Міністерство освіти і науки України
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя
(повне найменування вищого навчального закладу)
Факультет інженерії машин, споруд та технологій
(назва факультету)
Кафедра будівельної механіки
(повна назва кафедри)

ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА
до кваліфікаційної роботи

магістра
(освітній ступінь (освітньо-кваліфікаційний рівень))

на тему: **«Склад готової продукції склозаводу у Житомирі із застосуванням металевих перфорованих балок покриття»**

Виконав: студент II курсу, групи МБд-21
спеціальності (напряму підготовки) 192
«Будівництво та цивільна інженерія»
(шифр і назва спеціальності (напряму підготовки))

	(підпис)	Прокопенко О.Я. (прізвище та ініціали)
Керівник	(підпис)	Конончук О.П. (прізвище та ініціали)
Нормоконтроль	(підпис)	Данильченко С.М. (прізвище та ініціали)
Рецензент	(підпис)	(прізвище та ініціали)

м. Тернопіль – 2021

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
Освітній ступінь Магістр
Спеціальність 192 Будівництво та цивільна інженерія
(шифр і назва)

ЗАТВЕРДЖУЮ
Завідувач кафедри _____
_____
«_____» _____ 2021 р.

З А В Д А Н Н Я
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ МАГІСТРА

Прокопенко Олексій Ярославович
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема проекту (роботи) Склад готової продукції склозаводу у Житомирі із застосуванням металевих перфорованих балок покриття

Керівник проекту (роботи) Конончук Олександр Петрович, к.т.н., доцент
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом по університету від «28» жовтня 2021 року № 4/7 – 917

2. Термін подання студентом проекту (роботи) 20.12.2021 р.

3. Вихідні дані до проекту (роботи) Шестипролітний склад готової продукції заводу скловиробів розмірами в плані 144,5×60 м, місто будівництва – Житомир, каркас будівлі металевий, фундаменти мілкого закладання стаканного типу з анкерами для кріплення металевих колон, стіни огородження сендвіч панельні товщиною 200 мм, покрівля плоска, несучі конструкції покриття металеві ферми, будівля обладнана підвісним краном.

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити) Інженерно-геологічні і гідрологічні умови будівництва, генплан будівництва, об'ємно-планувалні рішення, конструктивні рішення, теплотехнічний розрахунок огороджуючи конструкцій, підбір каркасу та в'язей будівлі, збір навантаження, статичний розрахунок рами будівлі, розрахунок перфорованої балки покриття для кріплення підвісного шляху крану, розрахунок профнастилу та прогонів покриття, розрахунок металевої ферми з паралельними поясами, підбір площі підошви фундаментів, та перевірка їхнього осідання, заходи з охорони праці, розрахунок заземлення безпека, розробка заходів з цивільної оборони.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень, слайдів) Фасад, генплан, ситуаційна схема, план на відмітці 0,000, план даху, план конструкцій покриття, розріз в поздовжньому та поперечному напрямках, схеми розміщення прогонів та в'язей, схеми розкрою та конструюваня балки покриття для кріплення підвісного крану, креслення ферми з паралельними поясами та вузлів її з'єднань з колоню, кресленя наскрізної колони, перерізи, план фундаментів, розрізи фундаментів, мета та задачі досліджень, висновки.

6. Консультанти розділів проекту (роботи)

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Основна частина	Конончук О.П., к.т.н., доц.		
Охорона праці	Каспрук В.Б., к.т.н., доц.		
Безпека в надзвичайних ситуаціях	Стручок В.С., ст. викл.		
Нормоконтроль	Данильченко С.М., ст. викл.		

7. Дата видачі завдання 28.09.2021 р.

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів дипломного проекту (роботи)	Термін виконання етапів проекту (роботи)	Примітка
1	Обґрунтування прийнятого рішення ТЕП. Архітектурно планувальне рішення ділянки.	05.11.2021	
2	Об'ємно-планувальне рішення. Конструктивні рішення.	10.11.2021	
3	Розробка схеми каркасу будівлі	15.11.2021	
4	Статичний розрахунок рами будівлі.	20.11.2021	
5	Розрахунок балки покриття для кріплення підвісного крану.	23.11.2021	
6	Розрахунок прогонів та профнастилу.	25.11.2021	
7	Розрахунок ферми з паралельними поясами.	28.11.2021	
8	Розрахунок металевої наскрізної колони	30.11.2021	
9	Інженерно-геологічні умови будівельного майданчика.	02.12.2021	
10	Збір навантажень та вибір типу фундаментів.	05.12.2021	
11	Розрахунок фундаментів стаканного типу.	08.12.2021	
12	Постановка мети та задач досліджень.	10.12.2021	
13	Отримання результатів досліджень та формулювання висновків.	12.12.2021	
14	Розробка заходів охорони праці.	15.12.2021	
15	Розрахунок заземлення.	18.12.2021	
16	Розробка заходів цивільного захисту.	20.12.2021	

Студент _____ Прокопенко О.Я.
(підпис) (прізвище та ініціали)

Керівник проекту (роботи) _____ Конончук О.П.
(підпис) (прізвище та ініціали)

Зміст

		Ст.
	Вступ……	**6**
	Розділ 1. Архітектурно-будівельний …….....	**8**
1.1	Загальна характеристика ділянки ...…….....	8
1.1.1	Географічне положення ділянки. Кліматичні умови ……...	8
1.1.2	Транспортні зв'язки ……...	8
1.2	Генеральний план ……	9
1.2.1	Обґрунтування прийнятого рішення ……	9
1.2.2	ТЕП генерального плану …….....	10
1.3	Об'ємно-планувальне рішення …….....	10
1.3.1	Характеристика функціонального процесу ……...	10
1.3.2	Опис прийнятого рішення та його обґрунтування …….	10
1.3.3	Розрахунок освітленості приміщень ……..	11
1.3.4	Розрахунок штучного освітлення ……..	12
1.4	Конструктивні рішення ……..	15
1.4.1	Несучі конструкції. Обґрунтування їх вибору …….	15
1.4.2	Огороджуючі конструкції. Обґрунтування прийнятих конструкцій .	16
1.4.3	Теплотехнічний розрахунок стіни …….	17
1.4.4	Матеріали для зведення будівлі. Обґрунтування їх вибору ……	20
1.5	Архітектурно-художнє рішення будівлі ……...	20
1.6	Санітарно-технічне обладнання …….	21
	Висновки до розділу 1 ……...	**21**
	Розділ 2. Розрахунково-конструктивний ……..	**22**
2.1	Розрахунок профнастилу ……	22
2.2	Розрахунок кроквʼяної ферми ……	27
2.2.1	Збір навантажень на ферму ……	27
2.2.2	Статичний розрахунок ферми …….....	28
2.2.3	Підбір перерізів стержнів ферми ……...	29
2.2.4	Розрахунок опорних вузлів ……	32
2.2.5	Розрахунок монтажних вузлів ферми ……...	34
2.3	Розрахунок поперечної рами ……..	39
2.3.1	Збір навантажень на раму ……...	39
2.3.2	Статичний розрахунок рами ……..	44
2.4	Розрахунок та конструювання колони середнього ряду …….	44
2.4.1	Визначення розрахункових зусиль для розрахунку колони ……...	44
2.4.2	Розрахункові довжини колони ……...	45

2.4.3 Підбір перерізу стержня колони …… 45
2.4.4 Перевірка стійкості віток колони …….. 46
2.4.5 Розрахунок з’єднувальної решітки …… 47
2.4.6 Перевірка стійкості колони, як єдиного наскрізного стержня …… 49
2.4.7 Розрахунок та конструювання бази колони …….. 52
2.4.8 Конструювання оголовка колони і надколонника ……... 55
2.5 Інжненерно-геологічні умови будівельного майданчика …… 56
2.6 Визначення навантажень на фундаменти ……. 57
2.7 Визначення глибини закладання фундаменту …….. 57
2.8 Визначення розмірів підошви фундаментів ……. 58
2.8.1 Фундамент під колону крайнього ряду ……. 58
2.8.2 Фундамент під колону середнього ряду ……... 60
2.9 Визначення осідання фундаменту методом пошарового підсумування …… 62
Висновки до розділу 2 ……... 63
Розділ 3. Науково-дослідний ……... 64
3.1 Мета та задачі досліджень ……..... 64
3.2 Розрахунок та конструювання балки покриття з перфорованою стінкою ……. 64
3.2.1 Визначення навантажень від кранів …… 64
3.2.2 Статичний розрахунок балки …… 65
3.3 Підбір перерізу балки ……. 66
3.3.1 Перевірка міцності …….. 66
3.3.2 Перевірка місцевої стійкості стінки …….. 69
3.3.3 Перевірка напружень зсуву у шві …….. 70
3.3.4 Перевірка місцевої стійкості стінки …….. 70
3.3.5 Розрахунок болтів прикріплення балки …… 71
Висновки до розділу 3 ……... 71
Розділ 4. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях … 72
4.1 Заходи з промсанітарії та охорона праці ……..... 72
4.2 Розрахунок заземлюючого пристрою трансформаторної підстанції . 75
4.3 Цивільний захист населення …….. 77
Висновки до розділу 4 ……... 79
Загальні висновки ……. 80
Бібліографія …… 81

ВСТУП

Актуальність теми роботи. На сьогоднішній день потужностей для зберігання скловиробів на території заводу в місті Житомир бракує, тимпаче що останнім часом завод збільшив свої потужності, а деякі з його складських приміщень вже не придатні для зберігання товарів. Актуальність будівництва такої споруди полягає в тому що вона являється універсальною та дозволяє зберігати товари як насипом так і у контейнерах.

Не менш важливим питання при зведенні нового будівельного об’єкту є забезпечення його економічності. Одним із заходів, що дозволить заощадити матеріали та кошти при зведенні складу готової продукції є використання перфорації стінок металевих балок покриття. Дана технологія дозволяє полегшити конструкцію при часто навіть більшій її несучій здатності.

Мета роботи: розробка конструкції та розрахунок металевої балки покриття з перфорованою стінкою, а також її практичне застовування для кріплення підвісного крану складу готової продукції склозаводу.

Для досягнення мети в роботі ставилися такі **задачі**:

- визначити розрахункову схему та навантаження, що діють на металеву балку покриття, яка використовується для кріплення підвісного крану;
- виконати розрахунок металевої балки покриття із застосуванням перфорації її стінок з метою полегшення конструкції;
- виконати конструювання металевої балки покриття з перфорованою стінкою, що застосовується для кріплення підвісного крану складу готової продукції склозаводу.

Об'єкт досліджень: металева балка покриття з перфорацією стінок.

Предмет дослідження: застовування металевої перфорованої балки покриття для кріплення підвісного крану складу готової продукції склозаводу.

Методи дослідження: метод скінченних елементів, теоретичні дослідження, теоретико-емпіричні розрахунки.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Робота

виконана у відповідності із науковою тематикою кафедри будівельної механіки Тернопільського національного технічнго університету ім. Івана Пулюя.

Наукова новизна отриманих результатів:

- отримало подальший розвиток застосування металевої балки покриття з перфорованою стінкою для кріплення підвісного крану складу готової продукції склозаводу;

- отримано нові дані практичного використання перфорації стінок металевої балки покриття.

Практичне значення отриманих результатів.

Отримані в роботі результати можуть бути використані проектними організаціями при проектування металевих перфорованих балок покритів.

Апробація. Окремі результати роботи доповідались на X Міжнародній науково-технічної конференції молодих учених та студентів «Актуальні задачі сучасних технологій», Тернопіль, ТНТУ, 24 – 25 листопада 2021 р.

Публікації. Дослідження напружено-деформованого стану монолітного залізобетонного каркасу будівлі МСЕ / О.П. Конончук, Б.В. Гаврилюк, М.Л. Дячук, О.Я. Прокопенко // Збірник тез доповідей X Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів «Актуальні задачі сучасних технологій», 24 – 25 листопада 2021 року — Т. : ТНТУ, 2021 — Том I. — С. 14-15.

Ключові слова. Металевий каркас, перфоровані балки, склад, промислова будівля, розрахунок.

РОЗДІЛ 1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

1.1 Загальна характеристика ділянки

1.1.1 Географічне положення ділянки. Кліматичні умови

Ділянка під будівництво складу готової продукції склозаводу розташована із східного боку території заводу скловиробів у місті Житомир. Сам склозавод розміщений також на східних околицях міста.

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: $t_{сер.р} = +6.8^0 c$;
- середня температура повітря найбільш холодного місяця (січня): $t_{сер.х} = -5.7^0 c$;
- середня температура повітря найбільш теплого місяця: $t_{сер.т} = +18.9^0 c$;
- абсолютна мінімальна температура за останні 50 років спостережень: $t_{\min} = -35^0 c$;
- абсолютна максимальна температура за останні 50 років спостережень: $t_{\max} = +38^0 c$;

Вітрові впливи характеризуються середньою швидкістю вітру по напрямках і повторюваністю (в %) по румбах.

1.1.2 Транспортні зв'язки

На території склозаводу існують склади різного призначення. До більшості них підведені залізничні колії, які мають вихід на залізничну магістраль між м. Житомир і м. Коростень.

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

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

Технологічні процеси виробництва супроводжуються утворенням диму, сажі, виділенням небезпечних парів, постійні умови підвищених температур. Виникає небезпека вибуху газів, так як на території заводу розміщена газо зарядна станція.

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.

Забезпечення робочою силою - з міста Житомир та з інших близько розташованих населених пунктів.

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 (I 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, відведену під будівлю є в'їзд ззовні, далі проїжджа дорога йде по круговій схемі і існує другий в'їзд. Вздовж проїзних доріг передбачені пішохідні

доріжки. Креслення розбивочного плану та плану організації рельєфу дивитись графічну частину, аркуш 1.

При проектуванні плану організації рельєфу використаний метод проектних Позначок, який дозволяє раціонально використовувати особливості рельєфу, що має ухил в північно-східному напрямку. 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^2;
2. Площа забудови..... 10115 м^2;
3. Площа замощення..... .....12200 м^2;
4. Площа озеленення.....7040 м^2.

1.3 Об'ємно-планувальне рішення

1.3.1 Характеристика функціонального процесу

Споруда, що проектується, призначена для складування та відпуску готової продукції склозаводу, 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. Піддони, плівку та картон транспортують в пакувальні відділення цеху склотари, звідки електрокарами пакети скло продукції відправляються безпосередньо в склад. Розвантаження та складування здійснюється підвісними кранами вантажопідйомністю $Q_{кр} = 2m$.

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 кроквяних конструкцій 9,6

м. Будівля має 6 прольотів довжиною 24 м. В кожному прольоті встановлюється підвісний кран вантажопідйомністю $Q_{кр}$=2т, двох пролітний. Крок колон 6 м. в торці будівлі встановлюють фахверкові колони через 6 м. Всі прольоти розділені проти пожежними 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 IIа.

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 за ДБН), приймаємо за табл.1 для робіт невисокої точності $e_н^{III} = 3\%$. Нормативне значення КЕО:

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

де: *m=0.9* - коефіцієнт світлового клімату для IV поясу світлового клімату м. Житомир);

c – 0,75 - коефіцієнт сонячності клімату.

Значення КЕО в кожній точці розраховується за формулою:

$$e_{кі} = e_{ві} + e_{бі},$$

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

$E_{бі}$ - КЕО в і-тій точці за рахунок бічного освітлення (вікна). Всі розрахунки виконуються в табличній формі згідно ДБН. Див табл.1.1.

Середнє значення КЕО знаходимо за формулою:

$$e_{сер} = \frac{1}{N-1}(\frac{e_1}{2} + e_2 + e_3 + ... + \frac{e_N}{2}) = \frac{1}{16-1}(\frac{2.33}{2} + 4{,}38 + 3{,}54 + 2{,}5 + 2{,}24 + 1{,}53 + 1{,}81 +$$

$$+2{,}18 + 2{,}24 + 1{,}51 + 1{,}23 + 1{,}54 + 1{,}73 + 1{,}6 + 1{,}56 + \frac{1.12}{2}) = 2{,}1\%,$$

$e_н = 2{,}03\% < e_{сер} = 2.1\%,$ 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:

$$Ф_л = E_н \cdot A \cdot k \cdot z / (\eta \cdot N),$$

де: $E_н$ - нормативна освітленість, лк;

k - коефіцієнт запасу,

A - площа освітлення, м^2;

z - коефіцієнт мінімального освітлення;

N - кількість світильників;

η - коефіцієнт використання світильників, що визначається по індексу приміщення $i_п$ та коефіцієнтам відбиття стелі, стін та підлоги ($p_п$, $p_с$, $p_р$);

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

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

По табл. XIII.6 [12] вибираємо коефіцієнт запасу к=1,3. коефіцієнт, що характеризує нерівномірність освітлення, приблизно приймаємо рівним z=1,15.

Таблиця 1.1 До розрахунку КЕО

Показники	Розрахункові точки															
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Від світло прорізу А																
n_3	2	5	4	2	2	1	1	0,7	-	-	-	-	-	-	-	-
№ півкулі	11	13	17	22	27	33	38	42	-	-	-	-	-	-	-	-
Кут θ	81	55	39	30	24	20	18	15	-	-	-	-	-	-	-	-
q	1,28	1,13	0,97	0,86	0,78	0,72	0,69	0,65	-	-	-	-	-	-	-	-
τ_0	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	-	-	-	-	-	-	-	-
n_2	100	100	100	100	100	100	100	100	-	-	-	-	-	-	-	-
$E_б = 0{,}01 \cdot n_1 \cdot n_2$	2	5	4	2	2	1	1	0,7	-	-	-	-	-	-	-	-
$e_б = E_б \cdot t_0 \cdot q$	1,28	2,83	1,94	0,86	0,78	0,36	0,35	0,23	-	-	-	-	-	-	-	-
Від світло прорізу В																
n_3	11	14	10	7	5	2	1	0,5	-	-	-	-	-	-	-	-
№ півкулі	18	18	18	21	24	28	37	44	-	-	-	-	-	-	-	-
Кут θ	74	89	71	57	47	38	28	24	-	-	-	-	-	-	-	-
q	1,25	1,29	1,23	1,15	1,05	0,96	0,83	0,77	-	-	-	-	-	-	-	-
τ_0	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	6	-	-	-	-	-	-	-	-
$E_б = 0{,}01 \cdot n_1 \cdot n_2$	1,76	2,24	1,6	1,12	0,7	0,2	0,08	0,03	-	-	-	-	-	-	-	-
$e_б = E_б \cdot t_0 \cdot q$	0,88	1,16	0,79	0,52	0,29	0,08	0,03	0,01	-	-	-	-	-	-	-	-
Від світло прорізу С																
n_3	4	6	10	13	12	8	4	2	1,5	0,5	-	-	-	-	-	-
№ півкулі	29	25	22	20	22	23	27	30	38	44	-	-	-	-	-	-
Кут θ	44	53	68	85	78	63	50	41	32	28	-	-	-	-	-	-
q	1,05	1,12	1,21	1,23	1,22	1,2	1,09	0,99	0,84	0,82	-	-	-	-	-	-
τ_0	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	9	8	6	-	-	-	-	-	-
$E_б = 0{,}01 \cdot n_1 \cdot n_2$	0,4	0,84	1,6	2,08	1,92	1,12	0,4	0,18	0,12	0,03	-	-	-	-	-	-
$e_б = E_б \cdot t_0 \cdot q$	0,17	0,38	0,77	1,02	0,94	0,54	0,17	0,07	0,34	0,01	-	-	-	-	-	-
Від світло прорізу Д																
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 θ	-	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	-	-
τ_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	-	-
$E_б = 0{,}01 \cdot n_1 \cdot n_2$	-	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	-	-
$e_б = E_б \cdot t_0 \cdot q$	-	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	-	-

Для визначення коефіцієнта використання знаходимо індекс приміщення

$i_n = 60 \cdot 24/(9.6 \cdot (60+24)) = 1.79$, та по табл. ХШ.7 усереднених значень коефіцієнтів відбиття приймаємо $p_п$=30%, $p_с$ = $p_р$=10%.

