

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: **«Цех металургійного заводу з розрахунком та конструюванням
великопротітної металевої ферми»**

Виконав: студент VI курсу, групи МБмз-61

спеціальності (напрямку підготовки) 192

«Будівництво та цивільна інженерія»

(шифр і назва спеціальності (напрямку підготовки))

Антоняк Я.В.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Керівник

Конончук О.П.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Нормоконтроль

Мещерякова О.М.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Зав. кафедри

Ясній В.П.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Рецензент

(підпис)

(прізвище та ініціали)

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

Факультет Інженерії машин, споруд та технологій

Кафедра Будівельної механіки

Освітній ступінь Магістр

Спеціальність 192 Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри _____

« _____ » _____ 2023 р.

**ЗАВДАННЯ
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ МАГІСТРА**

Антоняк Яна Володимирівна

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема проекту (роботи) Цех металургійного заводу з розрахунком та конструюванням великопролітної металевої ферми

Керівник проекту (роботи) Конончук Олександр Петрович, к.т.н., доцент

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

Затверджені наказом по університету від «20» листопада 2023 року № 4/7 – 1075

2. Термін подання студентом проекту (роботи) 17.12.2023 р.

3. Вихідні дані до проекту (роботи) Цех металургійного заводу Г-подібний в плані, з двома прольотами по 36 м довжиною 228 м та одним 30 м довжиною 144 м, місто будівництва – Дніпро, фундаменти мілкового закладання стаканного типу під металеві колони, несучий каркас – металевий, несучі конструкції покриття – металеві ферми прольотом 36 м, конструкції покрівлі та стін – сендвічпанелі, покрівля – рулонна.

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити) Загальна характеристика умов будмайданчика, об'ємно-планувальні рішення, компоновка схеми в'язей, теплотехнічний розрахунок, архітектурно-художнє рішення, збір навантажень на раму будівлі, статичний розрахунок рами будівлі, розрахунок металевої ферми прольотом 36 м, розрахунок підкранової балки, розрахунок металевої колони по осі «А» та «Б», аналіз інженерно-геологічних умов будівельного майданчику, визначення навантажень на фундаменти, підбір розмірів ростверку, розрахунок палевих фундаментів по осі «А» та «Б», розробка заходів техніки безпеки, розрахунок параметрів траверси для монтажу металевої ферми, цивільний захист.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень, слайдів) Фасад, повна схема будівлі, вузли з'єднань стінових панелей з прилеглими конструкціями, план на відмітці 0,000, поздовжній та поперечні розрізи, схеми в'язей по верхнім та нижнім поясам ферм, відомість елементів в'язей, конструктивна схема ферми, специфікація елементів ферми, вузли ферми, схема підкранової балка, колона, вузли колони, база колони, схема розміщення фундаментів, інженерно-геологічний розріз, розрізи фундаментів.

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	Мещерякова О.М., ст. викл.		

7. Дата видачі завдання 06.11.2023 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.	10.11.2023	
2	Об'ємно-планувальне рішення. Конструктивні рішення.	13.11.2023	
3	Конструювання каркасу будівлі.	15.11.2023	
4	Збір навантаження на раму будівлі.	17.11.2023	
5	Статичний розрахунок поперечної рами будівлі.	20.11.2023	
6	Розрахунок металеві ферми прольотом 36 м.	22.11.2023	
7	Розрахунок підкранової балки.	27.11.2023	
8	Розрахунок колони по осі «А».	29.11.2023	
9	Розрахунок колони по осі «Б».	04.12.2023	
10	Визначення навантаження на фундаменти під колони.	06.12.2023	
11	Розрахунок палевих фундаментів.	08.12.2023	
12	Розрахунок параметрів траверси для монтажу ферми.	12.12.2023	
13	Цивільний захист.	15.12.2023	
14	Охорона навколишнього середовища.	17.12.2023	

Студент

(підпис)

Антоняк Я.В.

(прізвище та ініціали)

Керівник проекту (роботи)

(підпис)

Конончук О.П.

(прізвище та ініціали)

Зміст

Вступ.....	5
Розділ 1. Архітектурно-будівельний	7
1.1 Загальна характеристика об'єкту	7
1.2 Об'ємно-планувальне рішення	7
1.3 Конструктивне рішення	8
1.4 Конструкції покриття, огорожувальні конструкції	12
1.5 Схеми в'язей	13
1.6 Теплотехнічний розрахунок стінового огороження	14
1.7 Матеріали для зведення будівлі. Обґрунтування їх вибору	16
1.8 Архітектурно-художнє рішення будівлі	17
1.9 Санітарно-технічне обладнання	17
Висновки до розділу 1	17
Розділ 2. Розрахунково-конструктивний	18
2.1 Визначення навантажень на раму каркасу	18
2.2 Статичний розрахунок рами каркасу	27
2.3 Розрахунок і конструювання підкранової балки	27
2.4 Розрахунок середньої колони ряду Б	43
2.5 Розрахунок пальового фундаменту для колони ряду Б	55
Висновки до розділу 2	63
Розділ 3. Науково-дослідний	64
3.1 Мета та задачі наукових досліджень	64
3.2 Розрахунок і конструювання кроквяної ферми (проліт А - Б)	64
Висновки до розділу 3	77
Розділ 4. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях ...	78
4.1 Техніка безпеки при монтажі металевих конструкцій будівлі цеху металургійного заводу	78
4.2 Розрахунок траверси для монтажу металевої ферми прольотом 36м.	82
4.3 Цивільний захист населення	84
Висновки до розділу 5	85
Загальні висновки	86
Бібліографія	87

ВСТУП

Актуальність теми роботи. Будівництво виробничих приміщень, особливо актуальна для нашої держави на сьогоднішній день. Велика кількість промислових об'єктів потребує відновлення після руйнувань, що були завдані в результаті агресії росії. Саме тому, в даній роботі розглянуто будівництво цеху металургійного заводу в місті Дніпро.

При проектуванні будівель необхідно враховувати сучасні вимоги щодо планувальних рішень, які потребують більше простору в приміщеннях для розташування нового сучасного обладнання. Саме тому при проектуванні покриття необхідно використовувати конструкції, що мають великі прольоти для забезпечення вільного робочого простору.

Мета роботи: розрахунок та конструювання великопролітної металеві ферми покриття з паралельними поясами із застосуванням методу скінченних елементів.

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

- провести скінченноелементне моделювання 36-ти метрової ферми покриття з паралельними поясами цеху металургійного заводу;
- виконати статичний розрахунок методом скінченних елементів 36-ти метрової ферми покриття з паралельними поясами цеху металургійного заводу із врахуванням всій діючих на неї експлуатаційних навантажень;
- законструювати всі пояси, стійки та вузли їх з'єднання 36-ти метрової ферми покриття з паралельними поясами цеху металургійного заводу.

Об'єкт досліджень: великопролітна металева зварна ферм.

Предмет дослідження: напружено-деформований стан великопролітної металеві зварної ферм покриття.

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

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Робота виконана у відповідності із науковою тематикою кафедри будівельної механіки

Тернопільського національного технічного університету ім. Івана Пулюя.

Наукова новизна отриманих результатів:

- отримали подальший розвиток дослідження напружено-деформованого стану великпролітної металевої зварної ферм покриття виконані методом скінченних елементів.

Практичне значення отриманих результатів.

Отримані в роботі результати можуть бути використані проектними організаціями при проектуванні несучих конструкцій будівель виробничого призначення.

Апробація. Окремі результати роботи доповідались на XII Міжнародній науково-технічній конференції молодих учених та студентів «Актуальні задачі сучасних технологій», Тернопіль, ТНТУ, 6 – 7 грудня 2023 р.

Публікації. Вивчення напружено-деформованого стану залізобетонних елементів таврового профілю / О.П. Конончук, М.Р. Лещук, М.В. Винницький, О.В. Лещишена, С.В. Бариш, Я.В. Антоняк // Збірник тез доповідей XII Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів «Актуальні задачі сучасних технологій», 6 – 7 грудня 2023 року — Т. : ТНТУ, 2023 — С. 20.

Ключові слова. МЕТОД СКІНЧЕННИХ ЕЛЕМЕНТІВ, МЕТАЛЕВА ЗВАРНА ФЕРМА, ВИРОБНИЧІ БУДІВЛІ, РОЗРАХУНОК ТА КОНСТРУЮВАННЯ.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

1.1 Загальна характеристика об'єкту

Об'єкт будівництва – цех металургійного заводу в м. Дніпро, розташований в зоні:

- снігового району – III.

Значення снігового навантаження наступне: $s_0 = 1,0 \text{ кН/м}^2$.

- вітрового району – I (тип місцевості «А»)

Значення вітрового навантаження наступне: $w_0 = 0,23 \text{ кПа}$,

- кліматичного району – ПВ:

Середньорічна температура повітря тут становить $+3,3 \text{ }^\circ\text{C}$, але при цьому не опускається нижче $-34 \text{ }^\circ\text{C}$ в найхолодніші добу року і досягає значення $+21 \text{ }^\circ\text{C}$ в теплу пору року.

Кількість опадів, що випадає в період з листопада по березень становить 213 мм, а з квітня по жовтень – 441 мм.

Середня швидкість вітру за три зимові місяці перевищує 5 м/с.

Нормативна глибина промерзання ґрунту становить 1,45 м.

1.2 Об'ємно-планувальне рішення

Будівля металургійного заводу має наступні розміри в плані: довжина – 378 м, ширина – 116 м. Ширина прольотів будівлі варіюється від 20 м до 36 м. Крок колон, в основному, – 12 м, а також в одиночних випадках – 36 м (між прольотами А – Б і Б – В), що обумовлено технологічними вимогами.

З 1-ої по 8-му осі будівля має 2 прольоти по 36 метрів в осях А, Б, В, з 8-ої по 20-ту – 3 прольоти (36, 36 і 30 м), з 20-ої по 24-ту – 4 прольоти (36, 20, 24 36 м), з 24-ої по 30-ту – 3 прольоти (20, 24, 36 м). А також один з прольотів будівлі розташований перпендикулярно до решти прольотів будівлі в осях Н – Е має ширину 30 м і довжину в осях 120 м.

Висота будівлі 21,6 м, відмітка верху ліхтаря – 24,0 м.

Всі прольоти будівлі, включаючи склади литої заготовки і готової продукції, опалювальні. За санітарною класифікацією цех, що проектується відноситься до класу IV. Згідно з нормами пожежної безпеки виробництво в цеху в цілому відноситься до категорії Г.

За умовами природного освітлення всі прольоти будівлі можуть бути віднесені до VI розряду, а проліт Е – Л1 складу литої заготовки до IX розряду.

Для окремих ділянок, де за умовами роботи потрібне велике освітлення, проектом передбачено місцеве освітлення.

Ліхтарі по будівлі виконують, в основному, аераційну функцію і розташовані відповідно до вимог технологічного процесу, виробленого у відповідній частині будівлі: холодильне відділення, проліт обробки, становий проліт, проліт накопичувального транспортера, проліт печі.

Кожен проліт будівлі оснащений кранами нормального і важкого режимів роботи (5К, 7К, А5) кількістю від 1 до 3:

- Склад готової продукції – 3 крани вантажопідйомністю 20 т;
- Проліт обробки – 1 кран вантажопідйомністю 20/5 т;
- Холодильне відділення – 1 кран вантажопідйомністю 32/5 т;
- Становий проліт – 2 крана вантажопідйомністю 50/10 т;
- Проліт підготовка кліток – 2 крана вантажопідйомністю 50/10 т;
- Проліт печі – 1 кран вантажопідйомністю 16/3,2 т;
- Проліт накопичувального транспортера – 1 кран вантажопідйомністю 10т;

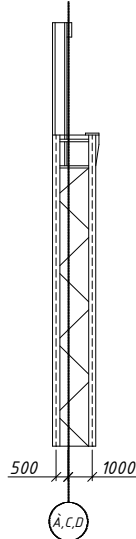
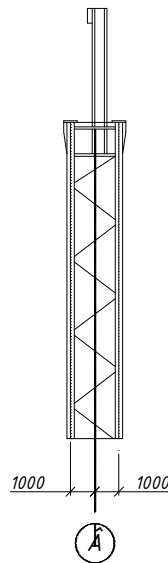
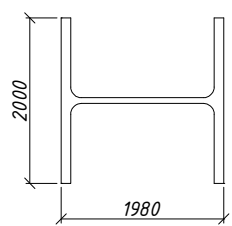
Температурний шов розташовується по номерній осі - 20.

Просторова жорсткість забезпечується зв'язками по поясах ферм і між колонами. Прийнята шарнірна схема рамного каркасу.

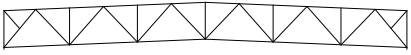
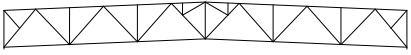

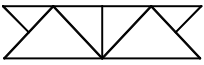
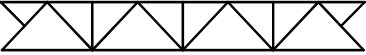

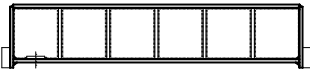
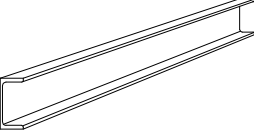
1.3 Конструктивне рішення

Для зручності конструктивні елементи будівлі зведені в таблицю 1.1.

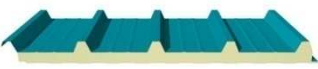
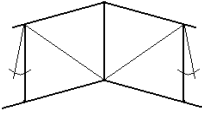
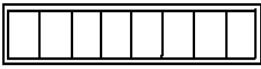


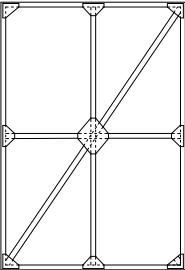
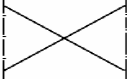

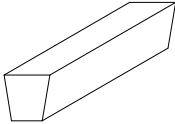
Таблиця 1.1 – Технічна специфікація елементів

Назва конструкції	Ескіз	Об'єм елементу, м ³	Маса елементу, т	Кіл-ть елементів, шт	Загальний об'єм (м ³)/маса (т)
Колони ряду А, К1		-	3,38	20	- / 67,6
Колони ряду В крайні, К4		-	4,07	7	- / 28,49
Колони ряду Г, К6		-	2,8	13	- / 36,4
Колони ряду Б, К2		-	3,95	13	- / 51,35
Колони ряду Б (особливі), К3		-	5,36	4	- / 21,44
Колони ряду С середні, К4		-	3,27	10	- / 32,7
Колони ряду С (особливі), К5		-	4,67	2	- / 9,34
Фахверкові колони, ФК1	<p>Суцільна одновіткова колона висотою 17,7 м наступним перерізом (20К1):</p> 	-	0,735	14	- / 10,28

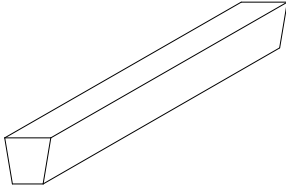
Продовження таблиці 1.1

Ферми крокв'яні 36 м, Ф1		-	5,76	39	- / 224,64
Ферми крокв'яні 36 м з кріпленням для ліхтаря, Ф2		-	5,8	39	- / 226,2
Ферми крокв'яні 30 м з кріпленням для ліхтаря, Ф3		-	4,3	25	- / 107,5
Підкрокв'яні ферми 12 м, крайні, ФП1		-	3,14	38	- / 119,32
Підкрокв'яні ферми 12 м, середні, ФП2		-	3,43	24	- / 82,32
Підкрокв'яні ферми 24 м, особливі, ФП3		-	8,4	1	- / 8,4
Підкрокв'яні ферми 36 м, особливі, ФП4		-	15,1	2	- / 30,2
Підкранові балки 12 м (проліт А-В), ПБ1		-	2,58	32	- / 82,59
Підкранові балки 12 м (проліт В-С), ПБ2		-	2,312	30	- / 69,36
Підкранові балки 12 м (проліт С-Д), ПБ3		-	1,893	22	- / 41,65
Підкранові балки 24 м (осі 18-20, ряд С), ПБ4		-	7,651	1	- / 7,651
Підкранові балки 36 м (осі 2-5, 16-19, ряд В), ПБ5		-	18,089	2	- / 36,18
Прогони		-	0,103		- / 90,3

Продовження таблиці 1.1

Плити покриття типу «сендвіч» (1 х 6)		-	0,126	3456	- / 435,46
Світлоаераційний ліхтар (3 х 3)		-	0,3	48	- / 14,4
Віконні рами світлоаераційних ліхтарів		-	0,037	88	- / 3,26
Стінові сендвіч-панелі 1 х 1,2		-	0,02	363	- / 7,26
Стінові сендвіч-панелі 1 х 2,4		-	0,04	363	- / 14,52
Стінові сендвіч-панелі 1 х 3,6		-	0,06	459	- / 27,54
Стінові сендвіч-панелі 1 х 4,8		-	0,08	375	- / 30
Стінові сендвіч-панелі 1 х 6		-	0,1	462	- / 46,2
Рами віконні подвійні (1,2 х 12)			-	0,4	264
Ворота		-	0,9	3	2,7
В'язз вертикальні по колонах		-	3,9	8	- / 31,2
Фундаменти збірні під фахверкові колони		6,6	-	14	92,4 / -
Фундаментні балки 6 м		0,94	2,44	17	15,98 / 41,48

Продовження таблиці 1.1

Фундаментні балки 12 м		2,05	5,1	38	77,9 / 193,8
---------------------------	---	------	-----	----	--------------

1.4 Конструкції покриття, огорожувальні конструкції

Покриття складається з покрівлі (тришарові панелі), прогонів, кроквяних і підкроквяних ферм, ліхтарів і зв'язків.

Тип покрівлі залежить від температурного режиму будівлі: для опалювальних будівель – тепла покрівля, а для будівель з зайвими тепловиділеннями – холодна покрівля.

Конструкція покрівлі впливає на вибір обрису покриття. Застосування різних видів покриттів, їх довговічність, навантаження на покриття і допустимий нахил наведені в табл. 1 ДБН В.2.6-220:2017. Для рулонних покрівель із захисним шаром з гравію нахил повинен бути не більше 10%.

Приймаємо для покрівлі даного будинку 4% ухил. Покриттям служитимуть профільовані сендвіч-панелі.

Схема кроквяної ферм прольотом 36 м дана в табл. 1.1. Дана ферма з паралельними поясами з ухилом в 4%. Довжини панелей, за винятком опорних, прийняті $d = 3000$ мм. Розміри опорних панелей d_0 ув'язані з шириною надколонників, до яких приєднуються ферми, тому їх довжина на 200 мм менше за інші панелі і дорівнює $d_0 = 2800$ мм. Ширина надколонників на колонах середніх рядів дорівнює 2×200 мм = 400 мм, на колонах крайніх рядів $a_0 = a + 200$ мм.

Позначку верху покриття обчислюють з урахуванням товщини покрівлі - $t = 0,65$ м для теплої покрівлі.

Виконання стінового огороження передбачено з сендвіч-панелей і віконних рам, Типи і розміри панелей обумовлені режимом температурної вологості будівлі і наявністю до постачальників.

Цокольну частину приймаємо з панелей висотою 1,2 м. Перший ярус скління не повинен перевищувати 4,8 м по висоті, навантаження від нього передається на колони через ригелі з гнуто-зварного профілю, встановлені з кроком по висоті, що не перевищує 2,4 м. Висота двох наступних ярусів засклення становить 2,4 м. Навантаження від них передається аналогічно першому ярусу скління.

1.5 Схеми в'язей

Призначення в'язей – забезпечити просторову жорсткість каркаса, його незмінність при монтажі та експлуатації, стійкість стиснутих елементів, сприйняти вітрові й кранові навантаження і передати їх на фундаменти.

Схеми зв'язків з покриття і їх перетину застосовані за типовою серією 1.460.2 10/88 (випуск 1, частини 1 і 2).

Вертикальні зв'язки між фермами утворюють разом з поперечними зв'язками по нижніх поясах ферм жорсткі в'язеві блоки. Такі блоки проектують по кінцях температурного відсіку (ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції» табл. 42) каркаса і в місці розташування додаткової поперечної в'язевої ферми по нижніх поясах кроквяних ферм. Решта кроквяні ферми прикріплюють до в'язевих блоків розпірками по осях колон, прогонами по верхніх поясах ферм і розтяжками по нижніх поясах ферм. Вертикальні в'язеві ферми, що входять в в'язеві блоки, обов'язково ставлять між надколонниками і по осях розпірок верхніх поясів ферм.

Зв'язки по нижніх поясах ферм складаються з розтяжок, поздовжніх і поперечних ферм (зв'язки I типу) або тільки з поперечних ферм (зв'язки другого типу).

Зв'язки I типу обов'язкові:

- В будівлях з мостовими кранами групи режиму роботи 7К-8К.
- В будівлях з відміткою низу ферми більше 24 м.
- В будівлях з покрівлею по залізобетонних плитах при кранах $Q > 50$ т ($B = 6$ м) і $Q > 20$ т ($H = 12$ м).

- В будівлях з покрівлею по профільованому настилу при $Q < 10$ т (одно- і двох прогонові будівлі) і при $Q > 10$ т (при кількості прольотів більше двох).

При дії кранового навантаження (гальмування візка крана) зв'язки I типу забезпечують спільну роботу плоских поперечних рам.

В інших випадках застосовують зв'язки другого типу.

Додаткову поперечну в'язеву ферму призначають при довжині температурного відсіку більше 144 м (120 м при розрахунковій температурі нижче -40 °С) і встановлюють в середині температурного блоку. Поздовжні в'язеві ферми в одно-, дво- і трьох прогонових будівлях розміщують уздовж крайніх рядів колон, а при більшій кількості прольотів не рідше ніж через два прольоти (через один проліт при кранах важкого і вельми важкого режимів роботи).

Зв'язки по колонах встановлюють вище і нижче підкранових балок для сприйняття навантаження від поздовжнього гальмування кранів і вітрового навантаження з торців будівлі.

1.6 Теплотехнічний розрахунок стінового огородження

Необхідний опір теплопередачі стінових огорожувальних конструкцій (сендвіч-панелей), який повинен відповідати санітарно-гігієнічним і комфортним умовам, визначають за формулою:

$$R_0^{тр} = \frac{n \cdot (t_b - t_n)}{\Delta t^H \cdot \alpha_b} = \frac{1 \cdot (20 + 27)}{6,72 \cdot 8,7} = 0,804,$$

де $n = 1$ – коефіцієнт, що приймається в залежності від положення зовнішньої поверхні огорожувальних конструкцій по відношенню до зовнішнього повітря по табл. 3 * ДБН В.2.6-31:2021;

$t_b = 20$ ° С – розрахункова температура внутрішнього повітря, яка приймається згідно норм проектування відповідних будинків і споруд;

$t_n = -27$ ° С – розрахункова зимова температура зовнішнього повітря, що дорівнює середній температурі найбільш холодної п'ятиденки забезпеченістю 0,92 за ДБН В.2.6-31:2021;

$\Delta t^H = 6,72$ – нормативний температурний перепад між температурою внутрішнього повітря і температурою внутрішньої поверхні огорожувальної конструкції, що приймається за табл. 2 * ДБН В.2.6-31:2021 залежно від температури точки роси $t_p = 13,28$ °C і $t_b = 20$ °C;

$\alpha_b = 8,7$ – коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні огорожувальних конструкцій, що приймається за табл. 4 ДБН В.2.6-31:2021.

