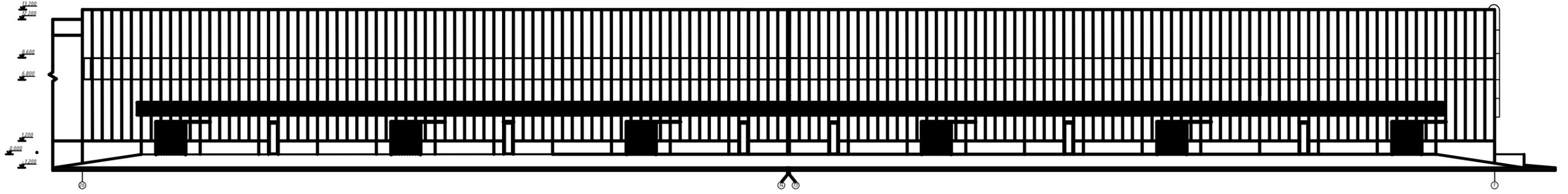
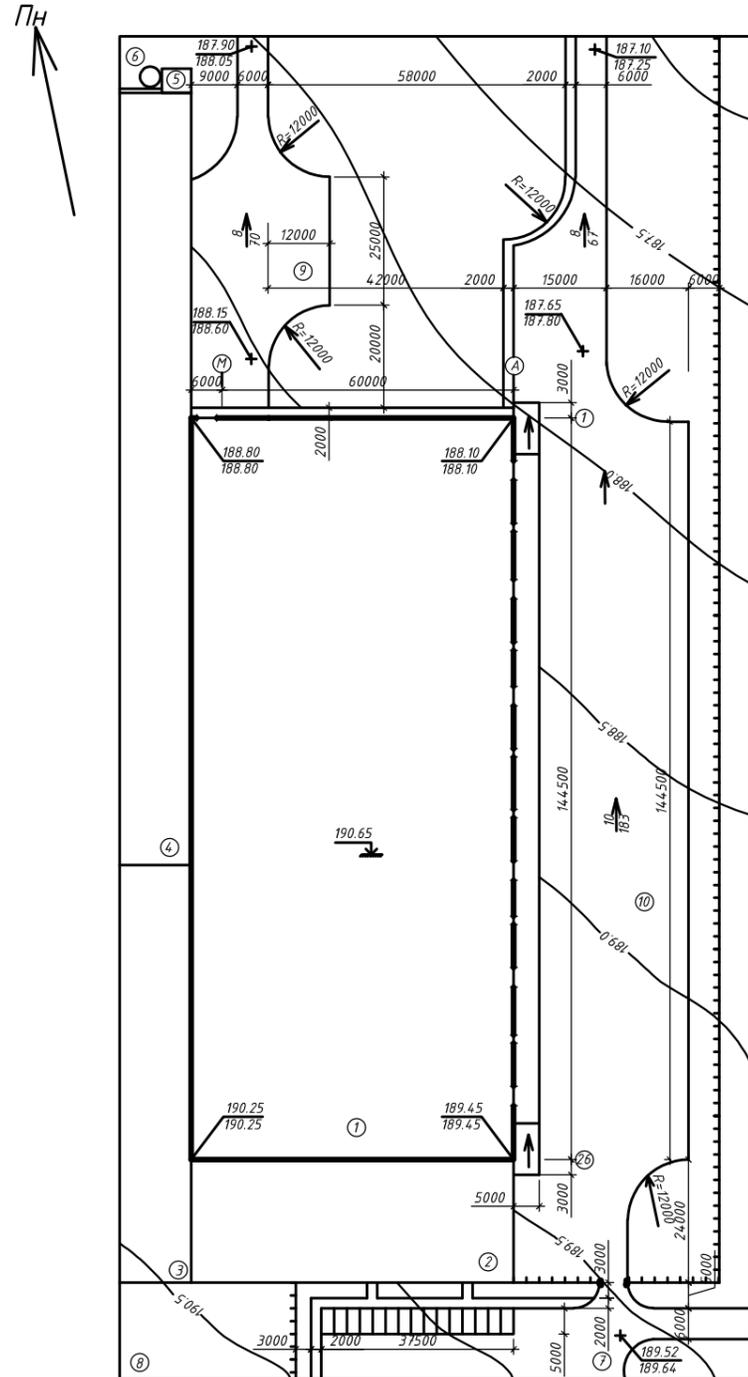


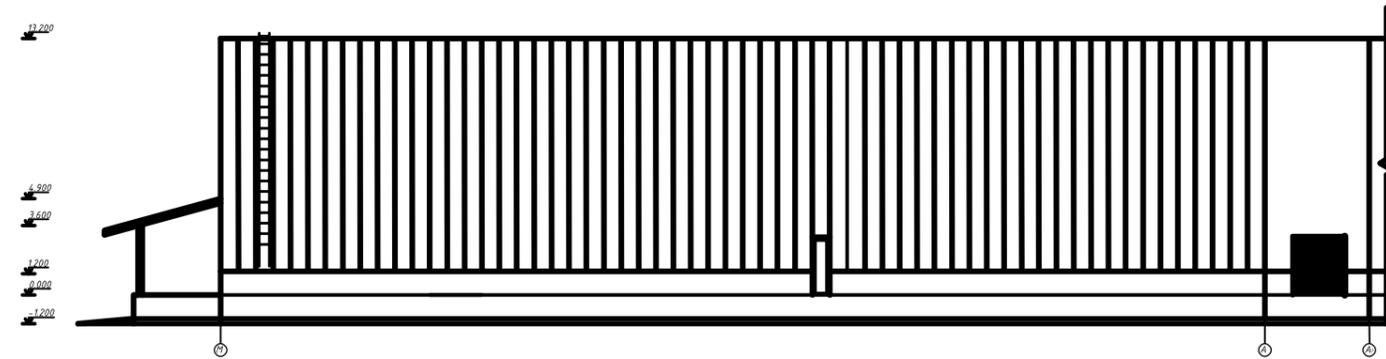
ФАСАД 26-1



ПЛАН ОРГАНІЗАЦІЇ РЕЛЬЄФУ, РОЗБИВОЧНИЙ ПЛАН



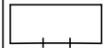
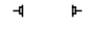
ФАСАД М-А



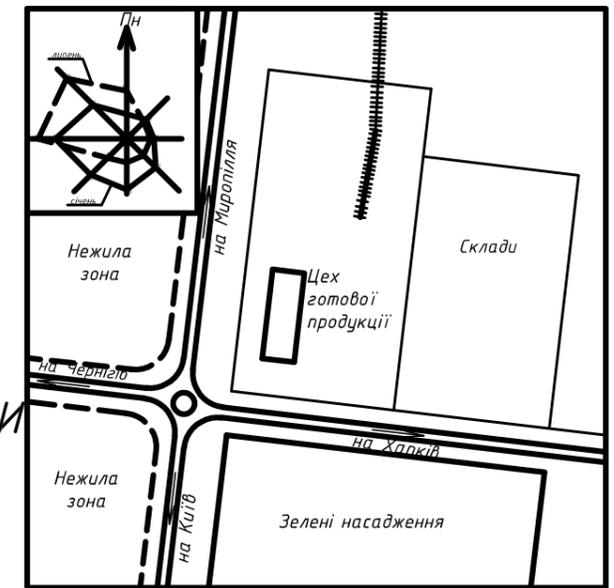
ВІДОМІСТЬ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД

№ з/п	Найменування	Площа м ²
1.	Цех готової продукції	9098.3
2.	Адміністративно-побутові приміщення бази (II черга)	1584.0
3.	Склад для зберігання готової продукції (III черга), що реконструюється	4824.0
4.	Цех готової продукції (III черга)	8420.8
5.	Котельня	120.0
6.	Димова труба	56.5
7.	Автостоянка	187.5
8.	Господарський двір	438.2
9.	Площадка для розвантаження	276.0
10.	Майданчик для вантажного транспорту та тимчасового складування	2342.0

УМОВНІ ПОЗНАЧЕННЯ

-  - Цех готової продукції заводу
-  - Елементи озеленення
-  - Асфальтне покриття
-  - Цех готової продукції заводу
-  - Існуючі будівлі
-  - Металеве огороження
-  - Ворота в огороженні

СИТУАЦІЙНА СХЕМА

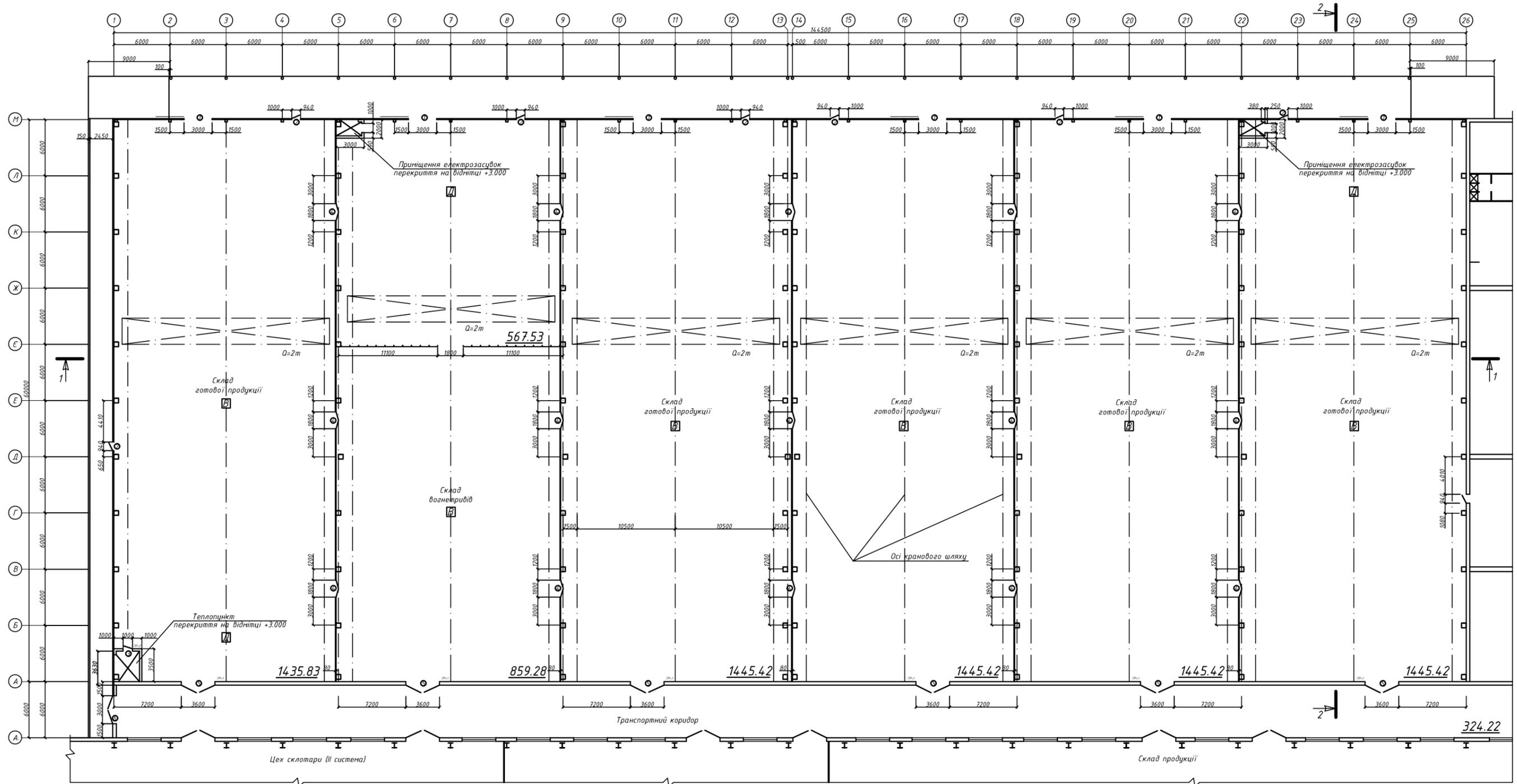


ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНІ ПОКАЗНИКИ ГЕНЕРАЛЬНОГО ПЛАНУ

№ з/п	Найменування	Площа м ²
1.	Площа ділянки	22000
2.	Площа забудови	10115
3.	Площа заощення	12200
4.	Площа озеленення	7040

			1мБ 20237 АБ		
			Цех готової продукції заводу		
			"Сумський фарфоровий завод", м. Суми		
Розробив	Політика О.А.	Підпис	Дата		
Консульт	Семко О.В.			Стадія	Аркші
Керівник	Семко О.В.			КР	1 12
Н. контр	Семко О.В.			Национальний університет	
Завд.	Семко О.В.			Полтавська політехніка	
				імені Юрія Кодралюка	
				Києво-Славянська	

ПЛАН НА ВІДМІТЦІ 0,000



Відомість прорізів воріт та дверей

Марка, поз	Розмір отвору в кладці, мм
1.	3000 × 3000
2.	940 × 2100
3.	1000 × 2070
4.	1000 × 2400
5.	3600 × 3000
6.	3000 × 3000

Експлікація підлог

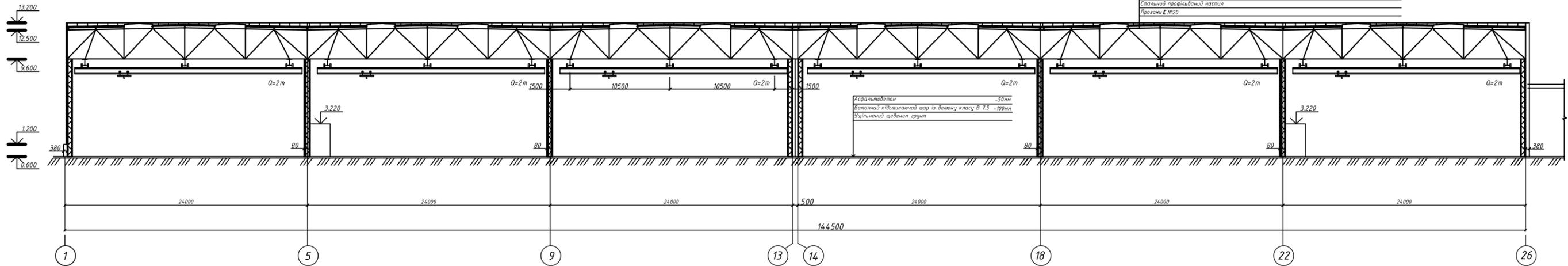
Назва	Варіант	Схема підлоги	Елементи підлоги, їх товщина, мм	Примітки
Стоянка для техніки, коридор	1.		Асфальтобетон.....50 Бетонний підстиляючий шар із бетону класу В 7,5.....100 Ущільнений щебенем ґрунт	
	2.		Асфальтобетон.....50 З/б плити перекриття	

Марка, поз	Схема перерізу
ПР-1	
ПР-2	

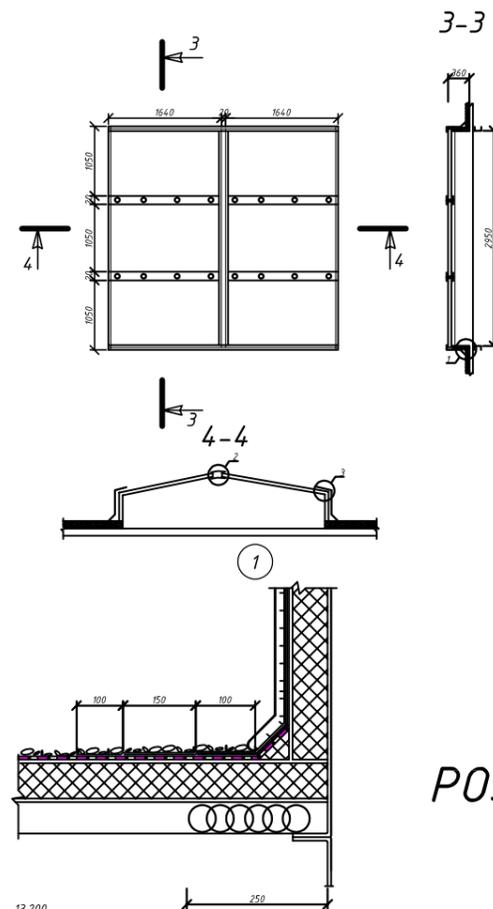
П.І.Б.		Підпис		Дата	
Розробив		Притика О.А.		1мБ 20237 АБ	
Консульт		Семко О.В.		Цех готової продукції заводу "Сумський фарфоровий завод", м. Суми	
Керівник		Семко О.В.		Цех готової продукції заводу	
Н. контр.		Семко О.В.		КР 2 12	
Затв.		Семко О.В.		План на відмітці 0,000, відомість прорізів воріт та дверей, експлікація підлог	
				Національний університет "Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка" Кафедра БІІ	

РОЗРІЗ 1-1

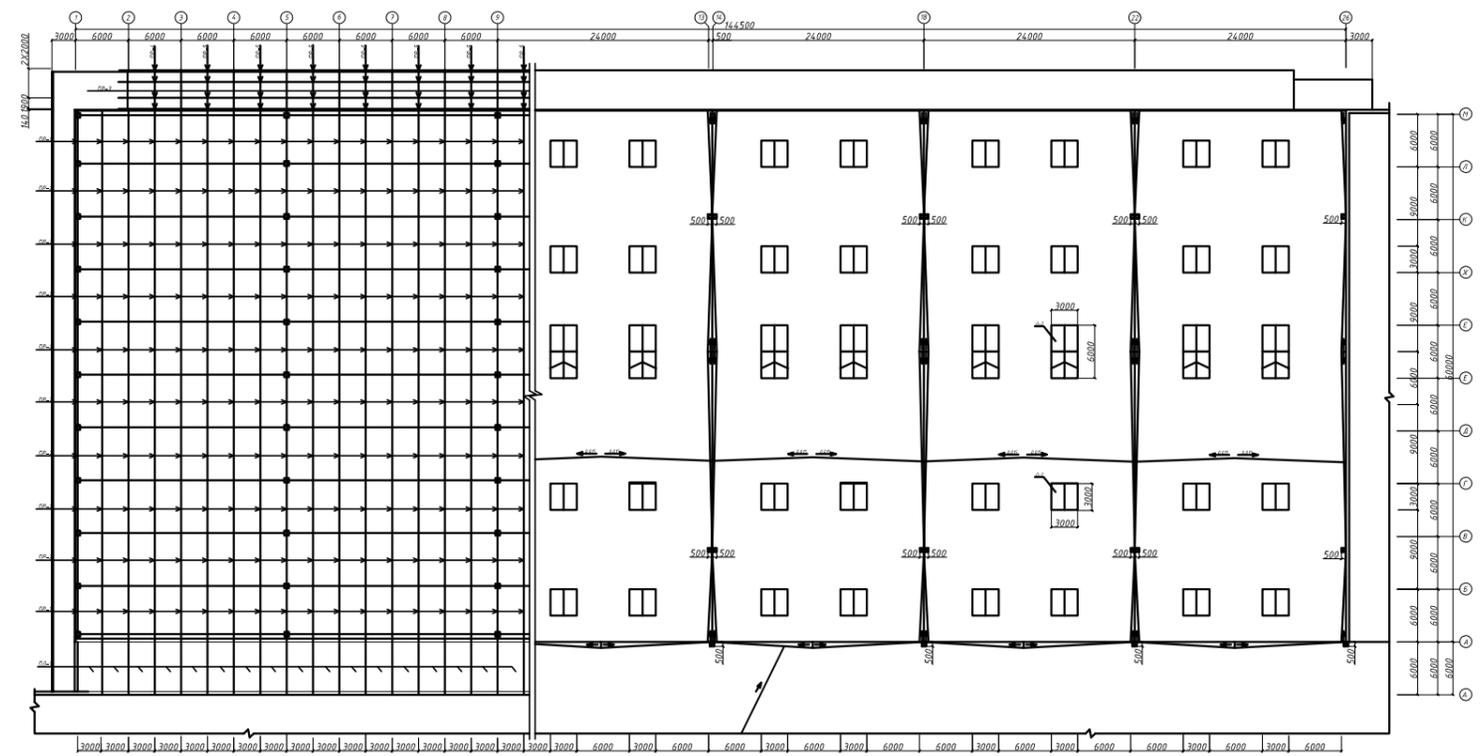
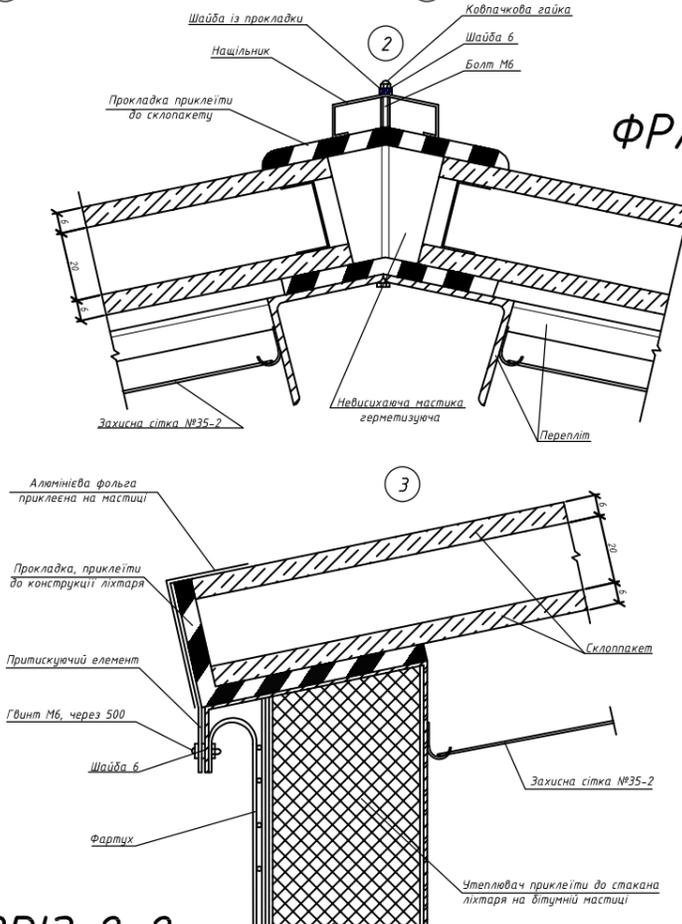
Захисний шар з ґраніт (ГОСТ 8268-82), втамповано в антисипитичну мастику МБК-Г-75 -20мм
 2 шари «Варфурберіду» марки РКМ-350 на антисипитичній бітумній мастіці МБК-Г-75 -20мм
 Утеплювач жорсткі мінераловатні плити (ГОСТ 9573-82) $\gamma=150$ кг/м³ -150мм
 Парозоляція
 Стальний профільований настил
 Проєкція №20



ПЛАН ЛІХТАРЯ Л-1

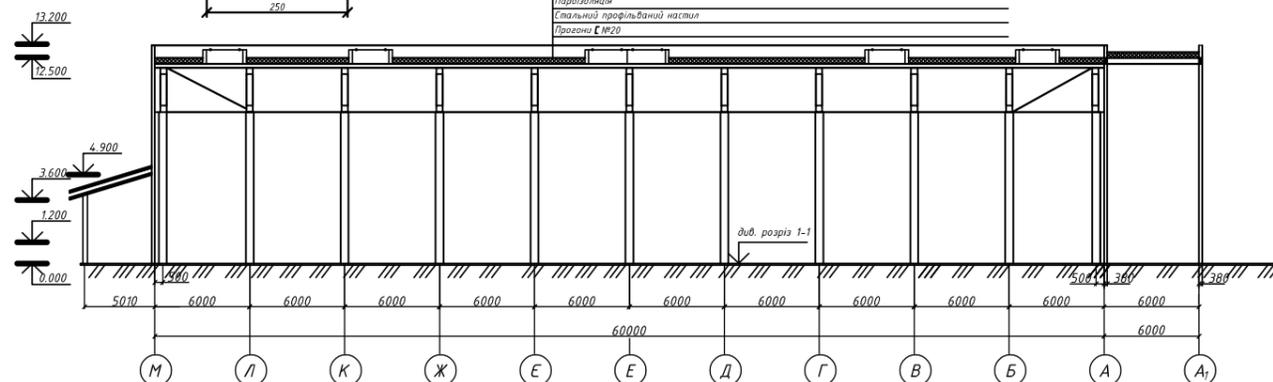


ФРАГМЕНТИ СХЕМ РОЗТАШУВАННЯ ЕЛЕМЕНТІВ ПОКРИТТЯ ТА ПОКРІВЛІ



РОЗРІЗ 2-2

Захисний шар з ґраніт (ГОСТ 8268-82), втамповано в антисипитичну мастику МБК-Г-75 -20мм
 2 шари «Варфурберіду» марки РКМ-350 на антисипитичній бітумній мастіці МБК-Г-75 -20мм
 Утеплювач жорсткі мінераловатні плити (ГОСТ 9573-82) $\gamma=150$ кг/м³ -150мм
 Парозоляція
 Стальний профільований настил
 Проєкція №20

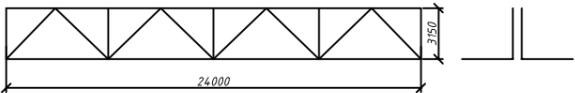
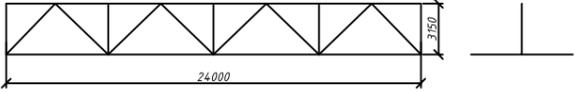
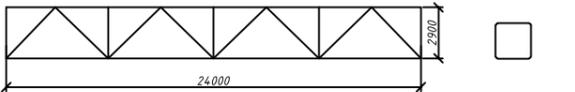


ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНІ ПОКАЗНИКИ

№ з/п	Найменування	Один. виміру	Кількість
1.	Площа забудови	м ²	10044.0
2.	В т.ч. рампи	м ²	731.0
3.	Загальна площа	м ²	90983
4.	Будівельний об'єм	м ³	85196.4

				1мБ	20237	АБ
				Цех готової продукції заводу		
				"Сумський фарфоровий завод", м. Суми		
Розробив	П.І.Б.	Підпис	Дата			
Консульт	Сенко О.В.					
Керівник	Сенко О.В.			Цех готової продукції заводу		
				КР	3	12
Н. кантр	Сенко О.В.	фрагменти схем розташування елементів покриття та покрівлі, розрізи, план ліхтаря Л-1, техніко-економічні показники			Національний університет "Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка" Кафедра БІТ	
Завд.	Сенко О.В.					

ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНЕ ПОРІВНЯННЯ ВАРІАНТІВ ФЕРМ

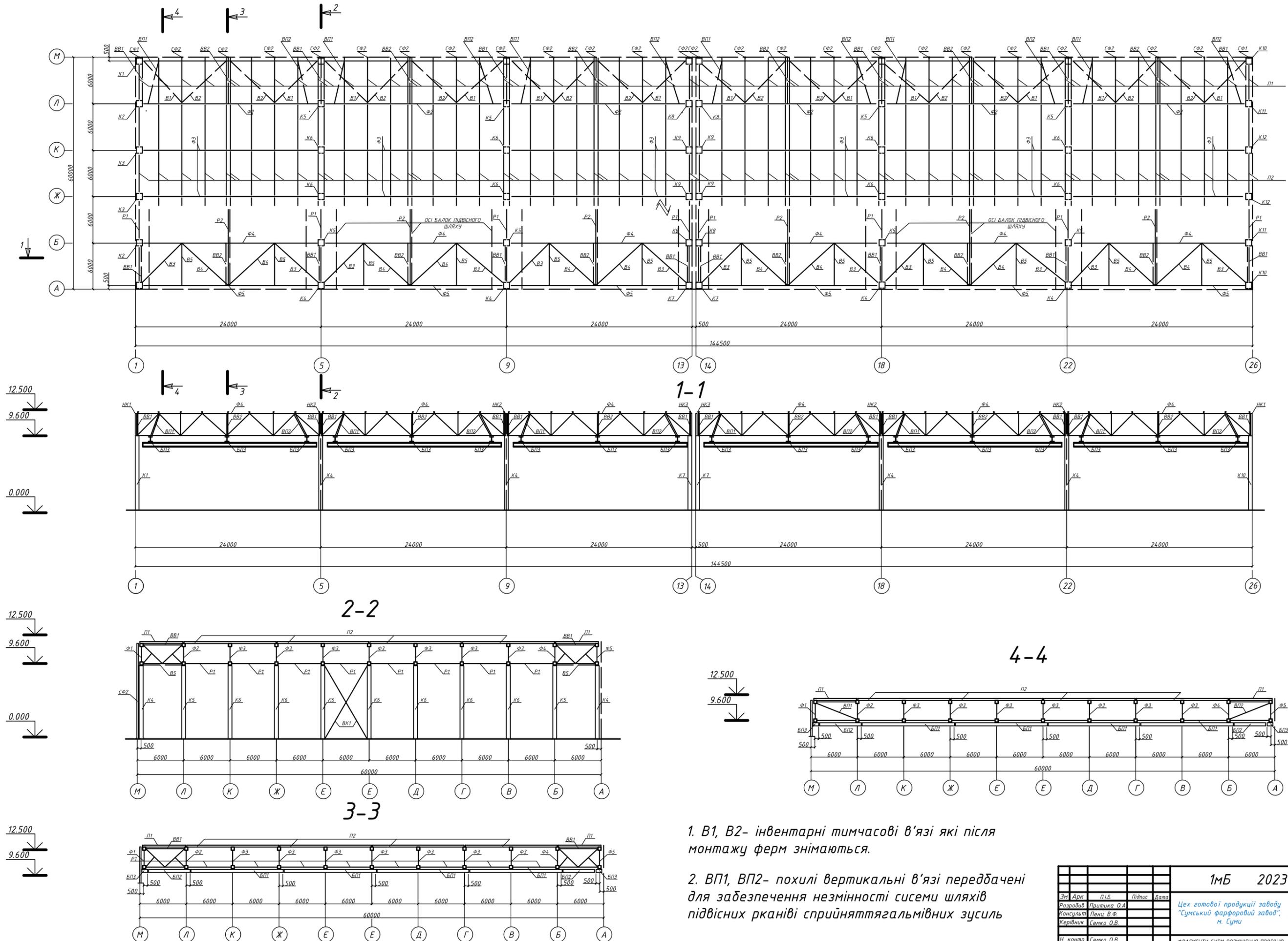
№ варіанта	Ескіз	Найменування конструкції	Найменування елементів	Кількість елементів	Витрати сталі, т.		Працеемність, люд.-год.		Термін будівництва, міс.		Кошторисна собівартість, грн.		Капітальні вкладення, грн.		Річні експлуатаційні витрати, грн.		Приведені витрати тис. грн.
					на один.	загальні	на один.	загальні	за норм.	фактично	на один.	загальні	на один.	загальні	на один.	загальні	
1.		Ферма з парних кутиків	Ф-1	66	2,21	145,86	7,10	468,6	10,3	10	97987	6467142	9536	629376	4017	265122	9874986
2.		Ферма з широкополицевих таврів	Ф-1	66	2,12	139,92	12,10	798,6	10,3	10	101278	6684348	9302	613932	4152	274032	10201818
3.		Ферма з знутозварних профілів	Ф-1	66	1,89	124,74	14,39	979,4	10,3	10	89917	5934522	8940	590040	3687	243342	9064836

ОСНОВНІ ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНІ ПОКАЗНИКИ ПО ПРОЕКТУ:

- Загальна площа-8640 м²
- Корисна площа-8640 м²
- Будівельний об'єм-82944 м³
- Загальна кошторисна вартість-44982,379 тис. грн.
- Кошторисна собівартість (БМР)-32802,188 тис. грн.
- Прямі витрати-25124,968 тис. грн.
- Загальнопромислові витрати-1537,674 тис. грн.
- Вартість 1м² загальної площі-3,79 тис. грн.
- Вартість 1м³ об'єму-0,395 тис. грн.
- Кошторисна трудомісткість-262,530 тис. люд.-год
- Термін будівництва-10 міс.
- Виробіток-1024,56 грн./люд.-день

			1МБ	20237	КМ
Розробив	Піттика О.А.	Підпис	Дата	Цех готової продукції заводу "Сумський фарфоровий завод", м. Суми	
Консульт	Пенц В.Ф.			стадія	Аркти
Керівник	Сенко О.В.			Цех готової продукції заводу	КР 4 12
Н. контр	Сенко О.В.			Техніко-економічне порівняння варіантів ферм, основні техніко-економічні показники по проекту	
Завд.	Сенко О.В.			Національний університет "Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка" Кафедра БІІ	

ФРАГМЕНТИ СХЕМ РОЗМІЩЕННЯ ПРОГОНІВ ТА В'ЯЗІВ ПО ВЕРХНІХ ТА НИЖНІХ ПОЯСАХ ФЕРМ



1. В1, В2- інвентарні тимчасові в'язи які після монтажу ферм знімаються.
2. ВП1, ВП2- похилі вертикальні в'язи передбачені для забезпечення незмінності системи шляхів підвісних рканиві сприйняття гальмівних зусиль

				1МБ 20237 КМ	Стадія	Маса	Масштаб
Зм	Арк	П.І.Б.	Підпис	Дата	Цех готової продукції заводу "Сумський фарфоровий завод", м. Суми	КР	1:200
Розробив	Притика О.А.						
Консульт	Пенц В.Ф.						
Керівник	Семко О.В.				Аркшів 5	Аркшів 12	
Н. контр	Семко О.В.	ФРАГМЕНТИ СХЕМ РОЗМІЩЕННЯ ПРОГОНІВ ТА В'ЯЗІВ ПО ВЕРХНІХ ТА НИЖНІХ ПОЯСАХ ФЕРМ			Національний університет "Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка" Кафедра ВШ		
Зав.	Семко О.В.						

