

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 по обробці деревини в Житомирі з дослідженням
роботи поперечної рами будівлі»**

Виконав: студент VI курсу, групи МБмз-61

спеціальності (напряму підготовки) 192

«Будівництво та цивільна інженерія»

(шифр і назва спеціальності (напряму підготовки))

Лецишена О.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

Лещишена Оксана Володимирівна

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема проекту (роботи) Цех по обробці деревини в Житомирі з дослідженням роботи поперечної рами будівлі

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) Чотирьохпролітний цех по обробці деревини в місті Житомир розмірами в плані 50,7×27 м, місто будівництва – Житомир, каркас будівлі металевий, фундаменти мілкового закладання стаканного типу з анкерами для кріплення металевих колон, стіни огороження сендвіч панельні товщиною 200 мм, покрівля плоска, несучі конструкції покриття металеві балки, по прогонах влаштовується профнастил.

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити) Інженерно-геологічні і гідрологічні умови будівництва, генплан будівництва, об'ємно-планувальні рішення, конструктивні рішення, теплотехнічний розрахунок огорожуючи конструкцій, підбір каркасу та в'язей будівлі, збір навантаження, статичний розрахунок рами будівлі, розрахунок металевої балки покриття, розрахунок профнастилу та прогонів покриття, розрахунок металевої колони, підбір площі підшви фундаментів, та перевірка їхнього осідання, розробка будгенплану та календарного графіку будівництва, розробка розрахунок заземлення, розробка заходів з цивільної оборони, заходи з охорони.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень, слайдів) Фасади, перспектива, план на відмітці 0,000, експлікація приміщень, план даху, план конструкцій покриття, розріз в поздовжньому та поперечному напрямках, схеми розміщення прогонів та в'язей, схеми крайньої та середньої колони, креслення бази та оголовка колони, креслення хрестових в'язей та вузлів їх з'єднання, план фундаментів, схеми армування фундаментів та фундаментних балок, розрізи фундаментів, будгенплан, календарний графік.

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	Мешерякова 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.	15.11.2023	
3	Збір навантаження на поперечну раму будівлі цеху.	18.11.2023	
4	Розрахунок металеві балки покриття.	22.11.2023	
5	Розрахунок профнастилу покриття.	25.11.2023	
6	Розрахунок металеві колони.	28.11.2023	
7	Інженерно-геологічні умови будівельного майданчика.	30.11.2023	
8	Збір навантажень на фундамент.	01.12.2023	
9	Розрахунок фундаментів.	03.12.2023	
10	Постановка мети та задач досліджень.	06.12.2023	
11	Вивчення впливу різних видів навантажень на роботу поперечної рами будівлі.	08.12.2023	
12	Порівняння чисельних розрахунків балки покриття з розрахунками виконаними методом скінченних елементів.	10.12.2023	
13	Розробка заходів з охорони праці при зведенні житлової будівлі.	14.12.2023	
14	Розроблення заходів цивільного захисту населення	17.12.2023	

Студент

(підпис)

Лещишена О.В.

(прізвище та ініціали)

Керівник проекту (роботи)

(підпис)

Конончук О.П.

(прізвище та ініціали)

Зміст

Вступ.....	6
Розділ 1. Архітектурно-будівельний	8
1.1 Загальна характеристика ділянки	8
1.2 Генеральний план	9
1.3 Об'ємно–планувальні рішення	10
1.4 Конструктивні рішення	15
1.5 Архітектурно-художнє рішення будівлі	20
Висновки до розділу 1	20
Розділ 2. Розрахунково-конструктивний	21
2.1 Підбір перерізу балки покриття	21
2.2 Розрахунок профнастилу	24
2.3 Розрахунок та конструювання прогонів	29
2.4 Розрахунок та конструювання колони середнього ряду	32
2.5 Інженерно-геологічні умови будівельного майданчика	38
2.6 Визначення навантажень на фундаменти	43
2.7 Визначення глибини закладання фундаменту	44
2.8 Визначення розмірів подошви фундаментів	44
2.9 Визначення осідання фундаменту методом пошарового підсумування	48
Висновки до розділу 2	50
Розділ 3. Науково-дослідний	51
3.1 Мета та задачі наукових досліджень	51
3.2 Розбивка сітки колон будівлі	51
3.3 Обґрунтування вибору системи в'язів	52
3.4 Статичний розрахунок рами будівлі	52
Висновки до розділу 3	58
Розділ 4. Технологія і організація будівельного виробництва	59
4.1 Нормативна тривалість будівництва	59
4.2 Проектування календарного плану виконання робіт	59
Висновки до розділу 4	63

	Розділ 5. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях ...	64
5.1	Заходи з промсанітарії та охорона праці	64
5.2	Розрахунок заземлюючого пристрою трансформаторної підстанції .	69
5.3	Цивільний захист населення	71
	Висновки до розділу 5	73
	Загальні висновки	74
	Бібліографія	75

ВСТУП

Актуальність теми роботи. Будівництво виробничих приміщень, особливо тих, що пов'язані із переробкою сировини з подальшим виготовленням кінцевої продукції є особливо актуальним для нашої держави. Україна, як держава з значними запасами сировини у вигляді деревини, потребує розширення деревообробної промисловості. Саме тому, в даній роботі розглянуто будівництво цеху по переробці деревини в місті Житомир.

При проектуванні будівельних конструкцій, в наш час все частіше використовуються автоматизовані програмні комплекси, що дозволяють швидше та якісніше розрахувати та законструювати елементи каркасу будівель. Важливо розуміти при цьому запас міцності, що закладається в конструкції при таких розрахунках.

Мета роботи: дослідження роботи поперечної рами будівлі цеху по обробці деревини під впливом різного виду навантажень шляхом визначення зусиль, що діють в ключових перерізах із застосуванням методу скінченних елементів.

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

- провести скінченноелементне моделювання роботи поперечної рами будівлі цеху по обробці деревини із врахуванням впливу всіх діючих на нього навантажень;

- встановити поздовжні та поперечні сили, а також згинальні моменти в ключових перерізах поперечної рами будівлі цеху по обробці деревини від дії зовнішніх впливів;

- виконати розрахунок методом скінченних елементів металевої балки покриття будівлі цеху по обробці деревини та порівняти отримані результати з аналітичним методом.

Об'єкт досліджень: поперечна рама будівлі цеху.

Предмет дослідження: напружено-деформований стан поперечної рами будівлі цеху.

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 поперечної рами будівлі цеху по обробці деревини методом скінченних елементів.

Практичне значення отриманих результатів.

Отримані в роботі результати можуть бути використані проектними організаціями при проектуванні поперечних рам 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, ПОПЕРЕЧНА РАМА, ПОРІВНЯЛЬНИЙ АНАЛІЗ, ВИРОБНИЧІ БУДІВЛІ.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

1.1 Загальна характеристика ділянки

1.1.1 Географічне положення ділянки. Кліматичні умови

Ділянка під будівництво цеху по обробці деревини розташована із східного боку території деревообробного комплексу в м. Житомир. Сам комплекс розміщений також на східних околицях міста.

Температурний режим забудови характеризується :

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

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

1.1.2 Транспортні зв'язки

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

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

Цех по обробці деревини безпосередньо має під'їзні шляхи, естакаду, що забезпечує безпосередній зв'язок з виробничими корпусами та складами. Із цехом межує транспортний коридор для зв'язку з адміністративно-побутовим корпусом.

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

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

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

1.2 Генеральний план

1.2.1 Обґрунтування прийнятого рішення

Будівля, що проектується, розташована на ділянці довгим боком паралельно напрямку на північ. З заходу, поза цехом є залізнична вітка, зі сходу — дорога з площадкою для вантажних автомобілів та тимчасового складування матеріалів. На територію, відведену під будівлю є в'їзд ззовні, далі проїжджа дорога йде по круговій схемі і існує другий в'їзд. Вздовж проїзних доріг передбачені пішохідні доріжки.

При проектуванні плану організації рельєфу використаний метод проектних Позначок, який дозволяє раціонально використовувати особливості рельєфу, що має ухил в північно-східному напрямку. Ухили автошляхів поперек осі прийняти $i=0,03$.

1.2.2 ТЕП генерального плану

До основних показників генерального плану відносяться:

- | | |
|--------------------------|------------------------|
| 1. Площа ділянки..... | 22000 м ² ; |
| 2. Площа забудови..... | 10115 м ² ; |
| 3. Площа заощення..... | 12200 м ² ; |
| 4. Площа озеленення..... | 7040 м ² . |

1.3 Об'ємно-планувальне рішення

1.3.1 Характеристика функціонального процесу

Споруда, що проектується, призначена для обробки та порізки деревини. Зв'язок з цехом по обробці деревини здійснюється через транспортний коридор шириною 6 м. Розвантаження та складування матеріалів здійснюється самохідними погрузчиками вантажопідйомністю $Q_{кр} = 2t$.

1.3.2 Опис прийнятого рішення та його обґрунтування

В залежності від об'єму продукції, що підлягає обробці приймаємо розміри в плані 50,7x27 м, висоту до низу крокв'яних конструкцій 6,0 м. Будівля має 4 прольоти довжиною 4,5 м. Крок колон 6 м. В будівлі передбачено встановлення воріт 1,8x2,4 м. Допоміжні приміщення - тепловий пункт та приміщення електрозасувки розміщені на відмітці 0.000 і перекриваються на відмітці +3,000 залізобетонною плитою. Товщина цегляних стін допоміжних приміщень 250 мм. Зі сторони транспортного коридору стіна виконана цегляна, товщиною 380 мм, і передбачено встановлення двохвіткових воріт 3x3 м.

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

1.3.3 Розрахунок освітленості приміщень

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

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

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

$c = 0,75$ - коефіцієнт сонячності клімату.

Значення КЕО в кожній точці розраховується за формулою:

$$e_{ki} = e_{ei} + e_{oi},$$

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

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

Середнє значення КЕО знаходимо за формулою:

$$e_{сер} = \frac{1}{N-1} \left(\frac{e_1}{2} + e_2 + e_3 + \dots + \frac{e_N}{2} \right) = \frac{1}{16-1} \left(\frac{2,33}{2} + 4,38 + 3,54 + 2,5 + 2,24 + 1,53 + 1,81 + \right. \\ \left. + 2,18 + 2,24 + 1,51 + 1,23 + 1,54 + 1,73 + 1,6 + 1,56 + \frac{1,12}{2} \right) = 2,1\%,$$

$e_n = 2,03\% < e_{сер} = 2,1\%$, тобто природного освітлення достатньо при роботі в світлу пору доби.

1.3.4 Розрахунок штучного освітлення

Для визначення світлового потоку використовуємо метод коефіцієнта використання. Необхідний світловий потік лампи визначають за виразом:

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

де: E_n - нормативна освітленість, лк; k - коефіцієнт запасу, A - площа освітлення, m^2 ; z - коефіцієнт мінімального освітлення; N - кількість світильників; η - коефіцієнт використання світильників, що визначається по індексу приміщення i_n та коефіцієнтам відбиття стелі, стін та підлоги (p_n, p_c, p_p);

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

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

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

Таблиця 1.1 – До розрахунку КЕО

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

Продовження таблиці 1.1

Від світло прорізу Д																
n_3	-	0,5	1	2	4	6	10	13	10	7	4	2	1,3	0,5	-	-
№ півкулі	-	45	39	34	29	25	22	20	21	24	28	33	38	44	-	-
Кут θ	-	26	30	36	44	54	67	84	71	58	46	38	32	28	-	-
q	-	0,78	0,86	0,91	1,05	1,12	1,21	1,23	1,21	1,15	1,05	0,96	0,88	0,83	-	-
τ_0	-	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	-	-
n_2	-	6	8	8	10	14	16	16	16	14	10	8	8	6	-	-
$E_{\delta} = 0,01 \cdot n_1 \cdot n_2$	-	0,03	0,08	0,16	0,4	0,84	1,6	2,08	1,6	0,98	0,4	0,16	0,1	0,03	-	-
$e_{\delta} = E_{\delta} \cdot t_0 \cdot q$	-	0,01	0,03	0,06	0,17	0,38	0,77	1,02	0,77	0,45	0,17	0,06	0,04	0,01	-	-

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

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

Світловий потік всіх ламп рівний:

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

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

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

1.4 Конструктивні рішення

1.4.1 Несучі конструкції. Обґрунтування їх вибору

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

Для основних несучих елементів каркасу будівлі застосовані традиційні рішення: колони — двотаврового перерізу, незмінного по висоті № 30; балки покриття — двотаврового перерізу № 23; прогони представляють собою швелери № 16. Огороджуючі елементи покрівлі вкладаються на профільований настил із сталюого оцинкованого листа.

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

1.4.2 Огороджуючі конструкції. Обґрунтування прийнятих конструкцій

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

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

Цегляні ділянки зовнішніх стін виконуються із силікатної цегли марки 75 на пластифікованому розчині марки 50. Кладку вести під наступне тинькування.

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

Для зменшення тепловтрат у віконних і зовнішніх дверних заповненнях повинно бути забезпечене ущільнення притворів пінополіуретановими прокладками. Стики заповнити герметизуючою мастикою.