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

Світловий потік всіх ламп рівний:

$$\Phi = 2 \cdot 1440 \cdot 1{,}3 \cdot 1{,}15 / 0{,}485 = 8877{,}53 \text{ лк.}$$

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

Таблиця 1.2 Розрахункові точки

Показники	Розрахункові точки															
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Від світло прорізу Д[1]																
n_3	-	-	0,5	1,3	2	4	7	10	13	10	6	4	2	1	0,5	-
№ півкулі	-	-	44	38	33	28	24	21	20	22	25	29	34	39	45	-
Кут θ	-	-	27	32	38	45	56	71	85	68	55	45	37	32	27	-
q	-	-	0,83	0,88	0,96	1,05	1,15	1,23	1,24	1,21	1,13	1,05	0,96	0,88	0,83	-
τ_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	-
$E_б = 0{,}01 \cdot n_1 \cdot n_2$	-	-	0,03	0,1	0,16	0,4	0,98	1,6	2,08	1,6	0,84	0,4	0,16	0,08	0,03	-
$e_б = E_б \cdot t_0 \cdot q$	-	-	0,01	0,04	0,06	0,17	0,45	0,79	1,03	0,77	0,38	0,17	0,06	0,03	0,01	-
Від світло прорізу С[1]																
n_3	-	-	-	-	-	-	0,5	1,2	2	5	9	13	14	10	6	4
№ півкулі	-	-	-	-	-	-	44	38	31	26	23	21	20	22	25	29
Кут θ	-	-	-	-	-	-	27	32	40	50	62	77	86	69	55	45
q	-	-	-	-	-	-	0,83	0,88	0,98	1,09	1,2	1,22	1,24	1,21	1,15	1,05
τ_0	-	-	-	-	-	-	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	14
$E_б = 0{,}01 \cdot n_1 \cdot n_2$	-	-	-	-	-	-	0,03	0,1	0,16	0,5	1,26	2,08	2,24	1,6	0,84	0,56
$e_б = E_б \cdot t_0 \cdot q$	-	-	-	-	-	-	0,01	0,03	0,06	0,22	0,6	1,02	1,11	0,77	0,39	0,24
Від світло прорізу В[1]																
n_3	-	-	-	-	-	-	-	0,5	1	2	2	5	7	10	14	11
№ півкулі	-	-	-	-	-	-	-	44	37	33	28	24	21	18	18	18
Кут θ	-	-	-	-	-	-	-	22	28	32	38	45	56	71	87	76
q	-	-	-	-	-	-	-	0,77	0,83	0,88	0,96	1,05	1,15	1,23	1,29	1,26
τ_0	-	-	-	-	-	-	-	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
n_2	-	-	-	-	-	-	-	6	8	8	01	14	16	16	16	16
$E_б = 0{,}01 \cdot n_1 \cdot n_2$	-	-	-	-	-	-	-	0,03	0,08	0,16	0,2	0,7	1,12	1,6	2,2	1,76
$e_б = E_б \cdot t_0 \cdot q$	-	-	-	-	-	-	-	0,01	0,03	0,06	0,08	0,29	0,52	0,79	1,16	0,88
$e_к = e_в + e_б$																

Так як вибраний освітлювач має косинусну характеристику розподілу сили світла, то по табл. ХШ.9 λ_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=6м, b =5м (рис.1.2).

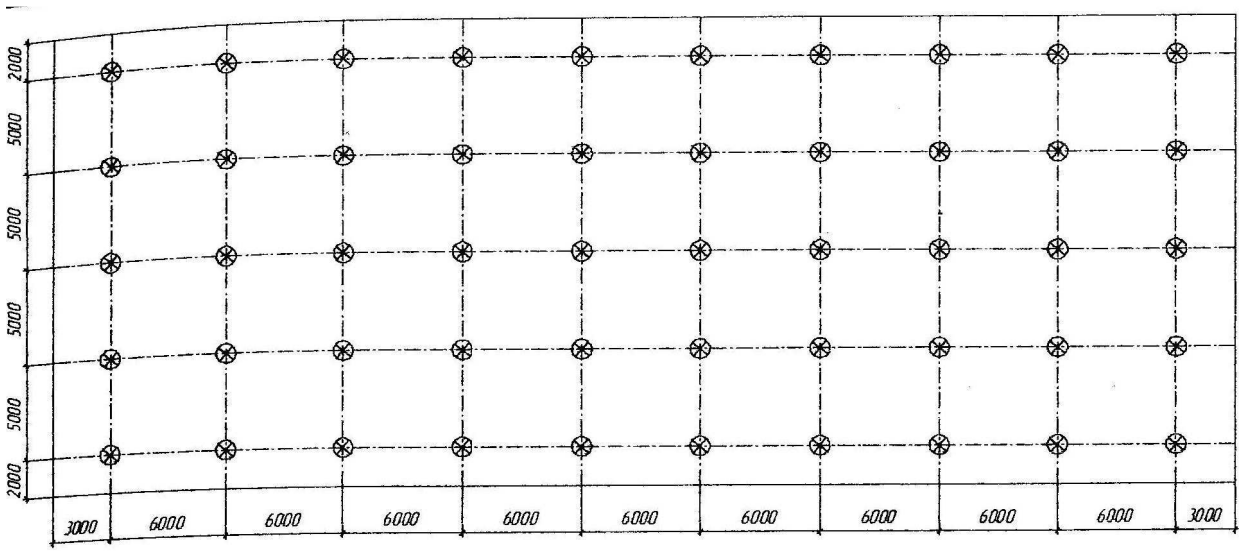

Рис. 1.1 Схема розміщення освітлювачів

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 гнуто зварних прямокутних профілів, з паралельними поясами (ухил верхнього поясу 1,5%), які забезпечують істотну економію металу в порівняні з фермами з парних кутиків і в той же час не такі складні у виготовлені, 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). Кроквяні ферми ставляться з кроком 6 м. Прогони представляють собою швелери №20. Огороджуючі елементи покрівлі вкладаються на профільований настил із стального 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 огородження 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 використані ефективних утеплювачів (мінераловатних плит тощо) Конструкція таких панелей передбачає використання стального 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 (≈26% від навантажень на профільований настил) забезпечує високий термічний опір конструкції покриття. В якості водоізоляційного шару використаний 4-х шаровий руберoїдний настил з захистом шару гравію втисненого в бітумну мастику. Водоізоляційний, термоізоляційний шари і пароізоляція—1 шар руберойду—лежать на стальному 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 120х250х65 (по два на кожну сторону прорізу) 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^3.

1.4.3 Теплотехнічний розрахунок стіни

При виконанні розрахунку доцільно враховувати підвищені останнім часом вимоги до теплотехнічних якостей огороджуючих конструкцій. Розрахунок виконуємо за ДБН В.2.6-31:2006 [38]. Потрібний опір теплопередачі (формула 1 [38]):

$$R^{пот} = \frac{n(t_в - t_з)}{\Delta t_н \cdot \alpha_B} = \frac{1(16-(-29))}{8 \cdot 8,7} = 0,647 \frac{м^2 \cdot °C}{Вт}, \text{ - для стін,}$$

де: n – коефіцієнт (табл.8*[38]);

$t_в$ =16^{0}С– розрахункова температура внутрішнього повітря згідно ГОСТ 12.1.005-76;

$t_з$ =-29^{0}С – розрахункова температура найбільш холодної доби з забезпеченістю 0,98 за ДБН В.2.6-31:2006 прийнята згідно табл.5*[38] при тепловій інерції стін;

$$Д = \sum R \cdot S = \frac{\delta}{\beta} \cdot S = \frac{0.100}{0.07} \cdot 0.73 = 1.04 < 1.5,$$

де: $\delta = 0.100$ м-товщина шару утеплювача;

$\beta = 0.07 \frac{Вт}{м^2 \cdot {}^0 C}$ - розрахунковий коефіцієнт теплопровідності матеріалу, шару мінераловатних плит ГОСТ 9573-82 з $\gamma = 100$ кг/м^3 за додатком 3*[38] при умовах експлуатації конструкцій “Б” (додатки 1*,2 [38]) для прийнятого матеріалу стін;

$$\Delta t_H = t_B - t_P = 16 - 5 = 11^0 C \succ 8^0 C,$$

приймаємо $\Delta t_H = 8^0 C$ - нормативний температурний перепад між температурою внутрішнього повітря і температурою внутрішньої поверхні стін (табл.2*[38]);

$t_P = 5^0 C$ - температура точки роси за ГОСТ 12.1.005-76,

$\alpha_в$ =8,7 Вт/ (м·ºС)– коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні стін (табл.4 *[38]);

Фактичне значення опору теплопередачі стінових панелей (формула 4 *[38]):

$$R^ф = \frac{1}{\alpha_в} + \frac{\delta}{\beta} + \frac{1}{\alpha_н} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,100}{0,07} + \frac{1}{23} = 1,587 \frac{м^2 \cdot °C}{Вт} > R^{пот} = 0,647 \frac{м^2 \cdot °C}{Вт},$$

$\alpha_н = 23 Вт/(м^2 \cdot {}^0 C)$ - коефіцієнт тепловіддачі (для зимових умов) зовнішньої поверхні стін(табл.6 *[38]);

Розрахунок $R^{ПОТ}$ - для покриття виконуємо аналогічно розрахунку $R^{ПОТ}$ для стін:

$$R^{ПОТ} = \frac{n(t_в - t_з)}{\Delta t_н \cdot \alpha_B} = \frac{1(16-(-25))}{7 \cdot 8,7} = 0,673 \frac{м^2 \cdot °C}{Вт},$$

де: n – коефіцієнт (табл.3*[38]);

$t_в$ =16^{0}С– розрахункова температура внутрішнього повітря згідно ГОСТ 12.1.005-76;

$t_з$=-25^{0}С – розрахункова температура найбільш холодної доби з забезпеченістю 0,98 за ДБН В.2.6-31:2006 прийнята згідно табл.5*[38] при тепловій інерції покриття;

$$Д = \sum R_i \cdot S_i = R_P \cdot S_P + R_y \cdot S_y = (\frac{\delta_P}{\beta_P}) \cdot S_P +$$

$$+\frac{\delta_y}{\beta_y} \cdot S_y = \frac{0.02}{0.17} \cdot 3.53 + \frac{0.15}{0.09} \cdot 1.44 = 2.815 > 1.5,$$

де: $\delta_P = 0.02$ м – товщина водоізоляційного шару із руберойду;

$\beta_P = 0.17 Вт/(м^2 \cdot С)$ - розрахунковий коефіцієнт теплопровідності рубероїду (п. 186 додатку 3*[38]);

$\delta_y = 0.15$ м – товщина шару утеплювача покриття (попередньо);

$\beta_y = 0.09 Вт/(м^2 \cdot С)$ - розрахунковий коефіцієнт теплопровідності матеріалу утеплювача – жорстких мінераловатних плит ГОСТ9573-82 (п. 33 додатку 3*[38]);

$\Delta t_H = 0.8(t_B - t_P) = 0.8(16-5) = 8.8^0 C > 7^0 C$, приймаємо $\Delta t_H = 7^0 C$ згідно табл.2*[38].

Фактичне значення опору теплопередачі покриття:

$$R^ф = \frac{1}{\alpha_в} + R_i + \frac{\delta}{\beta} + \frac{1}{\alpha_н} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,02}{0,17} + \frac{0.15}{0.09} + \frac{1}{23} = 1,942 \frac{м^2 \cdot °C}{Вт} > R^{пот} = 0,673 \frac{м^2 \cdot °C}{Вт},$$

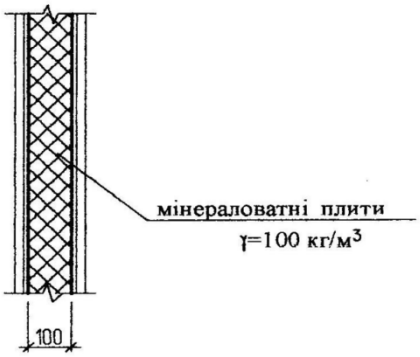

Рис. 1.2 Конструкція стін

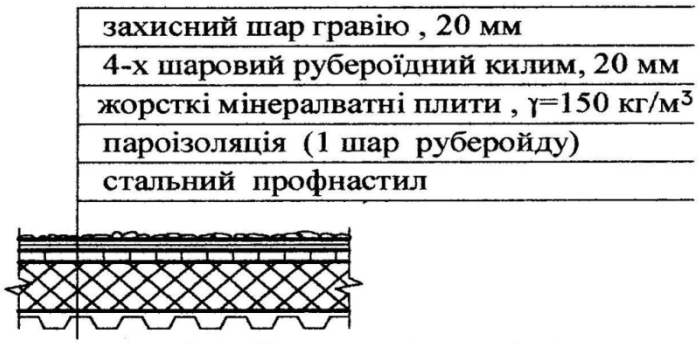

Рис. 1.3 Конструкція покрівлі

По п. 3 табл.9*[38] потрібний опір теплопередачі вікон $R^{ПОТ} = 0.31(м^2 \cdot {}^0C)/Вт$, зенітних ліхтарів $R^{ПОТ} = 0.31(м^2 \cdot {}^0C)/Вт$. Цим вимогам задовольняють конструкції вікон: подвійне засклення в металевих переплетах з $R^{Ф} = 0.34(м^2 \cdot {}^0C)/Вт$ (п.5 дод.6*[24]) і зенітних ліхтарів – двошарові скло пакети в металевих переплетах з $R^{Ф} = 0.31(м^2 \cdot {}^0C)/Вт$ (п.17 дод.6*[38]).

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

1.4.4 Матеріали для зведення будівлі. Обґрунтування їх вибору

Конструкція підлог визначається особливостями технологічних процесів в приміщені. 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 нітрогліфталевими 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 проектує мій 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 са-нітарні вимоги (п. 7.2 "Справочник проектировшика. Отопление. Часть 1. Строй-дат, 1975). Водовідведення внутрішнє.

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

Висновки до розділу 1

1. Розроблено архітектурно-художнє рішення фасаду та підібрано основні архітектурно-планувальні рішення складу готової продукції склозаводу в місті Житомир. Підібрано конструкції та матеріали з яких буде виготовлено об’єкт.
2. Проведено теплотехнічний розрахунок стінових огороджуючи конструкцій складу готової продукції.
3. Виконано розрахунок освітлення приміщення складу та визначено санітарно-технічне обладнання для нормального функціонування об’єкту.

РОЗДІЛ 2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ

2.1 Розрахунок профнастилу

Профільований настил відносять до четвертої групи конструкцій, яка включає допоміжні конструкції будівель та споруд (табл. 50* [39]), а також конструкцій та елементів третьої групи при відсутності зварних з'єднань. Для цієї групи сталі рекомендовані сталі: С235 за ГОСТ 27772-88; ВСт3кп товщиною до 4 мм за ГОСТ 10105-80*, група В, табл. 1; ВСт3кп товщиною 4,5-10 мм за ГОСТ 10705-80*, група В, табл. 1; ВСт3кп товщиною 5-15 мм за ГОСТ 10705-80*, група В, табл. 1, з додатковою вимогою за п. 1.6; ВСт3кп товщиною 5,5 мм за ГОСТ 10705-80*, група В, табл. 1; ВСт3кп товщиною 6-10 мм за ГОСТ 10705-80*, група В, табл. 1; сталі марки БСт3 будь – якого ступеня розкислення за ГОСТ 380-71*, групи ХП та ПК з цинковим покриттям 1 – го класу з обох боків за ГОСТ 14918-80*.

З вище перелічених марок сталей остаточно приймаємо профільовану оцинковану сталь марки ВСт3кт.

Характеристичне снігове навантаження на $1\,м^2$ поверхні землі $S_0 = 1.4$ КПа; характеристичне снігове навантаження на $1\,м^2$ покрівлі: $S = S_0 \cdot \mu = 1.4 \cdot 1 = 1.4$ КПа.

Характеристичне значення вітрового тиску W=0,5Н/м^2

Збір навантажень на профільований настил виконуємо в табличній формі (табл. 2.1).

Таблиця 2.1 Збір навантажень на профільований настил

№ з/п	Вид навантаження	Характеристичне значення, кПа	Розрахункове			
			Експлуатаційні значення		Граничні значення	
			Коеф. γ_{fe}	значення	Коеф. γ_{fm}	значення
1	Захисний шар гравію, товщиною 20 мм, $\gamma = 20 кН / м^3$	0,4	1.0	0,4	1,3	0,52
2	Гідроізоляційний шар 4- шари руберoїду	0,16	1.0	0,16	1,2	0,192

3	Утеплювач – жорсткі мінераловатні плити t=150мм, ρ = 500 кг/м^3	0,225	1.0	0,225	1,2	0,27
4	Пароізоляція 1 – шар руберoїду	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	**Всього на прогон**	**0,921**		**0,921**		**1,131**
7	Тимчасове (снігове) навантаження	1,4	0,49	0,686	1,04	1,456
8	Повне навантаження	**2,321**		**1,607**		**2,587**

Попередньо приймаємо профнастил марки Н40-711-0,8.

Розрахунковою схемою настилу є багато пролітна нерозрізна балка (рис. 2.1), в якій розрахункові згинаючі моменти і поперечні сили визначаються (для смуги шириною 1м) за слідуючими формулами:

а) в прольоті : $M_{\max 1} = (k_{g1} \cdot g + k_{v1} \cdot v) \cdot 1^2$;

б) на опорі: $M_{\max 2} = (k_{g2} \cdot g + k_{v2} \cdot v) \cdot 1^2$;

$$Q_{\max} = (k_{g3} \cdot g + k_{v3} \cdot v) \cdot 1$$

де: g, v - постійне і тимчасове розподілене навантаження, $кН/м^2$ (табл. 2.1);

1 - проліт настилу (між прогонами), м;

k_{g1}, k_{v1}, k_{g2}, k_{v2}, k_{g3}, k_{v3} - розрахункові коефіцієнти до формул (табл. 13[36]) для 4-х прольтів.

