні зусилля на 1 каретку—  $H_{01}=0,59$  кН;

Вертикальна гранична розрахункова зосереджена сила  $F$  від крану з вантажем:  $F = F_{01} \cdot \gamma_{f1} \cdot \psi = 15,7 \cdot 1,1 \cdot 1,0 = 18,997 \approx 19$  кН.

де:  $\psi = 1,0$  п. 7.9. (табл.7.1)[21] для складу  $T=60$  років.

Горизонтальна зосереджена сила  $H$  від сил гальмування на одну пару коліс:  $H = H_{01} \cdot \gamma_{f1} \cdot \gamma_d = 0,59 \cdot 1,1 = 0,7139 \approx 0,72$  кН.

Розрахункове вертикальне навантаження на одне колесо:

$$F = 0,5 \cdot F = 0,5 \cdot 19 = 9,5 \text{ кН.}$$

Розрахункове погонне навантаження  $g$ , викликане власною вагою балки, в першому наближенні згідно [14]:  $g = 0,4$  кН/м.

### 2.3.2 Статичний розрахунок балки

Для статичного розрахунку багатопролітної нерозрізної балки (згідно [14]) умовно приймаємо балку трипролітною. Відповідно до ліній впливу згинаючих моментів найбільший згинаючий момент в вертикальній площині виникає при розміщенні крайнього колеса підвісного крана на відстані 0,41 від крайньої опори.

Розрахункові згинаючі моменти і поперечні сили, а також реакції визначаються за лініями впливу:

$$\left. \begin{aligned} M_x &= F \cdot 1 \cdot \sum y_{iM} \\ M_y &= H \cdot 1 \cdot \sum y_{iM} \\ F_d &= F \cdot \sum y_{iQ} \end{aligned} \right\}$$

де:  $y_{iM}$ ,  $y_{iQ}$  - ординати відповідних ліній впливу під вантажем.

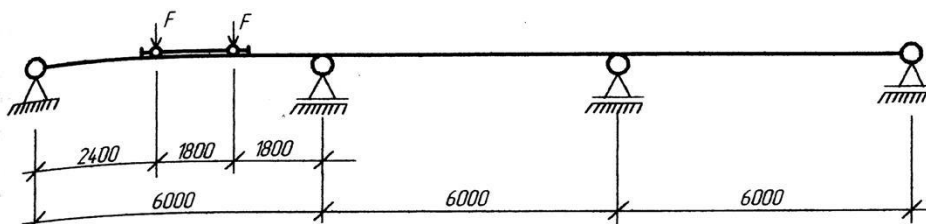


Рис.2.7. Розміщення крана на балці для визначення  $M_{\max}$

Статичний розрахунок виконуємо на ЕОМ за програмою “Міраж”. Вихідні дані та результати наведені нижче.

### 2.4 Підбір перерізу балки.

#### 2.4.1 Перевірка міцності

Згідно статичному розрахунку балки і ліній впливу (рис. 45 [14]) розрахунковим зусиллям будуть:

$$M_{\max} = M_4 = 33.8 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad M_y = M_{\max} \cdot (T/F) = 33.8 \cdot (0.72/19) = 1.28 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_4 = 13.6 \text{ кН.}; \quad Q_{\max} = 25.9 \text{ кН.}$$

Двотаврова балка з перфорованою стінкою виготовляється шляхом зигзагоподібного розрізу (по шаблону) прокатного двотавра 16Б2 і наступного збирання із зсувом на півхвилю і зварюванням виступаючих гребенів встик. Внаслідок цього утворюється симетрична моно – стальна балка.

Схема розкрою та збирання перфорованого двотавра представлена на аркуші 6 графічної частини.

Приймаємо найбільш економічний розріз вихідного двотавра, тобто висота гребеня  $c=8$  см, а висота двотавра  $H = 0.25 \cdot h^1 = 0.25 \cdot 16 = 4$  см,  $h^1$  - висота вихідного двотавра. Тоді, загальна висота перфорованої балки становить:  $h = 2(H + c) = 2(4 + 8) = 24$  см.



Опорні ділянки задаємо довжиною 336 мм, крок зигзаг у 282 мм (рис. 2.9)

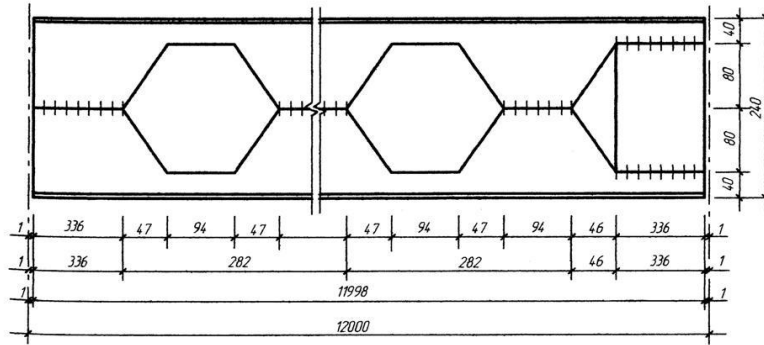


Рис.2.10. Схема опорних ділянок балки з перфорованою стінкою.

Перевірку міцності балки з перфорованою стінкою виконуємо за методикою, розробленою на основі експериментальних досліджень ЦНДПроектстальконструкції, аналогічно розрахунку безрозкісних ферм способом Віренделя.

Перевіряємо напруження в точках 1, 2, 3, 4 (рис. 2.10), сумуючи нормальні напруження від згинаючих моментів балки з напруженнями від місцевих моментів, які виникають від поперечних сил в поясах балки з врахуванням розвитку недружніх деформацій.

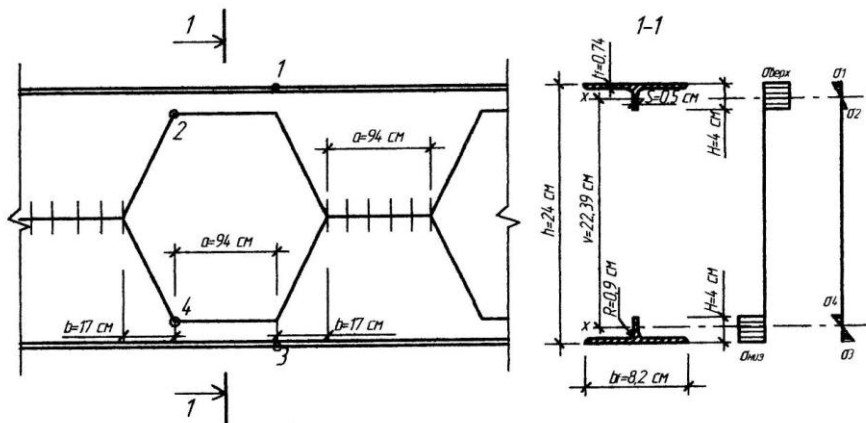


Рис.2.11. До розрахунку балки з перфорованою стінкою.

Балка виготовляється із сталі С275, для якої згідно табл.51\* [26]:

$R_y = 270$  МПа – розрахунковий опір розтягу, згину, стиску за межею текучості для фасонного прокату, товщиною від 2 до 10 мм;

$R_u = 380$  МПа – розрахунковий тимчасовий опір розтягу, стиску згину для фасонного прокату, товщиною від 2 до 10 мм;

Напруження в точках:  $\sigma_1 = \frac{M_{\max} \cdot 10^3}{A_m \cdot v} + \frac{Q_4 \cdot a \cdot 10}{4 \cdot W_{m,\max}} \leq R_y \cdot \gamma_c$ , де:  $A_m$  - площа тавра  $см^2$ ;

$v$  - відстань між центрами ваги таврів,  $см$ ;  $W_{m,\max}$  - момент опору верхнього тавра, максимальний,  $см^3$ ,  $\gamma_c = 1$  - коефіцієнт умов роботи.

Оскільки жорсткість верхнього і нижнього поясів однакова, то  $Q_4$  - поперечну

силу між поясами ділимо порівну:  $\frac{Q_4}{2} = Q_{H.II.} = Q_{B.II.}$

Геометричні характеристики балки наведені в таблиці.

$$\sigma_1 = \frac{33,8 \cdot 10^3}{16,09 \cdot 22,39} + \frac{13,6 \cdot 10 \cdot 9,4}{4 \cdot 8,87} = 129,8 \text{ МПа} < R_y \cdot \gamma_c = 270 \text{ МПа} - \text{умова виконується.}$$

$$\sigma_2 = \sigma_4 = \frac{M_{\max} \cdot 10^3}{A_m \cdot v} + \frac{Q_4 \cdot a \cdot 10}{4 \cdot W_{m,\min}} \leq \frac{R_u \cdot \gamma_c}{\gamma_u},$$

$W_{m,\min}$  - момент опору тавра, мінімальний,  $\text{см}^3$

$\gamma_u = 1.3$  - коефіцієнт надійності для елементів конструкцій, що

розраховуються на міцність з використанням розрахункових опорів  $R_u$ , п.4\*[26].

$$\sigma_2 = \sigma_4 = \frac{33,8 \cdot 10^3}{16,09 \cdot 22,39} + \frac{13,6 \cdot 10 \cdot 9,4}{4 \cdot 4,23} = 237,1 \text{ МПа} < \frac{R_u \cdot \gamma_c}{\gamma_u} = \frac{380 \cdot 1}{1.3} = 292,3 \text{ МПа.}$$

Міцність в точці 3 перевіряємо з врахуваннями моменту  $M_y$ , викликаного гальмуванням каретки, при цьому вважають, що момент  $M_y$  сприймається тільки нижнім поясом балки:

$$\sigma_3 = \frac{M_{\max} \cdot 10^3}{A_m \cdot v} + \frac{Q_4 \cdot a \cdot 10}{4 \cdot W_{m,\max}} + \frac{M_y \cdot 10^3}{W_{y,f}} \leq R_u \cdot \gamma_c,$$

де:  $W_{y,f}$  - момент опору поясу балки відносно осі Y:

$$W_{y,f} = \frac{b_f^2 \cdot t_f}{6} = \frac{8.2^2 \cdot 0.74}{6} = 8.29 \text{ см}^3.$$

$$\sigma_3 = \frac{33.8 \cdot 10^3}{16.09 \cdot 22.39} + \frac{13.6 \cdot 10 \cdot 9.4}{2 \cdot 2 \cdot 8.87} + \frac{1.28 \cdot 10^3}{8.29} \leq 261.0 \text{ МПа} < R_u \cdot \gamma_c = 270 \cdot 1 = 270 \text{ МПа}$$

Всі умови виконуються.

#### 2.4.2. Перевірка місцевої стійкості стінки

Розрахункова висота стінки між отворами:

$$h_{ef} = h - 2 \cdot (t_f + R) = 24 - 2 \cdot (0.74 + 0.9) = 20.72 \text{ см}.$$

В перерізах балки між отворами місцева стійкість стінки забезпечується без ребер, якщо виконується умова:  $\frac{h_{ef}}{t} \leq 2.5 \sqrt{\frac{E}{R_y}}$ , де:  $t = S = 0.5 \text{ см}$  - товщина стінки

балки;  $E = 2.1 \cdot 10^5 \text{ МПа}$  - модуль пружності сталі.

$$\frac{20.72}{0.5} = 41.44 < 2.5 \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 2.5 \sqrt{\frac{2.1 \cdot 10^5}{270}} = 69.72.$$

Таким чином, місцева стійкість стінки забезпечена. Загальна стійкість балки забезпечується.

### 2.4.3. Перевірка напружень зсуву у шві

Дотичні напруження на рівні горизонтального зварного шва перевіряємо за виразом:  $\tau = \frac{Q_{\max} \cdot 3a \cdot 10}{S \cdot a \cdot v} \leq R_s \cdot \gamma_c$ , де:  $R_s$  - розрахунковий опір зсуву, що згідно табл. 1\* [26] приймається:  $R_s = 0.58 \cdot R_{ym} / \gamma_m$ ; де:  $R_s = 275$  МПа – нормативний опір розтягу, стиску, згину для сталі марки С275 при товщині прокату від 2 до 10 мм, згідно табл. 51\* [26];

$\gamma_m$  - коефіцієнт надійності по матеріалу,  $\gamma_m = 1.025$  ( табл. 2\* [26]).

$$\tau = \frac{25.9 \cdot 3 \cdot 9.4 \cdot 10}{0.5 \cdot 9.4 \cdot 22.39} = 69.4 \text{ МПа} < R_s \cdot \gamma_c = \frac{0.58 \cdot 275}{1.025} \cdot 1 = 155.6 \text{ МПа.}$$

### 2.4.4. Перевірка місцевої стійкості стінки

Місцева стійкість стінки поблизу опори перевіряється за формулою:  $\tau / \tau_{cr} \leq 1$ ,

де:  $\tau$  - середнє сколююче напруження:  $\tau = \frac{Q_{\max} \cdot 10}{t_{fB} \cdot h_{efB} + t_{fH} \cdot h_{efH}}$ , де:  $t_{fB}$ ,  $t_{fH}$  - товщина

стінок верхнього і нижнього таврів:  $t_{fB} = t_{fH} = 0.5$  см ;  $h_{efB}, h_{efH}$  - розрахункові висоти стінок верхнього і нижнього таврів (рис.2.10):  $h_{efB} = h_{efH} = H - t_f - R = 4 - 0.74 - 0.9 = 2.36$ .

$$\tau = \frac{25.9 \cdot 10}{2 \cdot 0.5 \cdot 2.36} = 109.7 \text{ МПа.}$$

$\tau_{cr}$  - критичне напруження зсуву при  $\mu = \infty$ , тобто при відсутності ребер

жорсткості:  $\tau_{cr} = 10.3 \left(1 + \frac{0.76}{\mu^2}\right) \cdot \frac{R_s}{\beta_{ef}^2} = 10.3 \cdot \frac{R_s}{\beta_{ef}^2}$ , де:  $\beta_{ef}^2 = \frac{v}{S} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{22.39}{0.5} \sqrt{\frac{270}{210000}} = 1.61$ ;

$R_s = \frac{0.58 \cdot 275}{1.025} = 155.6$  МПа; тоді:  $\tau_{cr} = 10.3 \frac{155.6}{1.61^2} = 618.3$  МПа.

Отже:  $\frac{\tau}{\tau_{cr}} = \frac{109.7}{618.3} = 0.18 < 1$ , отже підкріплення опорних ділянок ребрами

жорсткості не потрібне.

### 2.4.5 Розрахунок болтів прикріплення балки

Кріплення балок підвісних кранів до ферми виконуємо болтовим на столиках.

Приймаємо болти М20 (4 шт.) класу міцності 4.8. З табл. 58\* [26] приймаємо розрахунковий опір болтового з'єднання розтягу:  $R_{bt} = 160$  МПа.

Перевіряємо виконання умови:  $\frac{Q_{\max} \cdot 10}{4 \cdot A_{bn}} \leq R_{bt}$ , де:  $A_{bn} = 2.45$  см<sup>2</sup> - площа болта.

$$\frac{25.9 \cdot 10}{4 \cdot 2.45} = 26.42 \text{ МПа} < R_{bt} 160 \text{ МПа} - \text{умова виконується.}$$

## 2.5 Розрахунок та конструювання прогонів

При кроці крокв'яних ферм 6 м прогони виконуються із прокатних профілів, найчастіше всього із швелерів. Прогони кріпляться до поясів за допомогою коротишів із кутиків.

Підрахунок навантажень на прогон зведений в таблиці 2.5.

Таблиця 2.5.

Підрахунок навантажень на прогон

№№ з/п	Вид навантаження	Характеристичне значення, кПа	Розрахункове			
			Експлуатаційні значення		Граничні значення	
			Коеф. $\gamma_{fe}$	значення	Коеф. $\gamma_{fm}$	значення
1	Захисний шар гравію, товщиною 20 мм, $\gamma = 20 \text{ кН} / \text{м}^3$	0,4	1.0	0,4	1,3	0,52
2	Гідроізоляційний шар 4-шари рубероїду	0,16	1.0	0,16	1,2	0,192
3	Утеплювач – жорсткі мінераловатні плити $t=150\text{мм}$ , $\rho = 500 \text{ кг/м}^3$	0,225	1.0	0,225	1,2	0,27
4	Пароізоляція 1 – шар рубероїду	0,04	1.0	0,04	1,2	0,018
5	Власна вага настилу Н40-711-0,8	0,096	1.0	0,096	1,05	0,101
6	Власна вага прогону із прокатного швелера (попередньо)	0,06	1.0	0,06	1,05	0,063
6	<b>Всього на прогон</b>	<b>0,981</b>		<b>0,981</b>		<b>1,194</b>
7	Тимчасове (снігове) навантаження	1,4	0,49	0,686	1,04	1,456
8	Повне навантаження	<b>2,381</b>		<b>1,667</b>		<b>2,65</b>

Рівномірно – розподілене навантаження на прогони:

- розрахункове:  $q = (g + p) \cdot b_m = (1.194 + 1.456) \cdot 3 = 7.726 \text{ кН/м}$ ,

де:  $b_m = 3 \text{ м}$  – ширина панелі ферми по верхньому поясу – відстань між прогонами;

- нормативне:  $q = (g + p) \cdot b_m = (0.981 + 1.4) \cdot 3 = 7.143 \text{ кН/м}$ ,

Розрахунковою схемою прогону є двох пролітна нерозрізна балка (рис.2.13), в якій внутрішні зусилля визначаються за формулами:

- в прольоті:  $M_{\max} = \frac{g \cdot l^2}{8}$ , де:  $l=6\text{м}$  – крок несучих конструкцій;
- на опорі:  $M_{\max} = -\frac{g \cdot l^2}{8}$ .

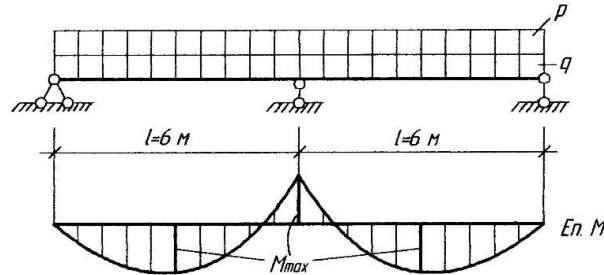


Рис.2.14. Розрахункова схема прогону.

Згинаючий момент від розрахункового навантаження:

$$M = \frac{g \cdot l^2}{8} = \frac{7.726 \cdot 6^2}{8} = 27.88 \text{кН} \cdot \text{м};$$

Те ж від нормативного навантаження:  $M = \frac{g^n \cdot l^2}{8} = \frac{7.143 \cdot 6^2}{8} = 21.56 \text{кН} \cdot \text{м};$

$$M_{\max} = M = 27.88 \text{кН} \cdot \text{м}.$$

Прогон працює в умовах простого згину.

Необхідний момент опору:  $W_{\text{нес}} = \frac{M}{R_y \cdot \gamma_c}$ ;

де:  $R_y = 240 \text{МПа}$  – для сталі марки С245;  $\gamma_c = 1$ ;  $W_{\text{нес}} = \frac{27.88 \cdot 10^3}{240 \cdot 1} = 116.2 \text{см}^2$ .

Приймаємо попередньо за сортаментом гаряче катаний швелер по ГОСТ8240-72\* з ухилом внутрішніх граней полиць [ 20, для якого:

$$W_x = 152.0 \text{см}^3; I_x = 1520 \text{см}^4; g = 18.4 \text{кг} / \text{м}.$$

Перевіряємо прогон на прогин:  $\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^n \cdot l^3}{E \cdot I_x} < \frac{1}{200}$ ,

$$l = 600 \text{см}; q^n = 7.143 \text{кН} / \text{м} = 0.07143 \text{кН} / \text{см}; E = 2.1 \cdot 10^5 \text{МПа};$$

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0.04791 \cdot 10 \cdot 600^3}{2.1 \cdot 10^5 \cdot 1520} = \frac{1}{237} < \frac{1}{200} \text{ - умова виконується, отже даний номер}$$

швелера забезпечить роботу прогону.

## 2.6 Розрахунок крокв'яної ферми

### 2.6.1 Збір навантажень на ферму

Збір навантажень на ферму виконуємо в табличній формі (табл.2.6)

## Збір навантажень на крокв'яну ферму

№№ з/п	Вид навантаження	Характеристичне значення, кПа	Розрахункове			
			Експлуатаційні значення		Граничні значення	
			Коеф. $\gamma_{fe}$	значення	Коеф. $\gamma_{fm}$	значення
1	Захисний шар гравію, товщиною 20 мм, $\gamma = 20 \text{кН} / \text{м}^3$	0,4	1,0	0,4	1,3	0,52
2	Гідроізоляційний шар 4-шари рубероїду	0,16	1,0	0,16	1,2	0,192
3	Утеплювач – жорсткі мінераловатні плити $t=150\text{мм}$ , $\rho = 500 \text{кг/м}^3$	0,225	1,0	0,225	1,2	0,27
4	Пароізоляція 1 – шар рубероїду	0,04	1,0	0,04	1,2	0,018
5	Власна вага настилу Н40-711-0,8	0,096	1,0	0,096	1,05	0,101
6	Власна вага прогонів	0,08	1,0	0,08	1,05	0,084
7	Власна вага ферм	0,16	1,0	0,16	1,05	0,163
8	Власна вага в'язів і ліхтарів	0,12	1,0	0,12	1,05	0,126
9	Власна вага балки кранового шляху	0,02	1,0	0,02	1,05	0,021
10	Всього постійних навантажень	<b>1,301</b>		<b>1,301</b>		<b>1,495</b>
11	Тимчасове (снігове) навантаження	1,4	0,49	0,686	1,04	1,456
12	Повне навантаження	<b>2,701</b>		<b>1,987</b>		<b>2,951</b>

## 2.6.2 Статичний розрахунок ферми

Для розрахунку на ПЕОМ обчислюємо вузлові зосереджені сили, які діють на крокв'яну ферму.

Зосереджене постійне навантаження:  $F_p = 1.495 \cdot 3 \cdot 6 = 26.28 \text{кН}$ .

Зосереджене снігове навантаження:  $F_s = 1.456 \cdot 3 \cdot 6 = 16.76 \text{кН}$ .

Навантаження від підвісного крана визначаємо за таблицею 238 [13].

При положенні каретки крана біля першої підвіски вертикальні сили біля першої підвіски  $F_{k1}^B = 56 \text{кН}$ ; біля другої підвіски  $F_{k2}^B = 16 \text{кН}$ ; біля третьої підвіски  $F_{k3}^B = 11 \text{кН}$ ;

При положенні каретки крану біля другої підвіски вертикальні сили рівні біля першої підвіски  $F_{k1}^B = 13$  кН; біля другої підвіски  $F_{k2}^B = 56$  кН; біля третьої підвіски  $F_{k3}^B = 13$  кН;

Розрахункова горизонтальна сила від гальмування візка крана поперек кранового шляху:  $T = 2,2$  кН.

Статичний розрахунок виконуємо за допомогою програми “Міраж”.

Розрахункова схема ферми з нумерацією вузлів і стержнів наведена на рис.2.14.

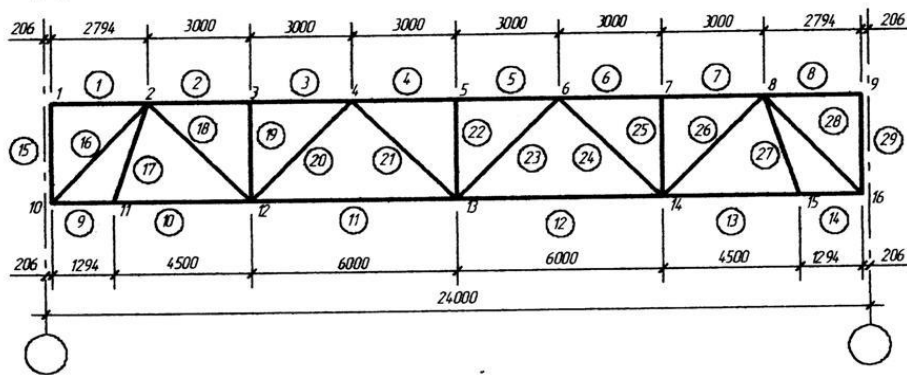


Рис.2.15. Розрахункова схема ферми для розрахунку на ПЕОМ:

1—номери вузлів;

① —номери стержнів.

Схеми навантажень на ферму наведені на рис. 2.15.

### 2.6.3 Підбір перерізів стержнів ферми

Розрахункові зусилля в стержнях ферми, за результатами розрахунку на ПЕОМ, наведені в табл.2.7.

Таблиця 2.7.

Розрахункові зусилля в стержнях ферми

Вид елемента	№ стержня	Розрахункові зусилля, кН
Верхній пояс	1, 8	0
	2, 7	-303
	3, 6	-303
	4, 5	-440
Нижній пояс	9, 14	195
	10, 13	171
	11, 12	395
Розкоси	16, 28	-278
	18, 26	186
	20, 24	-126
	21, 23	77
Стійки	19, 25	-44
	22	-44
Підвіски	17, 27	64

При визначенні необхідності площі стержнів ферми враховані рекомендації [14].

а) Підбір перерізу розтягнутого стержня

Стержень 11 належить до нижнього поясу. Максимальне зусилля  $N_{11} = 395кН$ .

Необхідна площа перерізу:  $A = \frac{N}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{395 \cdot 10}{240 \cdot 0.95} = 17.32 см^2$ , де:  $R_y = 240 МПа$  (табл.51\*

[26]) для фасонного прокату з сталі С245 при товщині  $t = 2...20 мм$ ;  $\gamma_c = 0,95$  - коефіцієнт умов роботи (табл. 6\* [26], п.6б).

Приймаємо попередньо ГЗП 140х100х4 за ТУ36-2287-80, де  $A = 18.2 см^2$ ,  $i_x = 5.27 см$ . Напруження в елементі від дії розрахункового навантаження:

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{395 \cdot 10}{18.2} = 217.0 МПа < R_y \cdot \gamma_c = 240 \cdot 0.95 = 228 МПа.$$

Гнучкість:  $i_y = 4.06 см$ :

$$\beta_y = \frac{l_y}{i_x} = \frac{600}{4.06} = 148 < \beta_u = 400 \text{ (п.1 табл. 20* [26])},$$

$$\beta_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{600}{5.27} = 113.9; \text{ де: } l = 6 м - \text{відстань між закріпленням нижнього поясу в'язями;}$$

$i_x = 5.27 см$  - радіус інерції стержня 140х100х4 з площини ферми.

Останні розтягнуті стержні розраховуємо в табличній формі (табл.2.8).

б) Підбір перерізу стиснутого стержня

Стержень 4 належить до верхнього поясу, максимальне зусилля  $N_4 = 440кН$ .

Необхідна площа перерізу стержня при  $\varphi = 0.8$  (попередньо):

$$A = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{440 \cdot 10}{0.8 \cdot 240 \cdot 0.95} = 24.12 см^2.$$

Приймаємо ГЗП 140х5, для якого  $A = 26.4 см^2$ ,  $i_x = i_y = 5.48 см$ .