СХЕМА РОЗКРОЮ I 16Б2

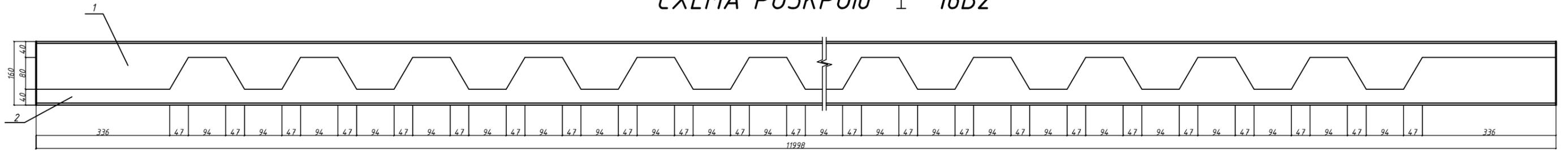
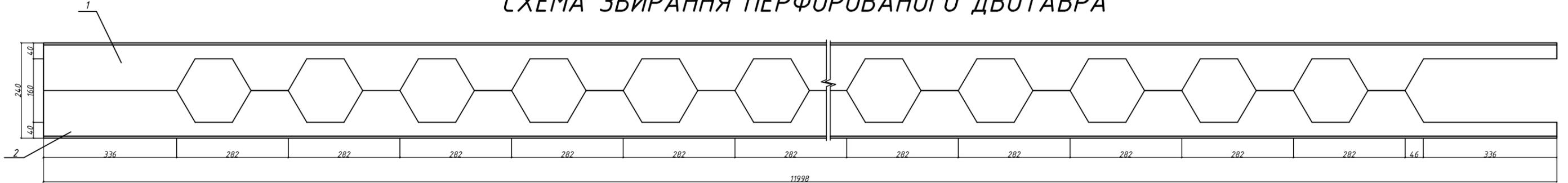
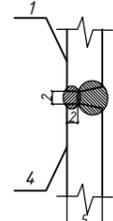
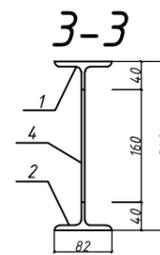
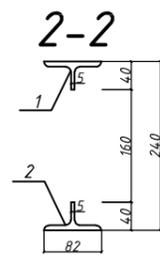
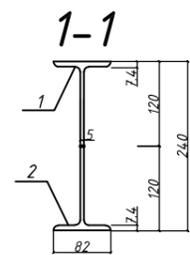
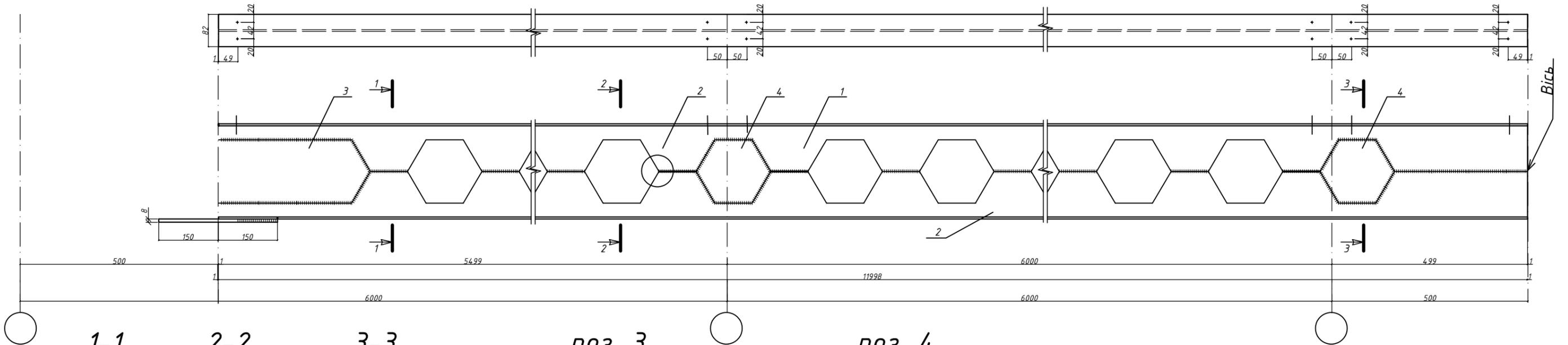


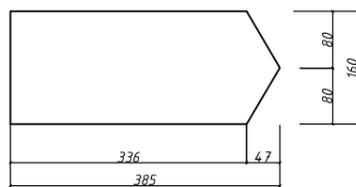
СХЕМА ЗБИРАННЯ ПЕРФОРОВАНОГО ДВОТАВРА



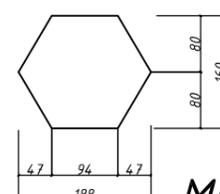
БП1



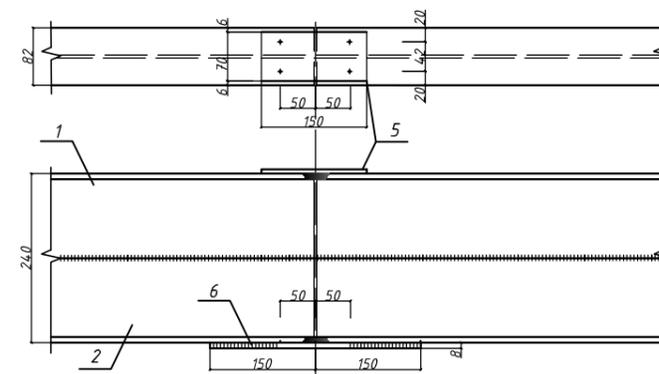
поз. 3



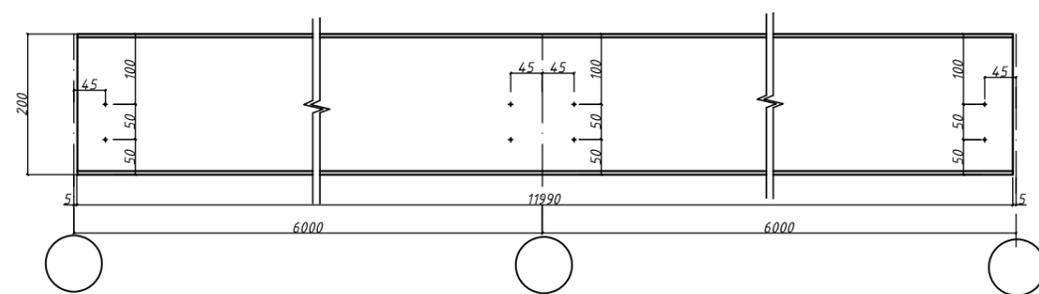
поз. 4



МОНТАЖНИЙ СТИК БП



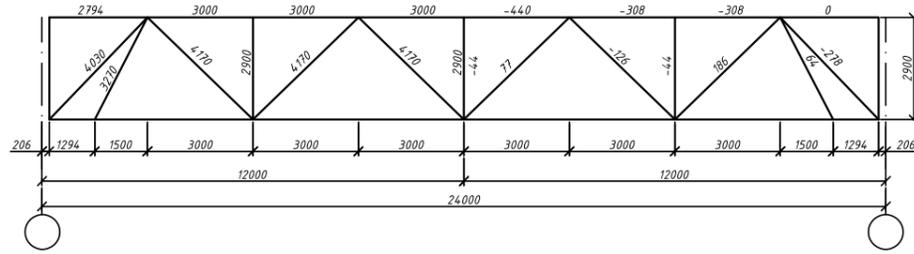
П 2



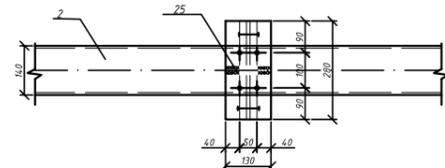
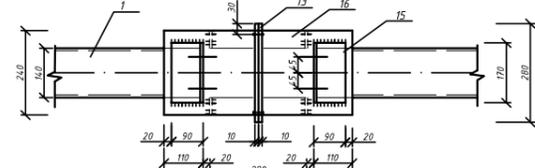
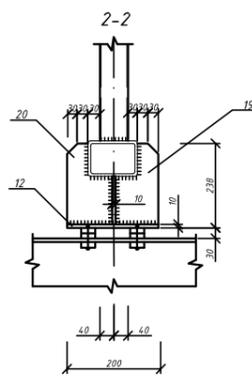
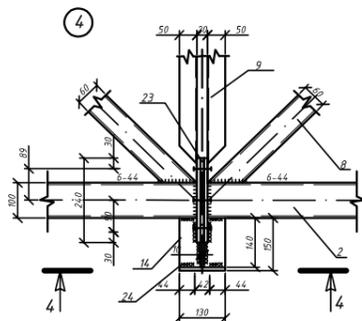
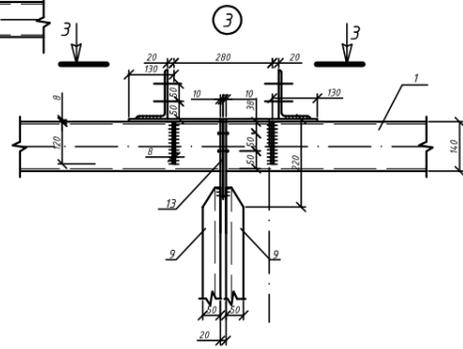
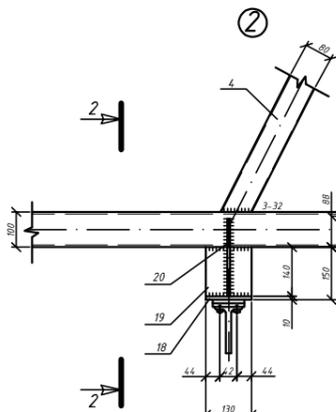
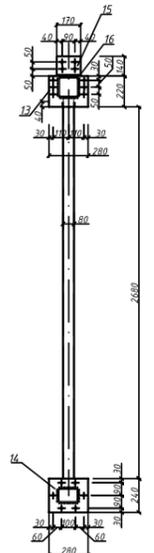
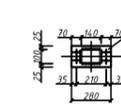
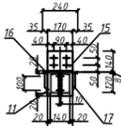
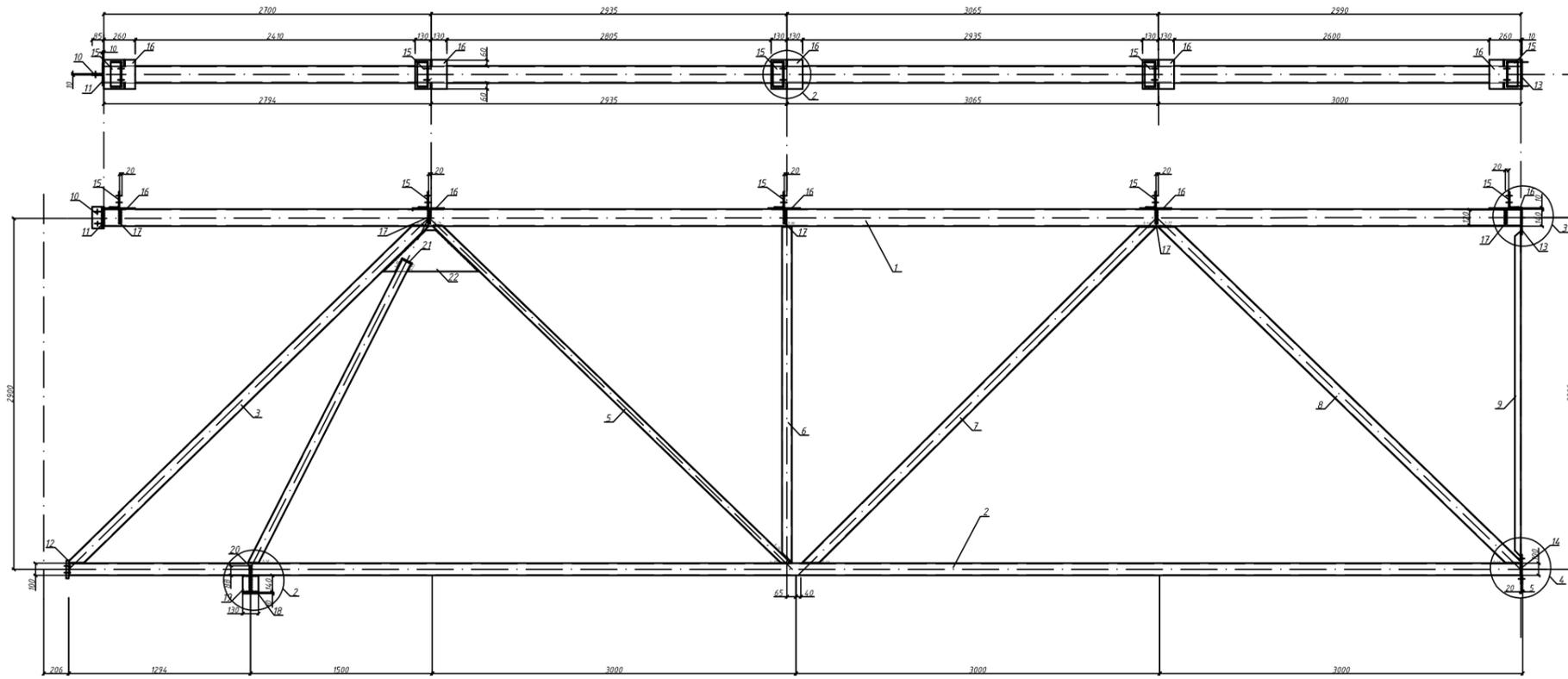
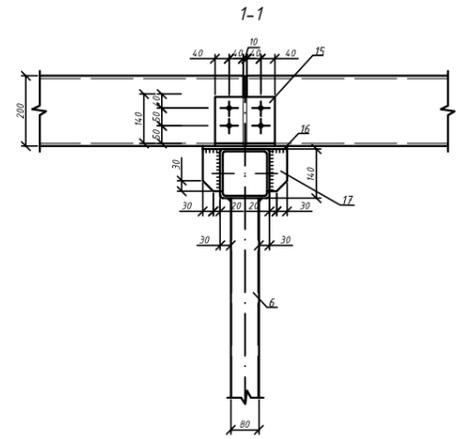
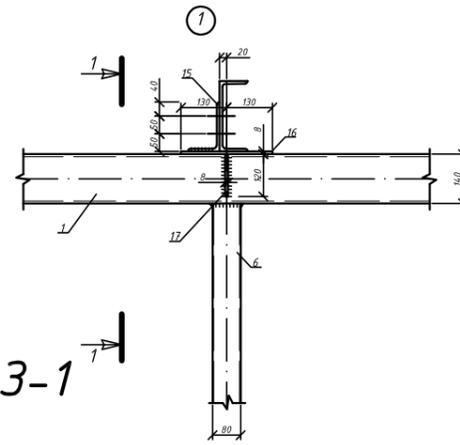
СПЕЦИФІКАЦІЯ							Сталь С245			
Марка	№ дет.	Переріз	Довж. мм.	К-сть		Маса, кг			Примітки	
				т	н	дет.	всіх	марка		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
БП1	1	16Б2	11998	1	—	95.4	95.4	197.4		
	2	16Б2	11998	1	—	95.4	95.4			
	3	160.5	383	1	—	2.4	2.4			
	4	160.5	188	2	—	1.2	1.2			
	5	70.6	150	1	—	0.5	0.5			
	6	70.6	300	1	—	1.3	1.3			
П2	7	20	11990	1	—	220.6	220.6	220.6		

				1МБ 20237 КМ			
Зм	Арк	П.І.Б.	Підпис	Дата	Стадія	Маса	Масштаб
Розробив	Прийняв	О.А.			КР	1:500	Аркш 6
Консульт	Пенц	В.Ф.					
Керівник	Семко	О.В.					
Н. кантр	Семко	О.В.			Аркшів 12		
Зав.	Семко	О.В.			Национальный университет "Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка" кафедра БП		

РОЗРАХУНКОВА СХЕМА ФЕРМИ РОЗМІРИ, ММ ЗУСИЛЛЯ, КН



ВІДПРАВНА МАРМА Ф3-1

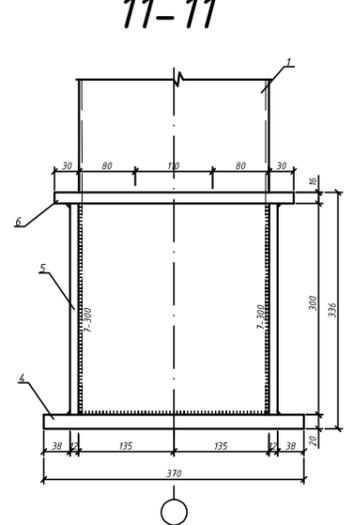
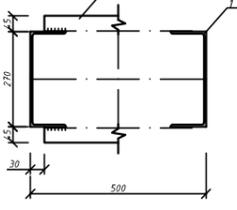
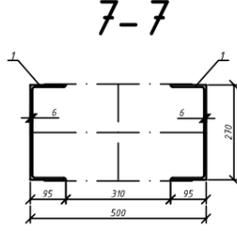
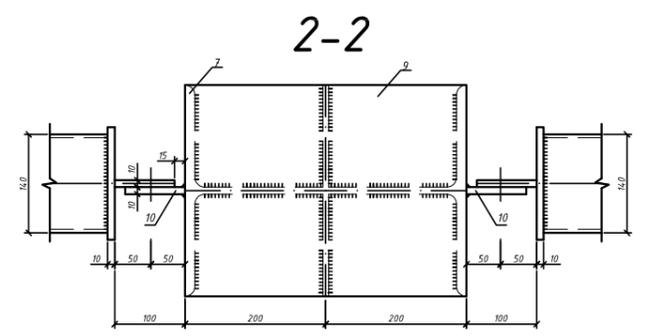
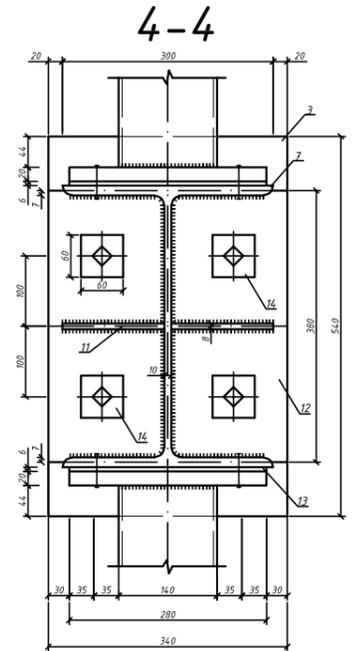
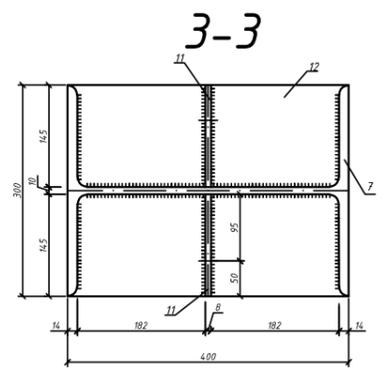
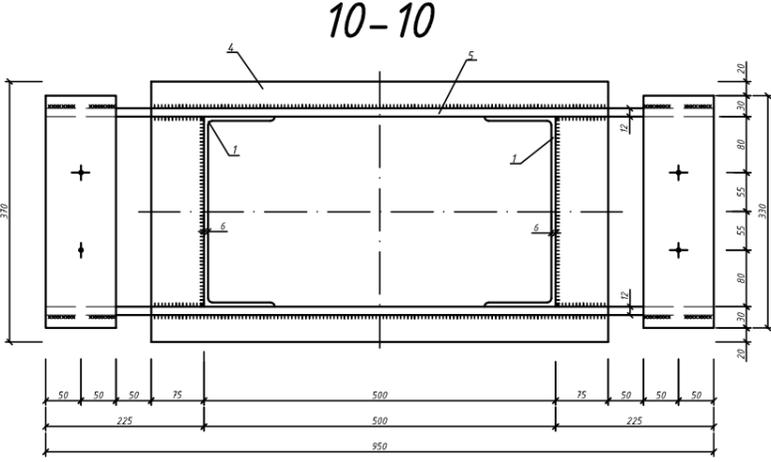
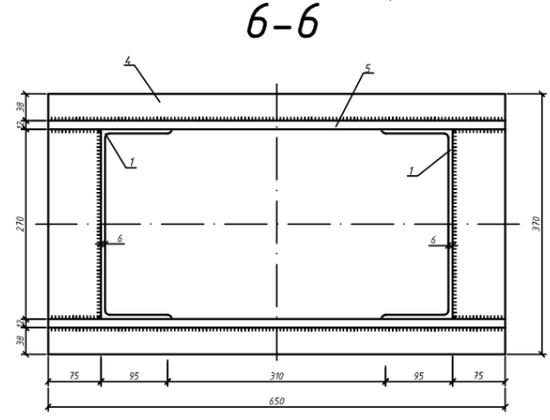
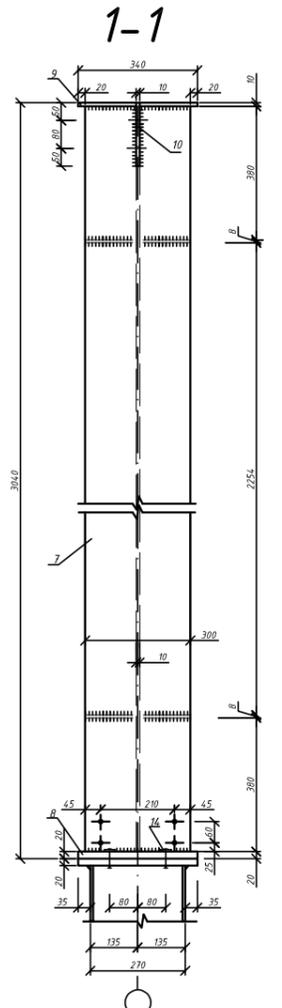
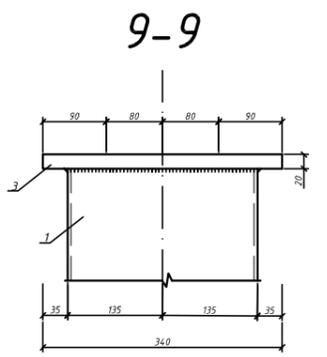
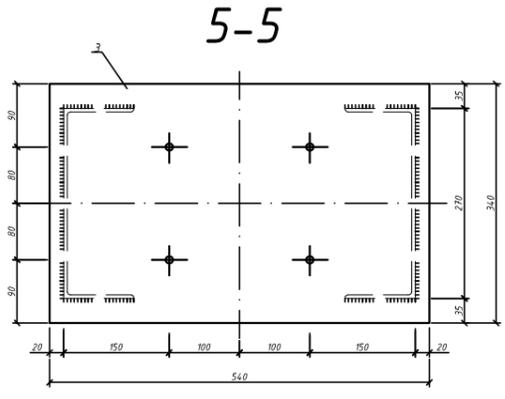
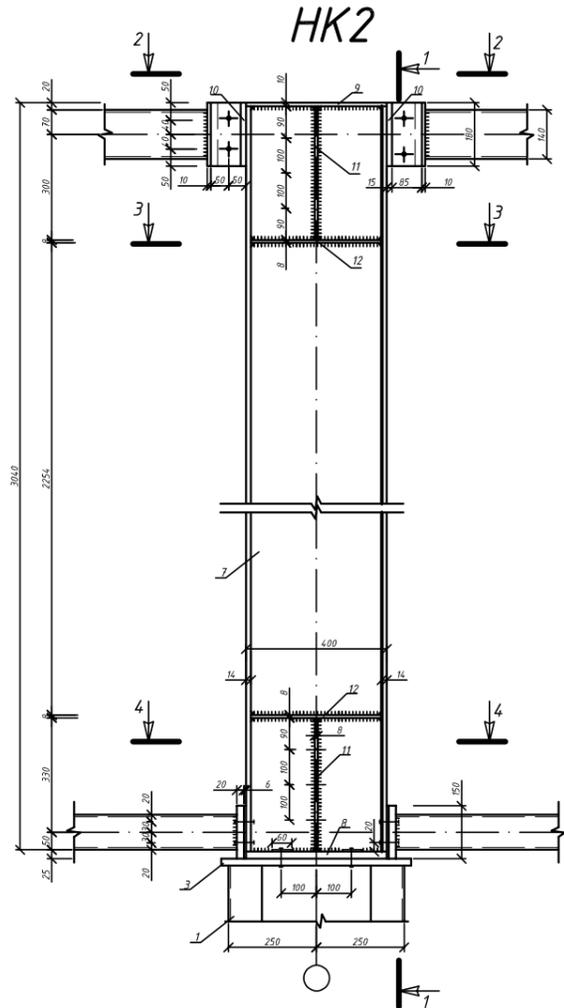
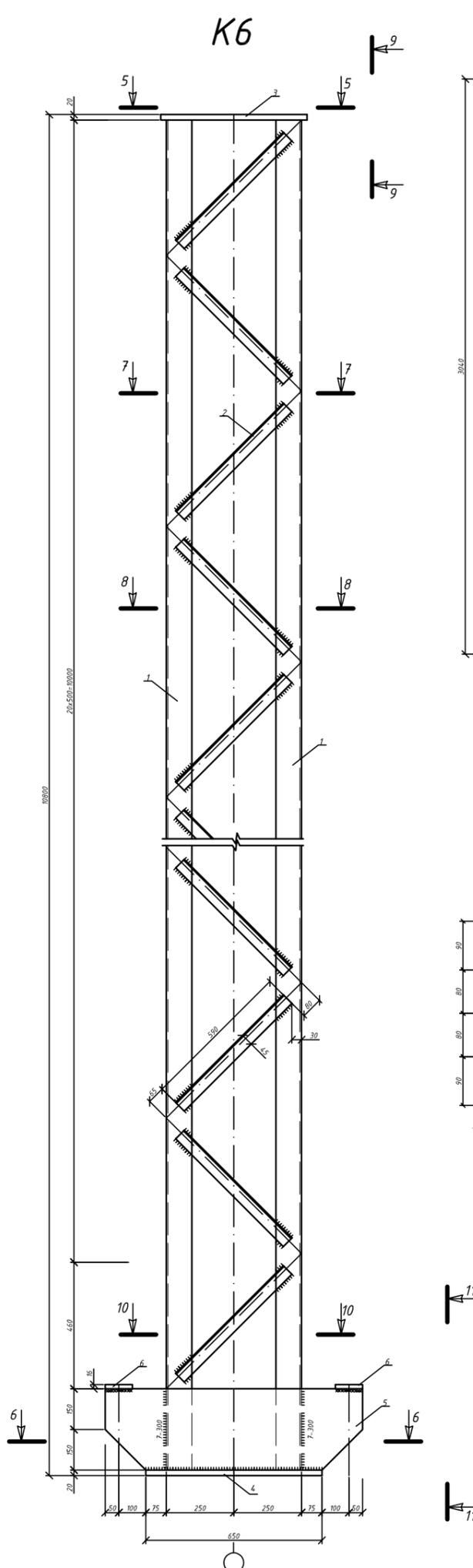


1. Ручне зварювання виконувати електродами Е42.
2. Невказані шви виконувати катетом $k_f = 7\text{мм}$.
3. Неумовлені отвори під болти М20 виконувати діаметром $d=22\text{мм}$.

СПЕЦИФІКАЦІЯ		Сталь С245							
Марка	№ дет.	Переріз	Довж. мм	К-сть		Маса, кг		Примітки	
				т	н	дет.	всіх	марка	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
		□ 140.140.7	11690	1	—	318.1	318.1		
		□ 140.100.6	11750	1	—	252.0	252.0		
		□ 100.100.6	4030	1	—	71.4	71.4		
		□ 80.80.3	3270	1	—	23.8	23.8		
		□ 100.60.5	4170	1	—	30.3	30.3		
		□ 80.80.3	2900	1	—	21.1	21.1		
		□ 100.100.6	4170	1	—	62.3	62.3		
		□ 100.60.5	4170	1	—	30.3	30.3		
		І 80.50.4	2900	1	—	25.9	25.9		
		— 85.10	180	1	—	1.4	1.4		
		— 180.10	180	1	—	2.5	2.5		
		— 150.20	280	1	—	6.6	6.6		
		— 220.10	280	1	—	4.8	4.8		
		— 240.10	280	1	—	10.5	10.5		

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
15	L 140.90.8	170	5	—	2.4	12.0			
16	— 240.8	260	5	—	3.9	19.5			
17	— 120.10	50	10	—	0.4	4.0			
18	— 130.8	200	1	—	2.0	2.0			
19	— 60.10	110	2	—	0.7	1.4			
20	— 95.10	228	2	—	1.7	3.4			
21	— 120.8	120	1	—	0.9	0.9			
22	— 300.10	750	1	—	17.6	17.6			
23	— 280.10	330	1	—	7.2	7.2			
24	— 60.10	140	2	—	0.7	1.4			
25	— 130.10	280	1	—	2.8	2.8			

1МБ 20237 КМ				Сталія	Маса	Масштаб
Зм	Арк	П.І.Б.	Підпис	Дата		
Розробив Притика О.А.				Цех готової продукції заводу		
Консультант Пенц В.Ф.				"Сумський фарфоровий завод",		
Керівник Сенко О.В.				м. Суми		
				КР	1:20	1:10
				Аркш 7 Аркшів 12		
Н. кантр Сенко О.В.				Національний університет		
Зав. Сенко О.В.				Полтавська політехніка		
				імені Юрія Кондратюка		
				Київська вулиця		

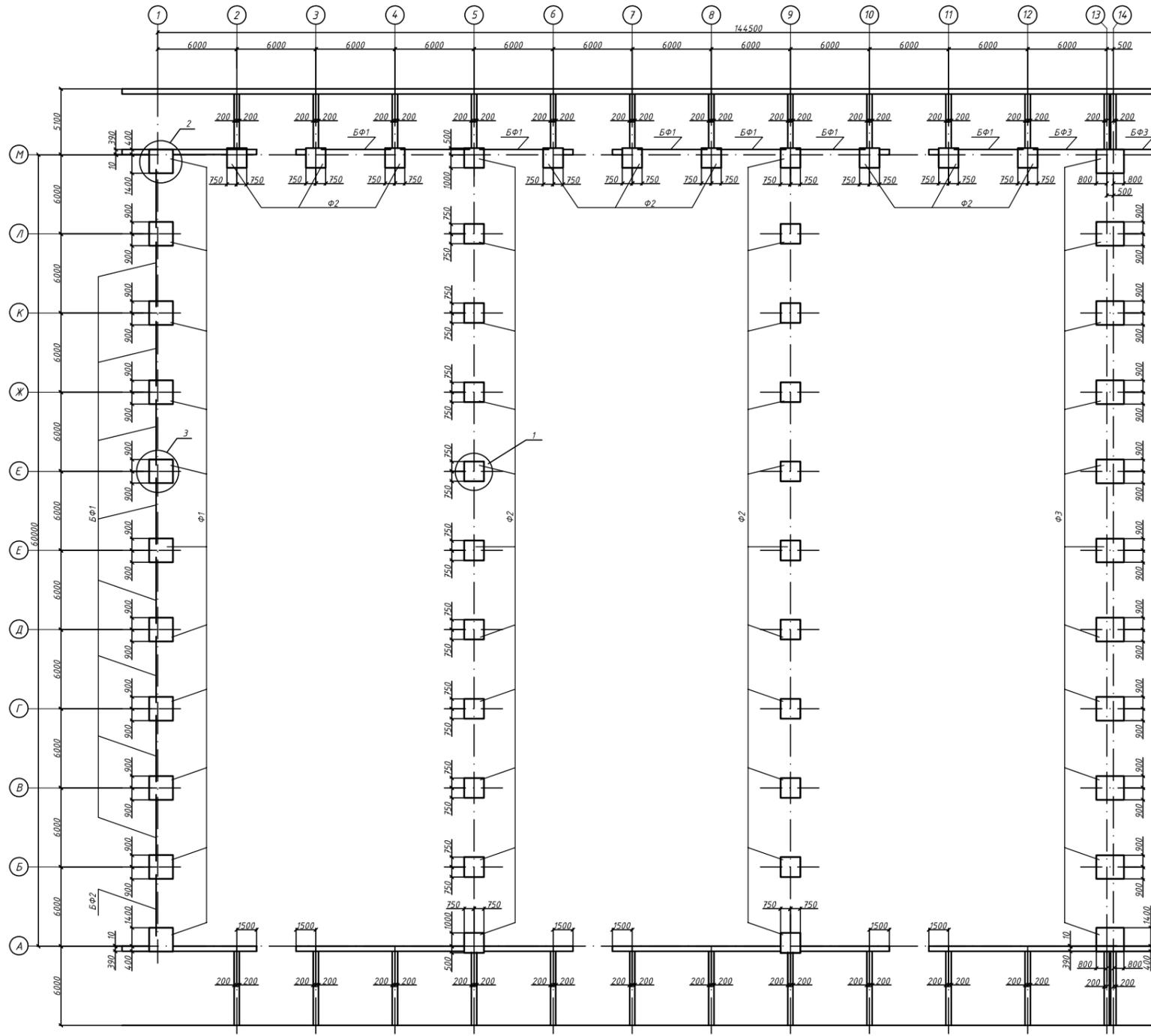


СПЕЦИФІКАЦІЯ										Сталь С245	
Марка	№ дет.	Переріз	Довж. мм.	К-сть		Маса, кг		марка	Примітки		
				т	н	дет.	всіх				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		
K6	1	[27	11760	2	—	325.6	651.2	8531			
	2	L 45.4	590	46	—	1.6	73.6				
	3	-340.20	540	1	—	28.6	28.6				
	4	-370.20	650	1	—	37.6	37.6				
	5	-300.20	950	2	—	26.7	26.7				
	6	-100.16	330	2	—	4.1	8.2				
HK2	7	I 40Ш4	3010	1	—	289.3	289.3	3378			
	8	-310.20	386	1	—	20.5	20.5				
	9	-300.10	100	1	—	9.4	9.4				
	10	-75.10	140	2	—	0.8	1.6				
	11	-145.8	380	4	—	3.4	13.6				
	12	-145.8	372	4	—	3.3	13.2				
	13	-150.6	280	2	—	3.9	7.8				
	14	-60.20	60	4	—	0.6	2.4				

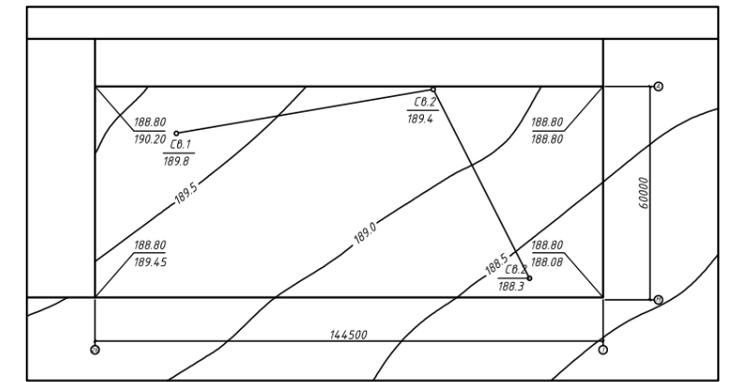
1. Ручне зварювання виконувати електродами Е46.
2. Невказані шви виконувати катетом k = 7мм.
3. Необумовлені отвори під болти М20 виконувати діаметром d=22мм.