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

1.4.3 Теплотехнічний розрахунок стіни

При виконанні розрахунку доцільно враховувати підвищені останнім часом вимоги до теплотехнічних якостей огорожуючих конструкцій. Розрахунок виконуємо за ДБН В.2.6-31:2021 [11]. Потрібний опір теплопередачі (формула 1 [11]):

$$R_{\text{пот}} = \frac{n(t_e - t_s)}{\Delta t_n \cdot \alpha_B} = \frac{1(16 - (-29))}{8 \cdot 8,7} = 0,647 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{°C}}{\text{Вт}}, \text{ для стін,}$$

де: n – коефіцієнт (табл.8* [11]);

$t_{в} = 16^{\circ}\text{C}$ – розрахункова температура внутрішнього повітря;

$t_{с} = -29^{\circ}\text{C}$ – розрахункова температура найбільш холодної доби з забезпеченістю 0,98 за ДБН В.2.6-31:2021 прийнята згідно табл.5* [11] при тепловій інерції стін;

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

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

$\beta = 0,07 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C}}$ – розрахунковий коефіцієнт теплопровідності матеріалу,

шару мінераловатних плит з $\gamma = 100 \text{ кг/м}^3$ за додатком 3* [11] при умовах експлуатації конструкцій “Б” (додатки 1*,2 [11]) для прийнятого матеріалу стін;

$$\Delta t_{н} = t_{в} - t_{р} = 16 - 5 = 11^{\circ}\text{C} > 8^{\circ}\text{C},$$

приймаємо $\Delta t_{н} = 8^{\circ}\text{C}$ – нормативний температурний перепад між температурою внутрішнього повітря і температурою внутрішньої поверхні стін (табл.2* [11]);

$t_{р} = 5^{\circ}\text{C}$ – температура точки роси,

$\alpha_{в} = 8,7 \text{ Вт/ (м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C)}$ – коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні стін (табл.4* [11]);

Фактичне значення опору теплопередачі стінових панелей (формула 4* [11]):

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

$\alpha_{н} = 23 \text{ Вт/ (м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C)}$ – коефіцієнт тепловіддачі (для зимових умов) зовнішньої поверхні стін(табл.6* [11]);

Розрахунок $R^{\text{пот}}$ – для покриття виконуємо аналогічно розрахунку $R^{\text{пот}}$ для стін:

$$R^{\text{пот}} = \frac{n(t_{с} - t_{в})}{\Delta t_{н} \cdot \alpha_{в}} = \frac{1(16 - (-25))}{7 \cdot 8,7} = 0,673 \frac{\text{м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C}}{\text{Вт}},$$

де: n – коефіцієнт (табл.3* [11]);

$t_{в} = 16^{\circ}\text{C}$ – розрахункова температура внутрішнього повітря;

$t_s = -25^{\circ}\text{C}$ – розрахункова температура найбільш холодної доби з забезпеченістю 0,98 за ДБН В.2.6-31:2021 прийнята згідно табл.5* [11] при тепловій інерції покриття;

$$D = \sum R_i \cdot S_i = R_p \cdot S_p + R_y \cdot S_y = \left(\frac{\delta_p}{\beta_p}\right) \cdot S_p + \frac{\delta_y}{\beta_y} \cdot S_y = \frac{0.02}{0.17} \cdot 3.53 + \frac{0.15}{0.09} \cdot 1.44 = 2.815 > 1.5,$$

де: $\delta_p = 0.02$ м – товщина водо ізоляційного шару із руберойду;

$\beta_p = 0.17 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{C})$ - розрахунковий коефіцієнт теплопровідності євро руберойду (п. 186 додатку 3* [11]);

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

$\beta_y = 0.09 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{C})$ - розрахунковий коефіцієнт теплопровідності матеріалу утеплювача – жорстких мінераловатних плит (п. 33 додатку 3* [11]);

$\Delta t_H = 0.8(t_B - t_p) = 0.8(16 - 5) = 8.8^{\circ}\text{C} > 7^{\circ}\text{C}$, приймаємо $\Delta t_H = 7^{\circ}\text{C}$ згідно табл.2* [11].

Фактичне значення опору теплопередачі покриття:

$$R^{\Phi} = \frac{1}{\alpha_{\epsilon}} + R_i + \frac{\delta}{\beta} + \frac{1}{\alpha_{\kappa}} = \frac{1}{8.7} + \frac{0.02}{0.17} + \frac{0.15}{0.09} + \frac{1}{23} = 1.942 \frac{\text{м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C}}{\text{Вт}} > R^{\text{ном}} = 0.673 \frac{\text{м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C}}{\text{Вт}},$$

По п. 3 табл.9* [11] потрібний опір теплопередачі вікон $R^{\text{пот}} = 0.31(\text{м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C})/\text{Вт}$, zenітних ліхтарів $R^{\text{пот}} = 0.31(\text{м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C})/\text{Вт}$. Цим вимогам задовольняють конструкції вікон: подвійне застління в металевих переплетах з $R^{\Phi} = 0.34(\text{м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C})/\text{Вт}$ (п.5 дод.6* [11]) і zenітних ліхтарів – двошарові скло пакети в металевих переплетах з $R^{\Phi} = 0.31(\text{м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C})/\text{Вт}$ (п.17 дод.6* [11]).

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

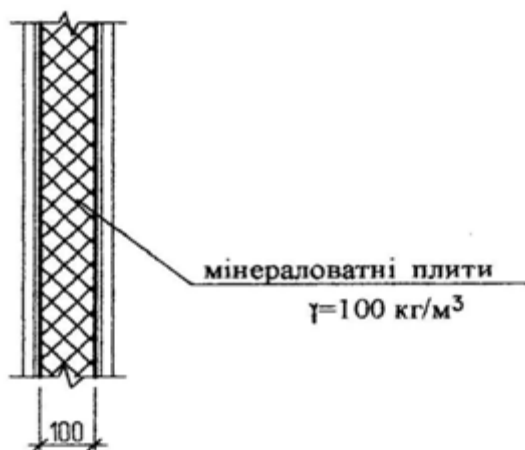


Рисунок 1.1 – Конструкція стіни

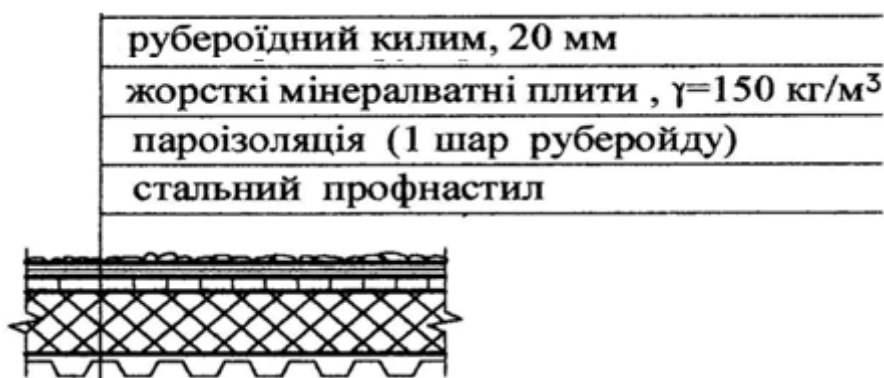


Рисунок 1.2 – Конструкція покрівлі

1.4.4 Матеріали для зведення будівлі. Обґрунтування їх вибору

Конструкція підлог визначається особливостями технологічних процесів в приміщенні. На підлоги приміщень діють навантаження від продукції, що зберігаються. Цегляні ділянки зовнішніх стін ведуться під розшивку швів. Цоколь і стіну рампи по осі "М" тинькуються теразитовою штукатуркою з додаванням скляної крихти.

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

Дерев'яні дверні заповнення фарбуються нітрогліфталевами емалями.

1.5 Архітектурно-художнє рішення будівлі

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

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

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

1.6 Санітарно-технічне обладнання

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

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

Висновки до розділу 1

1. В розділі прийняті основні об'ємно-планувальні рішення цеху по обробці деревини в місті Житомир. У відповідності до прийнятих об'ємно-планувальні рішень, підібрано конструкції та матеріали з яких буде виготовлено об'єкт.
2. Розраховано теплоізоляцію огорожуючи конструкцій (стін та стелі) та розраховано штучне освітлення цеху для комфортної роботи.

РОЗДІЛ 2

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ

2.1 Підбір перерізу балки покриття

2.1.1 Перевірка міцності

Згідно з статичним розрахунком рами будівлі, що проведений в розділі 3, розрахунковим зусиллям будуть:

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

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

$$Q_4 = 13.6 \text{ кН.};$$

$$Q_{\max} = 25.9 \text{ кН.}$$

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

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

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

Напруження в точках:

$$\sigma_1 = \frac{M_{\max} \cdot 10^3}{A_m \cdot v} + \frac{Q_4 \cdot a \cdot 10}{4 \cdot W_{m,\max}} \leq R_y \cdot \gamma_c$$

де: A_m - площа тавра, см^2 ;

v - відстань між центрами ваги таврів, см ;

$W_{m,\max}$ - момент опору верхнього тавра, максимальний, см^3

$\gamma_c = 1$ - коефіцієнт умов роботи.

Оскільки жорсткість верхнього і нижнього поясів однакова, то Q_4 - поперечну силу між поясами ділимо порівну:

$$\frac{Q_4}{2} = Q_{H.П.} = Q_{B.П.}$$

Геометричні характеристики балки наведені в таблиці.

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

виконується.

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

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

$\gamma_u = 1.3$ - коефіцієнт надійності для елементів конструкцій, що розраховуються на міцність з використанням розрахункових опорів R_u , п.4*[26].

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

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

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

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

$$W_{y,f} = \frac{b_f^2 \cdot t_f}{6} = \frac{8,2^2 \cdot 0,74}{6} = 8,29 \text{ см}^3.$$

$$\sigma_3 = \frac{33,8 \cdot 10^3}{16,09 \cdot 22,39} + \frac{13,6 \cdot 10 \cdot 9,4}{2 \cdot 2 \cdot 8,87} + \frac{1,28 \cdot 10^3}{8,29} \leq 261,0 \text{ МПа} < R_u \cdot \gamma_c = 270 \cdot 1 = 270 \text{ МПа}$$

Всі умови виконуються. Підібраний переріз балки з двотавра №23 достатній.

2.2.2 Перевірка місцевої стійкості стінки

Розрахункова висота стінки:

$$h_{ef} = h - 2 \cdot (t_f + R) = 24 - 2 \cdot (0,74 + 0,9) = 20,72 \text{ см.}$$

В перерізах балки місцева стійкість стінки забезпечується без ребер, якщо виконується умова:

$$\frac{h_{ef}}{t} \leq 2,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}},$$

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

$E = 2.1 \cdot 10^5$ МПа – модуль пружності сталі.

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

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

2.1.3 Перевірка місцевої стійкості стінки поблизу опори

Місцева стійкість стінки поблизу опори перевіряється за формулою:

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

де: τ - середнє сколююче напруження:

$$\tau = \frac{Q_{\max} \cdot 10}{t_{fB} \cdot h_{efB} + t_{fH} \cdot h_{efH}},$$

де: t_{fB}, t_{fH} - товщина стінок верхнього і нижнього таврів: $t_{fB} = t_{fH} = 0.5$ см;

h_{efB}, h_{efH} - розрахункові висоти стінок верхнього і нижнього таврів:

$$h_{efB} = h_{efH} = H - t_f - R = 4 - 0.74 - 0.9 = 2.36.$$

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

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

$$\tau_{cr} = 10.3 \left(1 + \frac{0.76}{\mu^2} \right) \cdot \frac{R_s}{\beta_{ef}^2} = 10.3 \cdot \frac{R_s}{\beta_{ef}^2},$$

$$\text{де: } \beta_{ef}^2 = \frac{v}{S} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{22.39}{0.5} \sqrt{\frac{270}{210000}} = 1.61; \quad R_s = \frac{0.58 \cdot 275}{1.025} = 155.6 \text{ МПа;}$$

тоді:

$$\tau_{cr} = 10.3 \frac{155.6}{1.61^2} = 618.3 \text{ МПа.}$$

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

жорсткості не потрібне.

2.1.4 Розрахунок болтів прикріплення балки

Кріплення балок покриття до колон виконуємо болтовим на столиках.

Приймаємо болти М20 (4 шт.) класу міцності 4.8. З табл. 58* [39] приймаємо розрахунковий опір болтового з'єднання розтягу: $R_{bt} = 160$ МПа.

Перевіряємо виконання умови:

$$\frac{Q_{\max} \cdot 10}{4 \cdot A_{bn}} \leq R_{bt},$$

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

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

2.2 Розрахунок профнастилу

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

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

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

Характеристичне значення вітрового тиску $W = 0,5 \text{ Н/м}^2$.

