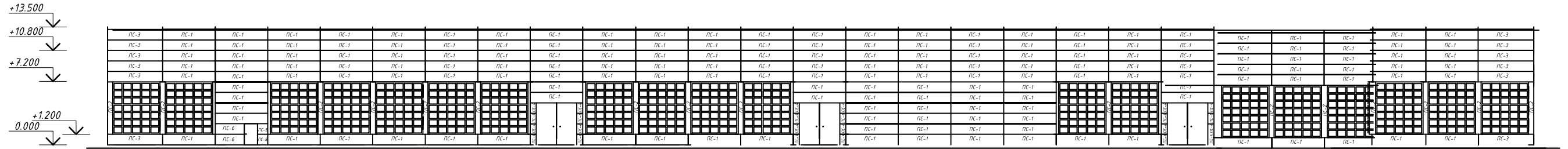
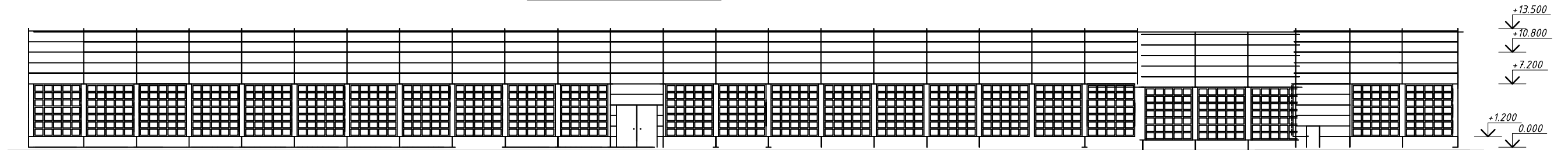


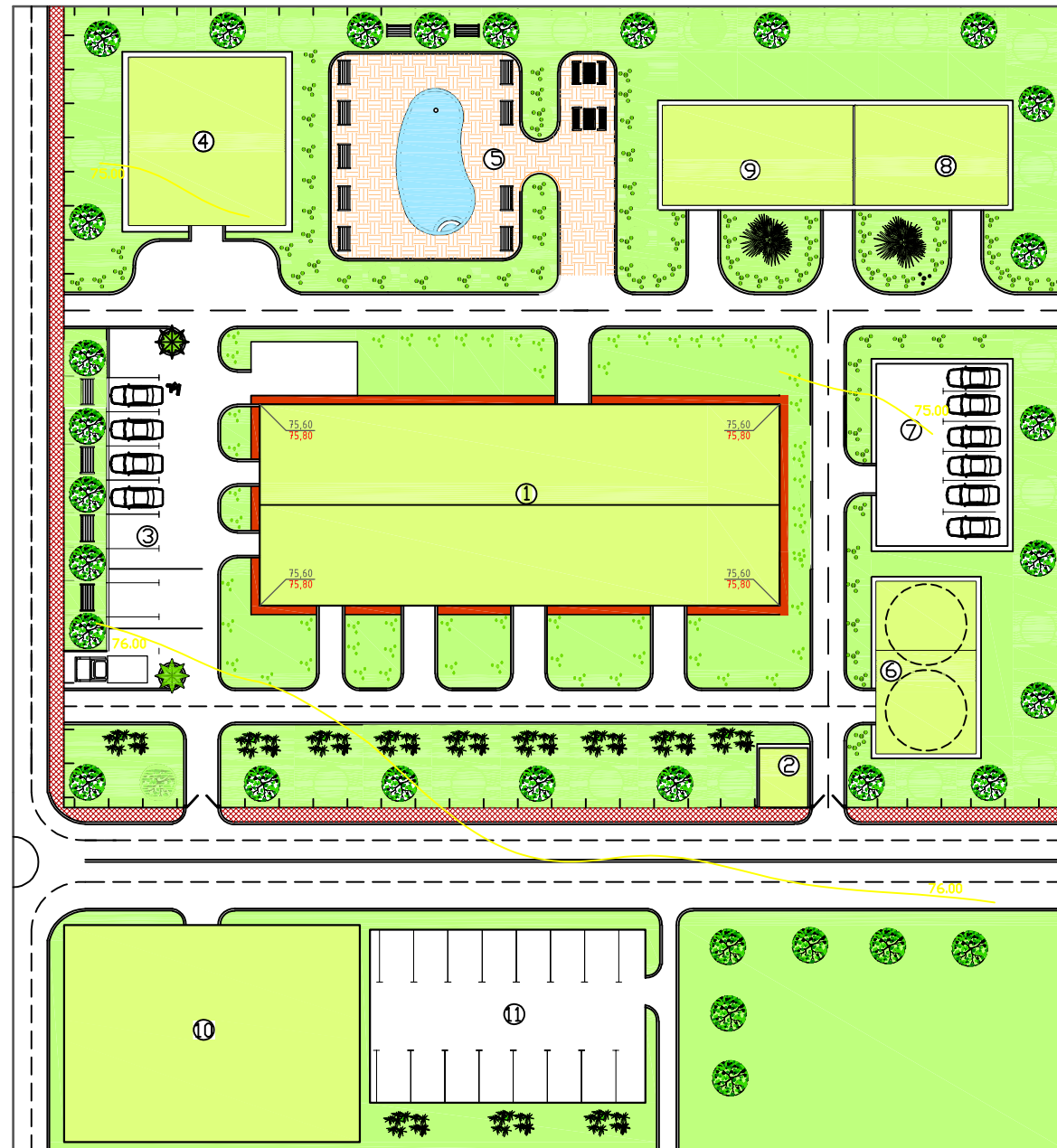
Фасад в осях 1-27



Фасад в осях 27-1



ГЕНПЛАН М1:1000

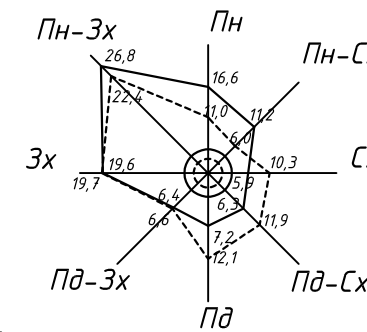


ТЕП генплану

Назва показників	Числ. знач.
Площа забудови	1.39га
Площа озеленення	3.52га
Площа асфальтового покриття	1.4га
Площа генплану	6.31га
Коефіцієнт забудови	22%
Коефіцієнт асф. покриття	22.1%
Коефіцієнт озеленення	55%