Опір теплопередачі R_o , $m^2 \times ^\circ C / W$ огорожувальної конструкції слід визначати за формулою:

$$R_o = \frac{1}{\alpha_{\%o}} + R_k + \frac{1}{\alpha_n},$$

де R_k – термічний опір огорожувальної конструкції, $m^2 \times ^\circ C / W$, визначається однорідною (одношаровою) за формулою:

$$R_k = R_1 + R_2 + \dots + R_n,$$

де R_1, R_2, \dots, R_n – термічні опори окремих шарів огорожувальних конструкцій, $m^2 \times ^\circ C / W$, що визначаються за формулою:

$$R = \frac{\delta}{\lambda},$$

де δ – товщина шару, м;

λ – розрахунковий коефіцієнт теплопровідності шару матеріалу, $W / (m \times ^\circ C)$,

$\alpha_n = 23$ $W / (m \times ^\circ C)$ – коефіцієнт тепловіддачі (для зимових умов) зовнішньої поверхні огорожувальної конструкції.

$$R_o^{tp} = \frac{1}{\alpha_b} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_{yt}}{\lambda_{yt}} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{1}{\alpha_n},$$

Сендвіч-панель складається їх трьох шарів:

- сталевий лист С18-1000-0.7 товщиною $\delta_1 = 0,7$ мм і з коефіцієнтом теплопровідності $\lambda_1 = 58$ $W / (m \times ^\circ C)$,

- утеплюючий шар пінополіуретан з коефіцієнтом теплопровідності $\lambda_2 = 0,041$ $W / (m \times ^\circ C)$,

- сталевий лист С18-1000-0.7 товщиною $\delta_3 = 0,7$ мм і з коефіцієнтом теплопровідності $\lambda_3 = 58$ Вт/(м°C),

$$\delta_{yt} = \left(R_o^{тр} - \frac{1}{\alpha_B} - \frac{\delta_1}{\lambda_1} - \frac{\delta_2}{\lambda_2} - \frac{1}{\alpha_H} \right) \cdot \lambda_{yt},$$

$$\delta_{yt} = \left(0,803 - \frac{1}{8,7} - \frac{0,0007}{58} - \frac{0,0007}{58} - \frac{1}{23} \right) \cdot 0,041 = 0,026\text{м} = 26 \text{ мм.}$$

Приймаємо пенополіуретановий утеплювач товщиною 100 мм відповідно до конструкції віконних рам і забезпечення жорсткості «сендвіч» панелей.

1.7 Матеріали для зведення будівлі. Обґрунтування їх вибору

Для зведення будівлі використовуються металеві колони та ферми, що виготовляються за індивідуальними кресленнями і розрахунок яких наведений в подальших розділах. Для влаштування покриття використовують бітумну мастику, руберойд.

В якості службових сходів використовуються сталеві сходи.

Конструкція підлог визначається особливостями технологічних процесів, які відбуваються в цеху. Оскільки на підлогу діють великі навантаження від технологічного обладнання, машин і механізмів, то потрібна посилена конструкція підлоги з високоміцних матеріалів, особливо це стосується місць встановлення пресів, та місць проїзду вагонеток. Тому в цеху доцільно використати підлогу, яка має такий склад : бетон М400 – 30мм, підстиляючий шар із бетону М200 – 140мм, щебінь, втрамбований в ґрунт – 40мм.

1.8 Архітектурно-художнє рішення будівлі

Архітектурна композиція виражена у вигляді пропорційного відношення довжини будівлі до ширини (1,5:1), а також ширини до висоти (8:1).

Тектоніка будівлі утворюється вертикальними та горизонтальними швами між стіновими панелями.

Принцип художнього контрасту виражений в пофарбуванні стін, що зменшує одноманітність стінових панелей сірого кольору.

1.9 Санітарно-технічне обладнання

В проектуваній будівлі передбачена водяна система опалення від центральної котельні. Передача тепла здійснюється тепловими мережами, які прокладаються в загальних колекторах спільно з іншими комунікаціями. Вентиляція – витяжна примусова, а також приточно-витяжна природна. Туалети та кімнати відпочинку обладнані системами як холодного так і гарячого водопостачання. Каналізація – роздільна для побутових та виробничих стоків; дощова каналізація спільна з побутовою. Електропостачання здійснюється через заводську систему.

Висновки до розділу 1

1. В розділі прийняті основні об'ємно-планувальні рішення металургійного заводу місті Дніпро. У відповідності до прийнятих об'ємно-планувальні рішень, підібрано конструкції та матеріали з яких буде виготовлено об'єкт.

2. Розраховано теплоізоляцію огорожуючи стін будівлі цеху.

РОЗДІЛ 2

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ

2.1 Визначення навантажень на раму каркасу

Раму каркаса розраховуємо окремо на кожну з навантажень, а після того розглядаємо їх можливі поєднання і комбінації.

2.1.1 Постійні навантаження

До постійних навантажень відносять навантаження від покрівлі і стін, власна вага конструкцій.

Навантаження від конструкцій покриття

Склад покрівлі визначається режимом температурної вологості будівлі і прийнятої конструкції покрівлі.

Таблиця 2.1 – Навантаження від конструкцій покриття

Назва	Характеристичне навантаження, кН/м ²	Коеф. надійності за навант.	Граничне навантаження, кН/м ²
Два шари руберойду	0,15	1,3	0,195
Азбоцементний плоский лист	0,11	1,1	0,121
Гідробар'єр - дифузійна плівка	0,07	1,3	0,091
Утеплювач - Rockwool $\rho = 200 \text{ кг/м}^3$, $t = 100 \text{ мм}$	0,2	1,3	0,26
Пароізоляція - поліетиленова плівка	0,07	1,3	0,091
Профлист Р-75-750-0,9	0,17	1,05	0,179
Прогони	0,25	1,05	0,263
Ферми, ліхтарі, зв'язки	0,5	1,05	0,525
Всього:	$g_n = 1,52$		$g = 1,725$

2.1.2 Снігове навантаження

Характеристичне значення снігового навантаження на 1 м^2 горизонтальної проекції покриття визначають за формулою:

$$s_H = s_0 \cdot \mu,$$

де s_0 – нормативне значення ваги снігового покриву на 1 м^2 горизонтальної проекції будівлі для даного (III) снігового району.

Таблиця 2.2 – Характеристичне значення s_0

Сніговий район	I	II	III	IV	V	VI
$s_0, \text{кН/м}^2$	0,5	0,7	1,0	1,5	2,0	2,5

Для прольота Б – В:

μ – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву землі до снігового навантаження на покрівлю, що залежить від конфігурації. При наявності ліхтаря розрахунок ведемо відповідно п.п. 4.1, 4.3 і додатка 3 ДБН В.1.2-2:2006 за варіантом 1 (п.3, додаток 3). Ведемо розрахунок для зони С, так як в подальшому з метою спрощення проекту до рівня «навчального» буде розрахована тільки одна ферма, яка передбачає розміщення ліхтаря:

$$\mu_1 = 0,8;$$

$$\mu_2 = 1 + 0,1 \cdot \frac{a}{b} = 1 + 0,1 \cdot \frac{4}{15,2} = 1,025.$$

Таким чином:

$$s_H^1 = s_0 \cdot \mu_1; \quad s_H^2 = s_0 \cdot \mu_2,$$

$$s_H^1 = 1,0 \cdot 0,8 = 0,8 \text{ кН/м}^2; \quad s_H^2 = 1,0 \cdot 1,025 = 1,025 \text{ кН/м}^2.$$

Розрахункове значення снігового навантаження дорівнює:

$$s = s_H \cdot \gamma_f.$$

Коефіцієнт надійності за навантаженням γ_f залежить від відношення характеристичного навантаження s_H до навантаження s_0 . Якщо величина

відношення g_H/s_0 менше 0,8, то $\gamma_f = 1,6$. В решті випадків $\gamma_f = 1,4$.

$$g_H = 1,52 \text{ кН/м}^2, \quad s_H^1 = 0,8 \text{ кН/м}^2, \quad s_H^2 = 1,04 \text{ кН/м}^2$$

$$g_H / s_H^1 = 1,52 / 0,8 = 1,9 > 0,8, \text{ отже } \gamma_f = 1,4.$$

$$g_H / s_H^2 = 1,52 / 1,025 = 1,49 > 0,8, \text{ отже } \gamma_f = 1,4.$$

Розрахункове значення снігового навантаження:

$$s_{BB}^1 = s_H^1 \cdot \gamma_f = 0,8 \cdot 1,4 = 1,12 \text{ кН/м}^2,$$

$$s_{BB}^2 = s_H^2 \cdot \gamma_f = 1,025 \cdot 1,4 = 1,435 \text{ кН/м}^2.$$

Розрахунковий тиск ферми прольоту Б – В на колону від снігового навантаження:

$$P_{\text{снєг}}^{BB} = \frac{B}{2} \cdot (2 \cdot s_{BB}^2 \cdot b + s_{BB}^1 \cdot a) = \frac{12}{2} \cdot (2 \cdot 1,435 \cdot 16 + 1,12 \cdot 4) = 302 \text{ кН}.$$

Для ферми прольоту А – Б (без ліхтаря) коефіцієнт $\mu = 1$, тому

$$s_H = s_0 = 1,0 \text{ кН/м}^2,$$

$$g_H / s_H^{AB} = 1,52 / 1,0 = 1,52 > 0,8, \text{ отже } \gamma_f = 1,4,$$

$$s^{AB} = s_H^{AB} \cdot \gamma_f = 1,0 \cdot 1,4 = 1,4 \text{ кН/м}^2.$$

Розрахунковий тиск ферми прольоту А – Б на колону від снігового навантаження:

$$P_{\text{снєг}}^{AB} = \frac{B}{2} \cdot s^{AB} \cdot L = \frac{12}{2} \cdot 1,4 \cdot 36 = 302 \text{ кН}.$$

Для ферми прольоту В – Г

$$\mu_1 = 0,8; \quad \mu_2 = 1 + 0,1 \cdot \frac{a}{b} = 1 + 0,1 \cdot \frac{4}{13} = 1,03.$$

Таким чином:

$$s_H^1 = s_0 \cdot \mu_1; \quad s_H^2 = s_0 \cdot \mu_2,$$

$$s_H^1 = 1,0 \cdot 0,8 = 0,8 \text{ кН/м}^2; \quad s_H^2 = 1,0 \cdot 1,03 = 1,03 \text{ кН/м}^2,$$

$$g_H = 1,52 \text{ кН/м}^2, \quad s_H^1 = 0,8 \text{ кН/м}^2, \quad s_H^2 = 1,04 \text{ кН/м}^2,$$

$$g_H / s_H^1 = 1,52 / 0,8 = 1,9 > 0,8, \text{ отже } \gamma_f = 1,4,$$

$$g_H / s_H^2 = 1,52 / 1,03 = 1,47 > 0,8, \text{ отже } \gamma_f = 1,4.$$

Розрахункове значення снігового навантаження

$$s_{B\Gamma}^1 = s_H^1 \cdot \gamma_f = 0,8 \cdot 1,4 = 1,12 \text{ кН/м}^2,$$

$$s_{B\Gamma}^2 = s_H^2 \cdot \gamma_f = 1,03 \cdot 1,4 = 1,44 \text{ кН/м}^2.$$

Розрахунковий тиск ферми прольоту В – Г на колону від снігового навантаження:

$$P_{\text{снег}}^{B\Gamma} = \frac{B}{2} \cdot (2 \cdot s_{CD}^2 \cdot b + s_{CD}^1 \cdot a) = \frac{12}{2} \cdot (2 \cdot 1,44 \cdot 13 + 1,12 \cdot 4) = 252 \text{ кН}.$$

2.1.3 Вітрова навантаження на розрахункову раму

Обчислення вітрових навантажень проводиться відповідно до ДБН В.1.2-2:2006. З метою спрощення розрахунків вітрового навантаження на покриття не проводиться.

Нормативне значення вітрового навантаження на стінове огороження з навітренної (w_e^z) і підвітренної (w_{en}^z) сторони на висоті z над поверхнею землі визначаємо за формулами:

$$w_e^z = w_o \cdot k_z \cdot c_e,$$

$$w_{en}^z = w_o \cdot k_z \cdot c_{en},$$

де w_o – нормативне значення вітрового тиску, яке визначається в залежності від вітрового району по табл. 4.2.3.1 [2].

Таблиця 2.3 – Характеристичне значення вітрового тиску

Вітровий район	Ia	I	II	III	IV	V	VI	VII
w_o , кПа	0,12	0,23	0,30	0,38	0,48	0,60	0,73	0,85

Для I снігового району $w_o = 0,23$ кПа.

k_z – коефіцієнт, що враховує зміну вітрового тиску по висоті і приймається за табл. 4 [2] додатки для типів місцевості А, В, С.

Для типу місцевості «А» коефіцієнти k_z рівні:

$$z \leq 5 \text{ м} \quad k_5 = 0,75$$

$$z = 10 \text{ м} \quad k_{10} = 1,0$$

$$z = 20 \text{ м} \quad k_{20} = 1,25$$

$$z = 40 \text{ м} \quad k_{20} = 1,5$$

c_e і c_{en} – аеродинамічні коефіцієнти, відповідно з навітряного і підвітряного боку, прийняті за додатком 4.

Відповідно до додатка 4 [2], п.2 і п.5: $c_e = +0,8$; $c_{en} = -0,44$.

Визначаємо нормативні значення вітрового навантаження з навітряного і підвітряного боку на різній висоті над поверхнею землі:

$$\begin{aligned} z \leq 5 \text{ м} \quad w_e^5 &= 230 \cdot 0,75 \cdot 0,8 = 138 \text{ Н/м}^2 \\ &w_{en}^5 = -230 \cdot 0,75 \cdot 0,44 = -75,9 \text{ Н/м}^2 \\ z = 10 \text{ м} \quad w_e^{10} &= 230 \cdot 1,0 \cdot 0,8 = 184 \text{ Н/м}^2 \\ &w_{en}^{10} = -230 \cdot 1,0 \cdot 0,44 = -101,2 \text{ Н/м}^2 \\ z = 20 \text{ м} \quad w_e^{20} &= 230 \cdot 1,25 \cdot 0,8 = 230 \text{ Н/м}^2 \\ &w_{en}^{20} = -230 \cdot 1,25 \cdot 0,44 = -126,5 \text{ Н/м}^2 \\ z = 40 \text{ м} \quad w_e^{40} &= 230 \cdot 1,5 \cdot 0,8 = 276 \text{ Н/м}^2 \\ &w_{en}^{40} = -230 \cdot 1,5 \cdot 0,44 = -151,8 \text{ Н/м}^2 \end{aligned}$$

Обчислимо значення розрахункової вітрового навантаження з навітряного і підвітряного боку на розрахункову вертикальну смугу стіни шириною, яка дорівнює половині кроку колон $B / 2 = 6 \text{ м}$:

$$p_{we}^z = \gamma_f \cdot w_e^z \cdot B;$$

$$p_{wen}^z = \gamma_f \cdot w_{en}^z \cdot B,$$

де $\gamma_f = 1,4$ – коефіцієнт надійності за навантаженням.

$$p_{we}^5 = 1,4 \cdot 138 \cdot 6 = 1159,2 \text{ Н/м};$$

$$p_{wen}^5 = -1,4 \cdot 75,9 \cdot 6 = -637,56 \text{ Н/м};$$

$$p_{we}^{10} = 1,4 \cdot 184 \cdot 6 = 1545,6 \text{ Н/м};$$

$$p_{wen}^{10} = -1,4 \cdot 101,2 \cdot 6 = -850,08 \text{ Н/м};$$

$$p_{we}^{20} = 1,4 \cdot 230 \cdot 6 = 1932 \text{ Н/м};$$

$$p_{wen}^{20} = -1,4 \cdot 126,5 \cdot 6 = -1062,6 \text{ Н/м};$$

$$p_{we}^{40} = 1,4 \cdot 276 \cdot 6 = 2318,4 \text{ Н/м};$$

$$p_{wen}^{40} = -1,4 \cdot 151,8 \cdot 6 = -1275,12 \text{ Н/м}.$$

Вітрова навантаження, яке діє на бічний фасад, сприймається колонами каркаса. При розрахунку рами навантаження з огорожувальних конструкцій, розташованих вище позначки верху колони $ВК = 17,55$ м, замінюють зосередженою вітровою силою W , навантаження з огорожувальних конструкцій, розташованих нижче за відмітку $ВК$, передають на колони у вигляді рівномірно розподілених навантажень по висотних ділянках від 0 да 5 м, від 5 до 10 м і т.д. (див. рис. 2.6 [2]).

На рис. 2.1 середні значення вітрового тиску пораховані графічним методом і виділені підкресленням.

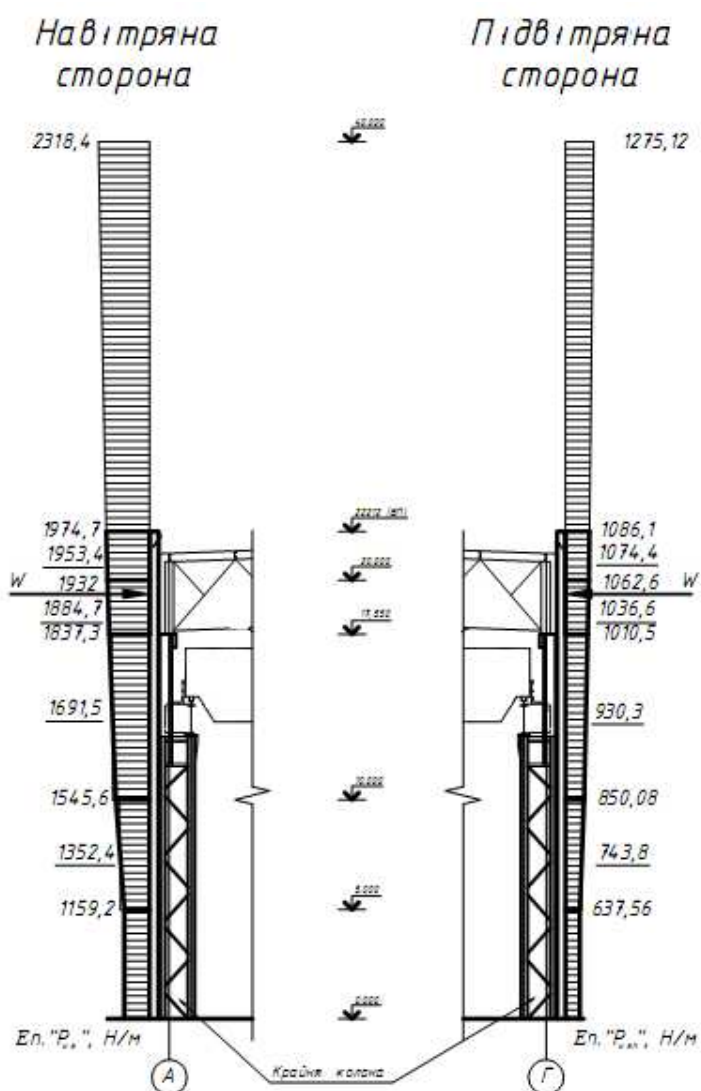


Рисунок 2.1 – Схема розбивки будівлі по висоті на розрахункові ділянки для визначення вітрового навантаження

Таблиця 2.4 – Середні значення вітрового тиску по висотних ділянках стін»

Ділянка по висоті будівлі, z	Середній вітровий тиск на розрахункову смугу, Н/м	
	Навітряна сторона, Н/м ²	Завітрена сторона, Н/м ²
0 – 5 м	1159,2	637,6
5 – 10 м	1352,4	743,8
10 – 17,55 м	1619,5	930,3

Для розрахунку рами наведені в цій таблиці значення слід вводити в ПК «Ліра», як розподілене навантаження.

Зосереджене навантаження W збираємо з навітряного і підвітряного сторін (моменти, що нею створюються нехтуємо, використовуючи тільки її горизонтальну складову). Як видно з рис. 2.1, на вантажне поле W (площа стіни вище позначки верху колони ВК) припадають 2 висотних ділянки, тому:

- Для навітряного боку (див. рис. 2.1):

$$W_1 = (20 - ВК) \cdot 1884,7 = (20 - 17,55) \cdot 1884,7 = 4617,5 \text{ Н} = 4,62 \text{ кН},$$

$$W_2 = (ВП - 20) \cdot 1943,7 = (22,212 - 20) \cdot 1953,4 = 4320,9 \text{ Н} = 4,32 \text{ кН},$$

$$W = W_1 + W_2 = 4,62 + 4,32 = 8,94 \text{ кН}.$$

- для завітреної сторони:

$$W_1 = (20 - ВК) \cdot 1036,6 = (20 - 17,55) \cdot 1036,6 = 2539,7 \text{ Н} = 2,54 \text{ кН},$$

$$W_2 = (ВП - 20) \cdot 1074,4 = (22,212 - 20) \cdot 1074,4 = 2293 \text{ Н} = 2,29 \text{ кН},$$

$$W = W_1 + W_2 = 2,54 + 2,29 = 4,83 \text{ кН}.$$

2.1.4 Кранове навантаження

На раму каркасу впливають вертикальні і горизонтальні кранові навантаження. При наявності одного крана навантаження від нього приймають в повному розмірі. При врахуванні двох кранів навантаження від них знижують множенням на коефіцієнти сполучень кранових навантажень $\psi_k = 0,85$ ($\psi_k = 0,95$ для кранів важкого і дуже важкого режимів роботи), при врахуванні чотирьох

кранів коефіцієнти приймають відповідно $\psi_k = 0,7$ ($\psi_k = 0,8$). Горизонтальні навантаження визначають від одного або від двох кранів в одному прольоті в одному створі.

Найбільше D_{\max} найменше D_{\min} і горизонтальне $F_{\text{гор}}$ тиску кранового навантаження на колону визначають по лініях впливу опорних реакцій колон при одній і тій же установці катків.

Розглянемо навантаження на колони прольоту А – Б від кранів (№1, табл. 2.1), вважаючи, що на колону розрахункової рами по осі п діють:

1 кран:

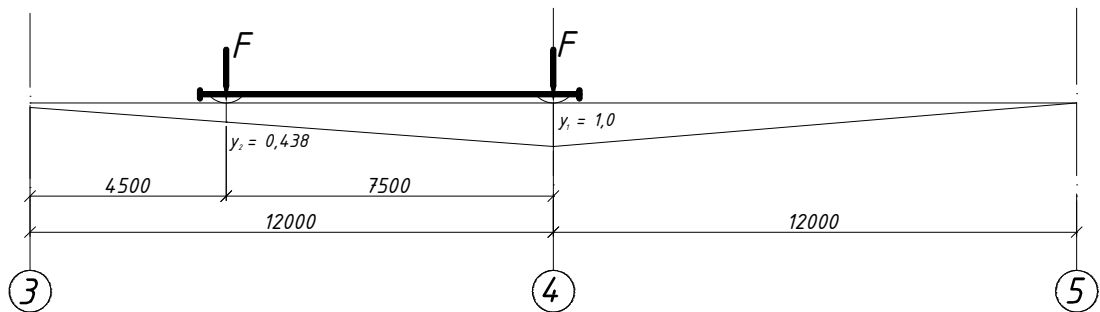


Рисунок 2.2 – Навантаження колони типової осі одним краном

Коефіцієнт сполучень кранових навантажень n_c тут не врахований, так як розглядається навантаження від одного крана і $\psi_k = 1,0$.

$$D_{\max}^1 = \gamma_f \cdot \sum F_{\max} \cdot y_i = 1,1 \cdot (1,0 + 0,438) \cdot 293 = 464 \text{ кН};$$

$$D_{\min}^1 = \gamma_f \cdot \sum F_{\min} \cdot y_i = 1,1 \cdot (1,0 + 0,438) \cdot 95 = 150 \text{ кН};$$

$$F_{\text{гор}}^1 = \gamma_f \cdot \sum F_{\text{гор,к}} \cdot y_i = 1,1 \cdot (1,0 + 0,438) \cdot 10,3 = 16 \text{ кН}.$$

2 крана:

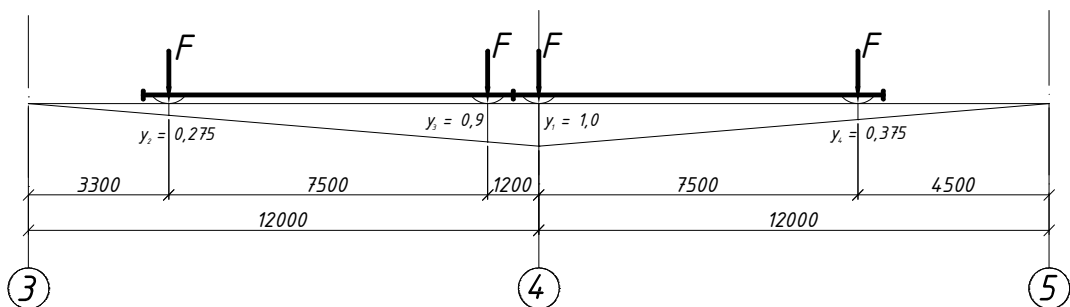


Рисунок 2.3 – Навантаження колони типової осі двома кранами

Коефіцієнт сполучень кранових навантажень для даного випадку – облік навантаження від двох кранів важкого режиму роботи – дорівнює $\psi_k = 0,95$.

$$D_{\max}^2 = \psi_k \cdot \gamma_f \cdot \sum F_{\max} \cdot y_i = 0,95 \cdot 1,1 \cdot (0,275 + 0,9 + 1,0 + 0,375) \cdot 293 = 781 \text{ кН};$$

$$D_{\min}^2 = \psi_k \cdot \gamma_f \cdot \sum F_{\min} \cdot y_i = 0,95 \cdot 1,1 \cdot (0,275 + 0,9 + 1,0 + 0,375) \cdot 95 = 253 \text{ кН};$$

$$F_{\text{гор}}^2 = \psi_k \cdot \gamma_f \cdot \sum F_{\text{гор,к}} \cdot y_i = 0,95 \cdot 1,1 \cdot (0,275 + 0,9 + 1,0 + 0,375) \cdot 10,3 = 27 \text{ кН}.$$

Найбільш вигідним є завантаженість двома кранами, тому приймаємо його до подальшого розрахунку.