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

Таблиця 2.1 – Збір навантажень на профільований настил

№ з/п	Вид навантаження	Характеристичне значення, кПа	Розрахункове			
			Експлуатаційні значення		Граничні значення	
			Коеф. γ_{fe}	значення	Коеф. γ_{fm}	значення
1	Захисний шар гравію, товщиною 20 мм, $\gamma = 20 \text{кН} / \text{м}^3$	0,4	1.0	0,4	1,3	0,52
2	Гідроізоляційний шар 4- шари рубероїду	0,16	1.0	0,16	1,2	0,192
3	Утеплювач – жорсткі мінераловатні плити $t=150\text{мм}$, $\rho = 500 \text{кг}/\text{м}^3$	0,225	1.0	0,225	1,2	0,27
4	Пароізоляція 1 – шар рубероїду	0,04	1.0	0,04	1,2	0,018
5	Власна вага настилу Н40-711-0,8	0,096	1.0	0,096	1,05	0,101
6	Всього на прогон	0,921		0,921		1,131
7	Тимчасове (снігове) навантаження	1,4	0,49	0,686	1,04	1,456
8	Повне навантаження	2,321		1,607		2,587

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

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

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

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

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

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

1 - проліт настилу (між прогонами), м;

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

для 4-х прольотів.

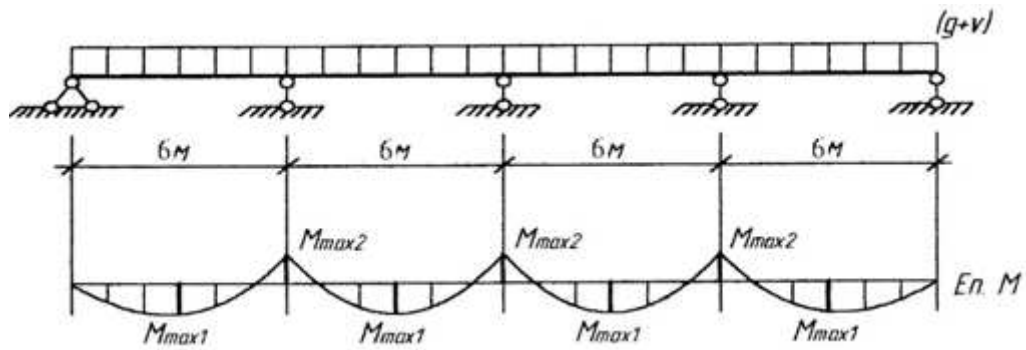


Рисунок 2.1 – Розрахункова схема сталюого настилу та епюра згинальних моментів

Обраховуємо внутрішні зусилля:

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

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

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

Перевіряємо міцність смуги настилу шириною 1 м за формулами:

а) в прольоті – стиснута широка полицка:

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

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

R_y - розрахунковий опір згину, МПа, згідно табл.51а [39] для сталі марки

ВСтЗкп $R_y = 215$ МПа;

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

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

б) на опорі: - стиснута вузька полицка:

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

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

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

h, t - висота і товщина настилу, см;

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

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

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

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

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

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

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

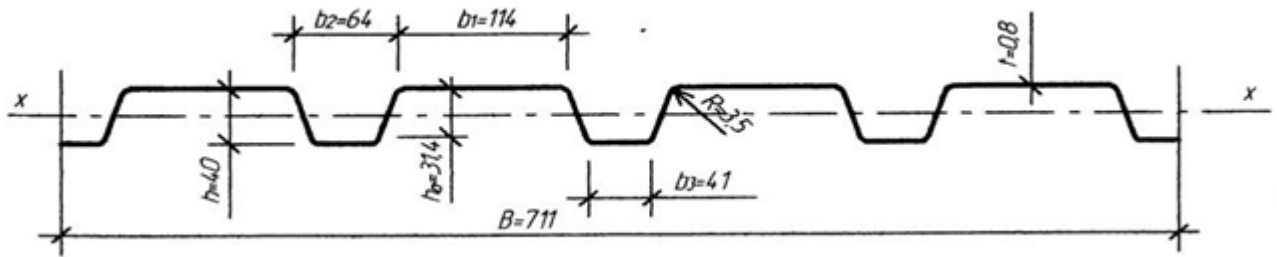


Рисунок 2.2 – Профільний настил Н40-711-0,8

Місцева стійкість гофру настилу:

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

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

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

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

де: Q - реакція середньої опори, кН.:

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

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

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

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

$r = 0.35$ см – радіус заокруглення настилу;

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

k_1 - коефіцієнт, який залежить від ширини полиці прогону $b_f = 5.2$ см;

$$k_1 = 0.173;$$

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

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

Перевіряємо умову місцевої стійкості гофра:

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

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

$$f \approx \frac{l_1^2 \cdot 10}{E \cdot I_x} \left(\frac{M_{\max 1, n}}{10} - \frac{M_{\max 2, n}}{16} \right) \leq \frac{l_1}{150},$$

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

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

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

$l_1 = 3 \text{ м}$ – проліт настилу (між прогонами);

E – модуль пружності, для сталі $E=210000 \text{ МПа}$;

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

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

2.3 Розрахунок та конструювання прогонів

При кроці балок покриття 6 м прогони виконуються із прокатних профілів, найчастіше всього із швелерів. Прогони кріпляться до поясів за допомогою коротишів із кутиків.

Оскільки балки покриття двотаврового профілю, то прогони працюють на згин в площині своєї найбільшої жорсткості.

Підрахунок навантажень на прогонів зведений в таблиці 2.2.

Таблиця 2.2 – Підрахунок навантажень на прогон

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

Рівномірно-розподілене навантаження на прогони:

- розрахункове:

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

де: $b_m = 3 \text{ м}$ – відстань між прогонами;

- характеристичне:

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

Розрахунковою схемою прогону є двох пролітна нерозрізна балка (рис. 2.3), в якій внутрішні зусилля визначаються за формулами:

- в прольоті:

$$M_{\max} = \frac{g \cdot l^2}{8},$$

де: $l=6\text{м}$ – крок несучих конструкцій;

- на опорі:

$$M_{\max} = -\frac{g \cdot l^2}{8}.$$

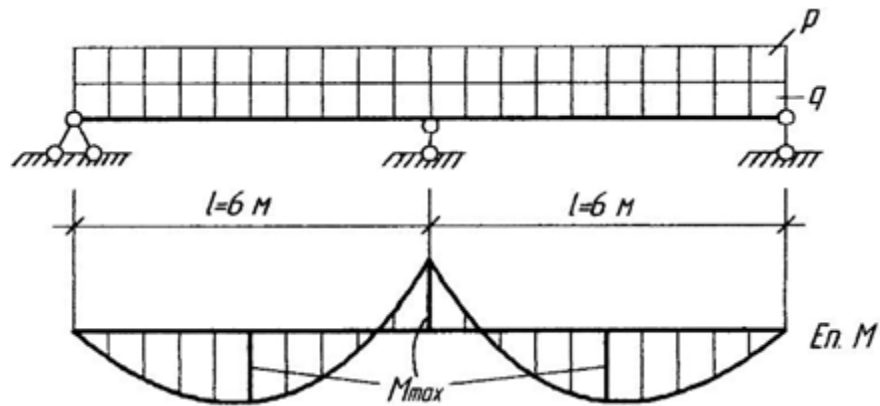


Рисунок 2.3 – Розрахункова схема прогону

Згинаючий момент від розрахункового навантаження:

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

Те ж від нормативного навантаження:

$$M = \frac{g^n \cdot l^2}{8} = \frac{7.143 \cdot 6^2}{8} = 21.56 \text{кН} \cdot \text{м};$$

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

Прогон працює в умовах простого згину.

Необхідний момент опору:

$$W_{\text{нес}} = \frac{M}{R_y \cdot \gamma_c};$$

де: $R_y = 240 \text{МПа}$ – для сталі марки С245;

$$\gamma_c = 1;$$

$$W_{\text{нес}} = \frac{27.88 \cdot 10^3}{240 \cdot 1} = 116.2 \text{см}^2.$$

Приймаємо попередньо за сортаментом гаряче катаний швелер №16 з ухилом внутрішніх граней полиць, для якого:

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

Перевіряємо прогон на прогин:

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

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

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

швелера забезпечить роботу прогону.

2.4 Розрахунок та конструювання колони середнього ряду

2.4.1 Визначення розрахункових зусиль для розрахунку колони

Розрахункову комбінацію зусиль вибираємо з результатів статичного розрахунку поперечної рами.

Розрахунковим зусиллям є:

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

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

2.4.2 Розрахункові довжини колони

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

$$l_{ef} = \mu \cdot l,$$

де: μ - коефіцієнт розрахункової довжини;

l – геометрична довжина колони.

Розрахункова довжина колони в площині рами при шарнірному кріпленні ригеля:

$$l_{ef,y} = \mu_y \cdot l = 2 \cdot 10.6 = 21.2 \text{ м},$$

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

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

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

2.4.3 Підбір перерізу стержня колони

Позацентрово-стиснуту колону середнього ряду промислової будівлі з метою зниження трудомісткості виготовлення проектуємо симетричного перерізу. Переріз колони двотавровий.

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

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

$$h = (0.3 \dots 0.5) \cdot b = (0.3 \dots 0.5) \cdot 50 = 15 \dots 25 \text{ см}$$

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

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

де: $\varphi = 0.7$ – коефіцієнт стійкості, задається попередньо, при $\lambda = 80$;

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

Враховуючи вимоги щодо стійкості колони попередньо приймаємо переріз колони із двотавра №30:

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

Геометричні характеристики перерізу вітки [27]:

$$I_{xg} = 4160 \text{ см}^4; i_{xg} = 10,9 \text{ см}; I_{yg} = 262 \text{ см}^4; i_{yg} = 2,73 \text{ см}; A_g = 35,2 \text{ см}^2.$$

Геометричні характеристики перерізу колони 2:

$$I_x = I_{xg} = 4160 \text{ см}^4; i_x = i_{xg} = 10,9 \text{ см};$$

$$I_y = 2(I_{yg} + A_g \cdot (b_0/2)^2) = 2(262 + 35,2 \cdot (49,5/2)^2) = 43649 \text{ см}^4;$$

$$i_y = \sqrt{I_y/A} = \sqrt{43649/70,4} = 24,9 \text{ см}.$$

2.4.4 Перевірка стійкості колони

Колону перевіряють на стійкість в площині рами, а також із площини рами.

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

$$N_B = \frac{N}{2} + \frac{M}{b_0} = \frac{456}{2} + \frac{53}{0,495} = 335 \text{ кН}.$$

Стійкість колони в площині рами

$$\beta_y = \frac{l_m}{i_x} = \frac{100}{2,73} = 36,6; \varphi_y = 0,907,$$

$$\sigma = \frac{N_B}{\varphi_y \cdot A_B} = \frac{335 \cdot 10}{0,907 \cdot 35,2} = 105 \text{ МПа} < R_y \cdot \gamma_c = 240 \cdot 1 = 240 \text{ МПа}.$$

Стійкість колони із площини рами:

$$\beta_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{1060}{10,9} = 97,3; \varphi_x = 0,561,$$

$$\sigma = \frac{N_B}{\varphi_x \cdot A_B} = \frac{335 \cdot 10}{0,561 \cdot 35,2} = 169,6 \text{ МПа} < R_y \cdot \gamma_c = 240 \cdot 1 = 240 \text{ МПа}.$$

Стійкість колони забезпечена.

2.4.5 Розрахунок та конструювання бази колони

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

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

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

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

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

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

$$\gamma = 1,2 \dots 1,5;$$

$$R_{b,loc} = 1,3 \cdot 7,5 = 9,75 \text{ МПа.}$$

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

$$L = \frac{N}{2 \cdot B_{pl} \cdot R_{b,loc}} + \sqrt{\left(\frac{N}{2 \cdot B_{pl} \cdot R_{b,loc}}\right)^2 + \frac{6 \cdot M}{B_{pl} \cdot R_{b,loc}}} = \frac{456}{2 \cdot 37 \cdot 9,75} +$$

$$+ \sqrt{\left(\frac{456 \cdot 10}{2 \cdot 37 \cdot 9,75}\right)^2 + \frac{6 \cdot 53 \cdot 100}{37 \cdot 9,75}} = 37 \text{ см} < b = 50 \text{ см, отже приймаємо конструктивно}$$

довжину плити:

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

Приймаємо $L_{pl} = 650$ мм.

Тоді:

$$\sigma_{\phi, \max} = \frac{N}{A_{pl}} + \frac{M}{W_{pl}} = \frac{N}{B_{pl} \cdot L_{pl}} + \frac{M}{B_{pl} \cdot L_{pl}^2} = \frac{456 \cdot 10}{37 \cdot 65} + \frac{53 \cdot 100}{37 \cdot 65^2} = 2,24 \text{ МПа} <$$

$$< R_{b,loc} = 9,75 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{\phi, \min} = \frac{N}{A_{pl}} - \frac{M}{W_{pl}} = \frac{N}{B_{pl} \cdot L_{pl}} - \frac{M}{B_{pl} \cdot L_{pl}^2} = \frac{456 \cdot 10}{37 \cdot 65} - \frac{53 \cdot 100}{37 \cdot 65^2} = 1,86 \text{ МПа} <$$

$$< R_{b,loc} = 9,75 \text{ МПа, умова виконується}$$

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

Для першої розрахункової ділянки $\sigma_1 = \sigma_{\phi, \max} = 2,24$ МПа:

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

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

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

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

Для третьої розрахункової ділянки

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

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

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

$\alpha = 0,0928$ – коефіцієнт для розрахунку на згин плит, опертих на 4 сторони;

$\sigma_3 = 1,75$ МПа – рис. 2.28.