Гнучкість стержня:  $\beta = \frac{l_0}{i_x} = \frac{300}{5.48} = 54.74$ , за табл. 72 [26] при  $\beta = 54.74$  і

$R_y = 240 МПа$  коефіцієнт поздовжнього згину  $\varphi = 0.830$ , тоді напруження в елементі від дії розрахункового

навантаження:  $\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot A} = \frac{440 \cdot 10}{0.830 \cdot 26.4} = 200.8 МПа < R_y \cdot \gamma_c = 240 \cdot 0.95 = 228 МПа$ ,  $\gamma_c = 0,95$  -

коефіцієнт умов роботи (табл. 6\* [26], п.6б).

Останні стиснуті стержні ферми розраховуємо в табличній формі (табл.2.8). Розрахункові довжини розкосів – згідно рис. 2.17.



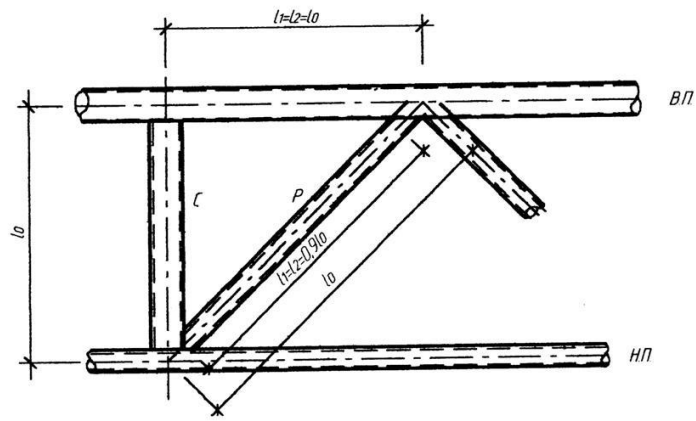


Рис.2.17. До визначення розрахункових довжин елементів решітки ферми.

Таблиця 2.8

## Підбір перерізів стержнів крокв'яної ферми

Вид елемента	№ стержня	Розрахункові зусилля, кН	Переріз стержня із умови міцності на стійкість, hxbxt	Площа перерізу, см <sup>2</sup>	Геометрична довжина, см	Розрахункові довжини, см		Радіуси інерції, см		Гнучкості		φ	σ, МПа	R <sub>y</sub> · γ <sub>c</sub> МПа	Переріз елемента за результатами конструювання вузлів
						l <sub>x</sub>	l <sub>y</sub>	i <sub>x</sub>	i <sub>y</sub>	β <sub>x</sub>	β <sub>y</sub>				
Верхній пояс	1	0	□140x140x5	26,4	279	279	300	5,48	5,48	50,9	54,7	0,847	—	228	140x140x7
	2	-303	□140x140x5	26,4	300	300	300	5,48	5,48	54,7	54,7	0,829	138,4	228	140x140x7
	3	-303	□140x140x5	26,4	300	300	300	5,48	5,48	54,7	54,7	0,829	138,4	228	140x140x7
	4	-440	□140x140x5	26,4	300	300	300	5,48	5,48	54,7	54,7	0,829	200,8	228	140x140x7
Нижній пояс	9	195	□140x100x4	18,2	129	129	600	4,06	5,27	31,8	113,9	—	107,1	228	140x100x6
	10	171	□140x100x4	18,2	450	450	600	4,06	5,27	110,8	113,9	—	94,0	228	140x100x6
	11	395	□140x100x4	18,2	600	600	600	4,06	5,27	147,8	113,9	—	217,0	228	140x100x6
	16	-278	□100x100x6	21,6	403	403	403	4,61	4,61	87,4	87,4	0,631	203,9	228	100x100x6
Розкоси	18	186	□100x60x3	9,01	417	417	417	2,46	3,66	152,4	113,9	—	206,4	228	100x60x5
	20	-126	□100x100x6	21,6	417	417	417	4,61	4,61	90,5	81,3	0,609	95,8	228	100x100x6
	21	77	□100x60x3	9,01	417	417	417	2,46	3,66	152,4	113,9	—	85,5	228	100x60x5
Стійки	19	-44	□80x80x3	9,01	290	290	290	3,12	3,12	83,7	92,9	0,659	74,1	228	80x80x3
	22	-44	└┘30x50x4	13,2	290	290	290	3,16	3,48	82,6	83,3	0,667	50	228	└┘80x50x4
Підвіски	17	64	□80x80x3	9,01	327	294	327	3,12	3,12	94,2	104,8	—	71,0	228	80x80x3

## 2.6.4 Розрахунок і конструювання проміжних вузлів ферми

## 2.6.4.1 Розрахунок вузла №2

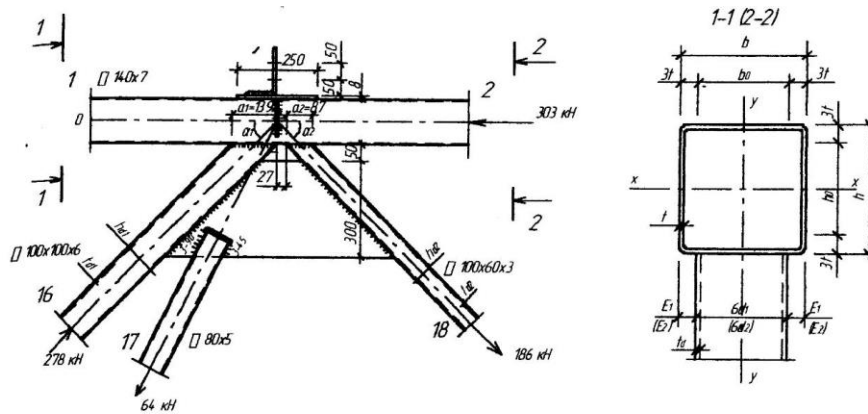


Рис.2.18. До розрахунку вузла №2.

Розраховуємо шви які прикріплюють розкоси до поясу:

а) стиснутий розкіс 16 квадратного перерізу 100x100x6 мм -  $N = -278$  кН:

- розрахункова довжина шва за формулою 45 [14]:

$$l_w = 2 \left[ \left( \frac{h_{fi} - 6 \cdot t_{di} + 1.5 \cdot \pi \cdot t_{di}}{\sin \alpha_i} \right) + (l_{di} - 6 \cdot t_{di} + 1.5 \cdot \pi \cdot t_{di}) \right] - 1 =$$

$$= 2 \left[ \left( \frac{10 - 6 \cdot 0.6 + 1.5 \cdot 3.14 \cdot 0.6}{\sin 46} \right) + (10 - 6 \cdot 0.6 + 1.5 \cdot 3.14 \cdot 0.6) \right] - 1 = 43.11 \text{ см}$$

розрахункова висота катета шва по металу шва (формула 46 [14]):

$$k_{f,nec} = \frac{N_i}{\beta_f \cdot l_w \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} = \frac{278 \cdot 10}{0.7 \cdot 43.11 \cdot 180 \cdot 1} = 0.49, \text{ де: } l_d = h_d = 10 \text{ см} - \text{ширина і висота профілю}$$

100x100x6 мм;  $t_{di} = 0.6$  см – товщина профілю 100x100x6 мм;  $\beta_f = 0.7$  - поправочний коефіцієнт при ручному зварюванні (табл. 34\*[26]);

$R_{wf} = 180$  МПа – розрахунковий опір зрізу по металу шва для електродів Е42 (табл. 55\*,56 [26]).

Конструктивна висота катета шва  $k_{f,nec} = 0.49 \text{ см} < 1.2 \cdot t_{\min} = 1.2 \cdot 0.5 = 0.6 \text{ см}$ , де:  $t_{\min}$  - мінімальна із товщин елементів, які з'єднуються. Приймаємо  $k_f = 0,5$  см.

б) розтягнутий розкіс 18 прямокутного перерізу 100x60x3 мм,  $N_{18} = 186$  кН:

- розрахункова довжина шва за формулою 45 [14]:

$$l_w = 2 \left[ \left( \frac{6 - 6 \cdot 0.3 + 1.5 \cdot 3.14 \cdot 0.3}{\sin 44} \right) + (10 - 6 \cdot 0.3 + 1.5 \cdot 3.14 \cdot 0.3) \right] - 1 = 33.84 \text{ см};$$

- Розрахункова висота шва по металу шва за формулою 46 [14]:

$$k_{f,nec} = \frac{186 \cdot 10}{0.7 \cdot 33.84 \cdot 180 \cdot 1} = 0.43 \text{ см},$$

- де:  $h_{d2} = 6$  см ширина ГЗП 100x60x3 мм;

-  $l_{d2} = 10$  см висота ГЗП 100x60x3 мм.

Конструктивна висота катета шва  $k_f = 0,43 \text{ см} > 1.2 \cdot t_{\min} = 1.2 \cdot 0.3 = 0.36$ , тому виконуємо зміну елемента 18. Приймаємо  $100 \times 60 \times 5$  мм. При цьому:

$$k_f = 0,5 \tilde{m} < 1.2 \cdot t_{\min} = 1.2 \cdot 0.6 = 0.6$$

Перевіряємо пояс на продавлювання в місці прикріплення стиснутого елемента 16 перерізом  $100 \times 100 \times 6$  мм. ( $N_{16} = -278 \text{ кН}$ ;  $b_{d1}/b = 100/140 = 0.714 < 0.9$ ;  $c/b_1 = 1.35/13.9 = 0.097 < 0.25$ ).

При  $\frac{N}{A \cdot R_y} = 0 < 0.25$ ,  $\gamma_c = 1$ , при розрахунку на продавлювання  $\gamma_1 = 1$ . За

формулою 47 [14] Граничне зусилля в розкосі:

$$N_u = \frac{\gamma_c \cdot \gamma_1 \cdot R_y \cdot t^2 (a_i + c + \sqrt{2 \cdot b \cdot b_i})}{10(0.4 + 1.8 \cdot c/d_i) \cdot b_i \cdot \sin \alpha_i} = \frac{1 \cdot 1 \cdot 240 \cdot 0.5^2 (13.9 + 1.35 + \sqrt{2 \cdot 14 \cdot 2})}{10(0.4 + 1.8 \cdot 1.35/13.9) \cdot 2 \cdot \sin 46} = 165 \text{ кН} <$$

$N_{16} = -278 \text{ кН}$ , тобто міцність не забезпечена.

Отже виконуємо зміну перерізу верхнього поясу, призначаючи для нього ГЗП  $140 \times 140 \times 7$  мм, при цьому:

$2 \cdot c = 27 \text{ мм} > (6 \cdot t - 20) = (6 \cdot 7 - 20) = 22$  мм. Перераховуємо зусилля:

$$N_u = \frac{1 \cdot 1 \cdot 240 \cdot 0.7^2 (13.9 + 1.35 + \sqrt{2 \cdot 14 \cdot 2})}{10(0.4 + 1.8 \cdot 1.35/13.9) \cdot 2 \cdot \sin 46} = 323.2 \text{ кН} > N_{16} = 278 \text{ кН}. - \text{міцність}$$

забезпечена.

Перевіряємо пояс на виривання в в місці прикріплення розтягнутого елемента 18 перерізом  $100 \times 60 \times 5$  мм ( $N_{18} = 186 \text{ кН}$ ;  $b_{d1}/b = 100/140 = 0.714 < 0.9$ ;  $c/b_1 = 1.35/8.7 = 0.15 < 0.25$ ).

При  $\frac{N}{A \cdot R_y} = \frac{330 \cdot 10}{36 \cdot 240} = 0.38 < 0.5 - \gamma_c = 1$ , де  $A = 36 \text{ см}^2$  - площа перерізу ГЗП

$140 \times 140 \times 7$  мм;  $\gamma_c = 1.5$  - при розрахунку на виривання. За формулою 47 [14]

граничне зусилля в розкосі:

$$N_u = \frac{1 \cdot 1.5 \cdot 240 \cdot 0.7^2 (8.7 + 1.35 + \sqrt{2 \cdot 14 \cdot 2})}{10(0.4 + 1.8 \cdot 1.35/8.7) \cdot 2 \cdot \sin 44} = 327.7 \text{ кН} > N_{18} = 186 \text{ кН}. - \text{міцність}$$

забезпечена.

Перевіряємо несучу здатність ділянки стінки поясу в площині вузла в місці примикання стиснутого стержня 16 ( $N_{16} = -278 \text{ кН}$ ;  $b_{d1}/b = 100/140 = 0.714 < 0.85$ ).

Оскільки  $b_{d1}/b = 100/140 = 0.714 < 0.85$  (п. 15,12 [18]), то перевірку несучої здатності стінки виконувати не потрібно.

Місцева стійкість стінки поясу в місці опирання прогону забезпечується шляхом приварювання вертикальних ребер до накладки і стінки. Прогони безпосередньо кріпляться до кутиків, які приварюються до накладки.

Розтягнута підвіска 17 прямокутного перерізу 80x80x3 мм кріпиться до верхнього поясу на фасонці. Товщина фасонки 10мм.

Розрахункова довжина зварного шва визначається за формулою 120 [26]:

$$l_w = \frac{N}{4 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} = \frac{64 \cdot 10}{4 \cdot 0.7 \cdot 0.3 \cdot 180 \cdot 1 \cdot 1} = 4.2 \text{ см.}$$

де: 4 – кількість швів;

$k_f = t_{\min} = 0.3 \text{ см}$  – катет шва;

$\gamma_{wf} = 1$  - коефіцієнт умов роботи шва.

Мінімальна відстань між краями елементів решітки у вузлах приймається:

$a_{\min} = 6t - 20 = 6 \cdot 10 - 20 = 40 \text{ мм}$ ,  $t=10 \text{ мм}$  – товщина фасонки.

### 2.6.4.2 Розрахунок вузла №3

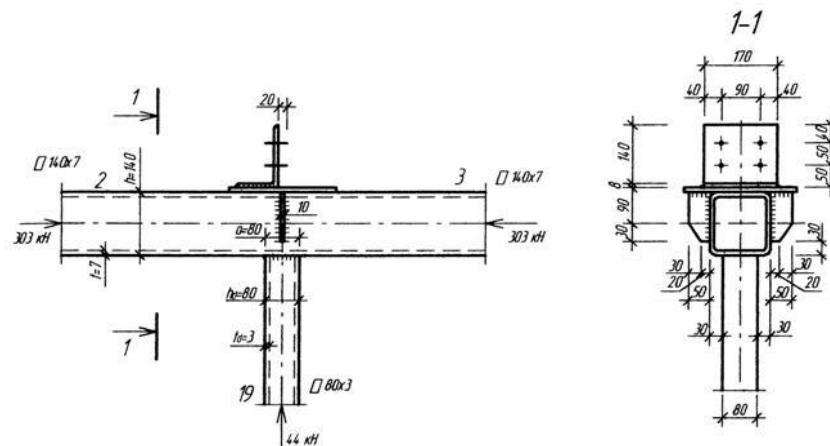


Рис.2.19. До розрахунку вузла №3.

Довжина зварного шва, який прикріплює елемент 19 до верхнього поясу за формулою 45 [26]:

$$l_w = 2 \left[ \left( \frac{8 - 6 \cdot 0.3 + 1.5 \cdot 3.14 \cdot 0.3}{\sin 90} \right) + (8 - 6 \cdot 0.3 + 1.5 \cdot 3.14 \cdot 0.3) \right] - 1 = 29.45 \text{ см};$$

Необхідний катет зварного шва (формула 46 [14]):

$$k_{f, \text{нec}} = \frac{44 \cdot 10}{0.7 \cdot 29.45 \cdot 200 \cdot 1} = 0.11 \text{ см,}$$

де:  $R_{wf} = 200$  МПа – розрахунковий опір по металу шва при використанні електродів Е46 (табл. 55\*, 56 [26]).

Приймаємо  $k_f = 0,3$  см (по товщині стінки ГЗП 80х3).

Перевіряємо пояс на продавлювання в місці прикріплення стиснутого елемента 19 перерізом 80х80х3 мм ( $N_{19} = -44$  кН;  $b_{d1}/b = 80/140 = 0.57 < 0.9$ ):

- гранична несуча здатність елемента:

$$N_u = \frac{\gamma_c \cdot \gamma_1 \cdot \gamma_d \cdot R_y \cdot t^2 (a_i + c + \sqrt{2 \cdot b \cdot b_i})}{10 \cdot \varepsilon \cdot \sin \alpha_i} = \frac{1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 240 \cdot 0.7^2 (8 + \sqrt{2 \cdot 14 \cdot 3})}{10 \cdot 3 \cdot \sin 90} = 67.3 \text{ кН} >$$

$N_{19} = -44$  кН, тобто міцність забезпечена,

де:  $\gamma_d = 1$  - при продавлюванні:

$$\text{при } \frac{N_3}{A \cdot R_y} = \frac{303 \cdot 10}{36 \cdot 240} = 0.35 < 0.5 - \gamma_c = 1;$$

$a = 8$  см;  $b = 14$  см;  $b_d = 3$  см;  $\varepsilon = (b - b_d) / 2 = (14 - 8) / 2 = 3$  см.

Оскільки при розрахунку вузла №2 була збільшена товщина стінки елемента 1 і 2 (з 140х140х5 до 140х140х7 мм), то за конструктивними вимогами приймаємо для всіх елементів верхнього поясу ГЗП 140х140х7 мм.

#### 2.6.4.3 Розрахунок вузла №4

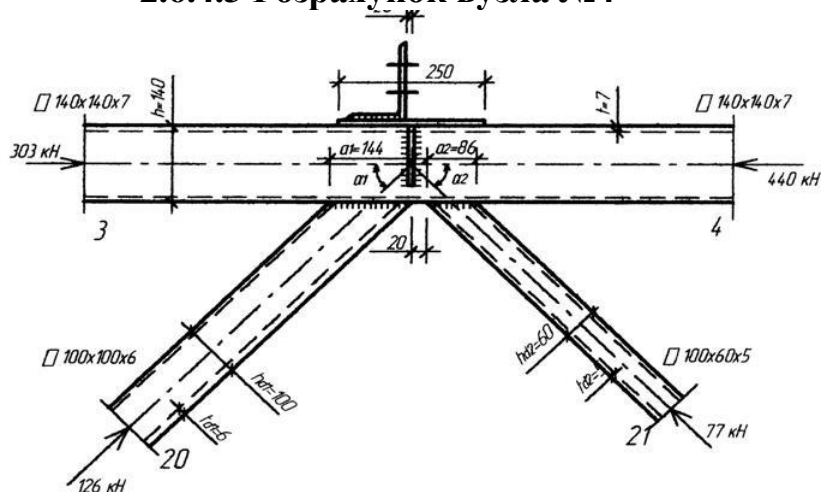


Рис.2.20. До розрахунку вузла №4.

Розраховуємо шви які прикріплюють розкоси до поясу:

а) стиснутий розкіс 20 квадратного перерізу 100х100х6 мм,  $N_{20} = -126$  кН:

- розрахункова довжина шва (формула 45 [14]):

$$l_w = 2 \left[ \left( \frac{10 - 6 \cdot 0.6 + 1.5 \cdot 3 \cdot 14 \cdot 0.6}{\sin 44} \right) + (8 - 6 \cdot 0.6 + 1.5 \cdot 3 \cdot 14 \cdot 0.6) \right] - 1 = 44.02 \text{ см};$$

- розрахункова висота катета шва за формулою 45 [14]:

$$k_{f,nec} = \frac{126 \cdot 10}{0.7 \cdot 44.02 \cdot 200 \cdot 1} = 0.2 \text{ см} < 1.2 \cdot t_{\min} = 1.2 \cdot 0.6 = 0.72 \text{ см},$$

Приймаємо  $k_f = 0.6 \text{ см}$  – по товщині ГЗП 100x100x6 мм.

б) розтягнутий розкіс 21 прямокутного перерізу 100x60x3 мм за конструктивними вимогами збільшуємо до розмірів 100x60x5 мм з площею  $A = 14.4 \text{ дм}^2$ . Таким чином для елемента 21 маємо ( $N_{21} = 77 \text{ кН}$ ):

- розрахункова довжина шва:

$$l_w = 2 \left[ \left( \frac{6 - 6 \cdot 0.5 + 1.5 \cdot 3.14 \cdot 0.5}{\sin 44} \right) + (10 - 6 \cdot 0.5 + 1.5 \cdot 3.14 \cdot 0.5) \right] - 1 = 33.13 \text{ см};$$

- розрахункова висота катету шва по металу шва:

$$k_{f,nec} = \frac{77 \cdot 10}{0.7 \cdot 33.13 \cdot 200 \cdot 1} = 0.17 \text{ см} < 1.2 \cdot t_{\min} = 1.2 \cdot 0.5 = 0.6 \text{ см}.$$

Приймаємо  $k_f = 0.5 \text{ см}$  по товщині ГЗП 100x60x5 мм.

Перевіряємо пояс на продавлювання в місці прикріплення стиснутого розкосу 20 перерізом 100x100x6 мм ( $N_{20} = -126 \text{ кН}$ ;  $b_{d1}/b = 100/140 = 0.714$ ;  $c/d_1 = 13.5/144 = 0.093 < 0.25$ ).

При  $\frac{N}{A \cdot R_y} = \frac{303 \cdot 10}{36 \cdot 240} = 0.35 < 0.5 - \gamma_c = 1$ ,  $\gamma_1 = 1$  - при розрахунку на продавлювання.

За формулою 47 [14] при  $b_{d1}/b = 100/140 = 0.714 < 0.9$  і  $c/d_1 = 13.5/144 = 0.093 < 0.25$  граничне зусилля в розкосі:

$$N_u = \frac{1 \cdot 1 \cdot 240 \cdot 0.7^2 (14.4 + 1.35 + \sqrt{2 \cdot 14 \cdot 2})}{10(0.4 + 1.8 \cdot 1.35/14.4) \cdot 2 \cdot \sin 44} = 489.4 \text{ кН} > 186 \text{ кН}. - \text{міцність забезпечена.}$$

Перевіряємо пояс на виривання в місці прикріплення розтягнутого розкосу 21 перерізом 100x60x5 мм ( $N_{21} = 77 \text{ кН}$ ;  $b_{d2}/b = 100/140 = 0.714$ ;  $c/d_2 = 13.5/86 = 0.16 < 0.25$ ).

При  $\frac{N_3}{A \cdot R_y} = \frac{440 \cdot 10}{36 \cdot 240} = 0.51 < 0.5$ ,  $\gamma_c = 1.5 - \frac{N_4}{A \cdot R_y} = 1.5 - 0.51 = 0.99$ ;

$\gamma_1 = 1.15$  - при розрахунку на виривання.

Граничне зусилля в розкосі:

$$N_u = \frac{0.99 \cdot 1.15 \cdot 240 \cdot 0.7^2 (8.6 + 1.35 + \sqrt{2 \cdot 14 \cdot 2})}{10(0.4 + 1.8 \cdot 1.35/8.6) \cdot 2 \cdot \sin 44} = 351.8 \text{ кН} > N_{21} = 77 \text{ кН}. - \text{тобто міцність}$$

забезпечена.

Перевіряємо несучу здатність ділянки стінки поясу в площині вузла в місці прикріплення стиснутого розкосу 20 з зусиллям  $N_{20} = 126 \text{ кН}$ .

$b_{d1}/b = 100/140 = 0.714 < 0.85$ , отже у відповідності до п. 15.12 [18] перевірку виконувати не потрібно.

Місцева стійкість стінки поясу в місці опирання прогону забезпечується вертикальними ребрами жорсткості.

#### 2.6.4. Розрахунок вузла №11

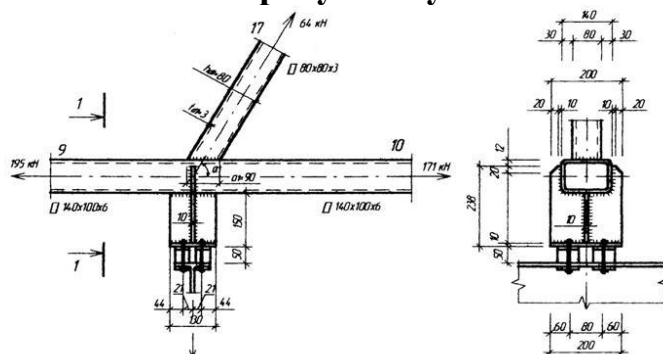


Рис.2.21. До розрахунку вузла №11.

Розраховуємо шов, який прикріплює елемент решітки 17 до нижнього поясу ( $N_{17} = 64$  кН):

$$l_w = 2 \left[ \left( \frac{6 - 6 \cdot 0.3 + 1.5 \cdot 3.14 \cdot 0.3}{\sin 62} \right) + (8 - 6 \cdot 0.3 + 1.5 \cdot 3.14 \cdot 0.3) \right] - 1 = 31.41 \text{ см};$$

Необхідний катет шва:

$$k_{f, \text{нec}} = \frac{64 \cdot 10}{0.7 \cdot 31.41 \cdot 200 \cdot 1} = 0.15 \text{ см} < 1.2 \cdot t_{\min} = 1.2 \cdot 0.3 = 0.36 \text{ см},$$

Приймаємо  $k_f = 0,3$  см по найменшій товщині одного із з'єднаних елементів.

Перевіряємо нижній пояс на продавлювання в місці примикання елемента 17 перерізом 80x80x3 мм ( $N_{17} = 64$  кН;  $b_{d1}/b = 80/140 = 0.67 < 0.9$ ;  $c/d_2 = 0/90 = 0 < 0.25$ ),

$$\gamma_1 = 1, \gamma_c = 1 \text{ при } \frac{N_{10}}{A \cdot R_y} = \frac{171 \cdot 10}{18.2 \cdot 240} = 0.39 < 0.5,$$

$A = 18.2 \text{ см}^2$  - площа поперечного перерізу ГРЗ 140x100x4мм.

Граничне зусилля в розкосі:

$$N_u = \frac{1 \cdot 1 \cdot 240 \cdot 0.4^2 (9 + 0 + \sqrt{2 \cdot 10 \cdot 3})}{10(0.4 + 1.8 \cdot 0/9) \cdot 2 \cdot \sin 62} = 90.7 \text{ кН} > N_{17} = 64 \text{ кН}.$$

Визначаємо розрахункову довжину шва, який прикріплює столик підвіски балки кранового шляху до нижнього поясу ферми: приймаємо катет шва по мінімальній товщині із з'єднаних елементів:  $k_f = 0,3$  см. Шов розраховуємо на найбільше навантаження від підвісного крану (табл.2.38 [13]):  $N = 56$  кН.;  $T = 2,2$  кН.

$$l_w = \frac{N}{4 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} = \frac{56 \cdot 10}{4 \cdot 0.7 \cdot 0.4 \cdot 200 \cdot 1 \cdot 1} = 2.5 \text{ см}.$$



З конструктивних міркувань приймаємо висоту поперечного вертикального ребра 238 мм,  $t=10$  мм; ширина опорного столика 130 мм, висота 150 мм, довжина 160 мм.