Розглянемо навантаження на колони прольоту Б – В від крана зазначеного прольоту, вважаючи, що на колону розрахункової рами по осі п діє один кран (№2, табл. 2.1):

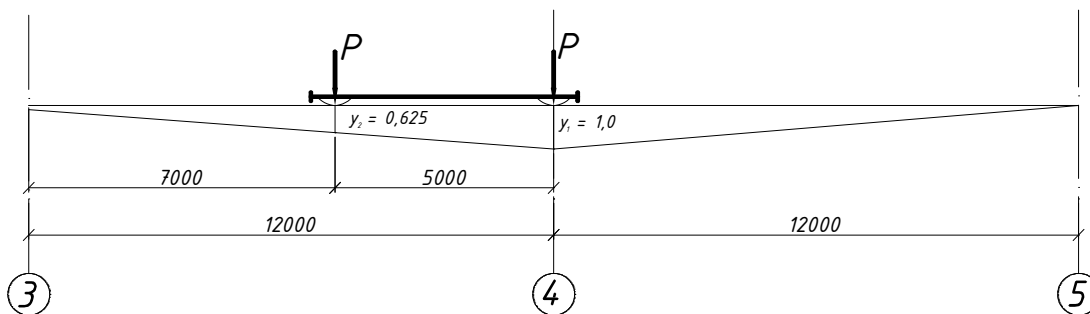


Рисунок 2.4 – Навантаження колони типової осі одним краном

Коефіцієнт сполучень кранових навантажень ψ_c тут не врахований, так як розглядається навантаження від одного крана і $\psi_k = 1,0$.

$$D_{\max}^1 = \gamma_f \cdot \sum F_{\max} \cdot y_i = 1,1 \cdot (1,0 + 0,625) \cdot 213 = 381 \text{ кН};$$

$$D_{\min}^1 = \gamma_f \cdot \sum F_{\min} \cdot y_i = 1,1 \cdot (1,0 + 0,625) \cdot 90 = 161 \text{ кН};$$

$$F_{\text{гор}}^1 = \gamma_f \cdot \sum F_{\text{гор,к}} \cdot y_i = 1,1 \cdot (1,0 + 0,625) \cdot 7 = 13 \text{ кН}.$$

Розглянемо навантаження на колони прольоту В – Г від крана зазначеного прольоту, вважаючи, що на колону розрахункової рами по осі п діє один кран:

Коефіцієнт сполучень кранових навантажень ψ_c тут не врахований, так як розглядається навантаження від одного крана і $\psi_k = 1,0$.

$$D_{\max}^1 = \gamma_f \cdot \sum F_{\max} \cdot y_i = 1,1 \cdot (1,0 + 0,618) \cdot 265 = 472 \text{ кН};$$

$$D_{\min}^{I'} = \gamma_f \cdot \sum F_{\min} \cdot y_i = 1,1 \cdot (1,0 + 0,618) \cdot 81 = 144 \text{ кН};$$

$$F_{\text{гор}}^{I'} = \gamma_f \cdot \sum F_{\text{гор,к}} \cdot y_i = 1,1 \cdot (1,0 + 0,618) \cdot 10 = 18 \text{ кН}.$$

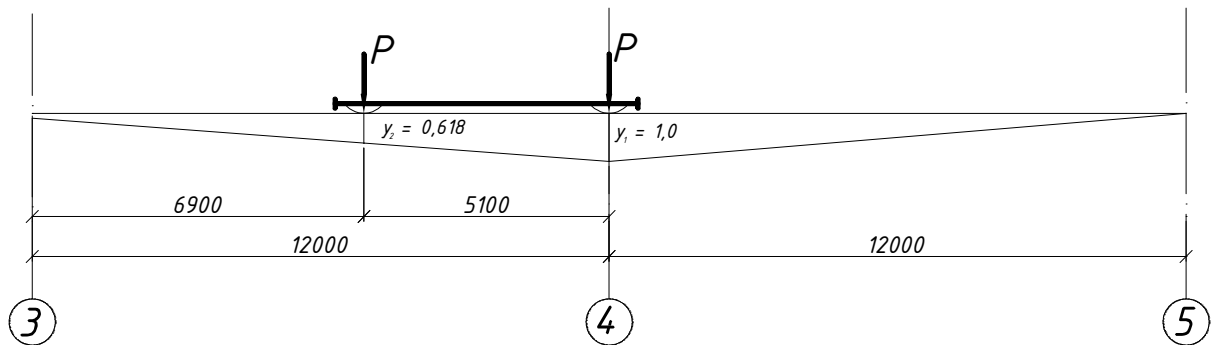


Рисунок 2.5 – Навантаження колони типової осі одним краном

2.2 Статичний розрахунок рами каркасу

Розрахунок рами виконується за допомогою ПК «Ліра», тому розрахункову схему рами компонуємо з оптимізацією щодо нюансів відмінності комп'ютерного розрахунку від ручного. Через великий об'єм результатів, вони не поміщені в пояснювальну записку і може бути наданий на вимогу.

2.3 Розрахунок і конструювання підкранової балки

2.3.1 Визначення розмірів поперечного перерізу підкранової балки

Визначення необхідного моменту опору:

$$W_x^{\text{тр}} = \frac{M_{\max}^p}{R_y \cdot \gamma_c \cdot \beta} = \frac{1975,3 \cdot (10^3)}{240 \cdot 10^6 \cdot 1 \cdot 0,9} \cdot (10^6) = 9244,91 \text{ см}^3.$$

Необхідна площа перерізу стінки з умови її зминання:

$$A_w^{\text{треб}} = \frac{1,2 \cdot Q_{\max}^p}{R_s \cdot \gamma_c},$$

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

$$A_w^{\text{треб}} = \frac{1,2 \cdot 883,3 \cdot (10^3)}{139,2 \cdot 1 \cdot (10^6)} \cdot (10^4) = 76,15 \text{ см}^2.$$

Визначаємо товщину стінки за наближеною формулою:

$$t_w = 0,7 + 0,035 \cdot L = 0,7 + 0,035 \cdot 12 = 1,12 \text{ см.}$$

Приймаємо по сортаменту $t_w = 12 \text{ мм} = 1,2 \text{ см.}$

Висота стінки балки з умови оптимальності її ваги:

$$h_{\text{опт}} = 1,1 \sqrt{\frac{W_x^{\text{треб}}}{t_w}} = 1,1 \sqrt{\frac{8230,42}{1,2}} = 91,1 \text{ см.}$$

Приймаємо $h_{\text{опт}} = 92 \text{ см.}$

Мінімальна висота стінки:

$$h_{\text{мін}} = \frac{L \cdot M_{\text{макс}}^{\text{норм}}}{4800 \cdot \left[\frac{f}{L} \right] \cdot M_{\text{макс}}^p} = \frac{12 \cdot 1496,4}{4800 \cdot \frac{1}{400} \cdot 1974,3} \cdot (10^2) = 75,8 \text{ см.}$$

Приймаємо $h_w = 95 \text{ см} > h_{\text{мін}} = 75,8 \text{ см}$

Виходячи з прийнятих розмірів, перевіряємо товщину стінки t_w :

- з умови роботи на зріз:

$$t_w = \frac{1,5 \cdot Q_{\text{макс}}^p}{R_s \cdot h_w} = \frac{1,5 \cdot 883,3 \cdot (10^3)}{139,2 \cdot 0,95 \cdot (10^6)} \cdot (10^2) = 1,002 \text{ см;}$$

- з умови забезпечення стійкості:

$$t_w = \frac{h_w}{5,5 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}} = \frac{0,95}{5,5 \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot (10^{11})}{240 \cdot (10^6)}}} \cdot (10^2) = 0,59 \text{ см.}$$

Приймаємо $t_w = 12 \text{ мм.}$

Тоді площа перерізу стінки буде дорівнює:

$$A_w = t_w \cdot h_w = 1,2 \cdot 95 = 114 \text{ см}^2 > A_w^{\text{треб}} = 76,15 \text{ см}^2.$$

Необхідні площі перетину верхнього і нижнього поясів:

$$A_{\text{н.п.}}^{\text{треб}} = A_{\text{в.п.}}^{\text{треб}} = A_f^{\text{треб}} = \frac{W_x^{\text{треб}}}{h_w} - \frac{1}{6} \cdot A_w = \frac{9244,91}{95} - \frac{1}{6} \cdot 114 = 78,31 \text{ см}^2.$$

Ширина поясів:

$$B_f = \left(\frac{1}{2,5} \div \frac{1}{5} \right) \cdot h_w = \frac{1}{3} \cdot 95 = 31,67 \text{ см.}$$

Приймаємо $B_f = 32$ см.

Звідси товщина поясів:

$$t_f = \frac{A_f^{\text{треб}}}{B_f} = \frac{78,31}{32} = 2,45 \text{ см} = 24,5 \text{ мм.}$$

Приймаємо $t_f = 2,5$ см.

Дійсна площа поясів:

$$A_f = B_f \cdot t_f = 32 \cdot 2,5 = 80 \text{ см}^2 > A_f^{\text{треб}} = 78,31 \text{ см}^2$$

Перевірка стійкості стиснутого (верхнього) пояса:

$$\frac{B_f}{t_f} \leq 0,5 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}},$$

$$\frac{0,32}{0,025} \leq 0,5 \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^{11}}{240 \cdot 10^6}},$$

$$12,8 < 14,65.$$

Умова виконується.

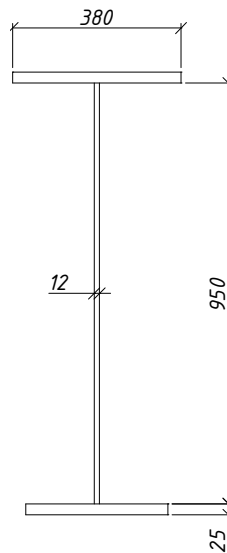


Рисунок 2.6 – Підібраний переріз підкранової балки

З умов кріплення листа гальмівної конструкції приймаємо лист верхнього пояса шириною 380 мм.

Визначаємо геометричні характеристики отриманого перерізу:

- момент інерції:

$$I_x = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2 \cdot B_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{h_w}{2} + \frac{t_f}{2} \right)^2 = \frac{1,2 \cdot 95^3}{12} + 2 \cdot 32 \cdot 2,5 \cdot \left(\frac{95}{2} + \frac{2,5}{2} \right)^2 = 481197,5$$

см⁴;

- момент опору:

$$W_x = \frac{I_x}{\left(\frac{h_w}{2} + t_f \right)} = \frac{481197,5}{\left(\frac{95}{2} + 2,5 \right)} = 9623,95 \text{ см}^3 > W_x^{\text{треб}} = 9244,91 \text{ см}^3.$$

2.3.2 Перевірки проведених розрахунків

Виконуємо перевірку міцності нижнього (розтягнутого) пояса:

$$\sigma = \frac{M_{\max}^p}{W_x} \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

$$\sigma = \frac{1975,3 \cdot (10^3)}{9623,95 \cdot (10^{-6}) \cdot (10^6)} = 205,25 \text{ МПа} \leq 240 \cdot 1 \text{ МПа}.$$

Умова виконується.

Перевірка дотичних напружень:

- статичний момент половини перерізу:

$$S_x = \frac{t_w \cdot h_w}{2} \cdot \frac{h_w}{4} + B_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{h_w}{2} + \frac{t_f}{2} \right) = \frac{1,2 \cdot 95}{2} \cdot \frac{95}{4} + 32 \cdot 2,5 \cdot \left(\frac{95}{2} + \frac{2,5}{2} \right) = 5253,75 \text{ см}^4.$$

- дотичні напруження:

$$\tau_{\max} = \frac{Q_{\max}^p \cdot S_x}{I_x \cdot t_w} < R_s \cdot \gamma_c,$$

$$\tau_{\max} = \frac{883,3 \cdot (10^3) \cdot 5253,75 \cdot (10^{-6})}{481197,5 \cdot (10^{-8}) \cdot 0,012 \cdot (10^6)} = 80,37 \text{ МПа} < 139,2 \text{ МПа}.$$

Умова виконується.

Перевірка жорсткості балки:

$$f \leq f_u,$$

$$\text{де } f_u = \frac{1}{400} \cdot L = \frac{1}{400} \cdot 12 = 0,03,$$

$$f = \frac{M_{\max}^H \cdot L^2}{10 \cdot E \cdot I_x} = \frac{1496,4 \cdot (10^3) \cdot 12^2}{10 \cdot 2,06 \cdot (10^{11}) \cdot 481197,5 \cdot (10^{-8})} = 0,0217 < 0,03,$$

Умова виконується.

Перевірка місцевої стійкості стінки балки:

Визначаємо умовну гнучкість стінки:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} \leq 2,5,$$

$$\bar{\lambda}_w = \frac{95}{1,2} \cdot \sqrt{\frac{240 \cdot 10^6}{2,06 \cdot 10^{11}}} = 2,7 > 2,5.$$

Умова не виконується, отже, необхідна перевірка стінки на стійкість. Так як $\bar{\lambda}_w = 2,62 > 2,2$ (наявність рухомого навантаження на поясі), то необхідне влаштування поперечного ребра жорсткості. при $\bar{\lambda}_w < 3,2$ відстань між поперечними ребрами повинно бути менше $2,5 h_{ef}$.

Приймаємо відстань $a = 2000 \text{ мм} < 2,5 \cdot h_{ef} = 2,5 \cdot 950 = 2375 \text{ мм}$.

Визначаємо перетин ребер жорсткості по конструктивним вимогам норм:

- ширина ребра:

$$b_r \geq \frac{h_w}{30} + 40 = \frac{950}{30} + 40 = 71,67 \text{ мм}.$$

Приймаємо $b_r = 8 \text{ см}$.

- товщина ребра:

$$t_r \geq 2 \cdot b_r \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 2 \cdot 0,08 \cdot \sqrt{\frac{240 \cdot 10^6}{2,06 \cdot 10^{11}}} \cdot 10^3 = 5,5 \text{ мм}.$$

Приймаємо $t_r = 0,6 \text{ см}$.

Для перевірки місцевої стійкості стінки балки виділяємо дві розрахункові ділянки – перша біля опори, де найбільші дотичні напруження, і друга – в середині прольоту балки. Оскільки довжина ділянки $a = 2000 \text{ мм}$ перевищує її висоту $h_{ef} = h_w = 950 \text{ мм}$, то напруження перевіряємо в перерізах, розташованих на відстані $x = 0,5 \cdot h_w = 0,5 \cdot 950 = 475 \text{ мм}$ від краю ділянки; довжину розрахункової ділянки приймаємо $a_0 = h_w = 950 \text{ мм}$.

Обчислення відстані до центрів розрахункових ділянок x_1 і x_2 (див. рис. 2.7):

$$x_1 = 2000 - 475 = 1525 \text{ мм};$$

$$x_2 = 3 \cdot 2000 - 475 = 5525 \text{ мм}.$$

Перевіряємо місцеву стійкість стінки балки першої (приопорної) ділянки.
Критичний вантаж встановлюємо над центром розрахункової ділянки.

Опорна реакція:

$$Q_A = \frac{(2,975 + 10,475 + 11,675) \cdot F}{12} = \frac{(2,975 + 10,475 + 11,675) \cdot 293}{12} = 613,47 \text{ кН}.$$

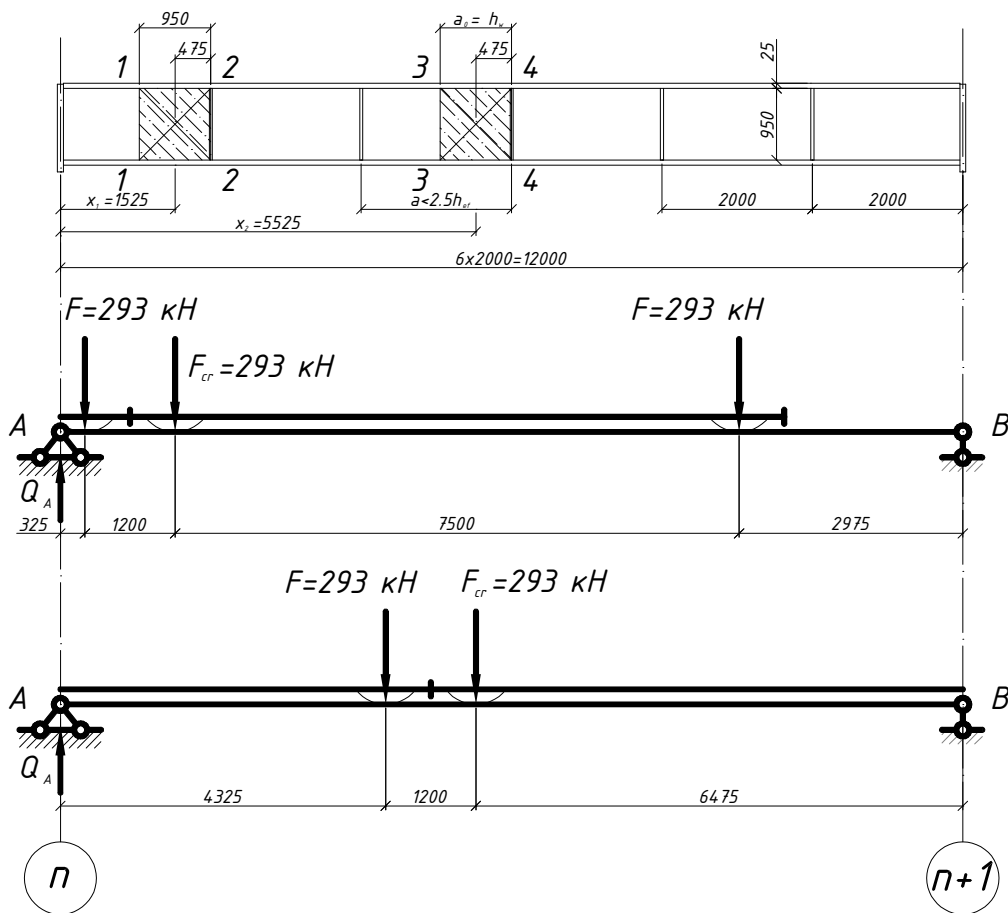


Рисунок 2.7 – Підкранова балка з ребрами жорсткості. Розташування сил для перевірки стійкості стінки балки в опорному і середньому перерізах

Середні значення згинального моменту і поперечної сили на відстані $x_1 = 1525$ мм від опори (з врахуванням коефіцієнта $\alpha_1 = 1,05$ на вагу гальмівної балки) складають:

- в перерізі 1-1:

$$M_1 = \alpha_1 \cdot (1,15 \cdot Q_A - F \cdot 0,325) = 1,05 \cdot (1,05 \cdot 613,47 - 293 \cdot 0,6) =$$

$$= 491,76 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$Q_1 = \alpha_1 \cdot (Q_A - F) = 1,05 \cdot (613,47 - 293) = 336,5 \text{ кН.}$$

- в середині ділянки при $x_1 = 1525 \text{ мм}$:

$$M_{x1} = \alpha_1 \cdot (1,525 \cdot Q_A - 1,2 \cdot F) = 1,05 \cdot (1,525 \cdot 613,47 - 1,2 \cdot 293) = 613,14 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$Q_{x1} = \alpha_1 \cdot (Q_A - 2 \cdot F) = 1,05 \cdot (613,47 - 2 \cdot 293) = 28,84 \text{ кН.}$$

- в перерізі 2-2:

$$M_2 = \alpha_1 \cdot (2,0 \cdot Q_A - F \cdot 1,675) = 1,05 \cdot (2,0 \cdot 613,47 - 293 \cdot 1,675) = 773 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$Q_2 = \alpha_1 \cdot (Q_A - 2 \cdot F) = 1,05 \cdot (613,47 - 2 \cdot 293) = 28,84 \text{ кН.}$$

- середні значення моменту і поперечної сили в розрахунковій ділянці:

$$M_m = \frac{M_1 + M_{x1} + M_2}{3} = \frac{491,76 + 613,14 + 773}{3} = 626 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$Q_m = \frac{Q_1 + Q_2}{2} = \frac{336,5 + 28,84}{2} = 182,67 \text{ кН.}$$

Визначаємо напруження в стінці опорної ділянки при $x_1 = 1525 \text{ мм}$:

- нормальне (на рівні верхньої грані стінки):

$$\sigma = \frac{M_m}{I_x} \cdot y_c, \text{ МПа,}$$

$$\text{де } y_c = 0,5 \cdot h_w = 0,5 \cdot 0,95 = 0,475 \text{ м.}$$

$$\sigma = \frac{626 \cdot (10^3)}{481197,5 \cdot (10^{-8}) \cdot (10^6)} \cdot 0,475 = 61,79.$$

- дотичні напруження:

$$\tau = \frac{Q_m}{t_w \cdot h_w} = \frac{182,67 \cdot (10^3)}{0,012 \cdot 0,95 \cdot (10^6)} = 16,02 \text{ МПа.}$$

Місцеві напруження під колесом мостового крана:

$$\sigma_{\text{loc}} = \frac{F_1 \cdot \gamma_f}{t_w \cdot l_{\text{ef}}},$$

де $\gamma_f = 1,1$ – при перевірці стійкості стінки;

$$F_1 = 1,1 \cdot 293 = 322,3 \text{ кН};$$

$$I_{ef} = 3,25 \cdot \sqrt[3]{\frac{I_{bt}}{t_w}}, \text{ см},$$

де I_{bt} – сума моментів інерції верхнього пояса I_f і кранової рейки КР100 - I_p ($I_p = 2864,73 \text{ см}^4$ з сортаменту):

$$I_{bt} = I_f + I_p = \frac{b_f \cdot t_f^3}{12} + I_p = \frac{32 \cdot 2,5^3}{12} + 2864,73 = 2906,4 \text{ см}^4,$$

$$I_{ef} = 3,25 \cdot \sqrt[3]{\frac{I_{bt}}{t_w}} = 3,25 \cdot \sqrt[3]{\frac{2906,4}{1,2}} = 43,65 \text{ см},$$

$$\sigma_{loc} = \frac{1,1 \cdot 322,3 \cdot (10^3)}{0,012 \cdot 0,4365 \cdot (10^6)} = 67,68 \text{ МПа}.$$

Визначимо критичне напруження для стінки опорної ділянки при відношеннях:

- $\frac{a}{h_w} = \frac{2000}{950} = 2,11 > 0,8;$
- $\frac{\sigma_{loc}}{\sigma} = \frac{67,68}{61,79} = 1,1;$
- коефіцієнт защемлення стінки

$$\delta = \beta \cdot \frac{b_f}{h_{ef}} \cdot \left(\frac{t_f}{t_w} \right)^3,$$

де $\beta = 2$ – для не приварених рейок (ДБН В.2.6-198:2014 табл. 22).

$$\delta = 2 \cdot \frac{32}{95} \cdot \left(\frac{2,5}{1,2} \right)^3 = 6,09.$$

При таких значеннях відношень по табл. 24 ДБН В.2.6-198:2014 знаходимо граничне значення для балок симетричного перерізу:

$$\left[\frac{\sigma_{loc}}{\sigma} \right] = 1,483 > \frac{\sigma_{loc}}{\sigma} = 1,1.$$

Умова виконується.