- Басейн ■
- Будівля ■
- Асфальт ■
- Зелень ■
- Огороження заводу
- Декоративні квіти ✿
- Декоративний куц •••
- Окремостояче дерево ●

Повторюваність напрямку вітру



Експлікація генплану

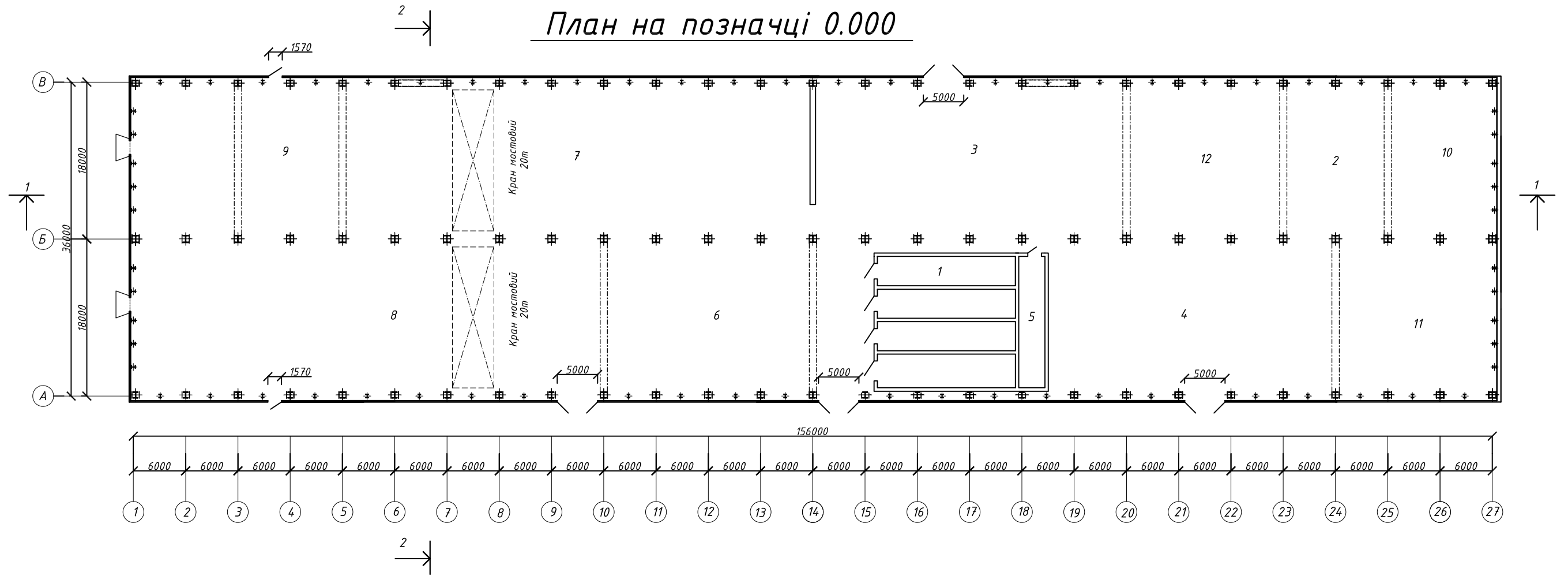
1. Виробнича будівля бази
2. КПП
3. Стоянка для автомобілів
4. Навіс для необробленої деревини
5. Зона відпочинку (з басейном)
6. Резервуар для води
7. Стоянка для автомобілів
8. Ідальня
9. Адміністративно-побутовий корпус
10. Існуюча будівля
11. Парковка

Специфікація на панелі в осях 1-27, 27-1

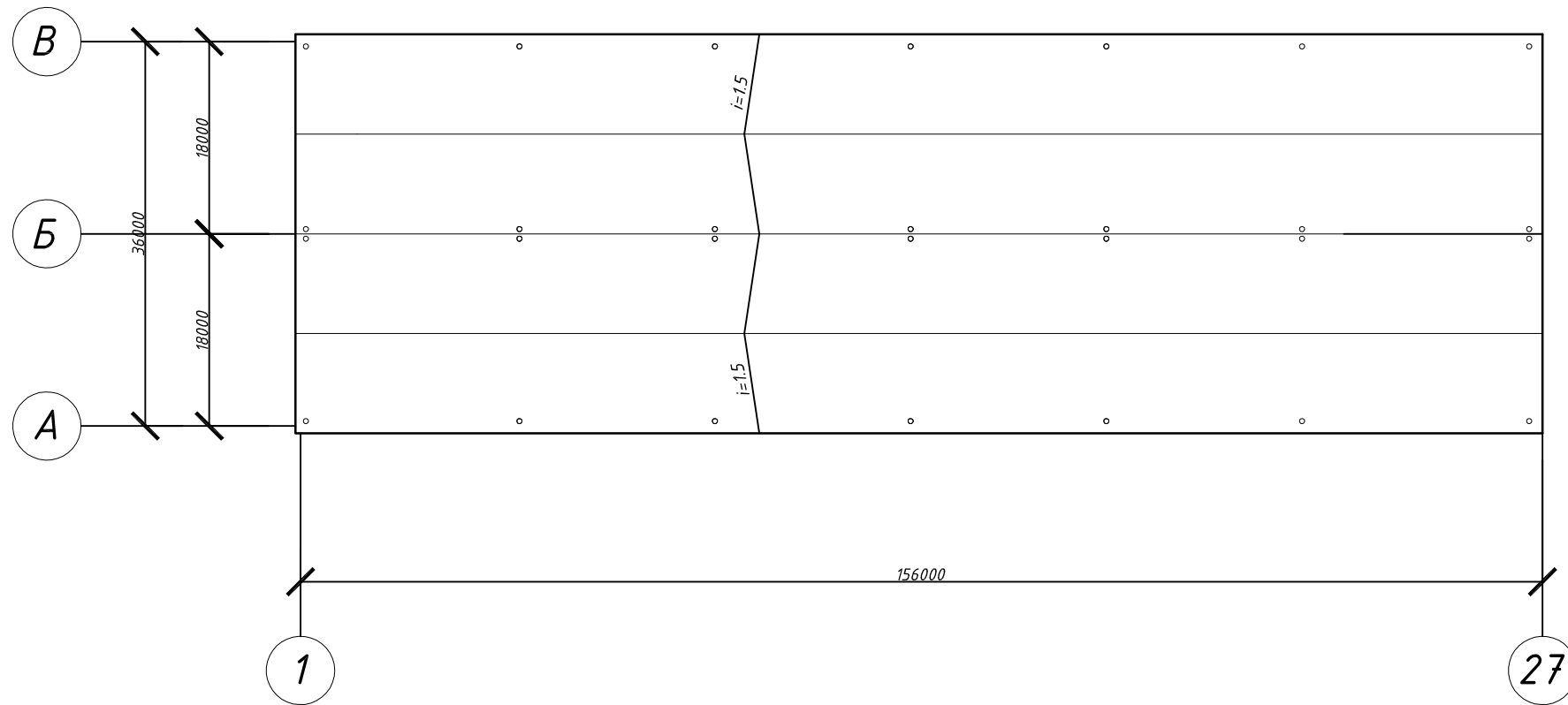
№	Марка і розмір, мм.	Кільк. знач.
1	ПС-1 (1200x6000)	312
2	ПС-2 (300x6000)	39
3	ПС-3 (1200x6150)	24
4	ПС-4 (1200x500)	32
5	ПС-5 (1200x630)	4
6	ПС-6 (1200x3800)	4

