

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

Центр перепідготовки та післядипломної освіти

(повна назва факультету)

Кафедра будівельної механіки

(повна назва кафедри)

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на здобуття освітнього ступеня

магістр

(назва освітнього ступеня)

на тему: Проект деревообробного комбінату в Коломиї
з дослідженням багатопролітної рами

Виконав(ла): студент(ка) 2 курсу, групи МБД-21

спеціальності 192 Будівництво та цивільна

інженерія

(шифр і назва спеціальності)

(підпис)

Святий В.Б.

(прізвище та ініціали)

Керівник

(підпис)

Сорочак А.П.

(прізвище та ініціали)

Нормоконтроль

(підпис)

Данильченко С.М.

(прізвище та ініціали)

Завідувач кафедри

(підпис)

Ясній В.П.

(прізвище та ініціали)

Рецензент

(підпис)

Бобик М.П.

(прізвище та ініціали)

Тернопіль
2021

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

Факультет Центр перепідготовки та післядипломної освіти
(повна назва факультету)

Кафедра будівельної механіки
(повна назва кафедри)

ЗАТВЕРДЖУЮ
Завідувач кафедри
Ясній В.П.
(підпис) (прізвище та ініціали)
« ____ » _____ 2021 р.

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

на здобуття освітнього ступеня магістр
(назва освітнього ступеня)

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

студенту Святий Віталій Богданович
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проект деревообробного комбінату в Коломиї
з дослідженням багатопролітної рами

Керівник роботи к.т.н., доц. Сорочак Андрій Петрович
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

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

2. Термін подання студентом завершеної роботи 20 грудня 2021

3. Вихідні дані до роботи Район будівництва – місто Коломия Івано-Франківської обл.

4. Зміст роботи (перелік питань, які потрібно розробити)
Архітектурно-будівельна частина. Розрахунково-конструктивна частина.
Науково-дослідна частина. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень, слайдів)
Генплан. Фасади. План. Розрізи.
Результати дослідження багатопролітної рами.

6. Консультанти розділів роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Архітектурно-будівельний	к.т.н., доц. Сорочак А.П.		
Розрахунково-конструктивний	к.т.н., доц. Сорочак А.П.		
Науково-дослідний	к.т.н., доц. Сорочак А.П.		
Охорона праці	к.т.н., доц. Каспрук В.Б.		
Безпека в надзв. ситуаціях	ст. викл. Стручок В.С.		

7. Дата видачі завдання 25 жовтня 2021 р.

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

[illegible]

Студент

(підпис)

Святой В.Б.

(прізвище та ініціали)

Керівник роботи

(підпис)

Сорочак А.П.

(прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

ВСТУП	5
РОЗДІЛ 1. Архітектурно-будівельний	7
1.1 Структура та вимоги до цехів деревообробного комбінату	7
1.2 Архітектурно-будівельні рішення будівлі	9
1.3 Розрахунок параметрів адміністративно-побутових приміщень	12
1.4 Генплан.....	13
РОЗДІЛ 2. Розрахунково-конструктивний	14
2.1 Розрахунок фундаментів	14
2.2 Фундаментні балки	18
2.3 Колони.....	19
2.4 Елементи металевого каркасу	20
2.4.1 Збір навантажень на раму.....	23
2.4.2 Розрахунок сталевих профільованих настилу.....	26
2.4.3 Розрахунок прогонів	28
2.4.4 Розрахунок зварних швів, що прикріплюють ребра.....	30
2.4.5 Кріплення прогонів	30
2.4.6 Кріплення ригеля до колони	32
2.4.7 Розрахунок анкерних болтів	42
РОЗДІЛ 3. Науково-дослідний.....	43
3.1 Моделювання та розрахунок багатопролітної рами.....	43
3.2 Висновки	47
РОЗДІЛ 4. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.....	48
4.1 Охорона праці на деревообробному комбінаті	48
4.2 Вимоги щодо техніки безпеки при монтажі будівельних конструкцій.....	49

4.3 Безпека в надзвичайних ситуаціях	51
4.3.1 Законодавство України про цивільний захист	51
4.3.2 Заходи при виникненні надзвичайних ситуацій (повені)	52
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ	55
БІБЛІОГРАФІЯ	56

ВСТУП

В даному проєкті розглядаються питання розрахунку та проєктування несучих металевих конструкцій для основної будівлі деревообробного комбінату в м. Коломия Івано-Франківської обл.

В проєкті прийнято конструкції колон і балок рами комбінату з гарячекатаних двотаврів, ригелі – з квадратних труб, зв'язки – з кутників, прогони покрівлі – із швелерів. Для влаштування огорожуючих конструкції використовується теплозберігаючі стінові та покрівельні панелі.

Актуальність теми. При проєктуванні нових промислових підприємств потрібно враховувати потенційну можливість зміни основного технологічного процесу впродовж терміну їх експлуатації, що потягне за собою перепланування виробничих приміщень. Для забезпечення такої гнучкості виробничих процесів доцільно використовувати такі типи конструктивних рішень, які в подальшому дозволять легко впровадити ці зміни в призначення будівлі проєктованого деревообробного комбінату та забезпечуватимуть її надійну експлуатацію.

Мета роботи: Розробка проєкту деревообробного комбінату в Коломії з дослідженням багатопролітної рами.

Об'єктом дослідження є робота багатопролітної рами у стержневій постановці.

Предметом дослідження є величини та розподіл зусиль у багатопролітній рамі в стержневій постановці.

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

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

1. Провести аналіз та розробку архітектурно-будівельних рішень для будівлі деревообробного комбінату.
2. Спираючись на інженерно-геологічні умови ділянки, виконати проєктування фундаментів.

3. Провести розрахунок та проектування основних конструктивних рішень будівлі деревообробного цеху.

4. Розробити скінченно-елементну модель багатопролітної рами у стержневій постановці .

5. Визначити величини зусиль в рамі від дії різноманітних типів навантажень .

6. Вказати заходи з охорони праці, техніки безпеки під час будівництва та дії в надзвичайних ситуаціях.

Методи досліджень. При вирішенні поставлених завдань застосовуються метод скінченно-елементних досліджень.

Наукова новизна. Отримала подальший розвиток методика моделювання багатопролітної рами в стержневій постановці.

Практичні результати роботи можуть використовуватися при проектуванні будівель промислового призначення та виконанні розрахунків багатопролітних конструкцій.

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

Публікація результатів магістерської роботи здійснена у збірнику тез вищезазначеної конференції.

Робота виконана згідно з тематикою науково-дослідних робіт кафедри будівельної механіки.

Ключові слова: рама, скінчені елементи, промислова будівля.

РОЗДІЛ 1. Архітектурно-будівельний

1.1 Структура та вимоги до цехів деревообробного комбінату

Виконаємо аналіз технологічних процесів та структури проектного деревообробного комбінату в місті Коломия.

Типово в складі підприємств даного типу виділяють наступні цехи та ділянки:

- лісопилльний цех
- столярний цех (механічна обробка деревини)
- складальний цех
- сушильні для лісоматеріалів
- склади колод, пиломатеріалів, напівфабрикатів та готових виробів;
- ремонтні та експлуатаційно-будівельні ділянки;
- адміністративні приміщення.

Беручи до уваги достатньо великі масо-габаритні показники сировини, потрібно продумати взаємне розташування цехів комбінату з метою скорочення шляхів транспортування між технологічними ділянками, уникаючи при цьому додаткового перевантаження лісоматеріалів.

Оскільки проєктований деревообробний комбінат є об'єктом підвищеної пожежної небезпеки, в обов'язковому порядку передбачаємо пожежні проїзди та розриви між окремими цехами підприємства.

Основним технологічним процесом на проєктованому підприємстві є механічна обробка деревини з метою отримання різнотипних дерев'яних деталей та виробів. При цьому номенклатура продукції комбінату є дуже широкою та може часто змінюватися, тому необхідно забезпечити можливість гнучкої зміни технологічних маршрутів між виробничими ділянками.

Для цього проаналізуємо вимоги щодо взаємного розміщення деревообробних верстатів. З умов забезпечення безпечної експлуатації

обладнання, відстань між верстатами у напрямку руху основного потоку технологічного процесу повинна складати не менше трикратної довжини найбільшого типу деталей, які на них обробляються. В поперечному напрямку дана відстань складає 0,8–1,0 м. Для забезпечення даних вимог вибираємо прольоти деревообробного цеху комбінату 18 і 24 м та крок колон 6 і 12 м.

Технологічні вимоги до виробничої площі деревообробного цеху залежать від типу використаних верстатів та іншого обладнання. Додатково в складі цеху виділяють допоміжні ділянки, які призначені для виконання допоміжних та обслуговуючих операцій. Їх площа зазвичай складає 15–20% від загальної площі цеху.

Лісопильний цех деревообробного комбінату призначений для переробки лісоматеріалів, які постачаються на підприємство, та виготовлення стандартної номенклатури пиломатеріалів, що в подальшому використовується для виготовлення кінцевих виробів. Його розміри вибирають, виходячи з кількості лісопильних рам та технологічних вимог в 4 м ширини цеху на кожну раму.

Для столярного цеху деревообробного комбінату характерні наступні технологічні операції: зачистка та шліфування деталей, їх механічна обробка на верстатах різного типу, створення складальних одиниць, механічне та клейове з'єднання деталей, обробка вузлів з'єднань.

Деревообробні верстати столярного цеху розміщується на відстані 0,5–0,7 м від стін з кроком 1–1,5 м. При цьому необхідно забезпечити норми освітленості робочих поверхонь.

Для попереднього розрахунку площу столярного цеху визначають, виходячи з норми 15–20 м² на кожен верстат. Додатково передбачають допоміжні площі в розмірі 20–40% від виробничої.

В складальному цеху виконуються наступні технологічні операції: виробництво напівфабрикатів, клейові з'єднання окремих деталей, складання

великогабаритних виробів, лакування та фарбування поверхонь, контроль та перевірка якості виготовлених виробів.

Виробничу площу складального цеху вибирають, виходячи з показників $25 - 35 \text{ м}^2$ для кожного верстата та $15 - 20 \text{ м}^2$ для постів, де виконуються ручні роботи. Обов'язково в складі проектного цеху передбачають окремо площу, відведено для виконання складальних операцій, що становить $15 - 30\%$ виробничої. Як і в попередніх випадках, додатково виділяють допоміжну площу в $25 - 40\%$ загальної.

Для забезпечення можливості роботи з великогабаритними виробами складальний цех передбачає обладнання підвісними кранами вантажопідйомністю $3 - 5 \text{ т}$.

1.2 Архітектурно-будівельні рішення будівлі

В даному розділі проекту розроблено основні архітектурно-будівельні рішення для деревообробного цеху проектного комбінату в місті Коломия.

Основою для вибору даних рішень є характер технологічного процесу, вимоги щодо забезпечення експлуатації, обслуговування та ремонту обладнання, вимоги до мікроклімату виробничих приміщень, освітленості робочих місць та санітарно-побутових умов робітників.

Проектна потужність деревообробного цеху комбінату становить 5000 м^3 на рік.

В складі цеху виділяють окремі відділення, зокрема сушильне на 6 камер, відділення механічної обробки, складальне відділення, відділення для лакофарбової та антисептичної обробки.

Технологічний процес виготовлення продукції в даному цеху включає наступні операції. В першу чергу виконується прийом пиломатеріалів зі складу в приймальному відділенні. Транспортування виконується на вагонетках. Отримані пиломатеріали переміщуються в сушильне відділення,

де за допомогою сушильних камер відбувається зменшення вологості сировини до заданих значень.

Після висушування сировина переміщується до механічного відділення, де відбувається напівавтоматична обробка на різних верстатах. Деталі, отримані після завершення потоку механічної обробки, поступають до складального відділення цеху, в якому відбувається виготовлення двох типів продукції – дерев'яної тари та меблів. Меблеві вироби після складання поступають до відділення лакофарбової обробки. Після завершення всіх операцій готова продукція переміщується на відповідний склад.

Для забезпечення описаного функціонування деревообробного цеху комбінату пропонується використати каркасну будівлю розмірами 14×42 м в плані, що складається з чотирьох прольотів.

Приймаємо сітку колон $6 \times 4,5$ м. Для забезпечення вільного переміщення сировини та напівфабрикатів та можливості використання підйомно-транспортних механізмів висоту приміщень приймаємо 6 м. План будівлі наведено на рисунку 1.1.

Каркас деревообробного цеху пропонується виконати з металевих конструкцій, що забезпечує швидкий та простий процес монтажу. Це дозволяє повторно використати уніфіковані елементи конструкції та знизити собівартість будівництва. В каркасах використовуємо плоскі багатопролітні рами. Для забезпечення просторової жорсткості передбачено зв'язки між рамами в горизонтальній площині.

Фундаменти стовпчасті монолітні.