Критичні напруження:

- нормальне напруження обчислюється за формулою ДБН В.2.6-198:2014:

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} \cdot R_y}{\lambda_w^2}, \text{ МПа,}$$

де $c_{cr} = 34,61$ по табл. 21 ДБН В.2.6-198:2014 при $\delta = 6,09$.

$$\sigma_{cr} = \frac{34,61 \cdot 240 \cdot (10^6)}{2,7^2} = 1139,42 \text{ МПа.}$$

- дотичне критичне напруження по формулі ДБН В.2.6-198:2014:

$$\tau_{cr} = \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2}\right) \cdot \frac{R_s}{\lambda_{ef}^2}, \text{ МПа,}$$

$$\text{де } \mu = \frac{a}{h_w} = 2,11;$$

$$\bar{\lambda}_{ef} = \frac{d}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{0,95}{0,012} \cdot \sqrt{\frac{240 \cdot 10^6}{2,06 \cdot 10^{11}}} = 2,7,$$

де $d = h_w = 950$ мм;

$$\tau_{cr} = \left(1 + \frac{0,76}{2,11^2}\right) \cdot \frac{139,2}{2,7^2} = 22,35 \text{ МПа.}$$

- критичні напруження від місцевого тиску колеса крана за формулою

ДБН В.2.6-198:2014 при $\frac{a}{h_w} = 2$:

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{c_1 \cdot R_y}{\lambda_a^2}, \text{ МПа,}$$

де $c_1 = 21,52$ по табл. 23 ДБН В.2.6-198:2014 при $\frac{a_0}{h_{ef}} = 1$ и $\delta = 6,09$;

$$\bar{\lambda}_a = \frac{0,5 \cdot a}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{0,5 \cdot 2}{0,012} \cdot \sqrt{\frac{240 \cdot 10^6}{2,06 \cdot 10^{11}}} = 2,84,$$

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{21,52 \cdot 240}{2,84^2} = 640,35 \text{ МПа.}$$

Перевіряємо стійкість стінки балки за формулою ДБН В.2.6-198:2014 при

$$\sigma_{loc} \neq 0:$$

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} \leq \gamma_c,$$

$$\sqrt{\left(\frac{61,79}{1139,42} + \frac{67,68}{640,35}\right)^2 + \left(\frac{16,02}{22,35}\right)^2} = 0,734 < \gamma_c = 1,$$

тобто стійкість стінки в опорній ділянці балки забезпечена.

Перевіряємо місцеву стійкість стінки балки середньої ділянки.

Критичний вантаж встановлюємо над центром розрахункової ділянки.

Опорна реакція:

$$Q_A = \frac{(6,475 + 7,675) \cdot F}{L} = \frac{(6,475 + 7,675) \cdot 293}{12} = 345,5 \text{ кН.}$$

Середні значення згинального моменту і поперечної сили на відстані $x_2 = 5525$ мм від опори (з врахуванням коефіцієнта $\alpha_1 = 1,05$ на масу гальмівної балки) складають:

- в перерізі 3-3:

$$M_3 = \alpha_1 \cdot (5,05 \cdot Q_A - 0,725 \cdot F) = 1,05 \cdot (5,05 \cdot 345,5 - 0,725 \cdot 293) = 1609 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$Q_3 = \alpha_1 \cdot (Q_A - F) = 1,05 \cdot (345,5 - 293) = 55,125 \text{ кН.}$$

- в середині ділянки при $x_2 = 5525$ мм:

$$M_{x_2} = \alpha_1 \cdot (5,05 \cdot Q_A - 0,725 \cdot F) = 1,05 \cdot (5,05 \cdot 345,5 - 0,725 \cdot 293) = 1609 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$Q_{x_2} = \alpha_1 \cdot (Q_A - 2 \cdot F) = 1,05 \cdot (345,5 - 2 \cdot 293) = -252,525 \text{ кН.}$$

- в перерізі 4-4:

$$M_4 = \alpha_1 \cdot (6 \cdot Q_A - F \cdot (0,475 + 1,675)) = 1,05 \cdot (6 \cdot 345,5 - 293 \cdot (0,475 + 1,675)) = 1515,2 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$Q_4 = Q_{x_2} = -252,525 \text{ кН.}$$

- середні значення моменту і поперечної сили в розрахунковій ділянці:

$$M_m = \frac{M_3 + M_{x_2} + M_4}{3} = \frac{1609 + 1609 + 1515,2}{3} = 1577,7 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$Q_m = \frac{Q_3 + Q_4}{2} = \frac{55,125 - 252,525}{2} = -98,7 \text{ кН.}$$

Визначаємо напруження в стінці опорної ділянки при $x_2 = 5525$ мм:

- нормальне (на рівні верхньої грані стінки):

$$\sigma = \frac{M_m}{I_x} \cdot y_c, \text{ МПа,}$$

де $y_c = 0,5 \cdot h_\omega = 0,5 \cdot 0,95 = 0,475$ м,

$$\sigma = \frac{1577,7 \cdot (10^3)}{481197,5 \cdot (10^{-8})} \cdot 0,475 = 155,73 \text{ МПа.}$$

- дотичні напруження:

$$\tau = \frac{Q_m}{t_\omega \cdot h_\omega} = \frac{-98,7 \cdot (10^3)}{0,012 \cdot 0,95} = -8,66 \text{ МПа.}$$

Місцеві напруження під колесом мостового крана:

$$\sigma_{\text{loc}} = \frac{F_1 \cdot \gamma_f}{t_w \cdot l_{\text{ef}}},$$

де $\gamma_f = 1,1$ – при перевірці стійкості стінки;

$$F_1 = 1,1 \cdot 293 = 322,3 \text{ кН;}$$

$$l_{\text{ef}} = 3,25 \cdot \sqrt[3]{\frac{I_{\text{bt}}}{t_w}}, \text{ см,}$$

де I_{bt} – сума моментів інерції верхнього пояса I_f і кранової рейки КР100 - I_p ($I_p = 2864,73 \text{ см}^4$ із сортаменту):

$$I_{\text{bt}} = I_f + I_p = \frac{b_f \cdot t_f^3}{12} + I_p = \frac{32 \cdot 2,5^3}{12} + 2864,73 = 2906,4 \text{ см}^4,$$

$$l_{\text{ef}} = 3,25 \cdot \sqrt[3]{\frac{I_{\text{bt}}}{t_w}} = 3,25 \cdot \sqrt[3]{\frac{2906,4}{1,2}} = 43,65 \text{ см,}$$

$$\sigma_{\text{loc}} = \frac{1,1 \cdot 322,3 \cdot (10^3)}{0,012 \cdot 0,4365 \cdot (10^6)} = 67,68 \text{ МПа.}$$

Визначимо критичне напруження для стінки опорної ділянки при відношеннях:

- $\frac{a}{h_\omega} = \frac{2000}{950} = 2,11 > 0,8;$

- $\frac{\sigma_{loc}}{\sigma} = \frac{67,68}{61,79} = 1,1;$
- коефіцієнт заземлення стінки

$$\delta = \beta \cdot \frac{b_f}{h_{ef}} \cdot \left(\frac{t_f}{t_w} \right)^3,$$

де $\beta = 2$ – для не приварених рейок (ДБН В.2.6-198:2014 табл. 22).

$$\delta = 2 \cdot \frac{32}{95} \cdot \left(\frac{2,5}{1,2} \right)^3 = 6,09.$$

При таких значеннях відношень по табл. 24 ДБН В.2.6-198:2014 знаходимо граничне значення для балок симетричного перерізу:

$$\left[\frac{\sigma_{loc}}{\sigma} \right] = 1,483 > \frac{\sigma_{loc}}{\sigma} = 1,1.$$

Умова виконується.

Критичне навантаження:

- нормальне напруження обчислюється за формулою ДБН В.2.6-198:2014:

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} \cdot R_y}{\lambda_w^2}, \text{ МПа},$$

де $c_{cr} = 34,61$ по табл. 21 ДБН В.2.6-198:2014 при $\delta = 6,09$.

$$\sigma_{cr} = \frac{34,61 \cdot 240 \cdot (10^6)}{2,7^2} = 1139,42 \text{ МПа},$$

- дотичне критичне напруження по формулі ДБН В.2.6-198:2014:

$$\tau_{cr} = \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \cdot \frac{R_s}{\lambda_{ef}^2}, \text{ МПа},$$

$$\text{де } \mu = \frac{a}{h_w} = 2,11;$$

$$\lambda_{ef} = \frac{d}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{0,95}{0,012} \cdot \sqrt{\frac{240 \cdot 10^6}{2,06 \cdot 10^{11}}} = 2,7,$$

де $d = h_w = 950$ мм;

$$\tau_{cr} = \left(1 + \frac{0,76}{2,11^2} \right) \cdot \frac{139,2}{2,7^2} = 22,35 \text{ МПа},$$

- критичні напруження від місцевого тиску колеса крана за формулою

ДБН В.2.6-198:2014 при $\frac{a}{h_w} = 2$:

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{c_1 \cdot R_y}{\bar{\lambda}_a^2}, \text{ МПа,}$$

де $c_1 = 21,52$ по табл. 23 ДБН В.2.6-198:2014 при $\frac{a_0}{h_{ef}} = 1$ и $\delta = 6,09$;

$$\bar{\lambda}_a = \frac{0,5 \cdot a}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{0,5 \cdot 2}{0,012} \cdot \sqrt{\frac{240 \cdot 10^6}{2,06 \cdot 10^{11}}} = 2,84,$$

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{21,52 \cdot 240}{2,84^2} = 640,35 \text{ МПа.}$$

Перевіряємо стійкість стінки балки за формулою ДБН В.2.6-198:2014 при $\sigma_{loc} \neq 0$:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} \leq \gamma_c,$$

$$\sqrt{\left(\frac{155,73}{1139,42} + \frac{67,68}{640,35}\right)^2 + \left(\frac{-8,66}{22,35}\right)^2} = 0,457 < \gamma_c = 1,$$

тобто стійкість стінки в середній ділянці балки забезпечена.

Перевірка міцності:

Для спрощення будемо вважати, що підкранові балки для прольоту А – В і В – С однакові.

Перевірку міцності підкранової балки запроектованого перерізу виробляємо за формулою ДБН В.2.6-198:2014:

$$\frac{M_{\max}^p}{W_x} + \frac{M_{\text{гор}}^p}{I_y} \cdot x \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

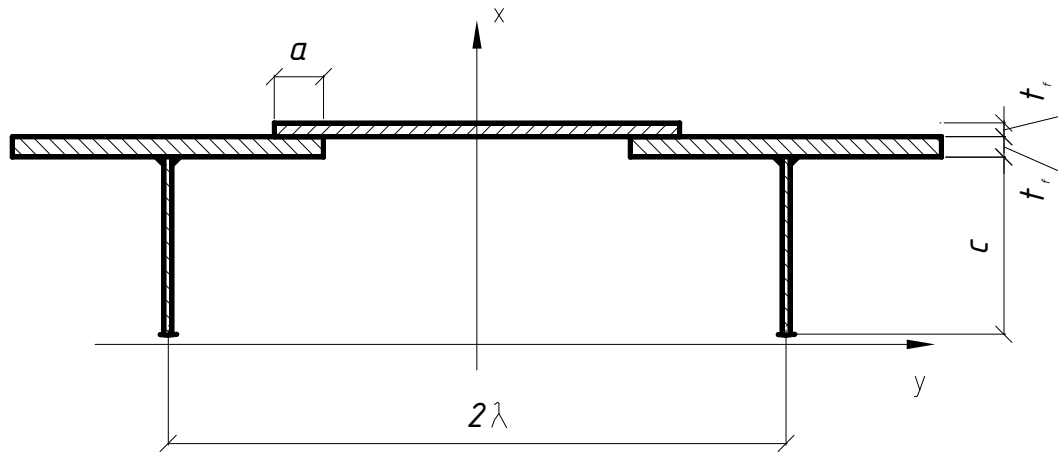


Рисунок 2.8 – Переріз двох підкранових балок однієї колони

Для цього необхідно знайти момент інерції перетину щодо осі y на відстані c (див. рис. 2.8):

$$I_y = 2 \cdot I_{y1} + 2 \cdot I_{y2} + I_{y3},$$

$$c = 0,65 \cdot t_w \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 0,65 \cdot 0,012 \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^{11}}{240 \cdot 10^6}} = 0,23 \text{ м.}$$

Моменти інерції кожного елемента перерізу балки знаходимо окремо:

$$I_{y1} = t_f \cdot b_f \cdot \left(c + \frac{t_f}{2}\right)^2 = 2,5 \cdot 32 \cdot \left(23 + \frac{2,5}{2}\right)^2 = 47045 \text{ см}^4;$$

$$I_{y2} = t_w \cdot c \cdot \left(\frac{c}{2}\right)^2 = 1,2 \cdot 23 \cdot \left(\frac{23}{2}\right)^2 = 3650,1 \text{ см}^4;$$

$$I_{y3} = t_r \cdot 2 \cdot \left(\lambda - \frac{b_f}{2} + a\right) \cdot \left(c + t_f + \frac{t_r}{2}\right)^2, \text{ см}^4,$$

де $t_r = 0,6$ см – товщина гальмівного листа, що з'єднує балки однієї колони;

$a = 5$ см – довжина області накладення гальмівного листа і верхнього пояса підкранових балок.

$$I_{y3} = 0,6 \cdot 2 \cdot \left(100 - \frac{32}{2} + 5\right) \cdot \left(23 + 2,5 + \frac{0,6}{2}\right)^2 = 71090,35 \text{ см}^4,$$

Сумарний момент інерції:

$$I_y = 2 \cdot 47045 + 2 \cdot 3650,1 + 71090,35 = 172480,55 \text{ см}^4.$$

Відстань X знаходимо за формулою:

$$x = c + t_f + t_r = 0,23 + 0,025 + 0,006 = 0,261 \text{ м.}$$

Підставимо отримані значення в умову перевірки:

$$\frac{1975,3 \cdot (10^3)}{9244,91 \cdot (10^{-6})} + \frac{28,1 \cdot (10^3)}{172480,55 \cdot (10^{-8})} \cdot 0,261 = 217,92 \text{ МПа} < 240 \text{ МПа} .$$

Умова виконується.

2.3.3 Розрахунок опорного ребра

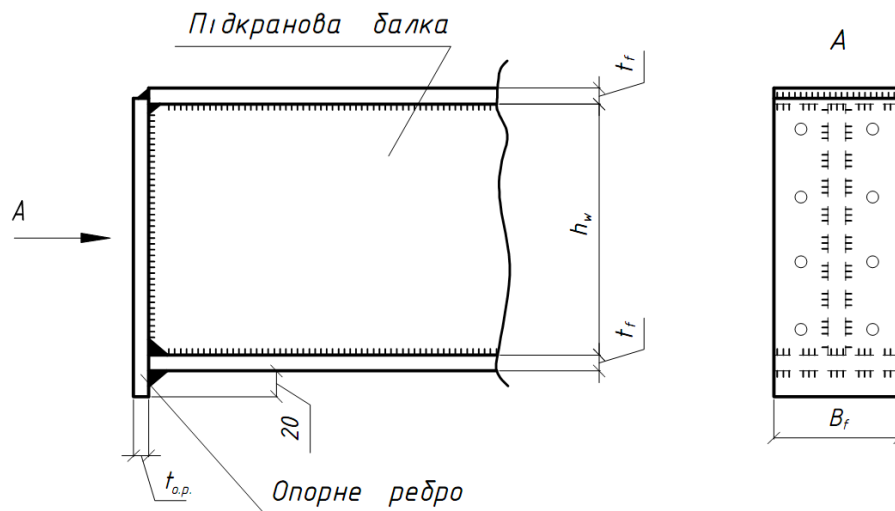


Рисунок 2.9 – Схема опорного ребра підкранової балки

Торці балки в місці обпирання їх на колони зміцнюються опорними ребрами (див. рис. 2.9). Вважають, що вся опорна реакція передається з балки на опору через ці ребра. Опорні ребра надійно прикріплюють до стінки зварними швами, а нижній торець ребер стругають для щільного приставання до опори і рівномірної передачі опорного тиску.

Задаємося товщиною опорного ребра $t_{o.p.} = 30 \text{ мм}$.

Необхідна ширина опорного ребра:

$$B_{o.p.}^{tp} \geq \frac{Q_{max}^p}{t_{o.p.} \cdot \gamma_c \cdot R_p} = \frac{883,3 \cdot (10^3)}{20 \cdot (10^{-3}) \cdot 1 \cdot 340 \cdot (10^6)} = 13 \text{ см} .$$

Приймаємо ширину опорного ребра рівною $B_{o.p.} = 32 \text{ см} > B_{o.p.}^{tp} = 13 \text{ см}$ відповідно до ширини пояса підкранової балки.

Тоді товщина опорного ребра:

$$t_{o.p.} \geq \frac{Q_{\max}^p}{B_{o.p.} \cdot \gamma_c \cdot R_p} = \frac{883,3 \cdot (10^3)}{320 \cdot (10^{-3}) \cdot 1 \cdot 340 \cdot (10^6)} \cdot (10^3) = 8,1 \text{ мм.}$$

Згідно з вимогами, товщина опорного ребра не може бути менше 12 мм, тому приймаємо $t_{o.p.} = 12 \text{ мм}$.

Приймаючи довжину зварного шва $l_{wf} = h_w = 950 \text{ мм}$, необхідний катет визначаємо по:

$$k_f = \frac{Q_{\max}^p}{n \cdot l_{wf} \cdot \beta_f \cdot \gamma_c \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf}} = \frac{883,3 \cdot (10^3)}{2 \cdot 0,95 \cdot 0,9 \cdot 1 \cdot 180 \cdot (10^6) \cdot 1} \cdot (10^3) = 2,87 \text{ мм.}$$

Згідно вимог табл. 38* ДБН В.2.6-198:2014, приймаємо мінімально допустиму товщину шва, що дорівнює $k_f = 7 \text{ мм}$.

2.3.4 Перевірка поясних зварних швів

Поясні шви кріплення верхнього пояса і стінки сприймають поздовжні зсувні зусилля, що виникають від вигину балки і зосереджені зусилля від колеса крана.

При рухомому характері навантаження кутові зварні шви слід розрахувати виходячи з умови:

$$\frac{\sqrt{T^2 + V^2}}{2 \cdot \beta_f \cdot K_f} \leq R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c - \text{по металу шва};$$

$$\frac{\sqrt{T^2 + V^2}}{2 \cdot \beta_z \cdot K_f} \leq R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c - \text{по металу границі сплавлення};$$

де T – зрізаюче поясне зусилля на одиницю довжини, що викликається поперечною силою:

$$T = \frac{Q_{\max}^p \cdot t_f \cdot b_f \cdot (t_f + h_w)}{2 \cdot I_x} \text{ МПа};$$

$$T = \frac{883,3 \cdot 0,025 \cdot 0,32 \cdot (0,025 + 0,95) \cdot (10)^3}{2 \cdot 481197,5 \cdot (10^{-8})} = 0,716 \text{ МПа.}$$

V – тиск від зосередженого вантажу:

$$V = \frac{\gamma_f \cdot F}{l_{ef}} = \frac{\gamma_f \cdot F}{B_f + 2 \cdot t_f} = \frac{1,1 \cdot 293 \cdot (10^3)}{0,32 + 2 \cdot 0,025 \cdot (10^6)} = 0,87 \text{ МПа.}$$

Зазвичай зварювання підкранових балок виконується зварювальним автоматом при положенні «у човник» або «нижній».

Для підкранової балки (1 група конструкцій) приймаємо електроди SF6013, для них вибираємо $R_{wf} = 180 \text{ МПа}$, $R_{wz} = 166,5 \text{ МПа}$.

Для катета шва, рівного 7 мм приймаємо $\beta_f = 0,9$; $\beta_z = 1,05$.

Підставляємо всі дані в перевірочні умови:

$$\frac{\sqrt{(0,716 \cdot 10^6)^2 + (0,87 \cdot 10^6)^2}}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,007} \cdot (10^{-6}) = 89,42 \text{ МПа} \leq 180 \cdot 1 \cdot 1 = 180 \text{ МПа},$$

$$\frac{\sqrt{(0,716 \cdot 10^6)^2 + (0,87 \cdot 10^6)^2}}{2 \cdot 1,05 \cdot 0,007} = 76,65 \text{ МПа} \leq 166,5 \cdot 1 \cdot 1 = 166,5 \text{ МПа}.$$

Умови міцності зварних швів задовольняються.

2.4 Розрахунок середньої колони ряду Б

2.4.1 Розрахункові зусилля і сполучення навантажень

Всі розрахункові дані наведені в таблиці 2.5.

Для розрахунку решітки нижньої частини колони потрібно знайти найбільшу поперечну силу.

Таблиця 2.5 – Значення поперечної сили Q колони середнього ряду Б при різних завантаженнях

Навантаження															
1	2	3	4	9	10	5	6	11	12	7	8	13	14	15	16
0,1	0,1	-	-	1,1	-	4,7	3,3	10,6	-	-	1,3	0,5	-	-	2,1
6	2	6,00	9,32	5	22,16	0	0	7	0,41	1,37	8	7	0,76	2,16	6

Розглядаємо комбінацію при такому поєднанні навантажень.

$$Q_{\max}^+ = (1) + ((2) + (5) + (11) + (8) + (16)) \cdot n_c = 19,18 \text{ кН};$$

$$Q_{\max}^- = (1) + ((2) + ((4) + (10)/0,95) + (7) + (15)) = -36,4 \text{ кН}.$$

2.4.2 Компоновка колони

Вибір висоти траверси:

$$h_{\text{тр}} = (0,5 \dots 0,6) \cdot b_{\text{н}} = 0,5 \cdot 2 = 1 \text{ м.}$$

Розрахункова висота нижньої частини колони (поза траверсою):

$$h_{\text{н}}' = h_{\text{н}} - h_{\text{тр}} = 12,65 - 1 = 11,65 \text{ м.}$$

Висота панелі:

$$d = \frac{h_{\text{н}}'}{n} = \frac{11,65}{12} = 0,97 \text{ м.}$$

Довжина розкошу в панелі:

$$l_{\text{р}} = \sqrt{(b_{\text{н}})^2 + (d)^2} = \sqrt{2^2 + 0,97^2} = 2,22 \text{ м.}$$

2.4.3 Визначення розрахункових довжин колон

Колони входять до складу каркаса будівлі, що має просторову структуру. Розглядаємо колону середнього ряду Б. Вгорі колона закріплена фермами і зв'язками між фермами, внизу – в фундаменті, на рівні підкранової консолі – уздовж прольоту підкрановими балками.

Елементи колони можуть втрачати стійкість в площині колони (рами) і з площини.