				1МБ 20237 КМ							
Зм	Арк	П.І.Б.	Підпис	Дата	Цех готової продукції заводу "Сумський фарфоровий завод", м. Суми			Стадія	Маса	Масштаб	
		Розробив	Притика О.А.		КР			1:10 1:5			
		Консульт	Пенц В.Ф.								
		Керівник	Сенко О.В.		Аркшів 8			Аркшів 12			
Н. кантр	Сенко О.В.	Национальний університет "Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка"				Колона К6, навіколоник HK2, переріз, специфікація			Кафедра БЩ		
Завд.	Сенко О.В.										

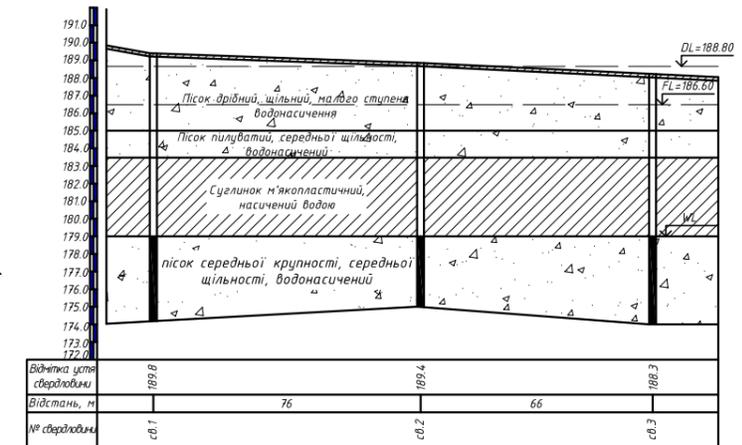
СХЕМА РОЗТАШУВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ



ПЛАН БУДІВЕЛЬНОГО МАЙДАНЧИКА

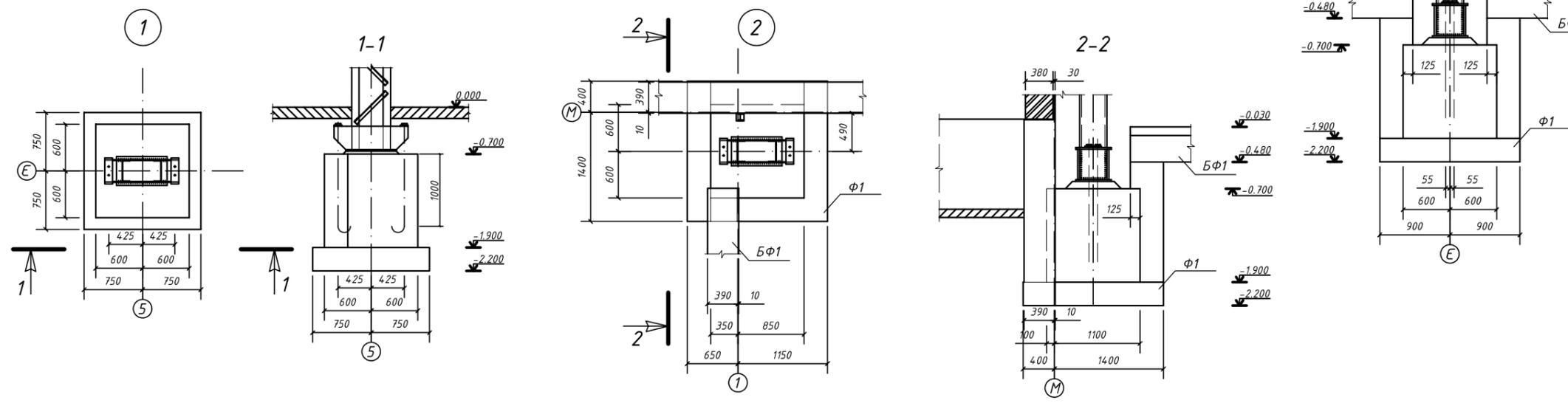


ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНИЙ РОЗРІЗ



СПЕЦИФІКАЦІЯ ФУНДАМЕНТІВ

Марка, поз.	Позначення	Найменування	К-сть	Маса один., кг	Примітки
1	2	3	4	5	6
		Фундамент монолітний			
Ф1	Серія 1.412-1/77	ФА2-1	22	5000	
Ф2	Серія 1.412-1/77	ФА1-1	72	4000	
Ф3	Серія 1.412-1/77	ФБ4-1	11	8250	
БФ1	Серія 1.415-1	ФБ6-17	22	1500	
БФ2	Серія 1.415-1	ФБ6-20	2	1400	
БФ3	Серія 1.415-1	ФБ6-21	2	1300	



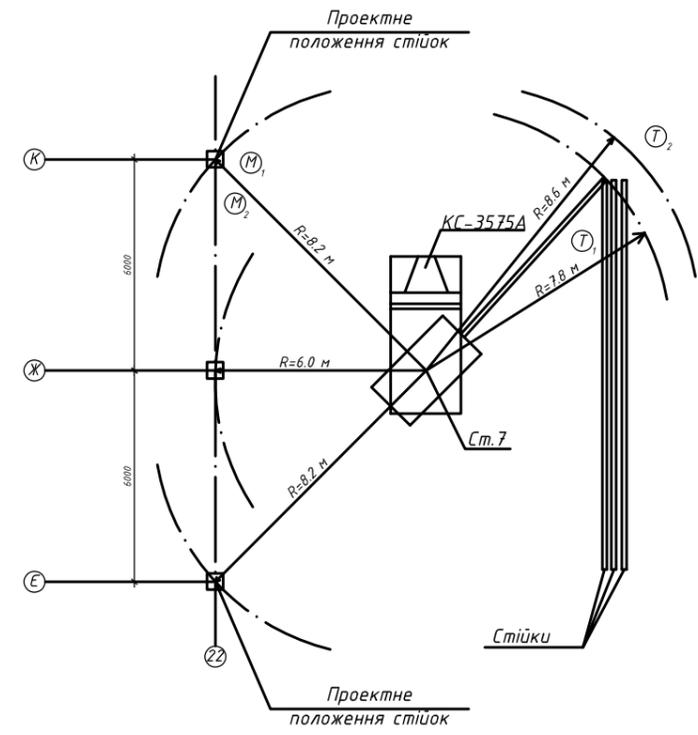
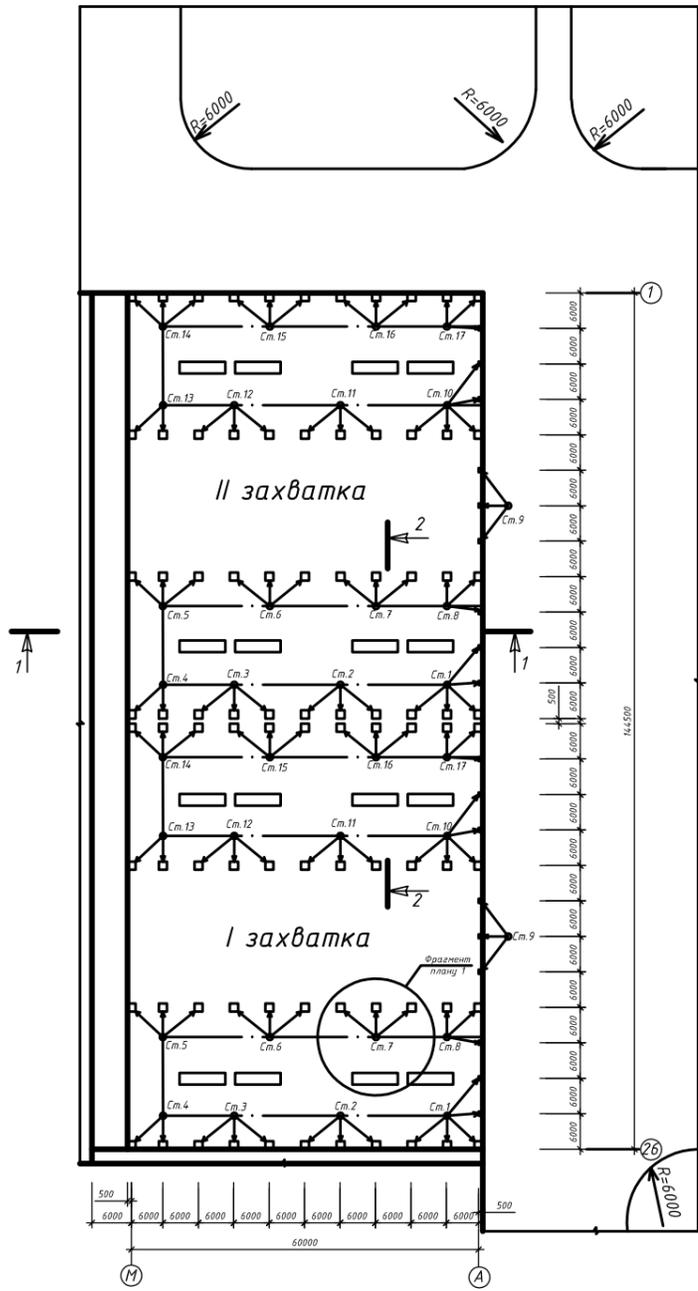
- За умовну відмітку 0.000 приймається рівень чистої підлоги, рівний відмітці 188.80.
- Фундаменти виконуються з бетону 12.5.
- Вертикальна та горизонтальна гідроізоляція з подвійного шару рубероїду на бітумній мастиці.
- Зворотня засипка проводиться шарово з втрамбуванням ґрунту ручними трамбівками до $\rho_s=1.65 \text{ г/см}^3$.
- Сталеві конструкції замонолітими.

				1МБ 20237 0Ф		
Зм. Арк.	П.І.Б.	Підпис	Дата	Цех готової продукції заводу "Сумський фарфоровий завод", м. Суми		
Розробив	Пилипка О.А.					
Консульт.	Біда С.В.					
Керівник	Семко О.В.					
				Цех готової продукції заводу		
				Стаття	Арк.ш.	Арк.ціл.
				КР	9	12
Н. контр.	Семко О.В.	Схема розташування фундаментів, план будівельного майданчика, інженерно-геологічний розріз, специфікація фундаментів, примітки, розрізи		Національний університет "Полтавська політехніка імені Юрія Кошарника" Кафедра БЦ		

СХЕМА ОРГАНІЗАЦІЇ РОБОЧОГО МІСЦЯ

ФРАГМЕНТ ПЛАНУ 1

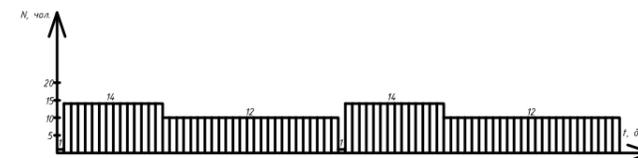
ГРАФІК ВИКОНАННЯ РОБІТ



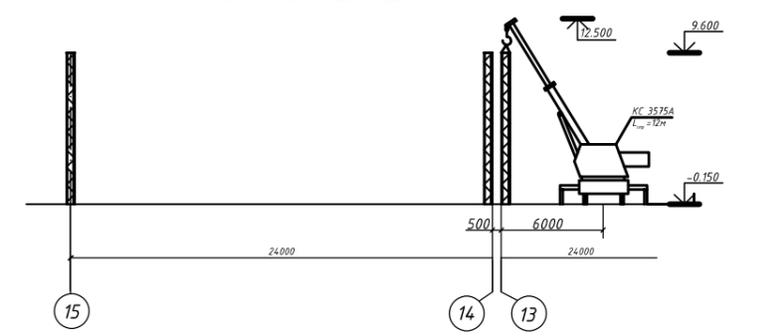
М_{1,2} - монтажники
Т_{1,2} - такелажники
РОЗРІЗ 1-1

Вид робіт	Одиниця виміру	К-сть один.	Продуктивність		Склад ланки	К-сть робочих в змину	К-сть змін	Тривалість будівн. днів	I захватка				II захватка						
			на один год. роб.	на весь об'єм роб.-год.					Зміни		Зміни								
			1	2					1	2	1	2	1	2					
Розвантаження опорних плит поблизу місць встановлення	1 шт	2,87	0,45	0,16	Підобл. 1р-1	1	1	0,075											
Монтаж опорних плит на фундаменті прихватки	1 шт	88	1,6	17,6	Монт. 5р-1 4р-1 3р-1 Маш. 6р-1 Ел.об. 4р-1	4	2	1,425	1,42	4,22			1,42	4,22					
Підливка бетонної суміші під опорні плити	1 м ³	2,17	5,8	1,57	Бет. 4р-1 2р-1	1	2	0,385	0,38	1,12			0,38	1,12					
Розвантаження колон та стійок поблизу місць встановлення, вагою: до 0,5 т до 1,0 т	100 т	0,008	22	0,02	Такел. 2р-2 Маш. 6р-1	1	2	0,22	0,22	0,62			0,22	0,62					
Монтаж колон безвирівальним методом	1шт	88	3	33	Монт. 6р-1 5р-1 4р-1 3р-1 Маш. 6р-1	5	2	2,5											
	1т	58	0,54	3,92															
Монтаж фахверкових стійок, що складається з 1-єї частини	1шт	26	3,5	11,09	Монт. 6р-1 5р-1 4р-1 3р-1 Маш. 6р-1	5	2	2,5											
	1т	8,1	0,75	0,74															
Монтаж в'язей по колонам	1шт	8	0,33	0,33	Монт. 6р-1 5р-1 4р-1 3р-1 Маш. 6р-1	5	2	2,5											
	1т	0,33	1,5	0,06															
Постановка постійних долатів	100шт	6,48	11,5	9,32	Монт. 4р-1, 3р-1	1	2	2,25											

ГРАФІК РУХУ РОБІТНИКІВ



РОЗРІЗ 2-2



ТЕП ТЕХКАРТИ

№ з/п	Найменування	Один. виміру	К-сть
1.	Загальні витрати працездатності	люд.-дн. маш.-зм.	79,60 15,84
2.	Заробітна плата: робочих машиніста	грн. грн.	551-232 137-75
3.	Виробіток: робочих машиніста	грн. грн.	0,869 4,368
4.	Вага змонтованих конструкцій	т.	69,2

ВІДОМІСТЬ ПОТРЕБИ В МАТЕРІАЛАХ

Найменування	один. виміру	Норма на 1 год роботи машини	Кількість на прийнятій об'єм
Бетон	1 м ³		2.17
Дизельне пальне	1 кг	5.67	40.8
Фарба	1 кг	0.1	2.03
Електроди	1 кг		41.0
Дошки 100x25	1 м ³		0.48
Брус 150x50	1 м ³		0.15

ВКАЗІВКИ ДО ВИКОНАННЯ РОБІТ

Даний план розроблений на основі бюджетного плану, передбачає монтаж колон, стійок та в'язей автомобільним краном КС-3575А. Піднімання колон та стійок у вертикальне положення виконується методом повороту при почерговій зміні вильоту стріли та підйомні вантажного поліспасти, при цьому його відхилення від вертикалі не повинно перевищувати транспортну величину. Відстроювання конструкцій та елементів, які монтуються, дозволяється лише після їх надійного закріплення. Подавання конструкцій в зону монтажу виконувати автотранспортом по тимчасовим та постійним автодорогам. Складування конструкцій виконувати безпосередньо біля монтажу в зоні дії крану у габариті з його ходовою та поворотною частинами. Всі роботи виконувати у відповідності з вимогами ДБН А.3.2-2-2009 та ДБН В.2.6-163:2010.

ПОТРЕБА В КРАНАХ

Найменування	Тип	Марка	К-сть	Технічні характеристики
Кран самохідний	Автомобільний	КС-3575А	1	Q _{max} = 10 т L _{min} = 4 м H _{max} = 16.5 м

1МБ 20237 ТБ

Цех готової продукції заводу "Сумський фарфоровий завод", м. Суми

Зм. Арк. П.І.Б. Підпис Дата

Розробив Притика О.А.

Консульт. Сенко О.В.

Керівник Сенко О.В.

Цех готової продукції заводу

Старий Аркшві Аркшвів

КР 10 12

Н. кантр. Сенко О.В.

Зав. Сенко О.В.

Схема організації робочого місця, фрагмент плану 1, ТЕП, графік виконання робіт, графік руху робітників, розрізи, відомість потреби в матеріалах, потреба в кранах, вказівки до виконання робіт

Національний університет "Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка" кафедра БІІ

1.1. Загальна характеристика ділянки

1.1.1. Географічне положення ділянки. Кліматичні умови

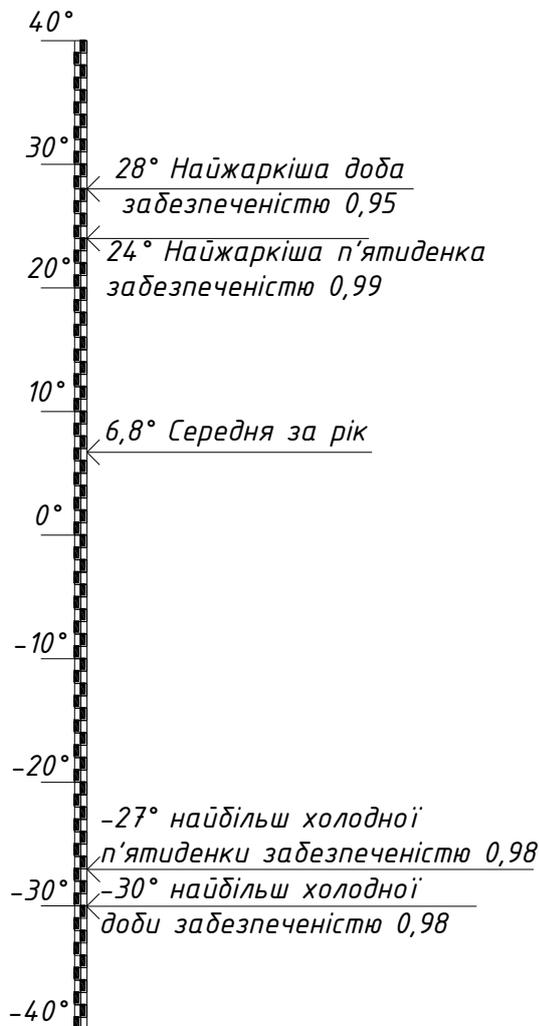
Ділянка під будівництво цеху готової продукції заводу «Сумський фарфоровий завод» розташована із східного боку території у місті Суми. Сам Цех готової продукції заводу «Сумський фарфоровий завод» розміщений також на східних околицях міста.

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

Головні кліматичні умови району будівництва такі:

Шкала температур м. Суми.

Шкала температур



- Сніговий район будівництва – VI;
- Вітровий район – II;
- Нормативне значення вітрового тиску 0,43кПа;

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

Повторюваність напрямків вітру

Місяць	Пн	ПнСх	Сх	ПдСх	Пд	ПдЗх	Зх	ПнЗх	Штиль
Січень	7,8	6,3	10,0	15,3	16,1	14,4	18,6	11,5	4,6
Липень	14,4	10,6	11,4	10,0	10,2	7,6	18,4	17,4	13,4

1.1.2. Транспортні зв'язки.

Екологічний вплив на оточуюче середовище

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

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

Забезпечення робочою силою – з міста Суми та з інших близько розташованих населених пунктів.

1.1.3. Інженерно-геологічні та гідрогеологічні умови будівництва

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

1.2. Генеральний план

1.2.1. Обґрунтування прийнятого рішення

Будівля, що проектується, розташована на ділянці довгим боком паралельно напрямку на північ. Будівля зводиться методом прибудови до існуючих споруд: півдня – до адміністративно-побутового корпусу, складу (II черга), а заходу до цеху готової продукції (II черга).

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

Зв'язок з цехом (II черга) здійснюється через транспортний коридор шириною 6 м. Вогнетриви зі складу електрокарами підвозять в зал цеху склотари. Піддони, плівку та картон транспортують в пакувальні відділення цеху склотари, звідки електрокарами пакети скло продукції відправляються безпосередньо в склад. Розвантаження та складування здійснюється підвісними кранами вантажопідйомністю $Q_{кр} = 2т$.

1.3.2. Опис прийнятого рішення та його обґрунтування

В кожному прольоті встановлюється підвісний кран вантажопідйомністю $Q_{кр} = 2т$, двох пролітний. Крок колон 6 м. в торці будівлі встановлюють фахверкові колони через 6м. Всі прольоти розділені протипожежними перегородками, товщиною 80 мм на окремі стоянки. Товщина цегляних стін допоміжних приміщень 250 мм. Зі сторони транспортного коридору стіна виконана цегляна, товщиною 380 мм, і передбачено встановлення двохстворчатих воріт 3х3 м.

1.3.3. Розрахунок освітленості приміщень

Нормативні значення коефіцієнта природної освітленості (КЕО за ДБН В.2.5-28-2006. Природне і штучне освітлення. – К., 2006. [10]), 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. Суми), (табл. 4 [10]);

$c = 0,75$ - коефіцієнт сонячності клімату (табл. 6 [10]).

Значення КЕО в кожній точці розраховується за формулою (9 [10]):

$$e_{ki} = e_{vi} + e_{bi} ,$$

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

E_{bi} - КЕО в i -тій точці за рахунок бічного освітлення (вікна). Всі розрахунки виконуються в табличній формі згідно ДБН [10]. Див табл.1.1.

Середнє значення КЕО знаходимо за формулою:

$$e_{сер} = \frac{1}{N-1} \left(\frac{e_1}{2} + e_2 + e_3 + \dots + \frac{e_N}{2} \right) = \frac{1}{16-1} \left(\frac{2.33}{2} + 4,38 + 3,54 + 2,5 + 2,24 + 1,53 + 1,81 + 2,18 + 2,24 + 1,51 + 1,23 + 1,54 + 1,73 + 1,6 + 1,56 + \frac{1.12}{2} \right) = 2,1\% ,$$

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

1.3.4. Розрахунок штучного освітлення

Необхідний світловий потік лампи визначають за виразом:

$$\Phi_n = E_n \cdot A \cdot k \cdot z / (\eta \cdot N) ,$$

де: E_n - нормативна освітленість, лк;

k - коефіцієнт запасу,

A - площа освітлення, м²;

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 (r_n, r_c, r_p);

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

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

По табл. XIII.6 [10] вибираємо коефіцієнт запасу $k = 1,3$. коефіцієнт, що характеризує нерівномірність освітлення, приблизно приймаємо рівним $z = 1,15$.

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 $r_n = 30\%$, $r_c = r_p = 10\%$.

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

Світловий потік всіх ламп рівний:

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

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 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 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 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	-	-	-	-	-	-
<u>Від світло прорізу Д</u>																
n_3	-	0,5	1	2	4	6	10	13	10	7	4	2	1,3	0,5	-	-
№ півкулі	-	45	39	34	29	25	22	20	21	24	28	33	38	44	-	-
Кут 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	-	-

Показники	Розрахункові точки															
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
<u>Від світло прорізу Д¹</u>																
n_3	-	-	0,5	1,3	2	4	7	10	13	10	6	4	2	1	0,5	-
№ півкулі	-	-	44	38	33	28	24	21	20	22	25	29	34	39	45	-
Кут θ	-	-	27	32	38	45	56	71	85	68	55	45	37	32	27	-
q	-	-	0,83	0,88	0,96	1,05	1,15	1,23	1,24	1,21	1,13	1,05	0,96	0,88	0,83	-
τ_0	-	-	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	-
n_2	-	-	6	8	8	10	14	16	16	16	14	10	8	8	6	-
$E_{\delta} = 0,01 \cdot n_1 \cdot n_2$	-	-	0,03	0,1	0,16	0,4	0,98	1,6	2,08	1,6	0,84	0,4	0,16	0,08	0,03	-
$e_{\delta} = E_{\delta} \cdot t_0 \cdot q$	-	-	0,01	0,04	0,06	0,17	0,45	0,79	1,03	0,77	0,38	0,17	0,06	0,03	0,01	-
<u>Від світло прорізу С¹</u>																
n_3	-	-	-	-	-	-	0,5	1,2	2	5	9	13	14	10	6	4
№ півкулі	-	-	-	-	-	-	44	38	31	26	23	21	20	22	25	29
Кут θ	-	-	-	-	-	-	27	32	40	50	62	77	86	69	55	45
q	-	-	-	-	-	-	0,83	0,88	0,98	1,09	1,2	1,22	1,24	1,21	1,15	1,05
τ_0	-	-	-	-	-	-	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
n_2	-	-	-	-	-	-	6	8	8	10	14	16	16	16	14	14
$E_{\delta} = 0,01 \cdot n_1 \cdot n_2$	-	-	-	-	-	-	0,03	0,1	0,16	0,5	1,26	2,08	2,24	1,6	0,84	0,56
$e_{\delta} = E_{\delta} \cdot t_0 \cdot q$	-	-	-	-	-	-	0,01	0,03	0,06	0,22	0,6	1,02	1,11	0,77	0,39	0,24
<u>Від світло прорізу В¹</u>																
n_3	-	-	-	-	-	-	-	0,5	1	2	2	5	7	10	14	11
№ півкулі	-	-	-	-	-	-	-	44	37	33	28	24	21	18	18	18
Кут θ	-	-	-	-	-	-	-	22	28	32	38	45	56	71	87	76
q	-	-	-	-	-	-	-	0,77	0,83	0,88	0,96	1,05	1,15	1,23	1,29	1,26
τ_0	-	-	-	-	-	-	-	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
n_2	-	-	-	-	-	-	-	6	8	8	01	14	16	16	16	16
$E_{\delta} = 0,01 \cdot n_1 \cdot n_2$	-	-	-	-	-	-	-	0,03	0,08	0,16	0,2	0,7	1,12	1,6	2,2	1,76
$e_{\delta} = E_{\delta} \cdot t_0 \cdot q$	-	-	-	-	-	-	-	0,01	0,03	0,06	0,08	0,29	0,52	0,79	1,16	0,88
$e_{\kappa} = e_{\epsilon} + e_{\delta}$																

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

По табл. XIII.9 $\lambda_e = 1,6$, тоді економічно-вигідна відстань між освітлювачами буде $l = \lambda_e \cdot h = 1,6 \cdot 9,6 = 15,36$ м. Враховуючи розміри приміщення приймаємо $l = 6$ м, $b = 5$ м (рис. 1.1).

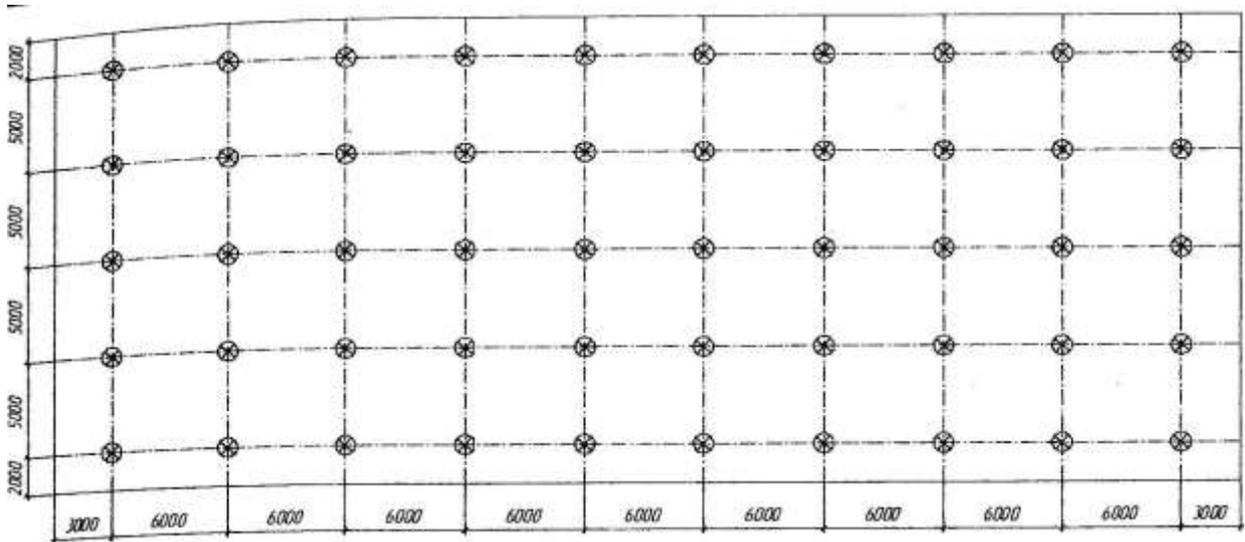


Рис. 1.1. Схема розміщення освітлювачів

1.4. Конструктивні рішення

1.4.1. Несучі конструкції. Обґрунтування їх вибору

Для основних несучих елементів каркасу будівлі застосовані традиційні рішення: колони – наскрізного перерізу, незмінного по висоті з двох швелерів, з решіткою; ферми – із замкнутих гнutoзварних прямокутних профілів, з паралельними поясами (ухил верхнього поясу 1,5%), які забезпечують істотну економію металу в порівнянні з фермами з парних кутиків і в той же час не такі складні у виготовлені, як ферми з труб.

1.4.2. Огороджуючі конструкції. Обґрунтування прийнятих конструкцій

В якості водоізоляційного шару використаний 4-х шаровий руберойдний настил з захистом шару гравію втисненого в бітумну мастику. Водоізоляційний, термоізоляційний шари і пароізоляція – 1 шар руберойду – лежить на сталевому профільованому настилі, який опирається на розташовані з кроком 3 м прогони.

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

1.4.3. Теплотехнічний розрахунок стіни

Розрахунок виконуємо за ДБН В.2.6-31:2006. Конструкції будинків і споруд. Теплова ізоляція будівель. / Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства України. – К., 2006. [11]. Потрібний опір теплопередачі (формула 1 [11]):

$$R^{nom} = \frac{n(t_6 - t_3)}{\Delta t_n \cdot \alpha_B} = \frac{1(16 - (-29))}{8 \cdot 8,7} = 0,647 \frac{M^2 \cdot ^\circ C}{Bm}, \text{ для стін,}$$

де: n – коефіцієнт (табл.8*[11]);

$t_6 = 16^\circ C$ – розрахункова температура внутрішнього повітря;

$t_3 = -29^\circ C$ – розрахункова температура найбільш холодної доби з забезпеченістю 0,98 за 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;

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

шару мінераловатних плит ГОСТ 9573-82 з $\gamma = 100 \text{ кг/м}^3$ за додатком 3*[11] при умовах експлуатації конструкцій “Б” (додатки 1*,2 [11]) для прийнятого матеріалу стін;

$$\Delta t_H = t_B - t_P = 16 - 5 = 11^\circ C > 8^\circ C ,$$

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

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

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

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

$$R^\phi = \frac{1}{\alpha_e} + \frac{\delta}{\beta} + \frac{1}{\alpha_n} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,100}{0,07} + \frac{1}{23} = 1,587 \frac{M^2 \cdot ^\circ C}{Bm} > R^{nom} = 0,647 \frac{M^2 \cdot ^\circ C}{Bm},$$

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

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

$$R^{пот} = \frac{n(t_6 - t_3)}{\Delta t_n \cdot \alpha_B} = \frac{1(16 - (-25))}{7 \cdot 8,7} = 0,673 \frac{M^2 \cdot ^\circ C}{Bm},$$

де: n – коефіцієнт (табл.3*[24]);

$t_6 = 16^\circ C$ – розрахункова температура внутрішнього повітря;

$t_3 = -25^{\circ}\text{C}$ – розрахункова температура найбільш холодної доби з забезпеченістю 0,98 за 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: $\delta_p = 0.02 \text{ м}$ – товщина водоізоляційного шару із руберойду;

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

$\delta_o = 0.15 \text{ м}$ – 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 ГОСТ9573-82 (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:

$$R^{\phi} = \frac{1}{\alpha_e} + R_i + \frac{\delta}{\beta} + \frac{1}{\alpha_n} = \frac{1}{8.7} + \frac{0.02}{0.17} + \frac{0.15}{0.09} + \frac{1}{23} = 1.942 \frac{\text{м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C}}{\text{Вт}} > R^{nom} = 0.673 \frac{\text{м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C}}{\text{Вт}},$$

По п. 3 табл.9*[11] потрібний опір теплопередачі вікон $R^{пот} = 0.31(\text{м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C}) / \text{Вт}$, zenітних ліхтарів $R^{пот} = 0.31(\text{м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C}) / \text{Вт}$. Цим вимогам задовольняють конструкції вікон: подвійне застклення в металевих переплетах з $R^{\phi} = 0.34(\text{м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C}) / \text{Вт}$ (п.5 дод.6*[24]) і zenітних ліхтарів – двошарові скло пакети в металевих переплетах з $R^{\phi} = 0.31(\text{м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C}) / \text{Вт}$ (п.17 дод.6*[11]).

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

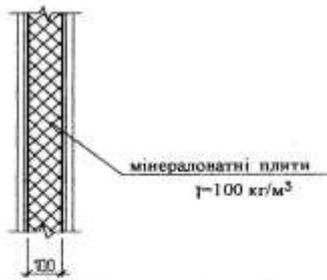


Рис. 1.2. Конструкція стіни

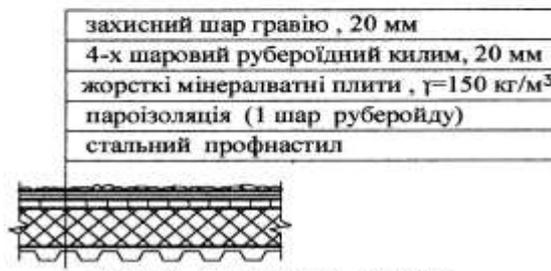


Рис. 1.3. Конструкція покрівлі

1.4.4. Матеріали для зведення будівлі. Обґрунтування їх вибору

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

1.5. Архітектурно-художнє рішення будівлі

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

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

Покриття рампі – світло-червоний колір.

1.6. Санітарно-технічне обладнання

В проектуемій будівлі передбачена система водяного опалення. Санітарні норми проектування промислових підприємств. – К. 1990. [19]). Водовідведення внутрішнє.

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

1.7. Заходи з промсанітарії та охорони праці

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

Підвісні крани обладнані звуковою і світловою сигналізацією.

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

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

Склад обладнаний автоматичною системою пожежегасіння, пожежною драбиною.

Нормується виробнича санітарія СН 245-71*. Санітарні норми проектування промислових підприємств. – К. 1990. [19].

В даному випадку проектується Цех готової продукції заводу «Сумський фарфоровий завод», в якому розглядається така група фізичних шкідливостей:

- а) несприятливі метеорологічні параметри;
- б) недостатнє або надмірне освітлення;
- в) виробничий шум;
- г) вібрація.

а) Метеорологічні умови виробничих приміщень

- Температура;
- Вологість;
- Рухомість повітря.

Температура вимірюється в °С.

Для визначення цієї вологості використовуємо психрометр.

$$F_{абс} = f_2 - \alpha \cdot (t_1 - t_2) \cdot P, \quad [г / м^3], де$$

f_2 - максимально можлива вологість при температурі вологого термометра;

α - психрометричний коефіцієнт;

$t_1; t_2$ - температура сухого і вологого термометра;

P - фактичний атмосферний тиск.