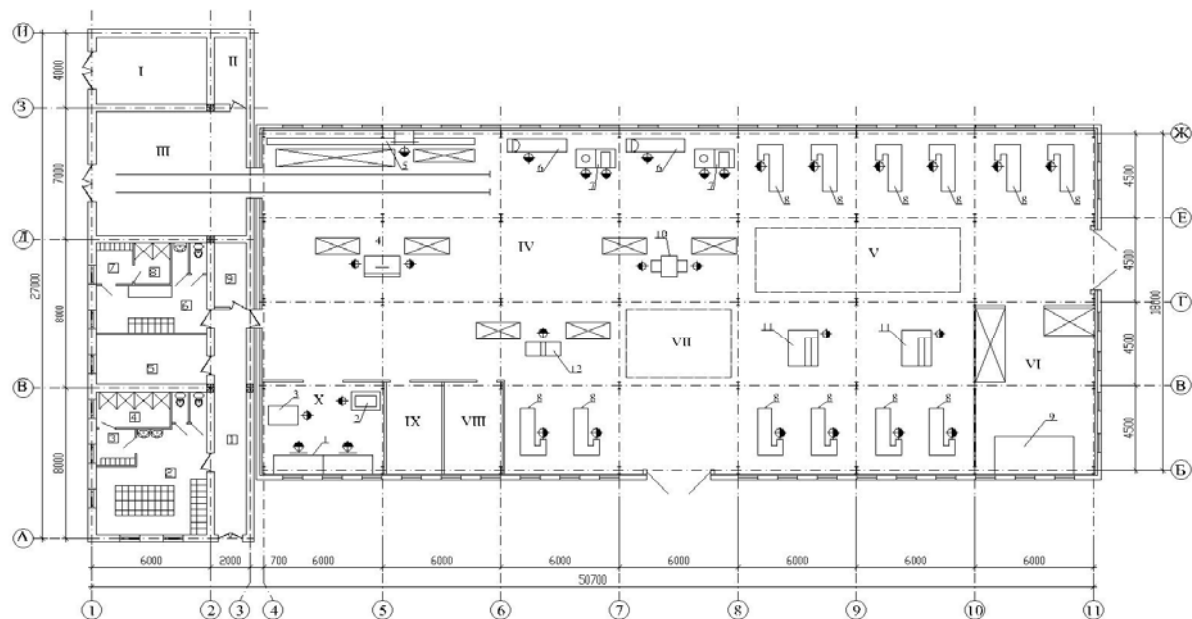


Рисунок 1.1 – План проектного деревообробного цеху

I - Сушильні камери; II - інвентарний склад; III - Склад висушених матеріалів;
 IV- ділянка механічної обробки; V - ділянка складання великогабаритних виробів; VI –
 ділянка лакофарбової та антисептичної обробки; VII - ділянка складання тари; VIII –
 відділення для виконання клеєвих з'єднань; IX – підсобне приміщення; X – відділення
 заточування інструменту;
 1- верстат; 2 - пісочне точило; 3 - точильний верстат; 4 - поздовжня пила; 5 - маятникова
 пила; 6 - токарний верстат; 7 - комбінований шліфувальний верстат;
 8 – токарно-фрезерні верстати; 9 - пост лако-фарбової обробки; 10 - рейсмусовий верстат;
 11 - стрічкова пила; 12 - фугувальний верстат

В якості огорожуючих конструкцій використовуємо сендвіч-панелі, що забезпечують достатній тепловий опір та є простими у монтажі. В цеху передбачено ворота розміром 3000×3200 мм. Природне освітлення через вікна висотою 3 м.

Додатково до проектової будівлі деревообробного цеху прибудоване одноповерхове цегляне адміністративно-побутове приміщення розміром в плані 8×27 м. Його висота 4,3 м. Товщина зовнішніх стін 380 мм. В осях 2, 3 і В, Д, 3 передбачено встановлення залізобетонних рам. Покрівля плоска з залізобетонних круглопустотних плит з парапетом висотою 1 м.

Висота поверху 3 м. Фундамент стрічкового типу.

Оздоблення приміщень виконується цементно-піщаної штукатуркою з фарбуванням водоемульсійною фарбою.

1.3 Розрахунок параметрів адміністративно-побутових приміщень

Для забезпечення санітарного побутових потреб працівників в складі деревообробного цеху проектованого комбінату передбачено групу адміністративно-побутових приміщень. Вона включає в себе гардероб, кімнату відпочинку, кабінет начальника цеху, роздільні душові та туалети, підсобне приміщення.

Загальна кількість робітників в цеху складає $B = 40$ чоловік, з яких чоловіків – $B_{\text{ч}} = 32$ та жінок – $B_{\text{ж}} = 8$.

Згідно санітарних норм в туалетах передбачається 1 прилад на 18 працівників. В нашому випадку отримаємо $B_{\text{ч}} / 18 = 32 / 18 = 2$ прилади для чоловічого туалету та $B_{\text{ж}} / 18 = 8 / 18 = 1$ для жіночого.

Для розрахунку кількості душових кабін закритого типу виходимо з норми одна кабіна на 8 працівників. В такому випадку отримаємо $B_{\text{ч}} / 8 = 32 / 8 = 4$ кабін для чоловічих душових та $B_{\text{ж}} / 8 = 8 / 8 = 1$ кабіну для жіночих.

Передбачаємо встановлення одного умивальника на 10 працівників. Отримаємо $B_{\text{ч}} / 10 = 32 / 10 = 3$ умивальники для чоловіків та $B_{\text{ж}} / 10 = 8 / 10 = 1$ умивальник для жінок.

В гардеробних кімнатах розміщуються персональні шафи для кожного працівника.

1.4 Генплан

На території деревообробного комбінату в місті Коломия згідно генерального плану виділяємо наступні об'єкти: складська зона, адміністративний корпус, резервуари для води на потреби пожежного захисту, стоянки для автомобілів, зона відпочинку.

Проектований деревообробний цех включає в себе виробничу та адміністративно-побутову частини. Загальна площа 1050 м². Передбачено пожежні проїзди з трьох сторін цеху.

Адміністративний корпус призначений для розміщення дирекції комбінату, бухгалтерії, адміністративно-господарських служб, їдальні і загального залу для засідань.

Складська зона включає в себе закритий склад готової продукції та відкритий навіс для зберігання лісоматеріалів.

Покриття проїздів асфальтобетонне, пішохідних ділянок – бруківка. Передбачені стоянки для легкових та вантажних автомобілів.

На території комбінату передбачено заходи з озеленення територій та влаштування зони відпочинку.

РОЗДІЛ 2. Розрахунково-конструктивний

2.1 Розрахунок фундаментів

Фундаменти відносяться до несучих конструкцій будівлі проектного деревообробного цеху комбінату в місті Коломия та призначення для передачі вертикальних навантажень від даної будівлі на ґрунтову основу.

Для району будівництва – міста Коломия Івано-Франківської області – глибина промерзання ґрунтів складає 1,2 м. Проектом прийнято глибину закладання фундаментів під колони на рівні 1,95 м.

Щоб захистити конструкції фундаментів від впливу вологи, що проникає в ґрунт внаслідок випадання дощу та танення снігу, навколо будівлі деревообробного цеху влаштовується обмостка. Мінімальна ширина складає 1 м, проектний ухил $i = 0,03$.

Вибір раціонального типу, форм та розмірів фундаментів суттєво впливає на вартість будівлі загалом, оскільки трудомісткість зведення фундаментів становить 6-8% загальних трудових витрат на будівлю, а обсяг залізобетону фундаментів може становити 20% загальної витрати залізобетону.

Фундаменти промислових будівель за характером передачі навантаження на основну і конструктивну схеми ділять на окремі, стрічкові, балкові та суцільні; за матеріалом – бетонні та залізобетонні.

Залежно від технології зведення фундаменти промислових будівель поділяють на збірні та монолітні.

У промисловому будівництві найбільш поширені окремі фундаменти. Під колони роблять найчастіше монолітні залізобетонні; фундаменти ступінчастої форми.

Основне завдання проектування фундаментів полягає у забезпеченні рівномірної передачі навантаження від споруди на основу таким чином, щоб

тиск, що виникає в основі під подошвою фундаменту, не призводив до неприпустимих деформацій споруди.

За умовами експлуатації розрізняють такі типи фундаментів: жорсткі - працюючі в основному на тиск і виконувані переважно з кам'яної кладки, бетону та бутобетону; гнучкі - сприймають стискаючі і згинальні зусилля і виготовляються зазвичай із залізобетону.

Монолітні фундаменти переважно роблять ступінчастими з висотою ступеня 30-100 см. Число і висота сходів залежать від величини діючого навантаження і розмірів фундаменту в плані.

Монолітні залізобетонні фундаменти виконують за типовими кресленнями, що передбачають 13 типорозмірів подошви фундаментів для різних навантажень та розрахункового опору ґрунту.

Перед проектуванням фундаментів необхідно призначати глибину закладення подошви фундаменту, яка залежить від інженерно-геологічних умов будівельного майданчика, кліматичних впливів, конструктивних та експлуатаційних особливостей будівель і споруд.

Важливим фактором є кліматичні умови району будівництва, тому що в результаті промерзання в ґрунтах можуть розвиватися сили пучення, що досягають значної величини, що може спричинити деформації будівель і споруд.

Позначка закладення подошви визначається конструкцією фундаментів, наявністю підвалів, тунелів, глибиною промерзання, несучою здатністю та іншими властивостями ґрунту.

Для промислових будівель характерне різне осідання окремих фундаментів у межах однієї й тієї самої будівлі. При цьому можливі різні конструктивні рішення фундаментів і колон, що спираються на них.

Найбільш доцільним є рішення, при якому незалежно від глибини закладення подошви позначка верху фундаменту приймається постійною та рівною - 0,150. В цьому випадку всі роботи нульового циклу можуть бути

закінчені до початку монтажу колон, що створює великі зручності під час виконання будівельно-монтажних робіт.

При глибокому закладенні підшви фундаменту конструкція його ускладнюється, оскільки виникає потреба у додатковому елементі — монолітному або збірному підколоннику збільшеної висоти.

У випадках, коли навантаження від будівлі необхідно передати на шари ґрунту, що глибоко залягають, застосовують фундаменти на пальях. Останнім часом пальові фундаменти зі збірними або монолітними залізобетонними ростверками застосовують і при досить добрих ґрунтах. При цьому не потрібно розробляти глибокі котловани під фундаменти, що унеможливорює осідання ґрунту та підлоги будівлі, забезпечує можливість монтажу обладнання після влаштування пальового фундаменту тощо.

Для виробничої частини деревообробного цеху приймаємо окремі монолітні залізобетонні фундаменти стовпчастого типу під колони металевого каркасу. Для вбудованої адміністративно побутової частини, що виконана з кам'яних конструкцій, приймаємо бутобетонні фундаменти стрічкового типу.

Запроектовані стовпчасті фундаменти під колони є одноступеневими. Їх конструкція показана на рисунку 2.1. Розмір підшви фундаменту складає $1,3 \times 1,3$ м, висота нижньої ступені 1 м. Верхня частина перетином $0,8 \times 0,8$ м.

Підібране армування фундаменту виконується зварними сітками та каркасами і приведено на рисунку 2.2.

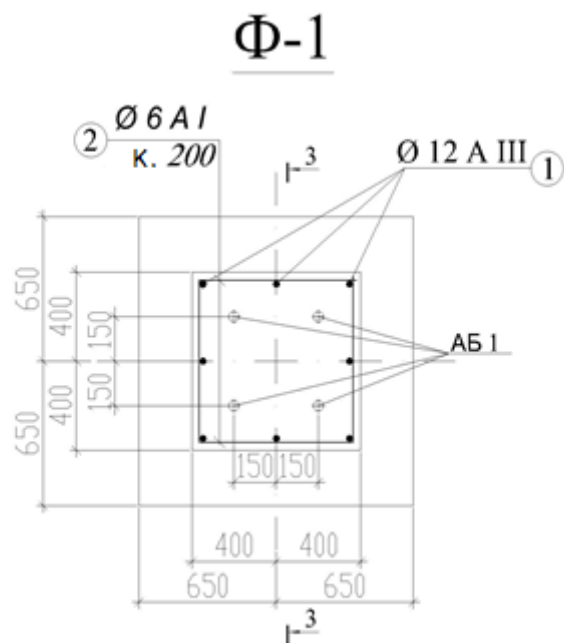


Рисунок 2.1 – Схема армування фундаменту

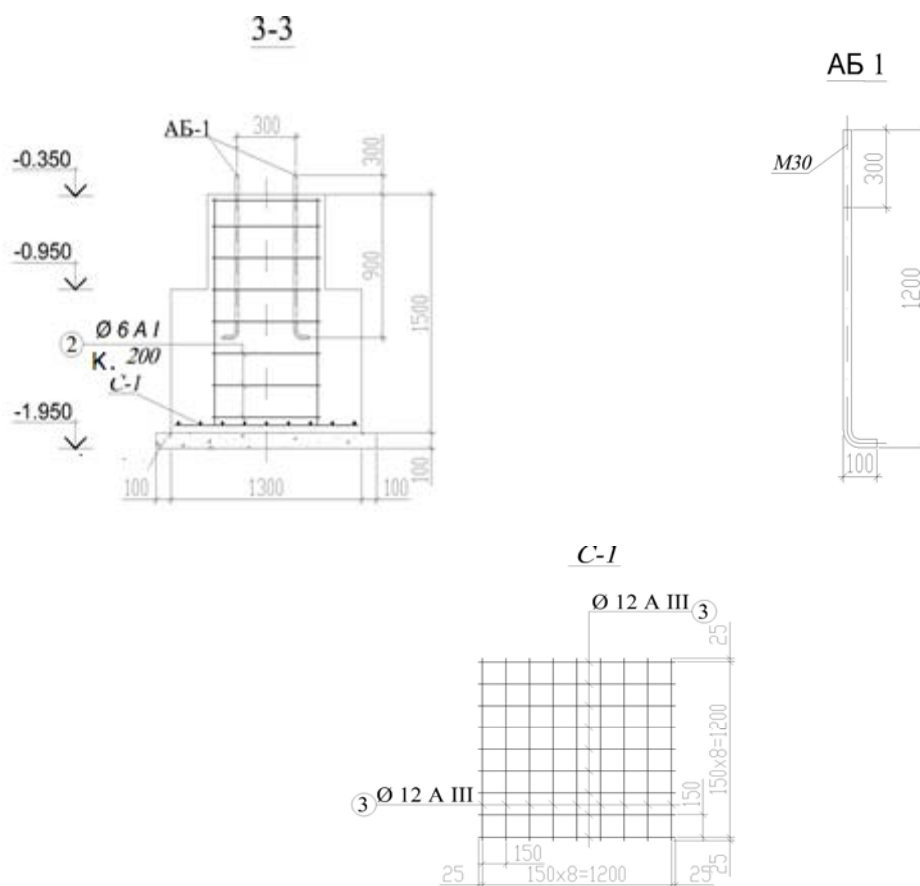


Рисунок 2.2 – Параметри армування фундаменту

2.2 Фундаментні балки

Фундаментні балки призначені для передачі навантаження від зовнішніх стін будівлі на стовпчасті фундаменти під колони.