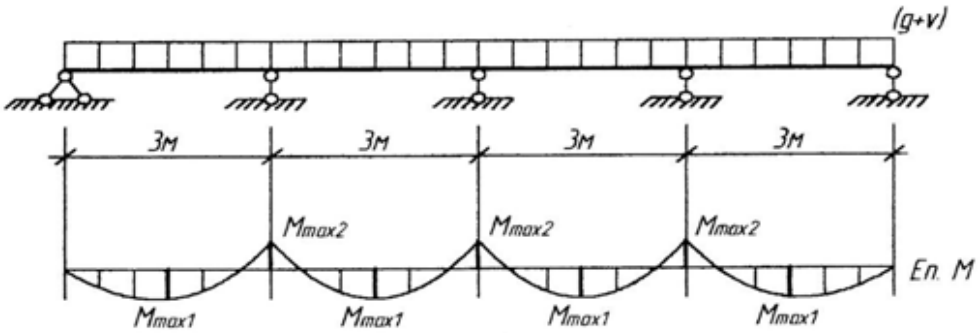

Рисунок 2.1 Розрахункова схема стального настилу та епюра згинальних моментів

Обраховуємо внутрішні зусилля:

$$M_{\max 1} = (0.071 \cdot 1.131 + 0.099 \cdot 1.456) \cdot 3^2 = 1.573 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{\max 2} = ((-0.071) \cdot 1.131 + (-0.121 \cdot 1.456) \cdot 3^2 = -2.048 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_{\max 3} = (0.601 \cdot 1.131 + 0.62 \cdot 1.456) \cdot 3 = 3.668 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

Перевіряємо міцність смуги настилу шириною 1 м за формулами:

а) в прольоті – стиснута широка поличка:

$$\sigma_1 = \frac{M_{\max 1} \cdot 10^3}{W_2} \le R_y \cdot \gamma_c,$$

де: W_2 - моменту опору, $см^3$ (табл.14 [39]);

R_y - розрахунковий опір згину, МПа, згідно табл.51а [39] для сталі марки ВСтЗкп $R_y = 215$ МПа;

γ_c - коефіцієнт умов роботи, згідно табл.6* [36], $\gamma_c = 1.0$.

$$\sigma_1 = \frac{1.573 \cdot 10^3}{8.7} = 180.8 \text{ МПа} < R_y \cdot \gamma_c = 215 \cdot 1 = 215 \text{ МПа}.$$

б) на опорі: - стиснута вузька поличка:

$$\sigma_2 = \frac{M_{\max 2} \cdot 10^3}{W_3} \le R_y \cdot \gamma_c;$$

$$\tau = \frac{Q_{\max} \cdot 10}{h \cdot t} \le R_s \cdot \gamma_c;$$

де: W_3 - момент опору стиснутої вузької полички, табл. 14 [39];

h, t - висота і товщина настилу, см;

R_s - розрахунковий опір зсуву, МПа, згідно табл.2* [39]: $R_s = 0.58 R_{yn} / \gamma_m$,

де: $R_{yn} = 225$ МПа – нормативний опір згину для марки ВСтЗкп (табл.51а [39]);

$\gamma_m = 1.05$ - коефіцієнт надійності за матеріалом, табл.2* [36];

$$R_s = \frac{0.58 \cdot 225}{1.05} = 124.3 \text{ МПа}.$$

h=4 см; t=0,08 см – для настилу марки Н40-711-08 (рис. 2.2).

$$\sigma_2 = \frac{2.048 \cdot 10^3}{10.7} = 194.8 \text{ МПа} < R_y \cdot \gamma_c = 215 \cdot 1 = 215 \text{ МПа}.$$

$$\tau = \frac{3.668 \cdot 10}{4 \cdot 0.08} = 114.6 \text{ МПа} < R_s \cdot \gamma_c = 124.3 \cdot 1 = 124.3 \text{ МПа}.$$

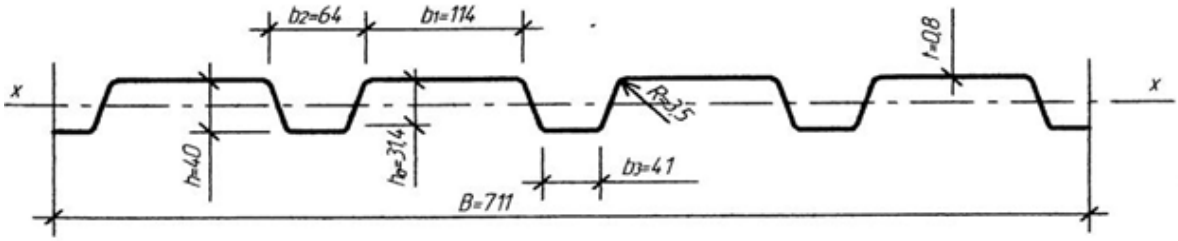

Рисунок 2.2 Профільований настил Н40-711-0,8

Місцева стійкість гофру настилу:

$$\frac{\sigma_2}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{lok}}{\sigma_{lok,cr}} \le \gamma_c,$$

де: σ_2 - номінальне нормальне напруження на опорі, МПа;

σ_{lok} - місцеве напруження від реакції середньої опори нерозрізного настилу:

$$\sigma_{lok} = \frac{2 \cdot Q \cdot 10}{1_{lok} \cdot t},$$

де: Q - реакція середньої опори, кН.:

$$Q = Q_{\max} + (q + v) \cdot \frac{1}{2} = 3.668 + (1.131 + 1.456) \cdot \frac{1}{2} = 6.676 \text{ кн.};$$

1_{lok} - довжина умовної ділянки, см, на якій розподіляється тиск;

$1_{lok} = (b_f + 2 \cdot r) \cdot n,$

де: b_f - ширина полиці прогону, см. Оскільки прогони ще не розраховані, то орієнтовано приймаємо $b_f = 5.2$ см;

$r = 0.35$ см – радіус заокруглення настилу;

$$b_f + 2 \cdot r = 5.2 + 2 \cdot 0.35 = 5.9 \text{ см} < 1.5 \cdot h = 1.5 \cdot 4 = 6 \text{ см};$$

$n = 5.6$ - кількість гофрів на ширині 1 м (табл.14 [39]);

$1_{loc} = (5.2 + 2 \cdot 0.35) \cdot 5.6 = 33.04$ см.

σ_{cr} - критичне напруження втрати стійкості від нормальних напружень:

$$\sigma_{cr} = k_0 \cdot k_{01} \cdot (\frac{100}{h_0})^2,$$

де: k_0 - розрахунковий коефіцієнт (табл.15 [39]);

$h_0 = h - 2\cdot(r+t) = 4 - 2\cdot(0.35+0.08) = 3.14$ см – висота гофра;

$$k_{01} = 0.9 - 0.2\frac{1_{loc}}{H}(1 - 2.45\frac{1_{loc}}{h}) = 0.9 - 0.2\frac{33.04}{4}(1 - 2.45\frac{33.04}{4}) = 32.68;$$

$$\sigma_{lok} = \frac{2\cdot 6.676\cdot 10}{33.04\cdot 0.08} = 50.51\,\text{МПа};$$

$\frac{1_{loc}}{h} = \frac{33.04}{4} = 8.26 > 0.9$; $\frac{\sigma_{loc}}{\sigma_2} = \frac{50.51}{194.8} = 0.26 < 0.4$, отже приймаємо $k_{01} = 32.7$;

$$\sigma_{cr} = 2.85\cdot 32.68\cdot(\frac{100}{31.4})^2 = 945.2\,\text{МПа};$$

$\sigma_{lok,cr}$ - критичне напруження втрати стійкості від місцевих напружень:

$$\sigma_{lok,cr} = k_1\cdot A;$$

де: $A = 480$ МПа – коефіцієнт, який приймається у відповідності до табл.15 [39];

k_1 - коефіцієнт, який залежить від ширини полички прогину $b_f = 5.2$ см; $k_1 = 0.173$;

$$\sigma_{lok,cr} = 0.173\cdot 480 = 83.04\ \text{МПа};$$

$\gamma_c = 0.9$ - приймається при опиранні на швелер.

Перевіряємо умову місцевої стійкості гофра:

$\frac{191.8}{945.2} + \frac{50.51}{83.04} = 0.814 < \gamma_c = 0.9$ - умова виконується.

Прогин настилу визначаємо наближено для крайньої панелі нерозрізного настилу (для смуги шириною 1 м):

$$f \approx \frac{1_1^2\cdot 10}{E\cdot 1_x}\left(\frac{M_{\max 1,n}}{10} - \frac{M_{\max 2,n}}{16}\right) \le \frac{1_1}{150},$$

де: $M_{\max 1,n}, M_{\max 2,n}$ - максимальні згинаючі моменти кН$\cdot$см, в крайньому прольоті і на опорі нерозрізного настилу від нормативних навантажень:

$$M_{\max 1} = (0.077\cdot 0.921 + 0.099\cdot 0.686)\cdot 3^2 = 1.199\,\text{кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{\max 2} = ((-0.071)\cdot 0.921 + (-0.121\cdot 0.686)\cdot 3^2 = 1.567\ \text{кН}\cdot\text{м};$$

$1_1 = 3$ м – проліт настилу (між прогонами);

E – модуль пружності, для сталі E=210000МПа;

1_x - момент інерції смуги настилу шириною 1 м (табл.14 [39]), для Н40-711-0,8: $1_x = 21.1 см^4$.

$$f \approx \frac{300^2 \cdot 10}{2.1 \cdot 10^5 \cdot 21.1}\left(\frac{1.199 \cdot 10^2}{10} - \frac{1.567 \cdot 10^2}{16}\right) = 0.284 < \frac{300}{150} = 2,$$ умова виконується.

2.2 Розрахунок крокв'яної ферми

2.2.1. Збір навантажень на ферму

Збір навантажень на ферму виконуємо в табличній формі (табл. 2.2).

Таблиця 2.2 Збір навантажень на крокв'яну ферму

№ з/п	Вид навантаження	Характеристичне значення, кПа	Розрахункове			
			Експлуатаційні значення		Граничні значення	
			Коеф. γfe	значення	Коеф. γfm	значення
1	Захисний шар гравію, товщиною 20 мм, $\gamma = 20 кН / м^3$	0,4	1.0	0,4	1,3	0,52
2	Гідроізоляційний шар 4- шари руберoїду	0,16	1.0	0,16	1,2	0,192
3	Утеплювач – жорсткі мінераловатні плити t=150мм, ρ = 500 кг/м^3	0,225	1.0	0,225	1,2	0,27
4	Пароізоляція 1 – шар руберoїду	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	1,301		1,301		1,495
11	Тимчасове (снігове) навантаження	1,4	0,49	0,686	1,04	1,456
12	Повне навантаження	2,701		1,987		2,951

2.2.2 Статичний розрахунок ферми

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

Зосереджене постійне навантаження:

$$F_p = 1.495 \cdot 3 \cdot 6 = 26.28 кН.$$

Зосереджене снігове навантаження:

$$F_s = 1.456 \cdot 3 \cdot 6 = 16.76 кН.$$

Навантаження від підвісного крану визначаємо за таблицею 238 [2].

При положенні каретки крана біля першої підвіски вертикальні сили рівні:

- біля першої підвіски $F_{k1}^{B} = 56$ кн;
- біля другої підвіски $F_{k2}^{B} = 16$ кн;
- біля третьої підвіски $F_{k3}^{B} = 11$ 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: Т=2,2кН.

Статичний розрахунок виконуємо за допомогою програми "Мономах". Розрахункова схема ферми з нумерацією вузлів і стержнів наведена на рис. 2.3.

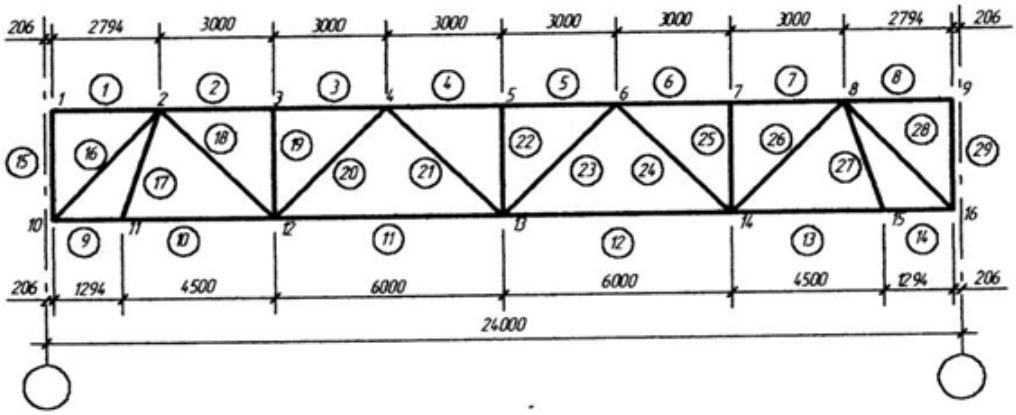

Рисунок 2.3 Розрахункова схема ферми для розрахунку на ЕОМ

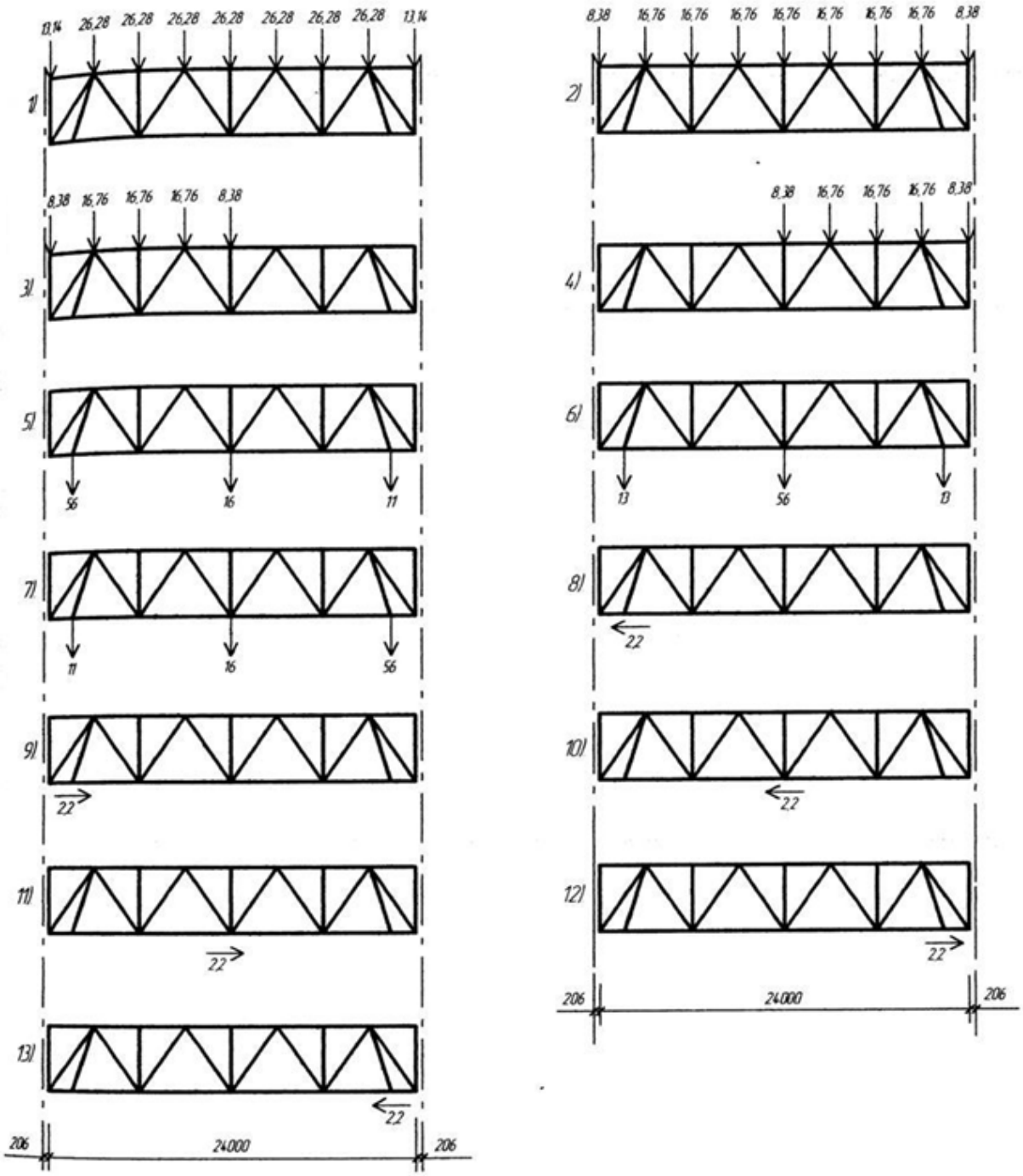

Рисунок 2.4 Схема навантаження на ферму
1 – постійне, 2…4 – снігове, 5…7 – кранове вертикальне , 8…13 – кранове - горизонтальне

2.2.3 Підбір перерізів стержнів ферми

Розрахункові зусилля в стержнях ферми, за результатами розрахунку на ПЕОМ, наведені в табл. 2.3.

Таблиця 2.3 Розрахункові зусилля в стержнях ферми

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

При визначенні необхідності площі стержнів ферми враховані рекомендації [2].

а) Підбір перерізу розтягнутого стержня

Стержень 11 належить до нижнього поясу. Максимальне зусилля $N_{11} = 395 кН$. 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* [39]) для фасонного прокату з сталі С245 при товщині $t = 2 \ldots 20 мм$;

$\gamma_c = 0,95$ - коефіцієнт умов роботи (табл. 6* [39], 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: $i_y = 4.06 см$:

$$\beta_y = \frac{1_y}{i_x} = \frac{600}{4.06} = 148 < \beta_u = 400 \text{ (п.1 табл. 20* [39])},$$

$$\beta_x = \frac{1_x}{i_x} = \frac{600}{5.27} = 113.9;$$

де: $1 = 6$ м – 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. 2.4).

б) Підбір перерізу стиснутого стержня

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

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:

$\beta = \frac{1_0}{i_x} = \frac{300}{5.48} = 54.74$,за табл. 72 [39] 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* [39], п.6б).

Останні стиснуті стержні ферми розраховуємо в табличній формі (табл. 2.4).

Примітка: розрахункові довжини стояків визначені згідно табл. 11 [39], п.1 "б", 2 "б", розрахункові довжини розкосів – згідно рис. 2.5.

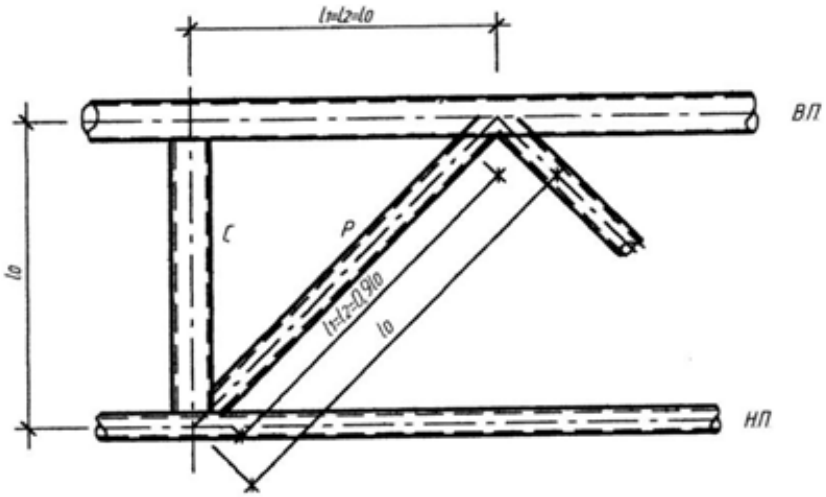

Рисунок 2.5 До визначення розрахункових довжин елементів решітки ферм

Таблиця 2.4 Підбір перерізів стержнів кроквʼяної ферми

Вид елементу	№ стержня	Розрахункові зусилля, кН	Переріз стержня із умови міцності на стійкість; hxbxt	Площа перерізу, $см^2$	Геометрична довжина, см	Розрахункові довжини, см		Радіуси інерції, см		Гнучкості		φ	σ, МПа	$R_y \cdot \gamma_c$ МПа	Переріз елемента за результатами конструювання вузлів
						l_x	l_y	i_x	i_y	β_x	β_y				
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
Розкоси	16	-278	□100x100x6	21,6	403	403	403	4,61	4,61	87,4	87,4	0,631	203,9	228	100x100x6
	18	186	□100x60x3	9,01	417	375	417	2,46	3,66	152,4	113,9	—	206,4	228	100x60x5
	20	-126	□100x100x6	21,6	417	375	417	4,61	4,61	90,5	81,3	0,609	95,8	228	100x100x6
	21	77	□100x60x3	9,01	417	375	417	2,46	3,66	152,4	113,9	—	85,5	228	100x60x5
Стійки	19	-44	□80x80x3	9,01	290	261	290	3,12	3,12	83,7	92,9	0,659	74,1	228	80x80x3
	22	-44	][30x50x4	13,2	290	261	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

2.2.4 Розрахунок опорних вузлів

2.2.4.1 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.