Вітка нижньої частини колони в площині колони закріплена шарнірно в вузлах решітки, з площини вітки, в рівні підкранової консолі і в фундаменті – також шарнірно; розкоси решітки закріплені шарнірно по кінцях. При перевірці стійкості верхньої частини колони в площині її вважають нерухомо шарнірно закріпленою вгорі і пружно закріпленою в нижній частині колони, з площини – шарнірно закріпленою вгорі і в підкранової консолі. При перевірці загальної стійкості колони в її площині вважають, що верх колони закріплений шарнірно-нерухомо, а низ – жорстко.

розміри колони:

$$l_1 = h_{\text{н}} = 12,65 \text{ м;}$$

$$l_2 = h_B = 5,05 \text{ м};$$

$$b_H = 2 \text{ м};$$

$$b_B = 0,71 \text{ м}.$$

Максимальне зусилля:

$$F_1 = 1918,51 \text{ кН};$$

$$F_2 = 1292,8 \text{ кН}.$$

Можливість обчислення коефіцієнтів розрахункових довжин:

$$\frac{l_2}{l_1} = \frac{5,05}{12,65} = 0,4;$$

$$\frac{F_2}{F_1} = \frac{1918,51}{1292,8} = 1,48;$$

$$\frac{I_2}{I_1} = \frac{1}{6,2} = 0,16 \Rightarrow \mu_{11} = 1,656; \mu_{12} = 0,82 \text{ (по таблиці 69, ДБН В.2.6-198:2014).}$$

Таблиця 2.6 Розрахункові довжини елементів колони

№ з/п	Елементи колони	Розрахункова довжина, м
Нижня частина колони		
1	Вітка в площині колони	$l_{ef,x} = l_1 \cdot \mu_{11} = 12,65 \cdot 1,656 = 20,95$
2	Вітка із площини колони	$l_{ef,y} = l_1 = 12,65$
Верхня частина колони		
3	В площині колони	$l_{ef,x} = l_2 \cdot \mu_{12} = 5,05 \cdot 0,82 = 4,14$
4	Із площини колони	$l_{ef,y} = h_B - h_{пб} = 5,05 - 1,0 = 4,05$

Розрахункова довжина вітки в площині рами:

$$L_B = 2 \cdot d = 2 \cdot 0,97 = 1,94 \text{ м}.$$

2.4.4 Підбір перерізу і перевірка елементів колони

Колони відносять до третьої групи конструкцій, прийнята сталь С235, розрахунковий опір прокату товщиною $t = 2..20 \text{ мм}$ $R_y = 230 \text{ МПа}$.

Підбір перерізу підкранової частини колони.

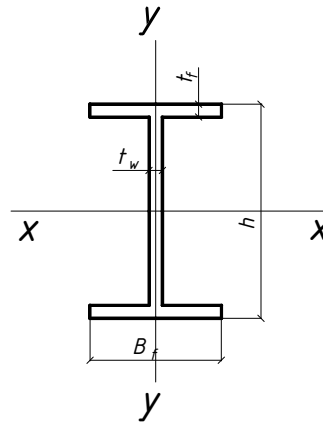


Рисунок 2.10 – Схема перерізу підкранової балки

Колона по осі Б не симетрична, тому підбираємо її на максимальне зусилля в залежності від знака:

$$1. \text{ а) } N_{\text{прав}} = \frac{N_{\text{max}}}{2} + \frac{M_c^+}{b'_H} = \frac{1594,51}{2} + \frac{229,01}{2} = 911,76 \text{ кН,}$$

$$\text{б) } N_{\text{лев}} = \frac{N_{\text{max}}}{2} + \frac{M_c^-}{b'_H} = \frac{1918,51}{2} + \frac{488,98}{2} = 1203,75 \text{ кН;}$$

$$2. \text{ а) } N_{\text{прав}}^{M+} = \frac{M_{\text{max}}^+}{b'_H} + \frac{N_c}{2} = \frac{540,76}{2} + \frac{1594,51}{2} = 1067,635 \text{ кН,}$$

$$\text{б) } N_{\text{лев}}^{M-} = \frac{M_{\text{max}}^-}{b'_H} + \frac{N_c}{2} = \frac{564,54}{2} + \frac{1918,51}{2} = 1241,53 \text{ кН,}$$

$$N_{\text{ветви}} = \max(N_{\text{лев}}; N_{\text{прав}}; N_{\text{лев}}^{M-}; N_{\text{прав}}^{M+}) = N_{\text{лев}}^{M-} = 1241,53 \text{ кН.}$$

Знаходимо необхідну площу перерізу вітки, задавшись $\varphi = 0,8$:

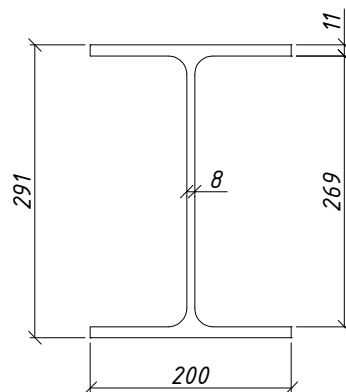


Рисунок 2.11 – Схема перерізу двотавра 30Ш1

$$A_{\text{треб}} = \frac{N_B}{R_y \cdot \varphi \cdot \gamma_c} = \frac{1241,53 \cdot (10^3)}{230 \cdot (10^6) \cdot 0,8 \cdot 1} \cdot (10^4) = 67,47 \text{ см}^2$$

Приймаємо по сортаменту двотавр 30Ш1 з наступними характеристиками:

$$A = 68,31 \text{ см}^2; i_x = 12,32 \text{ см}; i_y = 4,64 \text{ см}; B_f = 20 \text{ см}; t_w = 0,8 \text{ см}; t_f = 1,1 \text{ см};$$

$$I_y = 1470 \text{ см}^4, h = 29,1 \text{ см}$$

Перевіряємо гнучкість вітки:

$$\lambda_x = \frac{l_{\text{efx}}}{i_x} < \lambda_u = 180 - 60 \cdot \alpha = 120; \quad \lambda_y = \frac{L_B}{i_y} < \lambda_u = 180 - 60 \cdot \alpha = 120,$$

$$\lambda_x = \frac{12,65}{0,1232} = 102,68 < 120; \quad \lambda_y = \frac{1,94}{0,0464} = 41,81 < 120.$$

Визначимо φ_{\min} для центрально стиснутого елемента:

$$\varphi_{\min} = 0,845.$$

Тоді зусилля в вітці дорівнюватиме:

$$\sigma = \frac{N_B}{A \cdot \varphi_{\min}} < R_y \cdot \gamma_c,$$

$$\sigma = \frac{1241,53 \cdot (10^3)}{68,31 \cdot 10^{-4} \cdot 0,845} = 215,09 \text{ МПа} < 230 \cdot 1 = 230 \text{ МПа}.$$

Умова виконується.

Розрахунок сполучної решітки

Решітку колони підбираємо на Q_{\max} .

Умовна поперечна сила:

$$Q_{\text{фс}} = 7,15 \cdot (10^6) \cdot \left(2330 - \frac{E}{R_y} \right) \cdot \frac{F_1}{\varphi},$$

φ – коефіцієнт поздовжнього згину знаходимо по таблиці 72 (ДБН В.2.6-198:2014) в залежності від λ_x :

$$\varphi \Rightarrow \lambda_x = \frac{l_{x1}}{i_x},$$

$$\text{де } i_x = \sqrt{\frac{I_x^{\text{кол}}}{A_{\text{кол}}}}$$

$$\text{де } I_x^{\text{кол}} = 2 \cdot I_{x1} + I_{x2},$$

$$A_{\text{ветви}} = A_2 + 2 \cdot A_1,$$

$$A_1 = B_f \cdot t_f = 0,20 \cdot 0,011 = 0,0022 \text{ м}^2 = 22 \text{ см}^2,$$

$$A_2 = (h - 2 \cdot t_f) \cdot t_w = (0,291 - 2 \cdot 0,011) \cdot 0,008 = 0,00215 \text{ м}^2 = 21,5 \text{ см}^2,$$

$$I_{x1} = A_1 \cdot y^2 = A_1 \cdot \left(\frac{t_f + (h - 2 \cdot t_f)}{2} \right)^2 = 0,0022 \cdot \left(\frac{0,011 + (0,291 - 2 \cdot 0,011)}{2} \right)^2 = 4312 \text{ см}^4$$

$$I_{x2} = \frac{t_w \cdot (h - 2 \cdot t_f)^3}{12} = \frac{0,008 \cdot (0,291 - 2 \cdot 0,011)^3}{12} = 1297,67 \text{ см}^4,$$

$$A_{\text{ветви}} = 21,5 + 2 \cdot 22 = 65,5 \text{ см}^2,$$

$$I_x^{\text{кол}} = 2 \cdot 4312 + 1297,67 = 9921,67 \text{ см}^4.$$

Радіус інерції перерізу вітки колони:

$$i_x = \sqrt{\frac{9921,67 \cdot (10^{-8})}{65,5 \cdot (10^{-4})}} = 0,123 \text{ м}.$$

Гнучкість:

$$\lambda_x = \frac{20,95}{0,123} = 170,33, \text{ звідси } \varphi = 0,227.$$

$$Q_{\text{фіс}} = 7,15 \cdot 10^6 \cdot \left(2330 - \frac{E}{R_y} \right) \cdot \frac{F_1}{\varphi} = 7,15 \cdot 10^6 \cdot \left(2330 - \frac{2,06 \cdot 10^{11}}{230 \cdot 10^6} \right) \cdot \frac{1918,51 \cdot (10^3)}{0,227} \cdot (10^{-3}) =$$

$$= 86,68 \text{ кН}.$$

Оскільки умовна сила менша діючої сили $Q_{\text{макс}}^- = -36,4 \text{ кН}$, то до подальшого розрахунку приймаємо більшу з них $Q_{\text{роз}} = 86,68 \text{ кН}$.

Знаходимо кут α :

$$\text{tg} \alpha = \frac{d}{b_{\text{н}}} = \frac{0,97}{2} = 0,485 \Rightarrow \alpha = 26^\circ.$$

Зусилля в розкосі:

$$D = \frac{Q_{\text{роз}}}{2 \cdot \cos \alpha} = \frac{86,68}{2 \cdot 0,899} = 48,21 \text{ кН}.$$

Необхідна площа перерізу розкосу при $\varphi = 0,4$:

$$A_{\text{треб}} = \frac{D}{R_y \cdot \varphi \cdot \gamma_c} = \frac{48,21 \cdot (10^3)}{230 \cdot 0,4 \cdot 1 \cdot (10^6)} \cdot (10^4) = 5,24 \text{ см}^2.$$

Приймаємо по сортаменту кутик 50х6:

$$A = 5,69 \text{ см}^2; \quad i_{x0} = 1,91 \text{ см}; \quad i_{y0} = 0,98 \text{ см}.$$

Перевірити стійкість:

$$\lambda_d = \frac{l_p}{i_{y0}} = \frac{1,94}{0,98 \cdot (10^{-2})} = 198 > [\lambda] = 150.$$

Умова не виконується, тому збільшуємо площу перетину розкосу.

Приймаємо по сортаменту кутик 70х5:

$$A = 6,86 \text{ см}^2; \quad i_{x0} = 2,72 \text{ см}; \quad i_{y0} = 1,39 \text{ см}.$$

Перевіряємо стійкість:

$$\lambda_d = \frac{l_p}{i_{y0}} = \frac{1,94}{1,39 \cdot (10^{-2})} = 139,57 < [\lambda] = 150.$$

Умова виконується.

Перевірка стійкості підкранової частини колони (як єдиного стержня)

Загальна площа перерізу:

$$A = 2 \cdot A_1 = 2 \cdot 68,31 = 136,62 \text{ см}^2.$$

Момент інерції перерізу колони:

$$I_x = 2 \cdot I_{y1} + 2 \cdot A_1 \cdot \left(\frac{b_H}{2}\right)^2 = 2 \cdot 1470 + 2 \cdot 68,31 \cdot \left(\frac{200}{2}\right)^2 = 1369140 \text{ см}^4.$$

Радіус інерції перерізу колони:

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{1369140}{136,62}} = 113,75 \text{ см}.$$

Гнучкість колони:

$$\lambda_x = \frac{l_1 \cdot \mu}{i_x} = \frac{12,65 \cdot 1,656}{113,75 \cdot (10^{-2})} = 18,42 < [\lambda] = 180 - 60 \cdot \alpha = 120.$$

Визначаємо приведену гнучкість, враховуючи вплив решітки:

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

де α – коефіцієнт, що враховує кут нахилу вертикальної решітки:

$$\alpha = \frac{10 \cdot I_p^3}{(b_H)^2 \cdot 2 \cdot d} = \frac{10 \cdot 2.22^3}{2^2 \cdot 2 \cdot 0.97} = 14,1.$$

Тоді приведена гнучкість:

$$\lambda_{ef} = \sqrt{18,42^2 + 14,1 \cdot \frac{136,62}{6,86}} = 24,88 < [\lambda] = 120.$$

Умовна приведена гнучкість:

$$\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 24,88 \cdot \sqrt{\frac{220 \cdot 10^6}{2.06 \cdot 10^{11}}} = 0,831.$$

Перевірку стійкості колони як єдиного стержня згідно ДБН проводимо по комбінації навантажень.

$$M_{\max} = 564,54 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad N_c = 1918,51 \text{ кН}.$$

Ексцентриситет:

$$e = M_{\max} / N_c = 564,54 / 1918,51 = 0,29 \text{ м}.$$

Знаходимо приведений ексцентриситет за формулою ДБН:

$$m = \frac{e \cdot A \cdot a}{I}, \text{ де}$$

$$a = b_H / 2 = 2 / 2 = 1 \text{ м, тоді}$$

$$m = \frac{0,29 \cdot 136,62 \cdot 10^{-4} \cdot 1}{1369140 \cdot (10^{-8})} = 0,289.$$

З таблиці 74 ДБН В.2.6-198:2014 за значенням m і $\bar{\lambda}_{ef}$ визначаємо $\varphi_e = 0,865$.

Перевірити стійкість колони як єдиного стержня:

$$\sigma = \frac{N_c}{A \cdot \varphi_e} < R_y \cdot \gamma_c,$$

$$\sigma = \frac{1918,51 \cdot (10^3)}{136,62 \cdot (10^{-4}) \cdot 0,865} \cdot (10^6) = 162,34 \text{ МПа} < 230 \cdot 1 = 230 \text{ МПа}.$$

Умова виконується.

Підбір перерізу і перевірка верхньої частини колони

При компонуванні прийнята ширина колони $b_B = 0,71 \text{ м}$.

Приймаємо по сортаменту двотавр 70Б1:

$$A = 164,7 \text{ см}^2; \quad W_x = 3645 \text{ см}^3; \quad W_y = 350,5 \text{ см}^3; \quad i_y = 5,26 \text{ см} \quad i_x = 27,65 \text{ см}.$$

Згідно ДБН В.2.6-198:2014, розрахунок на міцність позацентрово-стиснутих і стиснуто-зігнутих елементів виконувати не потрібно, якщо приведений ексцентриситет

$$m_{ef} = \eta \cdot m < 20,$$

де η – коефіцієнт впливу форми перерізу;

m – відносний ексцентриситет:

$$m = \frac{M}{N} \cdot \frac{A}{W_x} = \frac{65,17 \cdot 164,7 \cdot (10^{-4})}{1238,44 \cdot 3645 \cdot (10^{-6})} = 0,238,$$

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{26 \cdot 1,55}{(69,1 - 2 \cdot 1,55) \cdot 1,7} = 0,51.$$

Значить коефіцієнт впливу форми перерізу:

$$\eta = (1,75 - 0,1 \cdot m) - 0,02 \cdot (5 - m) \cdot \bar{\lambda},$$

де $\bar{\lambda}$ – умовна гнучкість:

$$\lambda = \frac{l_b \cdot \mu}{i_x} = \frac{5,05 \cdot 0,82}{0,2765} = 14,97 < [\lambda] = 150,$$

$$\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 14,97 \cdot \sqrt{\frac{230 \cdot 10^6}{2,06 \cdot 10^{11}}} = 0,5.$$

Обчислюємо коефіцієнт впливу форми перерізу:

$$\eta = (1,75 - 0,1 \cdot 0,238) - 0,02 \cdot (5 - 0,238) \cdot 0,5 = 1,68.$$

Приведений ексцентриситет:

$$m_{ef} = \eta \cdot m = 1,68 \cdot 0,238 = 0,4 < 20,$$

Отже, розрахунок на міцність виконувати не потрібно.

Перевірка стійкості оголовка в площині рами:

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

де φ_e – коефіцієнт при наведеному відносному ексцентриситеті m_{ef} (залежить від умовної гнучкості) приймаємо по таблиці 74 (ДБН В.2.6-198:2014):

$$\varphi_e = 0,884,$$

$$\sigma = \frac{1238,44 \cdot 10^3}{164,7 \cdot 10^{-4} \cdot 0,884} = 85,06 \text{ МПа} < R_y \cdot \gamma_c = 230 \text{ МПа}.$$

Умова виконується.

Перевіряємо стійкість верхньої частини колони із площини рами (по ДБН В.2.6-198:2014, формули 56-58, табл.10):

$$m_y = 2/3 \cdot m = 2/3 \cdot 0,238 = 0,159 < 5,$$

значить коефіцієнт c розраховуємо по формулі:

$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha \cdot m_y},$$

де $\alpha = 0,7$; β – вибираємо в залежності від λ_y , λ_c :

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{4,05}{0,0526} = 77 < [\lambda] = 120,$$

$$\lambda_c = 3,14 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 3,14 \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^{11}}{230 \cdot 10^6}} = 93,97,$$

$\lambda_c > \lambda_y$, отже $\beta = 1$,

$$c = \frac{1}{1 + 0,7 \cdot 0,159} = 0,99,$$

φ_y – коефіцієнт, що приймається за таблицею 72 ДБН В.2.6-198:2014:

$$\varphi_y = 0,717.$$

Стійкість верхньої частини колони:

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

$$\sigma = \frac{1238,44 \cdot (10^3)}{0,99 \cdot 164,7 \cdot (10^{-4}) \cdot 0,717} = 105,93 \text{ МПа} < R_y \cdot \gamma_c = 230 \text{ МПа}.$$

Умова виконується.

Розрахунок бази колони

Базу колони виконують, як правило, роздільною у вигляді башмака під кожен з віток колони. Розрахунок башмака аналогічний розрахунку башмака центрально стиснутої колони.

Довжину плити призначаємо на $C = 50$ мм більше висоти нормального перерізу вітки колони з кожного боку, а ширину на $C_1 = 80$ мм більше ширини

полиці перерізу вітки колони. Поздовжнє зусилля з вітками колони на фундамент передається через дві траверси.

Розрахункове зусилля $N_b = 1241,53$ кН. Бетон фундаменту марки В15, розрахунковий опір $R_b = 8,15$ МПа.

Приймаємо $\psi = 1,3$ і обчислюємо розрахунковий опір місцевому змінанню бетону фундаменту:

$$R_{b,loc} = \psi \cdot R_b = 1,3 \cdot 8,15 = 10,6 \text{ МПа.}$$

Довжину і ширину плити призначаємо:

$$L = h_1 + 2 \cdot C = 291 + 2 \cdot 50 = 391 \text{ мм.}$$

Приймаємо $L = 400$ мм.

$$B^{тр} = \frac{N_b}{L \cdot R_{b,red}} = \frac{1241,53 \cdot (10^3)}{0,4 \cdot 10,6 \cdot (10^6)} \cdot (10^3) = 292,8 \text{ мм,}$$

$$B = b + 2 \cdot t_{тр} + 2 \cdot C_1 = 200 + 2 \cdot 10 + 2 \cdot 80 = 380 \text{ мм} > 293 \text{ мм.}$$

Приймаємо $B = 380$ мм.

Перевірка тиску (напруження) фундаменту на плиту:

$$\sigma = \frac{N_b}{L \cdot B} = \frac{1241,53 \cdot (10^3)}{0,4 \cdot 0,38} = 8,17 \text{ МПа} < R_{b,loc} = 10,6 \text{ МПа.}$$

Умова виконується.

Після підбору розмірів плити уточнюємо: $C = 54,5$ мм, $C_1 = 80$ мм.

Визначимо товщину плити.

Ділянка 1 (консольна):

$$M_I = \frac{\sigma \cdot C_1^2}{2} = \frac{8,17 \cdot (10^6) \cdot 0,08^2}{2 \cdot (10^3)} = 26,14 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Ділянка 2 (закріплені 3 сторони плити):

На ділянці 2 при $c / a = 54,5 / 200 = 0,2725$; тоді коефіцієнт $\beta = 0,031$.

$$M_{II} = \beta \cdot \sigma \cdot a^2 = 0,031 \cdot 8,17 \cdot (10^6) \cdot 0,2^2 \cdot (10^{-3}) = 10,13 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Ділянка 3 (закріплені 4 сторони плити):

На ділянці 3 при $\epsilon = h_1 / b = 269 / 96 = 3,03$; тоді коефіцієнт $\alpha = 0,125$.

$$M_{III} = \alpha \cdot \sigma \cdot a^2 = 0,125 \cdot 8,17 \cdot (10^6) \cdot 0,096^2 \cdot (10^{-3}) = 9,41 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

По найбільшому моменту обчислити товщину плити:

$$t_p = \sqrt{\frac{6 \cdot M_{\max}}{R_y \cdot \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 26,14 \cdot (10^3)}{220 \cdot (10^6) \cdot 1}} = 26,7 \text{ мм.}$$

Приймаємо товщину плити: $t_p = 28 \text{ мм.}$

Висоту траверси визначаємо як:

$$h_{\text{тр}} = l_w + 1, \text{ см,}$$

де l_w – довжина зварного шва:

$$h_{\text{тр}} = \frac{N_B}{n \cdot K_f \cdot \beta_f \cdot \gamma_c \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{of}} + 1 = \frac{1241,53 \cdot 10^3}{4 \cdot 8 \cdot 10^{-3} \cdot 0,9 \cdot 1 \cdot 180 \cdot 10^6 \cdot 1} + 1 = 24,95 \text{ см.}$$

Конструктивно приймаємо висоту траверси $h_{\text{тр}} = 40 \text{ см.}$

Анкерні болти розраховують за спеціальними комбінаціям навантажень, що виявляє можливість відриву башмака від фундаменту. Вгорі анкерні болти закріплюють до траверс колони за допомогою плиток.

Зусилля в анкерних болтах:

$$N_A = |N|/2 + M/b'_n;$$

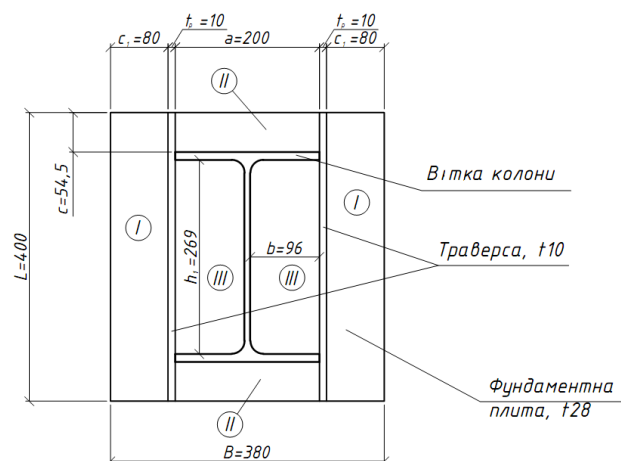
$$N_A = 1241,53 / 2 + (-564,54 / 2) = 338,5 \text{ кН.}$$

Необхідна площа 1 анкерного болта:

$$A_{\text{тр}} = \frac{N_A}{n \cdot R_{ba} \cdot \gamma_c} = \frac{338,5 \cdot (10^3)}{4 \cdot 220 \cdot (10^6) \cdot 0,7} = 5,5 \text{ см}^2,$$

$$d_{\text{анк}} = \sqrt{\frac{4 \cdot A_{\text{тр}}}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 5,5}{3,14}} = 2,65 \text{ см.}$$

Приймаємо 4 болта діаметром різьби $d = 30 \text{ мм}$



Рисуніок 2.12 – База одної вітки

2.5 Розрахунок пальового фундаменту для колони ряду Б

2.5.1 Визначення несучої здатності палі

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cr} \cdot R \cdot A + \gamma_{cf} \cdot U \cdot \sum_{i=1}^n h_i \cdot f_i),$$

де n – кількість шарів з однаковими силами тертя по довжині палі;

γ_c – коефіцієнт умов роботи ($\gamma_c = 1$);

γ_{cr} і γ_{cf} – коефіцієнти умов роботи під подошвою палі і по бічній поверхні, залежать від умов виготовлення або занурення палі ($\gamma_{cr} = 1$ і $\gamma_{cf} = 1$);

A – площа перерізу палі;

R – розрахунковий опір під подошвою палі, залежить від довжини палі і ґрунту ($R = 6784$ кПа);

U – зовнішній периметр поперечного перерізу палі, м;

l – відстань від середини шару до поверхні землі;

f – розрахунковий опір по боковій поверхні палі, залежить від l (приймається з ДБН).