В даному проекті пропонується використати 2 типи фундаментних балок з однаковими параметрами, що відрізняються виключно довжиною, яка визначається прийнятим кроком колон в 6 м та 4,5 м в різних напрямках. Ширина балок залежить від будови прийнятих зовнішніх огорожуючих конструкцій.

Розміри фундаментних балок складають: ФБ-1 – $5200 \times 600(h) \times 400$, ФБ-2 – $3700 \times 600(h) \times 400$. Передбачені закладні деталі та анкера для подальшого з'єднання з огорожуючими конструкціями та встановлення каркасів дверних прорізів і воріт.

Армування фундаментних балок виконано двома зварними каркасами (рис. 2.3).

Обов'язковим є влаштування захисного гідроізоляційного шару під фундаментні балки. Для уникнення небезпеки промерзання конструкцій підлоги вздовж зовнішніх стін, з зовнішнього боку балки засипають керамзитом, що додатково захищає їх від спучування ґрунту.

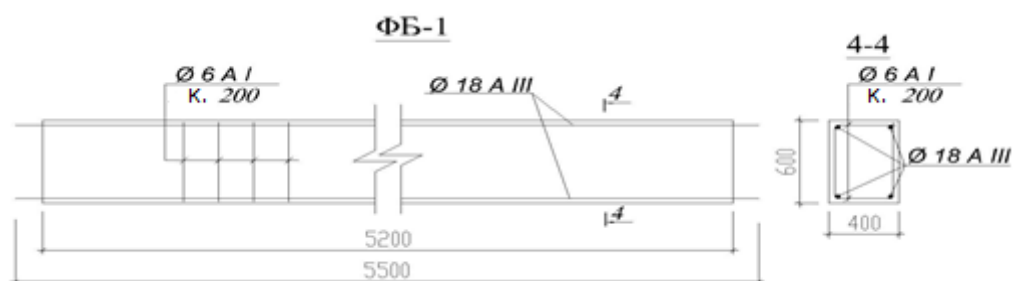


Рис. 2.3 Армування балки

Результат розрахунку фундаментної балки наведено в табл 2.2

2.3 Колони

Колони каркасу деревообробного цеху передають усі навантаження від конструкцій та зовнішніх впливів на фундаменти.

Сталевий каркас застосовують при будівництві цехів з великими прольотами, з важким режимом роботи та за наявності кранових навантажень, що якраз відповідає нашому варіанту. Колони та кроквяні ферми сталевих каркасів утворюють плоскі поперечні рами. Просторову жорсткість сталевих каркасів забезпечують установкою системи сталевих зв'язків, а також жорстким закріпленням колон на фундаментах за допомогою болтів.

Сталеві колони виконують зазвичай із зварних профілів суцільні, гратчасті та роздільного типу.

Для деревообробного цеху комбінату в місті Коломия в даному проекті використано сталеві колони із гарячекатаного двотаврового сортаменту. Для підвищення жорсткості колон з кожного боку двотавра приварюється сталевий лист товщиною $t = 10$ мм.

В конструкції колон влаштовуються вузли базування, які жорстко кріпляться до залізобетонних фундаментів через анкера.

В проекті деревообробного цеху використано два типи уніфікованих колон, відмінність яких полягає в різній висоті. До колон, розміщених в осях Б, Ж і 4, 11, виконується болтове з'єднання рівнополічних кутників 100×10 , які призначені бути опорами для ригелів багатопролітних рам. Для підвищення просторової жорсткості каркасу колони додатково з'єднуються зв'язками.

По зовнішньому периметру цеху до ригелів каркасу кріпляться сендвіч-панелі.

За характером застосування навантаження колони може бути центрально і позацентрово навантаженими. У центрально навантаженій колоні навантаження прикладена її осі; у позацентрово навантаженій навантаження може бути прикладена по-різному, але її призводять до центрально діючого

зусилля і моменту в площині найбільшої жорсткості або іноді до моменту щодо двох головних осей.

За конструктивною ознакою колони можуть бути суцільними, якщо обидві їх головні осі матеріальні, або наскрізними, якщо одна їхня вісь вільна - двогілкові або якщо обидві осі вільні - чотиригілкові.

Центрально навантажені колони, у яких напруги стиснення розподілені за перерізом рівномірно, мають симетричний щодо головних осей переріз; позацентрово навантажені колони не мають такої симетрії і гілка з боку ексцентриситету застосування навантаження значно обтяжена.

Колона будь-якого типу має три частини: стрижень чи стовбур; оголовок - верхню частину колони, на яку спирають вищезгадані конструкції; Основу - нижню частину колони, що передає навантаження на фундамент.

Для зручності монтажу вищележачі конструкції зазвичай вільно спирають на оголовок колони, рідше кріплять до неї збоку; з таких міркувань базу у колони зазвичай жорстко кріплять до фундаменту за допомогою анкерних болтів.

2.4 Елементи металевого каркасу

В якості прогонів конструкції покриття деревообробного цеху використовуємо швелер гарячекатаний. Прогони використовуються для приєднання сендвіч-панелей конструкцій покрівлі цеху. В крайніх рядах прогони додатково з'єднуються горизонтальними зв'язками.

Для з'єднання колон та утворення багатопролітних рам металевого каркасу застосовуються балки з гарячекатаного двотавра. Для приєднання з колонами у верхній частині останніх приварюється фасонний сталевий лист товщиною $t = 20$ мм. Додатково в осях виконуються горизонтальні зв'язки між балками.

В якості ригелів металевого каркасу в даному проєкті використано квадратні труби. Вони призначені для підвищення жорсткості та стійкості

конструкції в поперечному напрямі та використовуються для кріплення елементів огорожуючих конструкцій.

Основне призначення зв'язків - поєднувати плоскі елементи в просторову систему, здатну сприймати навантаження, що діють на будинок у будь-якому напрямку. Зв'язки із двох косинців. У проекті використовуємо два види зв'язків.

- Вертикальні зв'язки між колонами
- Горизонтальні зв'язки між прогонами по краях будівлі

Вертикальні зв'язки з прокатних профілів встановлюють між колонами в кожному поздовжньому ряду та в середині температурного блоку.

У будинках значної висоти і особливо з важким режимом роботи кранів до жорсткості та надійності вертикальних зв'язків між колонами висуваються більш високі вимоги.

Вертикальні зв'язки у покритті для сприйняття вітрових зусиль на торець будівлі та від гальмування кранів виконують у вигляді діафрагм, залізобетонних безрозкосних ферм або хрестових ґрат зі сталевих куточків. Такі зв'язки між несучими конструкціями покриття влаштовують в крайніх кроках температурного блоку.

На вертикальні зв'язки покладаються функції: а) передавати вітрові зусилля від зв'язків верхнього ярусу та від поздовжнього гальмування кранів; б) забезпечувати стійкість підкранової частини колонії з площини рами;

в) служити як монтажні зв'язки при встановленні колон. У будинках великої висоти зв'язки мають додаткову розпірку між колонами.

Схеми вертикальних зв'язків можуть бути різними залежно від кроку колон, від необхідності використання отвору між колонами і збільшення загальної жорсткості каркасу будівлі.

Горизонтальні зв'язки між прогонами служать для передачі зусиль від вітрових навантажень, вкладених у торець будівлі, зі стійок торцевого

фахверка на вертикальні зв'язок між колонами. Разом із поздовжніми зв'язками вони утворюють замкнутий контур.

Стінові та покрівельні панелі. Беремо сендвіч-панелі, які служать для огороження будівлі. Зовнішні та внутрішні стіни разом з елементами заповнення отворів – вікнами, дверима та воротами – становлять вертикальні огорожі промислових будівель.

На вибір конструкції та матеріалу вертикального огороження впливають режим роботи, внутрішнє середовище виробничих приміщень, кліматичні умови району будівництва, архітектурна композиція будівлі, організація виконання робіт та вимоги економіки.

Зовнішні стіни промислових будівель виконують зі стінових панелей, керамічного каміння, азбестоцементних листів та інших матеріалів.

Стійкість значних вільних від опор ділянок поздовжніх та торцевих стін забезпечується пристроєм фахверків.

Фахверком називається допоміжний залізобетонний або металевий каркас, розташований між колонами основного каркаса. Фахверк призначений для сприйняття вітрових навантажень та ваги стінового заповнення і складається з основних та допоміжних стійок та горизонтальних елементів-ригелів.

Залежно від конструкційних вимог стіни можуть бути самонесучі, несучі та навісні. Самонесучі та навісні стіни монтують на залізобетонний та сталевий каркас.

Панелі зовнішніх стін розташовують перед зовнішніми гранями крайніх колон, спирають на фундаменти колон за допомогою фундаментних балок і пов'язують їх з колонами гнучкими або ковзними анкерами.

По розміщенню в стіні панелі поділяють на рядові, кутові - подовжені, парапетні для поздовжніх і торцевих стін, карнизні та простінкові. Кутові-подовжені панелі застосовують для вирішення кутів у будинках зі стінами з панелей суцільного перерізу.

Конструктивні рішення горизонтальних та вертикальних стиків, як і в цивільних будинках, значною мірою впливають на експлуатаційні якості стін. Для герметизації стики заповнюють еластичним матеріалом (пороізолом у поєднанні з ізолом, гернітом та ін), а з зовнішнього боку закладають фасонними елементами з металевого листа.

Оскільки прийнятий крок колон не перевищує 6 м, в конструкції деревообробного цеху додаткові фахверки не використовується. Кріплення стінових панелей виконується за допомогою самогонарізних шурупів безпосередньо до ригелів каркасу.

Сендвіч-панелі, що використані в якості зовнішніх огорожуючих конструкцій, складаються з шару утеплювача, котрий з двох сторін стиснутий листами профнастилу. Їх конструкція показана на рис. 2.4, 2.5.

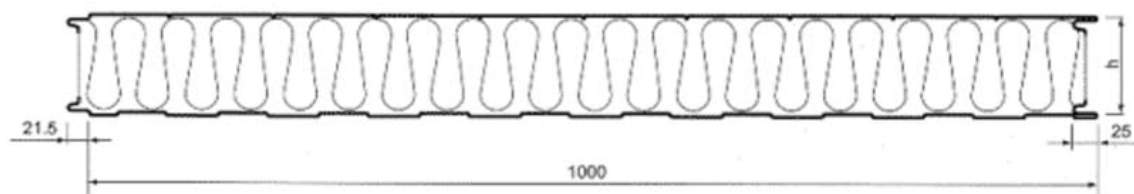


Рис. 2.4 Зовнішній вигляд стінової панелі

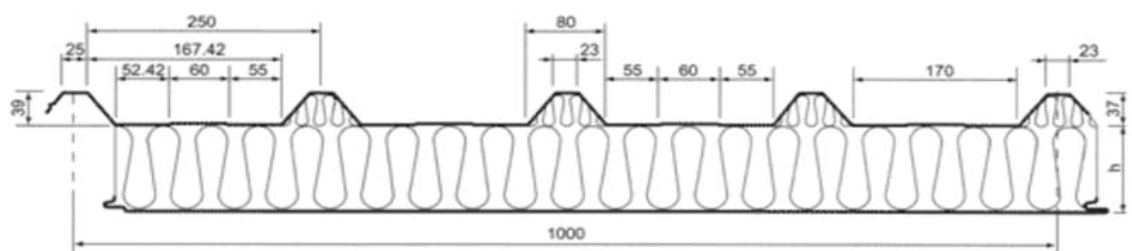


Рис. 2.5 Зовнішній вигляд покрівельної панелі

2.4.1 Збір навантажень на раму

Навантаження від маси всіх огорожувальних та несучих конструкцій покриття приймається рівномірно розподіленим та зводиться в табл. 2.1.

Таблиця 2.1 – Збір навантажень від власної ваги на покриття цеху

№ п/п	Назва навантаження	Нормативне, кН/м ²	Коефіцієнт γ_f	Розрахункове, кН/м ²
1	Гідроізоляційний килим	0,04	1,2	0,048
2	Утеплювач	0,023	1,2	0,027
3	Пароізоляція	0,04	1,2	0,048
	Сумарно	0,103		0,123

Розрахункове навантаження від власної ваги покриття

$$g = g_0 \gamma_n$$

$$g = 0,771 \cdot 0,95 = 0,732 \text{ кН} / \text{м}^2$$

Граничне розрахункове значення навантаження від снігу обчислюємо за формулою:

$$S_m = \gamma_{fm} \cdot S_0 \cdot C = 1,14 \cdot 1,6 \cdot 1,0 = 1,824 \text{ кПа}$$

де $S_0=1,6$ кПа – характеристичне значення снігового навантаження

$$C = \mu \cdot C_e \cdot C_{alt} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 1,0$$

Квазіпостійне розрахункове значення снігового навантаження:

$$S_p = (0,4S_0 - \bar{S})C = (0,4 \cdot 1,2 - 0,16) \cdot 1,0 = 0,24 \text{ кПа}$$

Граничне розрахункове значення вітрового навантаження на крайню колону визначаємо за формулою:

$$W_m = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot C \cdot B \cdot \gamma_n$$

де $W_0 = 0,43$ кПа – характеристичне значення вітрового тиску

$$\gamma_{fm} = 1,035 - \text{п. 9.14 [3]}.$$

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

де C_{aer} – аеродинамічний коефіцієнт, який згідно додатку I [3] для навітряних поверхонь (активний тиск) $C_e=+0,8$, для завітряних поверхонь (відсос)

$C_e=-0,5$;

$C_{alt}=1,0$ – п. 9.10 [3]; $C_{rel}=1,0$ – п. 9.11 [3];

$C_{dir}=1,0$ – п. 9.12 [3]; $C_d=1,0$ – п. 9.13 [3];

C_h – коефіцієнт висоти споруди, згідно табл. 9.01 змін №1 до [3] для 4 типу місцевості:

- при висоті $h_1= 4,2\text{м}$ - $C_{h1}=0,7$,
- при висоті $h_2= 10,8\text{м}$ - $C_{h2}=0,9$,
- при висоті $h_3= 24\text{м}$ - $C_{h3}=1,15$.