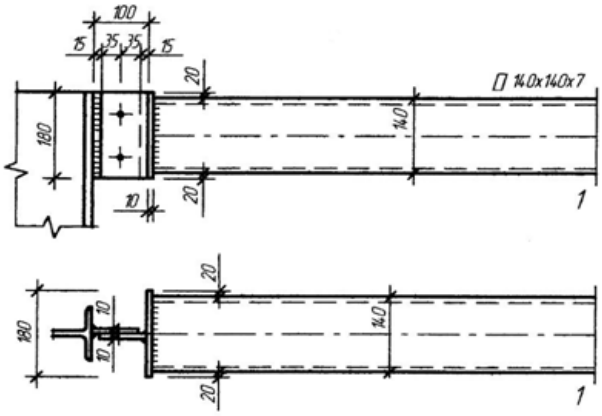

Рисунок 2.6 Конструювання верхнього опорного вузла

2.2.4.2 Розрахунок вузла№10

Розраховуємо шов, який прикріплює опорний фланець до нижнього поясу.

Опорна реакція:

$$V = (\sum P_i + \sum S_i)/2 = (210.24 + 134.08)/2 = 172.16 \text{ кН},$$

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

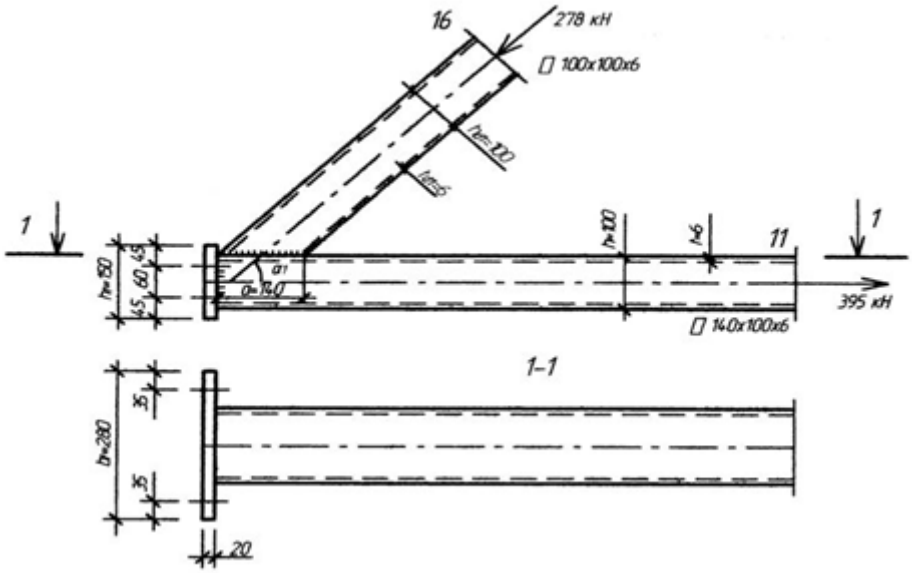

Рисунок 2.7 До розрахунку вузла №10

Розрахункова довжина шва, згідно розрахунку нижнього монтажного вузла $1_w = 43.91$ см.

Необхідний катет шва:

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

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* [39]) при $R_{un} = 370$ МПа для матеріалу фланця – сталі С245 – розрахунковий опір прокату зминанню торцевої поверхні.

Розраховуємо шов, який прикріплює елементи решітки у вузлі:

$$1_w = 2\left(\frac{\left[h_{d1} - 6\cdot t_{d1} + 1.5\cdot\pi\cdot t_{d1}\right]}{\sin\alpha_1}\right) + (b_{d1} - 6\cdot t_{d1} + 1.5\cdot\pi\cdot t_{d1}) - 1 =$$

$$= 2\left(\frac{\left[10 - 6\cdot 0.6 + 1.5\cdot 3.14\cdot 0.6\right]}{\sin 46}\right) + (10 - 6\cdot 0.6 + 1.5\cdot 3.14\cdot 0.6) - 1 = 43.1\,\text{см}.$$

Необхідний катет шва:

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

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 100х100х6 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:

$A = 31.6 см^2$ - площа поперечного перерізу поясу;

$N_{11} = 395$ кН – зусилля в поясі.

Граничне зусилля в розкосі:

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

2.2.5 Розрахунок монтажних вузлів ферми

2.2.5.1 Розрахунок нижнього монтажного вузла

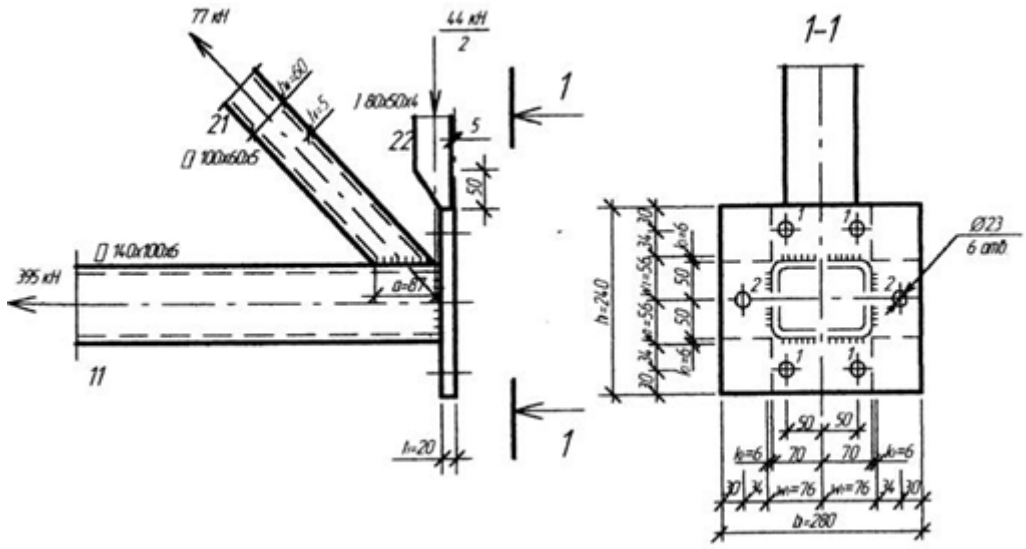

Рисунок 2.8 До розрахунку нижнього монтажного вузла

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

Величина попереднього натягу болтів:

$B_0 = 0.9 \cdot B_p = 0.9 \cdot R_{bn} \cdot A_{bn} = 0.9 \cdot 770 \cdot 2.45/10 = 169.8$ 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* [39]) для болтів $\varnothing 20$ (попередньо) із сталі 40Х “селект” (ГОСТ 4543-71*),

$A_{bn} = 2.45 см^2$ - 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,б* [39]), для якої при товщині листа t=10…20 мм $R_y = 315$ МПа (табл.51* [39]).

Розрахункове зусилля на болти 1 (рис. 2.21):

$N_{b1} = (\alpha_1 - \beta_1 \cdot 1g\chi_1) B_p = (0.378 - 0.247 \cdot 1g0.862) \cdot 188.65 = 14.81$ кН,

де: $\alpha_1 = 0.378$ і $\beta_1 = 0.247$ - коефіцієнти які визначені за табл.30 [18].,

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

d =2 см – діаметр болта; W_1 - ширина першої ділянки фланця (рис.2.25); t_f =2см – 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. 2.21):

$$N_{b2} = (\alpha_2 - \beta_2 \cdot 1g\chi_2)B_p = (0.378 - 0.247 \cdot 1g0.585) \cdot 188.65 = 82.16 \text{ кН},$$

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

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

де: $W_2 = 11.2$ см, $b_1 = 3.4$ см.

Обчислюємо розрахункові зусилля в болтах із умови міцності фланця на згин:

- болти 1:

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

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

γ_1=1,346 за табл.81 [18] при μ_1=3,83, χ_1=0,862;

- болти 2:

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

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

γ_1=1,613 за табл.81 [18] при μ_2=2,454, χ_2=0,585;

Таким чином міцність забезпечена.

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

$= 461.6$ кн.> N =395 кН, тобто міцність забезпечена.

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

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

необхідний катет шва:

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

Приймаємо

k_f=6 мм, згідно табл.38* [39] при напівавтоматичному зварюванні і $t_{\max}$ =10мм.

Розрахунок зварного шва, який приєднує елемент 21 до поясу, і поясу на виривання елементу 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: μ =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* 80х50х4, для кожного з яких: $A_1=6.6см^2$, $z_0=1.6см$, $1_{x1}=65.98см^4$, $i_{x1}=3.16см$, $1_{y1}=16.6см^4$, $i_{y1}=1.58см$.

Для перерізу з двох швелерів:

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

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

$i_x=i_{x1}=3.16см$;

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

$\beta_{\max}=\frac{1_x}{i_{\min}}=\frac{261}{3.16}=82.6$.

За табл. 72 [39] при $R_y = 240$ МПа і β=82,6 – коефіцієнт поздовжнього згину φ=0,667.

Напруження в елементі від розрахункового навантаження:

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

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

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

Приймаємо k_f =0,4 см, 1_w =8см – 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.

2.2.5.2 Розрахунок верхнього монтажного вузла

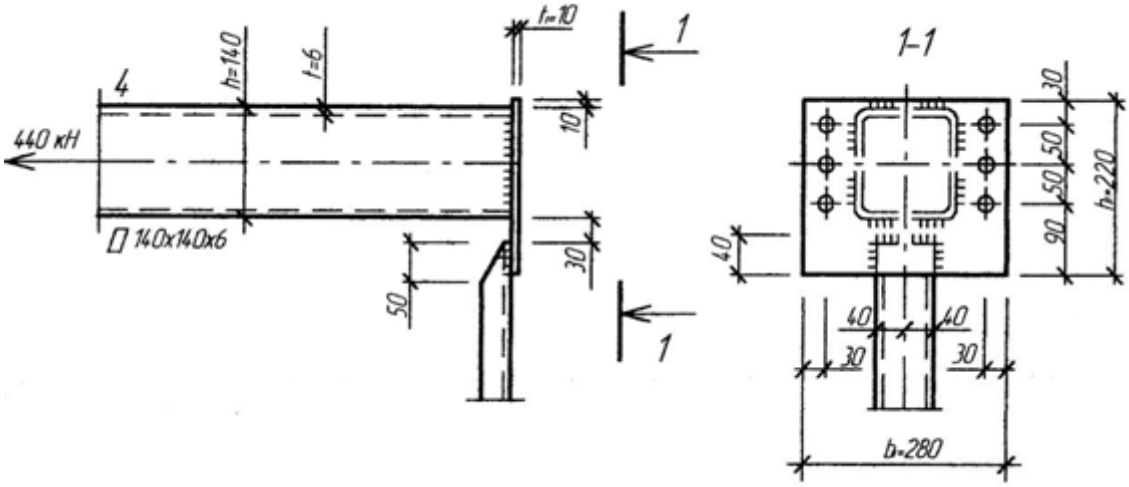

Рисунок 2.9 До розрахунку верхнього монтажного вузла

Розраховуємо шов, який прикріплює фланець до верхнього поясу:

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

Необхідний катет зварного шва:

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

Приймаємо k_f =0,6 см.

Розраховуємо болтове з'єднання фланців на умовну поперечну силу (п.27.12 [18]):

$$Q_{loc} = 0.1 \cdot \mu \cdot N = 0.1 \cdot 0.25 \cdot 440 = 11 \text{ кН},$$

де: μ =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):

$$Q^1 = \mu \cdot \sum_{i=1}^{2} R_i = \mu \cdot 2 \cdot 0.1 \cdot B_0 = 0.25 \cdot 2 \cdot 0.1 \cdot 169.8 = 8.49 \text{ кН},$$

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

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

Розрахунок прикріплення елементу №22 до фланця виконаний в розрахунку нижнього монтажного вузла. Необхідна довжина зварного шва 1_w =8см при k_f =0,4 см розподіляється на 2 однакових шви $1_{w1} = 1_{w2} = 4$ см з k_f =0,4 см з виведенням швів на торці швелерів.

2.3 Розрахунок поперечної рами

2.3.1 Збір навантажень на раму

На поперечну раму каркасу будівлі діють постійні навантаження від ваги огороджуючи і несучих конструкцій і тимчасові (короткочасні навантаження): технологічні (вплив підвісних кранів) і атмосферні (вплив вітру і снігу).

а) Постійне навантаження.

Сумарне рівномірно розподілене навантаження на раму від конструкцій покриття та покрівлі:

$q^n = q \cdot a = 1.495 \cdot 6 = 8.76$ кн./м,

де: q =1,46 кН – розрахункове рівномірно – розподілене навантаження від покрівлі з врахуванням власної ваги ферми з $\gamma_n = 0.95$;

а=6 крок колон.

Розрахункове значення розподіленого навантаження від власної ваги колон попередньо приймаємо:

$q^k = 4.8$ кН

Для стінових панелей типу “сандвіч” нормативне значення власної ваги: $m_0 = 33 кг/м^2$. Розрахункове значення від власної ваги панелей:

$m = m_0 \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 33 \cdot 1.15 \cdot 0.95 = 36.05 кг/м^2$,

де: γ_f =1,15 – середній коефіцієнт надійності за навантаженням;

γ_n = 0,95 – коефіцієнт надійності за призначенням.

На одну колону крайнього ряду припадає вага стін:

$G_{CT} = m \cdot h \cdot a = 36.05 \cdot 12 \cdot 6 = 2596$ кг,

де: h =12 – висота заповнення 6 стіновими панелями;

а=6 – ширина ділянки збору навантажень.

Стінові панелі навішуються на каркас з гнутих профілів, нормативна вага якого (на 1 метр висоти стіни): m_k^n =107 кг, при ширині ділянки збору навантажень а=6 м. Тоді маса каркасу:

$$G_k = m_k^n \cdot h \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 107 \cdot 12 \cdot 1.05 \cdot 0.95 = 1281 \text{ кг},$$

де: γ_f =1,05 – коефіцієнт надійності за навантаженням для металевих конструкцій.

Загальна вага стін:

$$G = G_{CT} + G_k = 2596 + 1281 = 3877 \text{ кг}.$$

Питомі навантаження на 1 м. п. висоти колони:

$$q_{CT} = \frac{G}{H_k} = \frac{3877}{9.6} = 403.9 кг / м.п. = 4,04 кН / м.п.$$

Вага стінових панелей, каркасу прикладена з середнім ексцентриситетом $e_{CT} = 0.27$ м від поздовжньої осі. Це рівнозначно дії розподіленого по висоті колони моменту:

$$M = q_{CT} \cdot e_{CT} = 4.04 \cdot 0.27 = 1.1 кН \cdot м / м.п.$$

б) Снігове навантаження

Розрахункове рівномірно – розподілене навантаження на раму:

$$S = S_0 \cdot a = 1.456 \cdot 6 = 8.736 кН \cdot м / м.п.$$

де: S_0=1,456 $кН / м^2$ - розрахункове рівномірно – розподілене навантаження на 1 $м^2$ покрівлі (табл. 2.3).

в) кранове навантаження

вертикальне та горизонтальне кранове навантаження на раму визначаємо від кранів розміщених у кожному прольоті. Кранове навантаження передається на раму через підвісні балки кранового шляху. Для крана вантажопідйомністю Q=2т за табл.2.38 [13] при положенні каретки біля IIпідвіски:

$F_{k2}^{B} = 56$ кН;

$F_{k1}^{B} = 13$ кН;

$F_{k3}^{B} = 13$ кН;

Розрахункова горизонтальна сила від гальмування візка крана впоперек кранового шляху: Т=2,2 кН.

г) вітрове навантаження

граничне розрахункове значення вітрового навантаження визначаємо по формулі 9.1 п. 9.4. [21]

$$W_m = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot k_x \cdot c$$

де: γ_{fm} - коефіцієнт надійності по граничному значенню вітрового навантаження (в залежності від заданого середнього періоду повторюваності по табл. 9.1 п.9.14 [21] γ_{fm}=1,035);

W_0 =0,55 $кН/м^2$ - характеристичне значення вітрового тиску (в залежності від вітрового району по карті (рис.9.1) [21]);

С – коефіцієнт який визначається по формулі (9.3) [21];

$$C = C_{alr} \cdot C_n \cdot C_{alt} \cdot C_{rel} \cdot C_{dir} \cdot C_d = 0.8 \cdot 2.6 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0.9 = 1.87$$

C_{alr} - аеродинамічний коефіцієнт (згідно додатку [21]) для активного C_{l1} =0,8, для пасивного C_{l2} =0,6.

C_n - коефіцієнт висоти будівлі (враховує вітрове навантаження в залежності від висоти будівлі визначається по рис. 9.2 [21] за другим типом місцевості C_n =2,6);

C_{alt} - коефіцієнти географічної широти (згідно п.9.10. [21] C_{alt} =1);

C_{rel} - коефіцієнт рельєфу (згідно п.9.11 цей коефіцієнт враховує мікрорельєф місцевості поблизу будівельної площадки C_{rel} =1);

C_{dir} - коефіцієнт напряму (враховує нерівномірність вітрового навантаження по напрямку вітру і згідно П.9.12 C_{dir} =1);

C_d - коефіцієнт динамічності (враховує вплив пульсаційного вітрового навантаженя і просторову корекцію вітрового тиску на будівлю =0,9)

k_x - коефіцієнт, який враховує зміну швидкості напору вітру в залежності від висоти х, м та типу місцевості, і при:

$x \le 5м - k_x = 0.75$;

$5 < x \le 10м - k_x = 0.75 + 0.05(x-5)$;

$10 < x \le 20м - k_x = 1 + 0.025(x-10)$;

Обчислюємо:

$W_5 = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot k_5 \cdot c = 1.035 \cdot 0.55 \cdot 0.75 \cdot 1.87 = 0.3192$ кПа;

$W_{9.6} = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot k_{9.6} \cdot c = 1.035 \cdot 0.55 \cdot (0.75 + 0.05(9.6-5)) \cdot 1.87 = 0.4171$ кПа;

$W_{10} = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot k_{10} \cdot c = 1.035 \cdot 0.55 \cdot (0.75 + 0.05(10-5)) \cdot 1.87 = 0.4256$ кПа;

$W_{13.6} = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot k_{13.6} \cdot c = 1.035 \cdot 0.55 \cdot (0.75 + 0.025(13.6-10)) \cdot 1.87 = 0.4639$ кПа;