Товщина опорної плити бази:

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

Приймаємо товщину плити: $t = 20$ мм.

Виконуємо розрахунок траверси.

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

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

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

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

Рівномірно-розподілене погонне навантаження на траверсу:

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

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

Згинаючий момент в траверсі:

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

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

Момент опору перерізу траверси:

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

Міцність траверси за нормальними напруженнями:

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

забезпечена.

Розраховуємо анкерні болти.

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

Виходячи з рівняння рівноваги сил відносно центра ваги стиснутої зони бетону:

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

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

Необхідна площа перерізу анкерного болта:

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

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

за табл.62* [39] приймаємо 2 болти $\varnothing 20$, з площею $A_g = 2 \cdot 3.14 = 6.28 \text{ см}^2$.

Довжина заробки болта в бетон 1м.

2.4.6 Конструювання оголовка колони

Обпирання балок покриття на колону проектуємо зверху, на опорний столик.

В колонах середніх рядів в місці обпирання граней балки, за звичай проектують вертикальні і горизонтальні ребра для передачі зусиль від балки на колони і забезпечення необхідної жорсткості верхньої плити оголовка.

Але в даному випадку грані оголовка близько розміщені біля полиць колони, і тому ребер жорсткості встановлювати не потрібно.

Верхню плиту оголовка проектуємо розміром 340x540 мм, товщиною 20 мм. Також робляться отвори діаметром 23 мм під болти нормальної точності діаметром 20мм, якими прикріплюють балку. Кількість болтів – 4 штуки.

Конструювання оголовка колони представлені на аркуші №5 креслення до ДП.

2.5 Інженерно-геологічні умови будівельного майданчика

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

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

2.5.1 Встановлення повних назв ґрунтів, визначення повних фізичних характеристик ґрунтів

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

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

Дані лабораторних аналізів цього ґрунту наведені в табл. 2.3.

Таблиця 2.3 – Дані лабораторних аналізів ІГЕ – 2

№ грунту	Гранулометричний склад - вміст частинок в % крупністю										Фізико-механічні характеристики					
	≥ 10	10- 2	2-1	1- 0,5	0,5- 0,25	0,25- 0,1	0,1- 0,05	0,05- 0,01	0,01- 0,005	<0,005	ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	W, %	E, мПа	φ , град.	c, кПа
ІГЕ - 2	---	1,2	5,0	12,0	12,0	46,0	17,0	6,0	0,3	0,5	2,65	1,9	100	18	30	3

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

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

- коефіцієнт пористості $e = \frac{\rho_s}{\rho}(1 + \omega) - 1 = \frac{2,65}{1,9}(1 + 0,1) - 1 = 0,53$. Дрібний пісок з коефіцієнтом пористості $e = 0,53$, що менше 0,6 – є щільним;

- коефіцієнт водонасичення S_r :

$$S_r = \frac{\rho_s \cdot \omega}{e \cdot \rho_\omega} = \frac{2,65 \cdot 0,1}{0,53 \cdot 1,0} = 0,5. \text{ Згідно з табл. Б17 ДСТУ Б В.2.1-2-96 визначаємо,}$$

що пісок малого ступеня водонасичення ($S_r = 0,5$).

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

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

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

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

$$c_1 = \frac{c_n}{\gamma_g} = \frac{3}{1,5} = 2 \text{ кПа}, \quad c_{11} = \frac{c_n}{\gamma_g} = \frac{3}{1,0} = 3 \text{ кПа}$$

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

Дані лабораторних аналізів цього ґрунту наведені в табл. 2.4.

Таблиця 2.4 – Дані лабораторних аналізів ІГЕ – 3

№ грунту	Гранулометричний склад - вміст частинок в % крупністю										Фізико-механічні характеристики					
	≥ 10	10- 2	2-1	1- 0,5	0,5- 0,25	0,25- 0,1	0,1- 0,05	0,05- 0,01	0,01- 0,005	<0,005	ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	W, %	E, мПа	φ , град.	c, кПа
ІГЕ - 3	---	---	---	8,0	12,0	37,0	25,0	10,0	8,0	---	2,66	1,8	18	12	26	2

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

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

- коефіцієнт пористості $e = \frac{\rho_s}{\rho}(1 + \omega) - 1 = \frac{2,66}{1,8}(1 + 0,18) - 1 = 0,744$. пилуватий пісок з коефіцієнтом пористості $e = 0,744$, що більше 0,6 і менше 0,8 – є піском середньої щільності;

- коефіцієнт водонасичення S_r :

$$S_r = \frac{\rho_s \cdot \omega}{e \cdot \rho_w} = \frac{2,66 \cdot 0,18}{0,744 \cdot 1,0} = 0,644. \text{ Згідно з табл. Б17 ДСТУ Б В.2.1-2-96}$$

визначаємо, що пісок водонасичений ($S_r = 0,644$).

Повна назва: пісок пилуватий, середньої щільності, водонасичений.

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

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

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

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

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

Дані лабораторних аналізів цього ґрунту наведені в табл. 2.5.

Таблиця 2.5 – Дані лабораторних аналізів ІГЕ – 4

№ ІГЕ	Фізико-механічні характеристики ґрунту										
	ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	W , %	W_L , %	W_p , %	E , МПа	φ , град.	c , кПа	Відносне просідання ε_{sl} при тиску p , кПа		
									100	200	300
ІГЕ -4	2,72	1,96	2,5	28,4	19,6	---	17	16	---	---	---

Визначаємо похідні фізичні характеристики:

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

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

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

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

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

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

водонасичений ($0,8 < S_r = 0,925 \leq 1,0$).

Повна назва: суглинок м'якопластичний, насичений водою.

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

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

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

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

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

Дані лабораторних аналізів цього ґрунту наведені в табл. 2.6.

Таблиця 2.6 – Дані лабораторних аналізів ІГЕ – 5

№ грунту	Гранулометричний склад - вміст частинок в % крупністю										Фізико-механічні характеристики					
	≥ 10	10-2	2-1	1- 0,5	0,5- 0,25	0,25- 0,1	0,1- 0,05	0,05- 0,01	0,01- 0,005	<0,005	ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	W, %	E, мПа	φ , град.	c, кПа
ІГЕ - 5	2,0	3,0	11,0	14,0	27,0	18,0	19,0	2,5	3,5	---	2,67	2,02	24	30	35	1

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

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

$$- \text{ коефіцієнт пористості } e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + \omega) - 1 = \frac{2,67}{2,02} (1 + 0,24) - 1 = 0,639. \quad \text{Пісок}$$

середньої крупності з коефіцієнтом пористості $e = 0,639$, що більше 0,6 і менше 0,8 – є піском середньої щільності;

$$- \text{ коефіцієнт водонасичення } S_r:$$

$$S_r = \frac{\rho_s \cdot \omega}{e \cdot \rho_w} = \frac{2,67 \cdot 0,24}{0,639 \cdot 1,0} = 1,0. \quad \text{Згідно з табл. Б17 ДСТУ Б В.2.1-2-96 визначаємо,}$$

що **пісок** водонасичений ($S_r = 1,0$).

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

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

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

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

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

Отримані дані про фізико – механічні характеристики ґрунтів заносимо в таблицю 3.5. і викреслюємо інженерно-геологічний розріз (див. лист б).

2.5.2 Висновки та рекомендації

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

ПЕ-1 – ґрунтово – рослинний шар, потужністю 0,3 м;

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

ПЕ-3 – пісок пилюватий, середньої щільності, водонасичений, потужністю 1,2-1,6 м;

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

ПЕ-5 – пісок середньої крупності, середньої щільності, водонасичений, потужністю 4,4-4,9 м;

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

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

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

2.6 Визначення навантажень на фундаменти

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

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

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

$$N_{11} = 296.3 \text{ кН};$$

$$Q_{11} = 20.4 \text{ кН}$$

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

$$N_{11} = 455.6 \text{ кН};$$

$$Q_{11} = 5.0 \text{ кН}.$$

2.7 Визначення глибини закладання фундаменту

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

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

Оскільки фундамент опирається на дрібні піски, а спеціальним дослідженням встановлено, що вони не здатні до здіймання, то глибина закладання як внутрішніх так і зовнішніх фундаментів призначається незалежно від d_f ,

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

де: $d_{fn} = 0,8 \text{ м}$;

k_h - коефіцієнт що враховує період зведення будівлі $k_h = 1,1$.

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

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

Отже приймаємо глибину закладання фундаменту $d = 2,05 \text{ м}$.

2.8 Визначення розмірів подошви фундаментів

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

де: $R_0 = 400 \text{ кПа}$ розрахунковий опір для піску дрібного, щільного, малого

ступеня водонасичення (табл.2.2 [41]);

$\gamma = 20 \text{ кН/м}^3$ - усереднене значення питомої ваги матеріалу фундаменту і ґрунту на його обрізах;

$d = 2,05 \text{ м}$ – глибина закладання фундаменту;

N_{II} - вертикальне навантаження.

2.8.1 Фундамент під колону крайнього ряду

В першому наближенні визначаємо площу підшви фундаменту:

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

Розраховуємо близький за площею фундамент з розмірами підшви $b \cdot l = 1,8 \cdot 1,8$, $A = 3,24 \text{ м}^2$, з моментом опору:

$$W = \frac{b \cdot l^2}{6} = \frac{1,8 \cdot 1,8}{6} = 0,54 \text{ м}^3.$$

Уточнюємо розрахунковий опір ґрунту за формулою 7 [41]:

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

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

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

M_{γ}, M_q, M_c - коефіцієнти прийняті по табл.4 [41], для $\varphi_{11} = 30^{\circ}$:

$$M_{\gamma} = 1,15, M_q = 5,59, M_c = 7,95;$$

k_z – коефіцієнт, який приймається рівним 1 при $b < 10 \text{ м}$;

b - ширина підшви фундаменту, м;

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

γ'_{II} - питома вага ґрунту, який залягає вище підшви фундаменту: $\text{кН} \cdot \text{м}$

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

d_1 – глибина закладання фундаменту;

$$R = \frac{1.3 \cdot 1}{1} (1.15 \cdot 1 \cdot 1.8 \cdot 19 + 5.59 \cdot 2.05 \cdot 19 + 7.95 \cdot 3) = 365.2 \text{ кПа}$$

Перевіряємо виконання умов:

$$P = \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma} \cdot d = \frac{296.3}{3.24} + 20 \cdot 2.05 = 132.4 \text{ кПа} < R = 365.2 \text{ кПа};$$

$$P_{\max} = \frac{N_{II}}{A} + \gamma \cdot d_{1\phi} + \frac{M_{11} + Q_{11} \cdot d_{1\phi}}{W} = \frac{296.3}{3.24} + 20 \cdot 2.05 + \frac{82.7 + 20.4 \cdot 1.5}{0.972} = 240.8 < 1.2 \cdot R = 438.2 \text{ кПа};$$

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

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

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

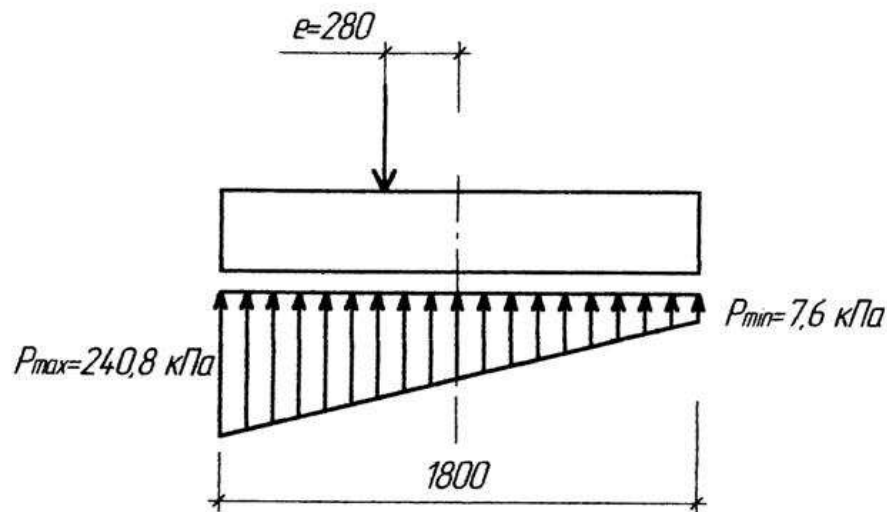


Рисунок 2.4 – Епюра тиску під подошвою фундаменту під колону крайнього ряду

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

Конструктивно анкери заводяться в бетон на глибину 1000 мм.

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

- підколонника: 1,2x1,2x1,2 м;

- плитної частини: 1,8x1,8x0,3 м.