### 2.6.5 Розрахунок вузла №12

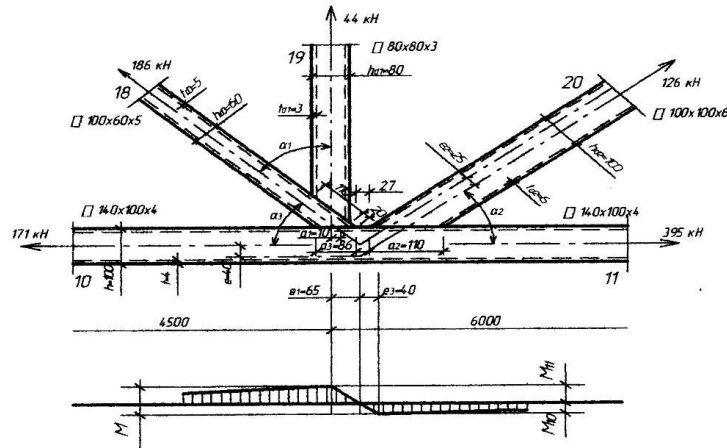


Рис.2.22. До розрахунку вузла №12.

Розрахунок вузла виконується з врахуванням вузлового моменту ( $e=40$  мм  $> 0.25 \cdot h = 0.25 \cdot 100 = 25$ ).

Вузловий момент:

$$M = e_1 \cdot N_{19} - e_2 \cdot N_{20} = 0.065 \cdot 44 - 0.025 \cdot 126 = -0.29 \text{ кНм}$$

Врахування вузлового моменту виконується шляхом розподілу його на елементи, які збігаються в вузлі, пропорційно їх питомим жорсткостям:

$$M_{11} = \frac{M \cdot k_{b1}}{\sum k_b} = \frac{0.29 \cdot 1.03 \cdot 10^5}{4.3 \cdot 10^5} = 0.07 \text{ кНм},$$

$$\text{де: } k_{b1} = E \cdot I_1 / l_1 = 2.06 \cdot 10^5 \cdot 300 / 600 = 1.03 \cdot 10^5 \text{ МПа} \cdot \text{см}^3,$$

$$I_1 = I_y = 300 \text{ см}^4 - \text{для ГЗП } 140 \times 100 \times 4 \text{ мм};$$

$$E = 2,06 \cdot 10^5 \text{ МПа} - \text{модуль пружності сталі.}$$

$$\sum k_b = k_{b1(10)} + k_{b2(11)} + k_{b3(18)} + k_{b4(19)} + k_{b5(20)} = 2.06 \cdot 10^5 (300 / 600 + 300 / 450 +$$

$$+ 80.8 / 417 + 87.5 / 200 + 177 / 417) = 4.3 \cdot 10^5 \text{ МПа} \cdot \text{см}^3 - \text{сума питомих жорсткостей}$$

елементів, які збігаються в вузлі.

$$M_{10} = \frac{M \cdot k_{b2}}{\sum k_b} = \frac{0.29 \cdot 1.37 \cdot 10^5}{4.8 \cdot 10^5} = 0.092 \text{ кНм};$$

$$M_{18} = \frac{M \cdot k_{b3}}{\sum k_b} = \frac{0.29 \cdot 0,4 \cdot 10^5}{4.3 \cdot 10^5} = 0.03 \text{ кНм}; M_{19} = \frac{M \cdot k_{b4}}{\sum k_b} = \frac{0.29 \cdot 0,62 \cdot 10^5}{4.3 \cdot 10^5} = 0.042 \text{ кНм};$$

$$M_{20} = \frac{M \cdot k_{b5}}{\sum k_b} = \frac{0.29 \cdot 0,87 \cdot 10^5}{4.3 \cdot 10^5} = 0.059 \text{ кНм},$$

Додаткові напруження в елементах:

$$\sigma_{11} = \frac{M_{11}}{W_{11}} = \frac{0.07 \cdot 10^3}{60} = 1.17 \text{ ППа}; (W_{11} = W_y = 60 \text{ см}^3 \text{ для ГЗП } 140 \times 100 \times 4 \text{ мм});$$

$$\sigma_{10} = \frac{M_{10}}{W_{10}} = \frac{0.092 \cdot 10^3}{60} = 1.53 \text{ ППа}; (W_{10} = W_y = 60 \text{ см}^3 \text{ для ГЗП } 140 \times 100 \times 4 \text{ мм});$$

$$\sigma_{18} = \frac{M_{18}}{W_{18}} = \frac{0.03 \cdot 10^3}{26,9} = 1.12 \text{ ППа}; (W_{18} = W_y = 26,9 \text{ см}^3 \text{ для ГЗП } 100 \times 60 \times 5 \text{ мм});$$

$$\sigma_{19} = \frac{M_{19}}{W_{19}} = \frac{0.042 \cdot 10^3}{22} = 1.91 \text{ ППа}; (W_{19} = W_y = 22 \text{ см}^3 \text{ для ГЗП } 80 \times 80 \times 3 \text{ мм});$$

$$\sigma_{20} = \frac{M_{20}}{W_{20}} = \frac{0.059 \cdot 10^3}{35,4} = 1.67 \text{ ППа}; (W_{20} = W_y = 35,4 \text{ см}^3 \text{ для ГЗП } 100 \times 100 \times 6 \text{ мм});$$

Одержані напруження додаються до напружень від поздовжніх сил у відповідних елементах, отримані значення прирівнюються з  $\sigma_{\max} = R_y \cdot \gamma_c$ .

Визначаємо необхідні довжини зварних швів, які прикріплюють елементи решітки у вузлі:

Елемент 18:

$$l_{w18} = 2 \left[ \left( \frac{6 - 6 \cdot 0.5 + 1.5 \cdot 3.14 \cdot 0.5}{\sin 44} \right) + (10 - 6 \cdot 0.5 + 1.5 \cdot 3.14 \cdot 0.5) \right] - 1 = 33.13 \text{ см},$$

$$k_{f,nec18} = \frac{N_{18} - N_{19} \cdot \cos \alpha_1}{\beta_f \cdot l_w \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} = \frac{186 - 44 \cdot \cos 46}{0.7 \cdot 33.13 \cdot 200 \cdot 1} = 0.34 \text{ см} < 1.2 \cdot t_{\min} = 1.2 \cdot 4 = 4.8 \text{ мм} = 0,48 \text{ см},$$

(по товщині ГЗП 140x100x4 мм);

$$l_{w19} = 2 \left[ \left( \frac{8 - 6 \cdot 0.3 + 1.5 \cdot 3.14 \cdot 0.3}{\sin 46} \right) + (8 - 6 \cdot 0.3 + 1.5 \cdot 3.14 \cdot 0.3) \right] - 1 = 34.09 \text{ см};$$

$$k_{f,nec19} = \frac{44 \cdot 10}{0.7 \cdot 34.09 \cdot 200 \cdot 1} = 0.09 \text{ см} < 1.2 \cdot t_{\min} = 1.2 \cdot 0.3 = 0.36 \text{ см},$$

Приймаємо  $k_{f19} = 0.3 \text{ см}$  (по товщині ГЗП 80x80x3 мм);

$$l_{w20} = 2 \left[ \left( \frac{10 - 6 \cdot 0.6 + 1.5 \cdot 3.14 \cdot 0.6}{\sin 44} \right) + (10 - 6 \cdot 0.6 + 1.5 \cdot 3.14 \cdot 0.6) \right] - 1 = 44.02 \text{ см};$$

$$k_{f,nec20} = \frac{126 \cdot 10}{0.7 \cdot 44.02 \cdot 200 \cdot 1} = 0.2 \text{ см} < 1.2 \cdot t_{\min} = 1.2 \cdot 4 = 4.8 \text{ мм} = 0,48 \text{ см},$$

Приймаємо  $k_{f20} = 0.4 \text{ см}$  (по товщині ГЗП 140x100x4 мм);

Перевіряємо пояс на виривання в місці прикріплення елемента 18 перерізом 100x60x5 мм ( $N = 186 \text{ кН}$ ;  $b_{d3}/b = 100/140 = 0.714 < 0.9$ ;  $c/d_3 = 13.5/86 = 0.157 < 0.25$ ).

$$\text{При } \frac{N_{10}}{A \cdot R_y} = \frac{171 \cdot 10}{18.2 \cdot 240} = 0.39 < 0.5, \quad \gamma_c = 1, \gamma_1 = 1.15 \quad A = 18.2 \text{ см}^2 \text{ - площа поперечного}$$

перерізу поясу.

Граничне зусилля в розкосі (формула 47 [14]):

$$N_u = \frac{1 \cdot 1.15 \cdot 240 \cdot 0.4^2 (8.6 + 1.35 + \sqrt{2 \cdot 14 \cdot 2})}{10(0.4 + 1.8 \cdot 1.35 / 8.6) \cdot 2 \cdot \sin 44} = 81.18 \text{ кН} , \text{ що менше зусилля в розкосі в}$$

місці примикання його до поясу:  $N = N_{18} - N_{19} \cdot \cos \alpha_1 = 186 - 44 \cdot \cos 46 = 155 \text{ кН}$ .

Виконуємо зміну перерізу поясу, призначаючи для нього ГЗП 140x100x4.

значення  $N_u$  в цьому випадку:  $N_u = \frac{1 \cdot 1.15 \cdot 240 \cdot 0.6^2 (8.6 + 1.35 + \sqrt{2 \cdot 14 \cdot 2})}{10(0.4 + 1.8 \cdot 1.35 / 8.6) \cdot 2 \cdot \sin 44} = 182.7 \text{ кН} ,$

отже міцність забезпечена.

Перевіряємо пояс на продавлювання в місці прикріплення стиснутого елемента 20 перерізом 100x100x6 мм.

Геометричні параметри примикання ідентичні параметрам у вузлі №4, при розрахунку якого ця перевірка виконана.

Перевіряємо елемент №18 на продавлювання в місці прикріплення стиснутого елемента №19 перерізом 80x80x3 мм ( $N_{19} = 44 \text{ кН}$ ;

$$b_{d2} / b_{d3} = 80 / 100 = 0.8 < 0.9 ; c / d_1 = 20 / 110 = 0.18 < 0.25 ), \text{ при: } \frac{N_{18}}{A \cdot R_y} = \frac{186 \cdot 10}{14.4 \cdot 240} = 0.54 > 0.5 ,$$

$$\gamma_c = 1.5 - \gamma_1 = 1.15 - \frac{N_{18}}{A \cdot R_y} = 1.15 - 0.54 = 0.96 , \gamma_1 = 1 .$$

Тоді граничне зусилля в стійці:

$$N_u = \frac{0.96 \cdot 1 \cdot 240 \cdot 0.5^2 (11 + 2 + \sqrt{2 \cdot 10 \cdot 1})}{10(0.4 + 1.8 \cdot 2 / 11) \cdot 1 \cdot \sin 46} = 181.4 \text{ кН} , \text{ що більше } N_{19} = 44 \text{ кН} , \text{ тобто міцність}$$

забезпечена.

$$\text{Тут: } b = b_{d3} = 10 \text{ см} , \varepsilon = (b_{d3} - b_{d1}) / 2 = (10 - 8) / 2 = 1 \text{ см} ;$$

$c_1 = 2 \text{ см}$  – відстань від перетину правої стінки елемента №19 з верхньою стінкою елемента №18 до перетину верхньої стінки елемента №18 з верхньою стінкою пояса.

## 2.7 Розрахунок опорних вузлів

### 2.7.1 Розрахунок вузла №1

Оскільки зусилля в стержні №1 дорівнює 0, то конструювання вузла проводимо без розрахунку.

До оголовка колони приварюється вертикальне ребро, його ширина із врахуванням розміщення болтів приймається 85 мм. Отвори під болти виконуємо овальним.

На стержень №1 ставимо заглушку – плиту  $t=10$  мм для захисту коробчатого перерізу від забруднення. До заглушки також приварюємо вертикальне ребро шириною 85 мм. Напуск ребер – 70 мм.

Кріплення здійснюється 2 – ма болтами М20, висота ребра 160 мм.

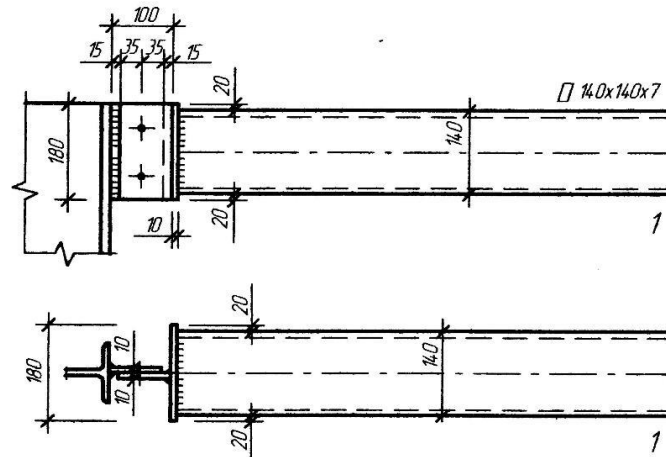


Рис.2.23. Конструювання верхнього опорного вузла.

### 2.7.2 Розрахунок вузла №10

Розраховуємо шов, який прикріплює опорний фланець до нижнього поясу.

Опорна реакція:  $V = (\sum P_i + \sum S_i) / 2 = (210.24 + 134.08) / 2 = 172.16$  кН,

де:  $\sum P_i$  і  $\sum S_i$  - суми вузлових сил від постійного і тимчасового навантаження на всьому прольоті.

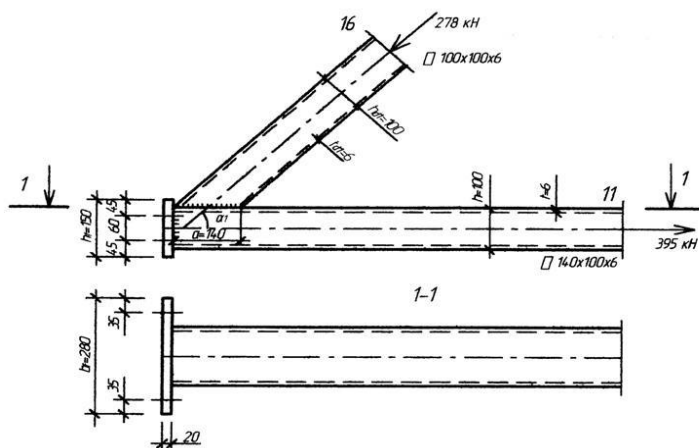


Рис.2.24. До розрахунку вузла №10.

Розрахункова довжина шва, згідно розрахунку нижнього монтажного вузла  $l_w = 43.91$  см.

Необхідний катет шва:

$$k_{f,nec} = \frac{V}{\beta_f \cdot l_w \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} = \frac{172.16 \cdot 10}{0.7 \cdot 43.91 \cdot 200 \cdot 1} = 0.28 \text{ см,}$$

Приймаємо  $k_f < k_{f,max} = 1.2 \cdot t_{min} = 1.2 \cdot 0.6 = 0.72$  см.

Приймаємо  $k_f = 0.7$  см.

При ширині фланця  $k_f = 28$  см необхідна його товщина:

$$t_f = \frac{1.2 \cdot V}{b_f \cdot R_p \cdot \gamma_c} = \frac{1.2 \cdot 172.16 \cdot 10}{28 \cdot 336 \cdot 1} = 0.22 \text{ см},$$

Приймаємо  $t_f = 2$  см.

Тут: 1,2 – коефіцієнт, який враховує можливі ексцентриситети;

$R_p = 336$  МПа (табл.52\* [26]) при  $R_{um} = 370$  МПа для матеріалу фланця – сталі

S245 – розрахунковий опір прокату змінанню торцевої поверхні.

Розраховуємо шов, який прикріплює елементи решітки у вузлі:

$$l_w = 2 \left( \frac{[h_{d1} - 6 \cdot t_{d1} + 1.5 \cdot \pi \cdot t_{d1}]}{\sin \alpha_1} \right) + (b_{d1} - 6 \cdot t_{d1} + 1.5 \cdot \pi \cdot t_{d1}) - 1 =$$
$$= 2 \left( \frac{[10 - 6 \cdot 0.6 + 1.5 \cdot 3.14 \cdot 0.6]}{\sin 46} \right) + (10 - 6 \cdot 0.6 + 1.5 \cdot 3.14 \cdot 0.6) - 1 = 43.1 \text{ см}.$$

Необхідний катет шва:  $k_{f,nec} = \frac{N_{16}}{\beta_f \cdot l_w \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} = \frac{278 \cdot 10}{0.7 \cdot 43.1 \cdot 200 \cdot 1} = 0.46 \text{ см},$

Приймаємо  $k_f < k_{f,max} = 1.2 \cdot t_{min} = 1.2 \cdot 0.6 = 0.72$  см.

Приймаємо  $k_f = 0.7$  см, де:

$t_{min} = t_{d1} = 0.6$  см – мінімальна товщина одного із зварювальних елементів.

Перевіряємо елемент 11 на продавлювання в місці примикання елемента 16 перерізом 100x100x6 мм ( $N = 278$ кН;  $b_{d1}/b = 100/140 = 0.714 < 0.9$ ;  $c/d = 0/14 = 0 < 0.25$ ;

$\gamma_1 = 1$ ,  $\gamma_c = 1$ ) при  $\frac{N}{A \cdot R_y} = \frac{395 \cdot 10}{31.6 \cdot 200} = 0.625 > 0.5$ , що не відповідає умові  $\frac{N}{A \cdot R_y} < 0.5$ . Отже

$\gamma_c = 1.5 - \frac{N_{11}}{A_1 \cdot R_1} = 1.5 - 0.625 = 0.875$ , де:

$A = 31.6 \text{ см}^2$  - площа поперечного перерізу поясу;

$N_{11} = 395$  кН – зусилля в поясі.

Граничне зусилля в розкосі:

$$N_{u16} = \frac{0.875 \cdot 1 \cdot 240 \cdot 0.6^2 (14 + 0 + \sqrt{2 \cdot 14 \cdot 2})}{10(0.4 + 1.8 \cdot 0/14) \cdot 2 \cdot \sin 46} = 282 \text{ кН} > N = 278 \text{ кН}, \text{ тобто міцність}$$

забезпечена.

## 2.8 Розрахунок монтажних вузлів ферми

### 2.8.1 Розрахунок нижнього монтажного вузла

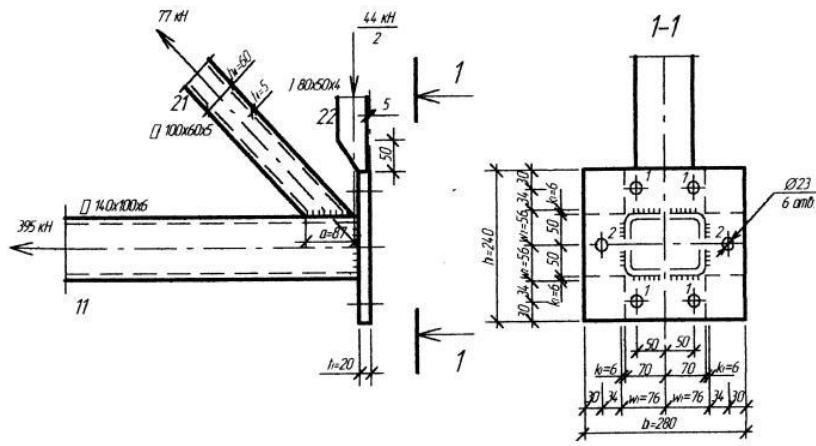


Рис.2.25. До розрахунку нижнього монтажної вузла.

Розрахунок фланцевого з'єднання на високоміцних болтах виконуємо згідно розділу 27[18].

Величина попереднього натягу болтів:

$$B_0 = 0.9 \cdot B_p = 0.9 \cdot R_{bn} \cdot A_{bn} = 0.9 \cdot 770 \cdot 2.45/10 = 169.8 \text{ кН.}$$

де:  $R_{bn} = 0.7 \cdot R_{bu} = 0.7 \cdot 1100 = 770$  МПа – розрахунковий опір розтягу

високоміцного болта;

$R_{bu} = 1100$  МПа (табл.61\* [26]) для болтів  $\varnothing 20$  (попередньо) із сталі 40Х “селект” (ГОСТ 4543-71\*),

$A_{bn} = 2.45 \text{ см}^2$  - площа “нетто” попередньо перерізу болта  $\varnothing 20$  мм.

Згідно п. 27.4. [18] призначаємо для фланця сталь марки 09Г2С-15 за ГОСТ 192852-78\*, яка відповідає класу сталі С345 (табл. 51,6\* [26]), для якої при товщині листа  $t=10...20$  мм  $R_y = 315$  МПа (табл.51\* [26]).

Розрахункове зусилля на болти 1 (рис.2.25):

$N_{b1} = (\alpha_1 - \beta_1 \cdot 1g \chi_1) B_p = (0.378 - 0.247 \cdot 1g 0.862) \cdot 188.65 = 14.81 \text{ кН}$ , де:  $\alpha_1 = 0.378$  і  $\beta_1 = 0.247$  - коефіцієнти які визначені за табл.30 [18].,

$$\chi_1 = \frac{d^2}{W_1 \cdot (t + 0.5 \cdot d)} \cdot \left( \frac{b_f}{t_f} \right)^3 = \frac{2^2}{0.76 \cdot (2 + 0.5 \cdot 2)} \cdot \left( \frac{3.4}{2} \right)^3 = 0.862 \text{ - параметр жорсткості}$$

болта:

$d = 2$  см – діаметр болта;  $W_1$  - ширина першої ділянки фланця (рис.2.25);

$t_f = 2$  см – товщина фланця;  $b_1 = 3.4$  см – відстань від осі болта до краю зварного шва.

Отримане значення  $N_{b1}$  визначене із умови міцності з'єднання по болтам.

Розрахункове зусилля на болти 2 (рис.2.25):

$$N_{b2} = (\alpha_2 - \beta_2 \cdot 1g \chi_2) B_p = (0.378 - 0.247 \cdot 1g 0.585) \cdot 188.65 = 82.16 \text{ кН,}$$

де:  $\alpha_2 = \alpha_1 = 0.378$ ;  $\beta_2 = \beta_1 = 0.247$ ;

$$\chi_2 = \frac{d^2}{W_2 \cdot (t + 0.5 \cdot d)} \cdot \left( \frac{b_f}{t_f} \right)^3 = \frac{2^2}{11.2 \cdot (2 + 0.5 \cdot 2)} \cdot \left( \frac{3.4}{2} \right)^3 = 0.585, \text{ де: } W_2 = 11.2 \text{ см, } b_1 = 3.4 \text{ см.}$$

Обчислюємо розрахункові зусилля в болтах із умови міцності фланця на

згин:

$$\text{- болти 1: } N_{f1} = 1.3 \frac{1 + 1/\gamma_1}{\mu_1} \cdot B_p = 1.3 \frac{1 + 1/1.346}{3.83} \cdot 188.65 = 111.6 \text{ кН,}$$

$$\text{де: } \mu_1 = \frac{5.4 \cdot B_p \cdot b_1}{R_y \cdot W_1 \cdot t_f^2} = \frac{5.4 \cdot 188.65 \cdot 3.4 \cdot 10}{315 \cdot 7.6 \cdot 2^2} = 3.83,$$

$$\gamma_1 = 1.346 \text{ за табл.81 [18] при } \mu_1 = 3.83, \chi_1 = 0.862;$$

$$\text{болти 2: } N_{f2} = 1.3 \frac{1 + 1/\gamma_1}{\mu_2} \cdot B_p = 1.3 \frac{1 + 1/1.613}{2.454} \cdot 188.65 = 161.9 \text{ кН,}$$

$$\text{де: } \mu_1 = \frac{5.4 \cdot B_p \cdot b_2}{R_y \cdot W_2 \cdot t_f^2} = \frac{5.4 \cdot 188.65 \cdot 3.4 \cdot 10}{315 \cdot 11.2 \cdot 2^2} = 2.454,$$

$$\gamma_1 = 1.613 \text{ за табл.81 [18] при } \mu_2 = 2.454, \chi_2 = 0.585;$$

Таким чином міцність забезпечена.

$$N = 4(\min[N_{b1}, N_{f1}]) + 2(\min[N_{b2}, N_{f2}]) = 4 \cdot N_{b1} + 2 \cdot N_{b2} = 4 \cdot 74.31 + 2 \cdot 82.16 =$$

$$= 461.6 \text{ кН.} > N = 395 \text{ кН, тобто міцність забезпечена.}$$

Довжина зварного шва, який прикріплює фланець до нижнього поясу за формулою 45 [14]:

$$l_w = 2 \left[ \left( \frac{[10 - 6 \cdot 0.6 + 1.5 \cdot 3.14 \cdot 0.6]}{\sin 46} \right) + (10 - 6 \cdot 0.6 + 1.5 \cdot 3.14 \cdot 0.6) \right] - 1 = 43.91 \text{ см, необхідний}$$

катет шва:

$$k_{f,nec} = \frac{N}{\beta_f \cdot l_w \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} = \frac{395 \cdot 10}{0.7 \cdot 43.91 \cdot 200 \cdot 1} = 0.64 \text{ см, } < 1.2 \cdot t_{\min} = 1.2 \cdot 0.6 = 0.72 \text{ см.}$$

Приймаємо  $k_f = 6$  мм, згідно табл.38\* [26] при напівавтоматичному зварюванні і  $t_{\max} = 10$  мм.

Розрахунок зварного шва, який приєднує елемент 21 до поясу, і поясу на виривання елемента 21 ідентичні таким розрахункам вузла №4, тому при конструюванні вузла використані дані розрахунку вузла №4.

Згідно п.27.14 [18] міцність фланцевого з'єднання на дію місцевої поперечної сили перевіряється за формулою:

$$Q_{loc} = 0.1 \cdot \mu \cdot N = 0.1 \cdot 0.42 \cdot 395 = 16.6 \text{ кН} < \mu \cdot \sum_{i=1} R_i = 0.42 \cdot 6 \cdot (0.1 \cdot B_0) =$$

$$= 0.42 \cdot 6 \cdot (0.1 \cdot 169.8) = 42.8 \text{ кН},$$

де:  $\mu = 0,42$  – коефіцієнт тертя згідно п.4 табл. 36\* [18];

$R_i = 0.1 \cdot B_0$  - контактні зусилля для фланцевих з'єднань елементів замкнутого профілю.