В нормативних документах використовують не абсолютну, а відносну вологість:

$$F_{від} = \frac{F_{абс}}{f_1} \cdot 100, \quad [\%], де$$

f_1 - максимально можлива вологість при температурі сухого термометра;

Рухомість повітря – швидкість руху в повітрі: v (м/сек).

Вимірюється анемометром.

В ГОСТ Повітря робочої зони. Приведені гранично-допустимі та оптимальні величини температури, вологості і рухомості повітря в залежності від:

1) Категорії робіт за важкістю (всього 3 категорії).

В даному випадку цех відноситься до II категорії – роботи середньої важкості.

$$П^6 = 232 \div 293 \text{ Дж / сек.}$$

2) Надлишкової явної теплоти і виробничому приміщенні:

I – приміщення з незначною надлишковою явною теплотою до 23 Дж/м²·°С.

Для підтримання цих параметрів на нормативному рівні застосовують у виробничих приміщеннях:

- 1) системи штучного опалення;
- 2) теплові калорифери;
- 3) теплові завіси на технологічних прорізах;
- 4) системи природної та штучної вентиляції;
- 5) кондиціонери.

На будівельних майданчиках працівникам безкоштовно видають спецодяг в залежності від періоду року, в системі санітарно-побутового обслуговування передбачені приміщення для обігріву в холодний період.

б) Природне та штучне освітлення

Головний розвиток штучної світлотехніки полягає у максимальному наближенні штучних джерел світла до природного освітлення за інтенсивністю та спектральним складом.

Головні параметри:

$$E = \frac{\Phi}{S} [\text{лк}], \text{ де}$$

$$\Phi = I \cdot \omega [\text{лк}], \text{ де}$$

Яркість:

$$B = \frac{I}{S \cdot \cos \alpha}, \text{ де}$$

Φ - світловий потік;

S - площа поверхні;

I - сила світла;

ω - тілесний кут.

Коефіцієнт природного освітлення:

$$e = \frac{E_e}{E_3} \cdot 100 [\%]$$

Для вимірювання освітлення в ДБН В.2.5-28-2006. Природне і штучне освітлення [10] і СН81-80 [18]. Норми освітлення будівельних майданчиків та ділянок виконання робіт.

Мінімальна норма залежить:

1) Від характеру зорової роботи; в даному випадку промислове приміщення відноситься до I групи.

2) Від розмірів об'єктів розрізнення; в даному випадку характеристика зорової роботи високої, тому найменший розмір об'єкту розрізнення складає від 0,3 до 0,5.

3) Від розряду та підрозряду робіт; розряд III, підрозряд б.

4) Від контрасту між об'єктом розрізнення і фоном; в даному випадку контраст між об'єктом розрізнення і фоном – менший, середній.

5) Від характеристики фону; в даному випадку характеристика фону – світла, середня, темна.

Природне освітлення нормується в ДБН В.2.5-28-2006 коефіцієнтом природного освітлення:

$$e_n^{I,II,III,IV} = e_n^{III} \cdot m \cdot c, \text{ де}$$

I, II, III, IV – світлові пояси;

m - коефіцієнт світлового клімату;

c - коефіцієнт сонячного клімату.

Оптимізація освітлення на виробництві:

Природне освітлення використовується бокове двостороннє. Штучне освітлення використовується таке:

- робоче;
- аварійне;
- евакуаційне;
- охоронне.

Також штучне освітлення проектується двох систем:

- загальне (рівномірне);
- комбіноване (до загального освітлення додають місцеве).

Джерела штучного освітлення:

1) Для загального освітлення використовуються газорозрядні лампи високого та нульового тиску.

2) Для місцевого освітлення використовуються лампи розжарювання.

в) Виробничий шум і вібрація

Джерела виникнення – це всі види машин і механізмів, ручного, механізованого інструменту та технологічного обладнання підприємства будівельної індустрії.

Причини виникнення:

- 1) конструктивний недолік машин і механізмів, що застосовуються;
- 2) порушення або невиконання технологічних регламентів експлуатації машин та механізмів.

Фізичну суть параметрів шумів визначає теорія коливань і акустики.

Звукові коливання характеризуються такими параметрами:

- 1) f , [Гц] – лінійна частота;
- 2) P , [Па] – звуковий тиск;
- 3) I , [Вт / м²] – інтенсивність звуку.

Нормується ГОСТ 12.1.003-90. Виробничий шум.

Поріг звукового тиску: $P_0 = 2 \cdot 10^{-5}$ Па

L_p – санітарний параметр шумів.

$$L_p = 10 \lg \frac{I}{I_0} = 20 \lg \frac{P}{P_0} \text{ (Дб)}, \text{ де}$$

P – фактичний звуковий тиск.

Для вимірювання шумів застосовують 2 класи приладів:

- 1) шумоміри, які визначають загальний рівень звукового тиску;
- 2) аналізатори шумів, які визначають логарифмічний рівень тиску на окремих частотах.

Гранично-допустимі параметри L_p приведені в ГОСТ 12.1.003-90, в залежності від частоти коливань.

В будівельній галузі санітарна норма звукового тиску складає 85Дб.

Вібрація – це коливання матеріальних тіл.

За характером дії на людину вібрація буває:

- 1) загальна;
- 2) місцева або локальна;

Вібрація характеризується такими параметрами:

- 1) A , [м] – амплітуда коливань;
- 2) T , [сек] – період коливань;
- 3) $f = \frac{1}{T}$, [сек⁻¹, Гц] – лінійна частота;
- 4) $v = 2\pi fA$ [м / сек] – швидкість коливань;
- 5) $L_v = 20 \lg \frac{\bar{v}}{v_0}$; [Дб] – логарифмічний рівень віброшвидкості, де

$$\bar{v} = \sqrt{\frac{1}{T} \int_0^T v^2 \cdot dt}, \quad [\text{м / сек}] - \text{середньоквадратична віброшвидкість.}$$

ν_0 - умовно прийнята стандартна віброшвидкість на порозі звукового тиску при частоті коливань 1000Гц.

$$\nu_0 = 5 \cdot 10^{-8} \text{ м / сек}$$

Для вимірювання вібрації використовується:

- 1) ВР-1 (віброграф ручний);
- 2) ЭДИВ-72 (электродистанционный измеритель вибрации);
- 3) ИВА-1 (низкочастотная измерительная аппаратура).

Гранично допустимі параметри вібрації приведені в ГОСТ 12.1.012-88.

Вібрація, в залежності від частоти коливань.

- 1) локальна вібрація;
- 2) загальна вібрація (1...62Гц);
- 3) місцева вібрація (8÷1000Гц);
- 4) вібрація ручних машин (8÷2000Гц).

Організаційні заходи та технічні засоби захисту від шумів і вібрації та засоби індивідуального захисту.

Організаційні заходи:

Перед допуском робітників до шумо- та вібронебезпечних процесів, вони повинні пройти спеціальну медичну комісію.

В процесі роботи:

- 1) спеціальні режими праці та відпочинку;
- 2) скорочений робочий день;
- 3) обов'язкові медичні профілактичні заходи після закінчення зміни;
- 4) додаткове безкоштовне харчування;
- 5) санітарно-курортне лікування.

Технічні засоби:

- 1) покращення віброакустичних характеристик машин і механізмів;
- 2) архітектурно-планувальне рішення при розміщенні обладнання;
- 3) віброізоляція;
- 4) вібропоглинання;
- 5) обов'язкове дотримання технічних регламентів експлуатації машин і механізмів;
- 6) розробка оптимальної схеми генплану підприємства з урахуванням шумових характеристик основних машин та технологічного обладнання;
- 7) раціональне розміщення машин і обладнання у виробничих приміщеннях з урахуванням їх шумових характеристик.

Віброізоляція застосовується 2-х видів:

- 1) активна вібрація;
- 2) пасивна вібрація.

Вібропоглинання – вібруючі частини машин в місцях максимальних амплітуд коливань покривають спеціальними пружно-в'язкими матеріалами (гума, пластика, мастика). Товщина покриття повинна перевищувати в 3 рази.

Засоби індивідуального захисту від шумів:

- 1) вкладиші (Беруші);
 - 2) при перевищенні 15Дб до 40Дб застосовують антиброр-наушники.
- (Недолік – ізоляція від оточуючого середовища).

При вібрації, для захисту від локальної вібрації:

- 1) віброізоляційні рукавиці.

Для захисту від загальної вібрації:

- 1) спеціальне взуття на віброізолюючій підшві.

Для активної віброізоляції використовують:

- 1) спеціальні амортизатори між вібромашинами і фундаментом;
- 2) обов'язковий розрахунок фундаментів під віброобладнанням на ділянці навантаження або на віброізоляцію.

Для пасивної віброізоляції використовують спеціальні робочі площадки на амортизаторах.

Амортизатори бувають:

- пружні;
- гумові;
- комбіновані.

1.8. Пожежна безпека

Категорії за пожежовибуховою небезпекою виробничі приміщення та виробництва, що в них знаходяться поділяються на 5 категорій (А, Б, В, Г, Д).

За ДБН В.1.1.7–2002. «Пожежна безпека об'єктів будівництва», визначаємо нормативний ступінь вогнестійкості, нормативні межі вогнестійкості основних несучих конструкцій.

Ступінь вогнестійкості визначається мінімальними межами вогнестійкості будівельних конструкцій і максимальним межах розповсюдження вогню по цим конструкціям.

Отже, ступінь вогнестійкості III-а – це будівлі з каркасною конструктивною схемою. Елементи каркасу – із сталевих незахищених конструкцій. Огороджуючі конструкції – зі сталевих профільованих листів або інших негорючих листових матеріалів з важкогорючим утеплювачем.

Нормативні межі вогнестійкості основних несучих конструкцій:

- 1) стіни зовнішні не несучі (в тому числі з навісних панелей) 0,25/40;
- 2) колони 0,25/0;

3) плити, настили (в тому числі з утеплювачем) та інші несучі конструкції перекриття 0,25/0;

4) плити, настили (в тому числі з утеплювачем) і прогони 0,25/25;

5) балки, ферми, рами 0,25/0.

Примітка: мінімальна маже вогнестійкості будівельних конструкцій, г (над рискою) і максимальна межа розповсюдження вогню по ним, см (під рискою).

Протипожежні заходи і засоби в промисловій будівлі:

Для захисту металевих конструкцій застосовуються вогнезахисні суміші, обмазки, фарбування, оштукатурювання по металевій сітці (шар 3 см – збільшує межу вогнестійкості до 40 хвилин). Облицювання цеглою (0,5 цеглини) – збільшує межу вогнестійкості до 1,5год.

Водоналивні конструкції – ферми коробчастого замкнутого профілю, автоматично включаються насоси і заповнюють водою ферми.

В даній промисловій будівлі передбачені пожежні сходи по периметру будівлі через кожні 200м.

Також передбачається пожежна сигналізація і зв'язок.

В генплані визначається протипожежна зона, це питання вирішується автоматично (санітарна зона). В залежності від площі підприємства визначається необхідна кількість в'їздів і виїздів з території.

Влаштовуються протипожежні перекопи 2-х видів:

1) загальні перекопи – влаштовуються для запобігання об'ємного розповсюдження вогню;

2) місцеві перекопи – для запобігання лінійного розповсюдження вогню.

Протидимовий захист передбачається у споруді – це системи вентиляції, віконні прорізи та інше.

2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

2.1. Техніко-економічне порівняння варіантів ферм покриття

2.1.1. Господарсько-економічна характеристика району будівництва

Цех готової продукції заводу «Сумський фарфоровий завод» будується у місті Суми на вільній території.

Кроквяні ферми транспортуються з заводу металоконструкцій до цеху готової продукції, м. Суми (м. Суми) автотягачами довжиною 24 м (марки УФ-20 КраЗ-258).

Відстань перевезення металевих конструкцій покриття - 137 км.

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

2.1.2. Описання прийнятих до розгляду варіантів

В кваліфікаційній роботі необхідно порівняти три варіанти кроквяних ферм для цеху готової продукції заводу.

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

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

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

Таблиця 2.1

Витрати матеріалів по варіантах конструкцій

№ вар.	Ескіз конструкції	К-сть монтажних одиниць	Витрати металопрокату, т		Вартість, грн	
			на одиницю	всього	на одиницю	всього
1	2	3	4	5	6	7
1		66	2,21	145,86	110804	11523616
2		66	2,12	139,92	125290	13030160
3		66	1,89	124,74	106278	11052912

2.1.3 Кошторисна собівартість збірних конструкцій у споруді

Кошторисна собівартість збірних конструкцій у споруді розраховується по варіантах з врахуванням заводської вартості конструкцій, вартості перевезення їх на будівельний майданчик і вартості установки (монтажу) в проектне положення та опоряджувальних робіт.

Визначаємо кошторисну собівартість

$$C_k = [(C_{вц} + C_T) \cdot K_{з.ск} + N_{ц} + C_{зб} + C_y + C_o + 3B] \cdot K_{з,зд}, \quad [\text{грн}]$$

C_k – кошторисна собівартість збірних конструкцій в споруді, гривень;

$C_{вц}$ – відпускна ціна будівельних конструкцій, гривень;

$$C_{вц} = V \cdot C_1 \cdot K_{yc};$$

де V – об'єм конструкції, виробів, матеріалів;

K_C – усереднений коефіцієнт цін до поточного року;

C_1 – вартість одиниці конструкції, грн.

Вартість конструкцій приймаємо по цінах кошторисних цін на місцеві матеріали, конструкції. Приймаємо для ферми:

Перший варіант – кроквяна ферма - пояси та решітка із кутиків

1. Кроквяна ферма вагою 2,21, перерізом з кутиків.

$$C_{вц1} = 2,21 \cdot (16390 + 9000) = 56112 \text{ грн.}$$

Другий варіант – кроквяна ферма - пояси з прокату таврового перерізу та решітка з кутиків:

2. Кроквяна ферма вагою 2,12т, перерізом із кутиків.

$$C_{вц2} = 2,12 \cdot (18540 + 9000) = 58385 \text{ грн.}$$

Третій варіант – кроквяна ферма - пояси та решітка із замкнутих гнutoзварних профілів прямокутного перерізу:

3. Кроквяна ферма вагою 1,89т, перерізом із замкнутих гнutoзварних профілів прямокутного перерізу

$$C_{вц3} = 1,89 \cdot (16980 + 9000) = 49102 \text{ грн.}$$

Визначаємо вартість транспортування конструкцій до будівельного майданчика за таким виразом:

$$C_T = C_{п.а} + N_{р.а};$$

C_T – вартість транспортування конструкцій, виробів, матеріалів до будівельного майданчика, враховуючи вартість вантажно-розвантажувальних операцій, гривень;

$C_{п.а}$ – усереднений показник провізної плати за перевезення вантажу від постачальника до будівельного майданчика у поточних цінах установлюються по [81], беручи до уваги укрупнені групи вантажів, види і найменування їх, клас вантажу, тип транспорту [81];

$N_{р.а}$ – тариф розвантаження одиниці конструкції з автомобільного транспорту, грн.

Транспортні витрати визначаються на основі таких даних: місце розташування проектного об'єкту – м. Суми; місце розташування постачальника – м. Житомир; відстань перевезення вантажів – 48км; перевезення буде здійснювати посередник.

Визначаємо провізну вартість металевих конструкцій по варіантах:

Перший варіант – кроквяна ферма - пояси та решітка із кутників:

$$C_{T1}=197,37 \cdot 6 + 5,25 \cdot 6 = 1216 \text{ грн.}$$

Другий варіант – кроквяна ферма - пояси з прокату таврового перерізу та решітка з кутиків:

$$C_{T2}=271,75 \cdot 6 + 13,69 \cdot 6 = 1713 \text{ грн.}$$

Третій варіант – кроквяна ферма - пояси та решітка із замкнутих гнутозварних профілів прямокутного перерізу:

$$C_{T3}=240,33 \cdot 6 + 10,13 \cdot 6 = 1503 \text{ грн.}$$

де $N_{p.a} = V_{tm} \cdot P$;

V_{tm} – витрати труда машиністів крана за розвантаження одиниці конструкції, прийнято згідно [81];

P – усереднена вартість людино-години, прийнято згідно додатку до листа Держбуду України від 31.03.2004р. №718 – 366 ст., “Ціноутворення у будівництві”, №4 2004р., грн.

$K_{з.ск}$ – коефіцієнт, що враховує заготівельно складські витрати, призначені для покриття витрат будівельних організацій на утримання апарату заготівельних служб, та матеріальних базових складів, розраховуємо за відсотком, рекомендованим Держбудом [81] та в розрахунках приймається: для металевих конструкцій рівним 1,0075 ;

Визначаємо величину націнки збутових та постачальницьких організацій (посередників):

$$N_{ц} = \frac{C_{в.ц} \cdot H_n}{100}; \text{ [грн];}$$

$N_{ц}$ – націнка збутових та постачальницьких організацій (посередників), гривень;

$C_{в.ц}$ – відпускна ціна будівельних конструкцій, виробів, матеріалів згідно (15-23) грн;

H_n – установлений процентний розмір націнки посередників за контрактом за надані послуги (по контракту підприємства), приймаємо 10%.

Визначаємо націнки збутових і постачальницьких організацій:

а) для першого варіанта – кроквяна ферма - пояси та решітка з кутиків

$$N_{ц} = \frac{2,21 \cdot 16390 \cdot 10}{100} = 3622 \text{ грн.};$$

б) для другого варіанта – кроквяна ферма - пояси з прокату таврового перерізу та решітка з кутиків:

$$N_{ц} = \frac{2,12 \cdot 18540 \cdot 10}{100} = 3931 \text{ грн.};$$

в) для третього варіанта – кроквяна ферма - пояси та решітка із замкнутих гнутозварних профілів прямокутного перерізу:

$$N_{ц} = \frac{1,89 \cdot 16980 \cdot 10}{100} = 3209 \text{ грн.};$$

$C_{зб}$ – вартість укрупненої збірки конструкцій, приймаємо рівним “0”;

C_y – вартість установки (монтажу) конструкцій в проектне положення, гривень [81].

а) для першого варіанта – ферми - пояси та решітка з кутиків
 $C_y = 2,21 \cdot 8500 = 18785 \text{ грн.},$

б) для другого варіанта – ферма - пояси з прокату таврового перерізу та решітка з кутиків: $C_y = 2,12 \cdot 8500 = 18020 \text{ грн.},$

в) для третього варіанта – кроквяна ферма - пояси та решітка із замкнутих гнутозварних профілів прямокутного перерізу: $C_y = 1,89 \cdot 8500 = 16065 \text{ грн.}$

C_o – вартість пофарбування металевих конструкцій олійною фарбою МА-25, згідно [81];

Визначаємо вартість пофарбування металевих конструкцій олійною фарбою по варіантах:

а) для першого варіанта – кроквяна ферма - пояси та решітка з кутиків:
 $C_{o1} = 102,37 \cdot 20 = 2005 \text{ грн.},$

б) для другого варіанта – кроквяна ферма - пояси з прокату таврового перерізу та решітка з кутиків: $C_{o2} = 100,40 \cdot 20 = 2001 \text{ грн.},$

в) для третього варіанта – кроквяна ферма - пояси та решітка із замкнутих гнутозварних профілів прямокутного перерізу: $C_{o3} = 103,9 \cdot 20 = 2008 \text{ грн.}$

$ЗВ$ – загальновиробничі витрати будівельно-монтажної організації, які включаються до виробничої собівартості будівельно-монтажних робіт, грн.

$K_{з.зд} = 1,022$ – коефіцієнт, що враховує здороження робіт при їх виконанні в зимовий час [81, додатку 8].

Визначаємо нормативно-розрахункову трудомісткість в прямих витратах на монтаж металевих ферм по варіантах:

а) для першого варіанта – кроквяна ферма - пояси та решітка з кутиків:

$$T_{нв1} = 51,52 + 51,52 = 103,04 \text{ люд-год.}$$

б) для другого варіанта – кроквяна ферма - пояси з прокату таврового перерізу та решітка з кутиків:

$$T_{нв2} = 91,10 + 91,10 = 182,20 \text{ люд-год.}$$

в) для третього варіанта – кроквяна ферма - пояси та решітка із замкнутих гнutoзварних профілів прямокутного перерізу:

$$T_{\text{нв3}}=108,36+108,36=216,72 \text{ люд-год.}$$

Нормативно-розрахункова трудомісткість в прямих витратах на оздоблювальні роботи визначаємо згідно [67, 68] та [81]. Антикоровий захист виконуємо фарбою МА–25 - жовтого кольору.

Визначаємо нормативно-розрахункову трудомісткість в прямих витратах на оздоблювальні роботи по варіантах:

а) для першого варіанта – кроквяна ферма - пояси та решітка з кутиків:

$$T_{\text{нв1}}=1,44+6,65=8,09 \text{ люд-год.}$$

б) для другого варіанта – кроквяна ферма - пояси з прокату таврового перерізу та решітка з кутиків:

$$T_{\text{нв2}}=1,41+6,52=7,93 \text{ люд-год.}$$

в) для третього варіанта – кроквяна ферма - пояси та решітка із замкнутих гнutoзварних профілів прямокутного перерізу:

$$T_{\text{нв3}}=1,46+6,75=8,21 \text{ люд-год.}$$

Усереднений коефіцієнт переходу від нормативно-розрахункової трудомісткості робіт, що передбачається в прямих витратах до трудовитрат працівників (графа б) прийнято за рекомендаціями [67].

Трудомісткість в загально-виробничих витратах визначаємо за рекомендацією [67] за виразом:

$$T_{\text{зв}}=T_{\text{пв}} \cdot K;$$

де $T_{\text{пв}}$ – нормативно-розрахункова трудомісткість робіт, що передбачаються в прямих витратах (5 графа);

K – усереднений коефіцієнт переходу від нормативно-розрахункової трудомісткості робіт, що передбачаються в прямих витратах, до трудовитрат працівників, заробітна плата яких враховується в загально-виробничих витратах, $K=0,064$ [81].

Визначаємо трудомісткість в загально-виробничих витратах

$$T_{\text{зв}}=216,72 \cdot 0,064=13,87 \text{ люд. год.}$$

Усереднена вартість люд-год. працівників, заробітна плата яких враховується в загально-виробничих витратах (8 графа) приймається відповідно до листа Держбуду України від 16.12.20004 №1601, станом на 1 січня 2005р. за рекомендаціями Держбуду для будівництва. Приймаємо 5,65 грн.

Заробітна плата в загально-виробничих витратах 1 блок визначаємо за таким виразом:

$$ЗП_{1б}=T_{\text{зв}} \cdot V_{\text{л.г}}$$

де $ЗП_{1б}$ – заробітна плата в загально-виробничих витратах (I блок), грн.

$T_{\text{зв}}$ – трудомісткість в загально-виробничих витратах, люд.-год.

$V_{л.г.}$ – усереднена вартість люд.-год. За розрядами складності робіт.

Визначаємо заробітну плату в загальноновиробничих витратах 1 блок для першого варіанту:

$$ЗП_{16}=13,87 \cdot 5,65 \cdot 10=784 \text{ грн.};$$

Заробітна плата 1 прямих витратах визначається за виразом:

$$ЗП_{зр} = C_{вц} \cdot П_{зп} + T_{п} \cdot V_{лг} + \frac{ЗП_{зч} + ЗП_{еб}}{O_{е}} + \frac{ЗП_{чч} + ЗП_{еб}}{O_{е}};$$

де $C_{вц}$ – відпускна ціна збірних конструкцій, гривень;

$П_{зп}$ – відсоток заробітної плати у структурі відпускної ціни, прийнято $П_{зп}=15,62\%$;

$T_{п}$ – витрати праці на перевезення готової конструкції від заводу виробника до будівельного майданчика, люд.-год.;

$$T_{п}=0,25 \frac{P \cdot L}{Q \cdot V \cdot K_{в}}$$

де P – вага вантажу, конструкції, т;

L – відстань перевезення вантажу, км;

Q – вантажопідйомність транспортних засобів, т;

V – середня швидкість руху транспортних засобів згідно ДБН, $V=25$ км/год.;

$K_{в}$ – коефіцієнт використання транспортних засобів по вантажопідйомності;

$K_{п}$ - кількість чоловік зайнятих керуванням автотранспорту $K_{п}=1$.

Визначаємо витрати праці на перевезення готової конструкції по варіантах:

а) для першого варіанта – кроквяна ферма - пояси та решітка з кутиків:

$$T_{п}=0,25 \frac{2,21 \cdot 2 \cdot 48}{16 \cdot 25 \cdot 0,23} \cdot 1=0,58 \text{ люд-год.};$$

б) для другого варіанта – кроквяна ферма - пояси з прокату таврового перерізу та решітка з кутиків:

$$T_{п}=0,25 \frac{2,12 \cdot 2 \cdot 48}{16 \cdot 25 \cdot 0,23} \cdot 1=0,56 \text{ люд-год.};$$

в) для третього варіанта – кроквяна ферма - пояси та решітка із замкнутих гнutoзварних профілів прямокутного перерізу:

$$T_{п}=0,25 \frac{1,89 \cdot 2 \cdot 48}{16 \cdot 25 \cdot 0,23} \cdot 1=0,52 \text{ люд-год.};$$

$V_{л.г.}$ – усереднена вартість люд.-год. За розрядами складності робіт (графа 8). $V_{л.г.з}=4,34$ грн.

$ЗП_{с6}$ – заробітна плата робітників зайнятих на керуванні та обслуговуванні машин за збирання конструкцій по рекомендаціях [68] по шифру норм поточних розцінок;

O_v – одиниця виміру монтажних робіт по конструкціях. Так як для збірних конструкцій немає державних нормативів, то сума коштів заробітної плати визначається по нормативах монтажних робіт;

$ЗП_{чч}$ – заробітна плата робітників будівельників та монтажників на монтаж конструкцій в проектне положення по рекомендаціях [67] по цьому шифру норм поточних розцінок, грн.;

$ЗП_{с6}$ – заробітна плата робітників зайнятих на керуванні та обслуговуванні машин на монтажних роботах по рекомендаціях [67] по шифру норм поточних розцінок;

Визначаємо заробітну плату в прямих витратах для першого варіанта:

$$ЗП_{зр} = 56112 \cdot 0,1567 + \left(0,58 \cdot 5,65 + \frac{163,02 + 83,36}{1} \cdot 2,21 + \frac{163,02 + 83,36}{1} \cdot 2,21 \right) * 10 = 19716 \text{ грн.}$$

Визначаємо заробітну плату в прямих витратах для другого варіанта:

$$ЗП_{зр} = 58385 \cdot 0,1567 + \left(0,56 \cdot 5,65 + \frac{163,02 + 83,36}{1} \cdot 2,12 + \frac{163,02 + 83,36}{1} \cdot 2,12 \right) * 10 = 19627 \text{ грн.}$$

Визначаємо заробітну плату в прямих витратах для третього варіанта:

$$ЗП_{зр} = 49102 \cdot 0,1567 + \left(0,52 \cdot 5,65 + \frac{163,02 + 83,36}{1} \cdot 1,89 + \frac{163,02 + 83,36}{1} \cdot 1,89 \right) * 10 = 17037 \text{ грн.}$$

Заробітна плата в прямих витратах (10 графа) по захисту будівельних конструкцій та устаткування від корозії, грн.

$$ЗП_{зк} = \frac{ЗП_{зкн} + ЗП_{Езкб}}{O_v}$$

де $ЗП_{зк}$ – заробітна плата в прямих витратах (10 графа) по захисту будівельних конструкцій та устаткування від корозії, грн.;

$ЗП_{з.к.ч}$ – заробітна плата робітників-будівельників та монтажників за оздоблювальні роботи приймаємо 12,80 грн., по нормативу Е15-163-5;

$ЗП_{Езк.б}$ – заробітна плата робітників, зайнятих на керуванні та обслуговуванні машин при оздоблювальних роботах [67];

O_v – одиниця виміру оздоблювальних робіт, приймаємо 100.

Визначаємо заробітну плату в прямих витратах по захисту будівельних конструкцій для першого варіанту:

$$ЗП_{зк1} = \frac{12,8 + 0,25}{100} \cdot 63,36 \cdot 10 = 83 \text{ грн.}$$

Заробітна плата в прямих витратах (10 графа) по оздоблювальних роботах, визначаємо за виразом:

$$ЗП_{ор} = \frac{ЗП_{орч} + ЗП_{Еорб}}{O_v}$$

де $ЗП_{ор}$ - заробітна плата в прямих витратах оздоблювальних робіт, грн.;

$ЗП_{орч}$ - заробітна плата робітників-будівельників та монтажників за оздоблювальні роботи по рекомендаціях [81] по шифру поточних розцінок, грн.;

$ЗП_{Езк.6}$ - заробітна плата робітників, зайнятих на керуванні та обслуговуванні машин при оздоблювальних роботах [81];

O_v - одиниця виміру оздоблювальних робіт.

Визначаємо заробітну плату в прямих витратах по оздоблювальних роботах для першого варіанту:

$$ЗП_{ор} = \frac{62,58 + 1,81}{100} \cdot 63,36 \cdot 10 = 408 \text{ грн.}$$

Збір до пенсійного фонду і фондів соціального страхування, II блок загальнопромислових витрат (11 графа) визначають за таким виразом:

$$З_{пфс} = ЗП_{н.в.} \cdot H_n$$

$ЗП_{н.в.}$ - заробітна плата в прямих витратах за видами будівельних і монтажних робіт, грн.;

$H_n = 37,5\%$ - установлений чинним законодавством держави відрахування до пенсійного фонду і фондів соціального страхування у відсотках на 2005 рік.

Визначаємо збір до пенсійного фонду і фондів соціального страхування:

$$ЗП_{пфс} = 19716 \cdot 0,375 = 7394 \text{ грн.}$$

Кошти на покриття решти статей загальнопромислових витрат (3 блок) визначають за виразом (13 графа):

$$K_{р.зв} = T_{пв} \cdot П;$$

$T_{пв}$ - нормативно-розрахункова трудомісткість в прямих витратах (5 графа);

$П$ - усереднений показник для визначення коштів на покриття решти статей загальнопромислових витрат [67].

Усереднені показники для визначення коштів на покриття решти статей загальнопромислових витрат з [81, додаток 3]. Приймаємо:

- монтаж металевих конструкцій $П = 0,48$;

- оздоблювальні роботи $\Pi=0,47$.

Визначаємо кошти на покриття решти статей загальновиробничих витрат (13 графа), грн. для першого варіанту:

$$K_{p.зв.} = 103,04 \cdot 0,48 \cdot 10 = 495 \text{ грн.}$$

Всього загальновиробничих витрат (графа 14) визначається шляхом додавання значень граф відповідного рядку.

$$\text{Разом} = 784 + 7394 + 495 = 8673 \text{ грн.}$$

Розрахунки кошторисної собівартості по кожному варіанту конструкцій проводимо відповідно.

а) для першого варіанта – кроквяна ферми - пояси та решітка з кутників:

$$C_{к1} = [(56112 + 1216) \cdot 1,0075 + 3622 + 0 + 18785 + 2008 + 1637,71 \cdot 6] \cdot 1,022 = 97978 \text{ грн.}$$

б) для другого варіанта – кроквяна ферма - пояси з прокату таврового перерізу та решітка з кутників:

$$C_{к2} = [(58385 + 1713) \cdot 1,0075 + 3931 + 0 + 18020 + 2001 + 1756,78 \cdot 6] \cdot 1,022 = 101278 \text{ грн.}$$

в) для третього варіанта – кроквяна ферма - пояси та решітка із замкнутих гнутозварних профілів прямокутного перерізу:

$$C_{к3} = [(49102 + 1503) \cdot 1,0075 + 3209 + 0 + 16065 + 2005 + 2050,36 \cdot 6] \cdot 1,022 = 89917 \text{ грн.}$$

2.1.4. Капітальні вкладення

Капітальні вкладення в будівництво цеху для виконання будівельних робіт визначають за виразом:

$$K_6 = K_M + K_T + K_{\text{мех.}}, [\text{грн}].$$

K_6 – капітальні вкладення в будівництво цеху;

K_M – капітальні вкладення в виробництво збірних конструкцій для монтажних робіт;

K_T – капітальні вкладення на придбання транспортних засобів, [грн].

$K_{\text{мех.}}$ – капітальні вкладення на придбання монтажних засобів або механізмів для виконання монтажних робіт, [грн].

Капітальні вкладення у придбання транспортних засобів для перевезення конструкцій, виробів, матеріалів від постачальника до будівельного майданчика за таким:

$$K_T = \frac{Ц \cdot t_{\text{ТР}}}{t_p^H},$$

$Ц$ – балансова вартість транспортних засобів, гривень.

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

t_p^H – нормативний час роботи транспортних засобів на протязі року, маш.-зм.

Визначаємо балансову вартість транспортного засобу для перевезення збірних конструкцій (фермовоз ПФ 20-18), прийнято згідно [81]:

$$Ц=Ц_{\text{опт}} \cdot K=165000 \cdot 10 \cdot 1,07=1765500 \text{ грн.};$$

Необхідний час роботи транспортних засобів на будівельному майданчику визначаємо за виразом :

$$t_{TP} = 0,25 \cdot \frac{P \cdot L}{Q \cdot V \cdot K_a} ,$$

P – вага вантажу , що підлягає перевезенню, т;

L – відстань перевезення вантажу, км;

Q – вантажопідйомність транспортних засобів, т;

V – середня швидкість руху транспортних засобів , приймаємо 30км/год ;

K_в – коефіцієнт використання транспортних засобів.

Визначаємо необхідний час роботи транспортних засобів на будівельному майданчику по варіантах:

а) для першого варіанта - кроквяна ферма - пояси та решітка з кутників:

$$t_{mp1} = 0,25 \frac{2,21 \cdot 48}{10 \cdot 20 \cdot 0,2} = 0,66 \text{ маш / зм.};$$

б) для другого варіанта – кроквяна ферма - пояси з прокату таврового перерізу та решітка з кутників:

$$t_{mp2} = 0,25 \frac{2,65 \cdot 118}{10 \cdot 20 \cdot 0,265} = 0,48 \text{ маш / зм.};$$

в) для третього варіанта – кроквяна ферма - пояси та решітка із замкнутих гнutoзварних профілів прямокутного перерізу:

$$t_{mp3} = 0,25 \frac{1,89 \cdot 48}{10 \cdot 20 \cdot 0,23} = 0,49 \text{ маш / зм.}$$

Визначаємо капітальні вкладення в придбання транспортних засобів для перевезення матеріалів, конструкцій по варіантах:

а) для першого варіанта – кроквяна ферми - пояси та решітка з кутників:

$$K_{T1} = \frac{1765500 \cdot 0,66}{374} = 3116 \text{ грн.}$$

б) для другого варіанта – кроквяна ферма - пояси з прокату таврового перерізу та решітка з кутників:

$$K_{T2} = \frac{1765500 \cdot 0,48}{374} = 2266 \text{ грн.}$$

в) для третього варіанта – кроквяна ферма - пояси та решітка із замкнутих гнutoзварних профілів прямокутного перерізу:

$$K_{T3} = \frac{1765500 \cdot 0,49}{374} = 2313 \text{ грн.}$$

Капітальні вкладення на придбання монтажних засобів (кранів) або механізмів для виконання монтажних робіт визначають за таким виразом:

$$K_{\text{мех}} = \frac{Ц_{\text{м}} \cdot t_{\text{ТР}}^T}{t_p^H},$$

$Ц_{\text{м}}$ – балансова вартість кранів, гривень.