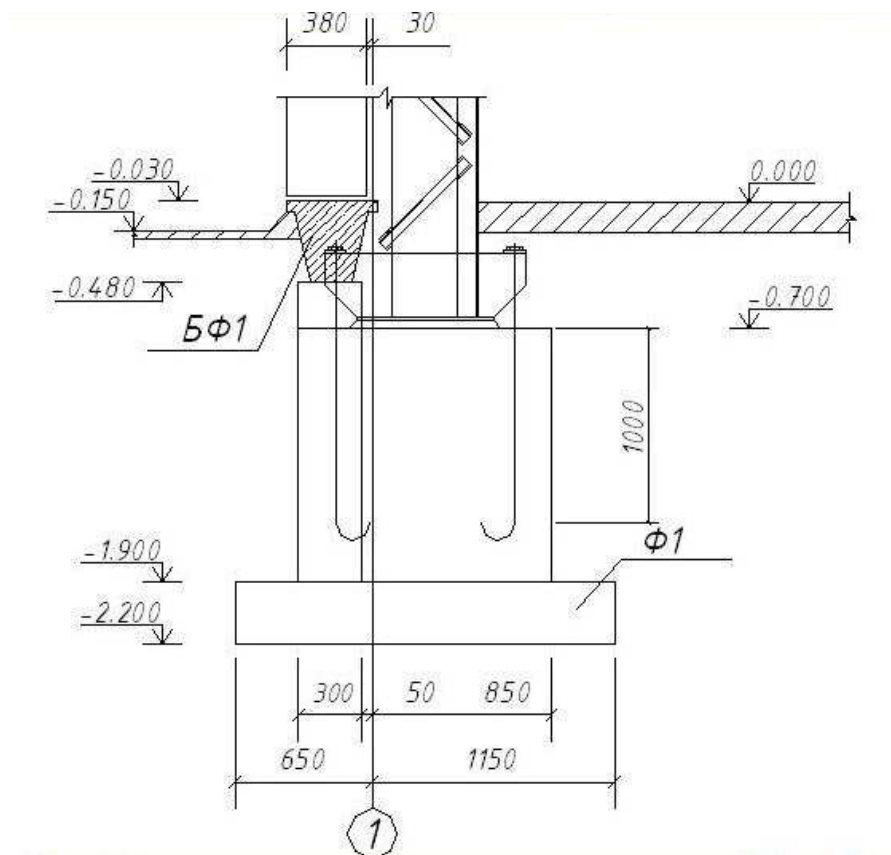


Рисунок 2.5 – До визначення закладання фундаменту

2.8.2 Фундамент під колону середнього ряду

В першому наближенні визначаємо площу підшви фундаменту:

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

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

Розрахунковий опір під підшвою фундаменту:

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

Перевіряємо виконання умов:

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

$$P_{\max} = \frac{N_{II}}{A} + \gamma \cdot d + \frac{M_{II} + Q_{II} \cdot d_{1\phi}}{W} = 225.1 + \frac{52.2 + 5.0 \cdot 1.5}{0.563} = 326.2 < 1.2 \cdot R = 1.2 \cdot 356.7 = 428.1 \text{ кПа};$$

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

Ексцентриситет:

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

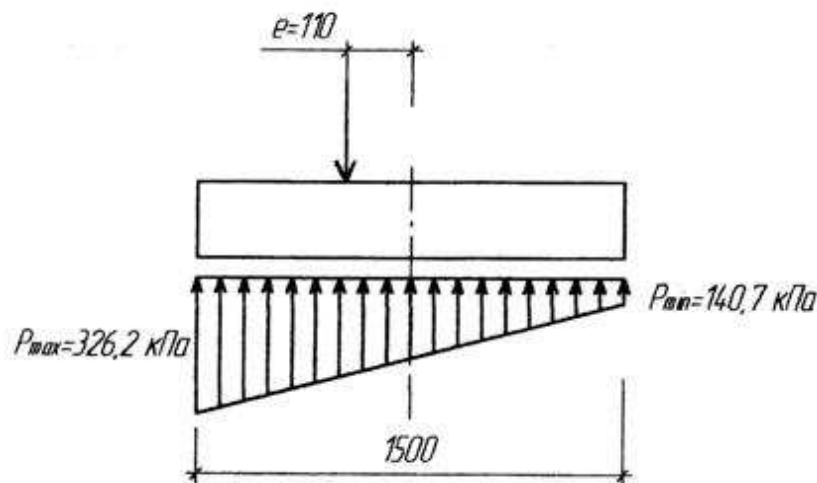


Рисунок 2.6 – Епюра тиску під подошвою фундаменту під колону середнього ряду

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

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

- підколонника: 1,2x1,2x1,2 м;
- плитної частини: 1,5x1,5x0,3 м.

2.9 Визначення осідання фундаменту методом пошарового підсумування

Розрахунок основ за деформаціями проводять з метою обмеження сумісних деформацій основ і фундаментів такими величинами за яких

гарантується нормальна експлуатація споруди. При цьому повинна виконуватись умова:

$$S \leq S_u, \quad (2.1)$$

де S – сумісна деформація основи і споруди визначається розрахунком

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

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

$$S = \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} \cdot h_i}{E_i} \quad (2.2)$$

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

n – кількість розрахункових шарів на які ділять стисливу товщу Н0;

h_i – товщина розрахункового шару

E_i – модуль деформації ІГЕ у якому знаходиться розрахунковий шар.

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

$$\sigma_{zp,i} = \sigma_{zp0} \cdot \alpha, \quad (2.3)$$

де: σ_{zp0} - додаткове напруження від зовнішнього навантаження на рівні підшви фундаменту:

$$\sigma_{zp0} = p - \sigma_{zg0} = p - \gamma_{11} \cdot d, \quad (2.4)$$

P - середній тиск під підшвою фундаменту;

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

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

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

$$\sigma_{zg,i} = \sigma_{zg,0} + \sum_{i=1}^n \gamma_{11i} \cdot h_i \quad (2.5)$$

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

Питома вага ґрунту нижче рівня ґрунтових вод визначається:

$$\gamma_{sw} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}, \quad (2.6)$$

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

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

e - коефіцієнт пористості замоченого водою ґрунту.

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

$$\sigma_{zp} \leq 0.2 \sigma_{zg} \quad (2.7)$$

Згідно з додатком 4 [41] гранична деформація основ у виробничій одноповерховій будівлі з повним сталевим каркасом: $|s_u| = 12 \text{ см}$;

$$\text{Відносна різниця осідань } \left| \frac{\Delta S}{L} \right| = 0.004,$$

де: L - відстань між сусідніми фундаментами.

Осідання фундаментів:

$$S_1 = 1.64 \text{ см} < |S_u| = 12 \text{ см} ;$$

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

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

Висновки до розділу 2

1. Виконано збір навантаження від всіх діючих впливів на каркас будівлі.
2. Розраховано та запроектовано основні несучі конструкції будівлі цеху по обробці деревини, а саме колону середнього та крайнього рядів, балку покриття та профнастил.
3. Проаналізовано інженерно-геологічні умови будівельного майданчика та підібрано фундаменти мілкового закладення під колони середнього та крайнього рядів.

РОЗДІЛ 3

НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ

3.1 Мета та задачі досліджень

Метою даної роботи є дослідити роботу поперечної рами будівлі цеху по обробці деревини під впливом різного виду навантажень шляхом визначення зусиль, що діють в ключових перерізах із застосуванням методу скінченних елементів.

Для досягнення зазначеної мети були поставлені наступні задачі:

- провести скінченноелементне моделювання роботи поперечної рами будівлі цеху по обробці деревини із врахуванням впливу всіх діючих на нього навантажень;

- встановити поздовжні та поперечні сили, а також згинальні моменти в ключових перерізах поперечної рами будівлі цеху по обробці деревини від дії зовнішніх впливів;

- виконати розрахунок методом скінченних елементів металеві балки покриття будівлі цеху по обробці деревини та порівняти отримані результати з аналітичним методом.

Розрахунок металеві балки покриття будівлі цеху по обробці деревини аналітичним методом було виконано в розрахунково-конструктивному розділі 2. В розділі 2 також проведено збір навантаження на поперечну раму будівлі.

3.2 Розбивка сітки колон будівлі

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

В зв'язку з масовим виробництвом уніфікованих 6-ти метрових стінових панелей і віконних панелей в крайніх рядах колон приймаємо крок 6 м. З ціллю ефективного і маневреного використання виробничих площ в середніх рядах колон

найбільш поширений крок 12 м. Але, оскільки, за призначенням будівля не вимагає великої маневреності, тому приймаємо крок середнього ряду 6 м.

3.3 Обґрунтування вибору системи в'язів

Для забезпечення стійкості каркасу та його просторової роботи, для сприйняття вертикальних, горизонтальних, гальмівних, вітрових, сейсмічних і інших навантажень, для виключення втрати стійкості конструкцій передбачається встановлення вертикальних і горизонтальних в'язей.

а) В'язі по покриттю.

В'язі передбачено встановити в площині балок покриття і торцьовому відсіку для вивірки конструкцій і забезпечення їх стійкості під час монтажу. Ці в'язі після монтажу знімаються, оскільки жорсткий диск забезпечується профільованим настилом.

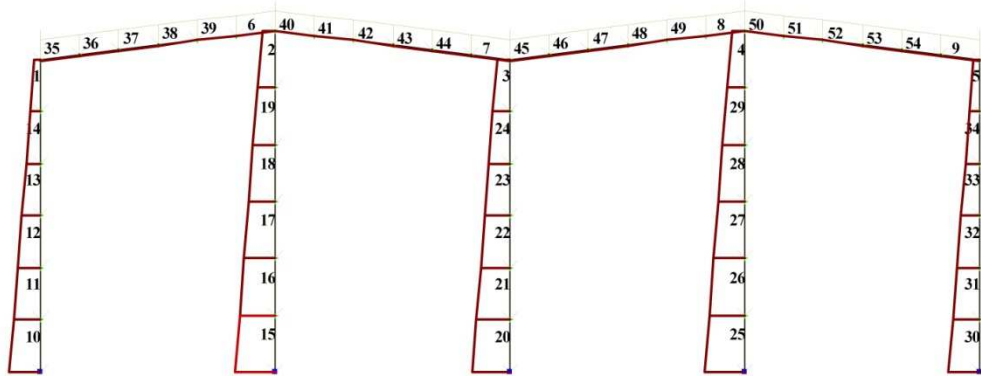
б) В'язі по колонах.

Вертикальні в'язі між колонами встановлюємо по краях будівлі. Всі в'язі представлені і замарковані на аркуші №4 графічної частини.

3.4 Статичний розрахунок рами будівлі

Статичний розрахунок рами будівлі виконуємо в ПК ЛІРА. Збір навантаження на раму будівлі наведений в пункті 2.2 (табл. 2.1). На рис. 3.1...3.3 наведено зусилля в елементах рами цеху по обробці деревини від власної ваги, на рис. 3.4...3.6 – від корисного навантаження, на рис. 3.7...3.9 – від снігового навантаження.

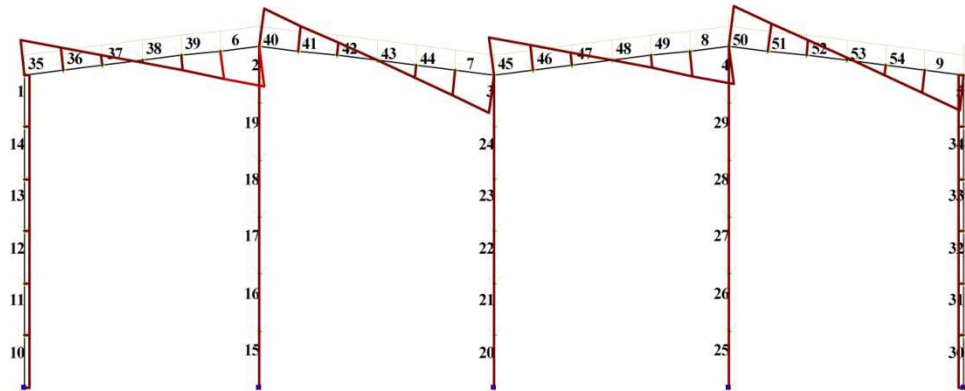
Загружение 1
Эпюра N
Единицы измерения - т



Z_Y
X
Минимальное усилие -0.318805

Рисунок 3.1 – Епюра поздовжніх сил N в елементах рами цеху по обробці деревини від власної ваги

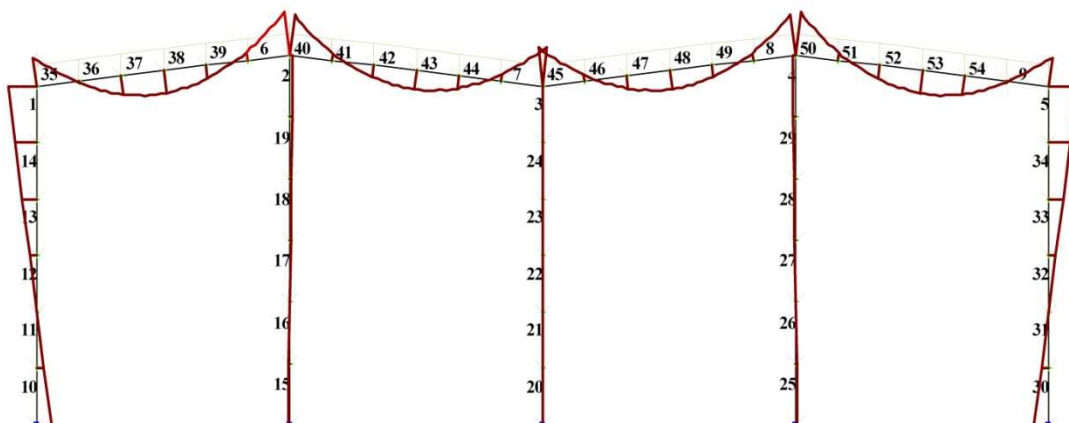
Загружение 1
Эпюра Qz
Единицы измерения - т