Визначаємо тиск вітру з навітряної сторони:

$$C_1=0,8 \cdot 0,7 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0=0,32$$

$$W_{m1}=1,14 \cdot 0,43 \cdot 0,32 \cdot 12 \cdot 0,95=1,78 \text{кН/м}$$

$$C_2=0,8 \cdot 0,9 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0=0,49$$

$$W_{m2}=1,14 \cdot 0,43 \cdot 0,688 \cdot 12 \cdot 0,95=4,72 \text{кН/м}$$

$$C_3=0,8 \cdot 1,15 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0=0,74$$

$$W_{m3}=1,14 \cdot 0,43 \cdot 0,7472 \cdot 12 \cdot 0,95=4,17 \text{кН/м}$$

Визначаємо тиск вітру із завітряної сторони:

$$C'_1=0,5 \cdot 0,7 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0= 0,2$$

$$W'_1=1,14 \cdot 0,43 \cdot 0,2 \cdot 12 \cdot 0,95= 1,37 \text{кН/м}$$

$$C'_2=0,5 \cdot 0,9 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0= 0,306$$

$$W'_2=1,14 \cdot 0,43 \cdot 0,43 \cdot 12 \cdot 0,95=2,4 \text{кН/м}$$

$$C'_3=0,5 \cdot 1,15 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0= 0,467$$

$$W'_3=1,14 \cdot 0,43 \cdot 0,467 \cdot 12 \cdot 0,95=2,6 \text{кН/м}$$

Тиск вітру, який діє на стінові панелі вище колони, замінюємо на еквівалентну зосереджену силу, що прикладена на рівні верху колони

- з навітряної сторони:

$$W = \frac{W_{m2} \cdot W_{m3}}{2} \cdot H_1 = \frac{4,72+4,17}{2} \cdot 2,5 = 11,11 \text{кН}$$

- із завітряної сторони:

$$W' = \frac{W'_{m2} \cdot W'_{m3}}{2} \cdot H_1 = \frac{2,4+2,6}{2} \cdot 2,5 = 6,25 \text{кН}$$

2.4.2 Розрахунок сталевого профільованого настилу

Як настилу приймаємо СПН 75 750-0.9 з наступними геометричними характеристиками (на 1м):

$$W_{x1} = 30.2 \text{ см}^3$$

$$W_{x2} = 37.6 \text{ см}^3$$

$$I_x = 129.6 \text{ см}^4$$

Орієнтуємо СПН широкими гофрами вниз.

Характеристики міцності СПН:

$$R_y = 260 \text{ МПа}$$

$$R_s = 150 \text{ МПа}$$

$$E = 2.1 \cdot 10^5 \text{ МПа}$$

Розрахунок СПН в першому прольоті.

Розрахункова розподілене навантаження на 1 м ширини СПН:

$$q = (s + g) \cdot 1$$

$$q_1 = (6,84 + 0,32) \cdot 1 = 7,57 \text{ кН / м}$$

$$q_2 = [\{6,84 - (6,84 - 0,342) / 16 \cdot 3\} + 0,32] \cdot 1 = 6,354 \text{ кН / м}$$

Нормативна розподілене навантаження на 1 м ширини:

$$q_1^H = (5,04 + 0,643) \cdot 1 = 5,683 \text{ кН / м}$$

$$q_2^H = [\{5,04 - (5,04 - 0,52) / 16 \cdot 3\} + 0,643] \cdot 1 = 4,789 \text{ кН / м}$$

Розрахункова схема і внутрішні зусилля приведені на рис 2.6.

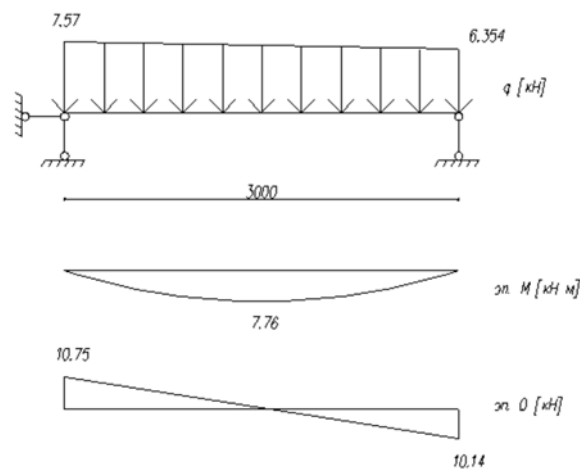


Рисунок 2.6 – Епюри М і Q для профнастилу покриття

Перевіряємо виконання умови:

$$\sigma_n = M / W_x \leq R_y \gamma_c$$

де $M = 7,76 \text{ кН} \cdot \text{м}$ – максимальний згинальний момент від розрахункових навантажень на 1 м ширини настилу,

W_x – розрахунковий момент опору на 1 м ширини, з урахуванням виключення з роботи нестійких частин стислих полиць.

Знаходимо стійку частину стислих полиць:

$$b_{red} = \frac{879}{\sqrt{\sigma_n}} \left(1 - \frac{192t}{b\sqrt{\sigma_n}} \right)$$

де t, b – товщина і ширина полки настилу без урахування заокруглень,
 $t = 0,0009 \text{ м}$,

$$b = 0,05 - 0,005 \cdot 2 = 0,04 \text{ м}$$

$$b_{red} = \frac{879}{\sqrt{257}} \left(1 - \frac{192 \cdot 0,09}{4\sqrt{257}} \right) = 40 \text{ мм}$$

$$b_{red} = b$$

Стислі полки стійкі по всій ширині, $W_x = 30,2 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3$

$$\sigma_n = 7,76 / 30,2 \cdot 10^{-6} = 257 \text{ МПа} < 260 \text{ МПа}$$

Перевіряємо виконання умови:

$$\tau_n = Q / \sum t \cdot h_n \leq R_s$$

де Q – максимальне значення поперечної сили від розрахункових навантажень, що припадає на 1 м ширини настилу, $Q = 10,5 \text{ кН}$

h_n – висота настилу, $h_n = 0,075 \text{ м}$

$$\tau_n = 10,5 / (11 \cdot 0,0009 \cdot 0,075) = 14,48 \text{ МПа} < 150 \text{ МПа}$$

Перевіряємо виконання умови:

$$f_n = k_n q_n l^4 / E_n I_x + a \leq (1 / 200) l$$

де k_n – коефіцієнт, який визначається в залежності від схеми розкладки СПН,

$$k_n = 0,0091$$

q_n – нормативне погонне навантаження

$$q_n = (q_1'' + q_2'') / 2 = (5,683 + 4,789) / 2 = 5,36 \text{ кН / м}$$

l – розрахунковий проліт настилу, $l = 3 \text{ м}$

a – емпірична величина, $a = 0,002 \text{ м}$

I_x – розрахунковий момент інерції розглянутого перетину настилу на 1 м його ширини з урахуванням виключення з роботи нестійких частин стислих полиць.

Перевіряємо стійкість стиснутих полиць:

$$\sigma_n = M_{n,span} / W \leq 57,4 \cdot 10^4 \cdot (t / b)^2$$

де $M_{n,span}$ – найбільший згинальний момент від дії нормативного навантаження,

$$M_{n,span} = 5,891 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$5,891 / 30,2 \cdot 10^{-6} = 195 \text{ МПа} < 57,4 \cdot 10^4 \cdot (0,9 / 40)^2 = 291 \text{ МПа}$$

Умова виконується, отже, стислі полки стійкі на всій ширині і

$$I_x = 129,6 \text{ см}^4$$

$$f_n = 0,0091 \cdot 5,891 \cdot 3^4 / 2,1 \cdot 10^8 \cdot 129,6 \cdot 10^{-8} + 0,002 = 0,018 \text{ м} < (1 / 150) \cdot 3 = 0,02 \text{ м}$$

2.4.3 Розрахунок прогонів

Матеріал прогонів – сталь С245 з наступними характеристиками:

$$R_y = 240 \text{ МПа}$$

$$R_s = 0,58 R_y = 0,58 \cdot 240 = 139,2 \text{ МПа}$$

$$E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ МПа}$$

Розподілена навантаження на прогони обчислюється за формулою:

$$q = (s + g) \cdot b$$

де b – ширина вантажної площі, $b = 3 \text{ м}$

$$g – \text{вага покриття, } g = (0,711 + 0,093 \cdot 1,05) \cdot 0,95 = 0,768 \text{ кН / м}^2$$

$$s – \text{снігове навантаження, } s = (6,84 - 0,342) / 16 \cdot 3 = 5,622 \text{ кН / м}^2$$

$$q = (5,622 + 0,828) \cdot 3 = 19,35 \text{ кН / м}$$

$$s = 1,82 \text{ кН / м}^2$$

$$q = (1,82 + 0,68) \cdot 3 = 7,434 \text{ кН / м}$$

Нормативне погонне навантаження:

$$q'' = (1,8 \cdot 0,7 + 0,711/1,2 + 0,093) \cdot 3 = 5,84 \text{ кН / м}$$

Приймається перетин 23Б1:

$$W_x = 260,5 \text{ см}^3$$

$$I_x = 2996 \text{ см}^4$$

Перевіряємо виконання умови:

$$\sigma_x = M / W_x \leq R_y \gamma_c ,$$

де M – розрахунковий згинальний момент, $M = 54,742 \text{ кН} \cdot \text{м}$

W_x – момент опору крайніх фібр перетину, $W_x = 260,5 \text{ см}^3$

$$\sigma_x = 52,9 / 260,5 = 203,1 \text{ МПа} < 240 \text{ МПа}$$

Перевіряємо опорний переріз:

$$\tau = Q / th \leq R_s \gamma_c$$

де Q – поперечна сила, $Q = 36,495 \text{ кН}$

t – товщина стінки, $t = 0,0056 \text{ м}$

h – висота перерізу балки, $h = 0,23 \text{ м}$

$$\tau = 35,26 / 0,0056 \cdot 0,23 = 27,4 \text{ МПа} < 139,2 \text{ МПа}$$

Прогини прогонів перевіряємо за такою формулою:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q'' l^4}{EI_x} \leq [f_u]$$

де q'' – нормативне погонне навантаження на прогін, $q'' = 5,84 \text{ кН / м}$

l – розрахунковий проліт прогону, $l = 6 \text{ м}$

E – модуль пружності сталі, $E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ МПа}$

I_x – момент інерції перерізу, $I_x = 2996 \text{ см}^4$

$[f_u]$ – вертикальний граничний прогин, $[f_u] = (1/200)l$

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{5,84 \cdot 6^4}{2,1 \cdot 10^8 \cdot 2996 \cdot 10^{-8}} = 0,016 \text{ м} < (1/200) \cdot 6 = 0,03 \text{ м}$$

2.4.4 Розрахунок зварних швів, що прикріплюють ребра

Опорна пластина працює як консольний елемент. Згинальний момент, що сприймається зварними швами:

$$M = c^2 \sigma_{\max} b / 2$$

де c – звис, $c = 0,1\text{м}$

b – ширина вантажної площі ребра, $b = 0,19\text{м}$

$$M = 0,1^2 \cdot 1,37 \cdot 0,19 / 2 = 1,3\text{кН} \cdot \text{м}$$

Приймаємо висоту ребер $h_p = 0,1\text{м}$

Визначимо необхідний катет шва з умов:

$$M / W_{uf} \leq \beta_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c$$

$$M / W_{uz} \leq \beta_z R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c$$

де $W_{uf} = l_w^2 k_f / 6$

Тоді:

$$k_f \geq \frac{6M}{l_w^2 \beta_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c}$$

$$k_f \geq \frac{6 \cdot 1,3}{0,09^2 \cdot 0,7 \cdot 200} = 6,9\text{мм}$$

$$k_f \geq \frac{6M}{l_w^2 \beta_z R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c}$$

$$k_f \geq \frac{6 \cdot 1,3}{0,09^2 \cdot 1 \cdot 166,5} = 5,78\text{мм}$$

Приймаємо катет зварного шва $k_f = 7\text{мм}$.

Катет зварних швів, що кріплять опорну плиту до колони приймаємо конструктивно з умови зварюваності.

2.4.5 Кріплення прогонів

Приймаємо кріплення прогонів до ригелів за допомогою опорного столика. Опорний столик виконуємо у вигляді куточка (рис. 2.7).