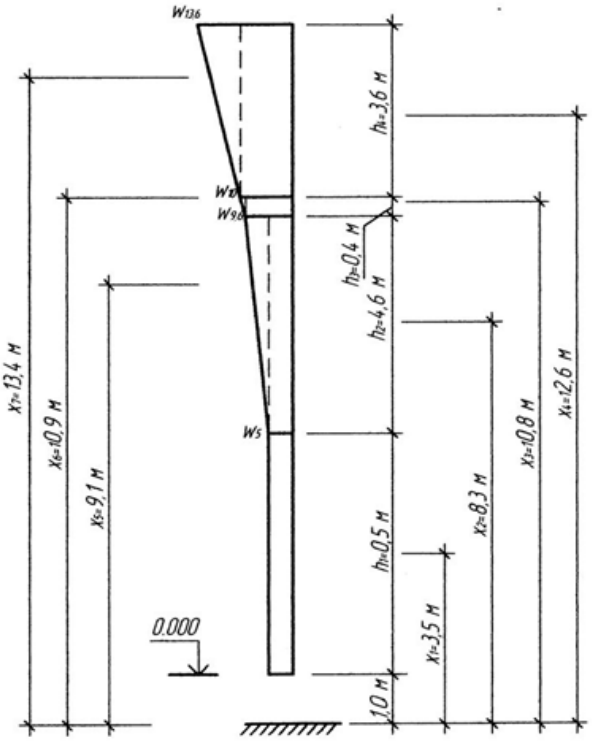

Рисунок 2.10 Епюра вітрового тиску на будівлю

Момент в защемленій стійці рами:

$$M = \left[w_5 \cdot h_1 \cdot x_1 + w_5 \cdot h_2 \cdot x_2 + w_{9.6} \cdot h_3 \cdot x_3 + w_{10} \cdot h_4 \cdot x_4 + \frac{(w_{10} - w_{9.6})}{2} \cdot h_3 \cdot x_5 + \right]$$

$$+ \frac{(w_{9.6} - w_5)}{2} \cdot h_2 \cdot x_6 + \frac{(w_{13.6} - w_{10})}{2} \cdot h_4 \cdot x_7] \cdot a = [0.3192 \cdot 5 \cdot 3.5 +$$

$$+0.4256 \cdot 3.6 \cdot 11.8 + 0.3192 \cdot 4.6 \cdot 8.3 + 0.4171 \cdot 0.4 \cdot 10.8 + \frac{(0.4171 - 0.3192)}{2} \cdot 4.6x$$

$$x9.1 + \frac{(0.4256 - 4171)}{2} \cdot 0.4 \cdot 10.9 + \frac{(0.4639 - 0.4256)}{2} \cdot 3.6 \cdot 13.4] \cdot 6 = 223.5 кН \cdot м$$

Обчислюємо значення еквівалентного рівномірно – розподіленого вітрового навантаження, яке діє на стійку по всій висоті колони. Вітровий тиск на будівлю вище низу ригеля (ферми) замінюємо зосередженою силою W, прикладеною до рами в рівні верхи стійки:

$$M = q_{екв} \cdot h_k \cdot (0.5 \cdot h_k + 0.2) + W_0 \cdot h_k ,$$

звідки:

$$q_{екв} = \frac{M - W_0 \cdot h_k}{h_k \cdot (0.5 \cdot h_k + 0.2)} = \frac{223.5 + 10.6 \cdot 9.6}{9.6 \cdot (0.5 \cdot 0.6 + 0.2)} = 2.54 \text{ кН/м},$$

де: $W_0 = (w_{9.6} \cdot h_3 + w_{10} \cdot h_4 + \frac{(w_{10} - w_{9.6})}{2} \cdot h_3 + \frac{(w_{13.6} - w_{10})}{2} \cdot h_4) \cdot a =$

$$= (0.4171 \cdot 0.4 + 0.4256 \cdot 3.6 + \frac{(0.4256 - 0.4171)}{2} \cdot 0.4 + \frac{(0.4639 - 0.4256)}{2} \cdot 3.6) \cdot 6 = 10.6 кН$$

h_k =9,6 м – висота колони

Значення пасивного еквівалентного навантаження:

$$q = q_{екв} \cdot \gamma_n = 2.54 \cdot 0.95 = 2.41 кН / м;$$

$$q^1 = q^1_{екв} \cdot \gamma_n = 1,59 \cdot 0.95 = 1.51 кН / м;$$

$$W = W_0 \cdot \gamma_n = 10.6 \cdot 0.95 = 10.1 кН;$$

$$W^1 = W^1_0 \cdot \gamma_n = 6.63 \cdot 0.95 = 6.3 кН;$$

2.3.2 Статичний розрахунок рами

Статичний розрахунок рами виконуємо за допомогою пакета програм для розрахунку плоских стержневих систем “Міраж” на ПЕОМ.

Розрахункова схема рами з нумерацією вузлів і стержнів наведена на рис. 2.11.

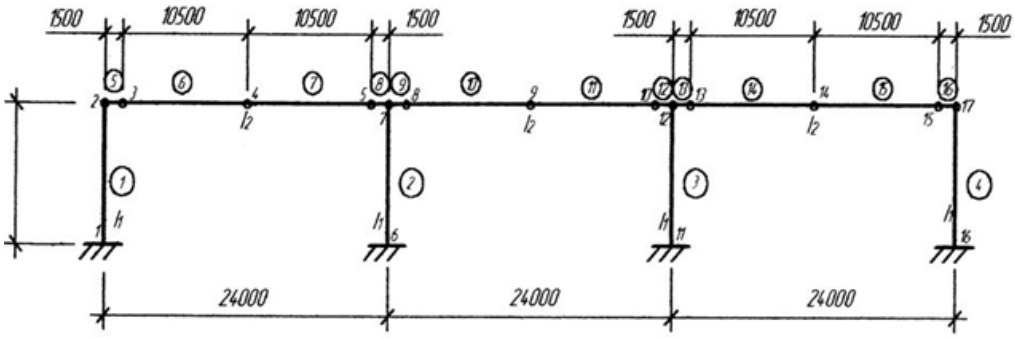

Рисунок 2.11 Розрахункова схема поперечної рами

2.4 Розрахунок та конструювання колони середнього ряду

2.4.1 Визначення розрахункових зусиль для розрахунку колони

Розрахункову комбінацію зусиль вибираємо з результатів машинного розрахунку поперечної рами.

Розрахунковим зусиллям є:

$M_{\max} - 52.2 кН \cdot м$; $N_{відп} = -456 кН$;

$N_{\max} - 456 кН$; $M_{відп} = -53.0 кН \cdot м$.

2.4.2 Розрахункові довжини колони

Розрахункові довжини колони 1_{ef} постійного перерізу обраховуємо за формулою 67 [36];

$1_{ef} = \mu \cdot 1$,

де: μ - коефіцієнт розрахункової довжини;

1 – геометрична довжина колони.

Розрахункова довжина колони в площині рами при шарнірному кріпленні ригеля:

$1_{ef,1} = \mu_y \cdot 1 = 2 \cdot 10.6 = 21.2$ м,

де: $\mu_y = \sqrt{\frac{n+0.56}{n+0.14}} = \sqrt{\frac{0+0.56}{0+0.14}} = 2$.

Розрахункова довжина колони із площини рами, згідно п.6.13. [26] приймаємо між точками закріплення від зміщення (закріплення в'язів):

$$1_{ef,x} = \mu_x \cdot 1 = 1 \cdot 10.6 = 10.6 \text{ м}.$$

2.4.3 Підбір перерізу стержня колони

Позацентрово – стиснуту колону середнього ряду промислової будівлі з метою зниження трудомісткості виготовлення проектуємо симетричного перерізу. Переріз колони наскрізний, із 2 – х швелерів з решіткою.

Із умови загальної стійкості таких колон із площини згину поперечні розміри перерізу приймаємо в межах:

$b \approx \frac{1}{20} \cdot 1 \approx \frac{1}{20} \cdot 10.6 = 0.53$ м. Приймаємо b =50 см.

$h = (0.3 \ldots 0.5) \cdot b = (0.3 \ldots 0.5) \cdot 50 = 15 \ldots 25$ см

Необхідна площа перерізу віток позацентрово – стиснутих стержнів визначається як для центрально – стиснутих стержнів:

$$A_{нес} = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{456 \cdot 10}{0.7 \cdot 240 \cdot 1} = 27.8 см^2,$$

де: φ=0,7 – коефіцієнт стійкості, задається попередньо, при λ=80;

R_y=240 МПа – розрахунковий опір згину, стиску сталі марки С245 при товщині фасонного прокату $t = 2 \ldots 20$ мм.

Враховуючи вимоги щодо стійкості колони попередньо приймаємо переріз колони із 2 – х швелерів №27, для яких:

$$A = 2 \cdot A_B = 2 \cdot 35.2 = 70.4 см^2.$$

Геометричні характеристики перерізу вітки [27:

$$1_{хв} = 4160 см^4;\ i_{хв} = 10,9 см;\ 1_{ув} = 262 см^4;\ i_{ув} = 2,73 см;\ A_в = 35,2 см^2.$$

Геометричні характеристики перерізу колони 2:

$$1_x = 1_{хв} = 4160 см^4;\ i_x = i_{хв} = 10,9 см;\ 1_y = 2(1_{ув} + A_B \cdot (b_0/2)^2) = 2(262 + 35.2 \cdot (49.5/2)^2) = 43649 см^4;$$

$$i_y = \sqrt{1_y / A} = \sqrt{43649/70.4} = 24.9 см.$$

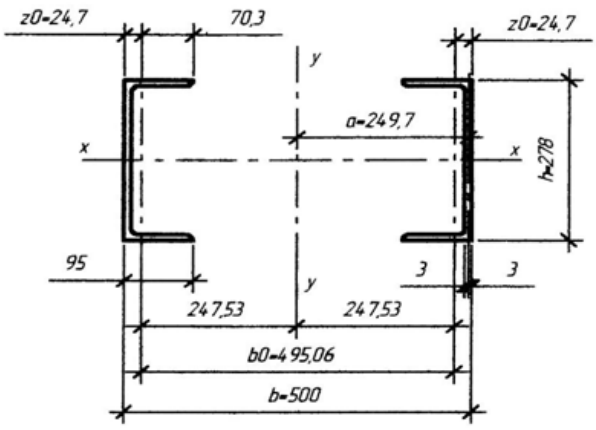

Рисунок 2.12 Поперечний переріз колони

2.4.4 Перевірка стійкості віток колони

Вітки позацентрово-стиснутих колон перевіряють на стійкість в площині рами, паралельній площині з’єднувальної решітки, а також із площини рами.

Оскільки переріз колони симетричний, то приведені стискуючі зусилля у вітках розподіляються порівну:

$$N_B = \frac{N}{2} + \frac{M}{b_0} = \frac{456}{2} + \frac{53}{0.495} = 335 \text{ кН.}$$

Стійкість віток колони в площині рами

$$\beta_y = \frac{1_m}{i_x} = \frac{100}{2.73} = 36.6; \varphi_y = 0.907,$$

де: 1_m - відстань між вузлами решітки , рис.2.34

$$\sigma = \frac{N_B}{\varphi_y \cdot A_B} = \frac{335 \cdot 10}{0.907 \cdot 35.2} = 105 \text{ МПа} < R_y \cdot \gamma_c = 240 \cdot 1 = 240 \text{ МПа.}$$

Стійкість вітки колони із площини рами:

$$\beta_x = \frac{1_{ef,x}}{i_x} = \frac{1060}{10.9} = 97.3; \varphi_x = 0.561,$$

$$\sigma = \frac{N_B}{\varphi_x \cdot A_B} = \frac{335 \cdot 10}{0.561 \cdot 35.2} = 169.6 \text{ МПа} < R_y \cdot \gamma_c = 240 \cdot 1 = 240 \text{ МПа.}$$

Стійкість вітки N_1 в площині і з площини забезпечена.

Стійкість вітки N_2 також забезпечена, оскільки переріз симетричний.

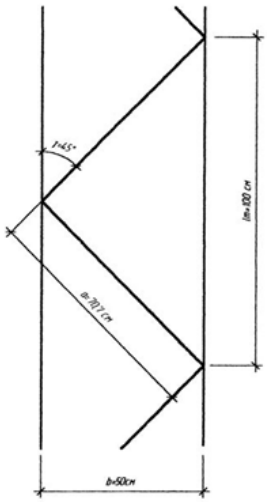

Рисунок 2.13 Геометричні параметри решітки

2.4.5 Розрахунок з’єднувальної решітки

Елементи з’єднувальної решітки і їх прикріплення до віток розраховують на зусилля, яке виникає в них від умовної поперечної сили Q_{fic}, яку приймають

постійною по всій довжині колони:

$Q_{fic} = 7.15 \cdot 10^{-6}(2330 - \frac{E}{R_y}) \cdot \frac{N}{\varphi}$, формула 23 [39].

де: N - поздовжнє зусилля в стержні колони;

φ - коефіцієнт поздовжнього згину, який приймається в площині з'єднувальних елементів по β_{ef}. Приймаємо попередньо φ=0,6:

$$Q_{fic} = 7.15 \cdot 10^{-6}(2330 - \frac{2.06 \cdot 10^5}{240}) \cdot \frac{456}{6.6} = 8\,\text{кН};$$

де: $E = 2.06 \cdot 10^5$ - модуль пружності сталі.

Фактична поперечна сила $Q = 5кН < Q_{fic} = 8кН$.

Зусилля в розкосі решітки:

$$N_\alpha = \frac{Q_{fic}}{2 \cdot \sin\alpha},$$

де: α - кут нахилу розкосів до вітки, рівний:

$$tg\alpha = \frac{b}{1_m / 2} = \frac{50}{100/2} = 1, \alpha = 45^0, \sin\alpha = 0.707;$$

$$N_\alpha = \frac{8}{2 \cdot 0.707} = 5.7кН.$$

Необхідна площа розкосу:

$$A_\alpha^1 = \frac{N_\alpha}{\gamma_c \cdot \varphi \cdot R_y} = \frac{5.7}{0.75 \cdot 0.6 \cdot 240} = 0.53см^2,$$

де: γ_c=0,75 – коефіцієнт умов роботи для розкосів із одиночних кутиків, що прикріплюється однією поличкою (табл.6.[39]);

φ=0,6 – приймаємо орієнтовно.

Приймаємо розкоси із кутиків 45х4 мм:

$$A_\alpha^1 = 3.48см^2, i_{\min} = 0.89см.$$

Розрахункова довжина розкосу:

$$1_\alpha = \frac{h}{\sin\alpha} = \frac{50}{0.707} = 70.7\,\text{см},$$

$$\lambda_\alpha = \frac{1_\alpha}{i_{\min}} = \frac{70.7}{0.89} = 79.5; \varphi = 0.689.$$

Перевіряємо напруження в розкосі:

$$\sigma = \frac{N_\alpha}{\gamma_c \cdot \varphi \cdot A_\alpha^1} = \frac{5.7 \cdot 10}{0.75 \cdot 0.689 \cdot 3.48} = 31.7 \text{ МПа} < R_y \cdot \gamma_c = 240 \cdot 0.75 = 180 \text{ МПа.}$$

Недонапруження:

$$\frac{180 - 31.7}{180} \cdot 100 = 82\%,$$

Але через обмеженість сортаменту, залишаємо кутик 45х4.

2.4.6 Перевірка стійкості колони, як єдиного наскрізного стержня

Розрахунок на стійкість позацентрово – стиснутих стержнів вцілому виконуємо як в площині дії моменту (плоска форма втрати стійкості), так і з площини дії моменту (згинально – крутна втрата стійкості).

Розрахунок на стійкість в площині дії моменту, яка співпадає з віссю симетрії виконуємо за формулою 51 [39]:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_e \cdot A} \le R_y \cdot \gamma_c,$$

де: φ_e - коефіцієнт стійкості позацентрово – стиснутих стержнів (табл. 51 [39]), за приведеною умовною гнучкістю $\overline{\lambda_{ef}}$:

$$\overline{\lambda_{ef}} = \lambda_{ef} \sqrt{\frac{R_y}{E}},$$

де: λ_{ef} - приведена гнучкість стержня колони:

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_x^2 + \alpha \cdot \frac{A}{A_{d1}}},$$

де: $\lambda_x = \frac{1_x}{i_x} = \frac{1060}{10.9} = 97.3$ - розрахункова гнучкість колони із площини рами;

$A_{d1} = 2 \cdot A_\alpha^1 = 2 \cdot 3.48 = 6.96 см^2$ - площа перерізу двох розкосів;

$A = 70.4 см^2$ - площа перерізу віток колони;

$\alpha = 10 \cdot \frac{a^3}{b^2 \cdot 1_m} = 10 \cdot \frac{70.7^3}{50^2 \cdot 100} = 14.13$ - коефіцієнт, який залежить від геометричних параметрів решітки.

$$\lambda_{ef} = \sqrt{97.3^2 + 14.13 \cdot \frac{70.4}{6.96}} = 98.0;$$

$$\overline{\lambda^1_{ef}} = 98 \cdot \sqrt{\frac{240}{2.06 \cdot 10^5}} = 3.35 \Rightarrow \varphi_e \Rightarrow m;$$

де: m - приведений ексцентриситет:

$$m = e \cdot \frac{A \cdot d}{1_y},$$

де: $e = \frac{M}{N} = \frac{53}{456} = 0.12$ см. – ексцентриситет;

$1_y = 43649 см^4$ - момент інерції перерізу колони відносно Y-Y.

d - відстань від головної осі перерізу, перпендикулярної до площини згину, до осі найбільш стиснутої вітки, але не менш ніж відстань до осі стінки вітки: d =24,97.

$$m = 0.12 \cdot \frac{70.4 \cdot 24.97}{43649} = 0.005 \approx 0.1.$$ Звідси $\varphi_e = 0.611$.

Отже, напруження в колоні в площині рами:

$$\sigma = \frac{456 \cdot 10}{0.611 \cdot 70.4} = 206 МПа < R_y \cdot \gamma_c = 240 \cdot 1 = 240 МПа.$$

Отже, стійкість колони в площині рами забезпечена.

Розрахунок на стійкість позацентрово –стиснутого стержня постійного перерізу із площини дії моменту виконуємо за формулою 56 [39]:

$$\sigma = \frac{N}{c \cdot \varphi_y \cdot A} \le R_y \cdot \gamma_c,$$

де: $c = \frac{\beta}{1 + \alpha \cdot m_x}$ - коефіцієнти, які приймаємо за табл. 10 [39]:

β =1,0;

α =0,7;

$$c = \frac{1}{1 + 0.7 \cdot 0.005} = 0.99;$$

φ_y - коефіцієнт, який обчислюємо в залежності від $\overline{\lambda}$ - умовна гнучкість:

$$\overline{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}},$$

де: $\lambda = \frac{1_{ef,y}}{i_y} = \frac{2120}{24.9} = 85.1$ - розрахункова гнучкість із площини рами;

$\overline{\lambda} = 85.1\sqrt{\frac{240}{2.06 \cdot 10^5}} = 2.9$.

Отже, за формулою 9 [39] при $2{,}5 < \overline{\lambda} = 2.9 < 4.5$:

$$\varphi_y = 1.47 - 13\frac{R_y}{E} - \left(0.371 - 27.3\frac{R_y}{E}\right) \cdot \overline{\lambda} + \left(0.0275 - 5.53\frac{R_y}{E}\right) \cdot \overline{\lambda^2} =$$

$$= 1.47 - 13\frac{240}{2.06 \cdot 10^5} - \left(0.371 - 27.3\frac{240}{2.06 \cdot 10^5}\right) \cdot 2.9 + \left(0.0275 - 5.53\frac{240}{2.06 \cdot 10^5}\right) \cdot 2.9^2 = 0.648$$

Напруження в стержні із площини рами:

$$\sigma = \frac{456 \cdot 10}{0.99 \cdot 0.648 \cdot 70.4} = 101 МПа < R_y \cdot \gamma_c = 240 \cdot 1 = 240 МПа.$$

Міцність колони з площини рами забезпечена.

Розраховуємо довжину шва, який необхідний для прикріплення розкосу ∟ 45х4 до віток колони:

$$1_w = \frac{N_\alpha}{2 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} + 1 = \frac{5.7 \cdot 10}{2 \cdot 0.7 \cdot 0.7 \cdot 180 \cdot 1 \cdot 1} + 1 = 1.32 \text{ см},$$

де: β_f =0,7 – при ручному зварюванні електродами Е46;

k_f =0,7 см – мінімальний катет шва при товщині більш товстого із зварюваних елементів (табл. 38* [39]);

R_{wf} =180 МПа – розрахунковий опір зрізу по металу шва для електродів типу Е46;

γ_{wf} =1 – коефіцієнт умов роботи шва;

N_α =5,7 кН –зусилля в розкосі.