Z_Y
X
Минимальное усилие -0.0534635
Максимальное усилие 0.0534635

Рисунок 3.2 – Епюра поперечних сил Q в елементах рами цеху по обробці деревини від власної ваги

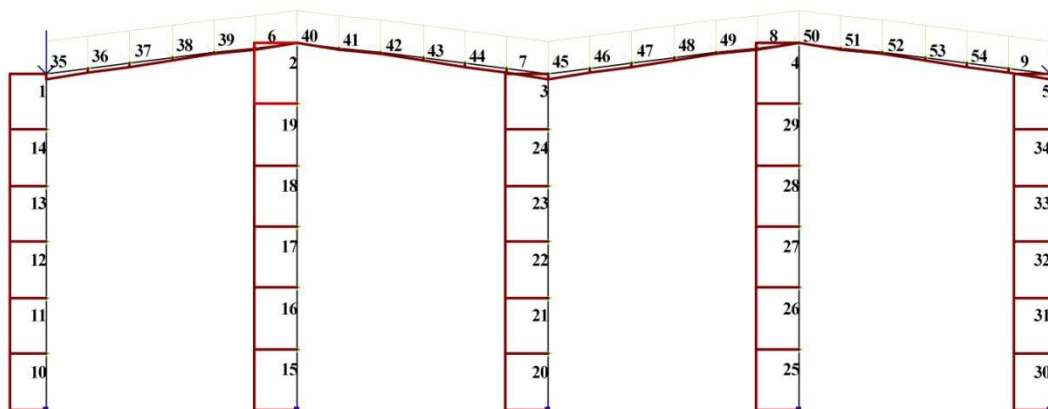
Заружение 1
Эпюра M
Единицы измерения - т*м



Z_Y
X
Минимальное усилие -0.0418749
Максимальное усилие 0.0279865

Рисунок 3.3 – Епюра моментів M в елементах рами цеху по обробці деревини від власної ваги

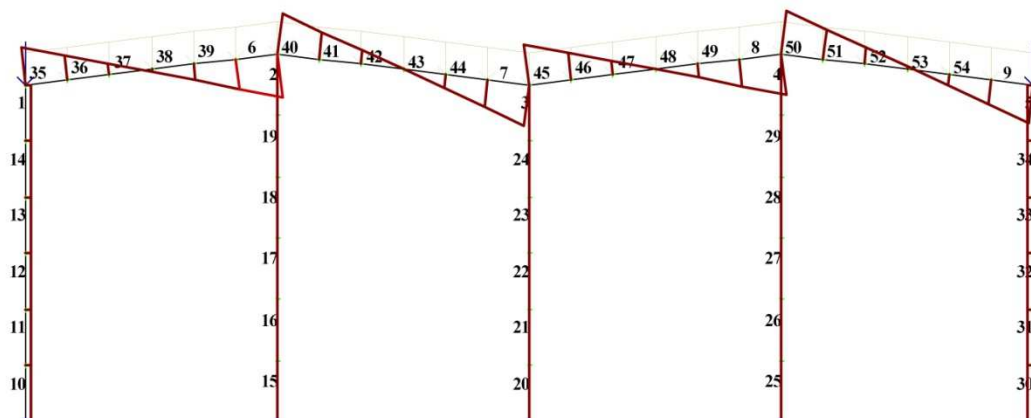
Заружение 2
Эпюра N
Единицы измерения - т



Z_Y
X
Минимальное усилие -1.29486

Рисунок 3.4 – Епюра поздовжніх сил N в елементах рами цеху по обробці деревини від корисного навантаження

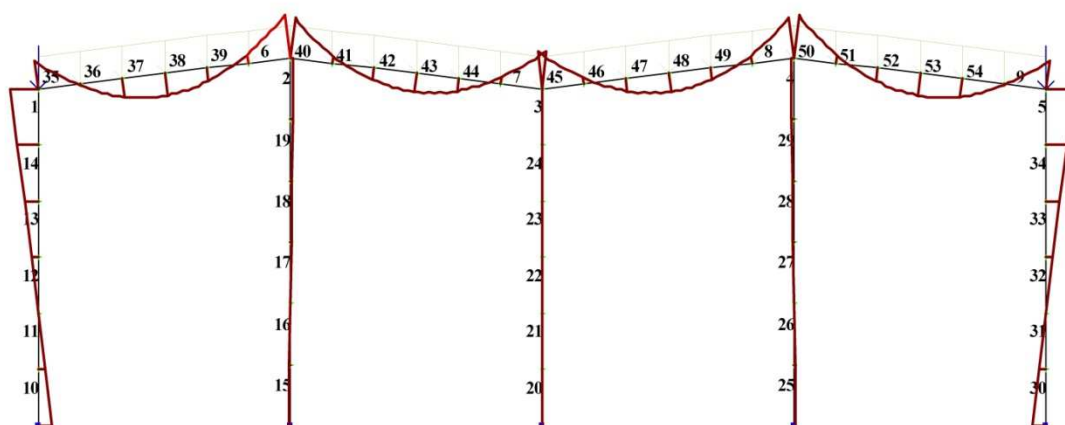
Заруження 2
 Епора Qz
 Единиці вимірювання - т



Z_Y
 X
 Минимальное усилие -0.670309
 Максимальное усилие 0.670309

Рисунок 3.5 – Епора поперечних сил Q в елементах рами цеху по обробці деревини від корисного навантаження

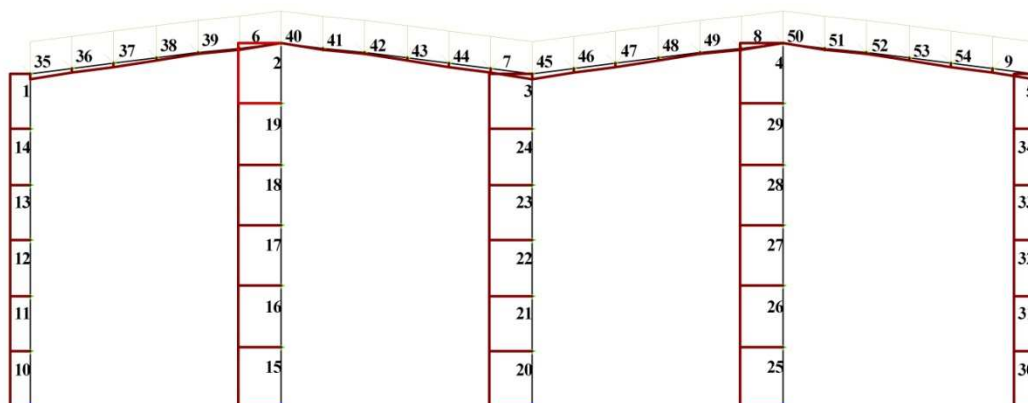
Заруження 2
 Епора My
 Единиці вимірювання - т*м



Z_Y
 X
 Минимальное усилие -0.528095
 Максимальное усилие 0.345356

Рисунок 3.6 – Епора моментів M в елементах рами цеху по обробці деревини від корисного навантаження

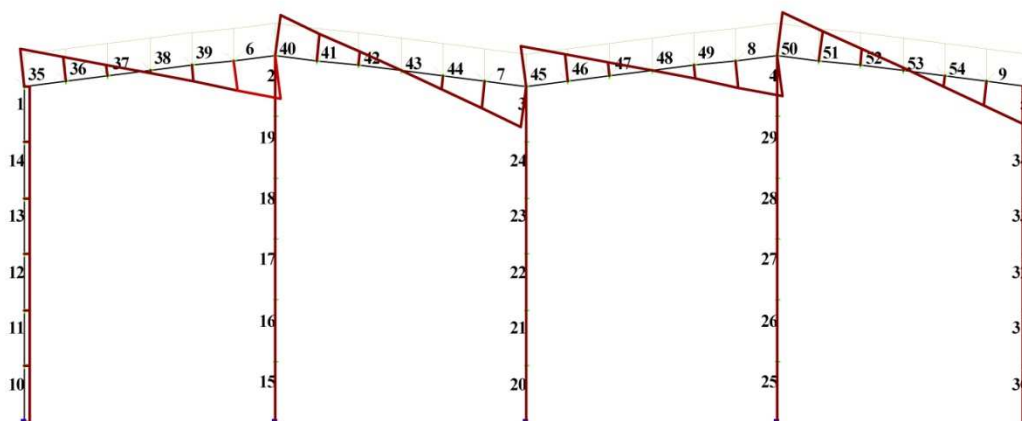
Загружение 3
Эпюра N
Единицы измерения - т



Z_Y
Минимальное усилие -2.07817

Рисунок 3.7 – Епюра поздовжніх сил N в елементах рами цеху по обробці деревини від снігового навантаження

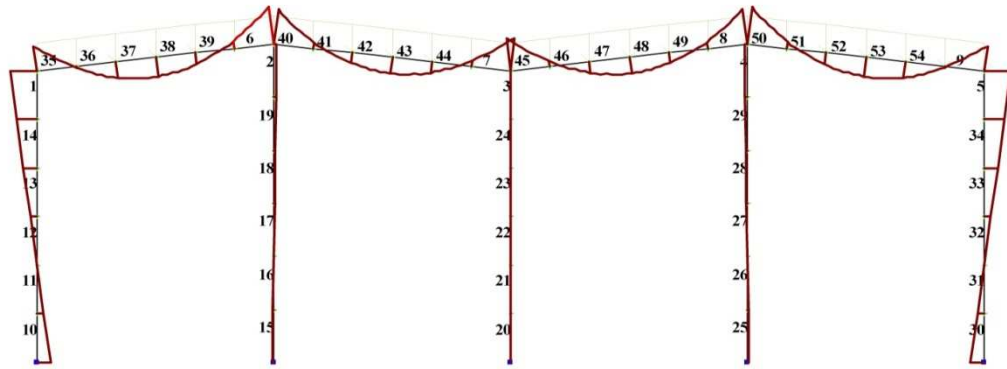
Загружение 3
Эпюра Qz
Единицы измерения - т



Z_Y
Минимальное усилие -1.07529
Максимальное усилие 1.07529

Рисунок 3.8 – Епюра поперечних сил Q в елементах рами цеху по обробці деревини від снігового навантаження

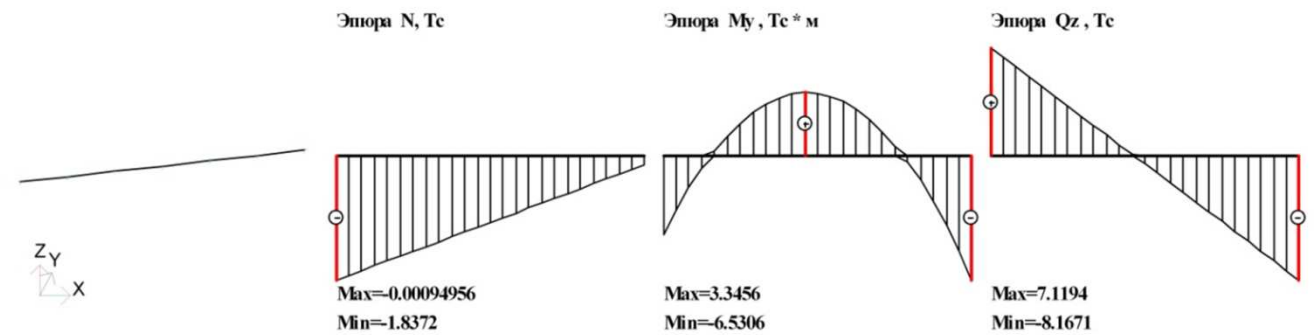
Заруження 3
Эпора Му
Единицы измерения - т*м



Эпора М
Минимальное усилие -0.844238
Максимальное усилие 0.559585

Рисунок 3.9 – Эпора моментов М в элементах рамы цеху по обработке древесины від снігового навантаження

На рис. 3.10 приведено результати перевірки підбору металевої балки покриття з двотавру № 23, аналітичний розрахунок якої приведено в розділі 2.