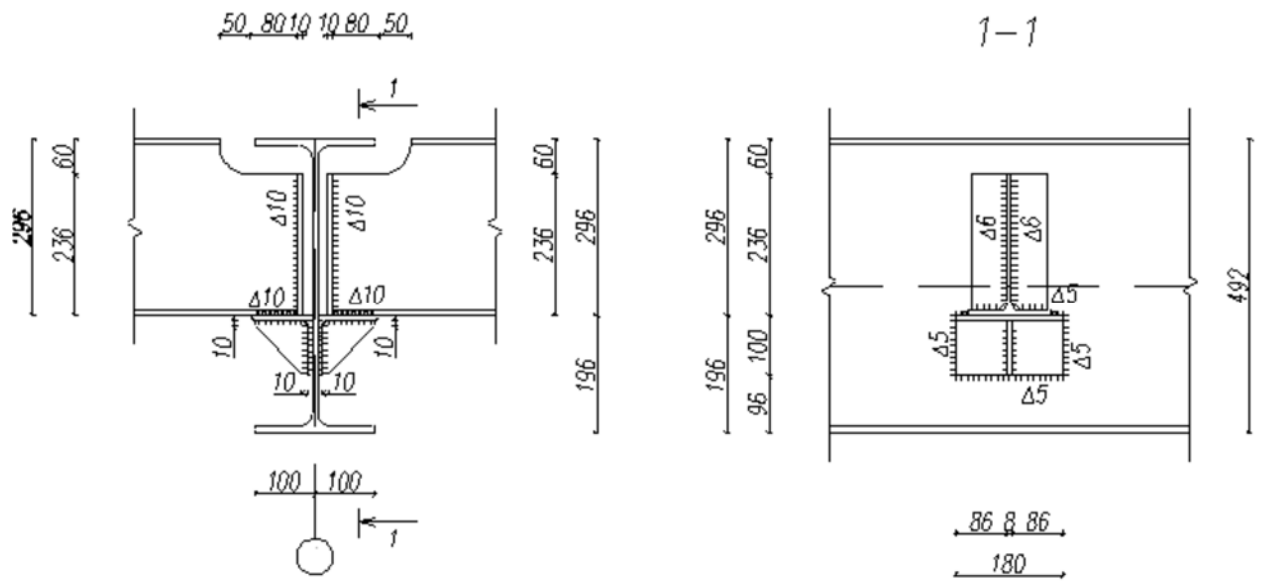


Рисунок 2.7 – Кріплення прогонів до ригелів

Розрахункові зусилля:

$$Q = 59 \text{ кН}$$

Приймаємо кутник 100x10 мм, тоді ексцентриситет:

$$e = a_0 + 2/3c$$

$$\text{де } a_0 = 0.015 \text{ м}$$

$$c_0 = 0.1 - 0.015 = 0.085 \text{ м}$$

$$e = 0.015 + 2/3 \cdot 0.085 = 0.072 \text{ м}$$

Перевіряємо умову:

$$c_0 > Q/(\delta_{cm} R_y) - h_1$$

$$\text{де } \delta_{cm} - \text{товщина стінки прогону, } \delta_{cm} = 0.0058 \text{ м}$$

$$h_1 - \text{товщина поличі кутника, } h_1 = 0.01 \text{ м}$$

Призначаємо товщину вертикального ребра 10 мм.

Призначаємо катети зварних швів, що прикріплюють кутник $k_f = 5 \text{ мм}$, довжину куточка 180 мм.

Припускаємо, що вертикальне зусилля Q передається тільки через вертикальні шви, а момент від ексцентричного прикладання навантаження Q передається горизонтальними швами.

Момент:

$$M = Qe = 59 \cdot 0,085 = 5,02 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Напруження в швах 1:

$$\tau = \frac{Q}{l_w k_f} = \frac{59}{2 \cdot 0,09 \cdot 0,005} = 65,6 \text{ МПа}$$

$$\tau = 65,6 \text{ МПа} < \beta_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c = 0,7 \cdot 200 = 140 \text{ МПа}$$

$$\tau = 65,6 \text{ МПа} < \beta_z R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c = 1 \cdot 166,5 = 166,5 \text{ МПа}$$

Напруження в швах 2:

$$\sigma = \frac{M}{W_w} = \frac{5,02}{178,8} = 28,1 \text{ МПа}$$

$$\sigma = 28,1 \text{ МПа} < \beta_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c = 0,7 \cdot 200 = 140 \text{ МПа}$$

$$\sigma = 28,1 \text{ МПа} < \beta_z R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c = 1 \cdot 166,5 = 166,5 \text{ МПа}$$

2.4.6 Кріплення ригеля до колони

Кріплення ригеля до колони виконуємо на зварюванні за допомогою пластин (рис. 2.8).

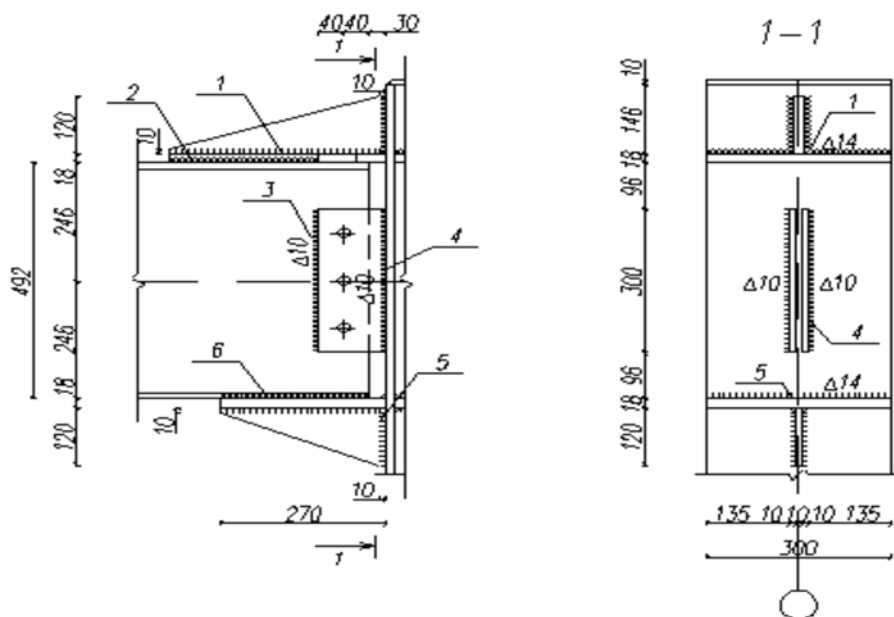


Рисунок 2.8 – Кріплення ригеля до колони, вузол №1

Розрахункові зусилля в вузлі:

$$M = 362,2 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$N = 49,5 \text{ кН}$$

$$Q = 150,9 \text{ кН}$$

Припускаємо, що момент і поздовжнє сила передаються верхньої і нижньої пластинами.

Знаходимо зусилля у верхньому і нижньому поясі:

$$N_{\text{г}} = M / h - N / 2$$

$$N_{\text{н}} = M / h + N / 2$$

де h – відстань між центрами тяжіння поясів, $h = 0,48 \text{ м}$

$$N_{\text{г}} = 362,2 / 0,48 - 49,5 / 2 = 729,8 \text{ кН}$$

$$N_{\text{н}} = 362,2 / 0,48 + 49,5 / 2 = 779,3 \text{ кН}$$

Визначаємо необхідну товщину пластини:

$$t_{\text{мп}} = N_{\text{г}} / b R_y$$

де b – ширина пластини, $b = 0,17 \text{ м}$

$$t_{\text{мп}} = 729,8 / 0,17 \cdot 240 = 0,0179 \text{ м}$$

Приймаємо $t = 0,018 \text{ м}$

Призначаємо катети зварних швів 1 $k_f = 14 \text{ мм}$

Знаходимо момент інерції зварних швів 1:

$$J_x = 2 \left(\frac{l_{w1} k_f^3}{12} + l_{w1} k_f (t + k_f / 2)^2 + \frac{l_{w2}^3 k_f}{12} + l_{w2} k_f (h / 2 + t)^2 \right)$$

де l_{w1}, l_{w2} – відповідно довжини горизонтальних і вертикальних зварних швів,

$$l_{w1} = 13,2 \text{ см}, l_{w2} = 11 \text{ см}$$

t – товщина пластини, $t = 1,8 \text{ см}$

h – висота вертикального ребра, приймаємо $h = 10 \text{ см}$

$$I_x = 2 \left(\frac{13,2 \cdot 1,4^3}{12} + 13,2 \cdot 1,4 \cdot (1,8 + 1,4 / 2)^2 + \frac{11^3 \cdot 1,4}{12} + 11 \cdot 1,4 \cdot (6 + 1,8)^2 \right) = 2421 \text{ см}^4$$

Статичний момент швів:

$$S_x = 2(l_{w1}k_f(t + k_f / 2) + l_{w2}k_f(t + h / 2))$$

$$S_x = 2 \cdot (13,2 \cdot 1,4 \cdot (1,8 + 1,4 / 2) + 11 \cdot 1,4 \cdot (1,8 + 6)) = 332,64 \text{ см}^3$$

Площа швів:

$$A = 2(l_{w1}k_f + l_{w2}k_f)$$

$$A = 2 \cdot (13,2 \cdot 1,4 + 11 \cdot 1,4) = 67,76 \text{ см}^2$$

Центр ваги:

$$y = S_x / A$$

$$y = 332,64 / 67,76 = 4,91 \text{ см}$$

Момент опору:

$$W = I_x / y$$

$$W = 2421 / 4,91 = 493,2 \text{ см}^3$$

Зварні шви працюють на розтяжне зусилля і момент від ексцентричного прикладання навантаження.

$$\sigma_{np} = \sqrt{\tau_N^2 + \sigma_M^2}$$

де $\tau_N = N_s / A$

$$\tau_N = 729,8 / 67,76 = 107,7 \text{ МПа}$$

$$\sigma_M = M / W$$

де $M = N_s y$

$$M = 729,8 \cdot 0,0491 = 35,83 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$\sigma_M = 35,83 / 493,2 = 72,6 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{np} = \sqrt{107,7^2 + 72,6^2} = 129,9 \text{ МПа}$$

Перевіряємо умови:

$$\sigma_{np} \leq R_{wf} \beta_f \gamma_{wf} \gamma_c$$

$$\sigma_{np} \leq R_{wz} \beta_z \gamma_{wz} \gamma_c$$

$$\sigma_{np} = 129,9 \text{ МПа} \leq 200 \cdot 0,7 = 140 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{np} = 129,9 \text{ МПа} \leq 166,5 \cdot 1 = 166,5 \text{ МПа}$$

Умови виконуються, отже, катети швів достатні.

Приймаємо катети зварних швів 2: $k_f = 12 \text{ мм}$

Знаходимо необхідну довжину швів з умов:

$$l_w \geq \frac{N_{\epsilon}}{2\beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c}$$

$$l_w \geq \frac{N_{\epsilon}}{2\beta_z k_f R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c}$$

$$l_w \geq \frac{729,8}{2 \cdot 0,7 \cdot 12 \cdot 200} = 21,7 \text{ см}$$

$$l_w \geq \frac{729,8}{2 \cdot 1 \cdot 12 \cdot 166,5} = 18,26 \text{ см}$$

Приймаємо довжину зварних швів $l_w = 24 \text{ см}$

Приймаємо катети зварних швів 3, $k_f = 10 \text{ мм}$

Приймаємо висоту ребер 300 мм.

Перевіряємо виконання умов:

$$\tau_{np} \leq R_{wf} \beta_f \gamma_{wf} \gamma_c$$

$$\tau_{np} \leq R_{wz} \beta_z \gamma_{wz} \gamma_c$$

$$\tau_{np} = \sqrt{\tau_Q^2 + \tau_M^2}$$

де $\tau_Q = Q / (2k_f l_w)$

$$\tau_Q = 150,9 / (2 \cdot 0,01 \cdot 0,29) = 26 \text{ МПа}$$

$$\tau_M = 6M_p / (2k_f l_w^2)$$

де M_p — частка моменту, що сприймається ребрами

$$M_p = I_p / (I_{пуз} + I_{пл}) M$$

I_p — момент інерції ребер

$$I_p = 2 \cdot 1 \cdot 30^3 / 12 = 4500 \text{ см}^4$$

Тоді:

$$M_p = 4500 / (37160 + 2 \cdot 25,5^2 \cdot 1,8 \cdot 20) \cdot 362,21 = 19,41 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$\tau_M = 6 \cdot 19,41 / (2 \cdot 1 \cdot 29^2) = 69,2 \text{ МПа}$$

$$\tau_{np} = \sqrt{69,2^2 + 26^2} = 73,9 \text{ МПа}$$

$$\tau_{np} = 73,9 \text{ МПа} \leq 200 \cdot 0,7 = 140 \text{ МПа}$$

$$\tau_{np} = 73,9 \text{ МПа} \leq 166,5 \cdot 1 = 166,5 \text{ МПа}$$

Призначаємо катет зварних швів 4 $k_f = 10 \text{ мм}$

Визначимо момент від ексцентричного прикладання навантаження Q:

$$M_Q = Qe$$

де e – ексцентриситет, $e = 0,11 \text{ м}$

Тоді

$$M_Q = 150,9 \cdot 0,11 = 16,6 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Сумарний момент:

$$M = M_Q + M_p$$

$$M = 16,6 + 19,41 = 36 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$\tau_Q = 150,9 / (2 \cdot 0,01 \cdot 0,29) = 26 \text{ МПа}$$

$$\tau_M = 6 \cdot 36 / (2 \cdot 1 \cdot 29^2) = 128 \text{ МПа}$$

$$\tau_{np} = \sqrt{128^2 + 26^2} = 131 \text{ МПа}$$

$$\tau_{np} = 131 \text{ МПа} \leq 200 \cdot 0,7 = 140 \text{ МПа}$$

$$\tau_{np} = 131 \text{ МПа} \leq 166,5 \cdot 1 = 166,5 \text{ МПа}$$

Приймаємо зварні шви 5 аналогічно швам 1:

$$\tau_N = N_n / A$$

$$\tau_N = 779,3 / 67,76 = 115,3 \text{ МПа}$$

$$\sigma_M = M / W$$

$$M = N_n y$$

де $M = 779,3 \cdot 0,0491 = 38,3 \text{ кН} \cdot \text{м}$

$$\sigma_M = 38,3 / 493,2 = 77,6 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{np} = \sqrt{115,3^2 + 77,6^2} = 139 \text{ МПа}$$

Перевіряємо умови:

$$\sigma_{np} \leq R_{wf} \beta_f \gamma_{wf} \gamma_c$$

$$\sigma_{np} \leq R_{wz} \beta_z \gamma_{wz} \gamma_c$$

$$\sigma_{np} = 139 \text{ МПа} \leq 200 \cdot 0,7 = 140 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{np} = 139 \text{ МПа} \leq 166,5 \cdot 1 = 166,5 \text{ МПа}$$

Приймаємо катети зварних швів 6: $k_f = 12 \text{ мм}$

Знаходимо необхідну довжину швів з умов:

$$l_w \geq \frac{N_H}{2\beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c}$$

$$l_w \geq \frac{N_H}{2\beta_z k_f R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c}$$

$$l_w \geq \frac{779,3}{2 \cdot 0,7 \cdot 1,2 \cdot 200} = 23,2 \text{ см}$$

$$l_w \geq \frac{779,3}{2 \cdot 1,1 \cdot 1,2 \cdot 166,5} = 19,5 \text{ см}$$

Приймаємо довжину зварних швів $l_w = 24 \text{ см}$

Повторюємо розрахунок для вузла №2.