З конструювання видно, що підкріплення стінки в місці примикання решітки не потрібно.

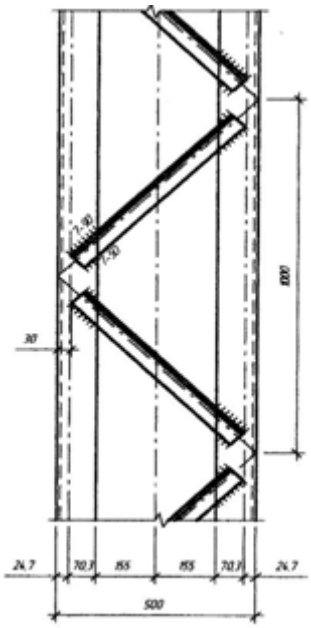

Рисунок 2.14 До розрахунку решітки

2.4.7 Розрахунок та конструювання бази колони

Для наскрізних колон при $b < 1000$ мм доцільно використовувати загальні бази. Центр опорної плити суміщаємо з центром ваги колони.

Ширина плити приймається на 40-120 мм ширше від перерізу колони.

$B_{pl} = h + 2 \cdot t_{tp} + 2 \cdot c = 270 + 2 \cdot 12 + 2 \cdot 38 = 370$ мм.

Розподіл навантажень на фундамент відбувається за допомогою опорної плити, розміри якої в плані залежать від зусилля в колоні і міцності бетону фундаменту:

$R_{b,loc} = \gamma \cdot R_b$,

де: R_b =7,5 МПа – розрахунковий опір бетону марки В12,5 стиску;

γ=1,2…1,5;

$R_{b,loc} = 1.3 \cdot 7.5 = 9.75$ МПа.

Тоді, із умови міцності бетону фундаменту на стиск $\sigma_{ф,\max} \le R_{b,loc}$, визначаємо довжину плити:

$$L = \frac{N}{2 \cdot B_{pl} \cdot R_{b,loc}} + \sqrt{\left(\frac{N}{2 \cdot B_{pl} \cdot R_{b,loc}}\right)^2 + \frac{6 \cdot M}{B_{pl} \cdot R_{b,loc}}} = \frac{456}{2 \cdot 37 \cdot 9.75} +$$

$+\sqrt{\left(\frac{456\cdot 10}{2\cdot 37\cdot 9.75}\right)^2+\frac{6\cdot 53\cdot 100}{37\cdot 9.75}}=37см<b=50$ см, отже приймаємо конструктивно довжину плити:

$$L_{pl}=b+(180\ldots 150)=500+180\ldots 500+150=680\ldots 650\,\text{мм}.$$

Приймаємо L_{pl}=650 мм.

Тоді:

$$\sigma_{ф,\max}=\frac{N}{A_{pl}}+\frac{M}{W_{pl}}=\frac{N}{B_{pl}\cdot L_{pl}}+\frac{M}{B_{pl}\cdot L^2{}_{pl}}=\frac{456\cdot 10}{37\cdot 65}+\frac{53\cdot 100}{37\cdot 65^2}=2.24\,\text{МПа}<$$

$$<R_{b,loc}=9.75\,\text{МПа};$$

$$\sigma_{ф,\min}=\frac{N}{A_{pl}}-\frac{M}{W_{pl}}=\frac{N}{B_{pl}\cdot L_{pl}}-\frac{M}{B_{pl}\cdot L^2{}_{pl}}=\frac{456\cdot 10}{37\cdot 65}-\frac{53\cdot 100}{37\cdot 65^2}=1.86\,\text{МПа}<$$

$$<R_{b,loc}=9.75\,\text{МПа, умова виконується}$$

Визначаємо величину розрахункових моментів в плиті бази. Так як напруження в бетоні фундаменту під плитою розподіляється нерівномірно, то при визначенні моментів на різних ділянках величину σ_f приймаємо найбільшою в межах кожної ділянки (за епюрою напружень в бетоні, рис.2.15).

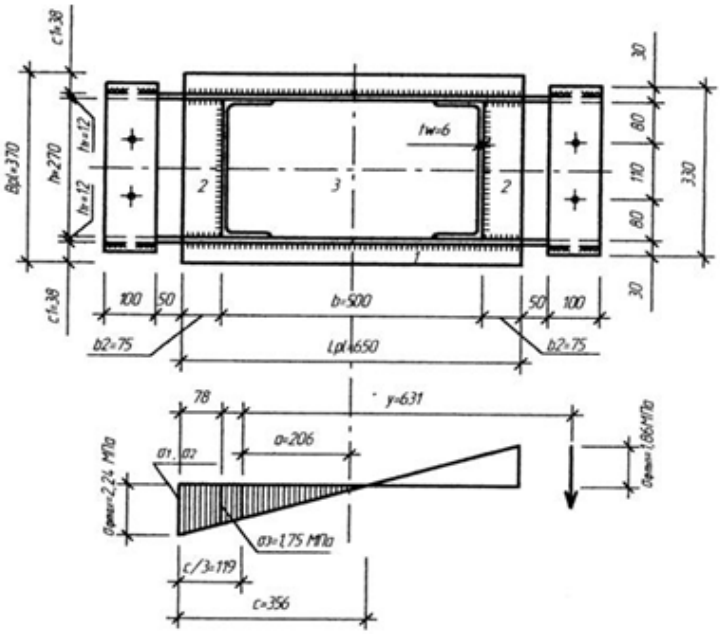

Рисунок 2.15 До розрахунку бази позацентрово-стиснутої колони

Для першої розрахункової ділянки $\sigma_1=\sigma_{ф,\max}=2.24\,\text{МПа}$:

$$M_1 = \sigma_1 \cdot \frac{c^2}{2} = 2.24 \cdot \frac{3.8^2}{2 \cdot 10} = 1.61 кН \cdot см .$$

Для другої розрахункової ділянки $\sigma_2 = \sigma_{ф,\max} = 2.24$ МПа:

$$M_2 = \sigma_2 \cdot \frac{b_2^{\ 2}}{2} = 2.24 \cdot \frac{7.5^2}{2 \cdot 10} = 6.3 кН \cdot см ,$$

При $b_2 / a_2 = b_2 / h = 75 / 270 = 0.25 < 0.5$.

Для третьої розрахункової ділянки

$$M_3 = \alpha \cdot \sigma_3 \cdot a_3^2 = 0.0928 \cdot 1.75 \cdot 27^2 \cdot 10^{-1} = 11.8 кН \cdot см ,$$

При $b_3 / a_3 = 476 / 270 = 1.76 < 2$,

де: $b_3 = b - 2 \cdot t_w = 500 - 2 \cdot 12 = 476 мм$; $a_3 = h = 270$ мм;

α =0,0928 – коефіцієнт для розрахунку на згин плит, опертих на 4 сторони;

σ_3 =1,75 МПа – рис. 2.28.

Товщина опорної плити бази:

$$t_{pl} = \sqrt{\frac{6 \cdot 11.8 \cdot 10}{240 \cdot 1}} = 1.71 \text{см}.$$

Приймаємо товщину плити: t =20 мм.

Виконуємо розрахунок траверси.

Висоту траверси h_{tr} визначаємо із міцності на зріз зварних швів, які прикріплюють траверсу до полиць віток. Зварювання виконуємо електродами Е42 з R_{wf} =180 МПа. Катет шва k_f =7мм.

$$h_{tr} = \frac{N}{4 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} + 1 = \frac{456}{4 \cdot 0.7 \cdot 0.7 \cdot 180 \cdot 1 \cdot 1} + 1 = 14.0 \text{см}.$$

Приймаємо $h_{tr} = h_{tr,\min}$ =300мм.

Траверсу розглядаємо як одно пролітну двох консольну балку, опорами для якої є вертикальні шви, а навантаженням – тиск, що дорівнює напруженню у фундаменті по контакту з плитою, приведений до площини траверси з половини опорної плити.

Рівномірно – розподілене погонне навантаження на траверсу:

$$q_{tr} = \sigma_{ф,\max} \cdot B_{pl} / 2 = 2.24 \cdot 10^{-1} \cdot 37 / 2 = 4.2 \text{ кН/см}.$$

Довжина прольоту траверси $1 = b$ =50 см, довжина консолі $a = b_2 = 7{,}5$ см.

Згинаючий момент в траверсі:

в прольоті: $M_1 = q_{tr} \cdot (1^2/8 - a^2/2) = 4.2(50^2/8 - 7.5^2/2) = 1194 кН \cdot см$.

на опорі: $M_{оп} = q_{tr} \cdot a^2/2 = 4.2 \cdot 7.5^2/2 = 118 кН \cdot см$

Момент опору перерізу траверси:

$$W_{tr} = t_{tr} \cdot h_{tr}^2/6 = 1.2 \cdot 30^2/6 = 180 см^3.$$

Міцність траверси за нормальними напруженнями:

$\sigma = \dfrac{M_{\max}}{W_{tr}} = \dfrac{1194 \cdot 10}{180} = 66.3 МПа < R_y \cdot \gamma_c = 240 \cdot 1 = 240 МПа$ - міцність траверси забезпечена.

Розраховуємо анкерні болти.

Анкерні болти працюють на розтяг і сприймають зусилля, які відривають базу від фундаменту і виникаючі при дії моменту.

Виходячи з рівняння рівноваги сил відносно центра ваги стиснутої зони бетону (рис.2.33.):

$M - N \cdot a - F_a \cdot y = 0$, зусилля в анкерних болтах (з однієї сторони бази):

$F_a = (M - N \cdot a)/y = (53 - 456 \cdot 0.206)/0.631 = -64.9$ кН.

Необхідна площа перерізу анкерного болта:

$$A_{нес}^{б} = \frac{F_a}{n \cdot R_{bt} \cdot \gamma} = \frac{64.9 \cdot 10}{2 \cdot 170 \cdot 1} = 1.91 см^2,$$

де: R_{bt} =170 МПа – розрахунковий опір болтів розтягу класу 4.6.

за табл.62* [39] приймаємо 2 болти $\varnothing 20$, з площею $A_б = 2 \cdot 3{,}14 = 6{,}28 см^2$. Довжина заробки болта в бетон 1м.

2.4.8 Конструювання оголовка колони і надколонника

Опирання кроквʼяних ферм на колону проектуємо зверху, на опорний столик і надколонник.

В колонах середніх рядів в місці опирання граней надколонника, за звичай проектують вертикальні і горизонтальні ребра для передачі зусиль від ферми на

вітки колон і забезпечення необхідної жорсткості верхньої плити оголовка.

Але в даному випадку грані стійок (надколонника) близько розміщені біля полиць колони, і тому ребер жорсткості встановлювати не потрібно.

Верхню плиту оголовка проектуємо розміром 340х540 мм, товщиною 20 мм. Також робляться отвори діаметром 23 мм під болти нормальної точності діаметром 20мм, якими прикріплюють надколонник. Кількість болтів – 4 штуки.

Надколонник являє собою прокатний двотавр широкополицевий 40Ш4. в нижній і верхній частині надколонника вварюються вертикальні ребра з отворами під болти для прикріплення в’язей.

Конструювання надколонника і оголовка колони представлені на аркуші №6 креслення до КРМ.

2.5 Інжненерно-геологічні умови будівельного майданчика

Під забудову відведена ділянка розміром 80х180 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):

ІГЕ-1 – грунтово – 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.

Оскільки на будівельному майданчику на глибину 4,4-5,9 м залягають

піски щільні і середньої щільності, нижче йде шар м'якопластичного суглинку товщою 4,4-4,6 м, то доцільним буде влаштування фундаментів мілкого закладення.

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

2.6 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 слідуючі розрахункові значення для для розрахунку фундаментів під колону для II-ї групи граничних станів:

- для колони крайнього ряду: $M_{11} = 82.7 кН \cdot м$;

$N_{11} = 296.3 кН$;

$Q_{11} = 20.4 кН$

- для колони середнього ряду: $M_{11} = 52.2 кН \cdot м$;

$N_{11} = 455.6 кН$;

$Q_{11} = 5.0 кН$.

2.7 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 здіймання, то глибина закладання як внутрішніх так і зовнішніх фундаментів призначається незалежно

від d_f,

$$d_f = d_{fn} \cdot k_h = 0.8 \cdot 1.1 = 0.88 \text{ м.}$$

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 $кг/м^3$.

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.

2.8 Визначення розмірів підошви фундаментів

Наближена площа підошви: $A = \dfrac{N_{II}}{R_0 - \gamma d}$;

де: R_0=400 кПа розрахунковий опір для піску дрібного, щільного, малого ступеня водонасичення (табл.2.2 [41]);

γ=20кН/м^3 - усереднене значення питомої ваги матеріалу фундаменту і грунту на його обрізах;

d=2,05 м – глибина закладання фундаменту;

N_{II} - вертикальне навантаження.

2.8.1 Фундамент під колону крайнього ряду

В першому наближенні визначаємо площу підошви фундаменту:

$$A = \frac{N_{II}}{R_0 - \overline{\gamma} d} = \frac{296,3}{400 - 20 \cdot 2,05} = 0.75 м^2;$$

Розраховуємо близький за площею фундамент з розмірами підошви $b \cdot l = 1.8 \cdot 1.8$, $A = 3.24 м^2$, з моментом опору:

$$W = \frac{b \cdot l^2}{6} = \frac{1.8 \cdot 1.8}{6} = 0.972 м^3.$$

Уточнюємо розрахунковий опір ґрунту за формулою 7 [41]:

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

де: $\gamma_{c1} = 1.3, \gamma_{c2} = 1$-коефіцієнти умов роботи приймаємо по таблиці 3 [41];

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

M_γ, M_q, M_c-коефіцієнти прийняті по табл.4 [41], для $\varphi_{11} = 30^0$: $M_\gamma = 1.15, M_q = 5.59, M_c = 7.95$;

k_z – коефіцієнт, який приймається рівним 1 при b<10м;

b - ширина підошви фундаменту, м;

γ_{II} - питома вага ґрунту, який залягає нижче підошви фундаменту: $кН \cdot м$

γ_{II}' - питома вага ґрунту, який залягає вище підошви фундаменту: $кН \cdot м$

c_{II} - розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, який залягає під підошвою фундаменту;

d_1 – глибина закладання фундаменту;

$$R = \frac{1.3 \cdot 1}{1}(1.15 \cdot 1 \cdot 1{,}8 \cdot 19 + 5.59 \cdot 2.05 \cdot 19 + 7.95 \cdot 3) = 365{,}2 КПа$$

Перевіряємо виконання умов:

$$P = \frac{N_{II}}{A} + \overline{\gamma} \cdot d = \frac{296.3}{3.24} + 20 \cdot 2.05 = 132.4 КПа < R = 365.2 kПа;$$

$$P_{\max} = \frac{N_{II}}{A} + \gamma \cdot d_{1ф} + \frac{M_{11} + Q_{11} \cdot d_{1ф}}{W} = \frac{296.3}{3.24} + 20 \cdot 2.05 + \frac{82.7 + 20.4 \cdot 1{,}5}{0.972} = 240{,}8 < 1.2 \cdot R =$$
$$= 1.2 \cdot 365.2 = 438.2 кПа;$$

$$P_{\min} = \frac{N_{II}}{A} - \gamma \cdot d + \frac{M_{11} + Q_{11} \cdot d_{1ф}}{W} = \frac{296.3}{3.24} - 20 \cdot 2.05 + \frac{82.7 + 20.4 \cdot 1{,}5}{0.972} = 7.6 кПа > 0$$

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

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

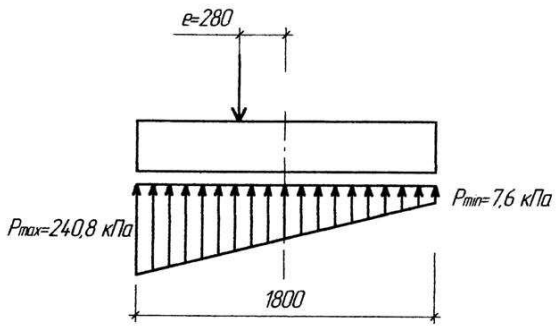

Рисунок 2.16 Епюра тиску під підошвою фундаменту під колону крайнього ряду

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: 1,2х1,2х1,2 м;
- плитної частини: 1,8х1,8х0,3 м.

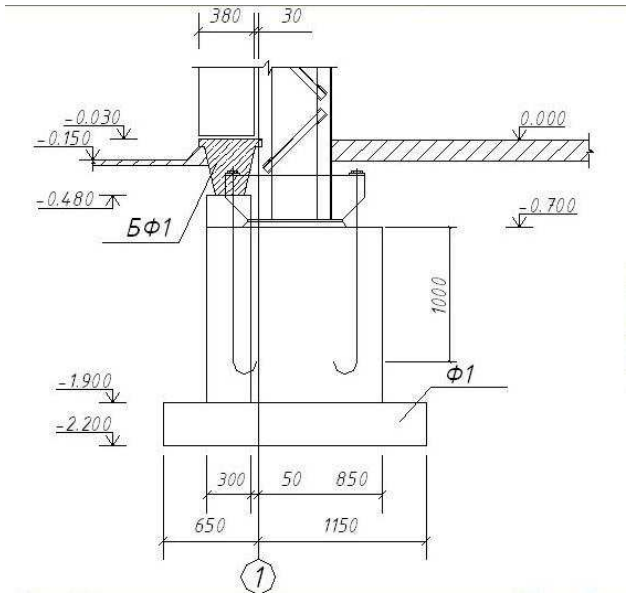

Рисунок 2.17 До визначення закладання фундаменту

2.8.2 Фундамент під колону середнього ряду

В першому наближенні визначаємо площу підошви фундаменту:

$$A = \frac{N_{II}}{R_0 - \overline{\gamma} d} = \frac{455.6}{400 - 20 \cdot 2,05} = 1.15 м^2;$$

З конструктивних міркувань приймаємо розмір підошви фундаменту 1,5х1,5 м, для якого $A = 1.5 \cdot 1.5 = 2.25 м^2$, з моментом опору $W = 0.563 м^3$

Розрахунковий опір під підошвою фундаменту:

$$R = \frac{1.3 \cdot 1}{1}(1.15 \cdot 1 \cdot 1,15 \cdot 19 + 5.59 \cdot 2.05 \cdot 19 + 7.95 \cdot 3) = 365,7 КПа$$

Перевіряємо виконання умов:

$$P = \frac{N_{II}}{A} + \overline{\gamma} \cdot d = \frac{455.6}{2.25} + 20 \cdot 2.05 = 225.1 КПа < R = 365.7 kПа;$$

$$P_{\max} = \frac{N_{II}}{A} + \gamma \cdot d + \frac{M_{11} + Q_{11} \cdot d_{1ф}}{W} = 225.1 + \frac{52.2 + 5.0 \cdot 1,5}{0.563} = 326.2 < 1.2 \cdot R =$$
$$= 1.2 \cdot 356.7 = 428.1 кПа;$$

$$P_{\min} = \frac{N_{II}}{A} + \gamma \cdot d - \frac{M_{11} + Q_{11} \cdot d_{1ф}}{W} = 225.1 - \frac{52.2 + 5.0 \cdot 1,5}{0.563} = 124 кПа > 0$$

Ексцентриситет:

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

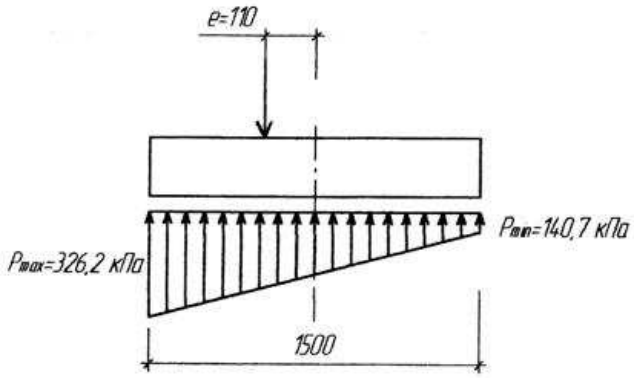

Рисунок 2.18 Епюра тиску під підошвою фундаменту під колону середнього ряду

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: 1,2х1,2х1,2 м;
- плитної частини: 1,5х1,5х0,3 м.