Шифр задачи : untitled
Конструктивный элемент КБЗ

ограничения, см				L/f	коэффициенты		чистый изгиб
Y max	Z max	Y min	Z min		усл работы	надежн.	
300.00	300.00	1.00	1.00	400.00	1.00	1.00	нет
нагрузка			закрепл. сж.пояса	вид расч.схемы	Lef, м	тип расчета	шаг ребер/планок, м
распределенная		нагруж.пояс					

Результаты подбора

Сечение	1. Двутавр 23Б1				
Профиль	23Б1				
Сталь	09Г2 гр1; ТУ 14-1-3023-80				
Сортамент	Двутавр с параллельными гранями полок типа Б(балочный)				
проценты использования по ИПС					
норм.	касат.	приведен.	общ.уст.	уст.стен.	уст.пояс.
80.6	39.7	64.2	0.0	40.4	30.9
прогиб	шаг ребер/планок	наименьший коэф.Фб	сводные%%/использов.		
			ИПС	2ИПС	местн.устойч.
555	нет	1.000	80.6	72.1	40.4

Рисунок 3.10 – Результати перевірки підбору металевої балки покриття

Висновки до розділу 3

1. Проведено скінченноелементне моделювання роботи поперечної рами будівлі цеху по обробці деревини із врахуванням впливу всіх діючих на нього навантажень.
2. Під час моделювання враховано різні види навантаження, що трапляються під час експлуатації будівлі. Визначено найбільш несприятливі комбінації цих навантажень та характерні місця їх прикладання.
3. За результатами чисельного моделювання побудовано епюри поздовжніх та поперечних сил, а також згинальних моментів в ключових перерізах поперечної рами будівлі цеху по обробці деревини від дії зовнішніх впливів.
4. Виконано розрахунок методом скінченних елементів металевої балки покриття будівлі цеху по обробці деревини та порівняно отримані результати з аналітичним методом. Встановлено, що розрахунок методом скінченних елементів дає більш точні результати та дозволяє досягти економії матеріалу до 15 %.

РОЗДІЛ 4

ТЕХНОЛОГІЯ І ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

4.1 Нормативна тривалість будівництва

Нормативна тривалість будівництва визначається за ДБН А.3.1-5:2016 і складає 10,3 місяців, в тому числі підготовчий період 1,5 місяців.

4.2 Проектування календарного плану виконання робіт

4.2.1 Підрахунок обсягів робіт та визначення працездатності, машиноємності і заробітної плати

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

4.2.2 Методи виконання окремих будівельних робіт

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

Ґрунт під фундаменти каркасу виконується у вигляді траншеї, під рампу і транспортний коридор розробляється у котловани.

Розроблений ґрунт частково вивозиться, з зворотною засипкою.

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

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

Таблиця 4.1 – Калькуляція трудових витрат

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

Продовження таблиці 4.1

15-61-2	Штукатурні роботи	100 м ²	18.3	112.2	256.7
15-51-1	Штукатурення:	100 м ²	20.16	100.81	254
15-61-1	зовнішніх стін	100 м ²	19.4	107.25	260
15-53-1	перегородок внутрішніх стін відкосів	100 мп	2.1	52.8	13.9
15-152-1	Малярні роботи Вапняне фарбування	100 м ²	51,01	15.18	96,8
15-151-1	Клейове фарбування	100 м ²	18.6	9.4	22
15-17-1	Облицювання стін плиткою	100 м ²	1.44	330	59.4
15-163-7	Масляне фарбування віконних та дверних блоків	100 м ²	8,02	23.43	23,49
15-157-1	Опорядження фасаду Фарбування фасаду з риштувань	100 м ²	51,01	6.7	42,7
8-35-1	Влаштування і розбирання риштувань	100 м ²	8.0	68.57	68.6
11-19-3	Відмостка Влаштування бетонної відмостки	100 м ²	4,88	46.5	28,36
	РАЗОМ				4609,18

Для монтажу всіх конструкцій використовують кран типу КС-35719-3. Виконання робіт під час монтажу колон та стійок розглянуто в розробленій технологічній карті на монтаж металевих каркасу.

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

Монтаж конструкцій покриття виконується поштучно. Перед монтажем конструкції фарбуються. Вкладається по прогонах профнастил.

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

Покрівельні роботи виконуються після монтажу конструкцій покриття, оскільки після нього виконується також з'єднання кінців прогонів планками, та накладання додаткових листів профнастилу на щілини.

Роботи з влаштування цегляних стін виконуються після монтажу всіх залізобетонних перегородок. Приготування розчину для мурування, заливки швів

панелей перекриття та деяких робіт з влаштування підлог прийняти таким, що виконується на будівельному майданчику в стаціонарному бетонозмішувачі.

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

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

Спеціальні роботи (сантехнічні, електротехнічні, монтаж обладнання) виконується спеціалізованими субпідрядними організаціями.

4.2.3 Вибір монтажного крана для монтажу конструкцій

Вибір монтажного крана здійснюється за такими монтажними характеристиками:

- необхідна вантажопід'ємність Q_m :

$$Q_m = Q_k + Q_{мп} + Q_{eo},$$

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

Q_k – маса конструкції, т;

Q_{eo} – маса елементів будівництва, т;

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

- монтажна висота H_m :

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

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

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

H_c – висота елемента в монтажному положенні, м;

H_3 – запас по висоті за умовами монтажу для заведення конструкції до місця монтажу або перенесення через раніше змонтовані конструкції (0,5-0,5м);

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

$H_m = 10.8 + 0.5 + 1 = 12.3 \text{ м}$ при монтажі колони;

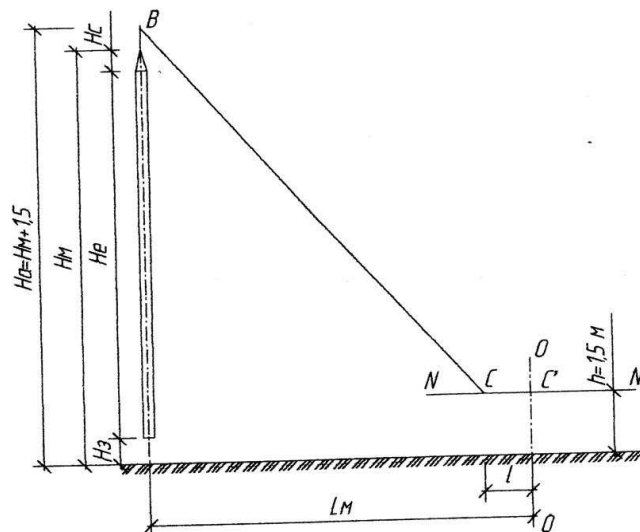


Рисунок 4.1 – До визначень характеристик крану для монтажу колон

Отже, приймаємо кран КС-35719-3, який знаходиться на балансі будівельної організації, і має наступні технічні характеристики (див. табл. 4.2).

Таблиця 4.2 – Технічні характеристики крана КС-35719-3

№ з/п	Вид крану	Вантажо- під'ємність, т	Висота підйому, м	Виліт гака, м	Довжина стріли, м
1	КС-35719-3	15	21,8	17	14

Висновки до розділу 4

1. Розроблено будівельний генеральний план та календарний план на зведення будівлі цеху по обробці деревини.

РОЗДІЛ 5

ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

5.1 Заходи з промсанітарії та охорона праці

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

У разі надходження на підприємство нових небезпечних речовин власник зобов'язаний повідомити про це органи Держаного нагляду за охороною праці,

розробити та узгодити з ними відповідні заходи щодо захисту здоров'я і життя працівників.

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

Транспортування довгомірних вантажів здійснюється спеціальним автотранспортом вантажі розміщуються і закріплюються так, щоб уникнути їх перекошування чи падіння.

Під час розвантажувальних робіт стропова вантажу повинна виключати можливість падіння або ковзання його. Забороняється знаходитись будь-кому в кабіні автомобіля при навантажувальних і розвантажувальних роботах.

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

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

При виконанні земляних робіт необхідно дотримуватися таких вимог:

1. До початку виконання земляних робіт у місцях розташування діючих підземних комунікацій мають бути розроблені і погоджені з організаціями, що експлуатують ці комунікації, заходи з безпечних умов праці, а розміщення підземних комунікацій на місцевості позначено відповідними знаками, або написами.

2. Виконання земляних робіт у зоні діючих підземних комунікацій слід проводити під безпосереднім керівництвом виконроба, чи майстра, а в околишній зоні кабелю що знаходиться під напругою, чи діючого газопроводу, крім цього під наглядом працівників електрогосподарства чи газового господарства.

3. Котловани, що розробляються на вулицях , проїздах, населених пунктів, а також у місцях, де проходить рух людей чи транспорту, мають бути огорожені захисними огороженнями. На огороженнях необхідно встановити попереджувальні знаки, а у нічний час - сигнальне освітлення. Місце переходів людей через траншеї мають бути обладнане перехідними мостами та освітлені.

4. При виявленні вибухонебезпечних матеріалів земляні роботи в цих місцях слід негайно припинити до отримання дозволу від відповідних служб.

5. Грунт, вийнятий з котловану, потрібно розміщувати на відстані не менше 0,5 м від бровки виїмки.

6. Розробляти грунт в котлованах "підкосом" не дозволяється.

7. Перед допуском працівників в котлован глибиною більше 1,3 м повинна бути перевірена стійкість відкосів.

8. Котловани і траншеї , розроблені в зимовий період, після відлиги мають бути оглянуті , а по результатах огляду мають бути прийняті заходи із забезпечення стійкості відкосів.

9. При вилученні ґрунту з виїмок з допомогою бадді необхідно влаштовувати захисні козирки для укриття працюючих у виїмці.

10. Навантаження ґрунту в автосамоскиди повинні виконуватись зі сторони задніх чи бокових бортів.

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

Для подачі бетону в опалубку із бетоновоза необхідно використовувати спеціальні пристрої, які дозволяють легко закріплювати подаючий рукав на місці.

При виконанні з/б робіт необхідно жорстко виконувати ДБН А.3.1-5:2016 та дотримуватися призначених правил.

1. Розбирання опалубки фундаментів ведеться з дозволу виробника робіт, який дається після досягненням бетону міцності, що забезпечує збережень поверхонь і кромek кутів забетонованих конструкцій.

2. Матеріали від розробки негайно опускають на землю, розсортовують їх, видаляють виступаючі цвяхи , скоби та складають в штабелі по марках.

3. Електродугову зварку ведуть особи, які мають відповідні посвідчення на право виконання зварних робіт.

4. Всі вантажопідйомні машини, механізми та пристосування перед експлуатацією перевіряють відповідно до правил Держміськтехнагляду.

5. При роботі з електровібраторами необхідно використовувати спеціальні пристосування, які понижують вібрацію тіла робочого. Також необхідно мати спеціальний допуск до виконання робіт.

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

Забороняється стороннім особам знаходитися в зоні дії монтажного крана. Робітники-монтажники повинні мати спецодяг: каски і пояси безпеки, які прикріплюються до закріплених конструкцій під час роботи на висоті. Під час монтажу монтажники повинні знаходитись на спеціальних пересувних площадках, оснащених поручнями, які виключають падіння з висоти. Розстроповка конструкцій дозволяється тільки після її надійного закріплення. Конструкції, які переміщуються повинні бути підняті вище виступаючих частин будівлі на 0,5...1м. особи, які відповідають за утримання вантажопідйомних пристроїв оглядають траверси не рідше ніж через 6 місяців, захвати через місяць, стропи через кожні 10 днів. На будівельному майданчику повинна існувати єдина система каналізації зв'язку стропальників і крановщика. Вантажопідйомні машини, механізми і пристосування до початку робіт повинні бути зареєстровані і технічно засвідчені у відповідності з правилами Держгорттехнагляду.

Приступати до влаштування покрівлі можна тільки після перевірки надійності несучих конструкцій і огорожуючи конструкцій покрівлі. Робітники забезпечується спецодягом. Зону можливого падіння вантажів огорожують.

Забороняється виконувати покрівельні роботи при густому тумані, під час сильного дощу. Забороняється палити під час роботи з мастиками. На місці виконання робіт повинні бути засоби пожежогасіння: вогнегасники, ящик з піском, лопати. Під час малярних робіт робітники повинні забезпечуватись спецодягом, окулярами і засобами захисту дихальних шляхів. При фарбуванні конструкцій в середині приміщення, перебування в ньому більше 4 год не допускається.

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

5.2 Розрахунок заземлюючого пристрою трансформаторної підстанції

Виконуємо розрахунок трансформаторної підстанції

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

Так як заземлюючий пристрій, що розраховується, одночасно використовується для електроустановки напругою понад 1000 В (трансформаторна підстанція 10/0,4 кВ) з малим струмом замикання на землю ($I_3 = 8 \text{ А} < 500 \text{ А}$), допустимий опір заземлюючого пристрою визначається по формулі:

$$R_3 = \frac{125}{I_3} = \frac{125}{8} = 15 \text{ Ом}$$

2. Визначаємо опір одиничного вертикального стержня по формулі:

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

де: l - довжина стержня, м;

ρ - питомий опір ґрунту, Ом·м;

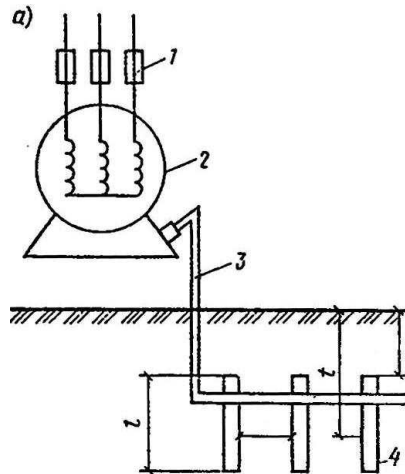
d - зовнішній діаметр стержня, м;

t - відстань від поверхні ґрунту до середини заземлювача, м;

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

3. Визначаємо орієнтовну кількість вертикальних стержнів:

$$n = \frac{42}{1,4} = 10,5$$



1 – запобіжники; 2 – електродвигун; 3 – з'єднувальна штаба; 4 – заземлювач
Рисунок 5.1 – Схема заземлюючого пристрою трансформаторної підстанції:

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

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

$$a = 2 \cdot l = 2 \cdot 3 = 6 \text{ м}$$

де: l - довжина стержня, м;

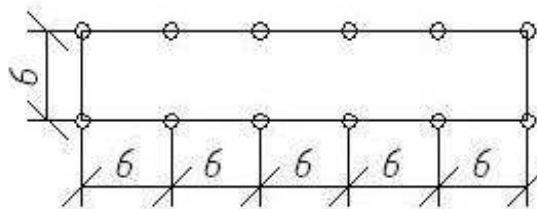


Рисунок 5.2 – Схема розташування вертикальних заземлювачів

5. Визначаємо довжину з'єднувальної штаби:

$$l_T = n \cdot a = 12 \cdot 6 = 72 \text{ м}$$

6. Визначаємо опір сталевий штаби, яка з'єднує заземлювачі:

$$R_2' = \frac{120}{2 \cdot 3.14 \cdot 72} \cdot \ln \frac{2 \cdot 72^2}{0.04 \cdot 0.8} = 3.4 \text{ Ом}$$

7. Визначаємо опір групи стержневих заземлювачів із врахуванням екрануючого впливу з'єднувальної штаби:

$$R_6 = \frac{42}{12 \cdot 0.69} = 5.1 \text{ Ом}$$

η_6 - коефіцієнт використання стержневого заземлювача, $\eta_6 = 0.69$.