Кріплення ригеля до колони виконуємо на зварюванні за допомогою пластин (рис. 2.9).

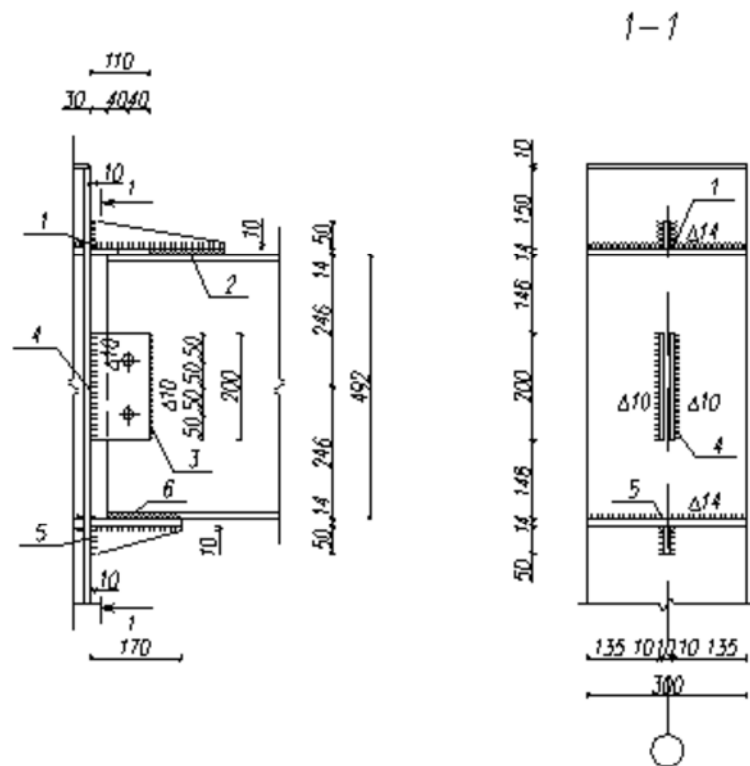


Рисунок 2.9 – Кріплення ригеля до колони, вузол №2

Розрахункові зусилля в вузлі:

$$M = 196.5 \kappa H \cdot m$$

$$N = 8 \kappa H$$

$$Q = 54 \kappa H$$

Припускаємо, що момент передається верхньої і нижньої пластинами.

Знаходимо зусилля у верхньому і нижньому поясі:

$$N_{\epsilon} = M / h - N / 2$$

$$N_{\mu} = M / h + N / 2$$

де h – відстань між центрами тяжіння поясів, $h = 0,48m$

$$N_{\epsilon} = 196,5 / 0,48 - 8 / 2 = 405,4 \kappa H$$

$$N_{\mu} = 196,5 / 0,48 + 8 / 2 = 413,4 \kappa H$$

Визначаємо необхідну товщину пластини:

$$t_{mp} = N_{\epsilon} / b R_y$$

де b – ширина пластини, $b = 0,17m$

$$t_{mp} = 405,4 / 0,17 \cdot 240 = 0,0099m$$

Приймаємо $t = 0,014m$

Призначаємо катети зварних швів 1: $k_f = 14mm$

Знаходимо момент інерції зварних швів 1:

$$J_x = 2 \left(\frac{l_{w1} k_f^3}{12} + l_{w1} k_f (t + k_f / 2)^2 + \frac{l_{w2}^3 k_f}{12} + l_{w2} k_f (h / 2 + t)^2 \right)$$

де l_{w1}, l_{w2} – відповідно довжини горизонтальних і вертикальних зварних швів,

$$l_{w1} = 13,2cm, l_{w2} = 4cm$$

t – товщина пластини, $t = 1,4cm$

h – висота вертикального ребра, приймаємо $h = 5cm$

$$I_x = 2 \left(\frac{13,2 \cdot 1,4^3}{12} + 13,2 \cdot 1,4 \cdot (1,4 + 1,4 / 2)^2 + \frac{4^3 \cdot 1,4}{12} + 4 \cdot 1,4 \cdot (2,5 + 1,4)^2 \right) = 354cm^4$$

Статичний момент швів:

$$S_x = 2(l_{w1} k_f (t + k_f / 2) + l_{w2} k_f (t + h / 2))$$

$$S_x = 2 \cdot (13,2 \cdot 1,4 \cdot (1,4 + 1,4 / 2) + 4 \cdot 1,4 \cdot (1,4 + 2,5)) = 121,3cm^3$$

Площа швів:

$$A = 2(l_{w1}k_f + l_{w2}k_f)$$

$$A = 2 \cdot (13,2 \cdot 1,4 + 4 \cdot 1,4) = 48,16 \text{ см}^2$$

Центр ваги:

$$y = S_x / A$$

$$y = 121,3 / 48,16 = 2,52 \text{ см}$$

Момент опору:

$$W = I_x / y$$

$$W = 354 / 2,52 = 140,6 \text{ см}^3$$

Зварні шви працюють на розтяжне зусилля і момент від ексцентричного прикладання навантаження:

$$\sigma_{np} = \sqrt{\tau_N^2 + \sigma_M^2}$$

де $\tau_N = N_g / A$

$$\tau_N = 405,4 / 48,16 = 84,2 \text{ МПа}$$

$$\sigma_M = M / W$$

$$M = N_g y$$

де $M = 405,4 \cdot 0,0252 = 10,2 \text{ кН} \cdot \text{м}$

$$\sigma_M = 10,22 / 140,6 = 72,7 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{np} = \sqrt{84,2^2 + 72,7^2} = 111 \text{ МПа}$$

Перевіряємо умови:

$$\sigma_{np} \leq R_{wf} \beta_f \gamma_{wf} \gamma_c$$

$$\sigma_{np} \leq R_{wz} \beta_z \gamma_{wz} \gamma_c$$

$$\sigma_{np} = 111 \text{ МПа} \leq 200 \cdot 0,7 = 140 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{np} = 111 \text{ МПа} \leq 166,5 \cdot 1 = 166,5 \text{ МПа}$$

Умови виконуються, отже, катети швів достатні.

Приймаємо катети зварних швів 2: $k_f = 12 \text{ мм}$

Знаходимо необхідну довжину швів з умов:

$$l_w \geq \frac{N_g}{2\beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c}$$

$$l_w \geq \frac{N_g}{2\beta_z k_f R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c}$$

$$l_w \geq \frac{405,4}{2 \cdot 0,7 \cdot 12 \cdot 200} = 12,1 \text{ см}$$

$$l_w \geq \frac{405,4}{2 \cdot 1 \cdot 12 \cdot 166,5} = 10,1 \text{ см}$$

Приймаємо довжину зварних швів: $l_w = 14 \text{ см}$

Приймаємо катети зварних швів 3:

Приймаємо висоту ребер 200 мм.

Перевіряємо виконання умов:

$$\tau_{np} \leq R_{wf} \beta_f \gamma_{wf} \gamma_c$$

$$\tau_{np} \leq R_{wz} \beta_z \gamma_{wz} \gamma_c$$

$$\tau_{np} = \sqrt{\tau_Q^2 + \tau_M^2}$$

$$\text{де } \tau_Q = Q / (2 k_f l_w)$$

$$\tau_Q = 54 / (2 \cdot 0,006 \cdot 0,19) = 23,7 \text{ МПа}$$

$$\tau_M = 6 M_p / (2 k_f l_w^2),$$

де M_p - частка моменту, сприйманого ребрами

$$M_p = I_p / (I_{puz} + I_{nl}) M$$

де I_p – момент інерції ребер

$$I_p = 2 \cdot 1 \cdot 20^3 / 12 = 1333 \text{ см}^4$$

Тоді:

$$M_p = 1333 / (37160 + 2 \cdot 25,3^2 \cdot 1,4 \cdot 20) \cdot 196,5 = 3,59 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$\tau_M = 6 \cdot 3,59 / (2 \cdot 0,6 \cdot 19^2) = 49,7 \text{ МПа}$$

$$\tau_{np} = \sqrt{23,7^2 + 49,7^2} = 55,1 \text{ МПа}$$

$$\tau_{np} = 55,1 \text{ МПа} \leq 200 \cdot 0,7 = 140 \text{ МПа}$$

$$\tau_{np} = 55,1 \text{ МПа} \leq 166,5 \cdot 1 = 166,5 \text{ МПа}$$

Призначаємо катет зварних швів 4 $k_f = 6 \text{ мм}$

Визначимо момент від ексцентричного прикладання навантаження Q:

$$M_Q = Qe$$

де e – ексцентриситет, $e = 0,11 \text{ м}$

Тоді:

$$M_Q = 54 \cdot 0,11 = 5,94 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Сумарний момент:

$$M = M_Q + M_p$$

$$M = 3,59 + 5,94 = 9,53 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$\tau_Q = 54 / (2 \cdot 0,006 \cdot 0,19) = 23,68 \text{ МПа}$$

$$\tau_M = 6 \cdot 9,53 / (2 \cdot 0,6 \cdot 19^2) = 132 \text{ МПа}$$

$$\tau_{np} = \sqrt{132^2 + 23,68^2} = 134,1 \text{ МПа}$$

$$\tau_{np} = 134,1 \text{ МПа} \leq 200 \cdot 0,7 = 140 \text{ МПа}$$

$$\tau_{np} = 134,1 \text{ МПа} \leq 166,5 \cdot 1 = 166,5 \text{ МПа}$$

Приймаємо зварні шви 5 аналогічно швах 1:

$$\tau_N = N_n / A$$

$$\tau_N = 413,4 / 48,16 = 85,8 \text{ МПа}$$

$$\sigma_M = M / W ,$$

$$M = N_n y$$

де $M = 413,3 \cdot 0,0252 = 16,4 \text{ кН} \cdot \text{м}$

$$\sigma_M = 16,4 / 493,2 = 33,25 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{np} = \sqrt{33,25^2 + 85,8^2} = 92 \text{ МПа}$$

Перевіряємо умови:

$$\sigma_{np} \leq R_{wf} \beta_f \gamma_{wf} \gamma_c$$

$$\sigma_{np} \leq R_{wz} \beta_z \gamma_{wz} \gamma_c$$

$$\sigma_{np} = 92 \text{ МПа} \leq 200 \cdot 0,7 = 140 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{np} = 92 \text{ МПа} \leq 166,5 \cdot 1 = 166,5 \text{ МПа}$$

Приймаємо катети зварних швів 6: $k_f = 12 \text{ мм}$

Знаходимо необхідну довжину швів з умов:

$$l_w \geq \frac{N_n}{2 \beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c}$$

$$l_w \geq \frac{N_n}{2 \beta_z k_f R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c}$$

$$l_w \geq \frac{413,2}{2 \cdot 0,7 \cdot 12 \cdot 200} = 12,3 \text{ см}$$

$$l_w \geq \frac{413,2}{2 \cdot 1 \cdot 12 \cdot 166,5} = 10,3 \text{ см}$$

Приймаємо довжину зварних швів $l_w = 14 \text{ см}$.

2.4.7 Розрахунок анкерних болтів

Визначаємо зусилля в анкерних болтах:

$$F_{\sigma} = (\sigma_{\min} \cdot B \cdot a / 2) / c$$

де a – довжина епюри розтягування, $a = 0,12 \text{ м}$

c – відстань від осі анкерного болта до центру ваги епюри стиснення,
 $c = 0,323 \text{ м}$

$$F_{\sigma} = (0,263 \cdot 0,38 \cdot 0,12 / 2) / 0,323 = 18,56 \text{ кН}$$

Тоді площа перерізу нетто одного анкерного болта:

$$A_n = F_{\sigma} / (n R_{ba})$$

де n – число анкерних болтів в розтягнутій зоні, приймаємо $n = 1$

F_{σ} – зусилля, яке сприймає анкерним болтом, $F_{\sigma} = 18,56 \text{ кН}$

R_{ba} – розрахунковий опір анкерних болтів розтягуванню, $R_{ba} = 185 \text{ МПа}$

$$A_n = 18,56 / 185 = 1 \text{ см}^2$$

Приймаємо болти діаметром $d = 30 \text{ мм}$ площею нетто $A_n = 5,6 \text{ см}^2$

РОЗДІЛ 3. Науково-дослідний

3.1 Моделювання та розрахунок багатопролітної рами

З метою дослідження роботи та оцінки напружено-деформівного стану багатопролітної металевої рами в даній роботі створено скінченно-елементну модель двохпролітної нерозрізної рами, яка була розрахована за допомогою програми ЛПРА 9.6. При розрахунку конструкції для забезпечення необхідної достовірності результатів використовували характеристики елементів, що були запроектовані в розділі 2.

Під час аналізу та проектування даного типу конструкцій обов'язковим є виконання розрахунку за першим (міцність, стійкість та витривалість) і другим (максимальні деформації) граничними станами. Для оцінки першого граничного стану використовували розрахункові навантаження та розрахункові опори сталі. Для оцінки другого граничного стану було використано нормативні навантаження.

Методика дослідження роботи багатопролітної металевої рами деревообробного комбінату в місті Коломия полягала в наступному. На першому етапі створювали геометрію конструкції на основі результатів виконаного проектування. В даній роботі застосовано просту стержневу модель, що характеризується мінімальними похибками в процесі розрахунку.

На другому етапі задавали жорсткості усіх скінченних елементів у відповідності до перерізів, прийнятих під час конструювання. Для коректного та достовірного моделювання задачу розв'язували у пружно-пластичній постановці. Це додатково вимагало задання характеристик матеріалів та діаграм деформування сталі.

На третьому етапі прикладали зосереджені та рівномірно розподілені навантаження від власної ваги, ваги конструкцій покриття, вітру та снігу.

Внаслідок виконання розрахунку одержали значення згинальних моментів, поздовжніх та поперечних сил в усіх елементах двопрілітної

металевої рами. Їх епюри для окремих завантажень наведено на рисунках 3.1 – 3.8.