2.9 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 ≤ Su,

де S – сумісна деформація основи і споруди визначається розрахунком

Su – гранично допустиме значення сумісних деформацій визначається за дод. 4 [41].

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

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

де: β = 0,8 – коефіцієнт, який враховує неможливість бічного розширення грунту;

n – кількість розрахункових шарів на які ділять стисливу товщу H0;

hi – товщина розрахункового шару

Ei – модуль деформації ІГЕ у якому знаходиться розрахунковий шар.

$\sigma_{ZP,I}$ – додаткові вертикальне напруження в і-тому шарі грунту: $\sigma_{ZPI} = \sigma_{ZP0} \cdot \alpha$,

де: σ_{ZP0} - додаткове напруження від зовнішнього навантаження на рівні підошви фундаменту: $\sigma_{ZP0} = p - \sigma_{Zg0} = p - \gamma_{11} \cdot d$,

P - середній тиск під підошвою фундаменту;

γ_{11} - питома вага ґрунту, який залягає вище підошви фундаменту;

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

Вертикальне напруження від власної ваги грунту σ_{zg} будь – якого шару на будь – якій глибині z_i визначається: $\sigma_{zg,i} = \sigma_{zg,0} + \sum_{i=1}^{n} \gamma_{IIi} \cdot h_i$

де: γ_{11}, hi – питома вага і товщина розрахункового шару.

Питома вага грунту нижче рівня ґрунтових вод визначається: $\gamma_{sw} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1+e}$,

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

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

e - коефіцієнт пористості замоченого водою ґрунту.

Нижня межа стисливої площі Нс, буде проходити там, де виконується умова: $\sigma_{zp} \le 0.2\sigma_{zg}$

Згідно з додатком 4 [41] гранична деформація основ у виробничій одноповерховій будівлі з повним стальним каркасом: $|S_u|$=12 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:

$$S_1 = 1.64 см < |S_u| = 12 см;$$

$$S_1 = 1.05 см < |S_u| = 12 см.$$

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

Висновки до розділу 2

1. Проведено збір навантаження на покрівлю та поперечну раму будівлі. Виконано статичний розрахунок поперечної рами будівлі.
2. Рораховано та законструйовано 24-х метрову ферму покриття з паралельними поясами.
3. Розраховано та законструйовано наскрізну зварну металеву колону будівлі складу та фундамент стаканнго типу під неї.

РОЗДІЛ 3. НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ

3.1 Мета та задачі досліджень

Метою даної роботи є розробка конструкції та розрахунок металевої балки покриття з перфорованою стінкою, а також її практичне застовування для кріплення підвісного крану складу готової продукції склозаводу.

Для досягнення зазначеної **мети** були поставлені наступні **задачі:**

- визначити розрахункову схему та навантаження, що діють на металеву балку покриття, яка використовується для кріплення підвісного крану;
- виконати розрахунок металевої балки покриття із застосуванням перфорації її стінок з метою полегшення конструкції;
- виконати конструювання металевої балки покриття з перфорованою стінкою, що застосовується для кріплення підвісного крану складу готової продукції склозаводу.

Статичний розрахунок металевої балки виконано в ПК «Мономах».

3.2 Розрахунок та конструювання балки покриття з перфорованою стінкою

3.2.1 Визначення навантажень від кранів

Для забезпечення технологічного процесу приймаємо один кран, вантажопідйомністю по Q=2 т, двох пролітний 2х10,5=21 м.

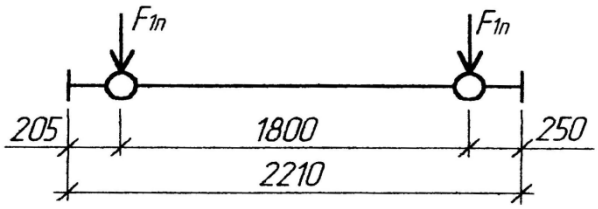

Рисунок 3.1 Габарити підвісного крану

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

Вертикальна гранична розрахункова зосереджена сила F від крану з вантажем:

$$F = F_{01} \cdot \gamma_{fm} \cdot \psi = 15.7 \cdot 1.1 \cdot 1.0 = 18.997 \approx 19 \text{ кн.}$$

де: $\psi = 1.0$ п. 7.9. (табл.7.1) [21] для складу Т=60 років.

Горизонтальна зосереджена сила Н від сил гальмування на одну пару коліс:

$$H = H_{01} \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_{d} = 0.59 \cdot 1.1 = 0.7139 \approx 0.72 \text{ кн.}$$

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 наближені згідно [36]: $g = 0.4$ кн/м.

3.2.2 Статичний розрахунок балки

Для статичного розрахунку багатопролітної нерозрізної балки (згідно [39]) умовно приймаємо балку трипролітною. Відповідно до ліній впливу згинаючих моментів найбільший згинаючий момент в вертикальній площині виникає при розміщені 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.

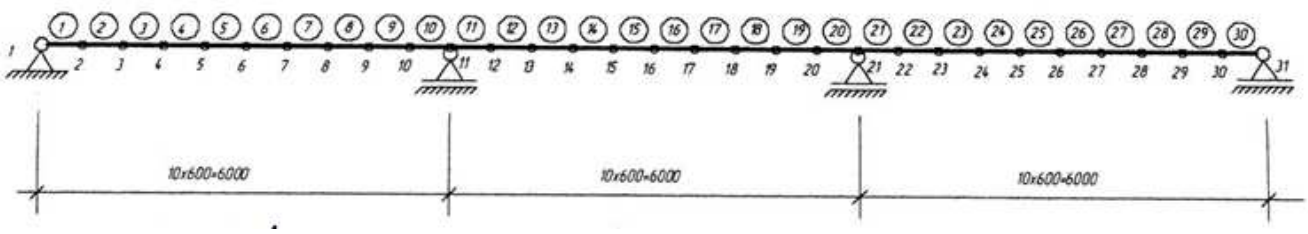

Рисунок 3.2 Розрахункова схема балки для розрахунку на ЕОМ

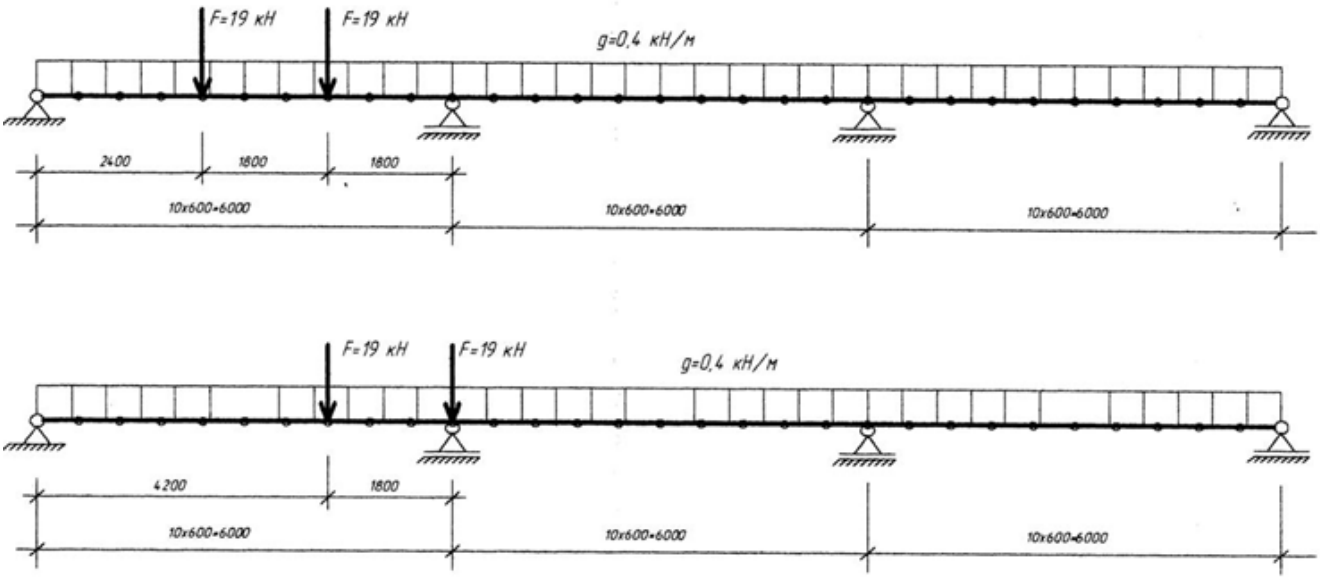

Рисунок 3.3 Схема навантаження балки:

а) для визначення M_{max}; б) для визначення Q_{max}

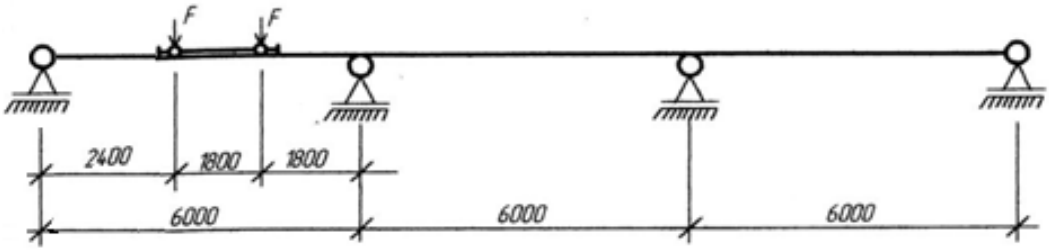

Рисунок 3.4 Розміщення крану на балці для визначення $M_{\max}$

Статичний розрахунок виконуємо на ЕОМ в програмі “Мономах”. Вихідні дані та результати наведені нижче.

3.3 Підбір перерізу балки

3.3.1 Перевірка міцності

Згідно статичному розрахунку балки і ліній впливу (рис. 45 [39]) розрахунковим зусиллям будуть:

$$M_{\max} = M_4 = 33.8 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

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

$$Q_4 = 13.6 \text{ кн.};$$

$$Q_{\max} = 25.9 \text{ кн.}$$

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 в стик. Внаслідок цього утворюється симетрична моно – стальна балка.

Схема розкрою та збирання перфорованого двотавра представлена на аркуші 5 графічної частини.

Приймаємо найбільш економічний розріз вихідного двотавра, тобто висота гребеня с=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:

$$h = 2(H + c) = 2(4 + 8) = 24 \text{ см.}$$

Опорні ділянки задаємо довжиною 336 мм, крок зигзаг у 282 мм (рис. 3.5).

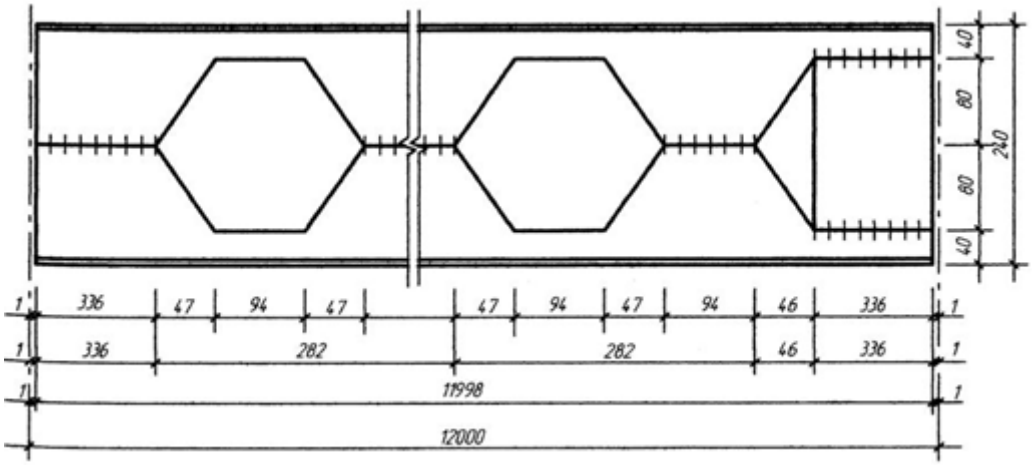

Рисунок 3.5 Схема опорних ділянок балки з перфорованою тінкою

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

Перевіряємо напруження в точках 1, 2, 3, 4 (рис. 3.6), 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.

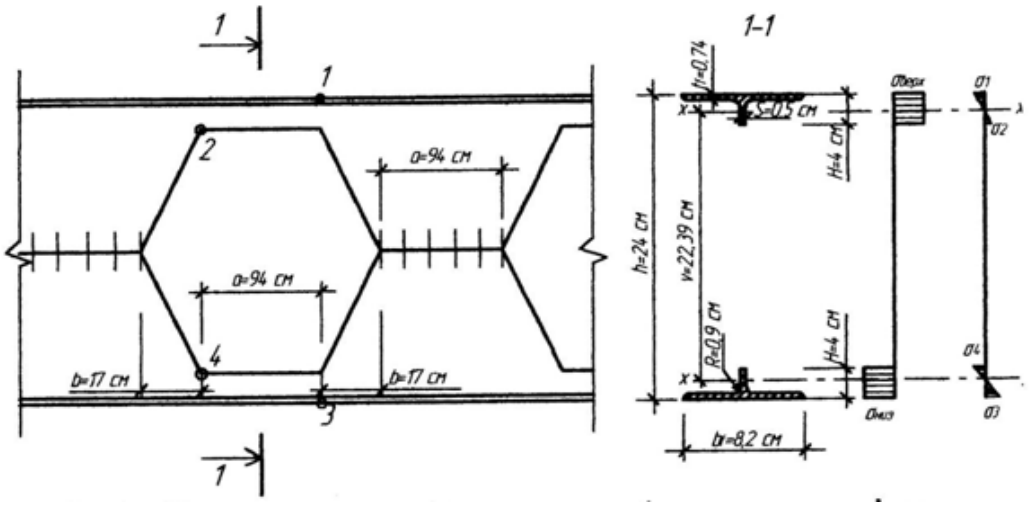

Рисунок 3.6 До розрахунку балки з перфорованою стінкою

Балка виготовляється із сталі С275, для якої згідно табл.51* [39]:

$R_y = 270$ МПа – розрахунковий опір розтягу, згину, стиску за межею текучості для фасонного прокату, товщиною від2 до 10 мм;

$R_u = 380$ МПа – розрахунковий тимчасовий опір розтягу, стиску згину для фасонного прокату, товщиною від2 до 10 мм;

Напруження в точках: $\sigma_1 = \dfrac{M_{\max} \cdot 10^3}{A_m \cdot v} + \dfrac{Q_4 \cdot a \cdot 10}{4 \cdot W_{m,\max}} \le R_y \cdot \gamma_c$

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: $\dfrac{Q_4}{2} = Q_{Н.П.} = Q_{В.П.}$

Геометричні характеристики балки наведені в таблиці.

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

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

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

$\gamma_u = 1.3$ - 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: $\sigma_3 = \frac{M_{\max} \cdot 10^3}{A_m \cdot v} + \frac{Q_4 \cdot a \cdot 10}{4 \cdot W_{m,\max}} + \frac{M_y \cdot 10^3}{W_{y,f}} \le R_u \cdot \gamma_c$,

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

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

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

Всі умови виконуються.

3.3.2 Перевірка місцевої стійкості стінки

Розрахункова висота стінки між отворами:

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

В перерізах балки між отворами місцева стійкість стінки забезпечується без ребер, якщо виконується умова: $\frac{h_{ef}}{t} \le 2.5\sqrt{\frac{E}{R_y}}$,

де: $t = S = 0.5 \ см$ - товщина стінки балки;

$E = 2.1 \cdot 10^5$ 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.

3.3.3 Перевірка напружень зсуву у шві

Дотичні напруження на рівні горизонтального зварного шва перевіряємо за виразом: $\tau = \frac{Q_{\max} \cdot 3a \cdot 10}{S \cdot a \cdot v} \le R_s \cdot \gamma_c$,

де: R_s - розрахунковий опір зсуву, що згідно табл. 1* [39] приймається: $R_s = 0.58 \cdot R_{yn} / \gamma_m$;

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* [39];

γ_m - коефіцієнт надійності по матеріалу, $\gamma_m = 1.025$ (табл. 2* [39]).

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

3.3.4 Перевірка місцевої стійкості стінки

Місцева стійкість стінки поблизу опори перевіряється за формулою:

$$\tau / \tau_{cr} \le 1,$$

де: τ - 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. 3.6): $h_{efB} = h_{efH} = H - t_f - R = 4 - 0.74 - 0.9 = 2.36$.

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

τ_{cr} - критичне напруження зсуву при $\mu = \infty$, тобто при відсутності ребер жорсткості: $\tau_{cr} = 10.3(1 + \frac{0.76}{\mu^2}) \cdot \frac{R_s}{\beta_{ef}^2} = 10.3 \cdot \frac{R_s}{\beta_{ef}^2}$,

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.

3.3.5 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* [39] приймаємо розрахунковий опір болтового з'єднання розтягу: $R_{bt} = 160$ МПа.

Перевіряємо виконання умови: $\frac{Q_{\max} \cdot 10}{4 \cdot A_{bn}} \le R_{bt}$,

де: $A_{bn} = 2.45\ см^2$ - площа болта.

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

Висновки до розділу 3

1. Проведено збір всіх діючих навантажень на металеву перфоровану балку покриття, що використовується для кріплення підвісного крану складу готової продукції склозаводу.
2. Побудовано розрахункову схему та виконано статичний розрахунок металевої перфорованої балки покриття із застосування ПК «Мономах».
3. Виконано розрахунок та конструювання металевої балки покриття, що використовується для кріплення підвісного крану, із застосуванням перфорації її стінок з метою полегшення її конструкції.
4. Розроблено практичні рішення для виготовлення металевої балки покриття з перфорацією стінок, зокрема розроблено схему розкрою прокатного двотавра та його подальшого збирання шляхом зварювання двох утворених частин.

РОЗДІЛ 4. ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

4.1 Заходи з промсанітарії та охорона праці

Проектування виробничих об’єктів, розробку нових технологій, засобів виробництва, засобів колективного та індивідуального захисту працюючих слід проводити з урахуванням вимог охорони праці.

Жодне підприємство, цех, виробництво не можуть бути прийняті і введені в експлуатацію, якщо на них незабезпечені здорові та безпечні умови праці.

Забороняється будівництво або реконструкція виробничих об’єктів і впровадження нових технологій для даного підприємства технології без попередньої експертизи робочого проекту на відповідність нормативно-правовим актам з охорони праці. Експертиза проектної документації на її відповідність нормативним актам про охорону праці проводиться згідно з постановою Кабінету Міністрів №431 від 23 червня 1994року «Про порядок проведення державної експертизи проектної документації на будівництво та реконструкцію виробничих об’єктів і виготовлення засобів виробництва на відповідність їх нормативним актам про охорону праці».

Експертизу проектів, реєстрацію, огляди, випробування виробничих об’єктів, прийняття їх в експлуатацію незалежно від форм власності здійснюють органи Державного комітету по нагляду за охороною праці. Введення в експлуатацію вказаних об’єктів без дозволу цього комітету забороняється.