						2МБ 10239 АБ			
						База з виробництва мебельної продукції, м. Черкаси			
Эп.	Кільк.	Арх.	Док.	Підпис	Дата	Архітектурно-будівельний розділ	Стаття	Аркуш	Аркушів
Виконав	Сисалетин А.						МР	1	13
Керівник	Руденко В.В.								
Консульт.	Руденко В.В.					Генплан, фасади, ТЕП специфікації елементів		Національний університет імені Юрія Кондратюка Кафедра БЦІ	
Н. контр.	Руденко В.В.								
Затвердив	Сенко О.В.								

План на позначці 0.000



План покрівлі

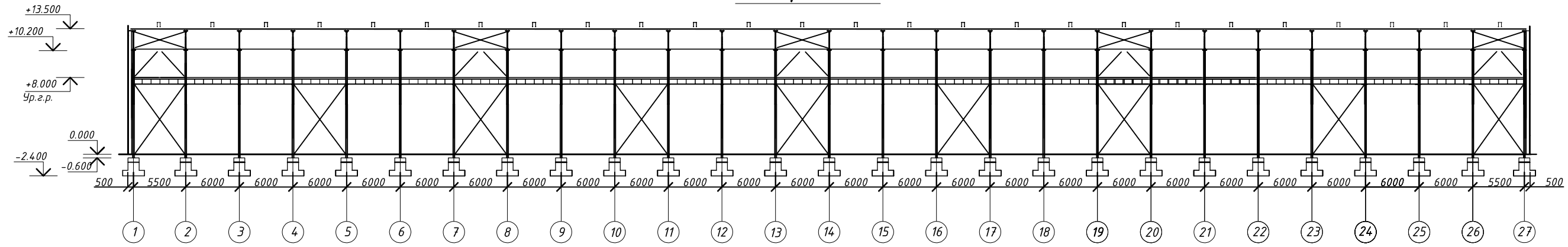


Експлікація приміщень