$t_{\text{ТР}}^T$ – необхідний час роботи монтажних засобів (кранів) по встановленні конструкцій в проектне положення, маш.-зм:

t_p^H – нормативний час роботи кранів;

Визначаємо капітальні вкладення на придбання монтажних засобів (кранів) за варіантами:

а) для першого варіанта – кроквяна ферма - пояси та решітка з кутників:

$$K_{\text{мех1}} = \frac{146930 \cdot 0,92}{374} = 1050 \text{ грн.};$$

б) для другого варіанта – кроквяна ферма - пояси з прокату таврового перерізу та решітка з кутників:

$$K_{\text{мех2}} = \frac{146930 \cdot 1,65}{374} = 1884 \text{ грн.};$$

в) для третього варіанта – кроквяна ферма – пояси та решітка із замкнутих гнutoзварних профілів прямокутного перерізу:

$$K_{\text{мех3}} = \frac{146930 \cdot 1,78}{374} = 2034 \text{ грн.};$$

Капітальні вкладення у виготовлення збірних конструкцій визначаємо за виразом:

$$K_{\text{км}} = \sum K_{\text{мп}} \cdot V_{\text{км}}$$

де $K_{\text{мп}}$ – питомі вкладення у виробництво збірних конструкцій, грн.;

$V_{\text{км}}$ – об'єм конструкцій, матеріалів в натуральних одиницях.

Визначаємо капітальні вкладення у виготовлення збірних конструкцій по варіантах:

а) для першого варіанта – кроквяна ферми - пояси та решітка з кутників:

$$K_{\text{км1}} = 243 \cdot 10 \cdot 2,21 = 5370 \text{ грн.}$$

б) для другого варіанта – кроквяна ферма - пояси з прокату таврового перерізу та решітка з кутників:

$$K_{\text{км2}} = 243 \cdot 10 \cdot 2,12 = 5152 \text{ грн.}$$

в) для третього варіанта – кроквяна пояси та решітка із замкнутих гнutoзварних профілів прямокутного перерізу:

$$K_{\text{км3}} = 243 \cdot 10 \cdot 1,89 = 4593 \text{ грн.}$$

Визначаємо капітальні вкладення в будівництво цеху по варіантах:

а) для першого варіанта – кроквяна ферма - пояси та решітка з кутників:

$$K_{61}=3116+1050+5370=9536 \text{ грн.}$$

б) для другого варіанта – кроквяна ферма - пояси з прокату таврового перерізу та решітка з кутиків:

$$K_{62}=2266+1884+5152=9302 \text{ грн.}$$

в) для третього варіанта – кроквяна ферма - пояси та решітка із замкнутих гнутозварних профілів прямокутного перерізу:

$$K_{63}=2313+2034+4593=8940 \text{ грн.}$$

2.1.5. Річні експлуатаційні витрати

Визначаємо річні експлуатаційні витрати на ремонт і відновлення конструкцій визначають за виразом :

$$E_p = \frac{C_k}{T_c} + \frac{C_k \cdot P}{100},$$

де E_p – річні експлуатаційні витрати на ремонт і відновлення конструкцій, гривень;

C_k – кошторисна собівартість збірних конструкцій у споруді гривень;

T_c – термін служби конструкцій, років; $T_c = 50$ років.

P – процент відрахувань на ремонт і відновлення конструкцій від собівартості конструкцій у споруді;

а) для першого варіанта – кроквяна ферма - пояси та решітка з кутиків:

$$E_{p1} = \frac{C_k}{T_c} + \frac{C_k \cdot P}{100} = \frac{97978}{50} + \frac{97978 \cdot 2,1}{100} = 4017 \text{ грн.}$$

б) для другого варіанта – кроквяна ферма - пояси з прокату таврового перерізу та решітка з кутиків:

$$E_{p2} = \frac{C_k}{T_c} + \frac{C_k \cdot P}{100} = \frac{101278}{50} + \frac{101278 \cdot 2,1}{100} = 4152 \text{ грн.}$$

в) для третього варіанта – кроквяна ферма пояси та решітка із замкнутих гнутозварних профілів прямокутного перерізу:

$$E_{p3} = \frac{C_k}{T_c} + \frac{C_k \cdot P}{100} = \frac{106278}{50} + \frac{106278 \cdot 2,1}{100} = 3687 \text{ грн.}$$

2.1.6. Приведені витрати

Техніко-економічна оцінка конструктивних рішень промислових будівель із збірних конструкцій проводиться за приведеними витратами:

$$Z_{np} = [(C_k - \Delta H) + E_n \cdot K_{\sigma}] \cdot \beta + \frac{E_p}{\xi_{np}},$$

де Z_{np} – приведені витрати по будівлі, споруді, гривень;

C_k – собівартість конструкції у споруді, гривень;

ΔH – економія загальновиробничих витрат (гривень) внаслідок зменшення тривалості та трудомісткості будівництва конструкцій будівель і споруд. За еталон приймається варіант з максимальною трудомісткістю і тривалістю будівництва, для якого величина $\Delta H=0$;

E_n – нормативний коефіцієнт економічної ефективності капітальних вкладень, рівний 0,15;

K_σ – капітальне вкладення, гривень;

E_p – річні експлуатаційні витрати, гривень; грн .

ξ – коефіцієнт приведення, рівний 0,08.

Визначаємо приведені витрати по варіантах:

а) для першого варіанта – кроквяна ферма - пояси та решітка з кутників:

$$Z_{np1} = [(C_k - \Delta H) + E_n \cdot K_\sigma] \cdot \beta + \frac{E_p}{\xi_{np}} = [(97978 - 0) + 0,15 \cdot 9536] \cdot 1 + \frac{4017}{0,08} = 149621 \text{ грн.}$$

на будівлю $Z_{np1} = 149621 \cdot 66 = 9874986$ грн.

б) для другого варіанта – кроквяна ферма - пояси з прокату таврового перерізу та решітка з кутників:

$$Z_{np2} = [(C_k - \Delta H) + E_n \cdot K_\sigma] \cdot \beta + \frac{E_p}{\xi_{np}} = [(101278 - 0) + 0,15 \cdot 9302] \cdot 1 + \frac{4152}{0,08} = 154573 \text{ грн.}$$

на будівлю $Z_{np2} = 154573 \cdot 66 = 10201818$ грн.

в) для третього варіанта – кроквяна ферма пояси та решітка із замкнутих гнутозварних профілів прямокутного перерізу:

$$Z_{np3} = [(C_k - \Delta H) + E_n \cdot K_\sigma] \cdot \beta + \frac{E_p}{\xi_{np}} = [(89917 - 0) + 0,15 \cdot 8940] \cdot 1 + \frac{3687}{0,08} = 137346 \text{ грн.}$$

на будівлю $Z_{np3} = 137346 \cdot 66 = 9064836$ грн.

Всі вище наведені розрахунки зведені в табличну форму і приведені на аркуші №4 графічної частини дипломного проекту.

2.1.7. Аналіз і обґрунтування вибору варіантів конструкцій для подальшого розроблення

Для подальших розрахунків проводимо вибір оптимального варіанту конструкцій за найменшими приведеними витратами.

$$Z_{np2} = 10201818 \text{ грн.} \geq Z_{np1} = 9874986 \text{ грн.} \geq Z_{np3} = 9064836 \text{ грн.}$$

Так як приведені витрати на монтаж покриття з ферм із замкнутих гнutoзварних профілів прямокутного перерізу масою 1,89т, варіант 3, будуть найменші, то до подальшого розроблення приймаємо цей варіант.

Розмір економічного ефекту, що отриманий в результаті застосування в проекті конструктивних рішень:

$$E_{\phi 2-3} = Z_{np2} - Z_{np3} = 10201818 - 9064836 = 1136982 \text{ грн.}$$

$$E_{\phi 1-3} = Z_{np1} - Z_{np3} = 9874986 - 9064836 = 810150 \text{ грн.}$$

Отже для подальших розрахунків в дипломному проекті приймаємо ферму із замкнутих гнutoзварних профілів прямокутного перерізу прольотом 24м.

Таблиця 2.2.

Техніко-економічне порівняння варіантів покриття

№ варіанта	Ескіз	Найменування конструкцій	Найменування ел-ів	К-сть елементів	Витрати сталі, т		Працесемність, люд-год.	Кошторисна собівартість, грн		Капітальні вкладення, грн		Річні експлуатаційні витрати, грн		Приведені витрати, грн	
					На одиницю	Всього		На одиницю	Всього	На одиницю	Всього	На одиницю	Всього		
1		Ферма - пояси та решітка з кутників	ФК-24	66	2,21	145,86	7,10	468,6	97987	6467142	9536	629376	4017	265122	9874986
2		Ферма - пояси з прокату таврового перерізу та решітка з кутників	ФК-24	66	2,12	139,92	12,10	798,6	101278	6684348	9302	613932	4152	274032	10201818
3		Ферма - пояси та решітка із зварних профілів прямокутного перерізу	ФК-24	66	1,89	124,74	14,39	979,4	89917	5934522	8940	590040	3687	243342	9064836

Ім.

Лист

№ док-м

Підпись

Дата

ІМБ

20237

ПЗ

41

Лист

2.2. Розбивка сітки колон будівлі

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 і потребує влаштування протипожежних перегородок вздовж кожного ряду колон, то приймаємо крок середнього ряду 6 м.

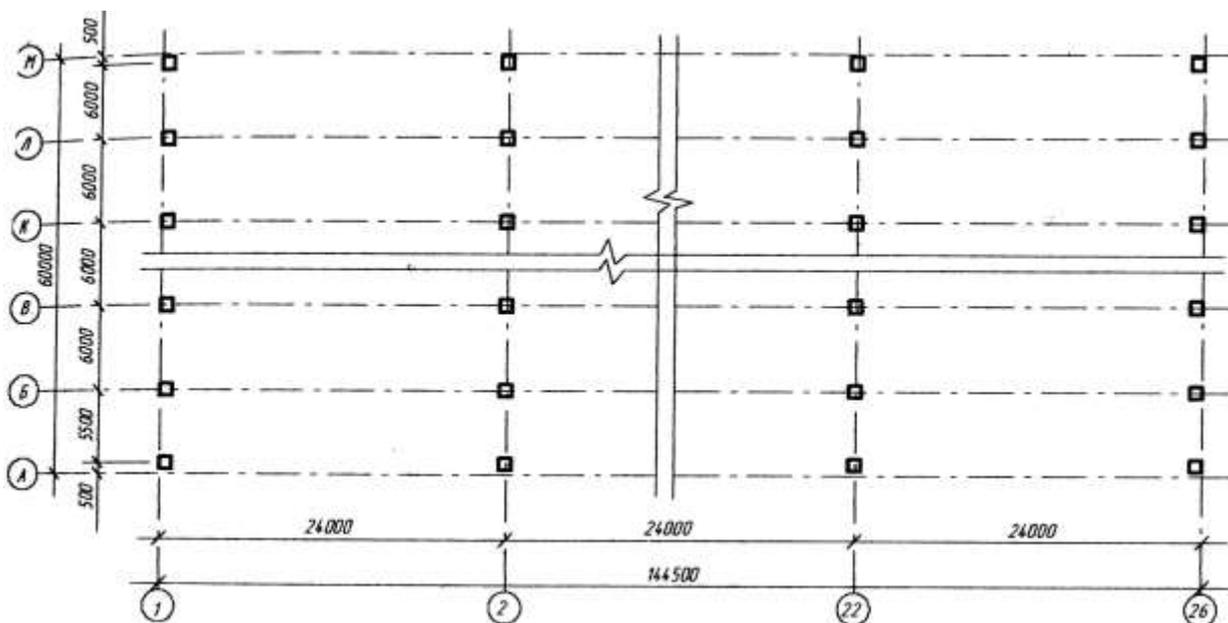


Рис. 2.1. Розбивка сітки колон будівлі

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

2.3. 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.

Вертикальні в'язі між фермами ВВ1 розміщуємо в місцях, де встановлені поперечні горизонтальні в'язі, тобто в торцях, на рівні поясів кроквяних ферм.

В кроквяних фермах зі стійками на колонах, при відсутності підкроквяних ферм встановлюємо розпірки по верхньому і нижньому поясу ферм. Також, для сприйняття гальмівних горизонтальних зусиль в торцях відсіку встановлюємо похилі вертикальні в'язі ВП2, вони забезпечують незмінність системи шляхів підвісного крану.

б). В'язі по колонах.

Вертикальні в'язі між колонами встановлюємо по середині температурного відсіку. В'язі по верху колон розміщуємо по осі колони.

Всі в'язі представлені і замарковані на аркуші №5 графічної частини.

2.4. Компоновка поперечної рами

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

Відстань між осями поясів ферми прийнята $h_0 = 2900$ мм.

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

Розміри колони визначаються за розрахунком.

Поперечний розріз будівлі представлений на рис. 2.2.

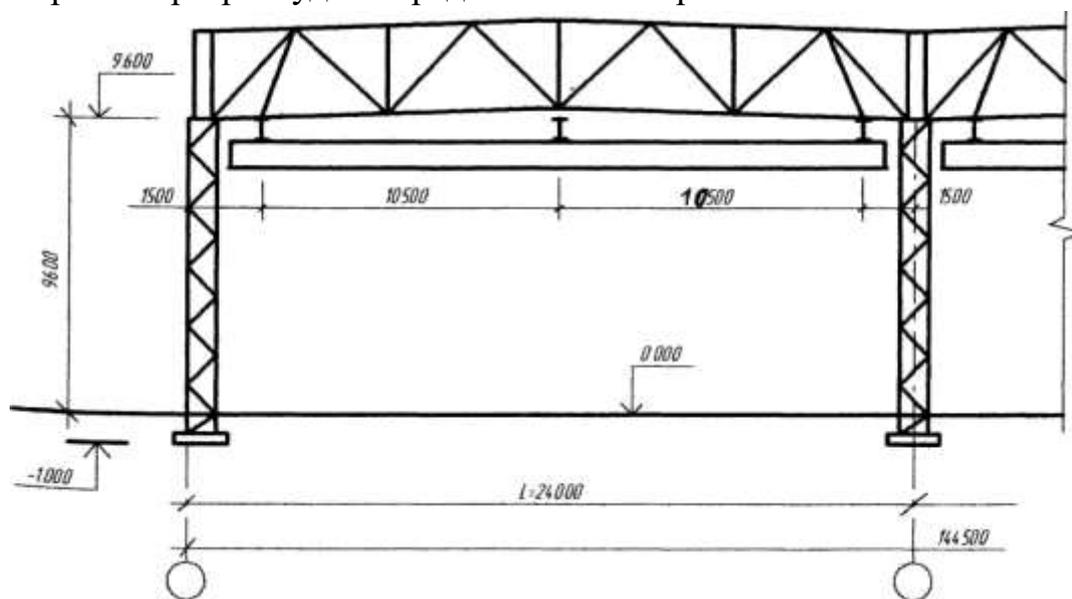


Рис. 2.2. Конструктивна схема каркасу

2.5. Розрахунок та конструювання підвісної балки кранового шляху

2.5.1. Визначення навантажень від кранів

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

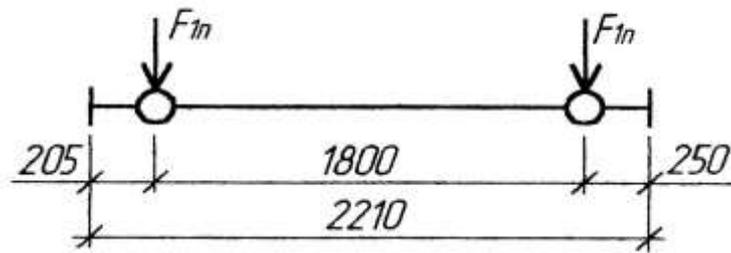


Рис. 2.3. Габарити підвісного крану

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

Вертикальна гранична розрахункова зосереджена сила F від крану з вантажем:

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

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

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

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

Розрахункове вертикальне навантаження на одне колесо:

$$F = 0.5 \cdot F = 0.5 \cdot 19 = 9.5 \text{ кН.}$$

Розрахункове погонне навантаження g , викликане власною вагою балки, в першому наближенні згідно [14]: $g = 0.4$ кН/м.

2.5.2. Статичний розрахунок балки

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

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

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

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

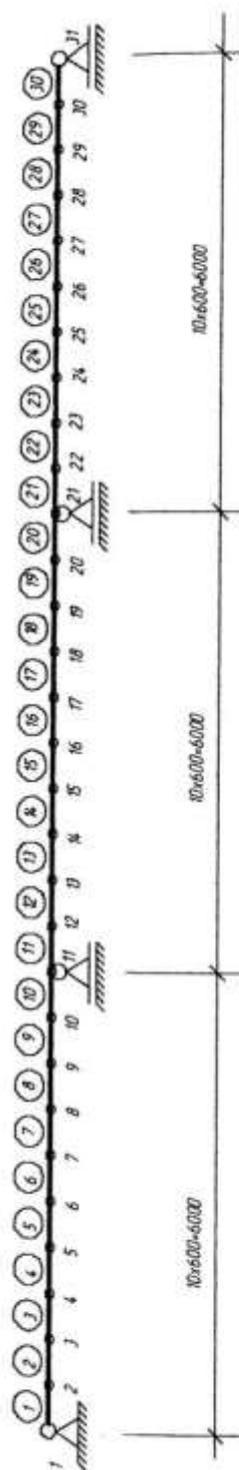


Рис. 2.4. Розрахункова схема балки для розрахунку на ЕОМ:

1 — № вузла;

① — № елемента.

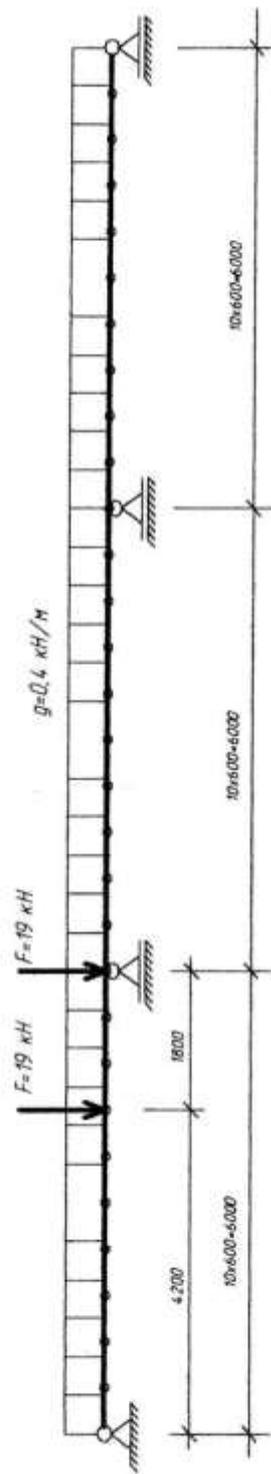
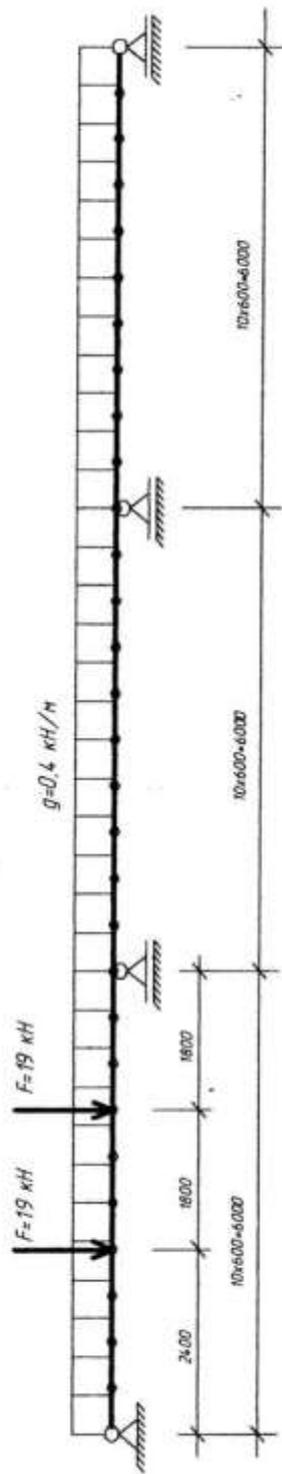


Рис. 2.5. Схеми навантажень балки:

а). для визначення M_{\max} ;

б). для визначення Q_{\max} .

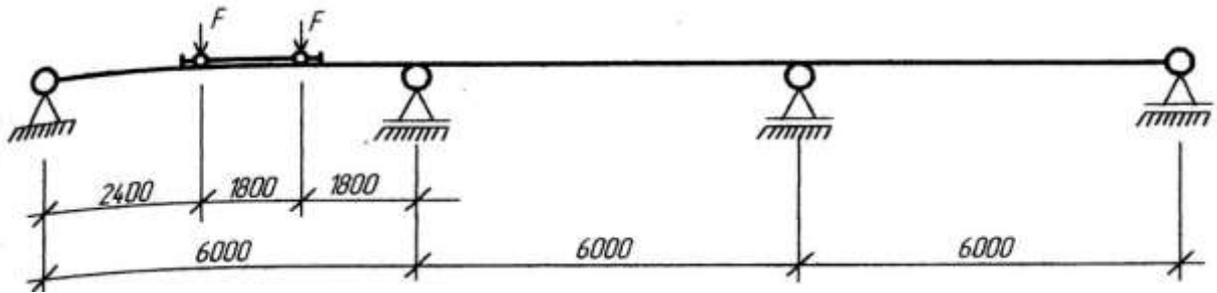


Рис. 2.6. Розміщення крану на балці для визначення M_{\max}

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

2.6. Підбір перерізу балки

2.6.1. Перевірка міцності

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

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

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

$$Q_4 = 13.6 \text{ кН};$$

$$Q_{\max} = 25.9 \text{ кН}.$$

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

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

Опорні ділянки задаємо довжиною 336 мм, крок зигзаг у 282 мм (рис. 2.7)

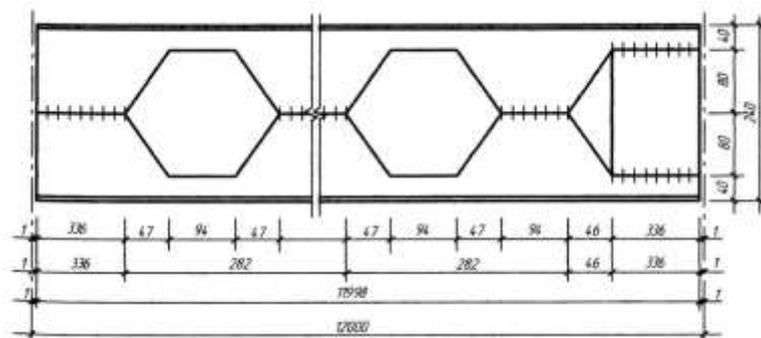


Рис. 2.7. Схема опорних ділянок балок з перфорованою стінкою

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

Перевіряємо напруження в точках 1, 2, 3, 4 (рис. 2.8), сумуючи нормальні напруження від згинаючих моментів балки з напруженнями від місцевих моментів, які виникають від поперечних сил в поясах балки з врахуванням розвитку недружніх деформацій.

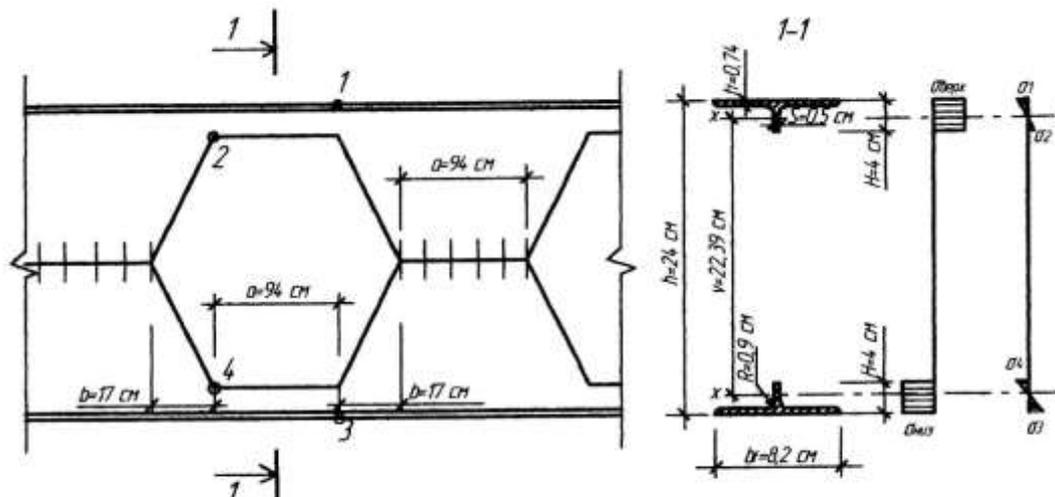


Рис. 2.8. До розрахунку балки з перфорованою стінкою

Балка виготовляється із сталі С275, для якої згідно табл. Г2 [14]:

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

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

Напруження в точках:

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

де: A_m - площа тавра см^2 ;

v - відстань між центрами ваги таврів, см ;

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

$\gamma_c = 1$ - коефіцієнт умов роботи.

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

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

Геометричні характеристики балки наведені в таблиці.

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

виконується.

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

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

$\gamma_u = 1.3$ - коефіцієнт надійності для елементів конструкцій, що розраховуються на міцність з використанням розрахункових опорів R_u , п.4*[14].

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

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

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

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

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

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

Всі умови виконуються.

2.6.2. Перевірка місцевої стійкості стінки

Розрахункова висота стінки між отворами:

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

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

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

де: $t = S = 0,5 \text{ см}$ - товщина стінки балки;

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

$$\frac{20,72}{0,5} = 41,44 < 2,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 2,5 \sqrt{\frac{2,1 \cdot 10^5}{270}} = 69,72.$$

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

2.6.3. Перевірка напружень зсуву у шві

Дотичні напруження на рівні горизонтального зварного шва перевіряємо за виразом:

$$\tau = \frac{Q_{\max} \cdot 3a \cdot 10}{S \cdot a \cdot v} \leq R_s \cdot \gamma_c,$$

де: R_s - розрахунковий опір зсуву, що згідно табл. 7.1* [14] приймається:
 $R_s = 0.58 \cdot R_{ym} / \gamma_m$;

де: $R_s = 275$ МПа – нормативний опір розтягу, стиску, згину для сталі марки С275 при товщині прокату від 2 до 10 мм, згідно табл. Г2 [14];

γ_m - коефіцієнт надійності по матеріалу, $\gamma_m = 1.025$ (табл. 2* [14]).

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

2.6.4. Перевірка місцевої стійкості стінки

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 (рис. 2.8):

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

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

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

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

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

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.

2.6.5. Розрахунок болтів прикріплення балки

Кріплення балок підвісних кранів до ферми виконуємо болтовим на столиках.

Приймаємо болти М20 (4 шт.) класу міцності 4.8. З табл. 58* [14] 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.

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

2.7. Розрахунок профнастилу

Нормативне снігове навантаження на 1 м^2 поверхні землі $S_0 = 1.67$ КПа;
нормативне снігове навантаження на 1 м^2 покрівлі: $S = S_0 \cdot \mu = 1.67 \cdot 1 = 1.67$ КПа.

Нормативні 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 навантаження, кПа	Коеф. γ_f	Граничне розрахункове значення навантаження
1	Захисний шар гравію, товщиною 20 мм, $\gamma = 20 \text{ кН} / \text{м}^3$	0,4	1,3	0,52
2	Гідроізоляційний шар 2-шари євроруберойду	0,16	1,2	0,192
3	Утеплювач – жорсткі мінераловатні плити $t=150 \text{ мм}$, $\rho = 500 \text{ кг/м}^3$	0,225	1,2	0,27
4	Пароізоляція – 1 шар руберойду	0,04	1,2	0,018
5	Власна вага настилу Н40-711-0,8	0,096	1,05	0,101
	Всього на прогон	0,921		1,131
7	Тимчасове (снігове) навантаження	1,67	1,04	1,76

8	Повне навантаження	2,321		2,787
---	--------------------	-------	--	-------

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

Розрахунковою схемою настилу є багато пролітна нерозрізна балка (рис. 2.9), в якій розрахункові згинаючі моменти і поперечні сили визначаються (для смуги шириною 1 м) за наступними формулами:

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

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

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

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[14]) для 4-х прольотів.

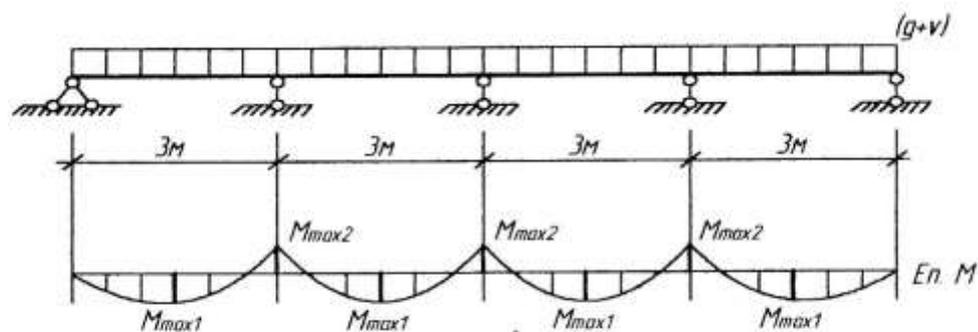


Рис. 2.9. Розрахункова схема сталюого настилу та епюра згинаючих моментів

Обраховуємо внутрішні зусилля:

$$M_{\max 1} = (0.071 \cdot 1.131 + 0.099 \cdot 1.76) \cdot 3^2 = 1.573 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{\max 2} = ((-0.071) \cdot 1.131 + (-0.121 \cdot 1.76) \cdot 3^2 = -2.048 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_{\max 3} = (0.601 \cdot 1.131 + 0.62 \cdot 1.76) \cdot 3 = 3.668 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

Перевіряємо міцність смуги настилу шириною 1 м за формулами:

а) в прольоті – стиснута широка полочка:

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

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

R_y - розрахунковий опір згину, МПа, згідно табл.51а [25] для сталі марки ВСтЗкп $R_y = 215$ МПа;

γ_c - коефіцієнт умов роботи, згідно табл.6* [14], $\gamma_c = 1.0$.

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

б) на опорі: - стиснута вузька поличка:

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

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

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

h, t - висота і товщина настилу, см;

R_s - розрахунковий опір зсуву, МПа, згідно табл. 7.1* [14]: $R_s = 0.58R_{ym} / \gamma_m$,

де: $R_{ym} = 225$ МПа – нормативний опір згину для марки ВСтЗкп (табл. Г2 [14]);

$\gamma_m = 1.05$ - коефіцієнт надійності за матеріалом, табл. 7.2 [14];

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

$h=4$ см; $t=0,08$ см – для настилу марки Н40-711-08 (рис. 2. 9).

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

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

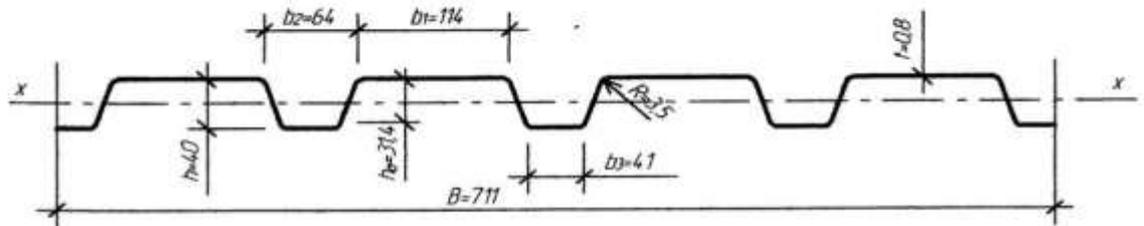


Рис. 2.10. Профільований настил Н40-711-0,8

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 [14]);

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

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 [14]);

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

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

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

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

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

$\sigma_{lok,cr}$ - 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 [14];

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 [14]), для Н40-711-0,8: $I_x = 21.1 \text{ см}^4$.

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

2.8. Розрахунок та конструювання прогонів

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

Оскільки ферми покрівлі з паралельними поясами, то прогони працюють на згин в площині своєї найбільшої жорсткості.

Підрахунок навантажень на прогон зведений в таблиці 2.2.

Таблиця 2.2.

Підрахунок навантажень на прогон

№ № з/п	Вид навантаження	Характеристичне значення навантаження, кПа	Коеф. γ_f	Граничне розрахункове значення навантаження
1	Захисний шар гравію, товщиною 20 мм, $\gamma = 20 \text{ кН} / \text{м}^3$	0,4	1,3	0,52
2	Гідроізоляційний шар 2- шари руберойду	0,16	1,2	0,192
3	Утеплювач – жорсткі мінераловатні плити $t=150 \text{ мм}$, $\rho = 500 \text{ кг/м}^3$	0,225	1,2	0,27

4	Пароізоляція 1 – шар рубероїду	0,04	1,2	0,018
5	Власна вага настилу Н40-711-0,8	0,096	1,05	0,101
6	Власна вага прогону із прокатного швелера (попередньо)	0,06	1,05	0,063
	Всього на прогон	0,981		1,194
7	Тимчасове (снігове) навантаження	1,67	1,04	1,76
	Повне навантаження	2,381		2,65

Рівномірно – розподілене навантаження на прогони:

- розрахункове:

$$- q = (g + p) \cdot b_m = (1.194 + 1.76) \cdot 3 = 7.726 \text{ кН/м,}$$

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

- нормативне:

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

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

- в прольоті:

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

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

- на опорі:

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

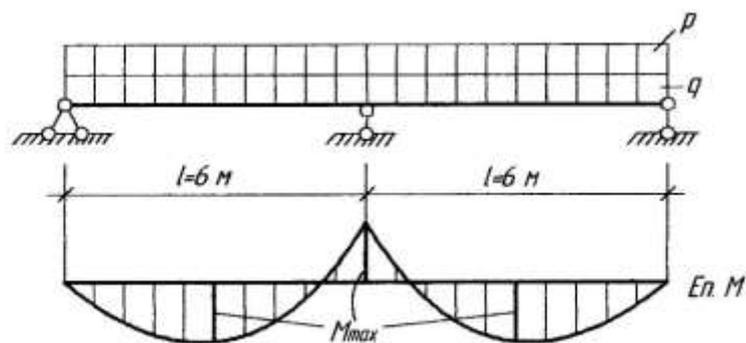


Рис. 2.11. Розрахункова схема прогону

Згинаючий момент від розрахункового навантаження:

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

Те ж від нормативного навантаження:

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

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

Прогон працює в умовах простого згину.