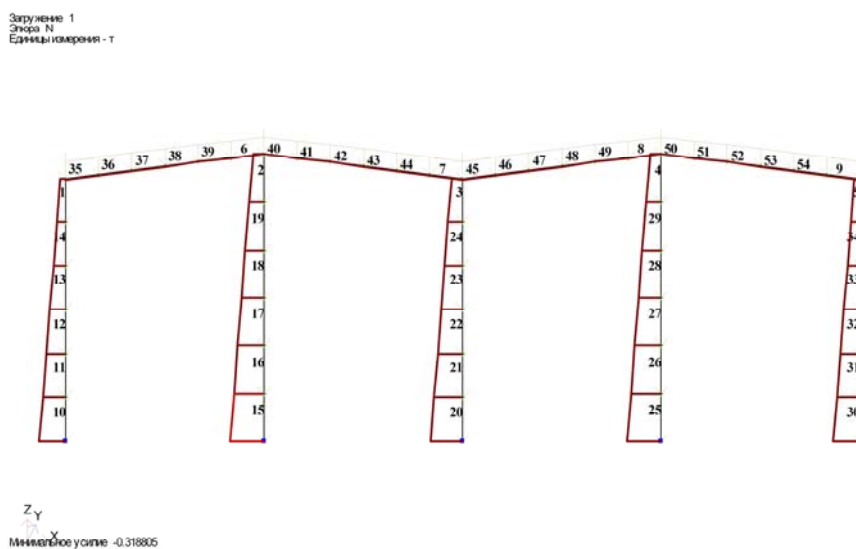


Рисунок 3.1 – Епюра поздовжніх зусиль, завантаження 1

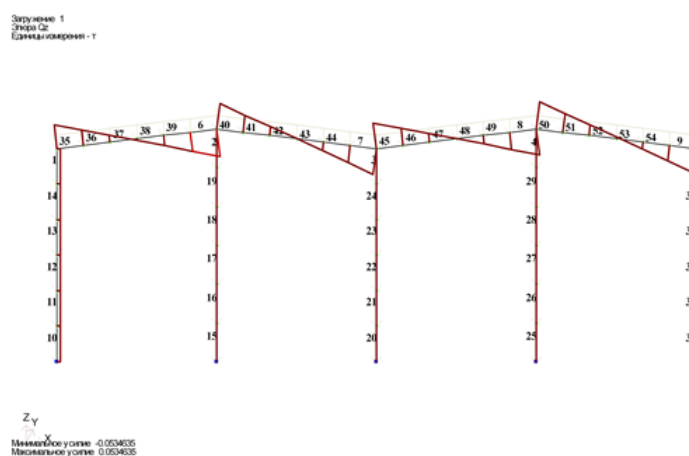
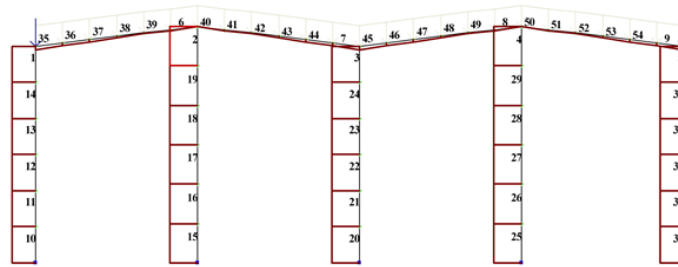


Рисунок 3.2 – Епюра поперечних зусиль, завантаження 1

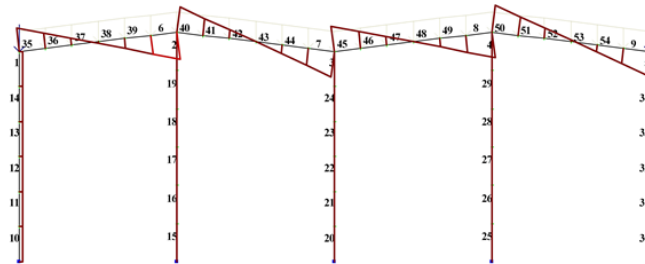
Зображення 2
Епюра N
Единиця вимірювання - т



З
Y
X
Мінімальне ушкодження: -1.29483

Рисунок 3.3 – Епюра нормальних зусиль, завантаження 2

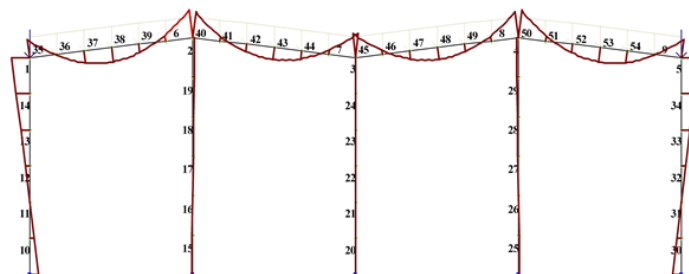
Зображення 2
Епюра Sz
Единиця вимірювання - т



З
Y
X
Мінімальне ушкодження: -0.670309
Максимальне ушкодження: 0.670309

Рисунок 3.4 – Епюра поперечних зусиль, завантаження 2

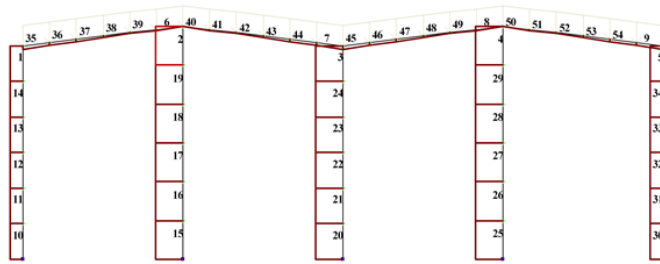
Зображення 2
Епюра My
Единиця вимірювання - т·м



З
Y
X
Мінімальне ушкодження: -0.528095
Максимальне ушкодження: 0.545356

Рисунок 3.5 – Епюра згинальних моментів, завантаження 2

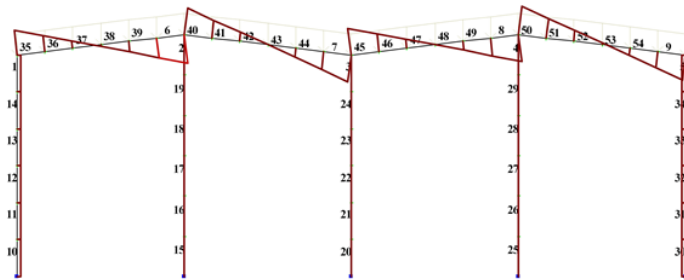
Завантаження 3
Епола N
Единиця вимірювання - т



Z_Y
Мінімальне навантаження: -2.07817

Рисунок 3.6 – Епола нормальних зусиль, завантаження 3

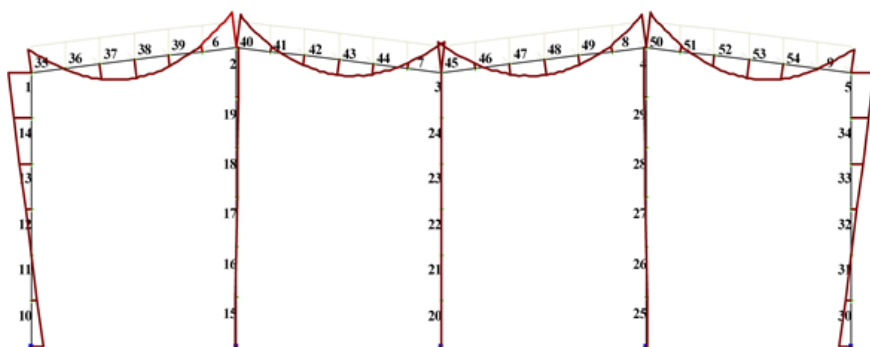
Завантаження 3
Епола Sz
Единиця вимірювання - т



Z_Y
Мінімальне навантаження: -1.07529
Максимальне навантаження: 1.07529

Рисунок 3.7 – Епола поперечних зусиль, завантаження 3

Завантаження 3
Епола My
Единиця вимірювання - т*м



Z_Y
Мінімальне навантаження: -0.844238
Максимальне навантаження: 0.555665

Рисунок 3.8 – Епола згинальних моментів, завантаження 3

3.2 Висновки

У даній роботі за допомогою програми ЛПРА 9.6 проведено аналіз роботи двопролітної металевої рами деревообробного комбінату. Одержані результати моделювання дозволяють оцінити зони концентрації напружень та виконати раціональне конструювання перерізів всіх елементів конструкції.

РОЗДІЛ 4. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях

4.1 Охорона праці на деревообробному комбінаті

Основні небезпеки при роботі на деревообробному комбінаті наступні: електробезпека, термонебезпека, небезпека механічного травмування.

На підприємстві повинен бути організований триступеневий контроль техніки безпеки. Обов'язково повинні бути інструкції з охорони праці для всіх працівників підприємства.

Для профілактики травм і захисту працівників на виробництві повинні бути вжиті наступні заходи: регулярно проводиться технічні огляди машин, що працюють на підприємстві, персонал повинен мати спецодяг, спецвзуття.

Деревообробні верстати обладнані спеціальними пристроями, що забезпечують безпеку роботи при дотриманні правил їх експлуатації (дверцята, захисні клапани, заземлення та ін.).

Робоча зона у вантажопідйомних пристроїв і транспортного устаткування є одночасної небезпечною зоною, так як виконувати роботу за допомогою цих машин можна, тільки перебуваючи всередині кордонів їх дії. Небезпеки для працюючих, пов'язані в основному з ненавмисним контактом з рухомими частинами обладнання і можливим ударом від падаючих предметів при обриві вантажу, що піднімається, і з падінням самого обладнання. Це відноситься не тільки до стаціонарного і пересувного обладнання, а й до самохідного, що може рухатися з великою швидкістю. До числа потенційних небезпек можна зарахувати наїзд і удар при зіткненні.

Можливість ураження електричним струмом обумовлена випадковим дотиком до струмоведучих частин і дотиком до металевих неструмоведучих частин, які можуть опинитися під напругою в результаті пошкодження ізоляції або з інших причин.

У деяких кранах і підйомниках, що працюють на будмайданчику, використовується електричний струм до 1000 В, що небезпечно для людини. Можливість ураження електричним струмом виникає також при роботі

будівельних машин біля лінії електропередач (ЛЕП). Тому нормами встановлено граничні відстані між будівельною машиною (механізмом) і ЛЕП. Наприклад, при напрузі до 20 кВ відстань не повинна бути менше 2 м.

Мікроклімат відкритої будмайданчика тісно пов'язаний з метеорологічними умовами. На робочих діють інтенсивне сонячне випромінювання, пориви вітру (при $V = 12 \text{ м/с}$ - роботи на відкритому повітрі заборонені), перепад температур, вологість (оптимальна відносна вологість 40-60%).

Основними позами людини під час роботи на будівельному майданчику є пози «стоячи» і «сидячи», що слід враховувати, проектуючи робоче місце і робочу позу, що відповідає даному виду робіт.

4.2 Вимоги щодо техніки безпеки при монтажі будівельних конструкцій

При виконанні монтажних робіт необхідно дотримуватись наступних основних правил техніки безпеки.

- Робочі всіх спеціальностей, що працюють на висоті, мають бути забезпечені перевіреними та випробуваними запобіжними поясами, без поясів робітники до роботи не повинні допускатись.

- Забороняється знаходження людей під вантажем, що піднімається.

- Під час підймання елементів усі умовні знаки кранівнику подаються однією особою-бригадиром монтажно́ї бригади або такелажником.

- Забороняється звільняти підняті та встановлені елементи від стропів до їх закріплення.

- Забороняється електрозварювання у дощову погоду (на відкритих ділянках).

- Під час роботи в нічний час монтажний майданчик висвітлюється прожектором або лампами.

- При виконанні робіт на даху робітники повинні бути забезпечені запобіжними поясами, спецодягом, спецвзуттям відповідно до типових галузевих норм.

- Складати на даху штучні матеріали, інструменти та тару допускається лише за умови вжиття заходів проти їх падіння (ковзання) по скату чи здуванню вітром, а також проти набряку мастики з даху.

- Зона можливого падіння з даху матеріалів, інструментів, тари та стікання мастики повинна бути огорожена.

- Після закінчення зміни, а також на час перерви в роботі всі залишки матеріалів, пристрої та інструменти повинні бути прибрані з даху або надійно закріплені.

- Забороняється виконання покрівельних робіт під час ожеледиці, густого туману, вітру силою 6 і більше балів, зливи, грози та сильного снігопаду.

- Майданчики для вантажних та розвантажувальних робіт повинні бути сплановані та мати ухил на кут 5° .

- Вантажопідйомні машини, вантажозахоплювальні пристрої, засоби контейнеризації та пакування, що застосовуються при виконанні вантажно-розвантажувальних робіт, повинні задовольняти вимоги державних стандартів або технічних умов на них.

- Стикування вантажів необхідно проводити інвентарними стропами або спеціальними вантажозахоплювальними пристроями, виготовленими по затвердженому проекту (кресленні).

- Способи стропування повинні унеможлилювати падіння або ковзання застропованого вантажу.

- Установка (укладання) вантажів на транспортні засоби має забезпечувати стійке становище вантажів під час транспортування та розвантаження.

- При виконанні вантажно-розвантажувальних робіт не допускається стропування вантажу, що перебуває в нестійкому положенні, а також

зміщення стропувальних пристроїв на піднесеному вантажі. Вантажно-розвантажувальні операції з пилоподібними матеріалами (цемент, вапно, гіпс та ін) необхідно виконувати механізованим способом. Ручні роботи при розвантаженні цементу, як виняток: дозволяється виконувати при його $t=40^{\circ}\text{C}$, не вище.

4.3 Безпека в надзвичайних ситуаціях

4.3.1 Законодавство України про цивільний захист

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

Кодекс цивільного захисту України складається з десяти розділів.

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

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

сфері цивільного захисту у межах своїх повноважень здійснюють: Рада національної безпеки і оборони України; Кабінет Міністрів України.