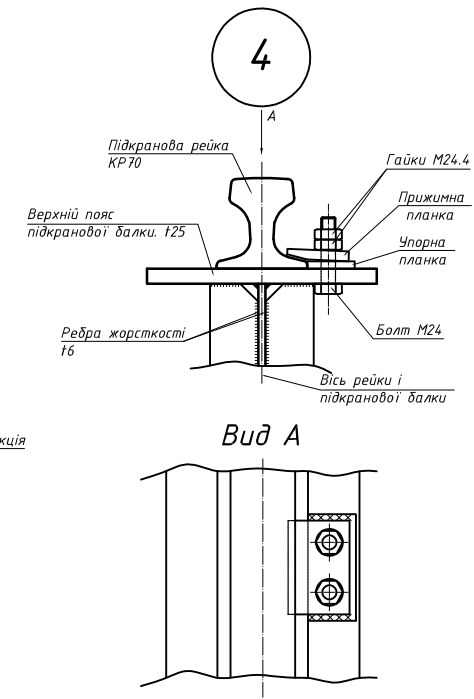
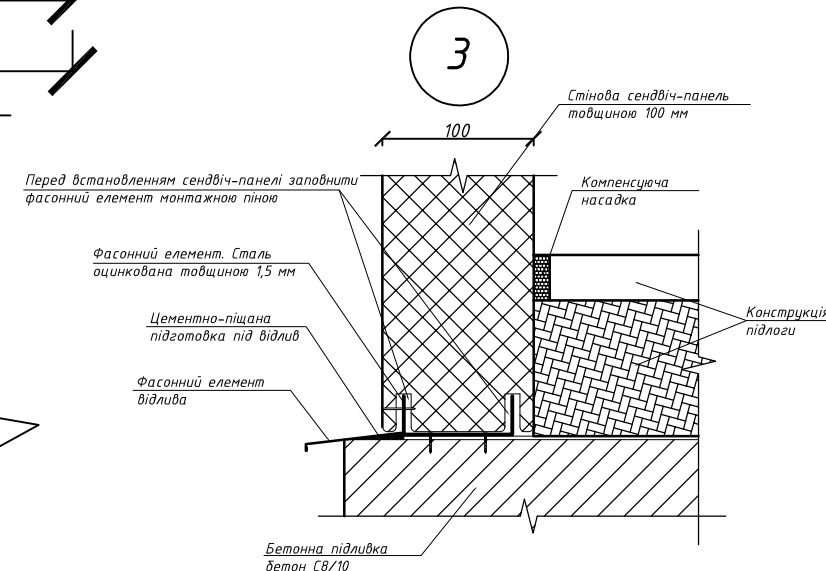
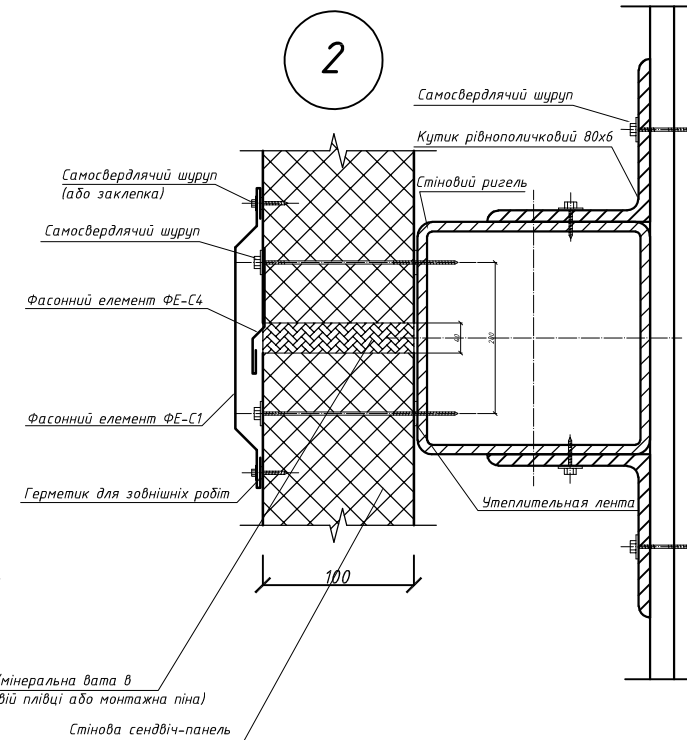
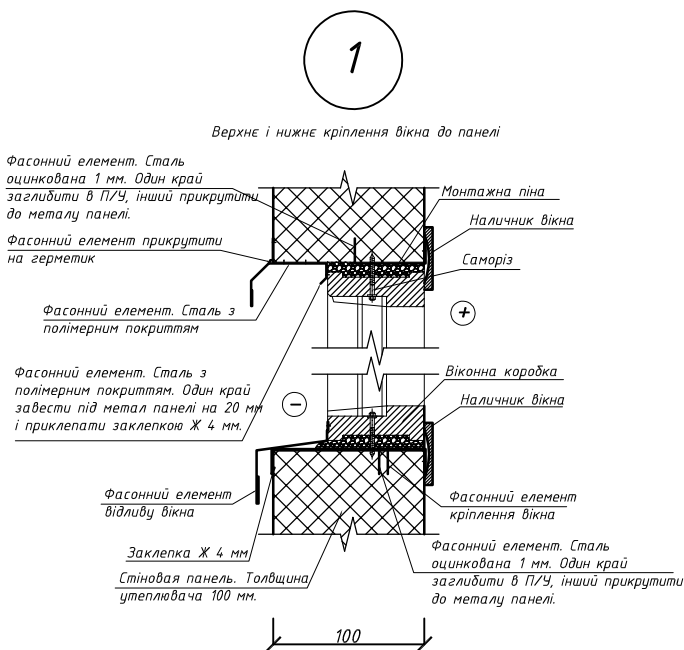
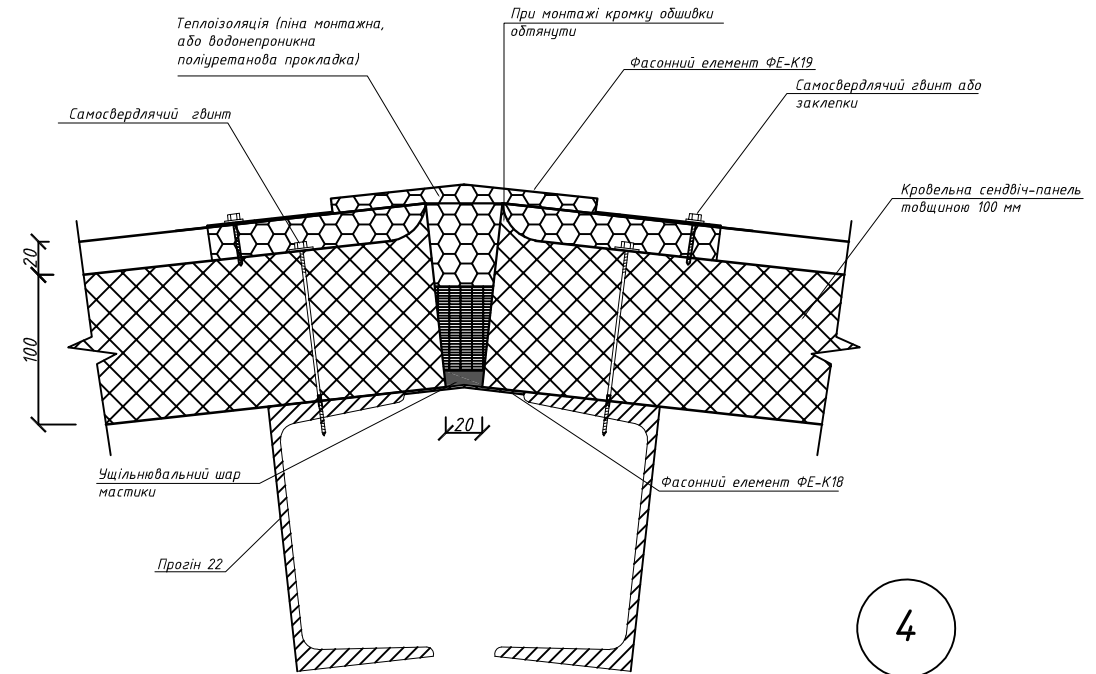
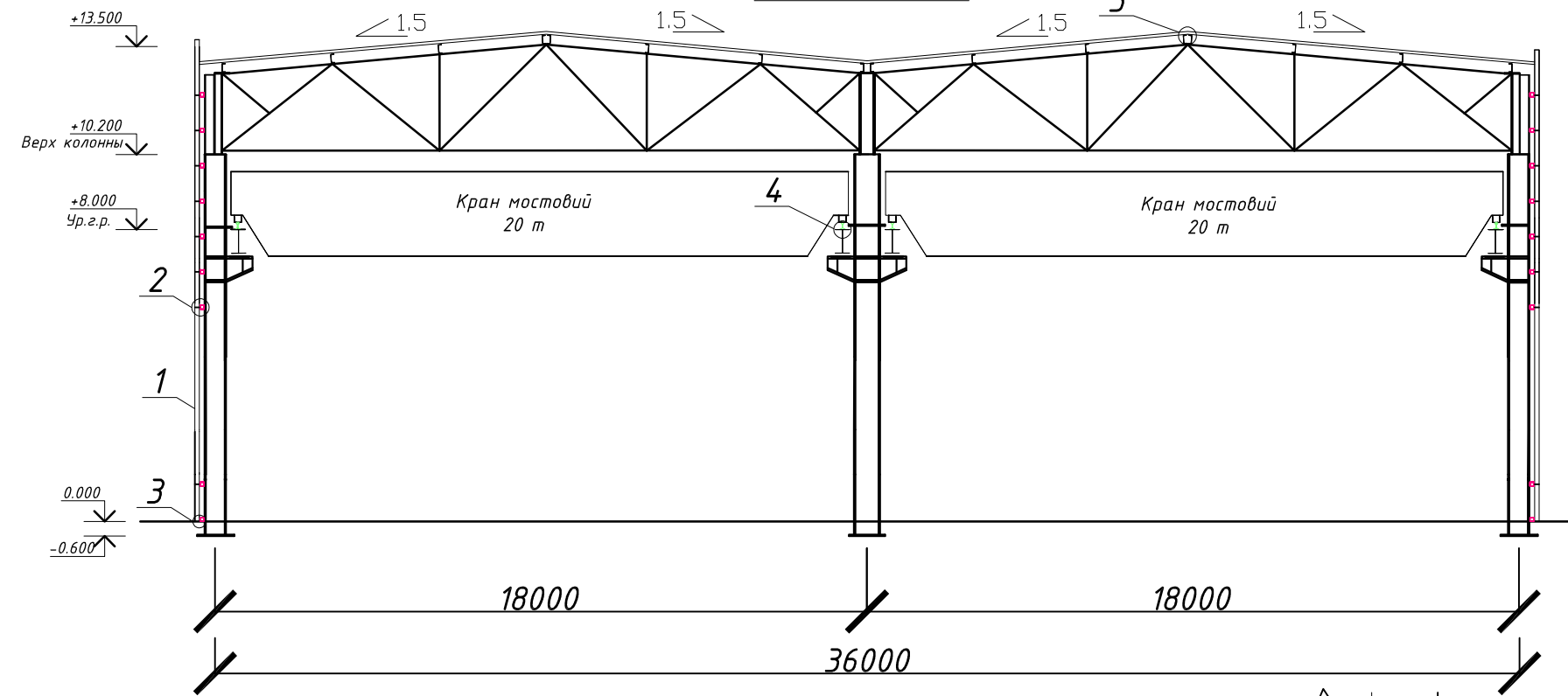
№	Наименование
1	Сушильні камери
2	Лакувальна
3	Столярна дільниця №1
4	Вільна дільниця
5	Комп'ютерна
6	Склад готової продукції
7	Формувально-пресове відділення
8	Склад зберігання лісоматеріалів
9	Столярна дільниця №2
10	Склад інвентаря
11	Склад готової продукції
12	Столярна дільниця №3