Таблиця 2.7 – Розрахункові опори по боковій поверхні палей

Шар ґрунту	h_i , м	l_i , м	f_i , кПа	$h_i \cdot f_i$, кН/м
Супісок	0,967	2,433	9,06	8,76
	0,967	3,4	10,32	9,98
	0,967	4,367	11,47	11,09
Пісок (дрібний)	0,975	5,337	40,67	39,65
	0,975	6,312	42,31	41,25
Суглинок (важкий)	1,025	7,312	60,62	62,14
	1,025	8,337	62,51	64,07
				236,95

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cr} \cdot R \cdot A + \gamma_{cf} \cdot U \cdot \sum_{i=1}^n h_i \cdot f_i) = 1 \cdot (1 \cdot 6784 \cdot 0,09 + 1 \cdot 1,2 \cdot 236,95) = 894,9 \text{ кН.}$$

2.5.2 Розрахункове навантаження на палю

Визначаємо за формулою:

$$P = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{894,9}{1,4} = 639,2 \text{ кН.}$$

де γ_k – коефіцієнт запасу. Для розрахунку він дорівнює 1,4; для польових випробувань 1,25.

Визначимо необхідну кількість палей у фундаменті за формулою:

$$n = \frac{N + 0,1 \cdot N}{P} = \frac{1918,51 + 0,1 \cdot 1918,51}{639,2} = 3,3.$$

Приймаємо ціле число палей – $n = 4$ шт.

де N – задане навантаження на фундамент, для даної колони $N = 1918,51$ кН (див. розрахунок рами каркасу).

2.5.3 Розташування палей в плані, вимоги до конструювання ростверку

Відстань між осями палей повинна бути не менше трьох діаметрів палі. Тобто в нашому випадку це відстань становить 1,2 м. **Приймаємо 1,2 м.**

Далі відповідно до нижче наведених вимог до розмірів розраховуємо розміри ростверку в плані (див. рис. 2.13).

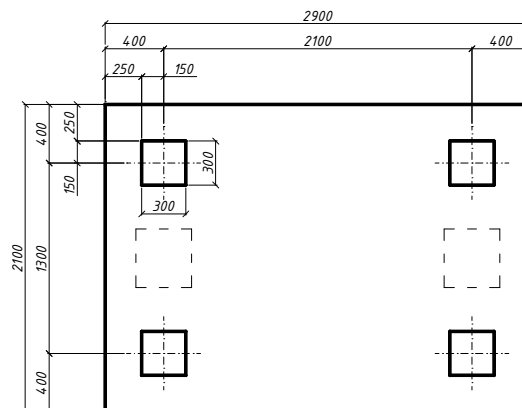


Рисунок 2.13 – Розміри ростверку в плані

До розмірів ростверку ставляться такі вимоги:

- всі розміри по висоті повинні бути кратні 15 см;

- всі розміри в плані повинні бути кратні 10 см;
- а також див. рис. 2.14;

Нижній щабель не може бути менше 600 мм, всі інші - 300 (450) мм.

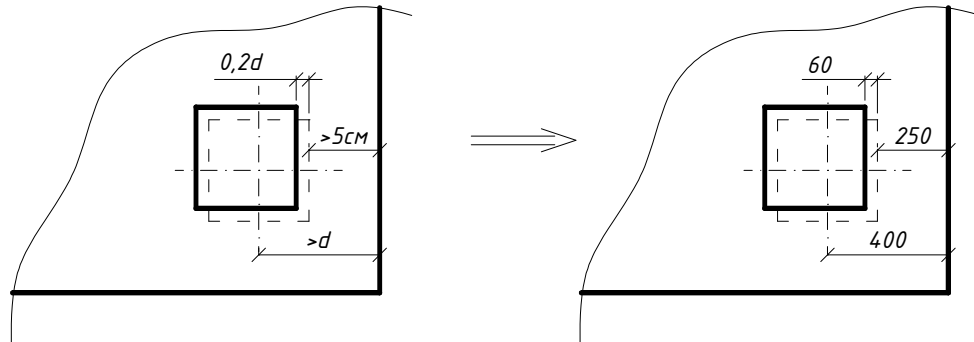


Рисунок 2.14 – Нормативні допуски зміщення палі (зліва)

2.5.4 Фактичне навантаження на палі, призначення вертикальних і горизонтальних розмірів фундаменту

Згідно з вимогами ДБН, для фактичного навантаження повинна виконуватися така умова:

$$N_{\phi 1} < P,$$

$$N_{\phi} = \frac{N}{n} + \frac{M_x \cdot y}{\sum y_i^2} + \frac{M_y \cdot x}{\sum x_i^2},$$

де $N_{\phi 1}$ – зусилля в найбільш навантаженій палі;

y – відстань (координата) від головної осі ростверку до осі, найбільш навантаженої палі;

y_i – відстані (координати) від осі кожної палі до головної осі ростверку.

У нашому випадку формула набуде вигляду:

$$N_{\phi} = \frac{N}{n} + \frac{M_x \cdot y}{\sum y_i^2} = \frac{1918,51}{4} + \frac{564,54 \cdot 1}{4 \cdot 1^2} = 620,76 \text{ кН},$$

$N_{\phi 1} = 620,76 \text{ кН} < P = 639,2 \text{ кН}$, умова виконується.

Призначаємо наступні розміри для ростверку:

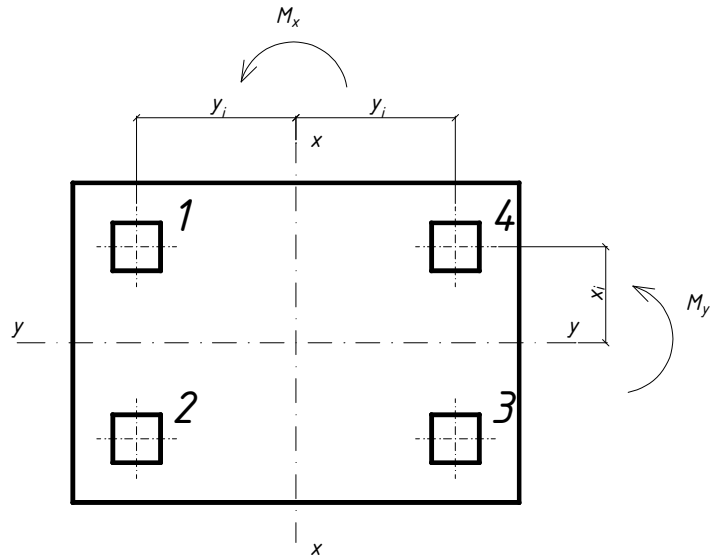


Рисунок 2.15 – Фактичне навантаження на фундамент (максимальне зусилля на палю 1)

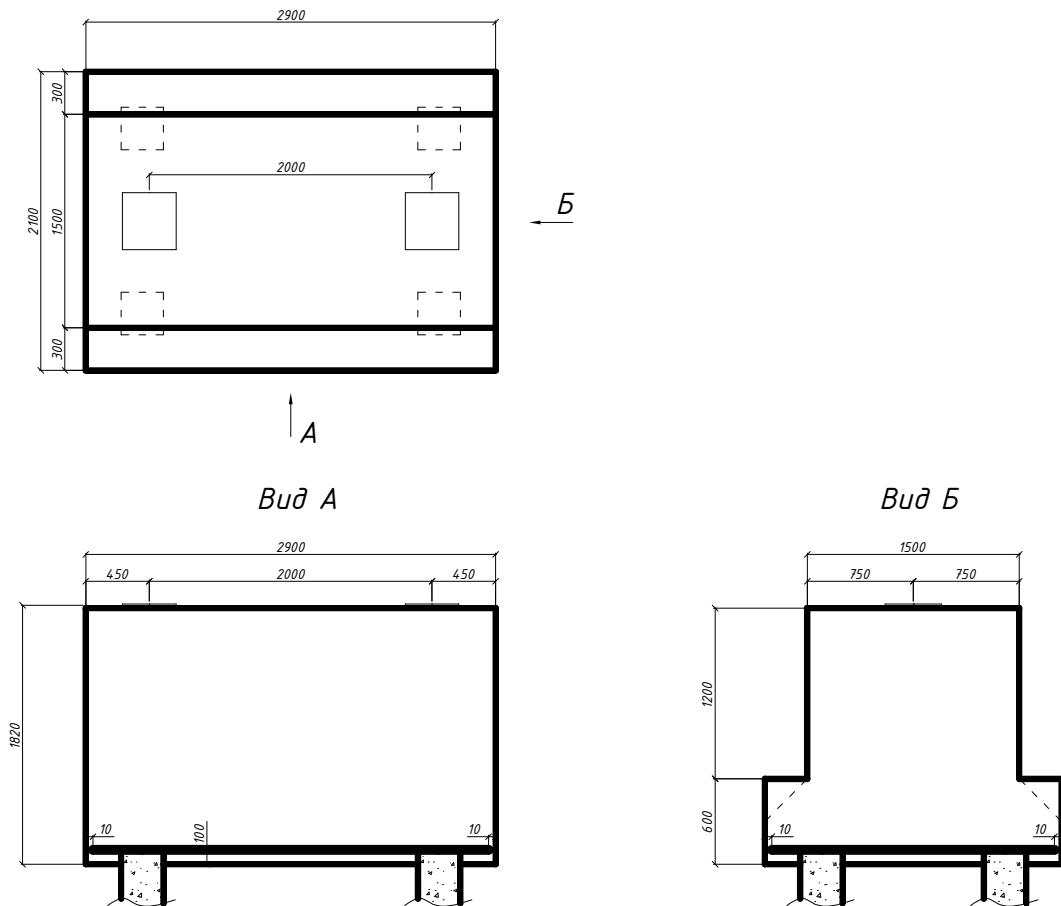


Рисунок 2.16 – Розміри фундаменту, які приймаються в подальших розрахунках

2.5.5 Розрахунок ростверку на продавлювання

В даному випадку цей розрахунок не потрібно проводити, так як конструкція ростверку жорстка.

2.5.6 Підбір арматури

У нашому ж випадку, коли ростверк жорсткий, ми приймаємо конструктивно сітку з арматури А 400С діаметром 10 мм і кроком 150 мм.

2.5.7 Перевірка тиску під нижнім кінцем палі

Визначаємо розміри умовного несучого шару ґрунту, його площі, обсягу і маси:

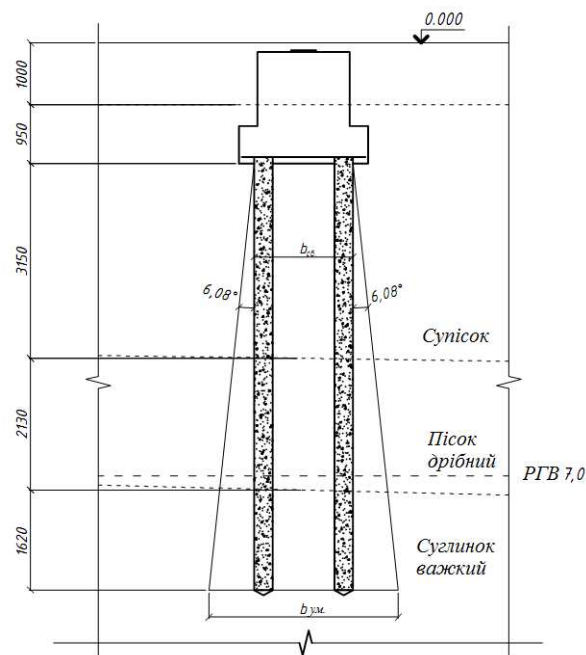


Рисунок 2.17 – Схеми розрахункових величин для визначення тиску під нижнім кінцем палевого фундаменту

$$\alpha = \frac{1}{4} \cdot \varphi_{cp} = \frac{\sum \varphi_i \cdot h_i}{4 \cdot \sum h_i} = \frac{\varphi_2 \cdot h_2 + \varphi_3 \cdot h_3 + \varphi_4 \cdot h_4}{4 \cdot (h_2 + h_3 + h_4)} = \frac{20 \cdot 3,15 + 30,8 \cdot 2,13 + 24,2 \cdot 1,62}{4 \cdot (3,15 + 2,13 + 1,62)} = 6,08^\circ,$$

$$b_{ym} = b_n + 2 \cdot H \cdot \operatorname{tg} \alpha = 1,6 + 2 \cdot 6,9 \cdot \operatorname{tg} 6,08^\circ = 3,07 \text{ м};$$

$$l_{ym} = l_n + 2 \cdot H \cdot \operatorname{tg} \alpha = 2,4 + 2 \cdot 6,9 \cdot \operatorname{tg} 6,08^\circ = 3,87 \text{ м};$$

$$A_{ym} = l_{ym} \cdot b_{ym} = 3,87 \cdot 3,07 = 11,88 \text{ м}^2;$$

$$d_{ym} = d_p + H = 1,95 + 6,9 = 8,85 \text{ м};$$

$$V_{ym} = A_{ym} \cdot d_{ym} = 11,88 \cdot 8,85 = 105,15 \text{ м}^3;$$

$$G = V_{ym} \cdot \gamma_{cp} = 105,15 \cdot 20 = 2102,92 \text{ кН}.$$

Перевірку тиску під нижнім кінцем палі здійснюємо за формулою:

$$p_{cp} = \frac{N + G}{A_{ym}} < R_{ym}, \text{ де}$$

$$R_{ym} = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{K} \cdot (M_\gamma \cdot b_{ym} \cdot \gamma_{II} \cdot k_z + M_q \cdot d_{ym} \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}),$$

де γ_{c1}, γ_{c2} – коефіцієнти умов роботи основ (γ_{c1}) і будівель (γ_{c2}) приймаються по табл.3 ДБН В.2.1-10:2018 "Основи і фундаменти"; $\gamma_{c1} = 1,25; \gamma_{c2} = 1,0$;

K – коефіцієнт, що дорівнює 1,1, якщо ϕ і C прийняті по табл.1-3 дод.1 ДБН В.2.1-10:2018;

M_γ, M_g, M_c – коефіцієнти, що приймаються за табл. 4 ДБН В.2.1-10:2018

$$M_\gamma = 0,782; M_q = 3,918; M_c = 6,494;$$

k_z – коефіцієнт впливу площі фундаменту. Для фундаментів шириною $b < 10 \text{ м}$, $k_z = 1$;

$c_{II} = 32,2 \text{ кПа}$ – розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що залягає безпосередньо під подошвою фундаменту;

γ_{II} – розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче подошви фундаменту:

$$\gamma_{II} = \frac{h_4 \cdot \gamma_4}{h_4} = \gamma_4 = 19,7 \text{ кН/м}^3,$$

γ_{II}' – розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають вище подошви фундаменту:

$$\gamma_{II}' = \frac{h_1 \cdot \gamma_1 + h_2 \cdot \gamma_2 + h_3 \cdot \gamma_3 + h_4 \cdot \gamma_4}{h_1 + h_2 + h_3 + h_4} = \frac{1 \cdot 16,4 + 4,1 \cdot 16,3 + 2,13 \cdot 18,9 + 1,62 \cdot 19,7}{1 + 4,1 + 2,13 + 1,62} =$$

$$= 17,56 \text{ кН/м}^3,$$

де $\gamma_1, \gamma_2, \gamma_3, \gamma_4$ – питомі ваги ґрунтів, що залягають вище умовної підшоши фундаменту (рис. 2.7).

$$R_{\text{усл}} = \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,1} \cdot (0,782 \cdot 2,23 \cdot 20 \cdot 1 + 3,918 \cdot 8,85 \cdot 17,56 + 6,494 \cdot 32,2) = 969,16 \text{ кПа.}$$

$$p_{\text{ср}} = \frac{1918,51 + 2102,92}{11,88} = 338,5 \text{ кПа}$$

$p_{\text{ср}} = 338,5 \text{ кПа} < R_{\text{усл}} = 969,16 \text{ кПа}$, умова виконується.

2.5.8 Розрахунок осідання методом пошарового підсумовування

1. Середній тиск підшоши фундаменту $p_{\text{ср}} = 338,5 \text{ кПа}$.
2. Обчислюємо і будуємо епюру природного тиску $\sigma_{z_0} = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i$.
3. Розраховуємо додаткове вертикальне навантаження $p_0 = p_{\text{ср}} - \sigma_{z_0}$.
4. Висота розрахункових шарів $h_i = 0,2 \cdot b_{\text{усл}} = 0,2 \cdot 3,07 = 0,614 \text{ м}$.
5. Обчислюємо і будуємо епюру $\sigma_{z_p} = \alpha \cdot p_0$,

де α – коефіцієнт загасання напружень. Залежить від співвідношення сторін фундаменту і відносної глибини, вибирається значення з таблиці 1 додаток 2 ДБН В.2.1-10:2018.

$$\alpha = f \left(\frac{1_{\text{усл}}}{b_{\text{усл}}}; \xi = \frac{2 \cdot z}{b_{\text{усл}}} \right).$$

Розрахунки за даним алгоритмом наведені в таблиці 2.8.

6. Знаходимо нижню межу стиснутого шару:

$$0,2 \cdot \sigma_{z_0} \geq \sigma_{z_p}.$$

У нашому випадку $45,59 \text{ кПа} > 33,27 \text{ кПа}$, умова виконується.

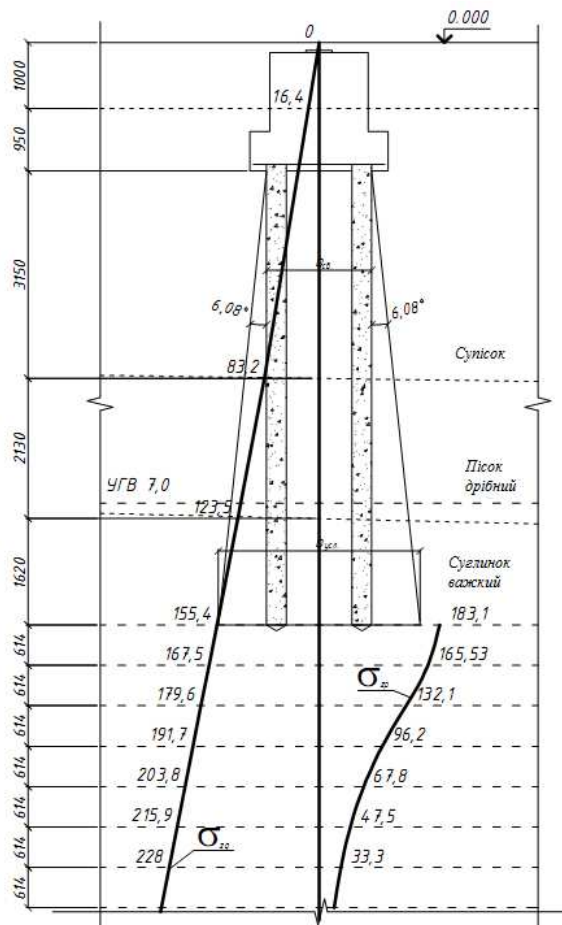
Таблиця 2.8 – Розрахункові величини

z, м	ξ	α	σ_{zg0} , кПа	P_0 , кПа	$0,2 \cdot \sigma_{zg0}$, кПа	σ_{zpi} , кПа	σ_{zg0}^{cp} , кПа	E, кПа	S, м
0	0	1	155.40	183.10	31.08	183.10		23000	
0.614	0.4	0.968	167.50	171.00	33.50	165.53	174.32	23000	0.0037
1.228	0.8	0.831	179.59	158.91	35.92	132.05	148.79	23000	0.0064
1.842	1.2	0.655	191.69	146.81	38.34	96.16	114.11	23000	0.0073
2.456	1.6	0.503	203.78	134.72	40.76	67.76	81.96	23000	0.0070
3.07	2	0.387	215.88	122.62	43.18	47.45	57.61	23000	0.0062
3.684	2.4	0.301	227.97	110.53	45.59	33.27	40.36	23000	0.0052
									0.0357

7. Вважаємо сумарне осідання по всіх шарах: $S = \sum_{i=1}^n S_i = \sum_{i=1}^n \frac{0,8 \cdot h_i \cdot \sigma_{zpi}^{cp}}{E_i}$.

8. Перевірити виконання умови $S < S_u$. В нашому випадку $3,71 \text{ см} < 12 \text{ см}$, де $S_u = 12 \text{ см}$ – граничне значення осідання для промислових будівель з металевим каркасом.

Умова виконується. На рис. 2.18 приведені епюри σ_{zg0} і σ_{zpi} .

Рисунок 2.18 – Епюри σ_{zg0} і σ_{zpi}

Висновки до розділу 2

1. Виконано збір навантаження від всіх діючих впливів на каркас будівлі та проведено статичний розрахунок рами будівлі із використанням автоматизованого програмного комплексу.
2. Розраховано та запроектовано основні несучі конструкції будівлі металургійного цеху, а саме колону середнього ряду та підкранової балки.
3. Проаналізовано інженерно-геолгічні умови будівельного майданчика та підібрано палеві фундаменти. Виконано розрахунок осідання палевих фундаментів під дією розрахункових навантажень. Запроектовано конструкцію монолітного залізобетонного ростверку.

РОЗДІЛ 3 НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ

3.1 Мета та задачі досліджень

Метою даної роботи є розрахунок та конструювання великопролітної металевої ферми покриття з паралельними поясами із застосуванням методу скінченних елементів.

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

- провести скінченноелементне моделювання 36-ти метрової ферми покриття з паралельними поясами цеху металургійного заводу;
- виконати статичний розрахунок методом скінченних елементів 36-ти метрової ферми покриття з паралельними поясами цеху металургійного заводу із врахуванням всій діючих на неї експлуатаційних навантажень;
- законструювати всі пояси, стійки та вузли їх з'єднання 36-ти метрової ферми покриття з паралельними поясами цеху металургійного заводу.

3.2 Розрахунок і конструювання кроквяної ферми (проліт А - Б)

3.2.1 Навантаження на ферму

Збір навантажень виконуємо відповідно вихідних даних, ґрунтуючись на п. 2.2.1 «Постійні навантаження».

Вітрові навантаження на покриття, що визначаються за ДБН В.2.1-10:2018 «Навантаження і впливи», нехтуються через велику кількість розрахунків і незначність даного навантаження в порівнянні з сніговим навантаженням, власною вагою і вагою конструкції покриття.