4.3.2 Заходи при виникненні надзвичайних ситуацій (повені)

Для об'єкта проектування характерними аваріями і надзвичайними випадками є:

Природного характеру:

- геологічні (землетруси, виверження вулканів, зсуви, селі, снігові лавини);
- метеорологічні (урагани, бурі, снігові бурі, смерчі);
- гідрологічні (повінь, затори);
- природні пожежі (лісові, торф'яні, степові);
- космічні (астероїди, планети, випромінювання).

Техногенного характеру:

- раптове обвалення будівель, споруд;
- обвалення крана.

Проектні рішення складаються відповідно до норм, в яких містяться вимоги до розміщення об'єктів, планування забудови території, проектування та будівництва будівель і споруд, мереж водо-, газо-, тепло-, електропостачання, потенційно небезпечних об'єктів.

На сучасному етапі основний напрямок боротьби з повінню - зменшення максимальної витрати води в річці шляхом перерозподілу стоку в часі. Це досягається посадкою лісозахисних смуг, оранкою землі поперек схилів, збереженням прибережних водоохоронних смуг деревної і чагарникової рослинності.

Все це в поєднанні з агролісомеліоративна заходами сприяє переведенню швидкоплинного поверхневого стоку в уповільнений підземний стік.

Але тільки одні такі заходи не допоможуть запобігти великі повені.

Певний ефект дає будівництво ставків та інших ємностей у балках, ярах для перехоплення талих і дощових вод. Для середніх і великих річок - це регулювання паводочного стоку за допомогою водосховищ.

Створення водосховищ спеціально для боротьби з повінню вкрай рідко, тому що не виправдовуються економічні витрати.

Як ефективний засіб захисту від повені розглядається будівництво дамб. Схема розташування дамб враховує особливості рельєфу і може бути: подільничної і суцільної.

Також керівним складом, комісією з НС, паводковими комісіями накопичено певний досвід щодо захисту населення під час повені:

1. У районах, на об'єктах економіки створені протипаводкові комісії;
2. Призначено відповідальні особи за організацію евакуації людей з місць можливого затоплення, визначені та обладнані місця тимчасового проживання евакуйованого населення;
3. Затверджено заходи щодо забезпечення безпечного пропуску льодоходу, паводкових вод:
 - починаючи з березня, ведеться постійне спостереження за станом льодового покриття річок і підвищення рівня води;
 - приведена в постійну готовність рятувальна станція на воді;
 - для ліквідації крижаних заторів на річках створюються бригади підривників;
 - розроблено заходи щодо організації харчування та медичного обслуговування населення, евакуйованого з місць затоплення;

Перераховані вище заходи щодо захисту від повені, у випадку її виникнення, знизять соціальний і матеріальний збиток.

Будівництво деревообробного комбінату поблизу річки обумовлює виконання всіх заходів щодо захисту від повеней.

Порядок дій при обваленні будинків і споруд.

Раптове обвалення будівлі призводить до виникнення пожежі, руйнування комунально-енергетичних мереж, утворення завалів, травмування та загибелі людей.

Почувши вибух або виявивши, що будівля втрачає свою стійкість, негайно покинути її. Залишаючи приміщення, спускатися по сходах.

Не панікувати, не влаштовувати тисняву в дверях при евакуації. Зупиняти тих, хто збирається стрибати з балконів (поверхів вище першого) і через засклені вікна.

Якщо відсутня можливість покинути будівлю, зайняти безпечне місце: прорізи капітальних внутрішніх стін, кути, утворені капітальними внутрішніми стінами, під балками каркасу (вони захищають від падаючих предметів і уламків). Відкрити двері з приміщення, щоб забезпечити вихід.

Не піддаватися паніці і зберігати спокій. Триматися подалі від вікон, електроприладів.

Якщо виникла пожежа, негайно спробувати загасити.

Телефон використовувати тільки для виклику представників правоохоронних органів, пожежної охорони, лікарів, рятувальників.

Не користуватися сірниками: існує небезпека вибуху внаслідок витoku газу.

Опинившись на вулиці, не стояти поблизу будівлі. Перейти на відкритий простір.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

Внаслідок виконання даної кваліфікаційної роботи виконано проєкт промислової будівлі деревообробного комбінату в місті Коломия Івано-Франківської області.

В будівлі передбачено використання уніфікованих металевих конструкцій, що веде до зниження термінів та витрат і збільшення ефективності будівельних робіт.

В **«Архітектурно-будівельному розділі»** розроблено архітектурно-будівельні рішення деревообробного цеху комбінату на основі аналізу характеристик виробничого процесу. Виконано проєктування генплану комбінату та обґрунтовано прийнятті об'ємно-планувальні рішення.

У **«Розрахунково-конструктивному розділі»** проведено проєктний розрахунок та конструювання фундаментів деревообробного комбінату. Виконано проєктування елементів металевого каркасу – сталевих колон, балок, ригелів та прогонів покриття.

У **«Науково-дослідному розділі»** проведено дослідження роботи двохпролітної металевої рами за допомогою методу скінченних елементів у пружно-пластичній постановці. Розраховано значення внутрішніх силових факторів в елементах рами. Визначено критичні перерізи та проаналізовано граничний стан конструкції.

У розділі **«Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях»** розроблено заходи щодо дотримання техніки безпеки при зведенні деревообробного комбінату. Розроблено заходи з цивільного захисту на об'єкті під час повені.

БІБЛІОГРАФІЯ

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

11. Pidgurskyi, Mykola & Rudyak, Yuri & Pidgurskyi, Ivan. (2019). Research and Modeling of Stress-Strain State and Fracture Strength of Triplexes at Temperatures 293–213K. // Lecture Notes in Mechanical Engineering Ser Proceedings of the 7th International Conference on Fracture Fatigue and Wear., Belgium, Ghent University, 2018. – P.135-150.
12. Pidgurskyi I. Analysis of stress intensity factors obtained with the fem for surface semielliptical cracks in the zones of structural stress concentrators // Scientific Journal of TNTU. - Ternopil: TNTU, 2018. - Vol. 90. - No 2. - P. 92-104. (Index Copernicus, Google Scholar)
13. Вплив температури на мікромеханізми статичного деформування та руйнування теплостійких сталей / П.В. Ясній, В.Б. Гладьо, П.О. Марущак, Д.Я. Баран // Вісник Тернопільського державного технічного університету. - 2007. - Т. 14. - № 3. – С. 7-16.
14. Maruschak P., Degradation and cyclic crack resistance of continuous casting machine roll material under operating temperatures / P. Maruschak, D. Baran // Iranian Journal of Science and Technology Transaction B: Engineering. - 2011. - Vol. 35. - M2. - P. 159-165.
15. Ігнат'єва В.Б. Аналіз способів поліпшення теплотехнічних характеристик при будівництві будівель / В.Б. Ігнат'єва, Е.О. Текін // ЛОГОС. Мистецтво наукової думки, 2019. - Vol. 3. – С. 97-100. Режим доступу: <https://ojs.ukrlogos.in.ua/index.php/2617-7064/article/view/306/293> 44. Ignatyeva, V. B. (2018).
16. Yasniy, P.V., Mykhailyshyn, M.S., Pyndus, Y.I. et al. Numerical Analysis of Natural Vibrations of Cylindrical Shells Made of Aluminum Alloy. Mater Sci 55, 502–508 (2020). <https://doi.org/10.1007/s11003-020-00331-2>
17. Yasniy P., Pyndus Y., Hud M. Methodology for the experimental research of reinforced cylindrical shell forced oscillations. Scientific journal of the Ternopil national technical university. 2017. Vol. 86. №. 2. P. 7–13
18. Макара, Т.Я. Оцінка вогнестійкості елементів металевого каркасу торгівельно-офісного центру / Т.Я. Макара, Т.О. Криницький, А.П. Сорочак //

Актуальні задачі сучасних технологій: збірник тез доповідей IX Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів (Тернопіль, 25-26 листопада 2020). – Т. 1. – Т. : ТНТУ, 2020. – С. 93.

19. Теслюк, М.В. Аналіз впливу типу перев'язки на НДС цегляної кладки в місці стику стін / М.В. Теслюк, Т.К. Гунда, А.П. Сорочак // Актуальні задачі сучасних технологій: збірник тез доповідей IX Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів (Тернопіль, 25-26 листопада 2020). – Т. 1. – Т. : ТНТУ, 2020. – С. 133-134.

20. Ковальчук Я. Теплоізоляційні будівельні матеріали з місцевих технологічних відходів / Я. Ковальчук, Г. Крамар, Л. Бодрова, І. Коваль, С. Мариненко // Наукові нотатки. - 2019. - Вип. 66. - С. 165-171.

21. Веселов В.А. Проектирование оснований и фундаментов. – М.: Стройиздат, 1990. – 240с.

22. Основания, фундаменты и подземные сооружения: Е. А. Сорочана, Ю. Г. Ирофименкова. – М. : Стройиздат, 1985. – 135с.

23. Цытович Н. А. Механика грунтов. – М. : Госстройиздат, 1934; 1940; 1951; 1963; 1971; 1979; 1983. – 357с.

24. Далматов Б. И. Механика грунтов, основания и фундаменты. Л. : Стройиздат, 1988. – 298с.

25. Ухов С. Б., Знаменский В. В., Тер – Мартиросян З. Г., Механика грунтов, основания и фундаменты.– М.: Издательство АСВ, 1994. – 524с.

26. Бартоломей А. А. Основы расчёта свайных ленточных фундаментов по предельно допустимым осадкам. – М. : 1982. – 253с.

27. Бугров А. К. Расчёт осадок оснований с развитыми областями предельного напряжённого состояния грунта. Швецова. М. : Высшая школа, 1991, С. 127 – 131.

28. Мерлинов М. В., Ягулов Б. А. Примеры расчёта оснований и фундаментов. М. : 2006. – 145с.

29. Лапшин Ф. К. Основания и фундаменты в дипломном проектировании. Саратов. Изд. – Саратовского университета, 1989. – 212с.

30. Основания и фундаменты. Справочник строителя. Под ред. М. И. Смеродинова. – М. : 2003. – 355с.
31. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Справочник проектировщика. Под ред. Е. А. Сорочана, Ю. Г. Трофименкова. – М. : 2005. – 235с.
32. Малышев М. В. Прочность грунтов и устойчивость основания сооружений. – М. : 2000. - 310с
33. Флорин В. А. Основы механики грунтов. – М. – Л. : Т. 1, 1951; Т. 2, 1961.
34. Цытович Н. А. Механика мёрзлых грунтов (общая и прикладная) , – М. : 1973. – 387с.
35. Шведенко В. И. Монтаж строительных конструкций. М. : Высшая школа, 1987. – 167с.
36. Нойферт Э. Строительное проектирование. М. : Стройиздат, 1991.
37. Бодьин Г. М. и др. Технология строительного производства. – Л. : Стройиздат, 1987. – 197с.
38. Пищаленко М. Ю. Технология возведения зданий и сооружений – Киев. : Высшая школа, 1982. - 298с.
39. Байков В. Н., Сигалов Э. Е. Ж/бетонные конструкции. Общий курс. М. : Стройиздат, 1991. – 412с.
40. Невзоров Л. А. и др. Башенные строительные краны. Справочник. – М. : Машиностроение, 1992. – 254с.
41. Розрахунки і проектування спеціальних будівель і споруд: Навчальний посібник/ Фомиця Л.М., Артеменко А.К., Мамін О.М., Височин І.А. // Під редак. Л.М.Фомиці.- К: Урожай.- 1994.
42. Залізобетонні конструкції. Навчальний посібник / Вахненко П.Ф., Павліков А.М., Горик О.В., Вахненко В.П.// К: Вища школа, 1999.
43. Зоценко М.Л.,Коваленко В.І.,Хілобок В.Г. Яковлев А.В. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи і фундаменти. -К.:Вища шк.,1992.- 408 с.

44. Мельник І.В. Деформації зовнішньої композитної арматури при підсиленні залізобетонних балок / І.В. Мельник, А.Я. Мурин // Зб. наук. праць: механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій. – 2009. – №8. – С. 235-241.

45. Мельник І.В. Ефективність використання композитних матеріалів при підсиленні будівельних конструкцій / І.В. Мельник, Р.З. Добрянський, А.Я. Мурин // Збірник наукових праць третьої всеукраїнської науково-технічної конференції: науково-технічні проблеми сучасного залізобетону. – Львів, 2003. – С. 577-584.

46. Мельник С.В. Дослідження несучої здатності похилих перерізів залізобетонних балок, підсилених наклеєними вуглепластиковими матеріалами / С.В. Мельник // Зб. наук. пр. Полтавського нац. тех. ун-ту ім. Ю.Кондратюка. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. – Полтава, 2012. – Вип. 2(32), Том 1. – С.151–158.

47. Мельник С.В. Розрахунок міцності похилих перерізів залізобетонних балок, підсилених вуглепластиковими матеріалами при однократному навантаженні / С.В. Мельник // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: збірник наукових праць. – Рівне, 2012. – Вип. 23 – С. 494 – 501.

48. Клампущ М.Д. Розрахунок міцності нормальних перерізів залізобетонних балок, підсилених вуглецевими полімерами / М.Д. Клампущ, В.Г. Кваша // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2007. – Вип. 15. – С. 270-276.

49. Внешние армирование железобетонных конструкций композитными материалами. Шилин А.А., Пшеничный В.А., Картузов Д.В. М.: Стройиздат. 2007, 182с.

50. Перераспределение моментов в неразрезных железобетонных балках, упрочненных слоистыми углепластиковыми. Аиелло М.А., Валенте Л., Риццо А.. Мех. композит. матер. 2007. 43, № 5 с. 667 – 686.

51. Бамбура А.Н. К построению деформационной теории железобетона стержневых систем на экспериментальной основе / А.Н. Бамбура, А.Б.

Гурковский // Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний збірник. - Київ: НДІБК, 2003.- Випуск 59.- Книга 1.- С. 121 – 130.