						2МБ 10239 АБ					
						База з виробництва мебельної продукції, м. Черкаси					
Зм.	Кільк.	Арк.	Док.	Підпис	Дата	Архітектурно-будівельний розділ			Спаділ	Архш	Архшів
Виконав	Сисолятин А.								МР	2	13
Керівник	Руденко В.В.										
Консульт	Руденко В.В.										
Н. контр.	Руденко В.В.					План на позн. 0,000			Національний університет імені Юрія Кондратюка		
Затвердив	Семко О.В.					План покрівлі, експлікація			Кафедра БЦ		

Розріз 1-1



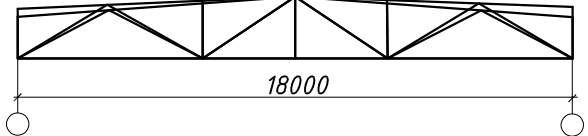
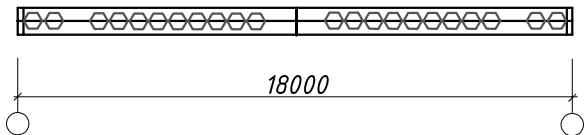
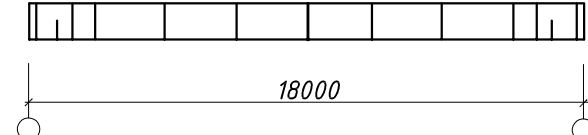
Розріз 2-2



					2МБ 10239 АБ		
					База з виробництва небельної продукції, м. Черкаси		
Зм.	Кільк.	Арх.	Док.	Підпис	Дата	Архітектурно-будівельний розділ	
Виконав	Сисолянин А.					Спада	Архшт
Керівник	Руденко В.В.					МР	3
Консульт	Руденко В.В.					13	
					Розріз 1-1, розріз 2-2		
					вузли кріплення панелей		
					Н. констр. Руденко В.В.		
					Затвердив Сенько О.В.		
					Національний університет імені Юрія Кондратюка Кафедра БЦ		

НДРС

Порівняння об'ємно-планувальних рішень будівлі

	Найменування та схема конструкції покриття	Найменування показників					
		Маса конструкції, кг	Трудоємність виготовлення, люд.-год.	Вартість монтажу, грн.	Вартість в "ділі", грн.	Експлуатаційні затрати, грн.	Приведена вартість, грн.
	Трапецевидна ферма із кутників 18000	14000	47.3	1574	39726	1820	42376
	Балка перфорована 18000	17800	10.8	2160	55015	2520	58590
	Балка тонкостінна 18000	20500	11.5	2360	63214	2894	67590

				1МБ	20239	КМ
Виконав	Соголян А.І.	Підпис	Дата	База з виробництва мебельної продукції, м. Черкаси		
Перевірив	Руденко В.В.			Розрахунково-конструктивний розділ	Етапів	Аркушів
Керівник	Руденко В.В.				МР	4
Н.контр.	Панч В.В.			Порівняння об'ємно-планувальних рішень будівлі	Національний університет імені Юрія Кондратюка кафедра БЦ	
Затв.	Семко О.В.					