Розраховуємо елемент №22. Призначає переріз з двох гнутих швелерів ГОСТ 8278-83\* 80x50x4, для кожного з яких:  $A_1 = 6.6 \text{ см}^2$ ,  $z_0 = 1.6 \text{ см}$ ,  $1_{x1} = 65.98 \text{ см}^4$ ,  $i_{x1} = 3.16 \text{ см}$ ,  $1_{y1} = 16.6 \text{ см}^4$ ,  $i_{y1} = 1.58 \text{ см}$ .

Для перерізу з двох швелерів:

$$1_x = 2 \cdot 1_{x1} = 2 \cdot 98 = 131.96 \text{ см}^4;$$

$$1_y = 2 \cdot 1_{y1} + 2 \cdot 0.5 \cdot a^2 \cdot A_1 = 2 \cdot 16.6 + 2 \cdot 3.1^2 \cdot 6.6 = 160.05 \text{ см}^4;$$

$$i_x = i_{x1} = 3.16 \text{ см};$$

$$i_y = \sqrt{1_y / 2 \cdot A} = \sqrt{160.05 / 2 \cdot 6.6} = 3.48 \text{ см}.$$

$$\beta_{\max} = \frac{i_x}{i_{\min}} = \frac{261}{3.16} = 82.6.$$

За табл. 72 [26] при  $R_y = 240 \text{ МПа}$  і  $\beta = 82,6$  – коефіцієнт поздовжнього згину  $\varphi = 0,667$ .

Напруження в елементі від розрахункового навантаження:

$$\sigma = \frac{N_{22}}{\varphi \cdot A} = \frac{44 \cdot 10}{0.677 \cdot 13.2} = 50 \text{ МПа} < R_y \cdot \gamma_c = 240 \cdot 0.95 = 228 \text{ МПа}, \text{ отже міцність}$$

забезпечена.

Необхідний катет зварного шва, який прикріплює один швелер до фланця:

$$k_{f,nec} = \frac{0.5 \cdot N_{22}}{\beta_f \cdot 1_w \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} = \frac{0.5 \cdot 44 \cdot 10}{0.7 \cdot 8 \cdot 200 \cdot 1 \cdot 1} = 0.19 \text{ см}, < 1.2 \cdot t_{\min} = 1.2 \cdot 0.4 = 0.48 \text{ см}.$$

Приймаємо  $k_f = 0,4 \text{ см}$ ,  $1_w = 8 \text{ см}$  – розрахункова довжина зварного шва.

В цьому ж вузлі необхідно за конструювати опорний столик підвісної балки кранового шляху. Він являє собою 2 взаємно перпендикулярні ребра. Розміри призначаємо із умови розміщення болтів кріплення підвісної балки і з'єднання 2-х відправ очних марок.

## 2.8.2 Розрахунок верхнього монтажного вузла



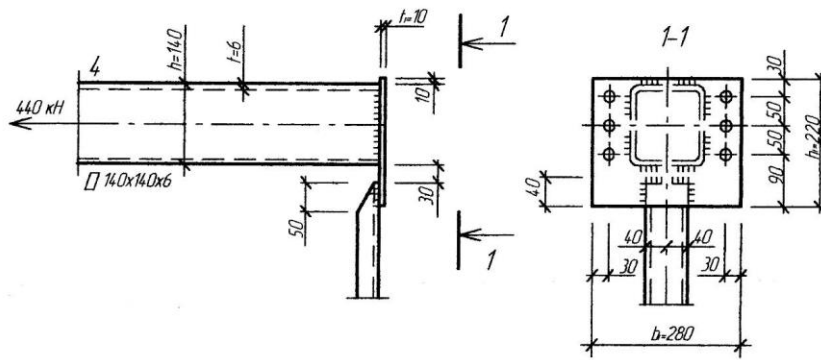


Рис.2.26. До розрахунку верхнього монтажнього вузла.

Розраховуємо шов, який прикріплює фланець до верхнього поясу:

$$l_w = 2 \left[ \left( \frac{[14 - 6 \cdot 0.6 + 1.5 \cdot 3.14 \cdot 0.6]}{\sin 90} \right) + (14 - 6 \cdot 0.6 + 1.5 \cdot 3.14 \cdot 0.6) \right] - 1 = 51.91 \text{ см},$$

Необхідний катет зварного шва:

$$k_{f,nec} = \frac{N}{\beta_f \cdot l_w \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} = \frac{440 \cdot 10}{0.7 \cdot 51.91 \cdot 200 \cdot 1} = 0.6 \text{ см}, < 1.2 \cdot t_{\min} = 1.2 \cdot 0.6 = 0.72 \text{ см}.$$

Приймаємо  $k_f = 0,6$  см.

Розраховуємо болтове з'єднання фланців на умовну поперечну силу (п.27.12 [18]):  $Q_{loc} = 0.1 \cdot \mu \cdot N = 0.1 \cdot 0.25 \cdot 440 = 11$  кН,

де:  $\mu = 0,25$  - п.6 табл. [26].

Проектуємо болтове з'єднання з 6 болтів, 2 з яких високоміцні  $\varnothing 20$  мм класу точності С. Міцність з'єднання на поперечну силу (при врахуванні тільки високоміцних болтів):  $Q^1 = \mu \cdot \sum_{i=1}^2 R_i = \mu \cdot 2 \cdot 0.1 \cdot B_0 = 0.25 \cdot 2 \cdot 0.1 \cdot 169.8 = 8.49$  кН,

де:  $B_0 = 169,8$  кН – див. розрахунок нижнього монтажнього вузла.

$Q_{loc} = 11$  кН.  $> Q^1 = 8.49$  кН, але враховуючи наявність додаткових болтів, міцність з'єднання на поперечну силу забезпечена.

Розрахунок прикріплення елемента №22 до фланця виконаний в розрахунку нижнього монтажнього вузла. Необхідна довжина зварного шва  $l_w = 8$  см при  $k_f = 0,4$  см розподіляється на 2 однакових шви  $l_{w1} = l_{w2} = 4$  см з  $k_f = 0,4$  см з виведенням швів на торці швелерів.

## 2.9 Інженерно – геологічні умови будівельного майданчика

Під забудову відведена ділянка розміром 80x180 м, з незначним схилом поверхні: від абсолютної відмітки 190.00 в південно – західній частині до абсолютної позначки 188.00 в північно – східній частині.

Бурінням 3 – ох свердловин глибиною 15,5 метрів та лабораторним аналізом встановлено 5 інженерно – геологічні елементи (ІГЕ). Для оцінки інженерно – геологічних умов і рекомендацій щодо влаштування фундаментів знаходимо всі характеристики ґрунтів і даємо назву цим ґрунтам.

### 2.10.1 Встановлення повних назв ґрунтів, визначення повних фізичних характеристик ґрунтів

ІГЕ – 1 – рослинний шар, товщиною 0,3 метра.

ІГЕ – 2 – піщаний ґрунт, товщиною 2,8 – 4,5 метрів.

Дані лабораторних аналізів цього ґрунту наведені в табл. 2.1.

Таблиця 2.1.

Дані лабораторних аналізів ІГЕ – 2

№ ґрунту	Гранулометричний склад - вміст частинок в % крупністю										Фізико-механічні характеристики					
	≥10	10-2	2-1	1-0,5	0,5-0,25	0,25-0,1	0,1-0,05	0,05-0,01	0,01-0,005	<0,005	$\rho_s$ , г/см <sup>3</sup>	$\rho$ , г/см <sup>3</sup>	W, %	E, мПа	$\varphi$ , град.	c, кПа
ІГЕ - 2	---	1,2	5,0	12,0	12,0	46,0	17,0	6,0	0,3	0,5	2,65	1,9	100	18	30	3

За гранулометричним складом даний ґрунт називається дрібним піском, так як маса частинок крупніших 0,1 мм складає 76,2%, що більше потрібних 75%.

Визначаємо похідні фізичні характеристики ґрунту згідно з табл. Б10 ДСТУ Б В.2.1-2-96:

- коефіцієнт пористості  $e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + \omega) - 1 = \frac{2,65}{1,9} (1 + 0,1) - 1 = 0,53$ . Дрібний пісок з

коефіцієнтом пористості  $e = 0,53$ , що менше 0,6 – є щільним;

- коефіцієнт водонасичення  $S_r$ :  $S_r = \frac{\rho_s \cdot \omega}{e \cdot \rho_w} = \frac{2,65 \cdot 0,1}{0,53 \cdot 1,0} = 0,5$ . Згідно з табл. Б17

ДСТУ Б В.2.1-2-96 визначаємо, що **пісок** малого ступеня водонасичення ( $S_r = 0,5$ ).

Повна назва: пісок дрібний, щільний, малого ступеня водонасичення.

Визначаємо розрахункові характеристики ґрунту для розрахунку за I-ю і II-ю групами граничних станів:

$$\text{Отже: } \gamma_1 = \frac{\rho_n \cdot g}{\gamma_g} = \frac{1,9 \cdot 10}{1,05} = 18,09 \text{ кН/м}^3, \quad \gamma_{11} = \frac{\rho_n \cdot g}{\gamma_g} = \frac{1,9 \cdot 10}{1,0} = 19 \text{ кН/м}^3;$$

$$\varphi_1 = \text{arcctg} \frac{\text{tg} \varphi_n}{\gamma_g} = \text{arcctg} \frac{\text{tg} 30}{1,15} = 27^\circ, \quad \varphi_{11} = \text{arcctg} \frac{\text{tg} \varphi_n}{\gamma_g} = \text{arcctg} \frac{\text{tg} 30}{1,0} = 30^\circ;$$

$$c_1 = \frac{c_n}{\gamma_g} = \frac{3}{1.5} = 2 \text{кПа}, \quad c_{11} = \frac{c_n}{\gamma_g} = \frac{3}{1.0} = 3 \text{кПа}$$

ІГЕ – 3 – піщаний ґрунт, потужністю 1,2 – 1,6 метрів.

Дані лабораторних аналізів цього ґрунту наведені в табл. 3.2.

Таблиця 2.2

Дані лабораторних аналізів ІГЕ – 3

№ ґрунту	Гранулометричний склад - вміст частинок в % крупністю										Фізико-механічні характеристики					
	≥10	10-2	2-1	1-0,5	0,5-0,25	0,25-0,1	0,1-0,05	0,05-0,01	0,01-0,005	<0,005	$\rho_s$ , г/см <sup>3</sup>	$\rho$ , г/см <sup>3</sup>	W, %	E, мПа	$\varphi$ , град.	c, кПа
ІГЕ - 3	---	---	---	8,0	12,0	37,0	25,0	10,0	8,0	---	2,66	1,8	18	12	26	2

За гранулометричним складом даний ґрунт називається пілуватим піском, так як маса частинок крупніших 0,1 мм складає 57%, що менше 75%.

Визначаємо похідні фізичні характеристики ґрунту згідно з табл. Б10 ДСТУ Б В.2.1-2-96:

- коефіцієнт пористості  $e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + \omega) - 1 = \frac{2,66}{1,8} (1 + 0,18) - 1 = 0,744$ . пілуватий пісок

з коефіцієнтом пористості  $e = 0,744$ , що більше 0,6 і менше 0,8 – є піском середньої щільності;

- коефіцієнт водонасичення  $S_r: S_r = \frac{\rho_s \cdot \omega}{e \cdot \rho_w} = \frac{2,66 \cdot 0,18}{0,744 \cdot 1,0} = 0,644$ . Згідно з табл. Б17

ДСТУ Б В.2.1-2-96 визначаємо, що **пісок** водонасичений ( $S_r = 0,644$ ).

Повна назва: пісок пілуватий, середньої щільності, водонасичений.

Визначаємо розрахункові характеристики ґрунту для розрахунку за І-ю і ІІ-ю групами граничних станів:

Отже:  $\gamma_1 = \frac{\rho_n \cdot g}{\gamma_g} = \frac{1,8 \cdot 10}{1,05} = 17,14 \text{кН/м}^3$ ,  $\gamma_{11} = \frac{\rho_n \cdot g}{\gamma_g} = \frac{1,8 \cdot 10}{1,0} = 18 \text{кН/м}^3$ ;

$\varphi_1 = \text{arcctg} \frac{\text{tg} \varphi_n}{\gamma_g} = \text{arcctg} \frac{\text{tg} 26}{1,15} = 23^\circ$ ,  $\varphi_{11} = \text{arcctg} \frac{\text{tg} \varphi_n}{\gamma_g} = \text{arcctg} \frac{\text{tg} 26}{1,0} = 26^\circ$ ;

$c_1 = \frac{c_n}{\gamma_g} = \frac{2}{1,5} = 1,33 \text{кПа}$ ,  $c_{11} = \frac{c_n}{\gamma_g} = \frac{2}{1,0} = 2 \text{кПа}$

ІГЕ – 4 – пілувато – глинистий ґрунт, товщиною 4,4-4,6 метрів.

Дані лабораторних аналізів цього ґрунту наведені в табл. 2.3.

Таблиця 2.3.

Дані лабораторних аналізів ІГЕ – 4

№ ІГЕ	Фізико-механічні характеристики ґрунту										
	$\rho_s,$ г/см <sup>3</sup>	$\rho,$ г/см <sup>3</sup>	W, %	W <sub>L</sub> , %	W <sub>p</sub> , %	E, МПа	$\varphi,$ град.	c, кПа	Відносне просідання $\varepsilon_{sl}$ при тиску p, кПа		
									100	200	300
ІГЕ - 4	2,72	1,96	2,5	28,4	19,6	---	17	16	---	---	---

Визначаємо похідні фізичні характеристики:

- число пластичності:  $I_p = \omega_L - \omega_p = 28,4 - 19,6 = 8,8\%$ . Згідно з табл. Б11 ДСТУ Б

В.2.1-2-96 визначаємо, що ґрунт - **суглинок** ( $7 < I_p = 8,8 \leq 17$ ).

- показник текучості:  $I_L = \frac{\omega - \omega_p}{\omega_L - \omega_p} = \frac{25 - 19,6}{28,4 - 19,6} = 0,614$ . Згідно з табл. Б14 ДСТУ Б

В.2.1-2-96 визначаємо, що **суглинок** називається м'якопластичний ( $7 < I_L < 17$ ).

- коефіцієнт пористості:  $e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + \omega) - 1 = \frac{2,72}{1,96} (1 + 0,25) - 1 = 0,735$ .

- коефіцієнт водонасичення:  $S_r = \frac{\rho_s \cdot \omega}{e \cdot \rho_w} = \frac{2,72 \cdot 0,25}{0,735 \cdot 1,00} = 0,925$ . Суглинок

водонасичений ( $0,8 < S_r = 0,925 \leq 1,0$ ). Повна назва: суглинок м'якопластичний, насичений водою.

Визначаємо розрахункові характеристики ґрунту для розрахунку за І-ю і ІІ-ю групами граничних станів:

Отже:  $\gamma_1 = \frac{\rho_n \cdot g}{\gamma_g} = \frac{1,96 \cdot 10}{1,05} = 18,66 \text{ кН/м}^3$ ,  $\gamma_{11} = \frac{\rho_n \cdot g}{\gamma_g} = \frac{1,96 \cdot 10}{1,0} = 19,6 \text{ кН/м}^3$ ;

$\varphi_1 = \text{arcctg} \frac{\text{tg} \varphi_n}{\gamma_g} = \text{arcctg} \frac{\text{tg} 17}{1,15} = 15^\circ$ ,  $\varphi_{11} = \text{arcctg} \frac{\text{tg} \varphi_n}{\gamma_g} = \text{arcctg} \frac{\text{tg} 17}{1,0} = 17^\circ$ ;

$c_1 = \frac{c_n}{\gamma_g} = \frac{16}{1,5} = 10,66 \text{ кПа}$ ,  $c_{11} = \frac{c_n}{\gamma_g} = \frac{16}{1,0} = 16 \text{ кПа}$

ІГЕ – 5 – піщаний ґрунт, товщиною 4,4-4,9 метрів.

Дані лабораторних аналізів цього ґрунту наведені в табл. 2.4.

Таблиця 2.4.

Дані лабораторних аналізів ІГЕ – 5

№ ґрунту	Гранулометричний склад - вміст частинок в % крупністю										Фізико-механічні характеристики					
	≥10	10-2	2-1	1-0,5	0,5-0,25	0,25-0,1	0,1-0,05	0,05-0,01	0,01-0,005	<0,005	$\rho_s,$ г/см <sup>3</sup>	$\rho,$ г/см <sup>3</sup>	W, %	E, МПа	$\varphi,$ град.	c, кПа
ІГЕ -	2,0	3,0	11,0	14,0	27,0	18,0	19,0	2,5	3,5	---	2,67	2,02	24	30	35	1

За гранулометричним складом даний ґрунт називається піском середньої крупності, так як маса частинок крупніших 0,25 мм складає 57%, що більше 50%.

Визначаємо похідні фізичні характеристики ґрунту згідно з табл. Б10 ДСТУ Б В.2.1-2-96:

- коефіцієнт пористості  $e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + \omega) - 1 = \frac{2,67}{2,02} (1 + 0,24) - 1 = 0,639$ . Пісок середньої крупності з коефіцієнтом пористості  $e = 0,639$ , що більше 0,6 і менше 0,8 – є піском середньої щільності;

- коефіцієнт водонасичення  $S_r : S_r = \frac{\rho_s \cdot \omega}{e \cdot \rho_w} = \frac{2,67 \cdot 0,24}{0,639 \cdot 1,0} = 1,0$ . Згідно з табл. Б17 ДСТУ Б В.2.1-2-96 визначаємо, що **пісок** водонасичений ( $S_r = 1,0$ ).

Повна назва: пісок середньої крупності, середньої щільності, водонасичений.

Визначаємо розрахункові характеристики ґрунту для розрахунку за I-ю і II-ю групами граничних станів:

$$\text{Отже: } \gamma_1 = \frac{\rho_n \cdot g}{\gamma_g} = \frac{2,02 \cdot 10}{1,05} = 19,23 \text{ кН/м}^3, \quad \gamma_{11} = \frac{\rho_n \cdot g}{\gamma_g} = \frac{2,02 \cdot 10}{1,0} = 20,2 \text{ кН/м}^3;$$

$$\varphi_1 = \arctg \frac{tg \varphi_n}{\gamma_g} = \arctg \frac{tg 35}{1,15} = 31^\circ, \quad \varphi_{11} = \arctg \frac{tg \varphi_n}{\gamma_g} = \arctg \frac{tg 35}{1,0} = 35^\circ;$$

$$c_1 = \frac{c_n}{\gamma_g} = \frac{1}{1,5} = 0,66 \text{ кПа}, \quad c_{11} = \frac{c_n}{\gamma_g} = \frac{1}{1,0} = 1 \text{ кПа}$$

Отримані дані про фізико – механічні характеристики ґрунтів заносимо в таблицю 3.5. і викреслюємо інженерно – геологічний розріз (Рис.2.1).

### 2.10.2 Висновки та рекомендації

1. Лабораторним аналізом зразків ґрунту відібраних при бурінні, на відведеній ділянці під замовлення ділянці, свердловин глибиною 15,5 м. встановлено, що геолого – літологічна будова майданчика має такий вигляд:

ІГЕ-1 – Ґрунтово – рослинний шар, потужністю 0,3 м;

ІГЕ-2 – пісок дрібний, щільний, малого ступеня водонасичення, потужністю 2,8-4,5 м;

ІГЕ-3 – пісок пилуватий, середньої щільності, водонасичений, потужністю 1,2-1,6 м;

ІГЕ-4 – суглинок м'якопластичний, водонасичений, потужністю 4,4-4,6 м;

ІГЕ-5 – пісок середньої крупності, середньої щільності, водонасичений,

потужністю 4,4-4,9 м;

Підземні води залягають на глибині 9,1-10,6 м.

2. Оскільки на будівельному майданчику на глибину 4,4-5,9 м залягають піски щільні і середньої щільності, нижче йде шар м'якопластичного суглинку товщюю 4,4-4,6 м, то доцільним буде влаштування фундаментів мілкового закладення.

3. Глибина закладання фундаменту визначається гідрогеологічними та конструктивними особливостями, і залежить від глибини промерзання ґрунту, рівня підземних вод, призначення будівлі, навантажень на фундаменти.

### **2.11 Визначення навантажень на фундаменти**

Збір навантажень від ваги покриття, колон, стінових панелей, снігового і кранового навантаження проводиться в розрахунково – конструктивному розділі, при розрахунку рами.

За результатом розрахунку на ЕОМ, були отримані наступні розрахункові значення для розрахунку фундаментів під колону для II-ї групи граничних станів:

- для колони крайнього ряду:  $M_{11} = 82.7 \text{кН} \cdot \text{м}$ ;  $N_{11} = 296.3 \text{кН}$ ;  $Q_{11} = 20.4 \text{кН}$
- для колони середнього ряду:  $M_{11} = 52.2 \text{кН} \cdot \text{м}$ ;  $N_{11} = 455.6 \text{кН}$ ;  $Q_{11} = 5.0 \text{кН}$ .

### **2.12 Визначення глибини закладання фундаменту**

В даному випадку глибина закладання фундаментів залежить від глибини промерзання і рівня ґрунтових вод.

Нормативна глибина промерзання  $d_{fn} = 0,8$  м.

Оскільки фундамент опирається на дрібні піски, а спеціальним дослідженням встановлено, що вони не здатні до здійснення, то глибина закладання як внутрішніх так і зовнішніх фундаментів призначається незалежно від  $d_f$ ,  
 $d_f = d_{fn} \cdot k_h = 0.8 \cdot 1.1 = 0.88$  м.

де:  $d_{fn} = 0,8$  м;  $k_h$  - коефіцієнт що враховує період зведення будівлі  $k_h = 1,1$ .

В даному випадку будівлі без підвалу, з підлогою, утепленою по периметру в зоні примикання до зовнішніх стін на ширину 0,8 м, шаром керамзиту товщиною 120 мм з об'ємною вагою не більше  $600 \text{кг} / \text{м}^3$ .

Рівень ґрунтових вод знаходиться на глибині 9,1 м від поверхні ґрунту, тобто ґрунтової води на глибину закладання не впливають.

Отже приймаємо глибину закладання фундаменту  $d = 2,05$  м.

## 2.13 Визначення розмірів підшви фундаментів

$$\text{Наближена площа підшви: } A = \frac{N_{II}}{R_0 - \bar{\gamma}d};$$

де:  $R_0=400$  кПа розрахунковий опір для піску дрібного, щільного, малого ступеня водонасичення (табл.2.2 [22]);

$\bar{\gamma}=20$ кН/м<sup>3</sup> - усереднене значення питомої ваги матеріалу фундаменту і ґрунту на його обрізах;  $d=2,05$  м – глибина закладання фундаменту;  $N_{II}$  - вертикальне навантаження.

### 2.13.1 Фундамент під колону крайнього ряду

В першому наближенні визначаємо площу підшви фундаменту:

$$A = \frac{N_{II}}{R_0 - \bar{\gamma}d} = \frac{296,3}{400 - 20 \cdot 2,05} = 0,75 \text{ м}^2;$$

Розраховуємо близький за площею фундамент з розмірами підшви

$$b \cdot l = 1,8 \cdot 1,8, \quad A = 3,24 \text{ м}^2, \quad \text{з моментом опору: } W = \frac{b \cdot l^2}{6} = \frac{1,8 \cdot 1,8}{6} = 0,972 \text{ м}^3.$$

Уточнюємо розрахунковий опір ґрунту за формулою 7[22]:

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

де:  $\gamma_{c1} = 1,3, \gamma_{c2} = 1$  - коефіцієнти умов роботи приймаємо по таблиці 3[23];

$k$  – коефіцієнт приймається рівним 1, якщо міцні сні характеристики ґрунту визначені безпосередньо;

$M_\gamma, M_q, M_c$  - коефіцієнти прийняті по табл.4[23], для

$$\varphi_{11} = 30^\circ: M_\gamma = 1,15, M_q = 5,59, M_c = 7,95;$$

$k_z$  – коефіцієнт, який приймається рівним 1 при  $b < 10$  м;  $b$  - ширина підшви фундаменту, м;  $\gamma_{II}$  - питома вага ґрунту, який залягає нижче підшви фундаменту: кН · м;  $\gamma_{II}'$  - питома вага ґрунту, який залягає вище підшви фундаменту: кН · м;  $c_{II}$  - розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, який залягає під підшвою фундаменту;  $d_1$  – глибина закладання фундаменту;

$$R = \frac{1,3 \cdot 1}{1} (1,15 \cdot 1 \cdot 1,8 \cdot 19 + 5,59 \cdot 2,05 \cdot 19 + 7,95 \cdot 3) = 365,2 \text{ кПа}$$

Перевіряємо виконання умов:

$$P = \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma} \cdot d = \frac{296,3}{3,24} + 20 \cdot 2,05 = 132,4 \text{ кПа} < R = 365,2 \text{ кПа};$$

$$P_{\max} = \frac{N_{II}}{A} + \gamma \cdot d_{1\phi} + \frac{M_{11} + Q_{11} \cdot d_{1\phi}}{W} = \frac{296.3}{3.24} + 20 \cdot 2.05 + \frac{82.7 + 20.4 \cdot 1.5}{0.972} = 240,8 < 1.2 \cdot R = 1.2 \cdot 365.2 = 438.2 \text{ кПа};$$

$$P_{\min} = \frac{N_{II}}{A} - \gamma \cdot d + \frac{M_{11} + Q_{11} \cdot d_{1\phi}}{W} = \frac{296.3}{3.24} - 20 \cdot 2.05 + \frac{82.7 + 20.4 \cdot 1.5}{0.972} = 7.6 \text{ кПа} > 0$$

Перевіряємо ексцентриситет, який повинен бути:  $e \leq \frac{1}{6} = \frac{1.8}{6} = 0.3 \text{ м}$ .

$$e = \frac{M_{11} + Q_{11} \cdot d}{N_{11} + \bar{\gamma} \cdot d \cdot A} = \frac{82.7 + 20.4 \cdot 2.05}{296.3 + 20 \cdot 2.05 \cdot 3.24} = 0.28 \text{ м} < \frac{1}{6} = 0.3 \text{ м}$$

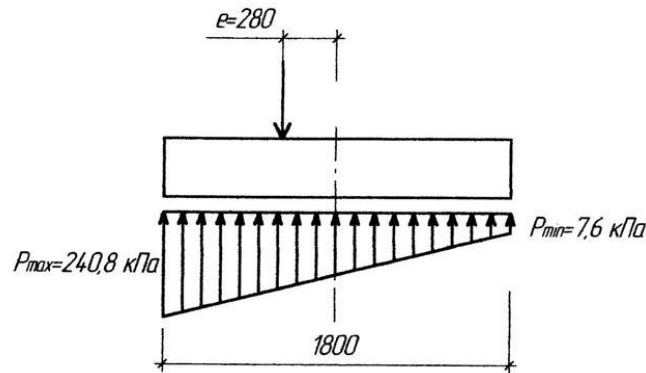


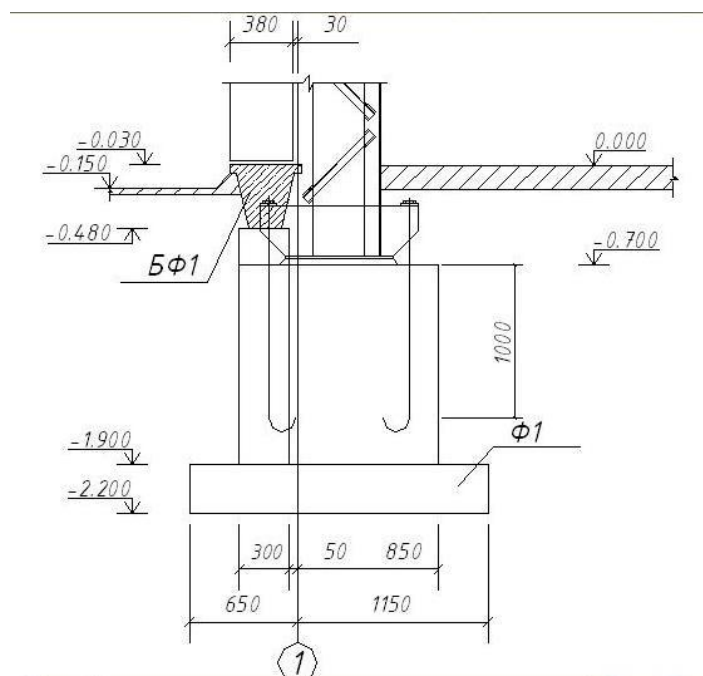
Рис 2.2. Епюра тиску під підшовою фундаменту під колону крайнього ряду

Оскільки всі умови виконуються, то фундамент задовольняє вимоги щодо обмеження крайового тиску.