Необхідний момент опору:

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

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

$\gamma_c = 1$;

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

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

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

Перевіряємо прогон на прогин:

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

$l = 600 \text{см}; q^n = 7.143 \text{кН} / \text{м} = 0,07143 \text{кН} / \text{см}; E = 2,1 \cdot 10^5 \text{МПа};$

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,04791 \cdot 10 \cdot 600^3}{2,1 \cdot 10^5 \cdot 1520} = \frac{1}{237} < \frac{1}{200} \text{ - умова виконується, отже даний номер}$$

швелера забезпечить роботу прогону.

2.9. Розрахунок кроквяної ферми

2.9.1. Збір навантажень на ферму

Збір навантажень на ферму виконуємо в табличній формі (табл.2.3)

Таблиця 2.3.

Збір навантажень на кроквяну ферму

№№ з/п	Вид навантаження	Характеристичне значення навантаження, кПа	Коеф. γ_f	Граничне розрахункове значення навантаження
1	Захисний шар ґравію, товщиною	0,4	1,3	0,52

	20 мм, $\gamma = 20 \text{кН} / \text{м}^3$			
2	Гідроізоляційний шар 2- шари євроруберойду	0,16	1,2	0,192
3	Утеплювач – жорсткі мінераловатні плити $t=150\text{мм}$, $\rho = 500 \text{кг/м}^3$	0,225	1,2	0,27
4	Пароізоляція 1 – шар руберойду	0,04	1,2	0,018
5	Власна вага настилу Н40-711-0,8	0,096	1,05	0,101
6	Власна вага прогонів	0,08	1,05	0,084
7	Власна вага ферм	0,16	1,05	0,163
8	Власна вага в'язів і ліхтарів	0,12	1,05	0,126
9	Власна вага балки кранового шляху	0,02	1,05	0,021
10	Всього постійних навантажень	1,301		1,495
11	Тимчасове (снігове) навантаження	1,67	1,04	1,76
12	Повне навантаження	2,701		2,951

2.9.2. Статичний розрахунок ферми

Зосереджене постійне навантаження:

$$F_p = 1.495 \cdot 3 \cdot 6 = 26.28 \text{кН}.$$

Зосереджене снігове навантаження:

$$F_s = 1.76 \cdot 3 \cdot 6 = 16.76 \text{кН}.$$

При положенні каретки крана:

- біля першої підвіски $F_{k1}^B = 56 \text{кН}$;
- біля другої підвіски $F_{k2}^B = 16 \text{кН}$;
- біля третьої підвіски $F_{k3}^B = 11 \text{кН}$;

При положенні каретки крану біля другої підвіски вертикальні сили рівні:

- біля першої підвіски $F_{k1}^B = 13 \text{кН}$;
- біля другої підвіски $F_{k2}^B = 56 \text{кН}$;
- біля третьої підвіски $F_{k3}^B = 13 \text{кН}$;

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

Статичний розрахунок виконуємо за допомогою програми “SCAD”.
Розрахункова схема ферми з нумерацією вузлів і стержнів наведена на рис. 2.12.

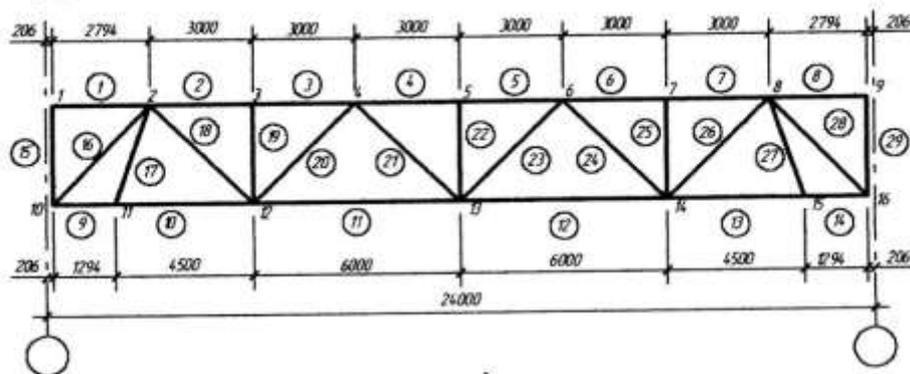


Рис. 2.12. Розрахункова схема ферми для розрахунку на ПЕОМ:

- 1—номери вузлів;
- ① —номери стержнів.

Схеми навантажень на ферму наведені на рис. 2.13

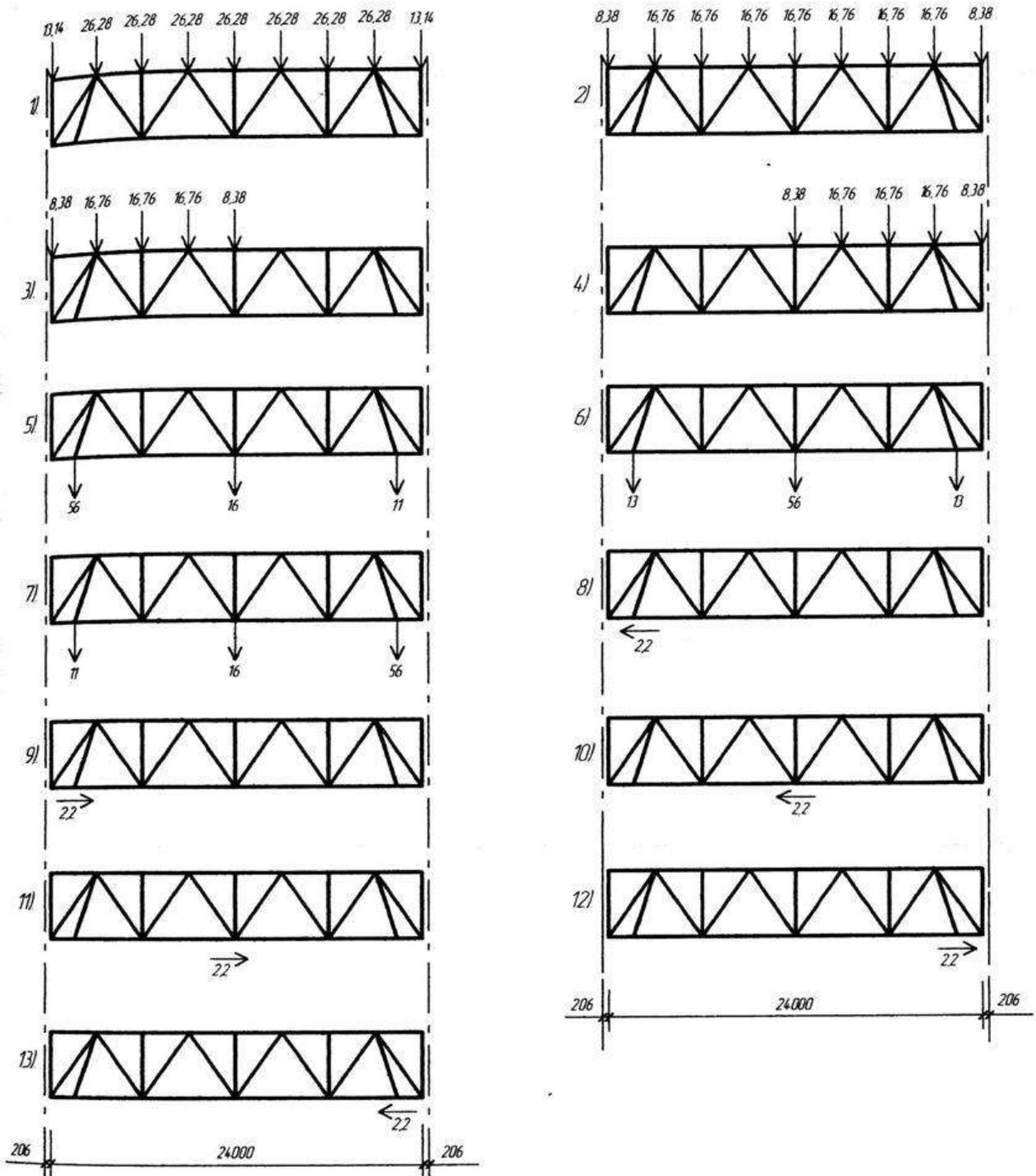


Рис. 2.13. Схеми навантажень на ферму:
 1—постійне; 2...4—снігове; 5...7—кранове вертикальне;
 8...13—кранове горизонтальне.

Вихідні дані та результати статичного розрахунку на ПЕОМ наведені нижче

2.9.3. Підбір перерізів стержнів ферми

Розрахункові зусилля в стержнях ферми, за результатами розрахунку на ПЕОМ, наведені в табл. 2.4.

Таблиця 2.4.

Розрахункові зусилля в стержнях ферми

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

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

а) Підбір перерізу розтягнутого стержня

Стержень 11 належить до нижнього поясу. Максимальне зусилля $N_{11} = 395 \text{ кН}$. Необхідна площа перерізу:

$$A = \frac{N}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{395 \cdot 10}{240 \cdot 0.95} = 17.32 \text{ см}^2,$$

де: $R_y = 240 \text{ МПа}$ (табл. Г2 [14]) для фасонного прокату з сталі С245 при товщині $t = 2 \dots 20 \text{ мм}$;

$\gamma_c = 0.95$ - коефіцієнт умов роботи (табл. 5.1 [14]).

Приймаємо попередньо ГЗП 140x100x4 за ТУ36-2287-80, де $A = 18.2 \text{ см}^2$, $i_x = 5.27 \text{ см}$. Напруження в елементі від дії розрахункового навантаження:

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

Гнучкість: $i_y = 4.06 \text{ см}$:

$$\beta_y = \frac{l_y}{i_x} = \frac{600}{4.06} = 148 < \beta_u = 400 \text{ (п.1 табл. 20* [14])},$$

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

де: $l = 6 \text{ м}$ – відстань між закріпленням нижнього поясу в'язями;

$i_x = 5.27 \text{ см}$ - радіус інерції стержня 140x100x4 з площини ферми.

Останні розтягнуті стержні розраховуємо в табличній формі (табл. 2.5).

б) Підбір перерізу стиснутого стержня

Стержень 4 належить до верхнього поясу, максимальне зусилля $N_4 = 440 \text{ кН}$.

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

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

Приймаємо ГЗП 140x5, для якого $A = 26.4 \text{ см}^2$, $i_x = i_y = 5.48 \text{ см}$.

Гнучкість стержня:

$$\beta = \frac{l_0}{i_x} = \frac{300}{5.48} = 54.74, \text{ за табл. 72 [14] при } \beta = 54.74 \text{ і } R_y = 240 \text{ МПа} \text{ коефіцієнт}$$

поздовжнього згину $\varphi = 0.830$, тоді напруження в елементі від дії розрахункового навантаження:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot A} = \frac{440 \cdot 10}{0.830 \cdot 26.4} = 200.8 \text{ МПа} < R_y \cdot \gamma_c = 240 \cdot 0.95 = 228 \text{ МПа}$$

$\gamma_c = 0.95$ - коефіцієнт умов роботи (табл. 5.1 [14]).

Останні стиснуті стержні ферми розраховуємо в табличній формі (табл. 2.8).

Примітка: розрахункові довжини визначені згідно табл. 11 [14], п.1 “б”, 2 “б”, розрахункові довжини розкосів – згідно рис. 2.17.

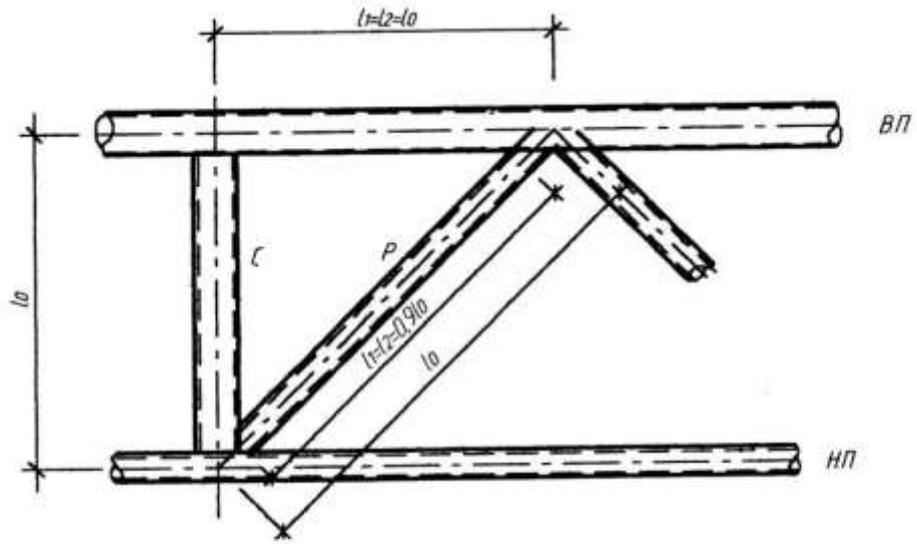


Рис. 2.14. До визначення розрахункових довжин елементів решітки ферми

Таблиця 2.5.

Підбір перерізів стержнів крокв'яної ферми

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

2.9.4. Розрахунок і конструювання проміжних вузлів ферми

2.9.4.1. Розрахунок вузла №2

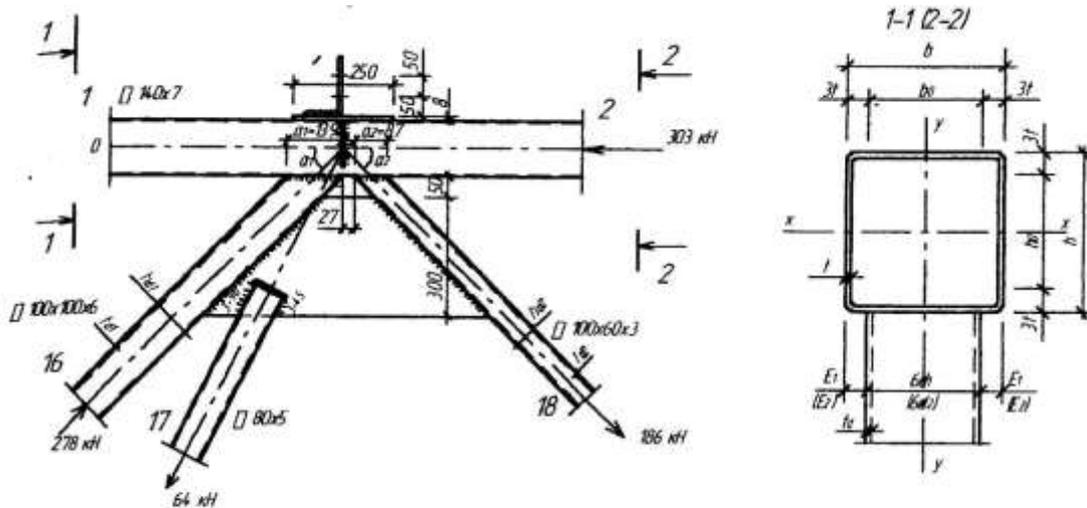


Рис. 2.15. До розрахунку вузла №2

Розраховуємо шви які прикріплюють розкоси до поясу:

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

- розрахункова довжина шва за формулою 45 [14]:

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

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

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

$$k_{f,nec} = \frac{N_i}{\beta_f \cdot l_w \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} = \frac{278 \cdot 10}{0.7 \cdot 43.11 \cdot 180 \cdot 1} = 0.49,$$

де: $l_d = h_d = 10$ см – ширина і висота профілю 100x100x6 мм;

$t_{di} = 0.6$ см – товщина профілю 100x100x6 мм;

$\beta_f = 0.7$ - поправочний коефіцієнт при ручному зварюванні (табл. 34*[14]);

$R_{wf} = 180$ МПа – розрахунковий опір зрізу по металу шва для електродів Е42 (табл. 55*,56 [14]).

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

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

- розрахункова довжина шва за формулою 45 [14]:

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

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

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

- де: $h_{d2} = 6$ см ширина ГЗП 100х60х3 мм;

- $l_{d2} = 10$ см висота ГЗП 100х60х3 мм.

Конструктивна висота катета шва $k_f = 0,43 \text{ см} > 1.2 \cdot t_{\min} = 1.2 \cdot 0.3 = 0.36$, тому виконуємо зміну елемента 18. Приймаємо 100х60х5 мм. При цьому: $k_f = 0,5 \text{ см} < 1.2 \cdot t_{\min} = 1.2 \cdot 0.6 = 0.6$

Перевіряємо пояс на продавлювання в місці прикріплення стиснутого елемента 16 перерізом 100х100х6 мм. ($N_{16} = -278$ кН; $b_{d1}/b = 100/140 = 0.714 < 0.9$; $c/b_1 = 1.35/13.9 = 0.097 < 0.25$).

При $\frac{N}{A \cdot R_y} = 0 < 0.25$, $\gamma_c = 1$, при розрахунку на продавлювання $\gamma_1 = 1$. За формулою 47 [14] Граничне зусилля в розкосі:

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

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

Отже виконуємо зміну перерізу верхнього поясу, призначаючи для нього ГЗП 140х140х7 мм, при цьому:

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

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

забезпечена.

Перевіряємо пояс на виривання в в місці прикріплення розтягнутого елемента 18 перерізом 100х60х5 мм ($N_{18} = 186$ кН; $b_{d1}/b = 100/140 = 0.714 < 0.9$; $c/b_1 = 1.35/8.7 = 0.15 < 0.25$).

$$\text{При } \frac{N}{A \cdot R_y} = \frac{330 \cdot 10}{36 \cdot 240} = 0.38 < 0.5 - \gamma_c = 1,$$

де $A = 36 \text{ см}^2$ - площа перерізу ГЗП 140х140х7 мм; $\gamma_c = 1.5$ - при розрахунку на виривання. За формулою 47 [14] граничне зусилля в розкосі:

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

забезпечена.

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

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

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

Розрахункова довжина зварного шва визначається за формулою 120 [14]:

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

де: 4 – кількість швів;

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

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

Мінімальна відстань між краями елементів решітки у вузлах приймається:
 $a_{\min} = 6t - 20 = 6 \cdot 10 - 20 = 40 \text{ мм}$, $t = 10 \text{ мм}$ – товщина фасонки.

2.9.4.2. Розрахунок вузла №3

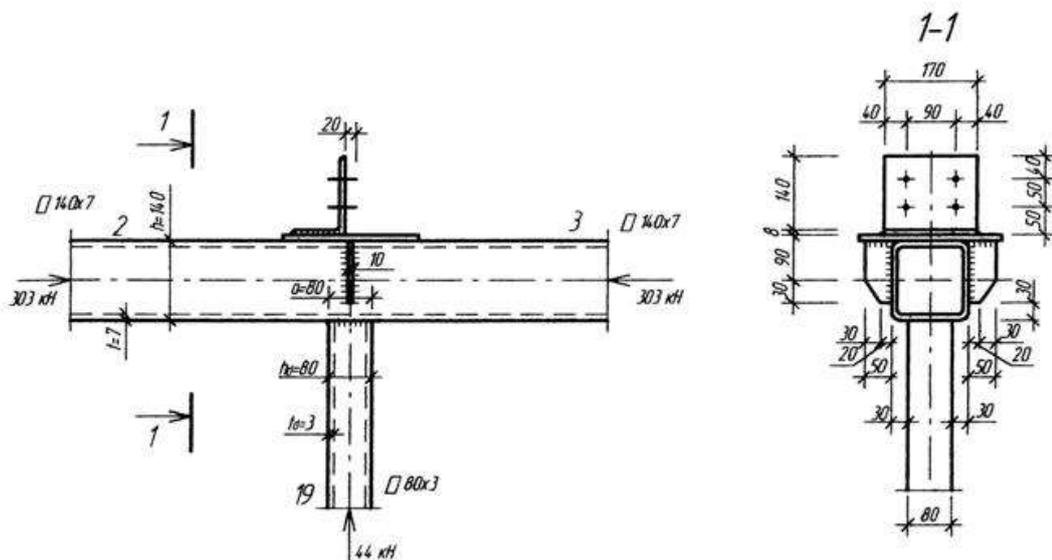


Рис. 2.16. До розрахунку вузла №3

Довжина зварного шва, який прикріплює елемент 19 до верхнього поясу за формулою 45 [14]:

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

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

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

де: $R_{wf} = 200 \text{ МПа}$ – розрахунковий опір по металу шва при використанні електродів Е46 (табл. 55*, 56 [14]).

Приймаємо $k_f = 0,3 \text{ см}$ (по товщині стінки ГЗП 80x3).

Перевіряємо пояс на продавлювання в місці прикріплення стиснутого елемента 19 перерізом 80x80x3 мм ($N_{19} = -44$ кН; $b_{d1}/b = 80/140 = 0.57 < 0.9$):

- гранична несуча здатність елемента:

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

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

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

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

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

Оскільки при розрахунку вузла №2 була збільшена товщина стінки елемента 1 і 2 (з 140x140x5 до 140x140x7 мм), то за конструктивними вимогами приймаємо для всіх елементів верхнього поясу ГЗП 140x140x7 мм.

2.9.4.3. Розрахунок вузла №4

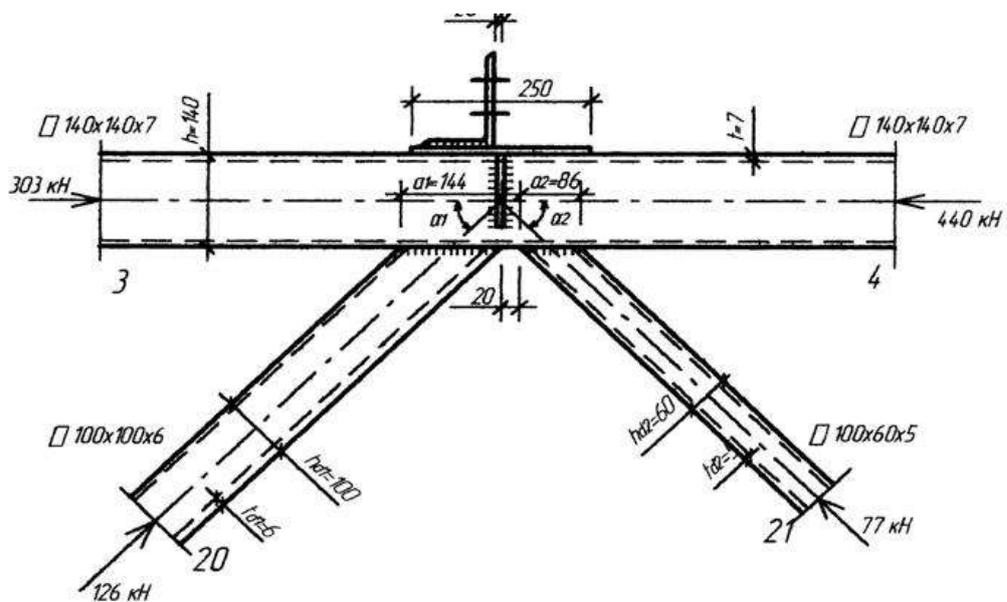


Рис. 2.17. До розрахунку вузла №4

Розраховуємо шви які прикріплюють розкоси до поясу:

а) стиснутий розкіс 20 квадратного перерізу 100x100x6 мм, $N_{20} = -126$ кН:

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

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

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

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

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

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

- розрахункова довжина шва:

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

- розрахункова висота катету шва по металу шва:

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

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

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

При $\frac{N}{A \cdot R_y} = \frac{303 \cdot 10}{36 \cdot 240} = 0.35 < 0.5 - \gamma_c = 1$, $\gamma_1 = 1$ - при розрахунку на продавлювання. За формулою 47 [14] при $b_{d1}/b = 100/140 = 0.714 < 0.9$ і $c/d_1 = 13.5/144 = 0.093 < 0.25$ граничне зусилля в розкосі:

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

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

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

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

Граничне зусилля в розкосі:

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

міцність забезпечена.

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

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

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

2.9.4.4. Розрахунок вузла №11

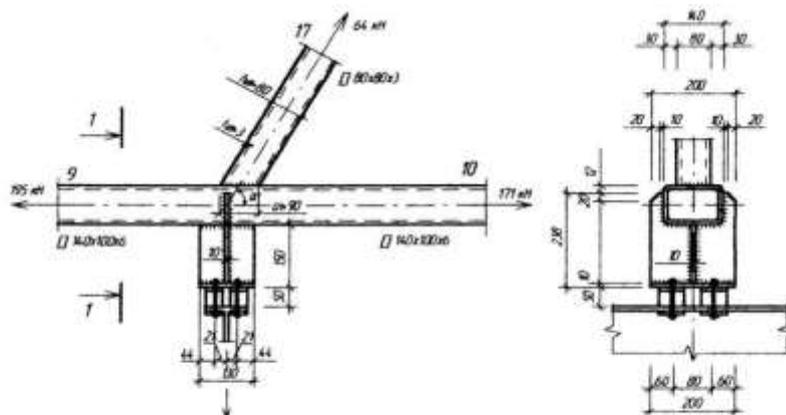


Рис. 2.18. До розрахунку вузла №11

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

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

Необхідний катет шва:

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

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

Перевіряємо нижній пояс на продавлювання в місці примикання елемента 17 перерізом 80x80x3 мм ($N_{17} = 64$ кН; $b_{d1}/b = 80/140 = 0.67 < 0.9$; $c/d_2 = 0/90 = 0 < 0.25$), $\gamma_1 = 1$, $\gamma_c = 1$ при $\frac{N_{10}}{A \cdot R_y} = \frac{171 \cdot 10}{18.2 \cdot 240} = 0.39 < 0.5$,

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

Граничне зусилля в розкосі:

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

Шов розраховуємо на найбільше навантаження від підвісного крану (табл.2.38 [13]): $N = 56$ кН.; $T = 2,2$ кН.

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

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

2.9.4.5. Розрахунок вузла №12

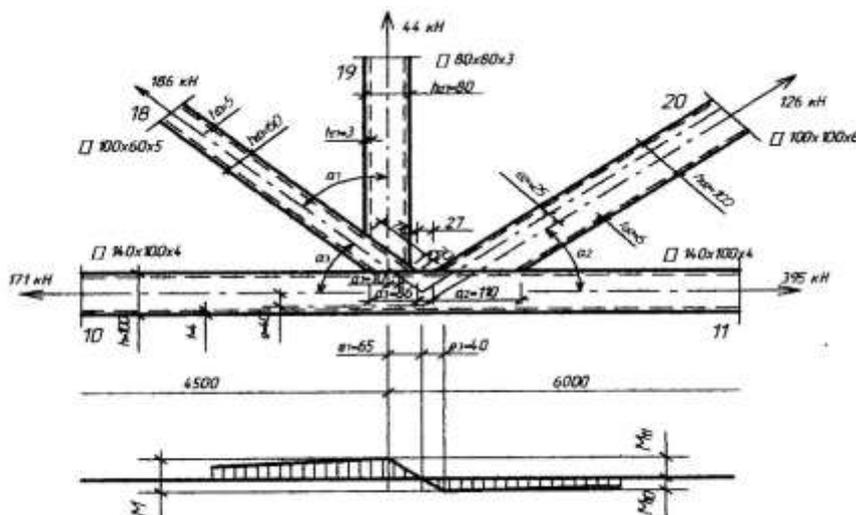


Рис. 2.19. До розрахунку вузла №12

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

Вузловий момент:

$$M = e_1 \cdot N_{19} - e_2 \cdot N_{20} = 0.065 \cdot 44 - 0.025 \cdot 0.26 = -0.29 \text{ кНм.}$$

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

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

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

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

$$E = 2.06 \cdot 10^5 \text{ МПа} - \text{модуль пружності сталі.}$$

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

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

елементів, які збігаються в вузлі.

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

$$M_{18} = \frac{M \cdot k_{b3}}{\sum k_b} = \frac{0.29 \cdot 0.4 \cdot 10^5}{4.3 \cdot 10^5} = 0.03 \text{ кНм;}$$

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

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

Додаткові напруження в елементах:

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

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

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

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

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

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

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

Елемент 18:

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

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

(по товщині ГЗП 140x100x4 мм);

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

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

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

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

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

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

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

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

перерізу поясу.

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

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

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

Виконуємо зміну перерізу поясу, призначаючи для нього ГЗП 140x100x4. значення N_u в цьому випадку:

$$N_u = \frac{1 \cdot 1.15 \cdot 240 \cdot 0.6^2 (8.6 + 1.35 + \sqrt{2 \cdot 14 \cdot 2})}{10(0.4 + 1.8 \cdot 1.35 / 8.6) \cdot 2 \cdot \sin 44} = 182.7 \text{ кН}, \text{ отже міцність забезпечена.}$$

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

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

Перевіряємо елемент №18 на продавлювання в місці прикріплення стиснутого елемента №19 перерізом 80x80x3 мм ($N_{19} = 44 \text{ кН}$; $b_{d2}/b_{d3} = 80/100 = 0.8 < 0.9$; $c/d_1 = 20/110 = 0.18 < 0.25$), при: $\frac{N_{18}}{A \cdot R_y} = \frac{186 \cdot 10}{14.4 \cdot 240} = 0.54 > 0.5$,

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

Тоді граничне зусилля в стійці:

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

що більше $N_{19} = 44 \text{ кН}$, тобто міцність забезпечена.

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

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

2.9.5. Розрахунок опорних вузлів

2.9.5.1. Розрахунок вузла №1

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

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

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

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

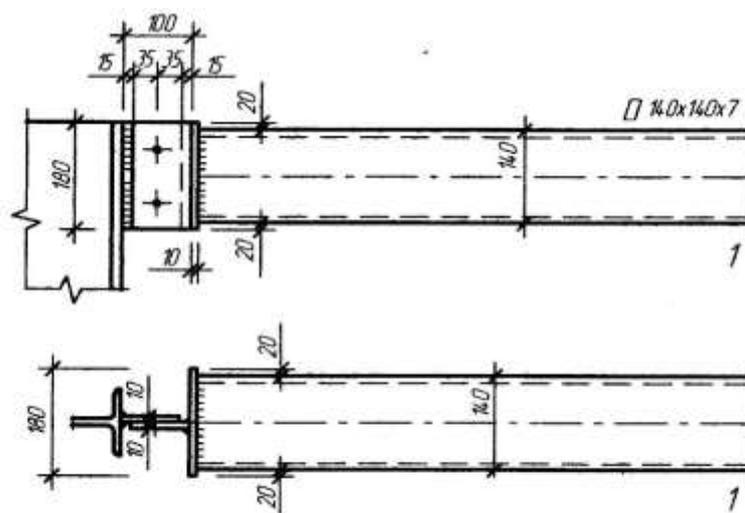


Рис. 2.20. Конструювання верхнього опорного вузла

2.9.5.2. Розрахунок вузла №10

Розраховуємо шов, який прикріплює опорний фланець до нижнього поясу.

Опорна реакція:

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

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

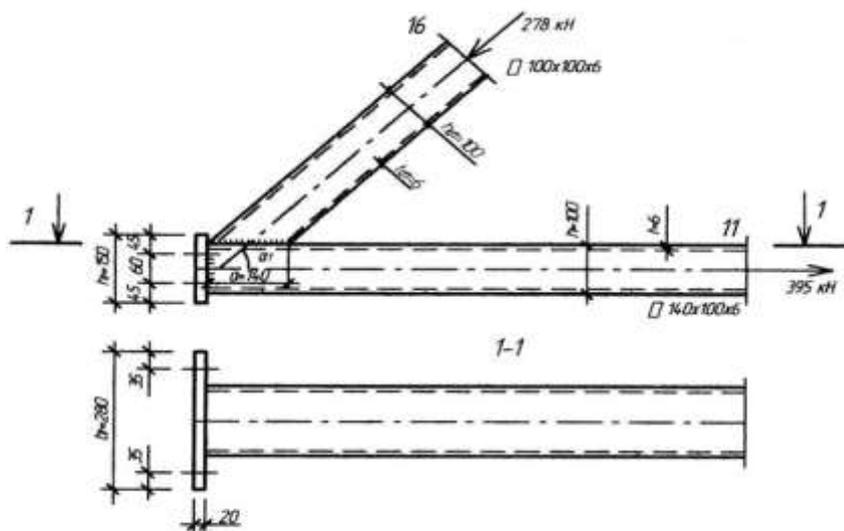


Рис. 2.21. До розрахунку вузла №10

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

Необхідний катет шва:

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

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

Приймаємо $k_f = 0.7$ см.

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

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

Приймаємо $t_f = 2$ см.

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

$R_p = 336$ МПа (табл.52* [14]) при $R_{im} = 370$ МПа для матеріалу фланця – сталі

S245 – розрахунковий опір прокату змінанню торцевої поверхні.

Розраховуємо шов, який прикріплює елементи решітки у вузлі:

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

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

Необхідний катет шва:

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

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

Приймаємо $k_f = 0.7$ см, де:

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

Перевіряємо елемент 11 на продавлювання в місці примикання елемента 16 перерізом $100 \times 100 \times 6$ мм ($N = 278 \text{ кН}$; $b_{d1}/b = 100/140 = 0.714 < 0.9$;

$c/d = 0/14 = 0 < 0.25$; $\gamma_1 = 1$, $\gamma_c = 1$) при $\frac{N}{A \cdot R_y} = \frac{395 \cdot 10}{31.6 \cdot 200} = 0.625 > 0.5$, що не відповідає

умові $\frac{N}{A \cdot R_y} < 0.5$. Отже $\gamma_c = 1.5 - \frac{N_{11}}{A_1 \cdot R_1} = 1.5 - 0.625 = 0.875$, де:

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

$N_{11} = 395 \text{ кН}$ – зусилля в поясі.

Граничне зусилля в розкосі:

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

забезпечена.