Схема розміщення в'язей по нижніх поясах кроквяних ферм

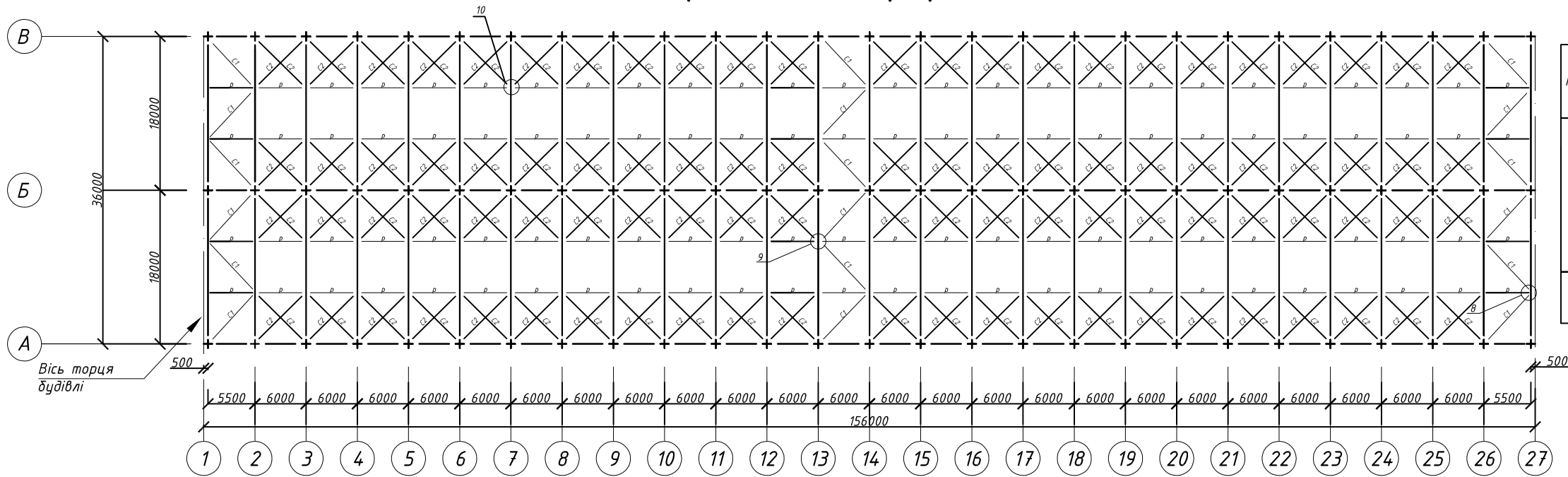


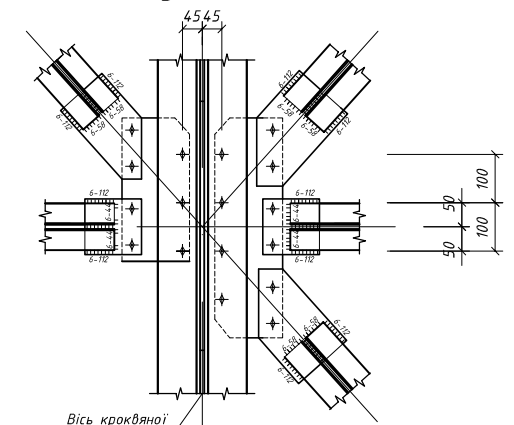
Схема розміщення в'язей по верхніх поясах кроквяних ферм



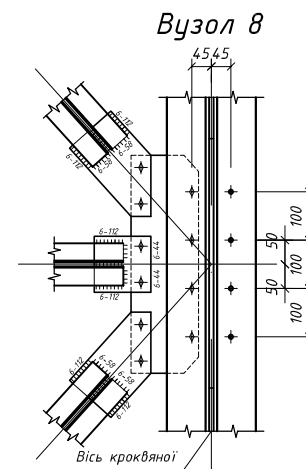
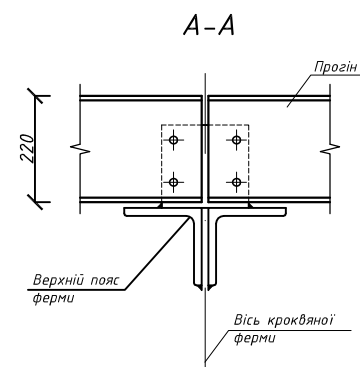
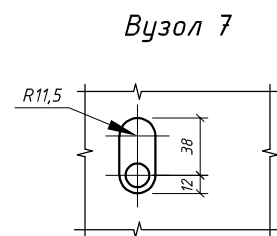
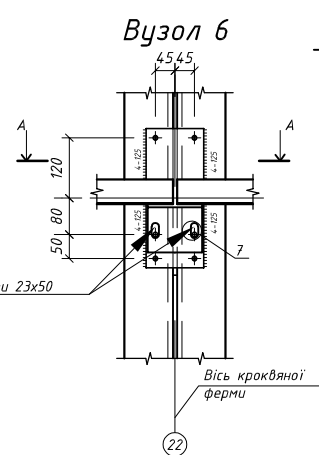
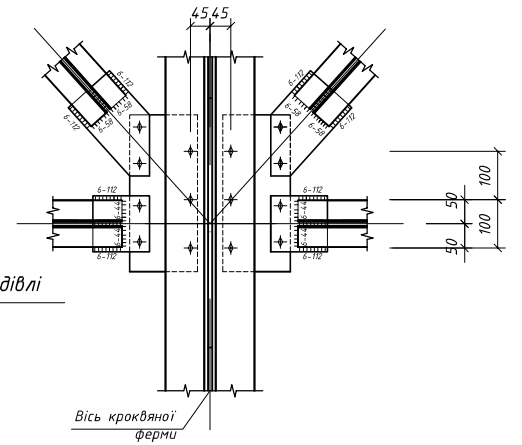
Специфікація сталі
елементів в'язевої системи
на рівні верхніх і нижніх поясів ферм

К.е.	Марка	Переріз	Клас сталі	Кількість	Маса 1шт. (кг)	Загал. маса (кг)
НП	C-1	└ 63x5	C245	18	68.11	1225.98
	C-2	└ 50x5	C245	184	57.02	10491.68
	P	└ 50x5	C245	104	57.02	5930.08
ВП	П	└ 22	C245	416	103	42848

Вузол 9



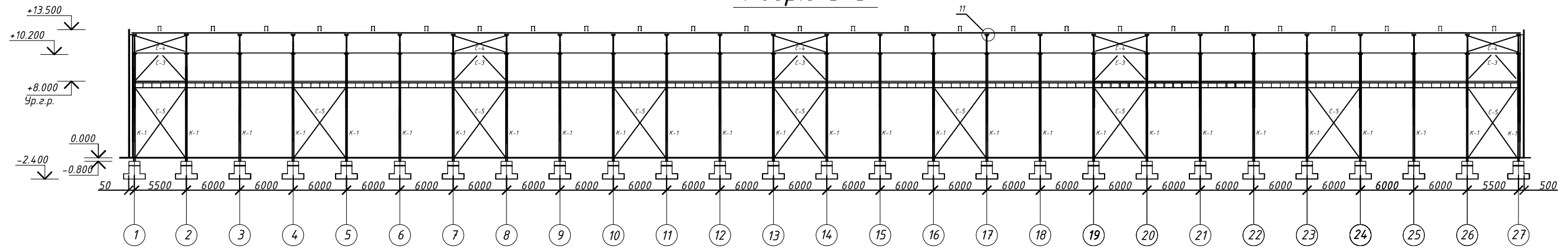
Вузол 10



- Болти М20, крім обумовлених.
- Всі шви $k = 4\text{мм}$, крім обумовлених.
- Зварювання напівавтоматичне зварювальним дротом $d=1.4-2\text{мм}$ марки Св-08ХН2ГМЮ.
- Всі в'язі показані умовно.