Конструктивно анкери заводяться в бетон на глибину 1000 мм.

Отже, остаточно приймаємо фундамент серії 1,412-1/77 марки ФА2-1 з розмірами:

- підколонника: 1,2x1,2x1,2 м;
- плитної частини: 1,8x1,8x0,3 м.





### 2.13.2 Фундамент під колону середнього ряду

В першому наближенні визначаємо площу підшви фундаменту:

$$A = \frac{N_{II}}{R_0 - \bar{\gamma}d} = \frac{455.6}{400 - 20 \cdot 2.05} = 1.15 \text{ м}^2;$$

З конструктивних міркувань приймаємо розмір підшви фундаменту 1,5x1,5 м, для якого  $A = 1.5 \cdot 1.5 = 2.25 \text{ м}^2$ , з моментом опору  $W = 0.563 \text{ м}^3$

Розрахунковий опір під підшвою фундаменту:

$$R = \frac{1.3 \cdot 1}{1} (1.15 \cdot 1 \cdot 1.15 \cdot 19 + 5.59 \cdot 2.05 \cdot 19 + 7.95 \cdot 3) = 365.7 \text{ кПа}$$

Перевіряємо виконання умов:

$$P = \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma} \cdot d = \frac{455.6}{2.25} + 20 \cdot 2.05 = 225.1 \text{ кПа} < R = 365.7 \text{ кПа};$$

$$P_{\max} = \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma} \cdot d + \frac{M_{11} + Q_{11} \cdot d_{1\phi}}{W} = 225.1 + \frac{52.2 + 5.0 \cdot 1.5}{0.563} = 326.2 < 1.2 \cdot R = 1.2 \cdot 365.7 = 428.1 \text{ кПа};$$

$$P_{\min} = \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma} \cdot d - \frac{M_{11} + Q_{11} \cdot d_{1\phi}}{W} = 225.1 - \frac{52.2 + 5.0 \cdot 1.5}{0.563} = 124 \text{ кПа} > 0$$

Ексцентриситет:

$$e \leq \frac{M_{11} + Q_{11} \cdot d}{N_{II} \cdot \bar{\gamma} \cdot d \cdot A} = \frac{52.2 + 5.0 \cdot 2.05}{455.06 + 20 \cdot 2.05 \cdot 2.25} = 0.11 \text{ м} < \frac{1}{6} = \frac{1.5}{6} = 0.25 \text{ м}.$$

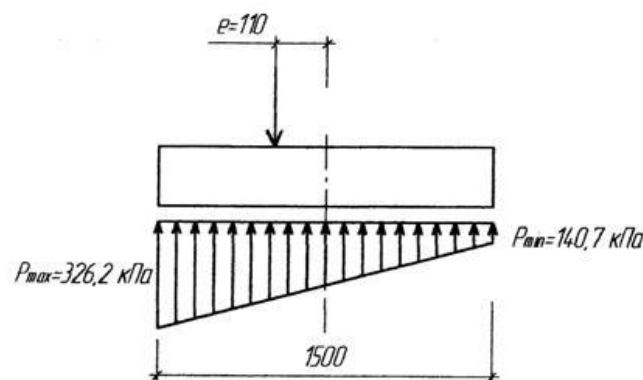


Рис 2.3. Епюра тиску під підшвою фундаменту під колону середнього ряду

Оскільки всі умови виконуються, то фундамент задовольняє вимоги щодо обмеження крайового тиску.

Отже, остаточно приймаємо фундамент серії 1,412-1/77 марки ФА1-1 з розмірами:

- підколонника: 1,2x1,2x1,2 м;

- плитної частини: 1,5x1,5x0,3 м.

## 2.14 Визначення осідання фундаменту методом пошарового підсумування

Розрахунок основ за деформаціями проводять з метою обмеження сумісних деформацій основ і фундаментів такими величинами за яких гарантується нормальна експлуатація споруди. При цьому повинна виконуватись умова:  $S \leq S_u$ , де  $S$  – сумісна деформація основи і споруди визначається розрахунком  $S_u$  – гранично допустиме значення сумісних деформацій визначається за дод. 4 [22].

Осідання основи і фундаменту за методом пошарового підсумування визначається за формулою:

$$S = \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} \cdot h_i}{E_i}$$

де:  $\beta = 0,8$  – коефіцієнт, який враховує неможливість бічного розширення ґрунту;

$n$  – кількість розрахункових шарів на які ділять стисливу товщу  $H_0$ ;

$h_i$  – товщина розрахункового шару

$E_i$  – модуль деформації ПЕ у якому знаходиться розрахунковий шар.

$\sigma_{zp,i}$  – додаткові вертикальне напруження в  $i$ -тому шарі ґрунту:

$$\sigma_{zpi} = \sigma_{zp0} \cdot \alpha,$$

де:  $\sigma_{zp0}$  - додаткове напруження від зовнішнього навантаження на рівні підосви фундаменту:  $\sigma_{zp0} = p - \sigma_{zg0} = p - \gamma_{11} \cdot d$ ,

$P$  - середній тиск під подошвою фундаменту;

$\gamma_{11}$  - питома вага ґрунту, який залягає вище подошви фундаменту;

$\sigma_{zg,0}$  - вертикальні напруження від власної ваги ґрунту на рівні подошви фундаменту.

Вертикальне напруження від власної ваги ґрунту  $\sigma_{zg}$  будь – якого шару на будь – якій глибині  $z_i$  визначається:

$$\sigma_{zg,i} = \sigma_{zg,0} + \sum_{i=1}^n \gamma_{IIIi} \cdot h_i$$

де:  $\gamma_{11}$ ,  $h_i$  – питома вага і товщина розрахункового шару.

Питома вага ґрунту нижче рівня ґрунтових вод визначається:

$$\gamma_{sw} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e},$$

де:  $\gamma_s = \rho_s \cdot 10 \text{кН} / \text{м}^3$  - питома вага частинок ґрунту

$\gamma_w = 10 \text{кН} / \text{м}^3$  - питома вага води;

$e$  - коефіцієнт пористості замоченого водою ґрунту.

Нижня межа стисливої площі  $N_s$ , буде проходити там, де виконується умова:

$$\sigma_{zp} \leq 0.2 \sigma_{zg}$$

Розрахунок осідання фундаментів виконуємо в табличній формі (табл.3.6, 3.7).

Згідно з додатком 4 [22] гранична деформація основ у виробничій одноповерховій будівлі з повним стальним каркасом:  $|S_u| = 12 \text{ см}$ ;

Відносна різниця осідань  $\left| \frac{\Delta S}{L} \right| = 0.004$ , де:  $L$  - відстань між сусідніми фундаментами.

Згідно табл.3.6, 3.7 осідання фундаментів:  $S_1 = 1.64 \text{ см} < |S_u| = 12 \text{ см}$ ;

$S_1 = 1.05 \text{ см} < |S_u| = 12 \text{ см}$ .

Відносна різниця осідань:  $\frac{S_2 - S_1}{L} = \frac{1.64 - 1.05}{2400} = 0.00026 < \left| \frac{\Delta S}{L} \right| = 0.004$

### 3.1. Нормативна тривалість будівництва

Нормативна тривалість будівництва складає 10,3 місяців, в тому числі підготовчий період 1,5 місяців.

## 3.2. Проектування календарного плану виконання робіт

### 3.2.1. Підрахунок обсягів робіт та визначення працездатності, машиноємності і заробітної плати

Обсяги робіт та їх склад визначені на основі креслень архітектурної та конструктивної частин за загальновідомими формулами. Працездатність, машиноємність, заробітна плата та склад бригад визначені за збірниками ЕНіР. Розрахунки виконані в таблиці 4.1.

### **3.2.2. Методи виконання окремих будівельних робіт**

Земляні роботи виконуються бульдозером ДЗ-18 та екскаватором ЕО-24А

Ґрунт під фундаменти каркасу виконується у вигляді траншеї, під рампу і транспортний коридор розробляється у котловани. Розроблений ґрунт частково вивозиться, з зворотною засипкою.

Влаштування монолітних залізобетонних фундаментів виконується у металевій опалубці. Встановлення фундаментних сіток та каркасів передбачені за допомогою крану та вручну. Вкладання бетонної суміші в фундаменти передбачен з бункерів. При пониженій відносній вологості та при бетонуванні фундаментів влітку обов'язковим є догляд за бетоном.

Зворотня засипка ґрунтом виконується пошарово бульдозером з ущільненням шарів ґрунту електротрамбовками типу НЭ-4502.

Для монтажу конструкцій (крім покриття) використовують кран типу КС-3575А. Виробництво робіт під час монтажу колон та стійок розглянуто в розробленій технологічній карті на монтаж колон та стійок.

До монтажу конструкцій покриття складу виконуємо перекриття транспортного коридору по підлозі, і зведення цегляної стіни транспортного коридору.

Монтаж конструкцій покриття виконується поштучно, з укрупненим складням крокв'яних ферм, паралельно монтуються залізобетонні перегородки. Перед монтажем конструкції фарбуються. Вкладаються по прогонам зенітні ліхтарі профнастил.

Зовнішнє стінове заповнення (стінові сталеві панелі, віконні панелі) встановлюються після зведення цегляного цоколю до відмітки 1.200 та монтажу ригелів каркасу стін, причому сталеві та віконні панелі монтуються укрупненими частинами—картинами.

Покрівельні роботи виконуються після монтажу конструкцій покриття, оскільки

1	2	3	4	5	6
15-152-1	<u>Малярні роботи</u> Вапняне фарбування	100 м <sup>2</sup>	51,01	15.18	96,8
15-151-1	Клейове фарбування	100 м <sup>2</sup>	18.6	9.4	22
15-17-1	Облицювання стін плиткою	100 м <sup>2</sup>	1.44	330	59.4
15-163-7	Масляне фарбування віконних та дверних блоків	100 м <sup>2</sup>	8,02	23.43	23,49
15-157-1	<u>Опорядження фасаду</u> Фарбування фасаду з риштувань	100 м <sup>2</sup>	51,01	6.7	42,7
8-35-1	Влаштування і розбирання риштувань	100 м <sup>2</sup>	8.0	68.57	68.6
11-19-3	<u>Відмостка</u> Влаштування бетонної відмостки	100 м <sup>2</sup>	4,88	46.5	28,36
	<b>РАЗОМ</b>				4609,18

після нього виконується також з'єднання кінців прогонів планками, та накладання додаткових листів профнастилу на щілини.

Таблиця 3.1

Калькуляція трудових витрат

Обґрунтування рнорм	Назва роботи	Один. вимір.	К-сть одиниць	Витрати праці	
				На один. люд-год	На весь об'єм люд-днів
1	2	3	4	5	6
	<u>I. Земляні роботи.</u>				
1-30-1	Зрізання рослинного шару бульдозером з переміщенням у відвал до 50 м.	1000 м <sup>2</sup>	11,25	0.60	0,84
1-13-5	Розробка ґрунту II-ї категорії у траншеях: - у відвал.	1000 м <sup>3</sup>	0,91	84.66	9,63
1-24-6 1-24-14	Переміщення ґрунту II-ї категорії з відвала у резерв до 50 м бульдозером.	1000 м <sup>3</sup>	0,42	48.22	2,53
1-163-2	Ручна доробка	100 м <sup>3</sup>	0,5	396.1	24,75
1-27-5	Зворотна засипка котловану бульдозером	1000 м <sup>3</sup>	0,91	30.37	3,45
1-134-2	Ущільнення ґрунту пневмотрамбівками	100 м <sup>3</sup>	9,1	18.36	20,88
	<u>II. Фундаменти.</u>				
7-1-5	Влаштування збірних з/б фундаментів	100 шт	1,24	963.93	149,41
	<u>III. Надземна частина.</u>				
7-43-3	Монтаж колон	100 шт.	0,88	1069.4	117,63
8-19-10	Влаштування перегородок	1 м <sup>3</sup>	112	9.47	132,58
7-1-15	Монтаж фундаментних балок	100 шт.	0.26	610,06	19,82
9-22-1	Монтаж металевих ферм	100 шт.	0,66	36,8	3,03
9-25-1	Монтаж гофрованого профнастилу	100 м <sup>2</sup>	8,64	22,56	24,36
7-16-5	Монтаж стінових панелей	100 шт.	1,02	1080,3	137,73
	<u>Покрівля</u>				
12-20-1	Влаштування пароізоляції	100 м <sup>2</sup>	86,4	24.49	264,49
12-19-2	Влаштування утеплювача	100 м <sup>3</sup>	86,4	4.28	46,22
12-2-2	Влаштування гідроізоляційного килиму з захистним покриттям	100 м <sup>2</sup>	86,4	41.55	448,74
	<u>Вікна, двері, ворота</u>				
10-26-2	Заповнення дверних прорізів	100 м <sup>2</sup>	0,58	126,56	9,17
10-23-2	Заповнення віконних прорізів	100 м <sup>2</sup>	6,12	193,34	147,91
10-34-1	Влаштування воріт	100 м <sup>2</sup>	0,32	325,48	13,0
	<u>Скління</u>				
15-20-2	Скління віконних прорізів	100 м <sup>2</sup>	6,12	70.95	54,28
	<u>Підлоги</u>				
11-1-2	Ущільнення ґрунту з втопленням щебеню	100 м <sup>2</sup>	86,4	10.76	116,21
11-4-1	Влаштування підстиляючого шару	100 м <sup>2</sup>	86,4	65.73	709,88
11-11-4	Влаштування бетонної підлоги	100 м <sup>2</sup>	86,4	57.83	624,56
11-27-3	Влаштування підлоги з керамічної плитки	100 м <sup>2</sup>	0.42	167.48	8,8
	<u>Штукатурні роботи</u>				
	Штукатурення:				
15-61-2	- зовнішніх стін	100 м <sup>2</sup>	18.3	112.2	256.7
15-51-1	- перегородок	100 м <sup>2</sup>	20.16	100.81	254
15-61-1	- внутрішніх стін	100 м <sup>2</sup>	19.4	107.25	260
15-53-1	- відкосів	100 мп	2.1	52.8	13.9

Роботи з влаштування цегляних стін виконуються після монтажу всіх залізобетонних перегородок. Приготування розчину для мурування, заливки швів панелей перекриття та деяких робіт з влаштування підлог прийняти таким, що виконується на будівельному майданчику в стаціонарному бетонозмішувачі.

Влаштування підлог виконується по щебеневій та бетонній підготовці. Поливання бетонної суміші бункерами. Вкладається з ущільненням поверхневими горами.

Опоряджувальні роботи складаються з тинькування цегляних стін, фарбувально-тинькованих та залізобетонних поверхонь стін та перегородок фарбами основі водних розчинів, пофарбування сталевих конструкцій (колон, стійок, ригелів, підкранових балок, в'язів, площадок) виконується перхлорвініловими емалями з пістолета-розпилювача та вручну. Спеціальні роботи (сантехнічні, електротехнічні, монтаж обладнання) виконується спеціалізованими субпідрядними організаціями.

### 3.2.3. Вибір монтажного крана для монтажу конструкцій

Вибір монтажного крана здійснюється за такими монтажними характеристиками:

- необхідна вантажопід'ємність  $Q_m$  :

$$Q_m = Q_k + Q_{mp} + Q_{eo},$$

$Q_{mp}$  – маса монтажних пристроїв, т;

$Q_k$  – маса конструкції, т;

$Q_{eo}$  – маса елементів оббудови, т;

$Q_m = 0.853 + 0.03 + 0 = 0.856t$  для монтажу панелей покриття.

Монтажна висота  $H_m$  :

$$H_m = H_0 + H_e + H_z + H_c,$$

$H_m$  – відстань від рівня стоянки крана до низу крюка при максимально стягнутому поліспасти, м;

$H_0$  – перевищення опори елемента, який монтується над рівнем монтажного крану, м;

$H_e$  – висота елемента в монтажному положенні, м;

$H_z$  – запас по висоті за умовами монтажу для заведення конструкції до місця монтажу або перенесення через раніше змонтовані конструкції (0,5-0,5м);

$H_c$  – висота строповки в робочому положенні від верху монтуемого елемента до крану, м.

$H_{\text{м}} = 10.8 + 0,5 + 1 = 12.3 \text{ м}$  при монтажі колони;

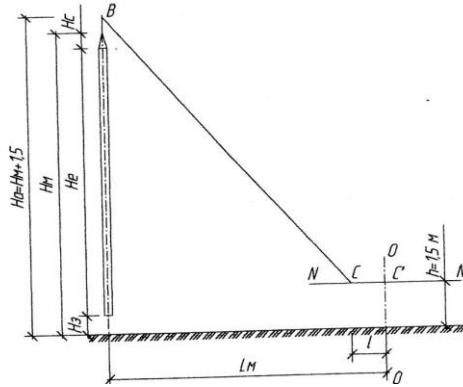


Рис. 3.1. До визначень характеристик крану для монтажу колон

Отже, приймаємо кран КС-3575А який знаходиться на балансі будівельної організації, і має наступні технічні характеристики:

№ п/п	Вид крану	Вантажо-Під'ємність, т	Висота підйому, м	Виліт Гака, м	Довжина стріли, м
1	КС-3575А	10	16,5	12	13

### 3.3. Технологічна карта на монтаж колон

#### 3.3.1. Галузь застосування

Дана технологічна карта розроблена на зведення колон складу.

Технологічна карта розроблена на монтаж металевих колон безвивірочним методом. Передбачає максимальну комплексну механізацію робіт з найбільш повним використанням механізмів, поточне виробництво робіт, рівномірну зайнятість робітників, забезпечення безпечних умов праці.

#### 3.3.2. Технологія та організація будівельних робіт

До початку монтажу колон повинні бути виконані такі роботи:

- влаштування фундаментів, набір міцності бетоном тіла фундаменту >50% проектного значення;
- монтаж фундаментних балок;
- зворотня засипка і насипка ґрунту з шаровим ущільненням;
- датування мережі освітлення будмайданчика;
- підготовка інвентарю, пристосувань і засобів для безпечного монтажу краном;
- розташування на майданчику підйомно-транспортного обладнання.

Крім того повинен бути забезпечений вільний проїзд краном КС-3575А до робочих стоянок при встановленні колон, повинні бути необхідні



вантажопідйомні пристрої (стропи, розчалки), повинні бути підготовлені місця розкладки колон до монтажу для їх огляду та нанесення рисок розбивочних осей.

Монтаж колон передбачений безвивірочним способом з попереднім встановленням та вивірюванням опорних плит, стійок фахверку—з вивірянням.

Склад робіт під час зведення колон і стійок:

1. Розвантаження з транспортних засобів опорних плит поблизу місць встановлення.
2. Зовнішній огляд опорних плит, нанесення рисок розбивочних осей.
3. Встановлення опорних плит з вивірюванням (для опорних плит колон).
4. Прихватка опорних плит електрозварюванням.
5. Підливка швидкотвердіючої бетонної суміші під опорні плити.
6. Розвантаження колон та стійок поблизу місць монтажу.
7. Зовнішній огляд, нанесення рисок розбивочних осей.
8. Монтаж колон безвивірочним методом.
9. Монтаж стійок фахверку.
10. Монтаж в'язей по колонах.

Тривалість виконання робіт, працеемність і машиноємність визначаються на вві табл. 3.1.

Контроль якості виконання робіт.

Таблиця 3.3.

Види робіт	Параметри, що підлягають контролю, вимоги	Особа, що здійснює контроль	Час проведення контролю	Технічні засоби контролю
1	2	3	4	5
Вхідний контроль параметрів опорних плит, колон, стійок, в'язей	Відомість основних розмірів проектами, наявність проектних розмірів, якість заводського зварювання, відсутність пошкоджень решітки колон, опорних поверхонь опорних плит, колон, стійок, в'язей	Майстер	До монтажу	Сталева рулетка
Монтаж опорних плит	Розташування плит в плані ( $\pm 5$ мм в обох напрямках), по висоті ( $\pm 5$ мм), тангенс кута нахилу фрезерованої поверхні плит до горизонтальної поверхні (не більше 0,0007)—для опорних плит колон	Майстер	Під час монтажу опорних плит до їх прихватки	Сталева рулетка, нівелір, прилад для вивірювання опорних поверхонь плит
Заливка бетонної суміші під	Відсутність незаповнених об'ємів під опорними плитами, відповідність марки розчину	Бетонувальники, будівель-		

опорні плити	проектній	на лабораторія	Під час монтажу	Візуально
Монтаж колон	Зміщення верхніх кінців колон з проектних положень ( $\pm 15$ мм в обох напрямках), нижніх кінців ( $\pm 5$ мм), по висоті ( $\pm 5$ мм)	Майстер	Після встановлення колон, до прихватки	Теодоліт
Монтаж стійок	Зміщення верхніх кінців стійок з проектних положень ( $\pm 15$ мм в обох напрямках), нижніх кінців ( $\pm 5$ мм), по висоті ( $\pm 5$ мм)	Майстер	Під час вивіровання	Теодоліт
Монтаж в'язей	Величина зусилля попереднього натягу високоміцних болтів	Бригада	Під час встановлення	Таровані ключі

### 3.4. Розробка календарного плану

Календарний план виконання робіт складається з лівої—розрахункової, та правої—графічної частин, розроблений на основі переліку робіт по зведенню будівлі, наведеного в табл. 3.1, з угрупованням їх (по можливості) по належності до видів по зведенню окремих частин будівлі, опорядженню і т.д.

Спочатку визначаємо тривалість механізованих робіт, ритм роботи яких обумовлює всю побудову графіка, а потім розраховують тривалість робіт, які виконують вручну.

Число змін при використанні основних машин приймають не менше двох. роти без використання машин ведуться тільки в одну зміну. Число робочих в зміну і склад бригади визначаємо у відповідності з працездатністю та тривалістю робіт. При розрахунку складу бригади виходять із того, що перехід із одної захватки на іншу не повинен змінювати чисельний склад і кваліфікаційний склад бригади, тому в бригаді комплектуємо найбільш раціональну структуру розміщення професій.

### 3.5. Матеріально-технічні ресурси

Матеріально-технічні ресурси необхідні для виконання робіт, передбачених Оологічній карті наведені в табл. 3.4.

Таблиця 3.4.

Назва	Норматив	К-ть
Кран автомобільний КС-3575А		1
Трансформатор зварювальний		1
Рівень будівельний	ГОСТ 9416-83	1
Конопатка стальна К-50	ГОСТ 1618-65	1
Лопата штикова	ГОСТ 3620-63	2
Лопата совкова ЛП-1	ГОСТ 3620-68	2
Тачка для розчину		2
Строп двохвітковий		1
Набір ключів	ТУ36-1023-84	1
Прилад для вивірювання опорних плит		2

### 3.6. Показники для проектування буд генплану

#### 3.6.1. Будівлі адміністративного та санітарно – побутового призначення

Необхідні площі будівель адміністративного та санітарно-побутового призначення визначаються за формулою:  $S = S_H \cdot П$ , де:  $S_H$  - нормативна площа на одного працюючого, залежить від призначення будівлі; П- кількість працюючих в найбільш чисельний день.

Розрахунки виконані в табличній формі (табл. 3.5).

Таблиця 3.5. Розрахунок площ будівель адміністративного та санітарно-побутового призначення

Назва будівлі	$S_H$ , $м^2$	П	$S = S_H \cdot П$ , $м^2$	Шифр типового проекту	Розміри будівлі, LxВxН, м	Корисна площа будівлі, $м^2$
Контора	4	4	4	420-13-1	6,0x3,0x2,54	16,7
Гардеробна	0,6	38	0,6	420-04-21	6,0x2,7x2,68	28,8
Душова	0,8	22	0,8	СПД-М	9,04x3,0x2,6	24,4
Умивальня	0,06	22	0,06	СПД-М	9,04x3,0x2,6	24,4
Приміщення для обігріву і сушки одгу	0,2	22	0,2	420-04-9	6,0x2,7x2,68	14,45
Туалет, чол.	0,07	14	0,07	420-04-23	6,0x2,7x2,68	14,3
Туалет, жін.	0,14	8	0,14	420-04-23	6,0x2,7x2,68	14,3
Медпункт				420-04-30	12,02x6,0x2,68	75,0
Буфет	0,67	22	0,67	420-01-6	9,0x2,7x2,6	22,0
Кімната для приймання їжі	0,25	40	0,25	420-01-6	9,0x2,7x2,6	22,0

Примітка: кількість працюючих прийнята:

$P=22$ —найбільш чисельна зміна робітників;

$P=38$ —загальна кількість робітників в найбільш чисельний період будівництва(надземна частина);

$P=14$ —кількість чоловіків в найбільш чисельну зміну;

$P=8$ —кількість жінок в найбільш чисельну зміну;

$P=4$ —керівний склад будівництва.

### 3.6.2. Приоб'єктні склади

Площа приоб'єктних складів вираховується для періоду будівництва, для якого характерне споживання матеріалів та конструкцій в найбільших об'ємах, виходячи з нормативів площі складів (табл. 4.5 [52]), нормативів запасів матеріалів та виробів (табл. 6.3 [52]), середньодобового витрачання матеріалів та виробів, нерівномірності споживання матеріалів та виробів, нерівномірності надходження матеріалів та виробів.