2.9.6. Розрахунок монтажних вузлів ферми

2.9.6.1. Розрахунок нижнього монтажнього вузла

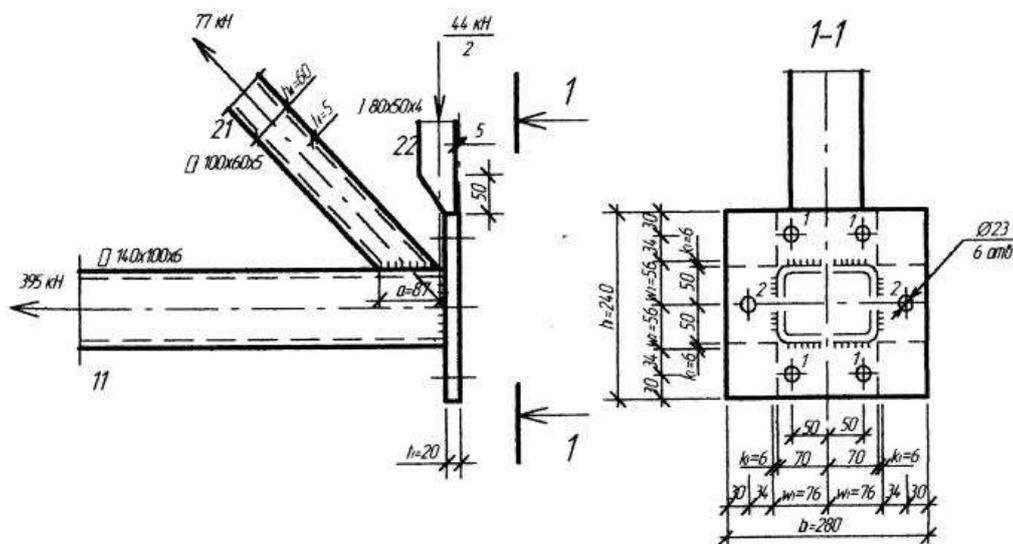


Рис. 2.22. До розрахунку нижнього монтажнього вузла

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

Величина попереднього натягу болтів:

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

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

$R_{bu} = 1100$ МПа (табл.61* [14]) для болтів $\varnothing 20$ (попередньо) із сталі 40Х “селект” (ГОСТ 4543-71*),

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

Згідно п. 27.4. [18] призначаємо для фланця сталь марки 09Г2С-15 за ГОСТ 192852-78*, яка відповідає класу сталі С345 (табл. Г2 [14]), для якої при товщині листа $t=10\dots 20$ мм $R_y = 315$ МПа (табл. Г2 [14]).

Розрахункове зусилля на болти 1 (рис.2.25):

$$N_{b1} = (\alpha_1 - \beta_1 \cdot 1g \chi_1) B_p = (0.378 - 0.247 \cdot 1g 0.862) \cdot 188.65 = 14.81 \text{ кН},$$

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

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

болта:

$d = 2$ см – діаметр болта; W_1 - ширина першої ділянки фланця (рис.2.25); $t_f = 2$ см – товщина фланця; $b_1 = 3.4$ см – відстань від осі болта до краю зварного шва.

Розрахункове зусилля на болти 2 (рис.2.25):

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

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

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

де: $W_2 = 11.2$ см, $b_1 = 3.4$ см.

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

- болти 1:

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

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

$$\gamma_1 = 1,346 \text{ за табл.81 [18] при } \mu_1 = 3,83, \chi_1 = 0,862;$$

- болти 2:

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

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

$\gamma_1=1,613$ за табл.81 [18] при $\mu_2=2,454$, $\chi_2=0,585$;

Таким чином міцність забезпечена.

$$N = 4(\min[N_{b1}, N_{f1}]) + 2(\min[N_{b2}, N_{f2}]) = 4 \cdot N_{b1} + 2 \cdot N_{b2} = 4 \cdot 74.31 + 2 \cdot 82.16 = 461.6 \text{ кН.} > N = 395 \text{ кН, тобто міцність забезпечена.}$$

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

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

необхідний катет шва:

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

Приймаємо

$k_f=6$ мм, згідно табл.38* [14] при напівавтоматичному зварюванні і $t_{\max}=10$ мм.

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

$$Q_{loc} = 0.1 \cdot \mu \cdot N = 0.1 \cdot 0.42 \cdot 395 = 16.6 \text{ кН} < \mu \cdot \sum_{i=1} R_i = 0.42 \cdot 6 \cdot (0.1 \cdot B_0) = 0.42 \cdot 6 \cdot (0.1 \cdot 169.8) = 42.8 \text{ кН,}$$

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

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

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

Для перерізу з двох швелерів:

$$I_x = 2 \cdot i_{x1} = 2 \cdot 98 = 131.96 \text{ см}^4 ;$$
$$I_y = 2 \cdot i_{y1} + 2 \cdot 0.5 \cdot a^2 \cdot A_1 = 2 \cdot 16.6 + 2 \cdot 3.1^2 \cdot 6.6 = 160.05 \text{ см}^4 ;$$
$$i_x = i_{x1} = 3.16 \text{ см} ;$$
$$i_y = \sqrt{I_y / 2 \cdot A} = \sqrt{160.05 / 2 \cdot 6.6} = 3.48 \text{ см} .$$

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

За табл. 72 [14] при $R_y = 240$ МПа і $\beta=82,6$ – коефіцієнт поздовжнього згину $\varphi=0,667$.

Напруження в елементі від розрахункового навантаження:

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

забезпечена.

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

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

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

2.9.6.2. Розрахунок верхнього монтажного вузла

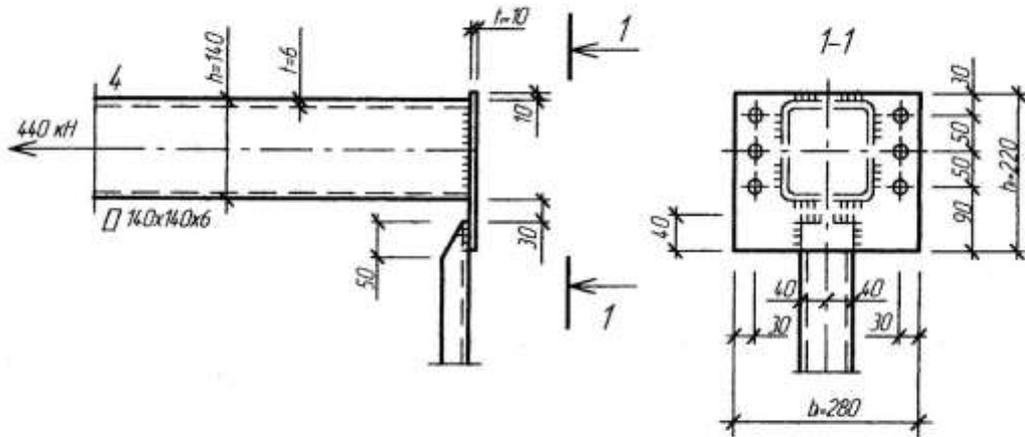


Рис. 2.23. До розрахунку верхнього монтажного вузла

Розраховуємо шов, який прикріплює фланець до верхнього поясу:

$$1_w = 2 \left[\left(\frac{[14 - 6 \cdot 0.6 + 1.5 \cdot 3 \cdot 14 \cdot 0.6]}{\sin 90} \right) + (14 - 6 \cdot 0.6 + 1.5 \cdot 3 \cdot 14 \cdot 0.6) \right] - 1 = 51.91 \text{ см},$$

Необхідний катет зварного шва:

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

Приймаємо $k_f = 0,6 \text{ см}$.

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

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

де: $\mu = 0,25$ - п.6 табл. [14].

Міцність з'єднання на поперечну силу (при врахуванні тільки високоміцних болтів):

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

де: $B_0 = 169,8 \text{ кН}$ – див. розрахунок нижнього монтажного вузла.

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

2.10. Розрахунок поперечної рами

2.10.1. Збір навантажень на раму

а) Постійне навантаження.

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

$$q^n = q \cdot a = 1.495 \cdot 6 = 8.76 \text{ кН./м},$$

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

$a = 6$ крок колон.

Розрахункове значення розподіленого навантаження від власної ваги колон попередньо приймаємо:

$$q^k = 4.8 \text{ кН}$$

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

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

де: $\gamma_f = 1,15$ – середній коефіцієнт надійності за навантаженням;

$\gamma_n = 0,95$ – коефіцієнт надійності за призначенням.

На одну колону крайнього ряду припадає вага стін:

$$G_{N0} = m \cdot h \cdot a = 36.05 \cdot 12 \cdot 6 = 2596 \text{ кг},$$

де: $h = 12$ – висота заповнення б стіновими панелями;

$a = 6$ – ширина ділянки збору навантажень.

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

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

де: $\gamma_f = 1,05$ – коефіцієнт надійності за навантаженням для металевих конструкцій.

Загальна вага стін:

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

Питомі навантаження на 1 м. п. висоти колони:

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

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

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

б) Снігове навантаження

При розрахунку рами навантаження від снігу приймається рівномірно розподіленим. Розрахункове навантаження на раму:

$$S = \gamma_{fm} \cdot S_0 \cdot \mu \cdot C_e \cdot C_{alt} \cdot B = 1.1556 \cdot 1.1 \cdot 1.6 = 8.736 \text{кН} / \text{м}, \text{ де}$$

S_0 - вага снігового покриву на 1м^2 горизонтальної поверхні. Приймається згідно ([12], рис. 8.1). Приймаємо $S_0 = 1.413 \text{кПа}$, район 5 – м. Суми.

$C_e = 1$ - коефіцієнт, що враховує особливості режиму п. 8.9 [12];

$C_{alt} = 1$ - коефіцієнт, що враховує висоту над рівнем моря при $H < 0.5 \text{км}$. п. 8.10 [12];

$\mu = 1$ - коефіцієнт переходу від снігового навантаження на землі до навантаження на покриття, за п. 8.7 [12];

$\gamma_{fm} = 1$ - коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим сніговим навантаженням строк експлуатації 50 років, за п. 8.11 [12].

в) кранове навантаження

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

$$F_{k2}^B = 56 \text{кН};$$

$$F_{k1}^B = 13 \text{кН};$$

$$F_{k3}^B = 13 \text{кН};$$

Розрахункова горизонтальна сила від гальмування візка крана впоперек кранового шляху: $T = 2.2 \text{кН}$.

г) вітрове навантаження

граничне розрахункове значення вітрового навантаження визначаємо по формулі 9.1 п. 9.4. [12]

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

де: γ_{fm} - коефіцієнт надійності по граничному значенню вітрового навантаження (в залежності від заданого середнього періоду повторюваності по табл. 9.1 п.9.14 [12] $\gamma_{fm} = 1.035$);

$W_0 = 0.468 \text{кН} / \text{м}^2$ - характеристичне значення вітрового тиску (в залежності від вітрового району по карті (рис. 9.1) [12]);

C – коефіцієнт який визначається по формулі (9.3) [12];

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

C_{alr} - аеродинамічний коефіцієнт (згідно додатку [12]) для активного $C_{11}=0,8$, для пасивного $C_{12}=0,6$;

C_n - коефіцієнт висоти будівлі (враховує вітрове навантаження в залежності від висоти будівлі визначається по рис. 9.2 [12] за другим типом місцевості $C_n=2,6$);

C_{alt} - коефіцієнти географічної широти (згідно п.9.10. [12] $C_{alt}=1$);

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

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

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

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

$$x \leq 5i - k_x = 0.75 ;$$

$$5 < x \leq 10i - k_x = 0.75 + 0.05(x - 5) ;$$

$$10 < x \leq 20i - k_x = 1 + 0.025(x - 10) ;$$

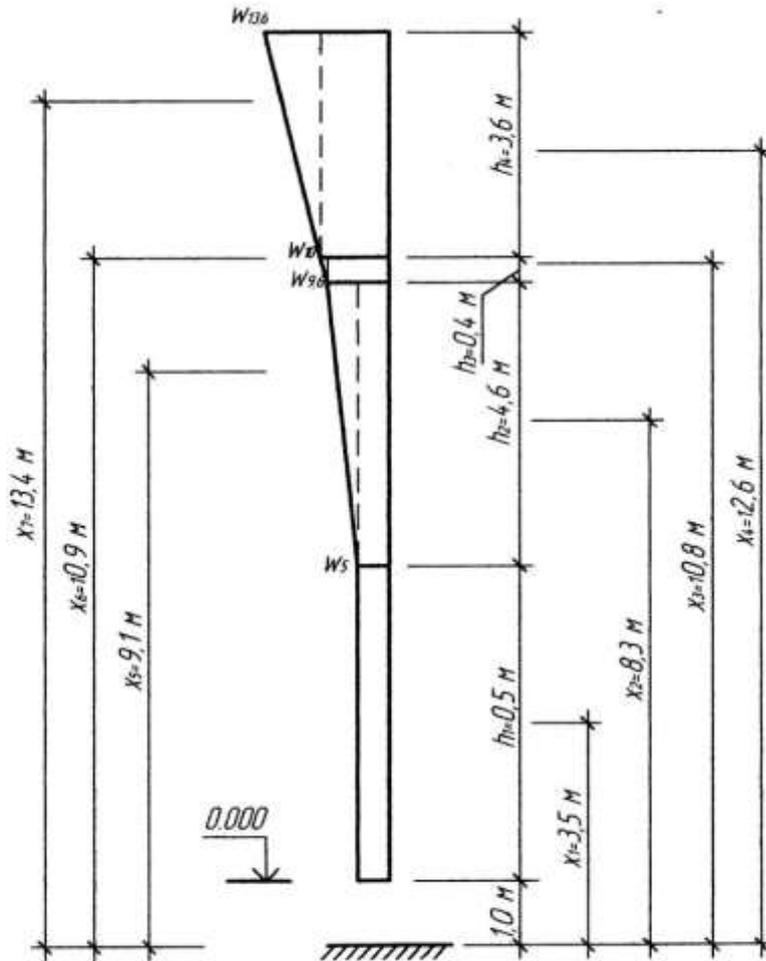


Рис. 2.24. Епюра вітрового тиску на будівлю

Обчислюємо:

$$W_5 = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot k_5 \cdot c = 1.035 \cdot 0.468 \cdot 0.75 \cdot 1.87 = 0.3192 \text{ кПа};$$

$$W_{9.6} = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot k_{9.6} \cdot c = 1.035 \cdot 0.468 \cdot (0.75 + 0.05(9.6 - 5)) \cdot 1.87 = 0.4171 \text{ кПа};$$

$$W_{10} = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot k_{10} \cdot c = 1.035 \cdot 0.468 \cdot (0.75 + 0.05(10 - 5)) \cdot 1.87 = 0.4256 \text{ кПа};$$

$$W_{13.6} = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot k_{13.6} \cdot c = 1.035 \cdot 0.468 \cdot (0.75 + 0.025(13.6 - 10)) \cdot 1.87 = 0.4639 \text{ кПа};$$

Момент в защемленій стійці рами:

$$M = \left[w_5 \cdot h_1 \cdot x_1 + w_5 \cdot h_2 \cdot x_2 + w_{9.6} \cdot h_3 \cdot x_3 + w_{10} \cdot h_4 \cdot x_4 + \frac{(w_{10} - w_{9.6})}{2} \cdot h_3 \cdot x_5 + \right. \\ \left. + \frac{(w_{9.6} - w_5)}{2} \cdot h_2 \cdot x_6 + \frac{(w_{13.6} - w_{10})}{2} \cdot h_4 \cdot x_7 \right] \cdot a = [0.3192 \cdot 5 \cdot 3.5 + \\ + 0.4256 \cdot 3.6 \cdot 11.8 + 0.3192 \cdot 4.6 \cdot 8.3 + 0.4171 \cdot 0.4 \cdot 10.8 + \frac{(0.4171 - 0.3192)}{2} \cdot 4.6x \\ x 9.1 + \frac{(0.4256 - 0.4171)}{2} \cdot 0.4 \cdot 10.9 + \frac{(0.4639 - 0.4256)}{2} \cdot 3.6 \cdot 13.4] \cdot 6 = 223.5 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Обчислюємо значення еквівалентного рівномірно-розподіленого вітрового навантаження, яке діє на стійку по всій висоті колони. Вітровий тиск на будівлю

вище низу ригеля (ферми) замінюємо зосередженою силою W , прикладеною до рами в рівні верхи стійки:

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

звідки:

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

$$\begin{aligned} \text{де: } W_0 &= (w_{9.6} \cdot h_3 + w_{10} \cdot h_4 + \frac{(w_{10} - w_{9.6})}{2} \cdot h_3 + \frac{(w_{13.6} - w_{10})}{2} \cdot h_4) \cdot a = \\ &= (0.4171 \cdot 0.4 + 0.4256 \cdot 3.6 + \frac{(0.4256 - 0.4171)}{2} \cdot 0.4 + \frac{(0.4639 - 0.4256)}{2} \cdot 3.6) \cdot 6 = 10.6 \text{ кН} \end{aligned}$$

$h_k = 9,6$ м – висота колони

Значення пасивного еквівалентного навантаження:

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

$$q^1 = q^1_{\text{екв}} \cdot \gamma_n = 1.59 \cdot 0.95 = 1.51 \text{ кН / м};$$

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

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

2.10.2. Статичний розрахунок рами

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

Розрахункова схема рами з нумерацією вузлів і стержнів наведена на рис. 2.25.

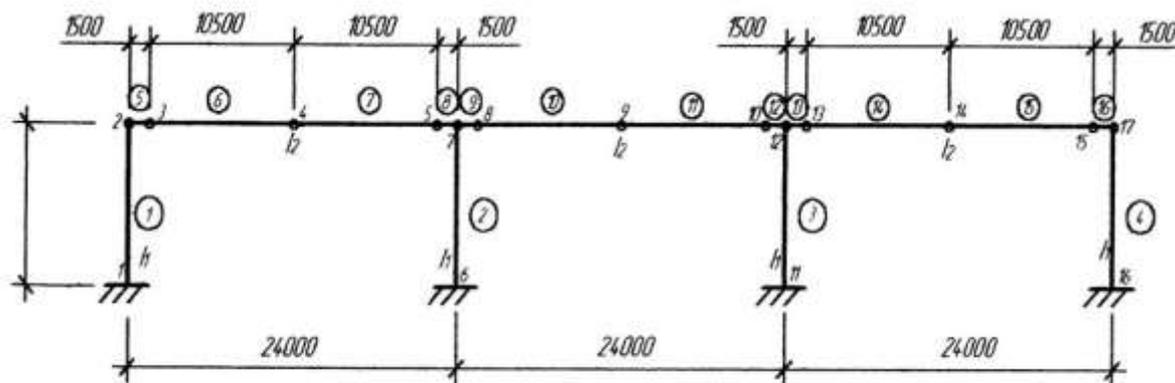


Рис. 2.25. Розрахункова схема поперечної рами

2.11. Розрахунок та конструювання колони середнього ряду

2.11.1. Визначення розрахункових зусиль для розрахунку колони

Розрахункову комбінацію зусиль з результатів машинного розрахунку поперечної рами.

Розрахунковим зусиллям є:

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

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

2.11.2. Розрахункові довжини колони

Розрахункові довжини колони l_{ef} постійного перерізу обраховуємо за формулою 67 [14];

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

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. [14] приймаємо між точками закріплення від зміщення (закріплення в'язів):

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

2.11.3. Підбір перерізу стержня колони

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 $b = 50$ 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:

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

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 2-х швелерів №27, для яких:

$$A = 2 \cdot A_B = 2 \cdot 35,2 = 70,4 \text{ см}^2 .$$

Геометричні характеристики перерізу вітки [27]:

$$I_{x_{св}} = 4160 \text{ см}^4 ; i_{x_{св}} = 10,9 \text{ см} ; I_{y_{св}} = 262 \text{ см}^4 ; i_{y_{св}} = 2,73 \text{ см} ; A_{св} = 35,2 \text{ см}^2 .$$

Геометричні характеристики перерізу колони 2 [27]:

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

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

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

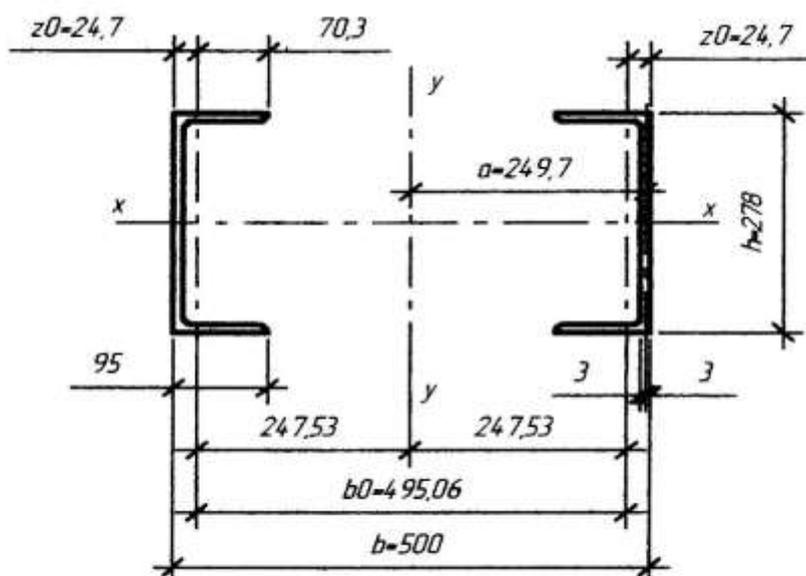


Рис. 2.26. Поперечний переріз колони

2.11.4. Перевірка стійкості віток колони

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

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

Стійкість віток колони в площині рами

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

де: l_m - відстань між вузлами решітки, рис.2.72

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

Стійкість вітки колони із площини рами:

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

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

Стійкість вітки N_1 в площині і з площини забезпечена.

Стійкість вітки N_2 також забезпечена, оскільки переріз симетричний.

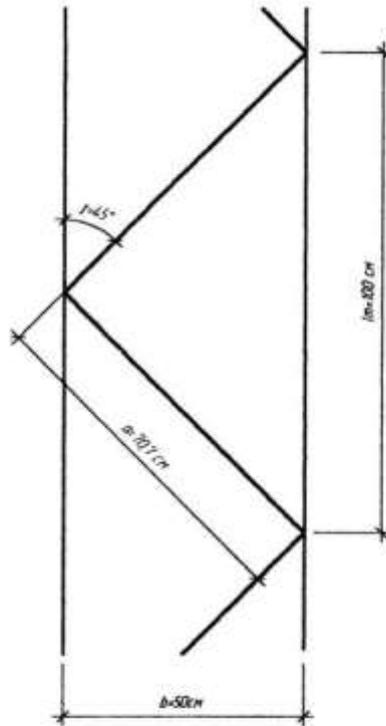


Рис. 2.27. Геометричні параметри решітки

2.11.5. Розрахунок з'єднувальної решітки

Елементи з'єднувальної решітки приймають постійною по всій довжині колони:

$$Q_{frc} = 7.15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{E}{R_y} \right) \cdot \frac{N}{\varphi}, \text{ формула 23 [14].}$$

де: N - поздовжнє зусилля в стержні колони;

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

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

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

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

Зусилля в розкосі решітки:

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

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

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

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

Необхідна площа розкошу:

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

де: $\gamma_c = 0.75$ – коефіцієнт умов роботи для розкосів із одиночних кутиків, що прикріплюється однією поличкою (табл.6. [14]);

$\varphi = 0.6$ – приймаємо орієнтовно.

Приймаємо розкоси із кутиків 45x4 мм:

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

Розрахункова довжина розкошу:

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

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

Перевіряємо напруження в розкосі:

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

Недонапруження:

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

Але через обмеженість сортаменту, залишаємо кутик 45x4.

2.11.6. Перевірка стійкості колони, як єдиного наскрізного стержня

Розрахунок на стійкість в площині дії моменту, яка співпадає з віссю симетрії виконуємо за формулою 51 [14]:

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

де: φ_e - коефіцієнт стійкості позацентрово-стиснутих стержнів (табл. 51 [14]), за приведеною умовною гнучкістю $\overline{\lambda}_{ef}$:

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

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

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

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

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

$A = 70.4 \text{ см}^2$ - площа перерізу віток колони;

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

параметрів решітки.

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

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

де: m - приведений ексцентриситет:

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

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

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

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

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

Отже, напруження в колоні в площині рами:

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

Отже, стійкість колони в площині рами забезпечена.

Розрахунок на стійкість позацентрово-стиснутого стержня постійного перерізу із площини дії моменту виконуємо за формулою 56 [14]:

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

де: $c = \frac{\beta}{1 + \alpha \cdot m_x}$ - коефіцієнти, які приймаємо за табл. 10 [14]:

$$\beta = 1,0; \alpha = 0,7;$$

$$c = \frac{1}{1 + 0,7 \cdot 0,005} = 0,99;$$

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

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

де: $\lambda = \frac{1_{ef,y}}{i_y} = \frac{2120}{24,9} = 85,1$ - розрахункова гнучкість із площини рами;

$$\bar{\lambda} = 85,1 \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 2,9.$$

Отже, за формулою 9 [14] при $2,5 < \bar{\lambda} = 2,9 < 4,5$:

$$\begin{aligned} \varphi_y &= 1,47 - 13 \frac{R_y}{E} - \left(0,371 - 27,3 \frac{R_y}{E} \right) \cdot \bar{\lambda} + \left(0,0275 - 5,53 \frac{R_y}{E} \right) \cdot \bar{\lambda}^2 = \\ &= 1,47 - 13 \frac{240}{2,06 \cdot 10^5} - \left(0,371 - 27,3 \frac{240}{2,06 \cdot 10^5} \right) \cdot 2,9 + \left(0,0275 - 5,53 \frac{240}{2,06 \cdot 10^5} \right) \cdot 2,9^2 = 0,648 \end{aligned}$$

Напруження в стержні із площини рами:

$$\sigma = \frac{456 \cdot 10}{0,99 \cdot 0,648 \cdot 70,4} = 101 \text{ МПа} < R_y \cdot \gamma_c = 240 \cdot 1 = 240 \text{ МПа}.$$

Міцність колони з площини рами забезпечена.

Розраховуємо довжину шва, який необхідний для прикріплення розкосу $\perp 45 \times 4$ до віток колони:

$$l_w = \frac{N_\alpha}{2 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} + 1 = \frac{5,7 \cdot 10}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,7 \cdot 180 \cdot 1 \cdot 1} + 1 = 1,32 \text{ см},$$

де: $\beta_f = 0,7$ – при ручному зварюванні електродами Е46;

$k_f = 0,7$ см – мінімальний катет шва при товщині більш товстого із зварюваних елементів (табл. 38* [14]);

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

$\gamma_{wf} = 1$ – коефіцієнт умов роботи шва;

$N_\alpha = 5,7$ кН – зусилля в розкосі.

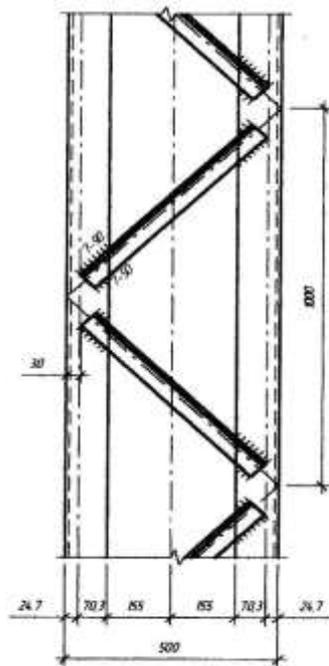


Рис. 2.28. До розрахунку решітки

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

2.11.7. Розрахунок та конструювання бази колони

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

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

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

Розподіл навантажень на 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 $\sigma_{\delta, \max} \leq R_{b,loc}$, 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 $L_{pl} = 650 \text{ мм.}$

Тоді:

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

$$< R_{b,loc} = 9.75 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{\delta, \min} = \frac{N}{A_{pl}} - \frac{M}{W_{pl}} = \frac{N}{B_{pl} \cdot L_{pl}} - \frac{M}{B_{pl} \cdot L_{pl}^2} = \frac{456 \cdot 10}{37 \cdot 65} - \frac{53 \cdot 100}{37 \cdot 65^2} = 1.86 \text{ МПа} < R_{b,loc} = 9.75 \text{ МПа,}$$

умова виконується

Визначаємо величину моментів в плиті бази. Так як напруження в бетоні фундаменту під плитою розподіляється нерівномірно, то при визначенні моментів на різних ділянках величину σ_f приймаємо найбільшою в межах кожної ділянки (за епюрою напружень в бетоні, рис.2.33).

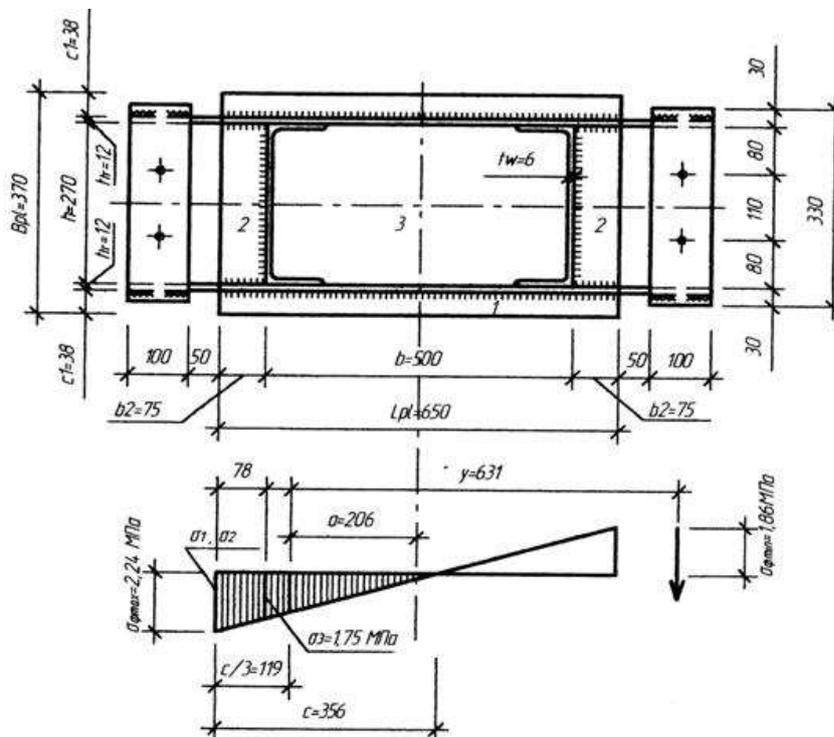


Рис. 2.29. До розрахунку бази позакентрово-стиснутої колони

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

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

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

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

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;
 $\sigma_3 = 1.75 \text{ МПа}$ – рис.2.29.

Товщина опорної плити бази:

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

Приймаємо товщину плити: $t = 20 \text{ мм}$.

Виконуємо розрахунок траверси.

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

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

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

Траверсу розглядаємо як одно пролітну двох консольну балку.

Рівномірно – розподілене погонне навантаження на траверсу:

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

Довжина прольоту траверси $l = b = 50 \text{ см}$, довжина консолі $a = b_2 = 7.5 \text{ см}$.

Згинаючий момент в траверсі:

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

- 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:

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

міцність траверси забезпечена.

Розраховуємо анкерні болти.

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

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

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

Необхідна площа перерізу анкерного болта:

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

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

За табл.62* [14] приймаємо 2 болти $\varnothing 20$, з площею $A_o = 2 \cdot 3,14 = 6,28 \text{ см}^2$.

Довжина заробки болта в бетон 1м.

3.1. 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.

3.1.1. 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. 3.1.

Таблиця 3.1.

Дані лабораторних аналізів ІГЕ – 2

№ ґрунту	Гранулометричний склад - вміст частинок в % крупністю										Фізико-механічні характеристики					
	≥ 10	10-2	2-1	1-0,5	0,5-0,25	0,25-0,1	0,1-0,05	0,05-0,01	0,01-0,005	<0,005	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%.

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

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

- коефіцієнт водонасичення S_r :

$$S_r = \frac{\rho_s \cdot \omega}{e \cdot \rho_w} = \frac{2,65 \cdot 0,1}{0,53 \cdot 1,0} = 0,5.$$

Згідно з табл. Б17 ДСТУ Б В.2.1-2-96 визначаємо, що пісок малого ступеня водонасичення ($S_r = 0,5$).

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

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

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

$$\varphi_1 = \operatorname{arccctg} \frac{\operatorname{tg} \varphi_n}{\gamma_g} = \operatorname{arccctg} \frac{\operatorname{tg} 30}{1.15} = 27^\circ, \quad \varphi_{11} = \operatorname{arccctg} \frac{\operatorname{tg} \varphi_n}{\gamma_g} = \operatorname{arccctg} \frac{\operatorname{tg} 30}{1.0} = 30^\circ;$$

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

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

Дані лабораторних аналізів цього ґрунту наведені в табл. 3.2.

Таблиця 3.2.

Дані лабораторних аналізів ІГЕ – 3

№ ґрунту	Гранулометричний склад - вміст частинок в % крупністю										Фізико-механічні характеристики					
	≥ 10	10-2	2-1	1-0,5	0,5-0,25	0,25-0,1	0,1-0,05	0,05-0,01	0,01-0,005	<0,005	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

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 :

$$S_r = \frac{\rho_s \cdot \omega}{e \cdot \rho_w} = \frac{2,66 \cdot 0,18}{0,744 \cdot 1,0} = 0,644.$$

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.

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

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

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

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

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

Дані лабораторних аналізів цього ґрунту наведені в табл. 3.3.

Таблиця 3.3.

Дані лабораторних аналізів ІГЕ – 4

№	Фізико-механічні характеристики ґрунту
---	--

ІГЕ	$\rho_s,$ г/см ³	$\rho,$ г/см ³	W, %	W _L , %	W _p , %	E, мПа	$\varphi,$ град.	c, кПа	Відносне просідання ε_{sl} при тиску p, кПа		
									100	200	300
									ІГЕ -4	2,72	1,96

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.

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

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

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

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

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

Дані лабораторних аналізів цього ґрунту наведені в табл. 3.4.

Таблиця 3.4.

Дані лабораторних аналізів ІГЕ – 5

№ ґрунту	Гранулометричний склад - вміст частинок в % крупністю										Фізико-механічні характеристики					
	≥ 10	10-2	2-1	1-0,5	0,5-0,25	0,25-0,1	0,1-0,05	0,05-0,01	0,01-0,005	< 0,005	$\rho_s,$ г/см ³	$\rho,$ г/см ³	W, %	E, мПа	$\varphi,$ 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

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

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

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

- коефіцієнт водонасичення S_r :

$$S_r = \frac{\rho_s \cdot \omega}{e \cdot \rho_w} = \frac{2,67 \cdot 0,24}{0,639 \cdot 1,0} = 1,0.$$

Згідно з табл. Б17 ДСТУ Б В.2.1-2-96 визначаємо, що **пісок** водонасичений ($S_r = 1,0$).