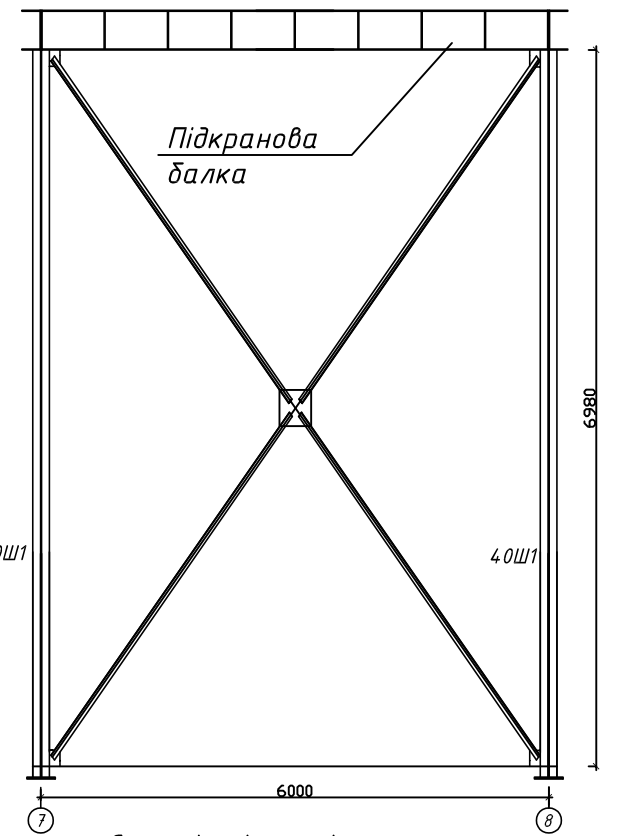
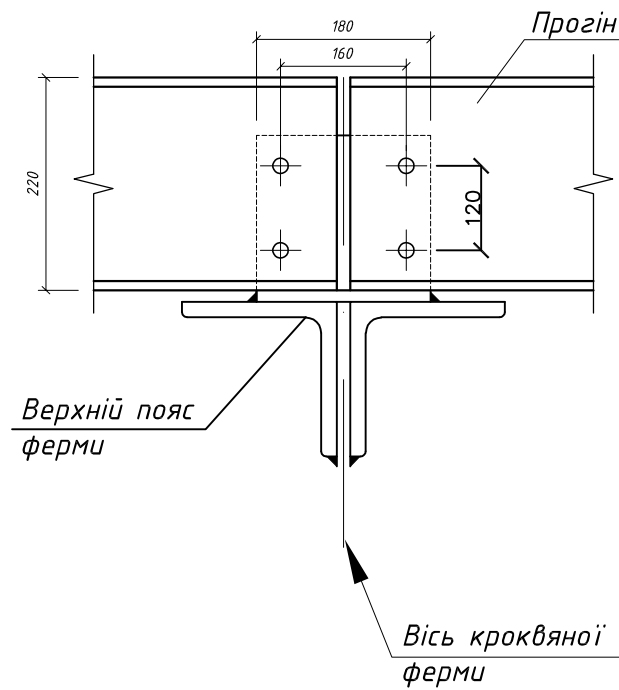
					2МБ 10239 КМ		
База з виробництва небельної продукції, м. Черкаси							
Виконав	Сисолятин А.	Розрахунково-конструктивний розділ	Спада	Архш	Архш		
Керівник	Руденко В.В.		МР	5	13		
Консульт	Панч В.Ф.						
Н. контр.	Руденко В.В.	Схеми в'язей, вузли			Національний університет імені Юрія Кондратюка Кафедра БЦ		
Затвердив	Сенко О.В.						

Розріз 3-3



C-5

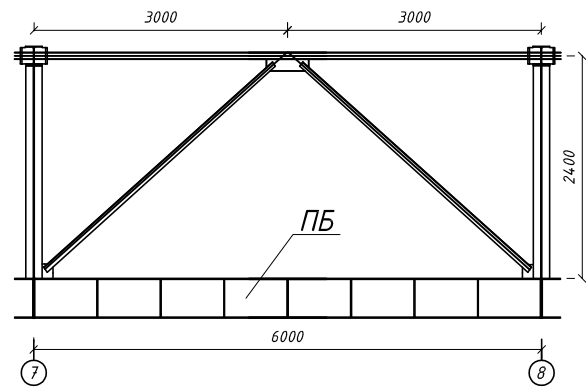
Вузол 11



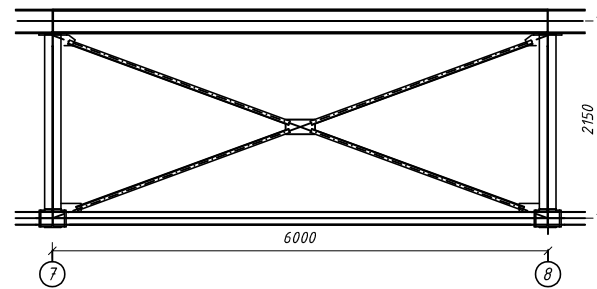
Специфікація сталі на вертикальні в'язі та колони

К.е.	Марка	Переріз	Клас сталі	Кільк-кість	Маса 1шт. (кг)	Загал. маса (кг)
ВВ	C-3	┌ 63x5	C245	20	68.11	1362.2
	C-4	┌ 50x5	C245	20	57.02	1140.4
	C-5	┌ 140x9	C245	40	155.2	6208
К	40Ш1	I	C245	54		
	50Ш1	I	C245	27		