Розрахунок ферми на зусилля в стержнях виконуються за допомогою програмного комплексу «Ліра». Задаємо схему ферми, вказуємо умови закріплення – шарнірне, задаємося попередніми жорсткостями стержнів (керуючись досвідом проектування), а також вузловим навантаженням, з огляду на:

Таблиця 3.1 – Навантаження на ферму прольотом 36 метрів

Назва	Характерист. навантаж., кН/м ²	Коеф. надійності за навант.	Граничне навантаж., кН/м ²
Два шари руберойду	0,15	1,3	0,195
Азбестоцементний плоский лист	0,11	1,1	0,121
Гідробар'єр - дифузійна плівка	0,07	1,3	0,091
Утеплювач - Rockwool $\rho = 200$ кг/м ³ , t = 100 мм	0,2	1,3	0,26
Пароізоляція -поліетиленова плівка	0,07	1,3	0,091
Профлист Р-75-750-0,9	0,17	1,05	0,179
Прогони	0,25	1,05	0,263
Всього:	$g_H = 1,02$		$g = 1,2$
Снігове навантаження	відповідно п. 2.2.2		$g_{снiг} = 1,4$

- навантаження на покриття:

$$q_{\text{покp}} = g \cdot B = 1,2 \cdot 12 = 14,4 \text{ кН/м};$$

- снігового навантаження:

$$q_{\text{снeг}} = g_{\text{снeг}} \cdot B = 1,4 \cdot 12 = 16,8 \text{ кН/м};$$

- зосередженим навантаженням від площадок обслуговування (див. схему ферми і креслення):

$$P_{\text{пл.обсл.}} = 1,23 \text{ кН.}$$

Обчислити дане значення приймаючи максимальне навантаження від двох осіб між двома сусідніми колонами кроку).

Приводимо навантаження до вузлового:

$$P_1 = P_1' = (q_{\text{покp}} + q_{\text{снeг}}) \cdot \frac{d_1}{2} = (14,4 + 16,8) \cdot 1,4 = 339 \text{ кН,}$$

$$P_2 = P_2' = (q_{\text{покp}} + q_{\text{снег}}) \cdot \frac{d_1 + d_2}{2} = (14,4 + 16,8) \cdot 2,9 = 702 \text{ кН},$$

$$P_4 = P_4' = (q_{\text{покp}} + q_{\text{снег}}) \cdot d_2 + P_{\text{пл.обсл.}} = (14,4 + 16,8) \cdot 3 + 1,23 = 727 \text{ кН},$$

$$P_3 = P_3' = P_5 = P_5' = P_6 = P_6' = P_7 = (q_{\text{покp}} + q_{\text{снег}}) \cdot d_2 = (14,4 + 16,8) \cdot 3 = 726 \text{ кН},$$

де q – розрахункове значення постійного навантаження від покриття, кН/м;

d_1 – довжина першої і останньої панелі ферми, м;

d_2 – довжина панелі ферми, м;

B – крок установки ферм, м.

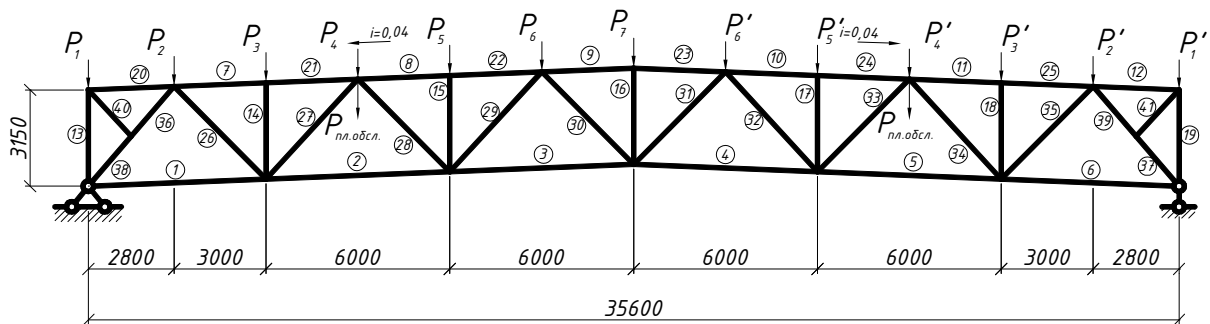


Рисунок 3.1 – Розрахункова схема ферми

3.2.2 Розрахунок ферми. Результати

Виконуємо розрахунок в ПК «Ліра». Попередньо обчислені значення N представлені в таблиці 3.2. Позитивні значення відповідають розтягнутим стержням, негативні – стиснутим.

Таблиця 3.2 – Значення поздовжніх сил N в стержнях ферми

№ елем.	N (кН)	№ елем.	N (кН)
1	460.437	22	-1408.951
2	1185.164	23	-1593.095
3	1546.032	24	-1412.695
4	1546.032	25	-870.187
5	1185.164	26	579.044
6	460.437	27	-468.006

Продовження таблиці 3.2

7	-866.443	28	320.226
8	-1408.951	29	-199.535
9	-1589.351	30	63.932
10	-1412.695	31	64.427
11	-870.187	32	-200.153
12	-1.872	33	320.721
13	-43.720	34	-468.625
14	-93.675	35	579.539
15	-93.675	36	-707.314
16	33.521	37	-707.314
17	-93.675	38	-707.314
18	-93.675	39	-707.314
19	-43.720	40	0.000
20	1.872	41	0.000
21	-866.443		

Залежно від зусилля в опорному розкосі ($N = 707,314$ кН) приймаємо товщину фасонки (по таблиці 8.7, [6]): $t_{\phi} = 1,4$ см.

3.2.3 Матеріал і розрахункові довжини елементів ферми

Матеріал елементів ферми – сталь:

- стержні – сталь С245,

- фасонки і опорний фланець – сталь С255.

l_x – розрахункова довжина елемента в площині, перпендикулярній осі x;

l_y – розрахункова довжина елемента в площині, перпендикулярній осі y;

l_1 – відстань між точками закріплення;

$[\lambda]$ – гранична гнучкість елементів ферми;

l_0 – підбирається по $\lambda = 200$.

Таблиця 2.8 Розрахункові довжини стержнів ферми і їх гнучкості

Назва елементу	l_x	l_y	$[\lambda]$
Опорний розкос	$0,5 \cdot l$	l	(-) 120
Розкоси ферм:			
стиск	$0,8 \cdot l$	l	(-) 150
розтяг	$0,8 \cdot l$	l	(+) 400
стійки	$0,8 \cdot l$	l	(-) 150
Верхній пояс	$3m$	$3m$	(-) 120
Нижній пояс	$6m$	l_1	(+) 400
Шпренгель	l	l	(-) 200

3.2.4 Підбір перерізу стержнів

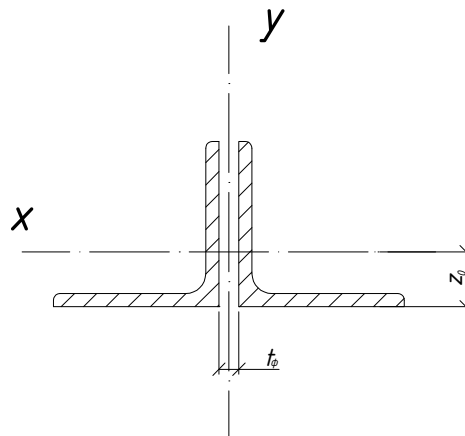


Рисунок 3.2 – Схема перерізу поясів дзеркальна відносно осі «Х»

Верхній пояс

Розрахунок елементів верхнього поясу ведемо, як центрально стиснутих по максимальному зусиллю в стержнях за формулою:

$$A_{\text{треб}} = \frac{N \cdot (10) \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c},$$

де N – поздовжнє зусилля в стержні;

γ_n – коефіцієнт надійності за призначенням;

φ – коефіцієнт поздовжнього згину;

R_y – розрахунковий опір сталі;

γ_c – коефіцієнт умов роботи.

Перевірку міцності виконується за формулою:

$$\sigma = \frac{N \cdot (10) \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot 2 \cdot A_1 \cdot \gamma_c},$$

де A_1 – площа перерізу одного кутика.

Приймаємо до розрахунку тільки стрижень з максимальним поздовжнім зусиллям, оскільки перетин нижнього пояса є незмінним по всій довжині:

Стержень №9:

$$N_9 = -1589 \text{ кН}, \quad [\lambda] = 120, \quad l_x = 3 \text{ м}, \quad l_y = 3 \text{ м}.$$

Задаємося $\varphi = 0,5$

$$A_{\text{треб}} = \frac{N_{6-17} \cdot (10) \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{1589 \cdot (10) \cdot 0,95}{0,5 \cdot 240 \cdot 0,95} = 132,4 \text{ см}^2,$$

$$A_1 = \frac{A_{\text{треб}}}{2} = \frac{132,4}{2} = 66,2 \text{ см}^2.$$

По сортаменту приймаємо Γ 220x16 з $A = 68,6 \text{ см}^2$, $i_x = 6,02 \text{ см}$, $i_y = 9,56 \text{ см}$, $z_0 = 6,81 \text{ см}$.

$$\left. \begin{aligned} \lambda_x &= \frac{l_x}{i_x} = \frac{300}{6,02} = 49,83 \\ \lambda_y &= \frac{l_y}{i_y} = \frac{300}{9,56} = 31,38 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \lambda_{\text{max}} = 49,83 \Rightarrow \varphi = 0,853.$$

Перевірка міцності:

$$\sigma = \frac{N_9 \cdot (10) \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot 2 \cdot A_1 \cdot \gamma_c} = \frac{1589 \cdot (10) \cdot 0,95}{0,853 \cdot 2 \cdot 68,6 \cdot 0,95} = 136 < 240 \text{ МПа}.$$

Надто великий запас міцності – задаємося $\varphi = 0,7$,

$$A_{\text{треб}} = \frac{N_{6-17} \cdot (10) \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{1589 \cdot (10) \cdot 0,95}{0,7 \cdot 240 \cdot 0,95} = 94,6 \text{ см}^2,$$

$$A_1 = \frac{A_{\text{треб}}}{2} = \frac{94,6}{2} = 47,3 \text{ см}^2.$$

По сортаменту приймаємо Γ 160x16 з $A = 49,1 \text{ см}^2$, $i_x = 4,89 \text{ см}$,
 $i_y = 7,18 \text{ см}$, $z_0 = 4,55 \text{ см}$.

$$\left. \begin{aligned} \lambda_x &= \frac{l_x}{i_x} = \frac{300}{4,89} = 61,35 \\ \lambda_y &= \frac{l_y}{i_y} = \frac{300}{7,18} = 41,78 \end{aligned} \right\} \lambda_{\max} = 61,35 \Rightarrow \varphi = 0,798.$$

Перевірка міцності:

$$\sigma = \frac{N_{6-17} \cdot (10) \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot 2 \cdot A_1 \cdot \gamma_c} = \frac{1589 \cdot (10) \cdot 0,95}{0,798 \cdot 2 \cdot 49,1 \cdot 0,95} = 202,77 < 240 \text{ МПа}.$$

Умова виконується.

Нижній пояс

Розрахунок елементів нижнього пояса ведемо, як центрально розтягнутих по формулі:

$$A_{\text{треб}} = \frac{N \cdot (10) \cdot \gamma_n}{R_y \cdot \gamma_c}.$$

Перевірку міцності виконується за формулою:

$$\sigma = \frac{N \cdot (10) \cdot \gamma_n}{2 \cdot A_1 \cdot \gamma_c}.$$

Приймаємо до розрахунку тільки стрижень з максимальним поздовжнім зусиллям, оскільки переріз верхнього пояса є незмінним по всій довжині:

Стержень №3

$$N_3 = 1546 \text{ кН}, \quad [\lambda] = 400, \quad l_x = 6 \text{ м}, \quad l_y = l_1 = 18 \text{ м},$$

$$A_{\text{треб}} = \frac{N_3 \cdot (10) \cdot \gamma_n}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{1546 \cdot (10) \cdot 0,95}{240 \cdot 0,95} = 64,4 \text{ см}^2,$$

$$A_1 = \frac{A_{\text{треб}}}{2} = \frac{64,4}{2} = 32,2 \text{ см}^2.$$

По сортаменту приймаємо Γ 140x12 з $A = 32,5 \text{ см}^2$, $i_x = 4,31 \text{ см}$,
 $i_y = 6,3 \text{ см}$, $z_0 = 3,9 \text{ см}$.

$$\left. \begin{aligned} \lambda_x &= \frac{l_x}{i_x} = \frac{600}{4,31} = 139,21 < [\lambda] \\ \lambda_y &= \frac{l_y}{i_y} = \frac{1800}{6,3} = 285,7 < [\lambda] \end{aligned} \right\} \Rightarrow \lambda_{\max} = 285,7 < [\lambda] = 400.$$

Перевірка міцності:

$$\sigma = \frac{N_3 \cdot (10) \cdot \gamma_n}{2 \cdot A_1 \cdot \gamma_c} = \frac{1546 \cdot (10) \cdot 0,95}{2 \cdot 32,5 \cdot 0,95} = 237,8 < 240 \text{ МПа}.$$

Умова виконується.

Опорний розкіс.

Розрахунок опорного розкосу ведемо, як центрально стиснутого (див. розрахунок верхнього пояса ферми).

Стержень №38 (36)

$N_{38(36)} = -704,3$ кН, $[\lambda] = 150$, $l_x = 0,5 \cdot l = 0,5 \cdot 423 = 212$ см, $l_y = l = 423$ см. Задаємося $\varphi = 0,5$

$$A_{\text{треб}} = \frac{N_{38(36)} \cdot (10) \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{704,3 \cdot (10) \cdot 0,95}{0,5 \cdot 240 \cdot 0,95} = 58,69 \text{ см}^2,$$

$$A_1 = \frac{A_{\text{треб}}}{2} = \frac{58,69}{2} = 29,35 \text{ см}^2.$$

По сортаменту приймаємо $\text{I} 160 \times 10$ з $A = 31,43 \text{ см}^2$, $i_x = 4,96$ см, $i_y = 7,05$ см, $z_0 = 4,3$ см.

$$\left. \begin{aligned} \lambda_x &= \frac{l_x}{i_x} = \frac{212}{4,96} = 42,74 \\ \lambda_y &= \frac{l_y}{i_y} = \frac{423}{7,05} = 60 \\ \lambda_{\max} &= 60 \Rightarrow \varphi = 0,805 \end{aligned} \right\} \lambda_{\max} = 60 < [\lambda] = 150.$$

Перевірка міцності:

$$\sigma = \frac{N_{38(36)} \cdot (10) \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot 2 \cdot A_1 \cdot \gamma_c} = \frac{704,3 \cdot (10) \cdot 0,95}{0,805 \cdot 2 \cdot 31,43 \cdot 0,95} = 139,2 < 240 \text{ МПа}.$$

Занадто великий запас міцності – задаємося $\varphi = 0,7$.

$$A_{\text{треб}} = \frac{N_{38(36)} \cdot (10) \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{704,3 \cdot (10) \cdot 0,95}{0,7 \cdot 240 \cdot 0,95} = 41,92 \text{ см}^2.$$

$$A_1 = \frac{A_{\text{треб}}}{2} = \frac{41,92}{2} = 20,96 \text{ см}^2.$$

По сортаменту приймаємо \square 125x9 з $A = 22 \text{ см}^2$, $i_x = 3,86 \text{ см}$, $i_y = 5,63 \text{ см}$,
 $z_0 = 3,4 \text{ см}$.

$$\left. \begin{aligned} \lambda_x &= \frac{l_x}{i_x} = \frac{212}{3,86} = 54,92 \\ \lambda_y &= \frac{l_y}{i_y} = \frac{386}{5,63} = 68,56 \\ \lambda_{\max} &= 75,13 \Rightarrow \varphi = 0,719 \end{aligned} \right\} \lambda_{\max} = 75,13 < [\lambda] = 150.$$

Перевірка міцності:

$$\sigma = \frac{N_{36(38)} \cdot (10) \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot 2 \cdot A_1 \cdot \gamma_c} = \frac{704,13 \cdot (10) \cdot 0,95}{0,719 \cdot 2 \cdot 22 \cdot 0,95} = 222,57 < 240 \text{ МПа}.$$

Умова виконується.

Розкоси

$$[\lambda]_p = 400, \quad [\lambda]_{\text{сж}} = 150, \quad l_x = 0,8 \cdot 444 = 355 \text{ см}, \quad l_y = 444 \text{ см}.$$

Стержень №26 (є розтягнутим)

$$N_{26} = 579 \text{ кН},$$

$$A_{\text{треб}} = \frac{N_{26} \cdot (10) \cdot \gamma_n}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{579 \cdot (10) \cdot 0,95}{240 \cdot 0,95} = 24,13 \text{ см}^2,$$

$$A_1 = \frac{A_{\text{треб}}}{2} = \frac{24,13}{2} = 12,1 \text{ см}^2.$$

По сортаменту приймаємо \square 90x7 з $A = 12,3 \text{ см}^2$, $i_x = 2,77 \text{ см}$, $i_y = 4,21 \text{ см}$,
 $z_0 = 2,47 \text{ см}$.

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{355}{2,77} = 128,16 < [\lambda]$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{444}{4,21} = 105,5 < [\lambda]$$

Перевірка міцності:

$$\sigma = \frac{N_{13-14} \cdot (10) \cdot \gamma_n}{2 \cdot A_1 \cdot \gamma_c} = \frac{579 \cdot (10) \cdot 0,95}{2 \cdot 12,3 \cdot 0,95} = 235,37 < 240 \text{ МПа}.$$

Умова виконується.

Стержень №27 (є центрально стиснутим)

$N_{27} = -468$ кН. Задаємося $\varphi = 0,5$.

$$A_{\text{треб}} = \frac{N_{27} \cdot (10) \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{468 \cdot (10) \cdot 0,95}{0,5 \cdot 240 \cdot 0,8} = 46,3 \text{ см}^2,$$

$$A_1 = \frac{A_{\text{треб}}}{2} = \frac{46,3}{2} = 23,16 \text{ см}^2.$$

По сортаменту приймаємо $\text{I} 125 \times 10$ з $A = 24,3 \text{ см}^2$, $i_x = 3,85 \text{ см}$,
 $i_y = 5,66 \text{ см}$, $z_0 = 3,45 \text{ см}$.

$$\left. \begin{aligned} \lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{355}{3,85} = 92,21 < [\lambda] \\ \lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{444}{5,6} = 79,29 < [\lambda] \end{aligned} \right\} \Rightarrow \lambda_{\text{max}} = 92,21 \Rightarrow \varphi = 0,596.$$

Перевірка міцності:

$$\sigma = \frac{N_{27} \cdot (10) \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot 2 \cdot A_1 \cdot \gamma_c} = \frac{468 \cdot (10) \cdot 0,95}{0,596 \cdot 2 \cdot 19,7 \cdot 0,8} = 236,67 < 240 \text{ МПа}.$$

Умова виконується.

Стержень №28 (є розтягнутим)

$N_{28} = 320,2$ кН.

$$A_{\text{треб}} = \frac{N_{16-17} \cdot (10) \cdot \gamma_n}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{320,2 \cdot (10) \cdot 0,95}{240 \cdot 0,95} = 13,34 \text{ см}^2.$$

$$A_1 = \frac{A_{\text{треб}}}{2} = \frac{13,34}{2} = 6,67 \text{ см}^2.$$

По сортаменту приймаємо $\text{I} 70 \times 5$ з $A = 6,86 \text{ см}^2$, $i_x = 2,16 \text{ см}$, $i_y = 3,38 \text{ см}$,
 $z_0 = 1,9 \text{ см}$.

Перевірка міцності:

$$\sigma = \frac{N_{28} \cdot (10) \cdot \gamma_n}{2 \cdot A_1 \cdot \gamma_c} = \frac{320,2 \cdot (10) \cdot 0,95}{2 \cdot 6,86 \cdot 0,95} = 233,38 < 240 \text{ МПа}.$$

Умова виконується.

Стержень №29 (є центрально стиснутим)

$N_{27} = -199,5$ кН. Задаємося $\varphi = 0,5$.

$$A_{\text{треб}} = \frac{N_{29} \cdot (10) \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{199,5 \cdot (10) \cdot 0,95}{0,5 \cdot 240 \cdot 0,8} = 19,74 \text{ см}^2.$$

$$A_1 = \frac{A_{\text{треб}}}{2} = \frac{19,74}{2} = 9,87 \text{ см}^2.$$

По сортаменту приймаємо 80x7 з $A = 10,8 \text{ см}^2$, $i_x = 2,45 \text{ см}$, $i_y = 3,82 \text{ см}$, $z_0 = 2,23 \text{ см}$.

$$\left. \begin{aligned} \lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{355}{2,45} = 144,9 < [\lambda] \\ \lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{444}{3,82} = 116,23 < [\lambda] \end{aligned} \right\} \Rightarrow \lambda_{\text{max}} = 144,9 \Rightarrow \varphi = 0,296.$$

Перевірка міцності:

$$\sigma = \frac{N_{27} \cdot (10) \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot 2 \cdot A_1 \cdot \gamma_c} = \frac{199,5 \cdot (10) \cdot 0,95}{0,296 \cdot 2 \cdot 10,8 \cdot 0,8} = 370,54 > 240 \text{ МПа}$$

Умова не виконується.

Задаємося повторно $\varphi = 0,4$.

$$A_{\text{треб}} = \frac{N_{29} \cdot (10) \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{199,5 \cdot (10) \cdot 0,95}{0,4 \cdot 240 \cdot 0,8} = 24,68 \text{ см}^2.$$

$$A_1 = \frac{A_{\text{треб}}}{2} = \frac{24,68}{2} = 12,34 \text{ см}^2.$$

По сортаменту приймаємо \square 100x7 з $A = 13,8 \text{ см}^2$, $i_x = 3,08 \text{ см}$, $i_y = 4,59 \text{ см}$, $z_0 = 2,71 \text{ см}$.

$$\left. \begin{aligned} \lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{355}{3,08} = 115,26 < [\lambda] \\ \lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{444}{4,21} = 96,73 < [\lambda] \end{aligned} \right\} \Rightarrow \lambda_{\text{max}} = 115,26 \Rightarrow \varphi = 0,447.$$

Перевірка міцності:

$$\sigma = \frac{N_{27} \cdot (10) \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot 2 \cdot A_1 \cdot \gamma_c} = \frac{199,5 \cdot (10) \cdot 0,95}{0,447 \cdot 2 \cdot 13,8 \cdot 0,8} = 192,06 < 240 \text{ МПа}.$$

Умова виконується.

Стержень №30 (є розтягнутим)

$$N_{28} = 63,9 \text{ кН}.$$

$$A_{\text{треб}} = \frac{N_{16-17} \cdot (10) \cdot \gamma_n}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{63,9 \cdot (10) \cdot 0,95}{240 \cdot 0,95} = 2,66 \text{ см}^2.$$

$$A_1 = \frac{A_{\text{треб}}}{2} = \frac{2,66}{2} = 1,33 \text{ см}^2.$$

Розглянемо мінімально допустимі радіуси інерції (керуючись вимогами до граничної гнучкості елементів ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції», таблиця 19):

$$i_x = \frac{l_x}{\lambda_x} = \frac{355}{180} = 1,97$$

$$i_y = \frac{l_y}{\lambda_y} = \frac{444}{180} = 2,47$$

По сортаменту приймаємо $\text{I} 70 \times 5$ з $A = 6,86 \text{ см}^2$, $i_x = 2,16 \text{ см}$, $i_y = 3,38 \text{ см}$, $z_0 = 1,9 \text{ см}$.

Перевірка міцності:

$$\sigma = \frac{N_{28} \cdot (10) \cdot \gamma_n}{2 \cdot A_1 \cdot \gamma_c} = \frac{63,9 \cdot (10) \cdot 0,95}{2 \cdot 6,86 \cdot 0,95} = 46,57 < 240 \text{ МПа}.$$

Умова виконується.