Середньодобова потреба в матеріалах та виробках конкретного виду:

$$Q_{\text{ДОБ}} = Q/t,$$

де:  $Q$  - кількість матеріалів (виробів), необхідна для виконання загального обсягу робіт;

$t$  - тривалість виконання робіт, згідно календарного плану.

Розрахунковий запас:

$$Q_p = Q_{\text{ДОБ}} \cdot N \cdot K_H,$$

де: -  $K_H=1,3$  - коефіцієнт нерівномірності споживання;

$N$  - норма запасу матеріалів.

Необхідна площа складу:

$$S = \frac{Q_p \cdot K_{\text{П}}}{S_p \cdot \beta},$$

де: -  $K_{\text{П}}=1,1$  (при постачанні автомобільним та залізничним транспортом)— коефіцієнт нерівномірності постачання;

$S_p$  - норматив площі складу на одиницю матеріалів (виробів);

$\beta$  - коефіцієнт використання площі складів (табл. 3.5 [52]).

Розрахунок площі складів виконуємо в табличній формі (табл. 3.6).

Таблиця 3.6. Розрахунок площі складів

Назва матеріалу (виробу)	Одиниця виміру	К-сть од. виміру	t днів	$Q_{ДОБ}$	N, днів	$Q_p$	$S_p$	$\beta$	S	Прийнята площа складів (тип закритих складів), їх площа
Стальні колони та стійки	1т	69,2	8	8,65	20	224,9	1,0	0,7	109	Відкритий I
Відправочні марки ферм, прогони, в'язі	1т	3068,2	50	61,4	20	1596,4	1,0	0,7	1929	Відкритий
Плити перекриття	1т	655	50	13,1	5	86,5	1,2	0,7	113	Відкритий
Щебінь	1м <sup>3</sup>	867	43	20,2	5	131,3	2,0	0,7	10	Відкритий
З/б перегородки	1т	536	50	10,7	5	69,6	0,7	0,7	15	Відкритий
Стінові та віконні панелі	1м <sup>2</sup>	2448	10	244,8	8	2546	5,0	0,7	770	Відкритий
Азбестоцементні листи	1т	8,4	7	1,2	8	12,48	2,0	0,7	7,4	Відкритий I
Цегла	Тис. шт.	302	20	15,1	5	98,2	0,75	0,7	211,2	Відкритий I
Профнастил	1м <sup>2</sup>	8640	50	172,8	8	1797,1	5,0	0,7	564,	Відкритий

### 3.6.3. Водопостачання будівельного майданчика

Для забезпечення будівельного майданчику водою проектуємо об'єднану мережу для виробничих, господарсько-питних та протипожежних потреб. Розрахунки посекундної витрати води (л) виконуємо за формулами:

- на виробничі потреби:  $q_{вир} = \frac{S \cdot K_H \cdot A}{n \cdot 3600}$  ;
- на господарські потреби:  $q_{госп} = \frac{N_1}{3600} \left( \frac{g_3 \cdot K_3}{n} + g_4 \cdot K_4 \right)$  ;

де: S - водоспоживання будівельних робіт (разом з транспортом) за зміну;

A - питомі витрати води на виробничі потреби (табл. 3.6 [52]);

$K_H$  - коефіцієнт погодинної нерівномірності споживання;

n - кількість годин роботи, до яких віднесені витрати води;

$g_3$  - питомі витрати води на господарські та питні потреби (табл. 3.7 [52]);

$n_1 = 8$  - кількість робочих годин в зміні;

$N_1$  - кількість робітників в найбільш чисельну зміну;

$K_3$  - коефіцієнт нерівномірності споживання води на санітарно-побутові потреби;

$g_4$  - норма витрати води на прийом одного душа в л;

$K_4$  - коефіцієнт, який враховує відношення робітників, які користуються душем до найбільшої чисельності робітників у зміну, приймається 0,3...0,4.

Загальні витрати води на майданчику визначаємо за формулою:

Витрати води на будівництві слідуєчі :

- виробничі цілі ( $Q_b$ );
- господарсько-побутові ( $Q_M$ );
- душові установки ( $Q_p$ );
- пожежетишіння ( $Q_n$ ).

Повна потреба у воді складає:

$$Q_3 = 0,5 \cdot (Q_b + Q_M + Q_p) + Q_n$$

По максимальній потребі знаходимо витрати води на виробничі цілі :

$$Q_b = \frac{\sum Q_1 \cdot K_1}{t \cdot 3600} = \frac{10525 \cdot 1,5}{8 \cdot 3600} = 0,55 \text{ л/с, де}$$

$Q_1$  – максимальні витрати води;

$K_1$  – коефіцієнт нерівномірності споживання води (1,5);

$t$  – кількість годин в зміну.

Секундні витрати води на господарсько-побутові цілі :

$$Q_M = \frac{\sum Q_2 \cdot K_2}{t \cdot 3600} = \frac{1600 \cdot 2}{8 \cdot 3600} = 0,11 \text{ л/с, де}$$

$Q_2$  - максимальні витрати води в зміну на господарсько-питні цілі;

$K_2$  – коефіцієнт нерівномірності споживання води (2).

Секундні витрати води на душові установки:

$$Q_p = \frac{\sum Q_3 \cdot K_3}{t \cdot 3600} = \frac{7915,16 \cdot 1}{8 \cdot 3600} = 0,27 \text{ л/с,}$$

$Q_{\max,3}$  – максимальні витрати води на душові установки, при умові, що душем користуються 60% працюючих;

$K_3$  – коефіцієнт нерівномірності споживання води (1);

$t_3$  – тривалість роботи душової установки .

Для пожежетишіння беремо 10 л/с.

$$Q_3 = Q_n + 0,5(Q_b + Q_M + Q_p) = 10 + 0,5(0,55 + 0,11 + 0,27) = 10,47 \text{ л/с,}$$

Діаметр трубопровода:

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_3 \cdot 1000}{\pi \cdot \nu}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 10.47 \cdot 1000}{3.14 \cdot 1.5}} = 94.2 \text{ мм.}$$

Приймаємо діаметр труби  $d=100$ мм і пожежний гідрант  $d=100$ мм.

### 3.6.4. Електрозабезпечення будівельного майданчика

Розрахунок електрозабезпечення зводиться до визначення розрахункового електричного навантаження за формулою:

$$P = \alpha \left( \sum \frac{K_{c1} \cdot P_{c1}}{\cos \varphi_1} + \sum \frac{K_{t1} \cdot P_{t1}}{\cos \varphi_1} + \sum K_{31} \cdot P_{B.o1} + \sum P_{3.o1} \cdot K_4 \right)$$

де:  $\alpha = 1,05 \dots 1,1$  – коефіцієнт який враховує втрати в мережі ;

$K_{c1}, K_{t1}, K_{31}$  - коефіцієнти попиту, які залежать від типу споживачів (табл.4.8

[52]);

$P_{c1}$  - встановлена потужність силових споживачів (табл.4.9 [52]);

$P_{t1}$  - встановлена потужність технологічних споживачів (табл.4.9 [52]);

$P_{B.o1}$  - потужність внутрішнього освітлення;

$P_{3.o1}$  - потужність зовнішнього освітлення;

$\cos \varphi_1$  - коефіцієнт потужності (табл.4.8 [52]);

Обчислюємо:

$$P = 1.1 \left( \frac{0.15 \cdot 1.5}{0.6} + \frac{0.5 \cdot 0.8}{0.65} + \frac{0.5 \cdot 30}{0.4} + 1 \cdot (0.015 \cdot 160) + 0.8 \cdot (0.015 \cdot 167 + 0.015 \cdot 75 + \right. \\ \left. + 0.03 \cdot 24.4 + 0.003 \cdot 24.4 + 0.003 \cdot 14.45 + 0.003 \cdot 14.3 \cdot 2 + 0.015 \cdot 22 \cdot 2 + 0.015 \cdot 28.8) \right) = 47.34 \text{ кВт}$$

е: 1,5 кВт—встановлена потужність електротрамбівки ИЭ-4506;

0,8 кВт—те ж, розчинозмішувача СО-80;

30 кВт—те ж, зварювального трансформатора;

160—площа будмайданчику (:100 м);

0,015 кВт—норма освітлення 100 м<sup>2</sup> будмайданчику, або 1 м<sup>2</sup> контори,

медпункту, їдальні, гардеробів;

0,003 кВт—норма освітлення 1 м<sup>2</sup> побутових приміщень;

16,7; 75; 24,4; 14,45; 14,3; 24,4; 22; 28.8—площі відповідних приміщень.

Для електрозабезпечення будівельного майданчика можливе використання яка розташована на території склозаводу.

## ТЕХНІКО – ЕКОНОМІЧНІ ПОКАЗНИКИ ПРОЕКТУ

1. Загальна площа – 8640 м<sup>2</sup>
2. Корисна ( житлова ) площа – 8640 м<sup>2</sup>
3. Будівельний об'єм – 82944 м<sup>3</sup>
4. Загальна кошторисна вартість – 28347,564 тис.грн.
5. Кошторисна собівартість (вартість БМР) – 16537,739 тис.грн.
6. Прямі витрати – 14533,887 тис.грн.
7. Загальнопромислові витрати – 2003,852 тис.грн.
8. Кошторисний прибуток – 823,107 тис.грн.
9. Вартість 1м<sup>2</sup> загальної площі – 3,28 тис.грн.
10. Вартість 1м<sup>3</sup> об'єму – 0,341 тис.грн.
11. Кошторисна трудомісткість – 262,530 тис.люд.-год.
12. Кошторисна заробітна плата – 3489,935 тис.грн.
13. Термін будівництва - 300
14. Виробітка – 503,949 грн./люд.-день
15. Рентабельність 7,36 %

Рентабельність (за кошторисом) - це відношення кошторисного прибутку до загальних витрат, тобто

$$P_{\text{кошт}} = (P_{\text{кошт}}/V_{\text{заг.кошт}} - P_{\text{кошт}}) \times 100\% , \text{ де}$$

$P_{\text{кошт}}$  – кошторисний прибуток, тис.грн.

$V_{\text{заг.кошт}}$  – загальна кошторисна вартість, тис.грн.



**РОЗДІЛ 4**  
**Спеціальна частина**  
**(порівняння варіантів)**

#### 4.1.1 Господарсько-економічна характеристика району будівництва

Склад будується у місті Тернопіль, на території комбайнового заводу.

Пісок та щебінь на будівельний майданчик возиться з кар'єру, який знаходиться поблизу смт. Першотравневе на відстані 12 км від будівельного майданчика автосамоскидами марки ЗІЛ-ММЗ-554М.

Постачання основних конструкцій здійснюється з заводу металоконструкцій у місті Житомир.

Кров'яні ферми транспортуються з заводу металоконструкцій на склозавод (м. Овруч) буде здійснюватись автотягачами довжиною 24 м (марки УФ-20 КраЗ-258).

Відстань перевезення металевих конструкцій покриття - 137 км.

Монтаж конструкцій здійснюється за допомогою крану на гусеничному ході типу **МКТ-25БР на базі шасі ДЕС-50**

Будівельно-монтажні роботи на будівельному майданчику виконує СУ-12. Організація має в наявності необхідні машини: бульдозери і устаткування, екскаватори, крани, самоскиди, а також необхідні машини і засоби малої механізації для виконання будівельно-монтажних робіт на об'єкті.

В будівельному спеціалізованому управлінні інженерно-технічний персонал та робітники мають досвід в будівництві споруд з металоконструкцій. СУ-12 має достатню кількість робітників для забезпечення безперервної роботи на будівництві.

#### 4.1.2. Описання прийнятих до розгляду варіантів

В дипломному проекті необхідно порівняти три варіанти кроквяних ферм.

Перший варіант: ферма з паралельними поясами, з решіткою та поясами з парних рівнополицевих кутиків, довжиною 24 м, висотою 3,15 м.

Другий варіант: ферма з паралельними поясами, з решіткою з парних рівнополицевих кутиків та поясами з широкополицевих таврів, довжиною 24 м, висотою 3,15 м.

Третій варіант: ферма з паралельними поясами і решіткою із замкнутих гнуто зварних профілів прямокутного перерізу, довжиною 24 м, висотою 2,9 м.

#### 4.1.3. Капітальні вкладення в базу

Капітальні вкладення в базу для виконання будівельних робіт визначаються за таким виразом:

$$K_{\sigma} = K_{к.м.} + K_m + K_{мех} , \quad \text{де}$$

$K_{\sigma}$  – капітальні вкладення в базу будівництва, грн.;

$K_{к.м.}$  – капітальні вкладення в виробництво збірних конструкцій, виробів і матеріалів для монтажних робіт, грн.;

$K_T$  – капітальні вкладення на придбання транспортних засобів, грн.;

$K_{мех}$  – капітальні вкладення на придбання монтажних засобів (кранів) або механізмів на виконання монтажних робіт, грн.

#### **4.1.4.1 Капітальні вкладення на виготовлення металевих конструкцій**

$$K_{к.м.} = B_{в.к.} ,$$

де  $B_{в.к.}$  – відпускна вартість будівельних конструкцій згідно шифру ресурса, грн.;

Кошторисна вартість металевої ферми з паралельними поясами із парних кутиків

$$B_{в.к.}^m = 17575,0 \text{ грн.}$$

Кошторисна вартість металевої ферми з паралельними поясами із широкополицевих таврів і решіткою з парних рівнополицевих кутиків:

$$B_{в.к.}^m = 14013,0 \text{ грн.}$$

Кошторисна вартість металевої ферми з паралельними поясами із гнutoзварних профілів:

$$B_{в.к.}^m = 8205,0 \text{ грн. ,}$$

#### **4.1.5 Капітальні вкладення на придбання транспортних засобів для перевезення конструкцій**

Виробів, матеріалів від постачальника до будівельного майданчика визначають за виразом:

$$K_m = (Ц_{\sigma} \cdot t_{необ}) / t_p^H , \text{де,}$$

$Ц_{\sigma}$  – балансова вартість транспортних засобів, грн.; додаток 21.

$t_{\text{необ}}$  – необхідний час роботи транспортних засобів на будівельному майданчику, маш-год.;

$t_p^H = 3000$  маш-год - нормативний час роботи транспортних засобів на протязі року (середньорічний наробіток), маш-год. Додаток 1 стр.305 [ 1 ]

Необхідний час роботи транспортних засобів на перевезенні вантажів від постачальника на будівельний майданчик визначають за виразом:

$$t_{\text{необ}} = 0,25 \cdot (P \cdot L / Q \cdot V \cdot K_{\text{вант}}), \text{ де}$$

$P$  – вага вантажу, що підлягає перевезенню при максимальному завантаженню, т

$L$  – відстань перевезення вантажу, км ;

$Q$  – вантажопідйомність транспортних засобів, т ;

$V$  – середня швидкість руху транспортних засобів табл. 3 стр.287 [ 1 ]

$K_{\text{вант}}$  – коефіцієнт використання транспортних засобів по вантажопідйомності в залежності від виду будівельного вантажу табл.7 гр.6 стр.61-93 [ 2 ]

Визначаємо капітальні вкладення на придбання марки УФ-20 КрАЗ-258 для перевезення конструкцій від залізничної вітки на території заводу до будівельного майданчика

$L=137$  км – відстань перевезення;

$Q=20$  т – вантажопідйомність Транспортного засобу (марки УФ-20 КрАЗ-258);

На фермовозах одночасно перевозимо 6 відправних марок ферм, тобто по три ферми;

Отже, обчислюємо необхідний час роботи транспортних засобів по варіантах: металевої ферми з паралельними поясами із рівнополицевих кутиків

$$t_{\text{необ}}^M = 0,25 \cdot (3 \cdot 1,94 \cdot 137 / 20 \cdot 40 \cdot 1,0) = 0,249 \text{ маш-год};$$

металевої ферми з паралельними поясами із широкополицевих таврів і решіткою з парних рівнополицевих кутиків

$$t_{\text{необ}}^M = 0,25 \cdot (3 \cdot 1,72 \cdot 137 / 20 \cdot 40 \cdot 1,0) = 0,221 \text{ маш-год};$$

металевої ферми з паралельними поясами і решіткою із замкнутих гнuto зварних профілів прямокутного перерізу

$$t_{\text{необ}}^M = 0,25 \cdot (3 \cdot 1,69 \cdot 137 / 20 \cdot 40 \cdot 1,0) = 0,217 \text{ маш-год};$$

Балансова вартість транспортного засобу для перевезення конструкцій

$$Ц = V_B \times K_{T.M.}, \text{ де}$$

$V_B$  - відпускна вартість транспортного засобу згідно прайс-листів ; додаток 21.

$K_{T.M.} = 1.07$  коефіцієнт, що враховує витрати на перевезення та монтаж транспортного засобу від заводу- постачальника до будівельного майданчика;

Балансова вартість транспортного засобу (марки УФ-20 КрАЗ-258) для перевезення металевої ферми з паралельними поясами з парних рівнополицевих кутиків

$$Ц = 99500 \cdot 1,07 = 106460,5 \text{ грн}$$

Балансова вартість транспортного засобу (марки УФ-20 КрАЗ-258) для перевезення металевої ферми з паралельними поясами із широкополицевих таврів і решіткою з парних рівнополицевих кутиків

$$Ц = 99500 \cdot 1,07 = 106460,5 \text{ грн}$$

Балансова вартість транспортного засобу (марки УФ-20 КрАЗ-258) для перевезення металевої ферми з паралельними поясами і решіткою із замкнутих гнуто зварних профілів прямокутного перерізу

$$Ц = 99500 \cdot 1,07 = 10646,5 \text{ грн}$$

Тоді капітальні вкладення на придбання транспортних засобів для перевезення конструкцій: металевої ферми з паралельними поясами з парних рівнополицевих кутиків

$$K_T^m = (10646,5 \cdot 0,249) / 3000 = 0,88 \text{ грн}$$

металевої ферми з паралельними поясами із широкополицевих таврів і решіткою з парних рівнополицевих кутиків

$$K_T^m = (10646,5 \cdot 0,221) / 3000 = 0,78 \text{ грн}$$

металевої ферми з паралельними поясами і решіткою із замкнутих гнуто зварних профілів прямокутного перерізу

$$K_T^m = (10646,5 \cdot 0,217) / 3000 = 0,77 \text{ грн}$$

#### **4.1.6 Капітальні вкладення на придбання монтажних засобів (кранів)**

або механізмів для виконання монтажних робіт визначають за виразом:

$$K_{\text{мех}} = Ц_{\text{б}} \cdot t_{\text{необ}} / t_3^m,$$

$Ц_{\text{б}}$  – балансова вартість монтажних засобів (кранів), грн.; додаток 22.

$t_{\text{необ}}$  – необхідний час роботи крану на будівельному майданчику, маш-год.;

$t_p^H$  – нормативний час роботи крану на протязі року ( середньорічний наробіток ), маш-год додаток 1 стр.305 [1]

Балансова вартість крану для монтажу конструкцій

$$Ц = B_B \times K_{T.M.}, \text{де}$$

$B_B$  - відпускна вартість крану згідно прайс-листів ; додаток 22.

$K_{T.M.} = 1.07$  - коефіцієнт, що враховує витрати на перевезення та монтаж крану від заводу- постачальника до будівельного майданчика.

Балансова вартість крану для монтажу (**МКТ-25БР на базі шасі ДЕС-50**) металевої ферми з паралельними поясами із рівнополицевих кутиків

$$Ц = 336000 \cdot 1,07 = 359520 \text{ грн.}$$

Балансова вартість крану для монтажу (**МКТ-25БР на базі шасі ДЕС-50**) металевої ферми з паралельними поясами із широкополицевих таврів і решіткою з парних рівнополицевих кутиків

$$Ц = 336000 \cdot 1,07 = 359520 \text{ грн.}$$

Балансова вартість крану для монтажу (**МКТ-25БР на базі шасі ДЕС-50**) металевої ферми з паралельними поясами і решіткою із замкнутих гнuto зварних профілів прямокутного перерізу

$$Ц = 336000 \cdot 1,07 = 359520 \text{ грн.}$$

Тоді капітальні вкладення на придбання кранів для монтажу конструкцій:

металевої ферми з паралельними поясами із рівнополицевих кутиків

$$K_{MEX}^M = (359520 \cdot 1,624) / 3000 = 194,6 \text{ грн}$$

металевої ферми з паралельними поясами із широкополицевих таврів і решіткою з парних рівнополицевих кутиків

$$K_{MEX}^M = (359520 \cdot 1,624) / 3000 = 194,6 \text{ грн}$$

металевої ферми з паралельними поясами і решіткою із замкнутих гнuto зварних профілів прямокутного перерізу

$$K_{MEX}^M = (359520 \cdot 1,624) / 3000 = 194,6 \text{ грн}$$

Отже, капітальні вкладення в базу згідно формули для монтажу металевої ферми з паралельними поясами із рівнополицевих кутиків

$$K_B^M = 18772,0 + 0,88 + 194,6 = 18967,48 \text{ грн.}$$

металевої ферми з паралельними поясами із широкополицевих таврів і решіткою з парних рівнополицевих кутиків

$$K_B^M = 15075,0 + 0,78 + 194,6 = 15270,38 \text{ грн.}$$

металевої ферми з паралельними поясами і решіткою із замкнутих гнуто зварних профілів прямокутного перерізу

$$K_B^m = 9126,0 + 0,77 + 194,6 = 9321,37 \text{ грн.}$$

#### 4.1.7. Річні експлуатаційні витрати

Річні експлуатаційні витрати на ремонт і відновлення конструкцій визначають за виразом:

$$E_p = \frac{B_{БМР}}{T_c} + \frac{B_{БМР} \cdot (\%)}{100}, \text{де}$$

$E_p$  – річні експлуатаційні витрати на ремонт та відновлення конструкцій, грн.;

$B_{БМР}$  - кошторисна собівартість конструкцій у споруді (кошторисна вартість будівельно - монтажних робіт), грн.;

$T_c$  – термін служби конструкції, років; додаток 23.

(%) – відсоток відрахування на ремонт і відновлення конструкцій від собівартості конструкцій у споруді; додаток 23.

Річні експлуатаційні витрати на ремонт і відновлення металевої ферми з паралельними поясами із рівнополицевих кутиків

$$E_p^m = \left( \frac{18722}{50} \right) + \left( \frac{18722 \cdot 2,1}{100} \right) = 767,61 \text{ грн.}$$

Річні експлуатаційні витрати на ремонт і відновлення металевої ферми з паралельними поясами із широкополицевих таврів і решіткою з парних рівнополицевих кутиків

$$E_p^m = \left( \frac{15075}{50} \right) + \left( \frac{15075 \cdot 2,1}{100} \right) = 618,07 \text{ грн.}$$

Річні експлуатаційні витрати на ремонт і відновлення металевої ферми з паралельними поясами і решіткою із замкнутих гнуто зварних профілів прямокутного перерізу

$$E_p^m = \left( \frac{9126}{50} \right) + \left( \frac{9126 \cdot 2,1}{100} \right) = 374,16 \text{ грн.}$$

#### 4.1.8. Приведені витрати

Техніко-економічна оцінка конструктивних рішень цивільних будівель і споруд проводиться за приведеними витратами.

Приведені витрати визначають на основі „Инструкции по определению экономической эффективности капитальных вложений в строительстве” СН 423-71

за формулою: 
$$B_{np} = [B_{БМР} + E_n \cdot K_б] \cdot \beta + \frac{E_p}{\xi_{np}}, \text{ де}$$

$B_{np}$  – приведені витрати по будівлі, споруді, грн.;

$B_{БМР}$  - кошторисна собівартість конструкцій у споруді (кошторисна вартість будівельно - монтажних робіт), грн.;

$E_n = 0,15$  - нормативний коефіцієнт економічної ефективності капітальних вкладень;

$K_б$  – капітальне вкладення в базу, грн.;

$\beta$  – коефіцієнт приведення одночасових витрат по різнодовговічних варіантах до вихідного рівня; додаток 24.

$E_p$  – річні експлуатаційні витрати на ремонт та відновлення конструкцій, грн.;

$\xi_{np} = 0,08$  - коефіцієнт приведення.

Приведені витрати по металевій фермі з паралельними поясами із рівнополицевих кутиків

$$B_{np}^M = [18772 + 0,15 \cdot 18967,48] \cdot 0,021 + \frac{767,61}{0,08} = 10049,08 \text{ грн.},$$

Приведені витрати по металевій фермі з паралельними поясами із широкополицевих таврів і решіткою з парних рівнополицевих кутиків

$$B_{np}^M = [15075 + 0,15 \cdot 15250,37] \cdot 0,021 + \frac{618,07}{0,08} = 8090,48 \text{ грн.},$$

Приведені витрати по металевій фермі з паралельними поясами і решіткою із замкнутих гнuto зварних профілів прямокутного перерізу

$$B_{np}^M = [9126 + 0,15 \cdot 9321,37] \cdot 0,021 + \frac{374,16}{0,08} = 4898,01 \text{ грн.},$$

Всі вище наведені розрахунки зведені в таблиці – Арк. 1

#### **4.1.9. Аналіз і обґрунтування вибору варіантів для подальшого проектування**

На основі техніко-економічної оцінки технічних рішень, які порівнюються, для подальших інженерно-технічних розрахунків проводимо вибір оптимального варіанту конструкцій за найменшими приведеними витратами.

Згідно виконаних розрахунків приведені витрати по металевій фермі з паралельними поясами і решіткою із замкнутих гнuto зварних профілів



прямокутного перерізу є найнижчими. Тому і приймаємо для нашого дипломного проекту металеву ферму з паралельними поясами із гнучо зварних профілів.

## **РОЗДІЛ 5**

### **Науково-дослідна частина**

## 5.1. Теоретичні дослідження можливості використання перфорованих елементів в балках кранових шляхів

**Метою** є зниження вартості металевих перфорованих двутаврових балок підкранових шляхів.

Основними **задачами** досліджень є:

- визначити критерії зниження вартості металевих двутаврових балок підкранових шляхів;
- визначити особливості зниження вартості перерізів пружних перфорованих двотаврів за критерієм міцності;
- з'ясувати шляхи оптимізації міцності перфорованого двотавра підкранових шляхів виходячи з мінімальної маси із умови жорсткості.

Для визначення економічності використання перфорованих двотаврів в балках кранових шляхів проведені теоретичні дослідження пов'язані з питаннями оптимізації перерізів перфорованих двотаврів за двома критеріями:

- за критерієм міцності;
- за критерієм мінімальної маси з умови жорсткості

Застосування в несучих будівельних конструкціях балок із перфорованих двотаврів (рис. 5.1) дозволяє підвищити несучу здатність прокатних двотаврів 34-42%, при цьому жорсткість конструкцій підвищується в 1,2-1,45 рази.

Висоту розкрою прокатного двотавра рекомендується проектувати в межах  $2a = (0.4 - 0.6) \cdot h_0$ . Із умови технологічності виготовлення рекомендується приймати коефіцієнт розкрою  $\xi = 2a / h_0 = 0.5$ , тоді  $a = 0.25 \cdot h_0$ .