Протягом усього періоду будівництва чи реконструкції, а також під час введення об’єкта завершеного будівництва в експлуатацію проектні організації зобов’язані здійснювати авторський нагляд. Авторський нагляд здійснюється відповідно до договору, який укладається між проектною організацією і власником.

Машини, механізми, устаткування, транспортні засоби й технологічні процеси, що впроваджують у виробництво, повинні мати відповідні сертифікати,

що засвідчують їхню безпечність для життя й здоров'я людей у процесі їх використання. Перелік продукції, яка підлягає обов'язковій сертифікації, затверджує Держстандарт.

Згідно з чинним законодавством роботодавець повинен отримати дозвіл на початок та перелік видів робіт на підприємстві, діяльність якого пов'язана з використанням процесів та устаткування підвищеної небезпеки. Перелік видів робіт, об'єктів, машин, механізмів, устаткування підвищеної небезпеки визначає Кабінет Міністрів.

Дозвіл на початок роботи підприємства видає Державний комітет з нагляду за охороною праці в порядку, встановленому Кабінетом міністрів у постанові від 6 жовтня 1993 року № 831. Дозвіл на початок роботи підприємства є офіційним документом, який дозволяє експлуатацію підприємства в робочому режимі.

Для одержання дозволу власник подає відповідному органу Держнаглядохоронпраці заяву, а також довідку про реєстрацію підприємства, ліцензію на вид діяльності, довідку про відповідність професійної кваліфікації посадових осіб профілю виробництва та ін.

Якщо роботодавець не одержав зазначеного дозволу, місцевий орган виконавчої влади вживає заходів щодо скасування державної реєстрації цього підприємства у встановленому законом порядку за умови, що протягом місяця від часу виявлення вказаних недоліків роботодавець не вжив належних заходів для їх усунення.

Забороняється застосовувати у виробництві шкідливі речовини в разі відсутності їх гігієнічної регламентації та державної реєстрації, на які не зроблені гранично допустимі нормативи і які пройшли токсикологічну експертизу.

Існуюча система гігієнічної стандартизації та сертифікації продукції дає змогу оцінити не більш як 20% продукції, яка виготовляється на підприємстві або яку воно імпортує.

У разі надходження на підприємство нових небезпечних речовин власник зобов'язаний повідомити про це органи Держаного нагляду за охороною праці, розробити та узгодити з ними відповідні заходи щодо захисту здоров'я працівників.

Експлуатація або виконання придбаних за кордоном технологій, машин, механізмів, хімічних речовин та їх сполук допускається лише за умови проведення експертизи на відповідність їх нормативно-правових актів з охорони праці, що є чинними на території України.

Складувати вироби і матеріали необхідно тільки у спеціально відведених для цього місцях. При транспортуванні горючих матеріалів таких як фарби, бітум необхідно не обхідно приймати міри проти їх можливого перегріву і загорання.

Земляні роботи дозволяється виконувати тільки по затвердженому проекту виробництва робіт. В безпосередній близькості до електрокабелів, газопроводів грунт повинен розроблятись в ручну. Забороняється стороннім особам знаходитись в зоні роботи екскаватора чи бульдозера. Для цього необхідно встановлювати спеціальні знаки.

При встановленні металевих колон та ферм, підкранових балок з використанням зварних апаратів, останні повинні бути заземлені і встановлені на спеціальні площадки.

При виконанні з/б робіт необхідно жорстко виконувати ДБН А.3.2-2-2009 Охорона праці і промислова безпека в будівництві.

Монтаж будівельних конструкцій можуть виконувати тільки особи, які отримали спеціальний допуск і мають посвідчення на право виконання монтажних робіт, які пройшли медогляд, інструктаж по техніці безпеки і пожежній безпеці. До верхолазних робіт допускаються спеціально підготовлені особи, які мають тарифний розряд не нижче III і стаж монтажних робіт неменше 1 року. Стропову вантажів може виконувати тільки стропальник, який має допуск таких робіт.

Забороняється стороннім особам знаходитися в зоні дії монтажного крана. Робітники-монтажники повинні мати спецодяг: каски і пояси безпеки, які прикріплюються до закріплених конструкцій під час роботи на висоті. Під час монтажу монтажники повинні знаходитись на спеціальних пересувних площадках, оснащених поручнями, які виключають падіння з висоти. Розстроповка конструкцій дозволяється тільки після її надійного закріплення.

Конструкції, які переміщаються повинні бути підняті вище виступаючих частин будівлі на 0,5…1м. особи, які відповідають за утримання вантажопідйомних пристроїв оглядають траверси не рідше ніж через 6 місяців, захвати через місяць, стропи через кожні 10 днів. На будівельному майданчику повинна існувати єдина система каналізації зв'язку стропальників і крановщика. Вантажопідйомні машини, механізми і пристосування до початку робіт повинні бути зареєстровані і технічно засвідчені у відповідності з правилами Держгортехнагляду.

Приступати до влаштування покрівлі можна тільки після перевірки надійності несучих конструкцій і огороджуючи конструкцій покрівлі. Робітники забезпечується спецодягом. Зону можливого падіння вантажів огороджують. Забороняється виконувати покрівельні роботи при густому тумані, під час сильного дощу. Забороняється палити під час роботи з мастиками. На місці виконання робіт повинні бут засоби пожежогасіння: вогнегасники, ящик з піском, лопати. Під час малярних робіт робітники повинні забезпечуватись спецодягом, окулярами і засобами захисту дихальних шляхів. При фарбуванні конструкцій в середині приміщення, перебування в ньому більше 4 год не допускається.

Відходи будівельного виробництва і сміття необхідно складувати в спеціальних місцях, а потім вивозити. Не допускається знищувати зелені насадження, які не заважають будівництву.

4.2 Розрахунок заземлюючого пристрою трансформаторної підстанції

Виконуємо розрахунок трансформаторної підстанції

1. В установках напругою до 1000 *В* з заземленою нейтраллю опір заземлюючого пристрою, до якого приєднується нейтраль трансформатора, повинен бути не більше 4 *Ом*.

Так як заземлюючий пристрій, що розраховується, одночасно використовується для електроустановки напругою понад 1000 *В* (трансформаторна підстанція 10/0,4 *кВ*) з малим струмом замикання на землю (I_3

=8 А < 500 А), допустимий опір заземлюючого пристрою визначається по формулі: $R_з = \frac{125}{I_з} = \frac{125}{8} = 15$ Ом

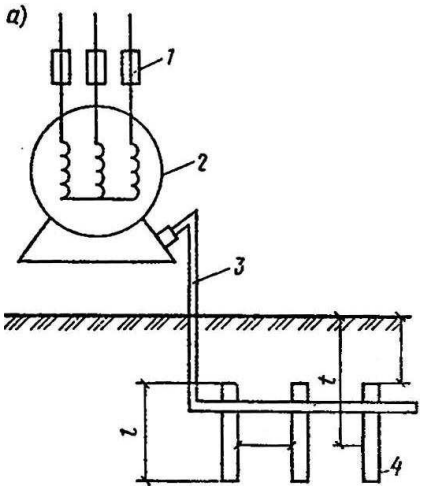

Рисунок 4.1 Схема заземлюючого пристрою трансформаторної підстанції

1 – запобіжники; 2 - електродвигун; 3 – з’єднувальна штаба; 4 – заземлювач

2. Визначаємо опір одиничного вертикального стержня по формулі:

$$R_{oc} = \frac{\rho}{2 \cdot \pi \cdot l}\left(\ln\frac{2 \cdot l}{d} + \frac{1}{2}\ln\frac{4 \cdot t + l}{4 \cdot t - l}\right)$$

де: l - довжина стержня, *м*;

ρ - питомий опір грунту, $Ом \cdot м$;

d - зовнішній діаметр стержня, *м*;

t - відстань від поверхні грунту до середини заземлювача, *м*;

$$R_{oc} = \frac{120}{2 \cdot 3{,}14 \cdot 3}\left(\ln\frac{2 \cdot 3}{0{,}012} + \frac{1}{2}\ln\frac{4 \cdot (0{,}8 + 1{,}5) + l}{4 \cdot (0{,}8 + 1{,}5) - l}\right) = 42 \quad Ом$$

3. Визначаємо орієнтовну кількість вертикальних стержнів: $n = \frac{42}{1 \cdot 4} = 10.5$

Приймаємо $n = 12$ стержнів, виходячи з умови задачі (заземлюючий контур виконаний у вигляді прямокутного чотирикутника).

4. Приймаємо схему розташування вертикальних заземлювачів по контуру з відстанню між суміжними заземлювачами

$$a = 2 \cdot l = 2 \cdot 3 = 6 м$$

де: l - довжина стержня, *м*;

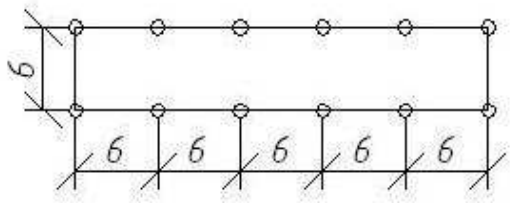

Рисунок 4.2 Схема розташування вертикальних заземлювачів

5. Визначаємо довжину з’єднувальної штаби: $l_T = n \cdot a = 12 \cdot 6 = 72 м$

6. Визначаємо опір стальної штаби, яка з’єднує заземлювачі:

$$R_г^{'} = \frac{120}{2 \cdot 3.14 \cdot 72} \cdot \ln \frac{2 \cdot 72^2}{0.04 \cdot 0.8} = 3.4 Ом$$

7. Визначаємо опір групи стержневих заземлювачів із врахуванням екрануючого впливу з’єднувальної штаби: $R_в = \frac{42}{12 \cdot 0.69} = 5.1 Ом$

$\eta_в$ - коефіцієнт використання стержневого заземлювача, $\eta_в$=0,69.

8. Визначаємо опір розтіканню струму з’єднувальної штаби $R_г$ із врахуванням екранного впливу вертикальних заземлювачів: $R_г = \frac{3,4}{0,4} = 8,5 Ом$

$\eta_г$ - коефіцієнт використання горизонтального заземлювача(штаби), що з’єднує стержні, $\eta_г$=0,40.

9. Визначаємо загальний опір заземлюючого контуру:

$$R_и = \frac{R_в \cdot R_г}{R_в + R_г} = \frac{5,1 \cdot 8,5}{5,1 + 8,5} = 3,2 Ом < [R_{доп}] = 4 Ом$$

Таким чином, розрахована кількість вертикальних заземлювачів задовольняє умови безпеки.

4.3 Цивільний захист населення

Дії при радіоактивному забрудненні:

Отримавши повідомлення про небезпеку радіоактивного зараження, негайно надіньте протигаз або респіратор, а при їх відсутності, ватяну марлеву пов'язку, дітей до півтора року помістіть у камери захисні дитячі та ідіть в захисну споруду.

Якщо захисна споруда далеко і у вас нема протигазу, залишайтесь в приміщені. Включіть радіоточку (радіоприймач, телевізор) для прослуховування інформаційних повідомлень управління (відділу) з питань надзвичайних ситуацій та цивільного захисту населення області (району, міста), закрийте вікна, двері, вентиляційні отвори (люки), віддушини, виконайте герметизацію приміщення.

З метою захисту від дії радіонуклідів необхідно з моменту отримання повідомлення про радіоактивне зараження негайно приступити до проведення йодної профілактики. Для цієї мети на протязі семи днів кожний день приймайте по одній таблетці (0,25 г) йодистого калію і давайте дітям до 2-х років 1/4 таблетки, дітям від 2-х до 14 років - половину таблетки. Таблетки необхідно придбати в аптеці або отримати в лікувально- профілактичному закладі в перші години після аварії (катастрофи). Можна використати йодистий калій із аптечки індивідуальної АІ-2. Йодну настойку можна приготувати самому: три-п'ять крапель розчину йоду на сто грам води, дітям до двох років - одну-дві краплі.

Якщо за умовами радіаційної обстановки подальше перебування людей в даному будинку (вулиці) небезпечно, тоді проводиться евакуація населення. Слідкуйте за повідомленнями управління з питань надзвичайних ситуацій та цивільного захисту населення області (відділу з НС та ЦЗН міста обласного підпорядкування або району). Уточніть час початку евакуації, місце подання автотранспорту. Залишаючи квартиру (будинок), виключіть джерела електроенергії, візьміть з собою документи, гроші, необхідні речі, надіньте протигаз (респіратор або змочену ватяну марлеву пов'язку), накидку або плащ, резинові чоботи. Не забудьте попередити сусідів про початок евакуації.

Після прибуття до нового місця проживання, необхідно провести дезактивацію засобів захисту органів дихання, одягу, взуття і санітарну обробку покровів шкіри на обладнаному санітарному обмивочному пункті (СОП) або самостійно. Самостійна обробка заключається в видаленні радіоактивних речовин з відкритих часток шкіряних покривів тіла, одягу, взуття і засобів захисту. Послідовність дії така: зняти накидку (плащ, пальто і т.д.) і, ставши спиною проти

вітру, витрусити її. Після того повісити одяг на перекладину (мотузку) і віником (щіткою) змести з неї радіоактивний пил.

Після цього потрібно почистити взуття щіткою або будь-яким підручним засобом і вимити водою. Після цього обробити відкриті частини шкіри водою або розчином із індивідуального протихімічного пакета (11111- 8). Для обробки шкіри можна використовувати сухі тампони чи рушник. В подальшому проводиться повна санітарна обробка на помийних пунктах (бані, пральні і т.д.) з заміною одягу.

Засоби захисту від вібрацій.

Зниження рівня вібрації на шляху її поширення досягається застосуванням віброізолюючих конструкцій і вібродемпфуючих матеріалів і покриттів, а також віброгасників. Для забезпечення віброізоляції влаштовують розриви між елементами конструкцій або усувають тверді зв'язки між ними, а також уникають подібності частот власних коливань системи і частот сил, що її збурюють. Підвіска двигунів літаків на пружних амортизаторах забезпечує зниження вібрації і шуму в кабінах у всіх смугах звукового спектру від 5 до 8 дБ.

Для вібропоглинання на вібруючі елементи машини наносять в'язкі або пружні матеріали, яким притаманні значні внутрішні втрати. До таких матеріалів відносяться антивібрит, агат, сендвічні конструкції, СКЛ-25 та інш. Зниження вібрації таким чином досягає 2-10 дБ в смузі частот 31,5-8000 Гц. Засоби захисту від вібрації викладені в державному стандарті ГОСТ 12.1.012-90. ССБТ "Вібраційна безпека. Загальні вимоги".

Засобами індивідуального захисту від вібрації є: черевики, рукавиці, виготовлені із віброзахисних матеріалів цілком або в місцях з'єднання з вібруючою поверхнею.

Висновки до розділу 4

1. Розглянуто та проаналізовано комплекс заходів з охорони праці при зведенні складу готової продукції склозаводу в місті Житомир.
2. Виконано розрахунок заземлюючого пристрою трансформаторної підстанції.
3. Розглянуто ряд заходів щодо цивільного захисту населення.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1. Розроблено архітектурно-художнє рішення фасаду та підібрано основні архітектурно-планувальні та конструктивні рішення складу готової продукції склозаводу в місті Житомир.
2. Проведено збір всіх діючих навантажень на металеву перфоровану балку покриття, що використовується для кріплення підвісного крану складу готової продукції склозаводу.
3. Побудовано розрахункову схему та виконано статичний розрахунок металевої перфорованої балки покриття із застосування ПК «Мономах».
4. Виконано розрахунок та конструювання металевої балки покриття, що використовується для кріплення підвісного крану, із застосуванням перфорації її стінок з метою полегшення її конструкції.
5. Розроблено практичні рішення для виготовлення металевої балки покриття з перфорацією стінок, зокрема розроблено схему розкрою прокатного двотавра та його подальшого збирання шляхом зварювання двох утворених частин.
6. Виконано розрахунок заземлюючого пристрою трансформаторної підстанції складу готової продукції склозаводу.

БІБЛІОГРАФІЯ:

1. Бирюлев В.В. Проектирование и расчет несучих елементов легких металических конструкцій. Учебное пособие. Новосибирск изд.НИСИ им. В.В.Куйбишева. 1981.

2. Васильєв А.А. Металические конструкции, Учебное пособие для вузов, Стройиздат ,1975.

3. Беленя Е. И. Металические конструкции, учебник для вузов, Стройиздат, 1985.

4. Мельникова Н.П. Металические конструкции, Справ очник проектировшика, Стройиздат, 1980.

5. Мандриков А. П. Примери расчета металических конструкцій: 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. А.П. Снижко, Г.М. Батура Технология строительного производства. Курсовое и дипломное проектирование. ВШ., К., 1991 г.–200 с.

10. И.П. Сытник Организация планирование и управление строительством. ВШ., К., 1978 г.–376 с.

11. Рогожин П.С. , Гойко А.Ф. Економіка будівельних організацій . –К.: Видавничий дім “Скарби” . 2001, -448с .

12. Педан М.П. Экономика строительства . –М.: Стройиздат ,1982. –571с.

13. Справочник экономиста-строителя / Рогожин П.С. –4-е изд., перераб. и доп. – К.: Будівельник ,1980. –386с.

14. 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.

15. 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.

16. 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.

17. 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.

18. 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.

19. Державні будівельні норми України . Збірник кошторисних цін на вантажі для будівництва (ЗКЦПВ-97) . -Вид. офіц. –К.: Держкоммістобудування України , 1997. –317с.

20. 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.

21. 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.

22. 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.

23. 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.

24. 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.

25. 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.

26. Строительные краны . Справочник / В.П. Станевский . –К.: Будівельник ,1984. –240с.

27. Державні будівельні норми України . Ресурсні кошторисні норми експлуатації будівельніх машин та механізмів : ДБН Д.2.7-2000. -Вид. офіц. –К.: “Інпроект” , 2001. –180с.

28. Державні будівельні норми України . Збірник норм та розцінок для визначення кошторисної вартості експлуатації будівельніх машин та механізмів (ЗНіРЕМ-93/97) ДБН IV-3-97 . –Вид. офіц. –К.: Держкоммістобудування України , 1997. –125с.

29. Державні будівельні норми України . Правила визначення вартості будівництва: ДБН Д.1.1-1-2000. -Вид. офіц. –К., 2000. –185с.

30. Практика формування взаємовідносин у будівництві в умовах однорівеневої 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.

31. 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.

32. 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.

33. Щодо поточних цін на матеріали , вироби та конструкції при визначенні вартості будівництва за однорівневою системою ціноутворення . –Рівне , ЦНТІ , 2001. 50с.

34. Охрана труда в строительстве. Учебник для строительных вузов и факультетов. Пчелинцев В.А. – М.: Высш. шк., 1991. – 272с.: ил.

35. Инженерные решения по охране труда в строительстве. Справочник строителя. Орлов Г.Г. – М.: Стройиздат, 1985. – 278с.: ил.

36. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи: Норми проектування. – Київ: Мінбуд України, 2006. – 75 с.

37. ДБН А.3.1.-5-2009. Організація будівельного виробництва. К. Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1996.

38. ДБН В.2.6-31:2006. Теплова ізоляція будівель. Київ: Мінбуд України, 2006. – 71 с..

39. ДБН В.2.6-163:2010 “Сталеві конструкції”, Держбуд України, 2010 – 96 с.

40. СНиП 2.01.07 – 84*. Бетонные и железобетонные конструкции. – М: Стройиздат, 1989. – 80с.

41. ДБН В.2.1 – 10 – 2009. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. Київ: Мінбуд України, 2010. – 98 с..

42. ДБН А.3.2-2-2009 Охорона праці і промислова безпека в будівництві.

43. ДБН В.1.1-7-2002 "Пожежна безпека об’єктів будівництва". Київ: Держбуд України, 2003. – 33 с.