Стійки

Розрахунок всіх стійок ведемо як центрально стиснутих елементів:

$$[\lambda] = 150, \quad l_x = 0,8 \cdot l_1 = 0,8 \cdot 315 = 252 \text{ см}, \quad l_y = 315 \text{ см} \quad \gamma_c = 0,8.$$

Стержень №14 (№15)

$$N_{14} = -93,7 \text{ кН}.$$

Задаємося $\varphi = 0,35$.

$$A_{\text{треб}} = \frac{N_{14(15)} \cdot (10) \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{93,7 \cdot (10) \cdot 0,95}{0,4 \cdot 240 \cdot 0,8} = 13,25 \text{ см}^2.$$

$$A_1 = \frac{A_{\text{треб}}}{2} = \frac{13,25}{2} = 6,62 \text{ см}^2.$$

По сортаменту приймаємо $\text{П} 70 \times 5$ з $A = 6,86 \text{ см}^2$, $i_x = 2,16 \text{ см}$, $i_y = 3,38 \text{ см}$, $z_0 = 1,9 \text{ см}$.

$$\left. \begin{aligned} \lambda_x &= \frac{l_x}{i_x} = \frac{252}{2,16} = 116,67 < [\lambda] \\ \lambda_y &= \frac{l_y}{i_y} = \frac{315}{3,38} = 93,19 < [\lambda] \end{aligned} \right\} \lambda_{\max} = 116,67 \Rightarrow \varphi = 0,439.$$

Перевірка міцності:

$$\sigma = \frac{N_{14(15)} \cdot (10) \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot 2 \cdot A_1 \cdot \gamma_c} = \frac{93,7 \cdot (10) \cdot 0,95}{0,439 \cdot 2 \cdot 6,86 \cdot 0,8} = 184,74 < 240 \text{ МПа}.$$

Умова виконується.

Стержень №16

Даний стрижень встановлюємо конструктивно таким же як і всі стійки – $\text{П} 70 \times 5$ з $A = 6,86 \text{ см}^2$, $i_x = 2,16 \text{ см}$, $i_y = 3,38 \text{ см}$, $z_0 = 1,9 \text{ см}$.

3.2.5 Розрахунок вузлів

В даному дипломному проекті вузли відправних марок ферм розраховані за вимогами і вказівками типовий серії 1.460.2 10/88 (випуск 1, частини 1 і 2) – відстані між кряями елементів по поверхні фасонки більше 80 мм, а також відповідно довжини зварних швів.

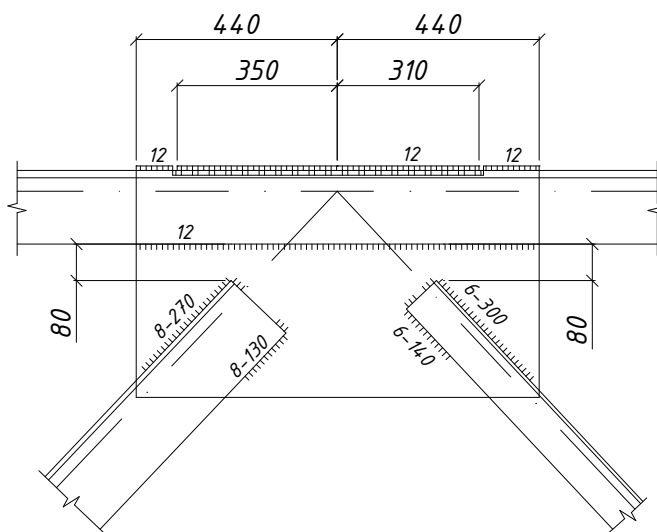


Рисунок 3.3 – Вузол фасонного з'єднання верхнього поясу і опорного розкосу

Висновки до розділу 3

1. Проведено скінченноелементне моделювання роботи 36-ти метрової ферми покриття з паралельними поясами цеху металургійного заводу.

2. Виконано статичний розрахунок методом скінченних елементів 36-ти метрової ферми покриття з паралельними поясами цеху металургійного заводу із врахуванням всій діючих на неї експлуатаційних навантажень, що трапляються під час експлуатації будівлі. Визначено найбільш несприятливі комбінації цих навантажень та характерні місця їх прикладання.

3. За результатами чисельного моделювання законструювати всі пояси, стійки та вузли їх з'єднання 36-ти метрової ферми покриття з паралельними поясами цеху металургійного заводу.

РОЗДІЛ 4

ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

4.1 Техніка безпеки при монтажі металевих конструкцій будівлі цеху металургійного заводу

На ділянці (захватці), де ведуться монтажні роботи, не допускається виконання інших робіт і перебування сторонніх осіб.

При зведенні будинків і споруд не виконуються роботи, пов'язані з перебуванням людей в одній секції (захватці, ділянці) на поверхах (ярусах), над якими виконується переміщення, установка і тимчасове закріплення елементів збірних конструкцій або обладнання.

При зведенні односекційних частин будівлі цеху одночасне виконання монтажних та інших будівельних робіт на різних поверхах (ярусах) допускається за наявності між ними надійних (обґрунтованих відповідним розрахунком на дію ударних навантажень) міжповерхових перекриттів за письмовим розпорядженням головного інженера після здійснення заходів, що забезпечують безпечно проведення робіт, та за умови перебування безпосередньо на місці робіт спеціально призначених осіб, відповідальних за безпечно проведення монтажу і переміщення вантажів кранами, а також за здійснення контролю за виконанням кранівником, стропувальником і сигнальником виробничих інструкцій з охорони праці.

Методи стропування елементів конструкцій та обладнання забезпечують їх подачу до місця установки в положенні, близькому до проектного.

Очищення елементів конструкцій, що підлягають монтажу від бруду і льоду проводиться до їх підйому.

Стропування конструкцій проводиться вантажозахоплюючими засобами, що задовольняють вимогам норм і забезпечують можливість дистанційної розстроповки з робочого горизонту у випадках, коли висота до замку вантажозахватного засобу перевищує 2 м.

Елементи конструкцій, що монтуються під час переміщення утримуються від розгойдування і обертання гнучкими відтяжками.

Не допускається перебування людей на елементах конструкцій під час їх підйому або переміщення.

Під час перерв у роботі не допускається залишати підняті елементи конструкцій і устаткування в підвішеному стані.

Розчалки для тимчасового закріплення конструкцій, що монтуються як правило прикріплюють до надійних опор (фундаментів, якорів та ін.). Кількість розчалок, їх матеріали і переріз, способи натягу і місця закріплення встановлені проектом виконання робіт. Розчалки розташовані за межами габаритів руху транспорту і будівельних машин. Розчалки не повинні торкатись гострих кутів інших конструкцій. Перегинання розчалок в місцях контакту їх з елементами інших конструкцій допускається лише після перевірки міцності і стійкості цих елементів під впливом зусиль від розчалок.

Для переходу монтажників з однієї конструкції на іншу застосовуються інвентарні драбини, перехідні містки і трапи, що мають огороження.

Відповідальними особами не допускається перехід монтажників по встановлених конструкціях і їх елементах (фермах, ригелях та ін.), на яких неможливо встановити огорожу, що забезпечує ширину проходу відповідно до норм, без застосування спеціальних запобіжних пристроїв (надійно натягнутого вздовж ферми або ригеля каната для закріплення карабіна запобіжного пояса).

Встановлені в проектне положення елементи конструкцій або обладнання закріплюються так, щоб забезпечувалася їх стійкість і геометрична незмінність.

Зняття крокви елементів конструкцій, встановлених в проектне положення, проводиться після постійного або тимчасового надійного їх закріплення. Переміщення встановлених елементів конструкцій після їх расстроповки, за винятком випадків, обґрунтованих ПВР, не допускається.

Не допускається виконувати монтажні роботи на висоті у відкритих місцях при швидкості вітру 15 м/с і більше при ожеледиці, грозі або тумані, що обмежує видимість в межах фронту робіт. Роботи по переміщенню і встановлення

вертикальних панелей і подібних їм конструкцій з великою парусністю слід припиняти при швидкості вітру 10 м/с і більше.

Не допускається перебування людей під елементами конструкцій і устаткуванням, що демонтується до установки їх в проектне положення і закріплення.

При необхідності знаходження працюючих під конструкціями, що монтуються а також на конструкціях повинні здійснюватися спеціальні заходи, що забезпечують безпеку працюючих.

Навісні монтажні площадки, драбини і інші пристосування, необхідні для роботи монтажників на висоті, встановлюють і закріплюють на конструкціях, що монтуються до їх підйому.

При виконанні монтажних робіт не допускається використовувати для закріплення технологічного і монтажного оснащення устаткування і трубопроводи, а також технологічні і будівельні конструкції без узгодження з особами, відповідальними за правильну їх експлуатацію.

До виконання монтажних робіт встановлено порядок обміну умовними сигналами між особою, яка керує монтажем, і машиністом (мотористом). Всі сигнали подаються тільки однією особою (бригадиром монтажної бригади, ланковим, такелажником-стропальником), крім сигналу "Стоп", який може бути поданий будь-яким працівником, що помітили явну небезпеку.

Вантажопідйомність гальмівних лебідок і поліспастів, що застосовуються при насуву (пересування) конструкцій і обладнання, встановлена рівною вантажопідйомності тягових лебідок.

Монтаж конструкцій кожного наступного ярусу (ділянки) будівлі або споруди проводиться тільки після надійного закріплення всіх елементів попереднього ярусу (ділянки) згідно з проектом.

При монтажі ділянок будівлі з кількома ярусами, кожний наступний ярус каркасу монтується тільки після установки огорожувальних конструкцій або тимчасових огорож на попередньому ярусі.

Монтаж сходових маршів і майданчиків будівлі цеху здійснюють одночасно з монтажем конструкцій будівлі. На змонтованих сходових маршах негайно встановлюють огорожу.

На захватці, в якій ведеться монтаж конструкції будівлі, не допускається користуватися вантажопасажирських підйомником безпосередньо під час переміщення елементів конструкцій.

Фарбування і антикорозійний захист конструкцій і обладнання у випадках, коли вони виконуються на будівельному майданчику, виконують, як правило, до їх підйому на проектну відмітку. Після підйому фарбування або антикорозійний захист виконують тільки в місцях з'єднань конструкцій.

Розпакування і розконсервація обладнання, що підлягає монтажу проводиться в відведеній зоні відповідно до ПВР, і здійснюється на спеціальних стелажах або підкладках висотою не менше 100 мм.

Укрупнене збирання та дозбирання конструкцій, що підлягають монтажу і устаткування (нарізка на трубах, гнуття труб, підгонка стиків і тому подібні роботи) виконуються, як правило, на спеціально призначених для цього місцях.

В процесі виконання складальних операцій поєднання отворів і перевірка їх збігу в монтованих деталях повинні проводитися з використанням спеціального інструменту (конусних оправок, складальних пробок та ін.). Перевіряти збіг отворів в монтованих деталях пальцями рук не допускається.

Під час монтажу обладнання в умовах вибухонебезпечного середовища застосовується інструмент, пристосування і оснащення, що запобігають можливості іскроутворення.

При монтажі обладнання виконуються заходи для запобігання можливості самовільного або випадкового його включення.

При переміщенні конструкцій або обладнання кількома підйомними або тяговими засобами не допускається можливість перевантаження будь-якого з цих приладів засобами запасу потужності використовуваного механізму.

При переміщенні конструкцій або обладнання відстань між ними і виступаючими частинами змонтованого обладнання або інших конструкцій по горизонталі не менше 1 м, по вертикалі - 0,5 м.

Кути відхилення від вертикалі вантажних канатів і поліспастів вантажопідіймальних засобів у процесі монтажу не перевищують величину, зазначену в паспорті, затвердженому в проекті або технічних умовах на цей вантажопідійомний засіб.

Монтаж вузлів устаткування і ланок трубопроводів і повітропроводів поблизу електричних проводів (у межах відстані, рівної найбільшій довжині вузла, що монтується або ланки) проводиться за знятої напруги.

4.2 Розрахунок траверси для монтажу металевої ферми прольотом 36 м

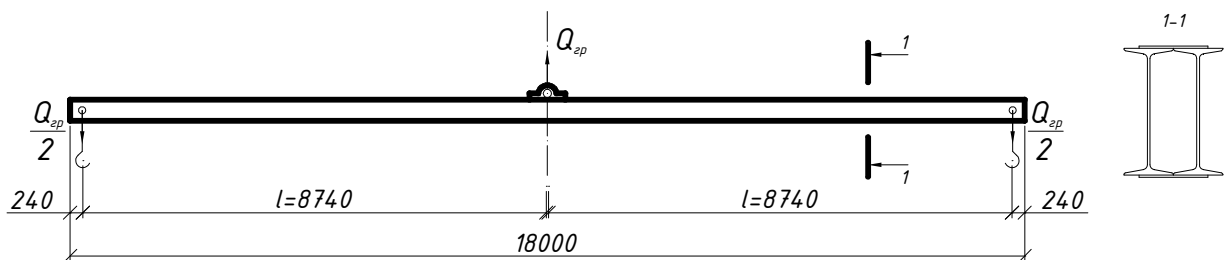


Рисунок 4.1 – Розрахункова схема траверси, що працює на згин

Визначаємо навантаження, що діє на траверсу:

$$P = Q_{гр} \cdot k_n \cdot k_d,$$

де $Q_{гр}$ – вага вантажу, що піднімається – 36м ферма, рівна 5800кг=56900Н;

k_n – коефіцієнт перевантаження, рівний 1,1;

k_d – коефіцієнт динамічності, що дорівнює 1,2.

$$P = 56900 \cdot 1,1 \cdot 1,2 = 75110 \text{ Н.}$$

Обчислюємо максимальний згинальний момент:

$$M_{\max} = 0,5 \cdot P \cdot l,$$

де l – плече траверси, м (див. рис. 4.1),

$$M_{\max} = 0,5 \cdot 75110 \cdot 8 = 300440 \text{ Н}\cdot\text{м}.$$

Необхідний момент опору поперечного перерізу траверси визначають за формулою:

$$W_{\text{тр}} = \frac{M_{\max}}{\gamma_c \cdot \phi_b \cdot R_u},$$

де ϕ_b – коефіцієнт стійкості при згині визначається за вимогами ДБН В.2.6-198:2014, рівний в даному випадку 0,9;

γ_c – коефіцієнт умов роботи, що дорівнює 0,85;

R_u – розрахунковий опір металу вигину, рівний 230 МПа.

$$W_{\text{тр}} = \frac{300440}{0,85 \cdot 0,9 \cdot 230 \cdot (10^6)} \cdot (10^6) = 1750,53 \text{ см}^3,$$

Підбираємо переріз траверси, що складається з двох двотаврів (див. 1-1 розріз на рис. 4.1) по сортаменту 2 I 40.

Перевіряємо:

$$W_{2I} = 2 \cdot 953 = 1906 \text{ см}^3 < W_{\text{т}} = 1750,53 \text{ см}^3.$$

Підбираємо гнучкі канати за наступною схемою строповки ферми:

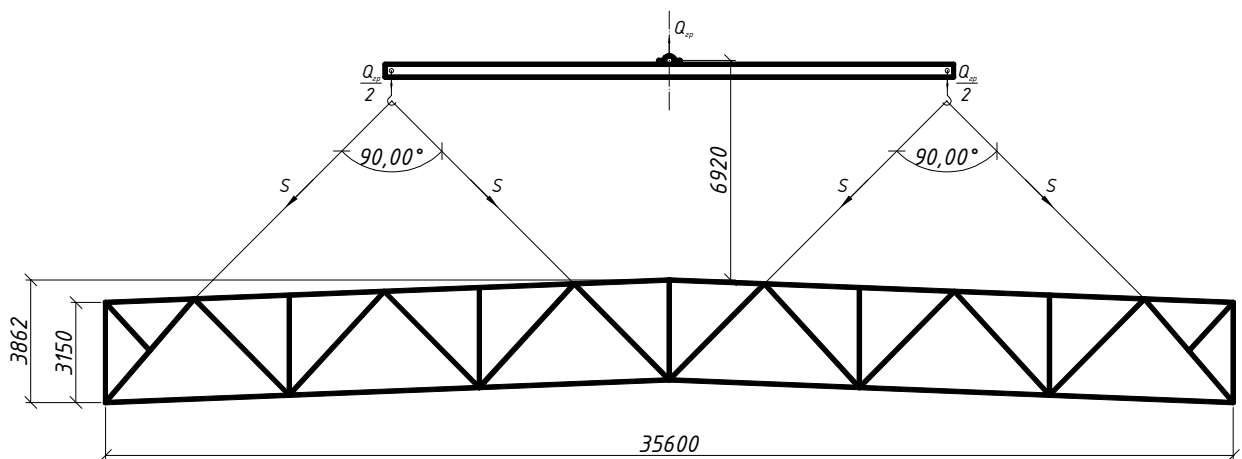


Рисунок 4.2 – Розрахункова схема строповки гнучкими канатами

Розривне зусилля в одному канаті розраховуємо по формулі:

$$S = \frac{Q_{\text{гр}}}{4 \cdot \cos \frac{\alpha}{2}} = \frac{56900}{4 \cdot \cos \frac{90}{2}} = 20116 \text{ Н.}$$

Вибираємо канат типу ЛК-Р 6 х 19 з границею міцності 1470 Н/мм² і діаметром $d = 6,8$ мм.

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, залишайтеся в приміщенні. 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 покривів 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, рушник і т.д. В подальшому проводиться повна санітарна обробка на помийних пунктах (бані, пральні і т.д.) з заміною одягу.

- Перед початком проведення санітарної обробки і після неї необхідно пройти дозиметричний контроль.

Висновки до розділу 5

1. Розглянуто та проаналізовано комплекс заходів з охорони праці при монтажі металоконструкцій будівлі металергійного цеху. Розраховано траверсу для монтажу великопролітної ферми покриття.
2. Розглянуто комплекс заходів з цивільного захисту населення.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1. Запроектовано одноповерхову будівлю цеху металургійного заводу в місті Дніпро. Будівля, що була запроектована, виробничого призначення Г-подібної форми в плані.
2. Розроблено всі необхідні об'ємно-планувальні та конструктивні рішення для зведення будівлі цеху. Розраховано та законструйовано основні несучі елементи каркасу будівлі та фундаменти під них.
3. Проведено скінченноелементне моделювання роботи 36-ти метрової ферми покриття з паралельними поясами цеху металургійного заводу.
4. Виконано статичний розрахунок методом скінченних елементів 36-ти метрової ферми покриття з паралельними поясами цеху металургійного заводу із врахуванням всіх діючих на неї експлуатаційних навантажень, що трапляються під час експлуатації будівлі. Визначено найбільш несприятливі комбінації цих навантажень та характерні місця їх прикладання.
5. За результатами чисельного моделювання законструювати всі пояси, стійки та вузли їх з'єднання 36-ти метрової ферми покриття з паралельними поясами цеху металургійного заводу.

БІБЛІОГРАФІЯ:

1. ДБН В.2.6-198:2014 Сталеві конструкції - Київ, 2015. – 293 с.
2. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи - Київ, 2005 - 46с.
3. Справочник конструктора металлических конструкций // В.Т.Васильченко, А.Н.Рутман, Е.П.Лукьяненко. – 2-е изд., перераб. И доп. – К.: Будивэльнык, 1990. – 312 с.: ил.
4. Клименко Ф.Є., Барабаш В.М. Металеві конструкції: Підручник. – Львів: Світ, 1994. – 280 с.
5. 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.
6. Охрана труда в строительстве. Инженерные решения: Справочник / В.И.Русин, Г.Г.Орлов, Н.М.Неделько и др. – К.: Будивэльнык, 1990. – 208с.
7. Охрана труда на строительной площадке / Л.Я.Клутс, Ю.И.Успенский, Н.П.Сугробов. – 2-е изд., перераб. и доп. – К.: Будивэльнык, 1988. – 232 с.
8. ДБН А.3.2-2-2009 Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення. Київ, 2012. – 7 с.
9. ДБН В.2.6-31:2021 "Теплова ізоляція будівель"- К.: Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства України, 2021. – 49 с.
10. ДБН В.2.2-9:2018"Громадські будинки і споруди"-К.: Міністерство інвестицій і будівництва України, 2019. – 34 с.
11. Технологія будівельного виробництва: Підручник / В.К.Черненко, М.Г.Ярмоленко, Г.М.Батура та ін.; За ред. В.К.Черненка, М.Г.Ярмоленка. – К.: Вища шк..., 2002. – 430 с.: іл..
12. Чернышук Н.М., Гужов В.И., Скибида В.А. Методические указания к курсовому проекту по курсу: "Организация и планирование строительного производства". – Днепропетровск, 1990. – 104 с.

13. Вимоги до проектування, улаштування та експлуатації теплоізоляцій: ДБН В.2.6 – 33:2008. – (Державні будівельні норми України) – К.:2009. – 53 с.
14. Пугач В.І., Люлька Г.С. "Охорона праці в будівництві"-Навчальний посібник. – Харків: Рубікон. 1998.-264 с.
15. "Промислове і цивільне будівництво". "Вихідні дані. Компонування конструктивної схеми та збір навантажень на поперечну раму" / Конончук О.П., Дубіжанський Д.І., Сорочак А.П. – Тернопіль: ТНТУ, 2013. – 36 с.
16. Промислове і цивільне будівництво". "Статичний розрахунок поперечної рами за допомогою програмного комплексу "Ліра" / Ковальчук Я.О., Конончук О.П. – Тернопіль: ТНТУ, 2013. – 24 с.
17. Гавриляк А.І., Технічна експлуатація, реконструкція і модернізація будівель / Львів, 2009. – 57 с.
18. ДБН В.2.5-28:2018 Природне та штучне освітлення, норми проектування.- К., Держархітектурбуд 2019. - 65с.
19. ДБН В.1.1-7:2016 Пожежна безпека об'єктів будівництва.- К.: Держархітектурбуд, 2017.- 62с.
20. ДСТУ EN 62305-1:2012, ДСТУ ІЕС 62305-2:2012, ДСТУ EN 62305-3:2012, ДСТУ EN 62305-4:2012. Інженерне обладнання будинків і споруд.- Київ Мінрегіонбуд України, 2008. – 51 с.
21. ДСН 3.3.6.039-99 Державні санітарні норми виробничої загальної та локальної вібрації, 2000 – 48 с.
22. Ковальчук Я. О. Конструювання вузлів зварних ферм із використанням ПК ANSYS / Ковальчук Ярослав Олексійович, Шингера Наталія Ярославівна, Басара Микола // Вісник ТНТУ. — Т. : ТНТУ, 2017. — Том 85. — № 1. — С. 47–52. — (Механіка та матеріалознавство).
23. Ковальчук Я. О. Комп'ютерне моделювання деформації зварної ферми з косинками у вузлах / Ярослав Олексійович Ковальчук, Наталія Ярославівна Шингера // Вісник ТНТУ, — Т. : ТНТУ, 2016 — Том 83. — № 3. — С. 73-78. — (Механіка та матеріалознавство).

24. Підгурський М.І. Проектування металевих конструкцій. Сталевий каркас одноповерхової виробничої будівлі. Теоретичні основи проектування з прикладами розрахунку / М.І. Підгурський, І.М. Підгурський. – Тернопіль: ФОП Паляниця В.М, 2021. – 236 с.
25. Я. О. Ковальчук, Ю. І. Пиндус, Н. Я. Шингера, Статистичне моделювання втомного пошкодження зварної ферми, Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві: Том 13 № 2 (2012).
26. Ковальчук, Я. О. Моделювання НДС зварної кроквяної ферми при експлуатаційних навантаженнях. In: Пошкодження матеріалів під час експлуатації, методи його діагностування і прогнозування: матеріали IV міжнар. наук.-практ. конф. р. 21-24.
27. Особливості дослідження напружено-деформівного стану будівельних сталевих перфорованих балок методом скінчених елементів / М. Підгурський, І. Підгурський, М. Сташків, В. Ігнат'єва, С. Данильченко, Д. Биків, О. Підлужний // Вісник ТНТУ. — Т. : ТНТУ, 2023. — Том 111. — № 3. — С. 126–138.
28. Басара М. А. Довговічність к-подібних вузлів зварних ферм / М. А. Басара, Я. О. Ковальчук // Праці VI Міжнародної науково-технічної конференції „Пошкодження матеріалів під час експлуатації, методи його діагностування і прогнозування“, 24-27 вересня 2019 р. — Т. : ТНТУ, 2019. — С. 143–144. — (Оцінювання залишкового ресурсу елементів конструкцій).