Розкрій двотавра при врахуванні розрахункових геометричних параметрів перерізу перфорованого двотавра визначається міцністю стикового шва перемички двотавра (рис. 5.1). Оптимальна ширина перемички при врахуванні не провару шва 2 см із умови міцності зварного шва:

$$b \geq \frac{Q_{оп} \cdot I_1}{\delta \cdot h_1 \cdot R_{wf}} + 2 \text{ см},$$

де:  $Q_{i \bar{i}}$  - розрахункова опорна перерізуєча сила (опорна реакція);

$\delta$  - товщина стінки прокатного двотавра;

$R_{wf}$  - розрахунковий опір стикового зварного шва на зріз за [26];

$I_1$  - відстань між центрами отворів;

$h_1 = 4d + 2z_3$  - відстань між центрами ваги таврів і отворів (рис. 5.1);

$a = 0.5 \cdot \xi \cdot h_0$  - координата центру ваги тавра в перерізі 3-3 (рис. 5.1)

При оптимальній ширині перемички  $b$  визначається другий параметр розкрою:  $c = 0.5 \cdot I_1 - b$  (рис. 5.1)

## 5.2. Оптимізація перерізів пружних перфорованих двотаврів із умови міцності

Несуча здатність перфорованого двотавра балки (при прикладанні зосереджених сил) із умови міцності (розрахункова схема зусиль наведена на рис. 5.1) визначається нормальними напруженнями в перерізі 3-3 першого отвору від перерізу балки з максимальним згинаючим розрахунковим моментом  $M_0$  з координатою  $x=m$  (рис. 5.1):

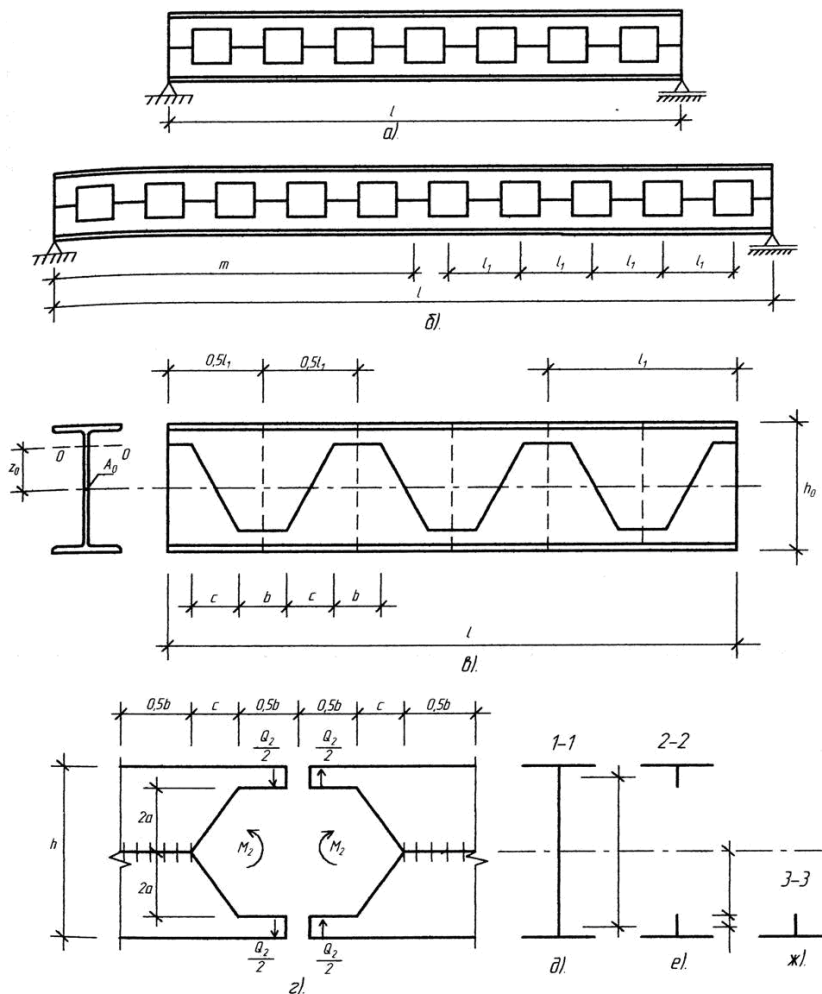


Рис. 4.1 . До розрахунку балок із перфорованих двотаврів:

а, б—конструктивні схеми балок;

в—схема розкрою двотавра;

г—схема зусиль в розрахунковому перерізі балки;

д, е, ж—схеми перерізів балки.

$$\sigma_3 = \frac{M_3}{W_2} + 0.5 \cdot Q_2 \cdot (0.5 \cdot b) \cdot \frac{1}{W_3} \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

де:  $M_3$  - розрахунковий згинаючий момент від розрахункових навантажень при  $x_3 = m - (0.5b + c)$ ;

$Q_2$  - розрахункова перерізує сила в перерізі 2-2 при  $x = m(b + c)$ .

$$W_2 = \frac{I_2}{0.5 \cdot h + a};$$

$I_2 = I_0 + 4 \cdot a \cdot S_0 + F_0 \cdot a^2 - \frac{14}{3} \cdot \delta \cdot a^3$  - момент опору і момент інерції перфорованого

двотавра в перерізі 2-2,

де:  $I_0, F_0, S_0, \delta$  - параметри перерізу прокатного двотавра по сортаменту до розкрою;

$$W_3 = \frac{I_3}{0.5 \cdot h - a - z_3};$$

$$I_3 = 0.5 \cdot I_0 - (0.5 \cdot F_0 - \delta \cdot a) \cdot (z_3 + a)^2 - \frac{1}{3} \cdot \delta \cdot a^3;$$

$$z_3 = \frac{S_0 - 0.5 \cdot a \cdot (F_0 - \delta \cdot a)}{0.5 \cdot F_0 - \delta \cdot a},$$

де:  $W_3, I_3, z_3$  - момент опору, момент інерції і координата центру ваги тавра в перерізі 3-3.

При прикладенні рівномірно – розподіленого навантаження згинаючий момент  $M_3$  визначаємо при  $x_3 = m - 0.5b$ , а перерізує сили  $Q_2$  - при  $x = m$ , де:

$m$  - координата перерізу з максимальним згинальним моментом  $M_0$ .

Для практичних розрахунків розкрою і оптимізації перерізів балок із перефорованих двотаврів рекомендується розрахункові графіки (рис.2.4) при заданих умовах проектування  $M_0, Q_{i1}, I, I_n, R_y$  і  $\xi = 0.5$ ;  $a = 0.25 \cdot h_0$ .

### 5.3. Оптимізація міцності перфорованого двотавра мінімальної маси із умови жорсткості

Несуча здатність перфорованого двотавра із умови нормативної жорсткості визначається розрахунковою залежністю:

$$M^H \leq \frac{1}{\alpha} \cdot I_{сер},$$

де:  $M_{p1}^H, A_{p1}, M_{p1}^H, A_{p1}, M_{p1}^H$  - нормативний згинаючий момент;

$I_{\text{вс}} = 0.5(I_1 + I_2)$  - усереднений момент інерції в перерізі отвору, де  $I_1$  - момент інерції перфорованого двотавра в перерізі 1-1;  $I_2$  - теж в центрі отвору, які визначаються за формулами:

$$I_2 = I_0 + 4 \cdot a \cdot S_0 + F_0 \cdot a^2 - \frac{14}{3} \cdot \delta \cdot a^3;$$

$$I_1 = I_0 + 4 \cdot a \cdot S_0 + F_0 \cdot a^2 - \frac{14}{3} \cdot \delta \cdot a^3;$$

$\alpha$  - коефіцієнт деформативності балки при  $\kappa=1$ , де вантажні коефіцієнти  $\dot{A}_{p1}, \dot{A}_{p2}, \dots, \dot{A}_q$  приймаються за таблицями:

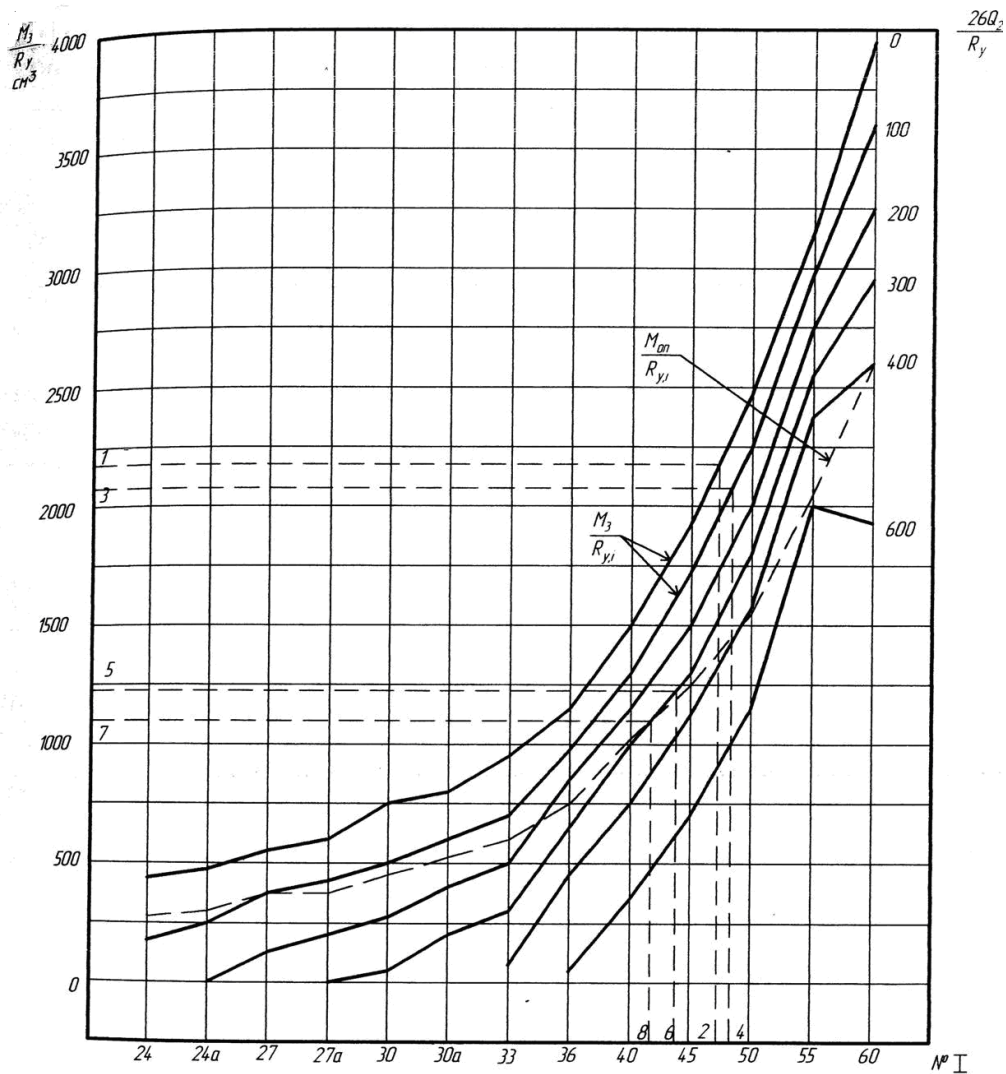


Рис. 4.2. Графіки оптимальних перерізів перфорованих (суцільні лінії) і прокатних двотаврів (пунктир).

$$\alpha = \frac{n_0 \cdot I}{E \cdot M^H} (\dot{A}_{p1} \cdot M_{p1}^H + \dot{A}_{p2} \cdot M_{p2}^H + \dots + \dot{A}_q \cdot M_q^H).$$

Для практичних розрахунків визначення оптимальних перерізів перфорованих двотаврів із умови жорсткості рекомендовані графіки (рис. 6.3). Оптимальну міцність (клас) сталі  $\sigma \leq R_y \cdot \gamma_c$  для перфорованого двотавра мінімальної маси із умови нормативної жорсткості за графіками (рис. 6.3) визначаємо із рівняння:

$$\sigma^2 - \Delta_1 \cdot \sigma - \Delta_2 = 0,$$

$$\text{де: } \Delta_1 = \frac{M_2}{W_2} + 0.5 \frac{Q_2}{W_3}; \Delta_2 = 0.425 \frac{Q_2 \cdot Q_{ji} \cdot I_1}{\delta \cdot h_1 \cdot W_3}.$$

Це рівняння отримане із сумісного розв'язку умов міцності при  $M_3 \approx M_2$  і стикового зварного шва.

Після визначення оптимального класу сталі двотавра, визначаємо розрахунковий опір зварного стикового шва на зріз  $R_{wz}$  за [26] і уточнюємо параметри розкрою двотавра— $b, c=0,51 \cdot b$ . Перевіряємо прийнятий уточнений переріз двотавра на міцність за формулою:

$$\sigma_3 = \frac{M_3}{W_{zz}} + 0.5 \cdot Q_2 \cdot (0.5 \cdot b) \cdot \frac{1}{W_{zz}} \leq R_v \cdot \gamma_c.$$

#### 5.4. Техніко-економічне порівняння варіантів прокатних балок

За допомогою розроблених програм на ПЕОМ було оптимізовано 12 варіантів сталевих прокатних балок, з них: 8 варіантів балок із прокатних двотаврів варіанти із перфорованих прокатних двотаврів.

Варіантне проектування і оптимізація перерізів балок прольотом  $l=6$  м виконується при однакових умовах проектування. В прокатних балках (варіанти №3,4,7,8) розглянуто варіанти балок, в яких допускається розвиток пластичних деформацій.

Результати оптимізації перерізів 12 варіантів балок записані в табл. 5.1.

Таблиця 6.1

Техніко-економічне порівняння варіантів прокатних балок.

№ варіанта	Розрахункова схема	Напружений стан	Умови несучої здатності	Марка сталі	Прийнятий переріз		Вартість сталі		Економічні показники		
					№	$A_2$ , см <sup>2</sup>	$C$ , крб. за т.	$C_0 = C_H/C$	$b_H$ , %	$E_M$ , %	$E_C$ , %
<b>Прокатні двотаври</b>											
1		щ	М	ВСт3пс	60	138	253	1,000	0	0	0
2			Ж	09Г2	50	100	260,2	1,189	+16,7	27,5	13,8
3		ш	М	ВСт3пс	55	118	253	1,000	+8,3	14,5	14,5
4			Ж	09Г2	50	100	260,2	1,156	+16,7	27,5	16,2
5		щ	М	ВСт3пс	55	118	253	1,000	+8,3	18,5	14,5
6			Ж	09Г2	45	84,7	260,2	1,242	+25,0	38,6	23,8
7		ш	М	ВСт3пс	50	100	253	1,005	+16,7	27,5	27,2
8			Ж	09Г2	45	84,7	260,2	1,158	+25,0	38,6	29,0
<b>Перфоровані прокатні двотаври</b>											
9		щ	М	ВСт3пс	50	100	253	1,005	-25,0	27,5	27,2
10			Ж	09Г2	40	72,6	260,2	1,253	0	47,4	34,1
11			М	ВСт3пс	45	84,7	253	1,005	-12,5	38,6	38,3
12			Ж	09Г2	40	72,6	260,2	1,253	0	47,4	34,1

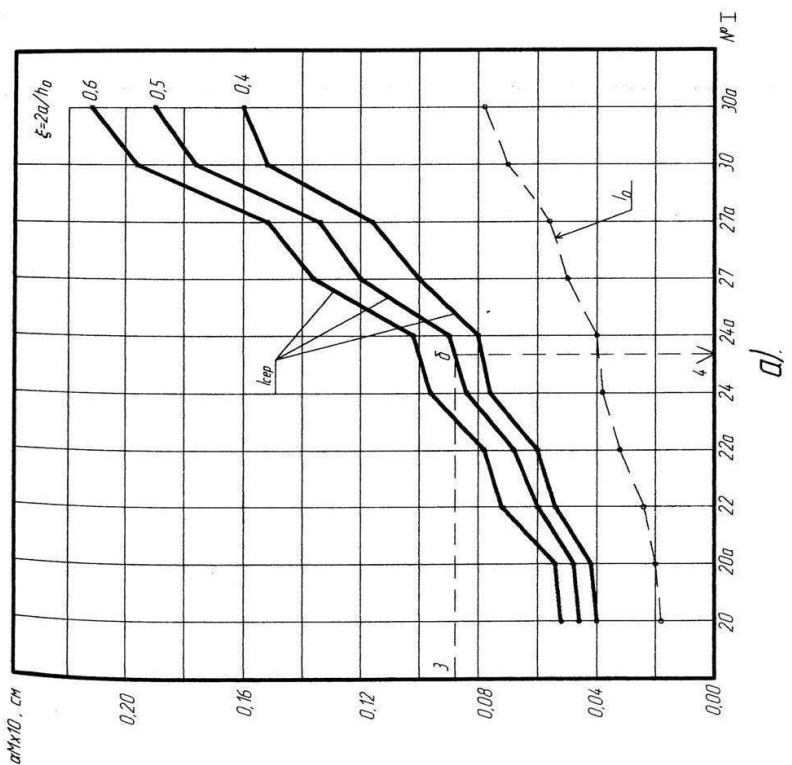
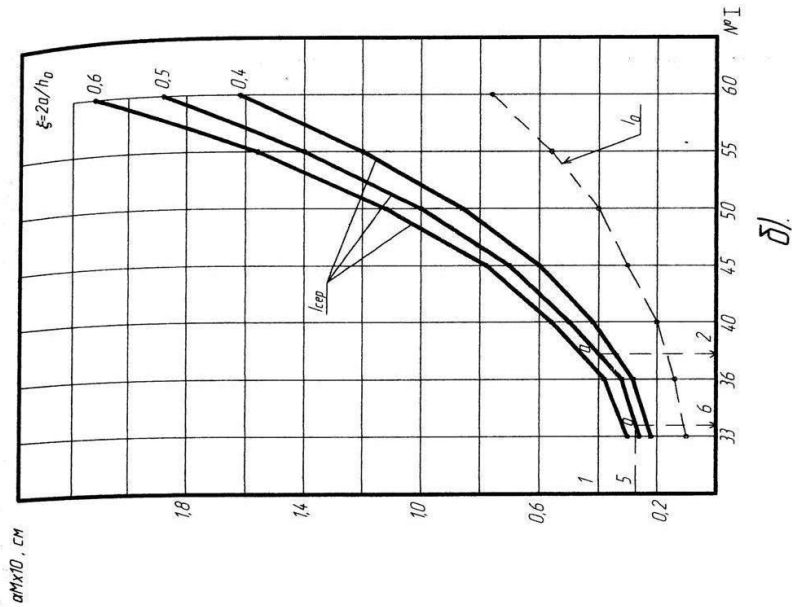


Рис.6.3. Графіки оптимальних перерізів перфорованих (суцільні лінії) і прокатних двотаврів (пунктир) із умов нормативної жорсткості.

## 5.5 Висновки

Для визначення економічності використання перфорованих двотаврів в балках підкранових шляхів за допомогою теоретичних досліджень з'ясовано шляхи оптимізації перерізів перфорованих двотаврів за двома критеріями:

- за критерієм міцності;
- за критерієм мінімальної маси з умови жорсткості.



**РОЗДІЛ 6**  
**ОБГРУНТУВАННЯ ЕКОНОМІЧНОЇ ЕФЕКТИВНОСТІ**

## **6.1 Визначення вартості будівництва**

Вартість будівництва робіт по проведенню проектування існуючої будівлі визначені на підставі норм ДСТУ Б.Д.1.1-1-2013 «Правила визначення вартості будівництва» з розробленням кошторисної документації:

1. Зведеного кошторисного розрахунку
2. Об'єктного кошторису
3. Локального кошторису на загально – будівельні, покрівельні, санітарно-технічні та оздоблювальні роботи.

Кошторис - це документ, де визначена і розрахована вартість майбутнього будівництва, у якій відображається кількість виконуваних робіт і обсяг матеріальних ресурсів, які планується задіяти для реалізації планової діяльності. Цей документ допоможе організувати і спланувати витрати на придбання матеріалів, роботу, яку виконують будівельники, і додаткові витрати, які неминучі при будь-якому будівництві.

Формування кошторисної документації та підрахунок витрат здійснені з використанням програмного комплексу АВК-5.

На підставі проведеного розрахунку отримано вартість будівництва спортивно-оздоровчого комплексу:

- Зведений кошторисний розрахунок у сумі 4068,028 тис. грн.;
- Кошторисна трудомісткість 262,530 тис.люд.-год.;
- Кошторисна заробітна плата 3489,935 тис.грн.;

**РОЗДІЛ 7**  
**ОХОРОНА ПРАЦІ ТА ЦИВІЛЬНИЙ ЗАХИСТ**

## **7.1 Охорона праці**

### **7.1.1 Техніка безпеки та пожежна безпека на будівельному майданчику**

Організація будівельного майданчика, ділянок робіт та робочих місць повинна забезпечувати безпеку праці працюючих на всіх етапах виконання робіт.

Майданчик будівництва знаходиться в центрі міста, тому, щоб запобігти доступу сторонніх осіб, повинен бути огорожений. Огородження, які примикаються до місць масового проходу людей, необхідно облаштувати суцільним захисним козирьком. Конструкція огороження повинна задовільняти вимоги [27]: конструкція огороження повинна бути збірно-розбірною з уніфікованими елементами, з'єднаннями і деталями кріплення, висота захисних панелей з козирьком становить 2,0 м, в розріжених панелях огороження відстань в просвіті (розрідженість) між деталями заповнення полотна панелей повинна бути в межах 80-100 мм, захисний козирьок встановлюється по верху огороження з підйомом до горизонту під кутом  $20^{\circ}$  в сторону тротуару, панелі козирька повинні забезпечити перекриття тротуару і виходити за його край (зі сторони руху транспорту) на 50-100 мм.

Зони потенційно діючих небезпечних виробничих факторів повинні мати сигнальні огороження, які задовільняють вимоги [27]: висота стійок сигнального огороження повинна бути 0,8 м, відстань між стійками не повинна перевищувати 6,0 м.

На будівельний майданчик влаштовані 1 в'їзд та 1 виїзд, тимчасові дороги шириною 6,0 м дозволяють рухатись автомобільному транспорту з під'їздом до всіх складів та вузлів.

При в'їздах на будівельний майданчик повинна бути встановлена схема руху транспортних засобів, а на обочинах доріг і проїздів – добре видимі дорожні знаки, що регламентують порядок руху транспортного засобу в відповідності з правилами дорожнього руху.

Швидкість руху автотранспорту поблизу місць виробництва робіт не повинна перевищувати 10 км/год на прямих ділянках і 5 км/год на поворотах.

На будівельному майданчику огороженні всі небезпечні зони (монтажна зона, зона дії крана).

Відкритий котлован, траншеї огородити захистним огороженням.

До монтажних робіт допускаються чергові люди, які пройшли медичний огляд та мають допуск до роботи на висоті.

Стропування вантажів проводять згідно технологічної карти, розструповку вантажів та залізобетонних елементів проводять після їх закріплення.

Засоби риштування повинні мати рівні робочі настили з зазором між дошками не більше 5 мм, а при розміщенні настилу на висоті 1,3 м і більше – огороження і бортові елементи. З'єднання щитів настилів внахлест допускається тільки по їх довжині, при чому кінці елементів, що стикуються, повинні бути розміщені на опорі і перекривати її не менше ніж на 0,2 м в кожену сторону. Риштування повинні бути прикріплені до стіни будинку, що будується. При відсутності особливих вказівок в інструкції заводу-виготовлювача кріплення риштувань до стін будівлі повинно виконуватись не менше ніж через один ярус для крайніх точок, через два прольоти для верхнього яруса і одного кріплення на кожні 50 м<sup>2</sup> проекції поверхні риштувань на фасад будівлі.

Приміщення, в яких проводяться роботи з пиловидними матеріалами, а також робочі місця біля машин дроблення, розмолу і просіювання цих матеріалів повинні бути забезпечені вентиляційними системами (провітрюванням).

На робочих місцях, де застосовуються або готуються клеї, мастики, фарби і інші матеріали, що виділяють вибухонебезпечні або шкідливі речовини, не допускаються дії з використанням відкритого вогню або іскри.

На території будівництва в місцях розташування тимчасових будівель, складів, майстерень встановлюються пожежні щити, стенди та бочки з водою. Для запобігання розповсюдження пожежі необхідно забезпечити будівництво достатньою кількістю засобів пожежогасіння, дотримуватись правил зберігання, розміщення і обмеження кількості палих речовин і матеріалів, а також дотримуватися інших вимог [28].

Основні причини виникнення пожеж при будівельних роботах:

- недоліки в будівельних конструкціях, спорудах, плануванні приміщень, влаштуванні комунікацій;

- дефекти обладнання, порушення режиму технологічних процесів та неправильне проведення робіт;
- несправність систем живлення і випуску відпрацьованих газів у двигунах внутрішнього згорання, відсутність іскрогасників на вихлопних трубах двигунів;
- порушення правил користування відкритим вогнем, особливо поблизу місць застосування або зберігання горючих або легкозаймистих речовин;
- відсутність або несправність заземлення цистерн з рідкими нафтопродуктами;
- несправність або відсутність на деяких об'єктах системи блискавкозахисту.

На будівельному майданчику повинні бути організовані пости з протипожежними засобами, а також визначені особливо небезпечні зони у пожежному відношенні. В межах цих зон не допускається зберігання масляних фарб, оліфи, смоли, масел, паливно-мастильних матеріалів, вказані матеріали повинні зберігатись в окремих складських приміщеннях або під навісом. Зберігання в одному приміщенні кисневих балонів та балонів з іншими горючими газами забороняється. Всі роботи пов'язані з використанням відкритого вогню, допускається вести лише з дозволу відповідального за пожежну безпеку на будівельному майданчику.

Пожежна безпека - це стан об'єкту, при якому виключається можливість пожежі, а у випадку її виникнення виключається дія на людей небезпечних факторів пожежі і забезпечується захист матеріальних цінностей.

Пожежна безпека забезпечується завдяки створенню системи заходів пожежної профілактики і активного пожежного захисту.

Пожежна профілактика - комплекс організаційних заходів і технічних засобів, що спрямовані на запобігання можливого виникнення пожежі чи зменшення її наслідків,

Система активного пожежного захисту - це комплекс організаційних заходів і технічних засобів по боротьбі з пожежами і запобіганню дії на людей небезпечних чинників пожежі, а також обмеження матеріальних збитків від неї.

Для запобігання пожеж у будівельних організаціях розробляють організаційні, технічні, режимного характеру, пожежно-евакуаційні, тактико-профілактичні, будівельно-конструктивні та інші заходи режимів експлуатації машин і обладнання, за яких повністю виключається можливість виникнення іскор і полум'я при роботі, контакт нагрітих деталей обладнання з горючими матеріалами.