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

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

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

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

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

Отримані дані про фізико – механічні характеристики ґрунтів заносимо в додаток 3 і викреслюємо інженерно-геологічний розріз (аркуш 7).

3.1.2. Висновки та рекомендації

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

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

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

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

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

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

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

2. Оскільки на будівельному майданчику на глибину 4,4-5,9 м залягають піски щільні і середньої щільності, нижче йде шар м'якопластичного суглинку товщою 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.

3.2. Визначення навантажень на фундаменти

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

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

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

3.3. Визначення глибини закладання фундаменту

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

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

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

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

де: $d_{fn} = 0,8$ м;

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

В даному випадку будівлі без підвалу, з підлогою, утепленою по периметру в зоні примикання до зовнішніх стін на ширину 0,8 м, шаром керамзиту

товщиною 120 мм з об'ємною вагою не більше 600 кг/м^3 .

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

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

3.4. Визначення розмірів підшви фундаментів

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

де: $R_0=400$ кПа розрахунковий опір для піску дрібного, щільного, малого ступеня водонасичення (табл.2.2 [17]);

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

$d=2,05$ м – глибина закладання фундаменту;

N_{II} - вертикальне навантаження.

3.4.1. 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 [17]:

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

де: $\gamma_{c1} = 1,3, \gamma_{c2} = 1$ - коефіцієнти умов роботи приймаємо по таблиці 3 [17];

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

M_γ, M_q, M_c - коефіцієнти прийняті по табл.4 [17], для $\varphi_{11} = 30^\circ$:

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

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

b - ширина підшви фундаменту, м;

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 підшоною 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: $e \leq \frac{1}{6} = \frac{1.8}{6} = 0.3 \text{ м.}$

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

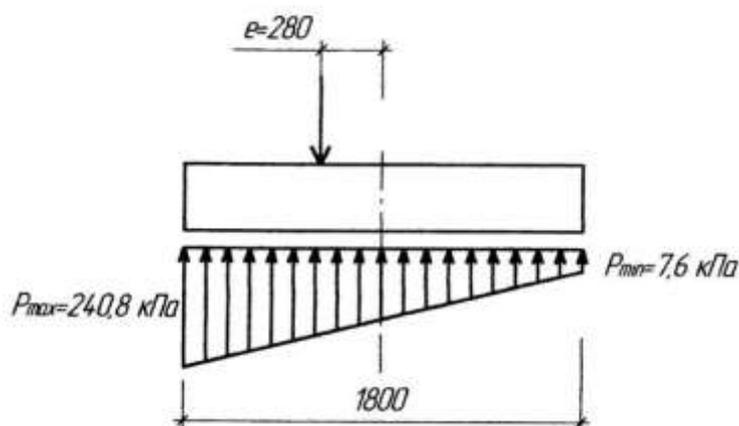


Рис 3.2. Епюра тиску під підшоною фундаменту під колону крайнього ряду

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.

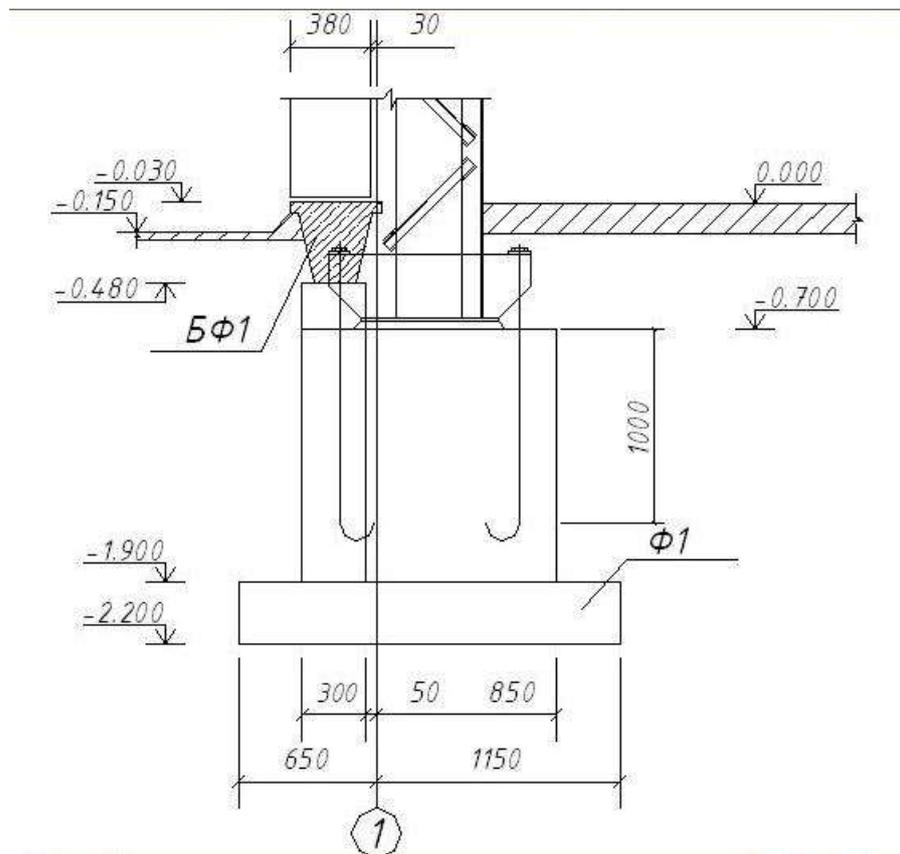


Рис 3.3. До визначення закладання фундаменту

3.4.2. Фундамент під колону середнього ряду

В першому наближенні визначаємо площу підшови 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 підшови 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 підшовою фундаменту:

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

Перевіряємо виконання умов:

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

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

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

Ексцентриситет:

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

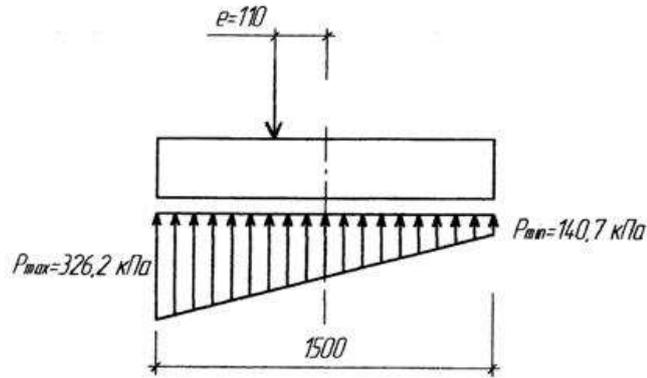


Рис 3.3. Епюра тиску під подошвою фундаменту під колону середнього ряду

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.

3.5. Визначення осідання фундаменту методом пошарового підсумування

Розрахунок основ за деформаціями проводять з метою обмеження сумісних деформацій основ і фундаментів такими величинами за яких гарантується нормальна експлуатація споруди. При цьому повинна виконуватись умова:

$$S \leq S_u,$$

де S – сумісна деформація основи і споруди визначається розрахунком

S_u – гранично допустиме значення сумісних деформацій визначається за дод. 4 [17].

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

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

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

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

h_i – товщина розрахункового шару

E_i – модуль деформації ПГЕ у якому знаходиться розрахунковий шар.

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

$$\sigma_{zP,i} = \sigma_{zP0} \cdot \alpha,$$

де: σ_{zP0} - додаткове напруження від зовнішнього навантаження на рівні підшоши фундаменту:

$$\sigma_{zP0} = p - \sigma_{zg,0} = p - \gamma_{11} \cdot d,$$

P - середній тиск під підшовою 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:

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

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

Питома вага ґрунту нижче рівня ґрунтових вод визначається:

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

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

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

e - коефіцієнт пористості замоченого водою ґрунту.

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

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

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

Згідно з додатком 4 [17] 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.

Згідно табл.3.6, 3.7 осідання фундаментів:

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

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

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

4.1. Нормативна тривалість будівництва

Нормативна тривалість будівництва за СНиП 1.04.03-85* 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 ЕНіР. Розрахунки виконані в таблиці 4.1.

4.2.2. Методи виконання окремих будівельних робіт

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

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

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

Таблиця 4.1

Обсяги робіт та 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	<u>I. Земляні роботи.</u> 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	<u>II. Фундаменти.</u> Влаштування збірних з/б фундаментів	100 шт	1,24	963.93	149,41
7-43-3	<u>III. Надземна частина.</u> 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 металевих ферм	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	<u>Покрівля</u> 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	<u>Вікна, двері, ворота</u> 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	<u>Скління</u> Скління віконних прорізів	100 м ²	6,12	70.95	54,28
11-1-2	<u>Підлоги</u> Ущільнення ґрунту з втопленням щебеню	100 м ²	86,4	10.76	116,21
11-4-1	Влаштування підстиляючого 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
	<u>Штукатурні роботи</u>				
	Штукатурення:				
15-61-2	- зовнішніх стін	100 м ²	18.3	112.2	256.7
15-51-1	- перегородок	100 м ²	20.16	100.81	254
15-61-1	- внутрішніх стін	100 м ²	19.4	107.25	260
15-53-1	- відкосів	100 мп	2.1	52.8	13.9
	<u>Малярні роботи</u>				
15-152-1	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
	<u>Опорядження фасаду</u>				
15-157-1	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
	<u>Відмостка</u>				
11-19-3	Влаштування бетонної відмостки	100 м ²	4,88	46.5	28,36
	РАЗОМ				4609,18

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

4.2.3. Вибір монтажного крана для монтажу конструкцій

Вибір монтажного крана здійснюється за такими монтажними характеристиками:

- необхідна вантажопід'ємність Q_m , :

$$Q_i = Q_{\hat{e}} + Q_{\hat{ii}} + Q_{\hat{ai}}$$

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

Q_k – маса конструкції, т;

Q_{eo} – маса елементів будови, т;

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

- Монтажна висота H_m :

$$H_m = H_0 + H_e + H_3 + H_c,$$

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_e – 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 монтуючого елемента до крана, м.

$H_m = 10.8 + 0.5 + 1 = 12.3m$ при монтажі колони;

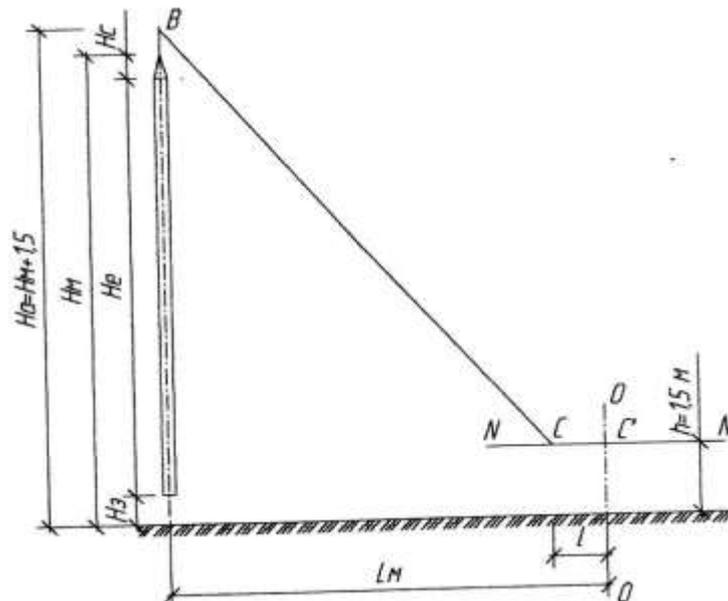


Рис. 4.1. До визначень характеристик крана для монтажу колон

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

Таблиця 4.2.

Технічні характеристики кран КС-3575А

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

4.3. Технологічна карта на монтаж колон

4.3.1. Галузь застосування

Дана технологічна карта розроблена на зведення колон цеху готової продукції заводу в м. Суми.

Технологічна карта розроблена на монтаж металевих колон безвивірочним методом.

4.3.2. Технологія та організація будівельних робіт

До початку монтажу колон повинні бути виконані такі роботи:

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

Склад робіт під час зведення колон і стійок:

1. Розвантаження з транспортних засобів опорних плит поблизу місць встановлення.
2. Зовнішній огляд опорних плит, нанесення рисок розбивочних осей.
3. Встановлення опорних плит з вивірюванням (для опорних плит колон).
4. Прихватка опорних плит електрозварюванням.
5. Підливка швидкотвердіючої бетонної суміші під опорні плити.
6. Розвантаження колон та стійок поблизу місць монтажу.

Таблиця 4.3.

Контроль якості виконання робіт

Види робіт	Параметри, що підлягають контролю, вимоги	Особа, що здійснює контроль	Час проведення контролю	Технічні засоби контролю
1	2	3	4	5
Вхідний контроль параметрів опорних плит, колон, стійок, в'язей	Відомість основних розмірів проектами, наявність проектних розмірів, якість заводського зварювання, відсутність пошкоджень решітки колон, опорних поверхонь опорних плит, колон, стійок, в'язей	Майстер	До монтажу	Сталева рулетка
Монтаж опорних плит	Розташування плит в плані (± 5 мм в обох напрямках), по висоті (± 5 мм), тангенс кута нахилу фрезерованої поверхні плит до горизонтальної поверхні (не більше 0,0007)—для опорних плит колон	Майстер	Під час монтажу опорних плит до їх прихватки	Сталева рулетка, нівелір, прилад для вивірювання опорних поверхонь плит
Заливка бетонної суміші під опорні плити	Відсутність незаповнених об'ємів під опорними плитами, відповідність марки розчину проектній	Бетонувальники, будівельна лабораторія	Під час монтажу	Візуально
Монтаж колон	Зміщення верхніх кінців колон з проектних положень (± 15 мм в обох напрямках), нижніх кінців (± 5 мм), по висоті (± 5 мм)	Майстер	Після встановлення колон, до прихватки	Теодоліт
Монтаж стійок	Зміщення верхніх кінців стійок з проектних положень (± 15 мм в обох напрямках), нижніх кінців (± 5 мм), по висоті (± 5 мм)	Майстер	Під час вивірювання	Теодоліт
Монтаж в'язей	Величина зусилля попереднього натягу високоміцних болтів	Бригада	Під час встановлення	Таровані ключі

4.3.3. Техніко-економічні показники технологічної карти

Загальні витрати працездатності:

людино-днів.....79,60;

машино-змін.....15,84;

Заробітна плата: робочих.....551,23 грн.

.....машиніста.....137,75 грн.

Вага змонтованих конструкцій:.....69,2 т.

Виробітка: робочих.....0,869 т/люд.-день;

машиніста.....4,368 т/люд.-зм.

4.4. Розробка календарного плану

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

Календарний план виконання робіт та графік руху робітників представлений на аркуші №10 графічної частини ДП

4.5. Матеріально-технічні ресурси

Матеріально-технічні ресурси для виконання робіт, передбачених в технологічній карті наведені в табл. 4.4.

Таблиця 4.4.

Матеріально-технічні ресурси необхідні для виконання робіт

Назва	Норматив	К-ть
Кран автомобільний КС-3575А		1
Трансформатор зварювальний		1
Рівень будівельний	ГОСТ 9416-83	1

Конопатка стальна К-50	ГОСТІ 1618-65	1
Лопата штикова	ГОСТ 3620-63	2
Лопата совкова ЛП-1	ГОСТ 3620-68	2
Тачка для розчину		2
Строп двохвітковий		1
Набір ключів	ТУ36-1023-84	1
Прилад для вивірювання опорних плит		2

4.5.1. Техніка безпеки при виконанні робіт

2.5. Розстроповку елементів конструкцій, встановлених в проектне положення, виконувати після постійного або тимчасового надійного їх закріплення.

2.6. Забороняється виконувати монтажні роботи при швидкості вітру більше 15 м/с, обледенінні, грозі або тумані.

2.7. Забороняється знаходження людей під елементами, що монтуються, до встановлення їх в проектне положення або надійного закріплення.

2.8. До виконання монтажних робіт необхідно встановити порядок обміну умовними сигналами між особою, яка керує монтажем, та машиністом крану. Всі сигнали подаються тільки цією особою, за виключенням сигналу "Стоп", який може подати любий робітник, що помітив небезпеку.

2.9. При переміщенні конструкцій відстань між ними та виступаючими частинами вже змонтованих конструкцій повинна бути по горизонталі не менше 1 м, по вертикалі—не менше 0,5 м.

3.3. Металеві частини електрозварювального обладнання, що не знаходяться під напругою, а також конструкції, що зварюються, на весь час зварювання повинні бути заземлені.

3.4. Виконання електрозварювальних робіт під час дощу або снігу при відсутності навісів над електрозварювальним обладнанням та робочим місцем електрозварювальника не дозволяється.

3.5. В електрозварювальних апаратах та джерелах їх живлення повинні бути передбачені та встановлені надійні огороження елементів, що знаходяться під напругою.

5. При виконанні земляних робіт повинні бути виконані такі вимоги (§10, ДБН А.3.2-2-2009):

5.1 До початку виконання земляних робіт в місцях розміщення діючих підземних комунікацій повинні бути розроблені та погоджені з організаціями, що експлуатують ці комунікації, міроприємства по безпечним умовам праці, а

розміщення підземних комунікацій на місцевості позначене відповідними знаками чи написами.

5.10. Одностороння засипка пазух у свіже викладених підпірних стін та фундаментів допускається після виконання міроприємств, що забезпечують стійкість конструкції, при прийнятих умовах, способах та порядку засипки.

7.3. Не допускається виконання покрівельних робіт під час ожеледиці, туману, що обмежує видимість в межах фронту робіт, грози та вітру швидкістю 15 м/с та більше.

7.4. При виконанні покрівельних робіт із застосуванням бітумних мастик приміщення для відпочинку, обігрівання людей, зберігання та прийняття їжі слід розміщувати не ближче 10 м від робочих місць.

4.6. Показники для проектування будгенплану

4.6.1. Будівлі адміністративного та санітарно-побутового призначення

Необхідні площі будівель призначення визначаються за формулою:

$$S = S_H \cdot П,$$

де: S_H - нормативна площа на одного працюючого, залежить від призначення будівлі;

П- кількість працюючих в найбільш чисельний день.

Розрахунки виконані в табличній формі (табл. 4.5).

Таблиця 4.5.

Розрахунок площ будівель адміністративного та санітарно-побутового призначення

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

Буфет	0,67	22	0,67	420-01-6	9,0x2,7x2,6	22,0
Кімната для приймання їжі	0,25	40	0,25	420-01-6	9,0x2,7x2,6	22,0

Примітка: кількість працюючих прийнята:

П=22—найбільш чисельна зміна робітників;

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

П=14—кількість чоловіків в найбільш чисельну зміну;

П=8—кількість жінок в найбільш чисельну зміну;

П=4—керівний склад будівництва.

4.6.2. Приоб'єктні склади

Площа складів вираховується для якого характерне споживання матеріалів та конструкцій в найбільших об'ємах, виходячи з нормативів площі складів (табл. 4.5 [85]), нормативів запасів матеріалів та виробів (табл. 6.3 [85]), середньодобового витрачання матеріалів та виробів, нерівномірності споживання матеріалів та виробів, нерівномірності надходження матеріалів та виробів.

Середньодобова потреба в матеріалах та виробках конкретного виду:

$$Q_{\text{доб}} = Q / t,$$

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

t - тривалість виконання робіт, згідно календарного плану.

Розрахунковий запас:

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

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

N - норма запасу матеріалів.

Необхідна площа складу:

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

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

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

β - коефіцієнт використання площі складів (табл. 4.5 [85]).

Розрахунок площі складів виконуємо в табличній формі (табл. 4.6).

Таблиця 4.6.

Розрахунок площі складів

Назва матеріалу (виробу)	Одиниця виміру	К-сть од. виміру	t днів	$Q_{ДОБ}$	N, днів	Q_p	S_p	β	S	Прийнята площа складів (тип закритих складів), їх площа
Стальні колони та стійки	1т	69,2	8	8,65	20	224,9	1,0	0,7	109	Відкритий I
Відправочні марки ферм, прогони, в'язі	1т	3068,2	50	61,4	20	1596,4	1,0	0,7	192,9	Відкритий
Плити перекриття	1т	655	50	13,1	5	86,5	1,2	0,7	113	Відкритий
Щебінь	1м ³	867	43	20,2	5	131,3	2,0	0,7	103	Відкритий 11
З/б перегородки	1т	536	50	10,7	5	69,6	0,7	0,7	156	Відкритий II
Стінові та віконні панелі	1м ²	2448	10	244,8	8	2546	5,0	0,7	770	Відкритий
Азбестоцементні листи	1т	8,4	7	1,2	8	12,48	2,0	0,7	7,4	Відкритий 1
Цегла	Тис. шт.	302	20	15,1	5	98,2	0,75	0,7	211,2	Відкритий I
Профнастил	1м ²	8640	50	172,8	8	1797,1	5,0	0,7	564,8	Відкритий 11

4.6.3. Водопостачання будівельного майданчика

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

- на виробничі потреби: $q_{вир} = \frac{S \cdot K_H \cdot A}{n \cdot 3600}$;

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

де: S - водоспоживання будівельних робіт (разом з транспортом) за зміну;
A - питомі витрати води на виробничі потреби (табл. 4.6 [85]);

K_H - коефіцієнт погодинної нерівномірності споживання;

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

g_3 - питомі витрати води на господарські та питні потреби (табл. 4.7 [85]);

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

N_1 - кількість робітників в найбільш чисельну зміну;

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

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

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

Загальні витрати води на майданчику визначаємо за формулою:

Витрати води на будівництві слідуючі:

- виробничі цілі (Q_b);
- господарсько-побутові (Q_r);
- душові установки (Q_d);
- пожежетушіння (Q_n).

Повна потреба у воді складає:

$$Q_3 = 0,5 \cdot (Q_a + Q_z + Q_o) + Q_n$$

По максимальній потребі знаходимо витрати води на виробничі цілі :

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

де Q_1 – максимальні витрати води;

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

t – кількість годин в зміні.

Секундні витрати води на господарсько-побутові цілі :

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

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

K_2 – коефіцієнт нерівномірності споживання води (2).

Секундні витрати води на душові установки :

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

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

K_3 – коефіцієнт нерівномірності споживання води (1);

t_3 – тривалість роботи душової установки .

Для пожежетушіння беремо 10 л/с.

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

Діаметр трубопровода:

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_3 \cdot 1000}{\pi \cdot v}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 10,47 \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,5}} = 94,2 \text{ мм}.$$

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

4.6.4. Електрозабезпечення будівельного майданчика

Розрахунок електрозабезпечення зводиться до визначення розрахункового електричного навантаження за формулою:

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

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

K_{cl} , K_{tl} , K_{31} - коефіцієнти попиту, які залежать від типу споживачів (табл.4.8 [52]);

P_{cl} - встановлена потужність силових споживачів (табл.4.9 [85]);

P_{tl} - встановлена потужність технологічних споживачів (табл.4.9 [85]);

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

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

$\cos \varphi_1$ - коефіцієнт потужності (табл.4.8 [85]);

Обчислюємо:

$$P = 1,1 \left(\frac{0,15 \cdot 1,5}{0,6} + \frac{0,5 \cdot 0,8}{0,65} + \frac{0,5 \cdot 30}{0,4} + 1 \cdot (0,015 \cdot 160) + 0,8 \cdot (0,015 \cdot 167 + 0,015 \cdot 75 + 0,03 \cdot 24,4 + 0,003 \cdot 24,4 + 0,003 \cdot 14,45 + 0,003 \cdot 14,3 \cdot 2 + 0,015 \cdot 22 \cdot 2 + 0,015 \cdot 28,8) \right) = 47,34 \text{ кВт}$$

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

0,8 кВт—те ж, розчинозмішувача СО-80;

30 кВт—те ж, зварювального трансформатора;

160—площа будмайданчику (:100 м);

0,015 кВт—норма освітлення 100 м² будмайданчику, або 1 м² контори, медпункту, їдальні, гардеробів;

0,003 кВт—норма освітлення 1 м² побутових приміщень;

16,7; 75; 24,4; 14,45; 14,3; 24,4; 22; 28,8—площі відповідних приміщень.

Для електрозабезпечення будівельного майданчика можливе використання електромережі, яка розташована на території цеху.

4.7. Техніко-економічні показники проекту

1. Загальна площа – 8640 м².
2. Корисна (житлова) площа – 8640 м².
3. Будівельний об'єм – 82944 м³.
4. Загальна кошторисна вартість будівництва – 44982,379 тис. грн.
5. Кошторисна вартість будівельних робіт – 32802,188 тис. грн.
6. Прямі витрати – 25124,968 тис. грн.
7. Загальновиробничі витрати – 1537,674 тис. грн.
8. Вартість 1м² загальної площі – 3,79 тис. грн.
9. Вартість 1м³ об'єму – 0,395 тис. грн.
10. Кошторисна трудомісткість – 262,530 тис. люд.-год.
11. Термін будівництва за нормами – 10,3 міс.
12. Фактичний термін будівництва – 10 міс.
13. Виробітка – 1024,56 грн./люд.-день

6.1. Заходи з промсанітарії та охорона 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».

6.2. Розрахунки штучного освітлення

Добір певної системи освітлення визначається характером робіт, по проводимуться в приміщенні. Так само й тип світильників вибирають згідно з характером виробничого процесу і умовами середовища. В приміщеннях з нормальною вологістю при відсутності виділення вогневибухо-небезпечних газів чи пилу використовують світильники в відкритому виготовленні, до них належать "Універсаль", "Глибоковипромінювач емальований", "Люцета" та ін.

6.3. Метод коефіцієнта використання світлового потоку

Метод використовується для приміщень.

1. Визначити висоту підвісу світильників над підлогою по формулі:

$$H_u = 0.8 \cdot H = 0.8 \cdot 9.6 = 7.7 \text{ м.}$$

де: H - висота приміщення, м.

2. Приймаємо паралельне розташування світильників у плані (рис. 6.1.)

3. Визначаємо відстань між світильниками:

- а) при паралельному розташуванні

$$L = (1.4 \dots 1.8) H_u = (1.4 \dots 1.8) \cdot 7.7 = 12.3 \text{ м.}$$

4. Визначаємо кількість світильників у приміщенні:

По довжині: $N_{\bar{a}} = \frac{A}{L} = \frac{60}{12.3} = 4.7 \approx 5$

де: A - довжина приміщення, м.

L - прийнята відстань між світильниками, м.

По ширині: $N_{\phi} = \frac{B}{L} = \frac{24}{12.3} = 1.95 \approx 2$

B - ширина приміщення, м.

5. Визначаємо загальну кількість світильників:

$$N = N_{\dot{a}} \cdot N_{\phi} = 5 \cdot 2 = 10.$$

6. Визначаємо індекс приміщення по формулі:

$$i = \frac{A \cdot B}{H_u(A \cdot B)} = \frac{60 \cdot 24}{7.7(60 + 24)} = 15.7.$$

7. Визначаємо коефіцієнт відбиття світла від стін $\rho_1 = 30\%$, стелі $\rho_2 = 50\%$.

8. По індексу приміщення, коефіцієнтах відбиття світла від стін та стелі, прийнятому типові світильника визначаємо коефіцієнт світлового потоку $\eta = 0.69$

9. Визначаємо коефіцієнт запасу $k = 1.5$,

10. Визначаємо світловий потік одного світильника по формулі:

$$\Phi = \frac{E_n \cdot K \cdot S \cdot z}{N \cdot \eta} = \frac{2 \cdot 1.5 \cdot 1440 \cdot 1.15}{10 \cdot 0.69} = 1001$$

де E_n – нормативне значення освітленості, лк;

K – коефіцієнт запасу;

S – площа приміщення, m^2 ; $S = A \cdot B = 60 \cdot 24 = 1440 m^2$

z – коефіцієнт нерівномірності освітлення; дорівнює відношенню мінімального освітлення до середнього; $z = \frac{L}{H_u} = \frac{12.3}{7.7} = 1.6$

N – кількість світильників;

η - коефіцієнт використання світлового потоку світильника.

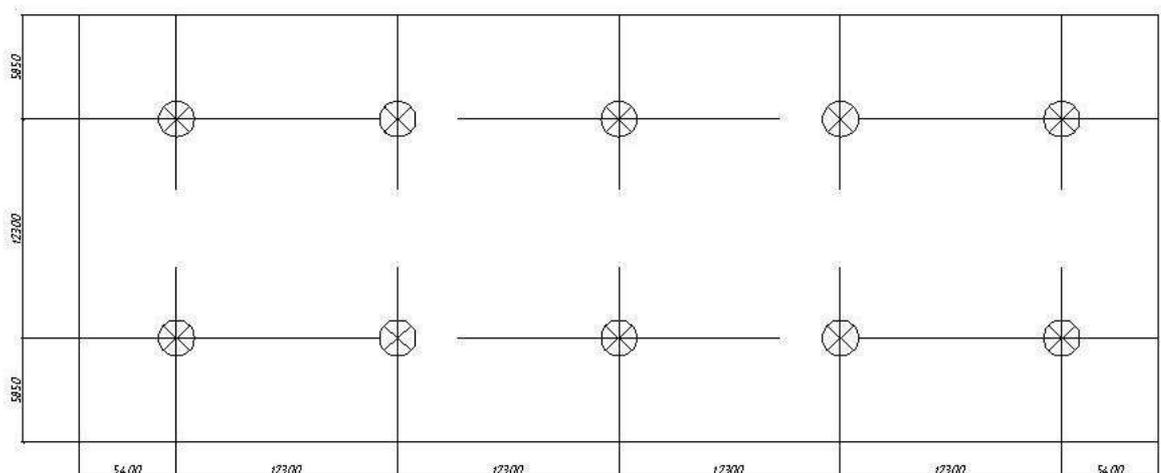


Рис. 7.1. Схема розташування освітлювачів

6.4. 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:

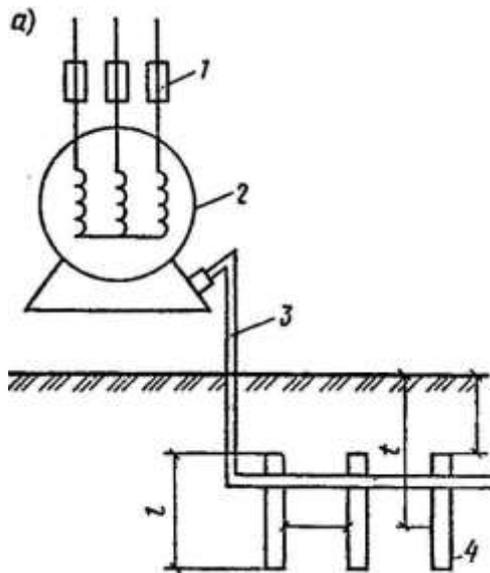


Рис. 7.2. Схема заземлюючого пристрою трансформаторної підстанції
1 – запобіжники; 2 - електродвигун; 3 – з'єднувальна штаба;
4 – заземлювач

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

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:

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

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

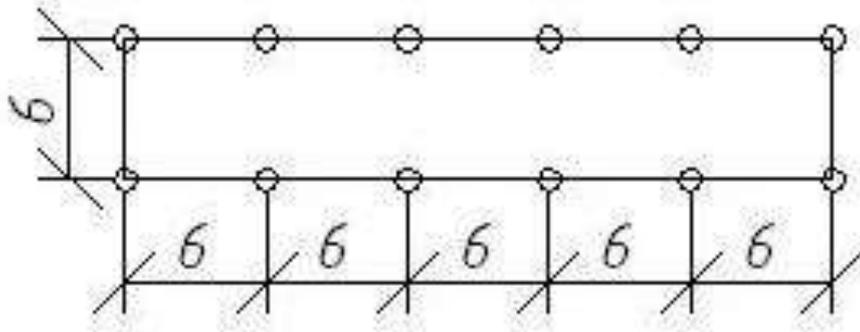


Рис. 7.3. Схема розташування вертикальних заземлювачів

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

де: l - довжина стержня, м;

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:

$$R'_z = \frac{120}{2 \cdot 3,14 \cdot 72} \cdot \ln \frac{2 \cdot 72^2}{0,04 \cdot 0,8} = 3,4 \text{ Ом}.$$

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

$$R_g = \frac{42}{12 \cdot 0,69} = 5,1 \text{ Ом},$$

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

8. Визначаємо опір струму з'єднувальної штаби R_z із врахуванням впливу вертикальних заземлювачів:

$$R_z = \frac{3,4}{0,4} = 8,5 \text{ Ом},$$

η_z - коефіцієнт використання горизонтального заземлювача(штаби), що з'єднує стержні, $\eta_z = 0,40$.

9. Визначаємо загальний опір заземлюючого контуру:

$$R_u = \frac{R_1 \cdot R_2}{R_1 + R_2} = \frac{5,1 \cdot 8,5}{5,1 + 8,5} = 3,2 \text{OM} < [R_{\text{don}}] = 4 \text{OM}.$$

7.1. Вплив будівництва на навколишнє середовище

Несприятливо впливає на людину і зміна хімічного складу повітря, вміст у ньому підвищених концентрацій газів. Кількість же відходів зараз становить: 1.5-2.5 кг твердих і до 8л рідких відходів на людини в день, причому вони містять такі токсичні речовини, як миючі та інші складні, що вимагають для свого розведення великої кількості чистої води.

Проектування.

Вплив урбанізованих територій на навколишню природу і саме якість середовища на цій території визначається в першу чергу, рішеннями, закладеними при проектуванні, потім відповідно якістю виконання і далі - умовами експлуатації об'єктів.

На етапі проектування визначається майбутній характер взаємовідносин об'єкта і навколишнього природного середовища. Створення штучного середовища для життя і діяльності людини може відбутися у згоді з природою або всупереч їй.

На всіх етапах розробки проектно-кошторисної документації, починаючи від вибору місця будівництва, узгодження намічуваних рішень по обраній площадці з відповідними органами та організаціями, розробки завдань на проектування і закінчуючи розробкою власної проектно-кошторисної документації для всіх об'єктів, визначати рішення повинні вимоги раціонального використання земель, рекультивациі земельних ділянок після зведення об'єктів, використання родючого шару ґрунту, охорона навколишнього середовища, раціональне використання природних ресурсів і економне витрачання матеріальних і паливно-енергетичних ресурсів.

Важливе значення має також і екологічна експертиза проектів --система комплексної оцінки всіх можливих екологічних і соціально -економічних наслідків здійснення проектів будівництва та реконструкції великих н/г об'єктів, спрямована на запобігання їх негативного впливу на навколишнє середовище і на вирішення намічених завдань з найменшою витратою ресурсів і мінімальними небажаними наслідками.