8. Визначаємо опір розтіканню струму з'єднувальної штаби R_2 із врахуванням екранного впливу вертикальних заземлювачів:

$$R_2 = \frac{3.4}{0.4} = 8.5 \text{ Ом}$$

η_2 - коефіцієнт використання горизонтального заземлювача(штаби), що з'єднує стержні, $\eta_2 = 0.40$.

9. Визначаємо загальний опір заземлюючого контуру:

$$R_u = \frac{R_6 \cdot R_2}{R_6 + R_2} = \frac{5.1 \cdot 8.5}{5.1 + 8.5} = 3.2 \text{ Ом} < [R_{\text{дон}}] = 4 \text{ Ом}$$

Таким чином, розрахована кількість вертикальних заземлювачів задовольняє умови безпеки.

5.3 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 мийних пунктах (бані, пральні і т.д.) з заміною одягу.

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

Засоби захисту від вібрацій.

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

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

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

Висновки до розділу 5

1. Розглянуто та проаналізовано комплекс заходів з охорони праці та промислової санітарії під час зведення цеху по обробці деревини. Розраховано заземлюючий пристрій трансформаторної підстанції.
2. Розглянуто комплекс заходів з цивільного захисту населення.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1. Запроектовано одноповерхову будівлю цеху по обробці деревини в місті Житомир. Будівля, що була запроектована, виробничого призначення для обробки та порізки деревини.
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 поперечної рами будівлі цеху по обробці деревини із врахуванням впливу всіх діючих на нього навантажень.
4. Під час моделювання враховано різні види навантаження, що трапляються під час експлуатації будівлі. Визначено найбільш несприятливі комбінації цих навантажень та характерні місця їх прикладання.
5. За результатами чисельного моделювання побудовано епюри поздовжніх та поперечних сил, а також згинальних моментів в ключових перерізах поперечної рами будівлі цеху по обробці деревини від дії зовнішніх впливів.
6. Виконано розрахунок методом скінченних елементів металевої балки покриття будівлі цеху по обробці деревини та порівняно отримані результати з аналітичним методом. Встановлено, що розрахунок методом скінченних елементів дає більш точні результати та дозволяє досягти економії матеріалу до 15 %.

БІБЛІОГРАФІЯ:

1. ДБН Б.2.2-12:2019 "Планування і забудова територій" – К.: Мінрегіон України, 2019 – 141 с.
2. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи. Норми проектування. – К.: Мінбуд України, 2006. – 72 с.
3. Наказ Мінрегіону від 31.12.2021 № 374 Кошторисні норми України. Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи. Вказівки щодо застосування ресурсних елементних кошторисних норм на будівельні роботи
4. Міністерство інфраструктури України наказ 02.05.2022 № 273 Про затвердження Правил визначення вартості будівництва
5. ДСТУ Б А.3.1-22:2013 Визначення тривалості будівництва об'єктів. ДП НДІБК, К. Мінрегіонбуд України, 2013. – 43 с.
6. ДБН А.3.1-5:2016 Організація будівельного виробництва К.: Мінрегіон України, 2016. – 43 с.
7. ДБН А.3.2-2-2009 Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення (НПАОП 45.2-7.02-12)
8. ДСТУ 9184:2022 Вироби стінові з ніздрюватого бетону. Технічні умови – К.: Мінбуд України, 2022. – 76 с.
9. ДБН В.2.2-28:2010. Будинки адміністративного та побутового призначення. К.: Мінбуд України, 2011. – 34 с.
10. ДБН В.1.1-12:2014 Будівництво в сейсмічних районах України – К.: Мінрегіонбуд України, 2013. – 87 с.
11. ДБН В.2.6-31:2021 Теплова ізоляція та енергоефективність будівель.
11. Конституція України. Закон України Закон України «Про охорону праці» № 2695-ХІІ від 14.10.92, ВВР, 1992, № 49, ст.669 Київ : Велес, 92. – 48 с. – (Серія видань "Офіційний документ").
12. Закон України «Основи законодавства України про охорону здоров'я» Відомості Верховної Ради України (ВВР), 1993, № 4, Київ : Велес, 92ст.19

13. 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.
14. Інженерні конструкції / За ред. Є.М. Бабича. - Львів: Світ, 1991. - 352 с.
15. Городецкий А.С. Информационные технологии расчета и проектирования строительных конструкций. Учебное пособие / Городецкий А.С., Шмуклер В.С., Бондарев А.В. – Харьков: НТУ “ХПИ”, 2003. – 889 с.
16. Гандзюк М. П., Желібо Е. П., Халімовський М. О. Основи охорони праці / За ред. Гандзюка М. П. - К.: Каравела 2003 - 405 с.
17. Ткачук К. Н., Халімовський М. О., Зацарний В.В., та інші. Основи охорони праці: Підручник. -К.: Основа, 2006. -444 с.
18. Справочник по охране труда на промышленных предприятиях, Ткачук К.Н. и др.-К.: Техника, 1991 -285 с.
19. Жидецький В.Ц. Основи охорони праці: Підручник. - К.: Основа, 2002. - 320 с.
20. Пожежна безпека. Навч. посіб. /За ред. Рожкова А. П. — К.: Пожінформтехніка, 1999-255 с.
21. Ротань В. Г., Зуб І. В., Сличинський Б. С. Науково-практичний коментар до законодавства України про працю. Восьме видання. Доповнене та перероблене. — К.: Видавництво А.С.К., 2007. - 944 с.
22. Носовський Т.А. Основи промислової екології / Т.А. Носов-ський. — К.: ІСДО, 1996. — 80 с.
23. Джигирей В.С. Основи екології та охорона навколишнього середовища : навч. посіб. / В.С. Джигирей. — 5-те вид., виправл. і допов. — К. : Т-во "Знання", КОО, 2007. — 422 с.
24. Джигирей В.С. Основи екології та охорона навколишнього природного середовища / В.С. Джигирей, В.М. Сторожук, Р.А. Яцюк. — Л.: Афіша, 2000. — 272 с.
25. Застосування сучасних програмних комплексів при вивченні роботи підсилених залізобетонних конструкцій / Ю.І. Пиндус, О.П. Конончук, А.Б. Ковбасник, І.В. Кузик, А.І. Красовський // Збірник тез доповідей VI Міжнародної

- науково-технічної конференції молодих учених та студентів «Актуальні задачі сучасних технологій», 16-17 листопада 2017 року — Т. : ТНТУ, 2017 — Том I. — С. 123-124. — (Сучасні технології в будівництві, машино- та приладобудуванні).
26. Дослідження залізобетонних конструкцій методом скінченних елементів / Конончук О.П., Пиндус Ю.І., Вільк М.Л., Павлюк О.В. // Збірник тез доповідей VIII Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів «Актуальні задачі сучасних технологій», 27-28 листопада 2019 року — Т. : ТНТУ, 2019 — Том I. — С. 27. — (Нові матеріали, міцність і довговічність елементів конструкцій).
27. ДБН А.3.1.-5-2009. Організація будівельного виробництва. К. Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1996.
28. ДБН В.2.6-31:2021 Теплова ізоляція та енергоефективність будівель. Київ: Мінбуд України, 2021. – 71 с.
29. БН В.2.6-163:2010 “Сталеві конструкції”, Держбуд України, 2010 – 96 с.
30. ДБН В.2.1-10:2018. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. Київ: Мінбуд України, 2010. – 98 с..
31. ДБН А.3.2-2-2009 Охорона праці і промислова безпека в будівництві.
32. ДБН В.1.1-7:2016 "Пожежна безпека об'єктів будівництва". Київ: Держбуд України, 2016. – 33 с.
33. Розробка технологій будівельних процесів: навчальний посібник для студентів спеціальності «Промислове та цивільне будівництво» / Уклад. Ковальчук Я.О., Конончук О.П., Тернопіль: ТНТУ ім. Івана Пулюя, 2013. – 208 с.
34. Методичні вказівки до практичних занять з дисципліни «Будівельна техніка» для студентів денної форми навчання / Ковальчук Я.О., Дубіжанський Д.І., Сорочак А.П., Конончук О.П. – Тернопіль: ТНТУ, 2013. – 44 с.
35. Методичні вказівки до практичних занять з курсу «Автоматизований розрахунок будівельних конструкцій» для студентів спеціальності 7.06010101, 8.06010101 «Промислове та цивільне будівництво» / Ковальчук Я.О., Дубіжанський Д.І., Сорочак А.П., Конончук О.П. – Тернопіль: ТНТУ, 2013. – 32 с.

36. Методичні вказівки до виконання курсової роботи з дисципліни "Розробка технологій зведення будівель і споруд" для студентів спеціальності 7.06010101 та 8.06010101 "Промислове і цивільне будівництво" денної і заочної форми навчання / Розробник: О.П. Конончук – Тернопіль: Вид-во ТНТУ імені Івана Пулюя, 2014. – 48 с.
37. Методичні вказівки до практичних занять і самостійної роботи з дисципліни «Розробка технологій зведення будівель і споруд» для студентів спеціальності 7.06010101 та 8.06010101 «Промислове і цивільне будівництво» денної і заочної форми навчання / Укладач: О.П. Конончук – Тернопіль: Вид-во ТНТУ імені Івана Пулюя, 2016. – 36 с.
38. Методичні вказівки до практичних занять «Статичний аналіз напружено-деформованого консольного сталевго стержня» з дисципліни «Метод скінченних елементів в механіці споруд» для студентів спеціальності 7.06010101 та 8.06010101 «Промислове і цивільне будівництво» денної і заочної форми навчання / Укладачі: Ю.І. Пиндус, О.П. Конончук – Тернопіль: Вид-во ТНТУ імені Івана Пулюя, 2016. – 26 с.
39. Методичні вказівки до практичних занять «Моделювання згинальної залізобетонної балки методом скінченних елементів» з дисципліни «Метод скінченних елементів в механіці споруд» для студентів спеціальності 7.06010101 та 8.06010101 «Промислове і цивільне будівництво» денної і заочної форми навчання / Укладачі: Ю.І. Пиндус, О.П. Конончук – Тернопіль: Вид-во ТНТУ імені Івана Пулюя, 2016. – 48 с.
40. Методичні вказівки до виконання курсового проекту з дисципліни «Проектування залізобетонних та мурованих конструкцій» для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» денної і заочної форми навчання на тему: "Залізобетонні конструкції одноповерхової промислової будівлі" Розділ II: Статичний розрахунок поперечної рами за допомогою програмного комплексу "Ліра". / Укладач: О.П. Конончук – Тернопіль: Вид-во ТНТУ імені Івана Пулюя, 2019. – 25 с.

41. 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.
42. 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.
43. 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).
44. Гудь М. Фактори впливу на міцність та ефективність бетону / Михайло Гудь, Галина Крамар, Іван Гудь // Матеріали Міжнародної науково-технічної конференції „Фундаментальні та прикладні проблеми сучасних технологій“ до 100 річчя з дня заснування НАН України та на вшанування пам'яті Івана Пулюя (100 річчя з дня смерті), 22-24 травня 2018. — Т. : ТНТУ, 2018. — С. 44–45. — (Нові матеріали, міцність і довговічність елементів конструкцій)
45. Програмне забезпечення інженерних розрахунків : конспект лекцій для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» всіх форм навчання / Укладач : Сорочак А.П. – Тернопіль : Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя, 2018. – 128 с.
46. Колісник М. Б. Обґрунтування використання спф сплавів у демпфуючих пристроях / М. Б. Колісник, Л. Собашек, В. П. Ясній // Збірник тез доповідей VII Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“, 28-29 листопада 2018 року. — Т. : ТНТУ, 2018. — Том 1. — С. 35.