До організаційних заходів належать правильний вибір технології; недопущення захарашення приміщень і будівельних майданчиків; навчання працівників правилам пожежної безпеки; спеціальне розміщення матеріалів на складах та техніки в гаражах і ремонтних майстернях.

До технічних належать заходи, що стосуються правильного добору і монтажу електрообладнання, систем блискавкозахисту об'єктів і влаштування заземлення, іскрогасників тощо.

Заходи режимного характеру - це заборона куріння, запалювання вогню, правильне зберігання промаслених ганчірок, постійний контроль за зберіганням матеріалів, що можуть самозагорятись і т. ін.

Тактико-профілактичні заходи передбачають швидку дію пожежних команд, забезпечення об'єктів первинними засобами вогнегасіння, а також підтримування постійно в справному стані водопровідної системи тощо.

Заходів будівельно-конструктивного характеру вживають в процесі проектування і будівництва споруд, створення протипожежних конструкцій будівель, а також при конструюванні машин і обладнання.

### **7.1.2 Захисне заземлення**

Виконуємо розрахунок захисного заземлення для заземлення бетонозмішувача з напругою  $U=380$  В в трьохфазній сітці з ізольованою нейтраллю при таких даних:

Ґрунт - суглинок з питомим електричним опором  $\rho = 400 \text{ Ом} \cdot \text{м}$ .





$$R = \frac{R_b \cdot R_r}{R_b \cdot \eta_r + R_r \cdot \eta_b \cdot n} = \frac{192 \cdot 84}{192 \cdot 0,39 + 84 \cdot 0,66 \cdot 73} \approx 3,91 \text{ Ом.}$$

Розрахунок виконаний вірно так як  $R \leq [r_3]$   $3,91 < 4$ .

## 7.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях

### 7.2.1 Оцінка стійкості об'єкта будівництва до впливу ударної хвилі ядерного вибуху і заходи щодо підвищення стійкості

Нові об'єкти будівництва повинні будуватися з урахуванням вимог, виконання яких сприяє підвищенню стійкості інженерно-технічного комплексу об'єкта. Основні з цих такі [30]:

1. Будинки і споруди необхідно розміщати розосереджено. Відстань між будинками і спорудами повинні забезпечувати протипожежні розриви. При наявності таких розривів виключається можливість переносу вогню з одного будинку на інші, навіть якщо гасіння пожежі не відбувається. Будинки адміністративно-господарського й обслуговуючого призначення повинні розташовуватися окремо від основних цехів.

2. Найбільш важливі виробничі спорудження варто будувати заглибленими чи зниженої висотності, прямокутної форми в плані. Це зменшує парусність будинків і збільшує опірність їх ударній хвилі ядерного вибуху. Хорошою стійкістю до впливу ударної хвилі володіють залізобетонні будинки з металевими каркасами в бетонній опалубці. Для підвищення стійкості до світлового випромінювання в споруджуваних будинках і спорудженнях повинні застосовуватися вогнестійкі конструкції, а також вогнезахистна обробка спалених елементів будинку. У кам'яних будинках перекриття повинні бути виготовлені з армованого бетону або виконані з бетонних плит. Великі за розмірами будинки повинні розділятися на секції неспаленими стінами. У ряді випадків при проектуванні й будівництві промислових будинків і споруджень повинна бути передбачена можливість герметизації приміщень від проникнення радіоактивного пилу.

Це особливо важливо для підприємств харчової промисловості й продовольчих складів.

3. Душові приміщення необхідно проектувати з урахуванням використання їх для санітарної обробки людей.

4. Дороги на території об'єкта повинні бути з твердим покриттям, забезпечувати зручне і найкоротше сполучення між виробничими будинками, спорудженнями і складами; в'їздів на територію об'єкта повинне бути не менш двох із різних напрямків.

5. Системи побутової і виробничої каналізації повинні мати не менш двох випусків у міські каналізаційні мережі й пристрої для аварійних скидань у підготовлені місця (котловани, яри, траншеї тощо).

Оцінка стійкості основних елементів інженерно-технічного комплексу, від яких залежить робота господарського об'єкта, полягає у визначенні виду можливого руйнування кожного з основних елементів інженерно-технічного комплексу та у виявленні нестійких елементів. При оцінці ефективності захисту робітників і службовців у разі сильного вибуху визначають можливу кількість уражених і вид травм людей на території господарського об'єкта. Оцінка стійкості систем управління і постачання (електроенергією, газом, водою, сировиною, комплектуючими виробами тощо) полягає у визначенні ступеня їх порушення в разі вибуху. Крім того, оцінюють ступінь підготовленості господарського об'єкта до відновних робіт. Висновок про стійкість господарського об'єкта в цілому складають після аналізу отриманих результатів. Якщо всі основні елементи інженерно-технічного комплексу і систем господарського об'єкта виявляться стійкими і за прогнозом не буде великої кількості уражених робітників і службовців, то робота господарського об'єкта вважається стійкою в разі вибуху. Якщо хоча б один основний елемент інженерно-технічного комплексу або система господарського об'єкта виявляться за прогнозом нестійкими, робота об'єкта в цілому визнається нестійкою. Аналогічний висновок робиться, якщо в разі вибуху можливі загибель або великі втрати робочих і службовців.

Якщо всі основні елементи інженерно-технічного комплексу і систем будівельного об'єкта виявляться стійкими і за прогнозом не буде великої кількості уражених робітників і службовців, то робота господарського об'єкта вважається стійкою в разі вибуху. Якщо хоча б один основний елемент інженерно-технічного комплексу або система будівельного об'єкта виявляться за прогнозом нестійкими, робота об'єкта в цілому визнається нестійкою. Аналогічний висновок робиться, якщо в разі вибуху можливі загибель або великі втрати робочих і службовців.

### **7.2.2 Оцінка масштабу, розмірів втрат та інших наслідків можливої НС на об'єкті будівництва**

Оцінка обстановки – порядок визначення ступеню ураженості об'єкта чи території, можливих об'ємів завданих збитків та вплив вторинних факторів на проведення рятувальних та інших невідкладних робіт (РіНР) в осередку ураження від надзвичайних ситуацій (НС).

Вони залежать від конкретних умов виникнення або загрози виникнення надзвичайних ситуацій мирного чи воєнного часу [14].

По часу оцінка обстановки може бути - завчасна, планова, термінова.

В мирний час відповідно до Закону України «Про страховий фонд документації» на всій території України проведений моніторинг наявності потенційно небезпечних об'єктів чи явищ, що можуть призвести до виникнення надзвичайних ситуацій. Оцінку обстановки можна попередньо проводити по карті місцевості району, де існує загроза або виникла надзвичайна ситуація.

На підставі цих досліджень розроблені плани дій під час загрози або виникнення НС. В яких ґрунтовно описані можливі наслідки тої чи іншої надзвичайної ситуації та шляхи її подолання - зменшення жертв, пошкоджень, руйнувань та інше.

Оцінка обстановки визначає:

- характер і об'єм руйнувань і пошкоджень, нанесені збитки і втрати;
- види аварійно-рятувальних робіт та можливий їх об'єм;

- радіаційну, хімічну, інженерну, пожежну та інші обставини та їх вплив на виконання завдань;
- найбільш доцільні напрямки висування в введення сил ЦО в вогнище чи на територію ураження;
- місце розташування, стан і забезпеченість сил ЦО та їх можливості по виконанню завдань;
- вплив вторинних факторів ураження, погоди, пори року і доби, характер місцевості.

За результатами аналізу оцінки обставини приймається рішення про ведення РіНР в осередках ураження чи на територія, яка потерпіла від НС.

Рішення на виконання завдань по локалізації та ліквідації наслідків НС включає:

- на що направляти основні зусилля сил та засобів;
- порядок ведення рятувальних та інших невідкладних робіт в осередку ураження чи події;
- організація зв'язку та управління підчас ведення РіНР;
- порядок взаємодії сил і засобів залучених на проведення робіт;
- час проведення РіНР.

Форми і методи оцінки обставини при загрозі або виникненні надзвичайних ситуацій залежать в першу чергу від виду надзвичайної ситуації.

На місце загрози або виникнення НС терміново виїжджає мобільно-оперативна група у складі: спеціалістів з різних галузей.

Метою роботи цієї групи на місці НС є:

- обстеження місця виникнення НС, характеру, об'ємів та пошкоджень НС;
- надання при необхідності першої медичної допомоги потерпілим;
- визначення попередніх обсягів втрат (площі території, яка постраждала);
- готує пропозиції щодо першочергових заходів та обсягів робіт по локалізації та ліквідації (мінімізації) наслідків НС.
- координує дії служб на місці НС.

Під обстановкою розуміють сукупність наслідків НС, що впливають на нормальну життєдіяльність, виробництво продукції та дії сил при локалізації та ліквідації наслідків НС.

Аналіз пожежної небезпеки і захисту технологічних процесів виробництв здійснюється поетапно. Він містить у собі вивчення технологій виробництв, оцінку пожежонебезпечних властивостей речовин, виявлення можливих причин виникнення і запобіганню пожеж.

Під пожежною обстановкою розуміють сукупність наслідків впливу вражаючих факторів НС, у результаті яких виникають пожежі, які впливають на життєдіяльність людей.

Для оцінки пожежної обстановки необхідно провести такі заходи:

- визначити вид, масштаб і характер пожежі;
- провести аналіз впливу пожежі на стійкість окремих елементів і об'єкту в цілому, а також на життєдіяльність населення;
- вибрати найбільш доцільні дії пожежних підрозділів та формувань ЦЗ з локалізації і гасіння пожежі, евакуації при необхідності людей і матеріальних цінностей із зони пожежі.

Основна причина виникнення пожеж – необережне поводження з вогнем, порушення правил пожежної безпеки. Крім того, вони можуть виникнути в наслідок природних явищ (грозові розряди, землетруси, виверження вулканів, самозаймання торфу, підпал, вибух).

Межа вогнестійкості, вимірювана в годинах, визначається здатністю несучих конструкцій протистояти вогню без обвалювань, прогинів, тріщин, і отворів, через які проникають продукти горіння.

Вона становить для будинків:

- I ступеня вогнестійкості – понад 2 годин;
- II ступеня до 2 годин;
- III ступеня - 1,5 години;
- IV ступеня - 1 година.

За категоріями вибухонебезпечності будинки поділяють на п'ять категорій:

Категорії А і Б – вибухопожежонебезпечні, В, Г, Д – пожежонебезпечні.

Пожежа характеризується видом, масштабом або щільністю, розвитком і швидкістю поширення, тепловою радіацією, тривалістю горіння, температурою горіння, зоною задимлення.

Види пожеж: окремі, масові, суцільні, вогневий шторм, лісові, степові, торф'яні, тління, горіння в завалах.

Розвиток і швидкість поширення пожеж визначається ступенем вогнестійкості будинку, відстанню між ними, щільністю забудови, метеоумовами і порою року.

Розвиток пожеж незалежно від їх розмірів і місця виникнення відбувається за однією загальною закономірністю і поділяється на три фази:

- I фаза – поширення полум'я від початкового горіння до охоплення великої частини горючих матеріалів. Ця фаза характеризується спочатку порівняно невеликою температурою і швидкістю поширення вогню, тому пожежа може бути ліквідована у перші 15-20 хвилин за короткий час обмеженими засобами. Тривалість фази до 2 годин в залежності від вогнестійкості будинків.;

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

- III фаза – вигорання матеріалів завалених конструкцій при невеликих швидкостях горіння і теплової радіації, тривалість від 2 до 5 годин.

Залежно від масштабів пожеж застосовують то чи іншу тактику ведення боротьби з ним, та залучають відповідні сили і засоби. Це може бути окрема тема для вивчення.

Отже, оцінка обстановки при виникненні надзвичайних ситуацій потребує значних об'ємів знань умінь і навичок, досвіду проведення рятувальних та інших невідкладних робіт в осередках ураження.

**РОЗДІЛ 8**  
**ЕКОЛОГІЯ**

## 8.1 Екологічні проблеми будівельної галузі

Найбільш глобальною проблемою сучасності, що торкаються кожного жителя планети й від яких залежить майбутнє людства, слід віднести екологічні проблеми.

Із появою новітніх технологій, бурхливим зростанням кількості населення на Землі, обсягів виробництва та його відходів, проблеми стосунків між природою та суспільством дедалі загострюються.

Видобуток корисних копалин та будівельних матеріалів, їх транспортування, виробництво будівельних сталей і, нарешті, саме будівництво є джерелом забруднення повітря, води і порушення землі.

Атмосферне повітря є одним із життєво важливих компонентів навколишнього середовища. На чистоту повітря впливає наявність газів, дрібних часточок і рідких речовин, що чинять негативний вплив на живі істоти, погіршуючи умови їх існування.

Ґрунт — основний компонент наземних екосистем, утворений довготривалими геологічними епохами в результаті постійної взаємодії біотичних і абіотичних факторів. Як складний біоорганомінеральний комплекс ґрунти є природною основою функціонування екологічних систем біосфери.

Унаслідок забруднення ґрунтів хімічними сполуками змінюється їх структура, руйнуються деякі мінерали. Все це негативно впливає на життєдіяльність ґрунтової мікрофлори і рослин і родючість.

Нагромадження твердих відходів і викидів на заселених площах - неминучий результат виконання будівельних робіт в сучасній цивілізації.

Відвали промислових відходів займають значні площі, які стають непридатними для використання, причому вони розміщені так нераціонально, що іноді становлять серйозну загрозу для населення.



## 8.2 Забруднення довкілля при зведенні складського приміщення

При виконанні планувальних робіт ґрунтовий шар повинен заздалегідь зніматися і складуватися для подальшого використання. Зняття і нанесення родючого шару слід проводити, коли ґрунт знаходиться в немерзлому стані. Не допускається не передбачена проектною документацією вирубка дерев і чагарника, засипка ґрунтом стовбурів і кореневих шийок деревно-чагарникової рослинності. Знятий родючий шар згортається у тимчасовий відвал з наступним використанням його для влаштування газонів та озеленення території.

Зони роботи будівельних машин і маршрути руху засобів транспорту повинні встановлюватися з урахуванням вимог по запобіганню пошкодженню насаджень.

Вода на будівельному майданчику використовується на виробничі, технологічні й санітарно-побутові потреби. Підключення мережі водопостачання прийнято до існуючих мереж місцевого водопроводу. На будівельному майданчику до тимчасових мереж водопроводу підключені душова, для виробничих потреб, передбачені водозабірні стовпчики.

Тимчасове водопостачання будівельного майданчика розраховується на задоволення максимальної потреби будівництва у воді на період будівельно-монтажних робіт. Фекальні, поверхневі та стічні води підведені до існуючої міської каналізації. При зведенні будинку вода забруднюється твердими домішками, поверхнево активними речовинами (ПАР), нафтопродуктами, автомобільними маслами.

Забезпечено збір забруднених поверхневих стоків через грязевідстійник та бензомасловловлювач, фільтр з випуском в колектор дощової каналізації, герметизацію випусків систем господарсько-побутової та виробничої каналізації.

За весь період будівництва на будівельному майданчику утворюється велика кількість сміття, яке необхідно вчасно вивозити. Будівельне сміття не скидається через дверні і віконні отвори або з лісів, а спускається по закритих жолобах або в контейнерах безпосередньо в машину і регулярно вивозиться з

майданчика або використовується для будівельних потреб. На будівельному майданчику влаштовується сміттєзбірник контейнерного типу.

Необхідно забезпечити заключення відповідних угод на утилізацію відходів виробництва спеціалізованими підприємствами (повна переробка за допомогою спеціальної дробильної техніки).

На будівельному майданчику застосовується будівельна техніка. Необхідно уникнути загазованості повітря робочої зони (може виникнути від роботи двигуна внутрішнього згорання). В повітрі може міститися до 300 міліграм/м<sup>3</sup> відпрацьованих газів бензину, дизельного палива, які можуть викликати отруєння. На машинах і механізмах встановлюються каталітичні фільтри, сприяючі нейтралізації і очищенню відпрацьованих газів.

Перехід будівельних машин на електропривід і застосування електричної енергії для технологічних потреб замість твердого і рідкого палива дозволяє повністю влаштувати шкідливі викиди в атмосферу.

Для запобігання забрудненню ґрунту і води, необхідний пристрій механізованої і автоматизованої заправки механізмів і організація збору відпрацьованих масел, а при зміні сезону – відправка їх на регенерацію. На пунктах технічного обслуговування машин встановлюються ємкості для збору відпрацьованих нафтопродуктів.

Всі матеріали які передбачається використати на будівництві відповідають екологічним стандартам, а тому не становлять загрози для навколишнього середовища.

Заходи з охорони навколишнього середовища в основному забезпечують мінімальне порушення екологічної рівноваги при будівництві будівлі що проектується.

## ЗАГАЛЬНИЙ ВИСНОВОК

Диплома робота на тему „ Проект складського приміщення в Тернополі з дослідженням напружено-деформівного стану перфорованих пікранових шляхів” виконаний згідно з завданням, виданим кафедрою.

Диплома робота включає такі розділи: архітектурний, розрахунково-конструктивний, організаційно-технологічний, економічний, спеціальний, науково-дослідницький, екологічний, охорону праці та безпеку в надзвичайних ситуаціях. В архітектурному розділі розроблений генеральний план будівлі з урахуванням вимог ДБН „Генеральні плани”, вирішені об’ємно-планувальна та конструктивна побудова будівлі. В генеральному плані враховані питання вимог сучасної забудови, об’ємно-планувальне рішення відповідає нормативним вимогам. В будівлі застосовані сучасні ефективні і доступні конструкції. В розрахунково-конструктивному розділі запроектоване монолітне ребристе перекриття. Також розрахований фундамент стаканного типу.

Основна увага приділяється конструктивно-розрахунковому та науково-дослідницькому розділам. Організація будівництва представлена будівельним генеральним планом. В будівельному генеральному плані вирішене питання установки та переміщення основних машин і механізмів, складування матеріалів і конструкцій на території будівництва та санітарно-побутового обслуговування працівників. В складі проекту проведені дослідження балок підкранових шляхів.

## Бібліографія:

1. Бирюлев В. В. Проектирование и расчет несущих элементов легких металлических конструкций. Учебное пособие. Новосибирск изд.НИСИ им. В.В.Куйбишева. 1981.
2. Васильев А. А. Металлические конструкции, Учебное пособие для вузов, Стройиздат, 1975.
3. Беленя Е. И. Металлические конструкции, учебник для вузов, Стройиздат, 1985.
4. Мельникова Н. П. Металлические конструкции, Справ очник проектировщика, Стройиздат, 1980.
5. Мандриков А. П. Примеры расчета металлических конструкций: учебное пособие для техникумов, Стройиздат 1991-431с.
6. Рускевич И.Л. “Справочник по инженерно - строительному черчению”. К. 1987.
7. Архитектурное проектирование: Учебн. Для техникумов / М.И. Тосунова, М.М. Гаврилова, И.В. Полещук. Под ред. М.И. Тосуновой. – М.: Высшая школа, 1988. – 288с.
8. Архитектура гражданских и промышленных зданий. Т.2. Основы проектирования / Л.Б. Великовский – М.: Стройиздат, 1976. – 215с.с.141-169.
9. Методичні вказівки 053-2У до виконання курсового проекту з курсу “Механіка ґрунтів, основи і фундаменти” з прикладами розв’язання типових задач для студентів спеціальностей 29.03 і 29.08 всіх форм навчання / Клименко Л.І., Рівне:УПВГ, 1990 – стор.57/.
10. Методичні вказівки 053-71 “Інженерно – геологічні умови будівельних майданчиків” додаток до завдання на виконання курсового проекту з курсу “Механіка ґрунтів, основи і фундаменти” студентами спеціальності 6.092101 “Промислове та цивільне будівництво” стаціонарної та заочної форм навчання / М.О.Фурсович, Г.Ф.Федорчук, - Рівне: УДУВГтаП, 2002, - 17с.
11. А.П. Снижко, Г.М. Батура Технология строительного производства. Курсовое и дипломное проектирование. ВШ., К., 1991 г.–200 с.
12. И.П. Сытник Организация планирование и управление строительством. ВШ., К., 1978 г.–376 с.
13. Рогожин П.С. , Гойко А.Ф. Экономика будівельних організацій . –К.: Видавничий дім “Скарби” . 2001, -448с .
14. Педан М.П. Экономика строительства . –М.: Стройиздат ,1982. –571с.
15. Справочник экономиста-строителя / Рогожин П.С. –4-е изд., перераб. и доп. –К.: Будівельник ,1980. –386с.
16. Методичні вказівки з розробки економічної частини дипломного проекту студентами денної та заочної форм навчання спеціальності 7.092101 “Промислове та цивільне будівництво” , що виконують дипломні проекти на кафедрі інженерних конструкцій / І.К. Левун , Рівне , УДАВГ , 1997. –36с. Шифр 067-139.
17. Державні будівельні норми України . Збірник єдиних середніх кошторисних цін на матеріали , вироби і конструкції ( ЗЕКЦ-97) ДБН IV-4-

97. Частина I. Будівельні матеріали . -Вид. офіц. –К.:  
Держкоммістобудування України , 1997. –342с.
18. Державні будівельні норми України . Збірник єдиних середніх  
кошторисних цін на матеріали , вироби і конструкції ( ЗЕКЦ-97) ДБН IV-4-  
97 . Частина II. Будівельні конструкції та вироби . -Вид. офіц. –К.:  
Держкоммістобудування України , 1997. –169с.
19. Державні будівельні норми України . Збірник єдиних середніх  
кошторисних цін на матеріали , вироби і конструкції ( ЗЕКЦ-97) ДБН IV-4-  
97 . Частина III. Матеріали та вироби для санітарно-технічних робіт . -Вид.  
офіц. –К.: Держкоммістобудування України , 1997. –143с.
20. Державні будівельні норми України . Збірник єдиних середніх  
кошторисних цін на матеріали , вироби і конструкції ( ЗЕКЦ-97) ДБН IV-4-  
97 . Частина IV. Місцеві матеріали . -Вид. офіц. –К.:  
Держкоммістобудування України , 1997. –360с.
21. Державні будівельні норми України . Збірник єдиних середніх  
кошторисних цін на матеріали , вироби і конструкції ( ЗЕКЦ-97) ДБН IV-4-  
97 . Частина V. Матеріали , вироби і конструкції для монтажних та  
спеціальних будівельних робіт . -Вид. офіц. –К.: Держкоммістобудування  
України , 1997. –268с.
22. Державні будівельні норми України . Збірник кошторисних цін на  
вантажі для будівництва ( ЗКЦПВ-97) . -Вид. офіц. –К.:  
Держкоммістобудування України , 1997. –317с.
23. Державні будівельні норми України . Вказівки щодо застосування  
ресурсних елементних кошторисних норм на будівельні роботи : ДБН  
Д.1.1-2-99 . -Вид. офіц. –К., 2000. –18с.
24. Державні будівельні норми України . Ресурсні елементні кошторисні  
норми на будівельні роботи : Збірник 6 . Бетонні та залізобетонні  
конструкції монолітні : ДБН Д.2.2-6-99. -Вид. офіц. –К., 2000. –66с.
25. Державні будівельні норми України . Ресурсні елементні кошторисні  
норми на будівельні роботи : Збірник 7. Бетонні та залізобетонні  
конструкції збірні : ДБН Д.2.2-7-99. -Вид. офіц. –К., 2000. –103с.
26. Державні будівельні норми України . Ресурсні елементні кошторисні  
норми на будівельні роботи : Збірник 8 . Конструкції з цегли та блоків :  
ДБН Д.2.2-8-99. -Вид. офіц. –К., 2000. –102с.
27. Державні будівельні норми України . Ресурсні елементні кошторисні  
норми на будівельні роботи : Збірник 13 . Захист будівельних конструкцій  
та устаткування від корозії : ДБН Д.2.2-13-99. -Вид. офіц. –К., 2000. –56с.
28. Державні будівельні норми України . Ресурсні елементні кошторисні  
норми на будівельні роботи : Збірник 15 . Оздоблювальні роботи : ДБН  
Д.2.2-15-99. -Вид. офіц. –К., 2000. –102с.
40. Строительные краны . Справочник / В.П. Станевский . –К.:  
Будівельник , 1984. –240с.
41. Державні будівельні норми України . Ресурсні кошторисні норми  
експлуатації будівельних машин та механізмів : ДБН Д.2.7-2000. -Вид. офіц.  
–К.: “Інпроект” , 2001. –180с.
42. Державні будівельні норми України . Збірник норм та розцінок для  
визначення кошторисної вартості експлуатації будівельних машин та

- механізмів (ЗНіРЕМ-93/97) ДБН IV-3-97 . – Вид. офіц. – К.:  
Держкоммістобудування України , 1997. – 125с.
43. Державні будівельні норми України . Правила визначення вартості  
будівництва : ДБН Д.1.1-1-2000. - Вид. офіц. – К., 2000. – 185с.
44. Практика формування взаємовідносин у будівництві в умовах  
однорівневої системи ціноутворення . Збірник офіційних нормативних  
документів / Уклад. А.В. Беркута , Л.І. Губень , В.Г. Іванькіна , Т.О.  
Шаденова . Держбуд України . – К.: НФВ “Інпроект” , 2002. – 320с.
45. Державні будівельні норми України . Вказівки щодо застосування  
ресурсних елементних кошторисних норм на будівельні роботи : ДБН  
Д.1.1-2-99 . - Вид. офіц. – К., 2000. – 18с.
46. Державні будівельні норми України . Ресурсні елементні кошторисні  
норми на будівельні роботи : Збірник 1. Зеляні роботи : ДБН Д.2.2-1-99. -  
Вид. офіц. – К., 2000. – 184с.
47. Щодо поточних цін на матеріали , вироби та конструкції при визначенні  
вартості будівництва за однорівневою системою ціноутворення . – Рівне ,  
ЦНТІ , 2001 . 50с.
48. Методичні вказівки до розробки розділу “Економіка будівництва” в  
дипломних проектах студентами денної та заочної форм навчання за фахом  
7.092101 “Промислове та цивільне будівництво” / І. К. Левун , РДТУ , 1999 .  
– 64с. Шифр 067-140 .
49. Охрана труда в строительстве. Учебник для строительных вузов и  
факультетов. Пчелинцев В.А. – М.: Высш. шк., 1991. – 272с.: ил.
50. Инженерные решения по охране труда в строительстве. Справочник  
строителя. Орлов Г.Г. – М.: Стройиздат, 1985. – 278с.: ил.
51. Методичні вказівки до розробки питань з охорони праці в дипломних  
проектах для студентів спеціальностей 7.09.2102 “Промислове та цивільне  
будівництво”. Кривець О.П. – Рівне: РДТУ, 2000, – 27с.
52. ДБН В.1.2- 2\_2006 Нагрузки и воздействия. – 2006.