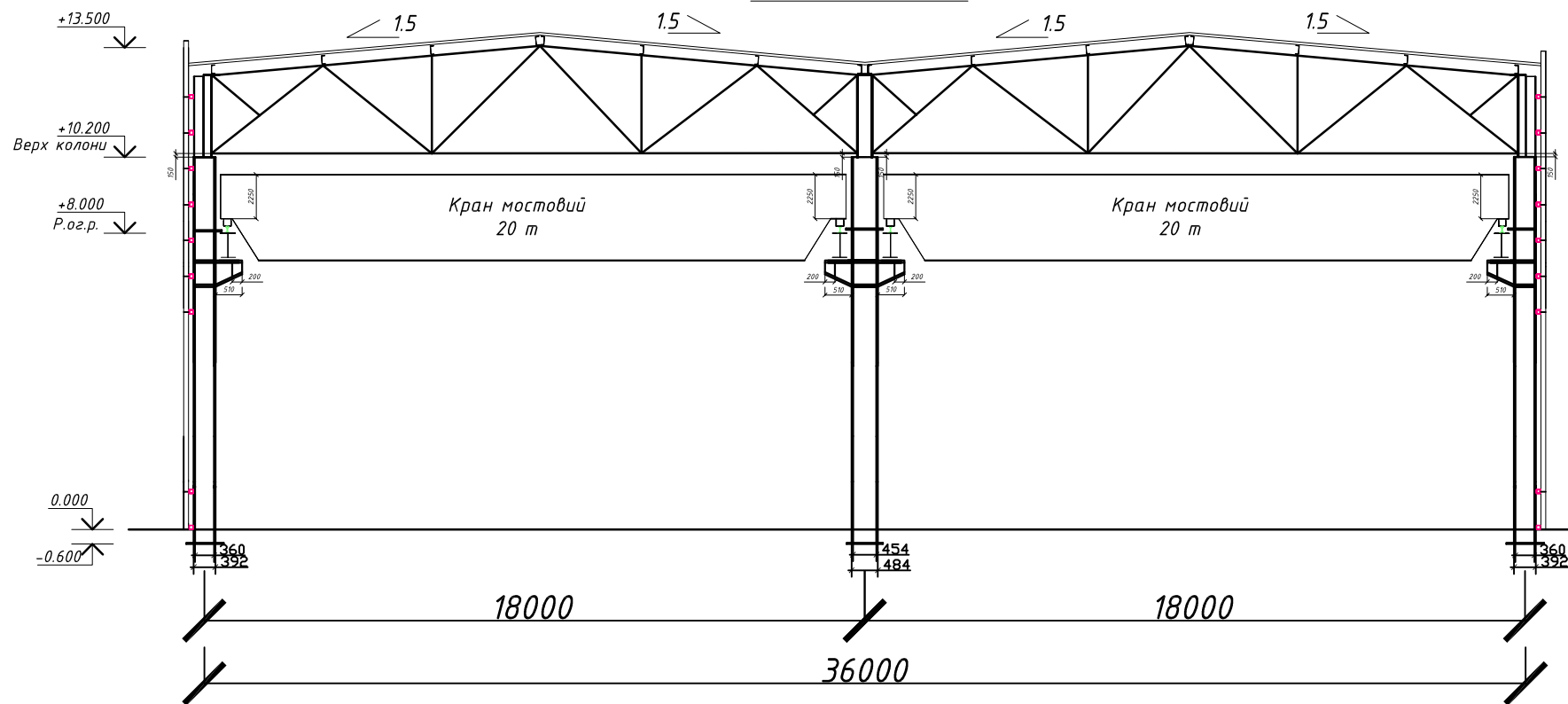
C-3



C-4

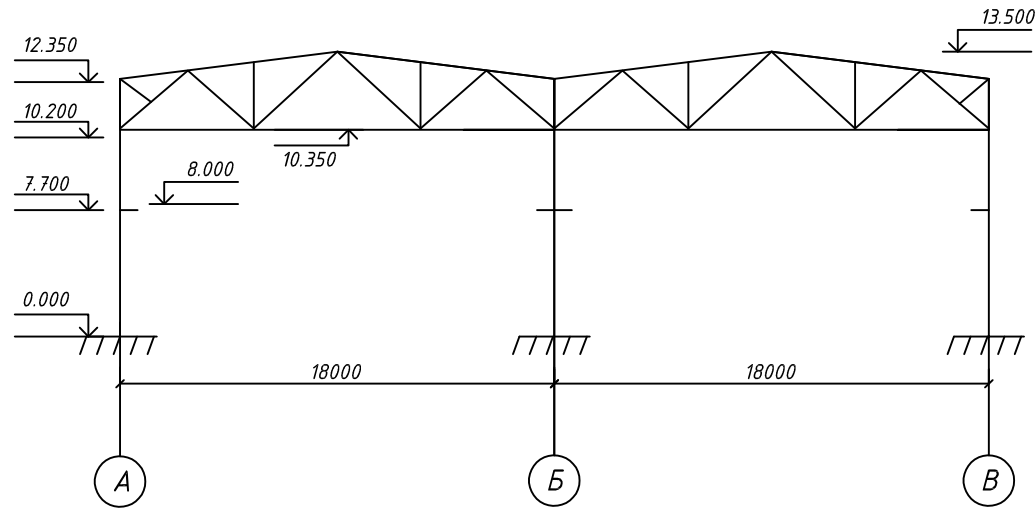


Розріз 4-4



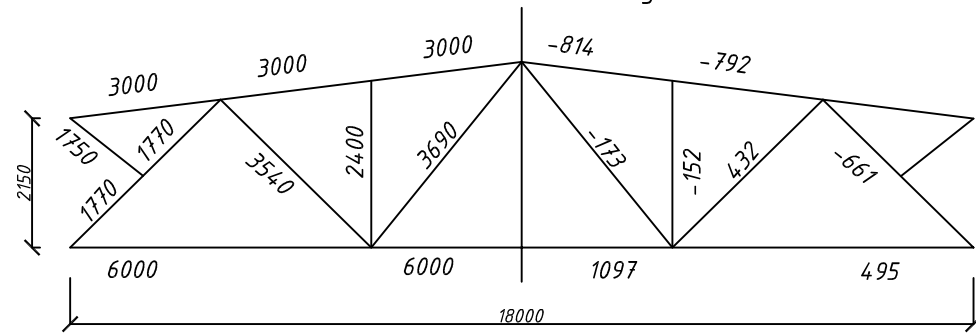
					2МБ 10239 КМ		
					База з виробництва мебельної продукції, м. Черкаси		
Зм.	Кільк.	Арх.	Док.	Підпис	Дата	Розрахунково-конструктивний розділ	
Виконав	Сисолятин А.					Стара	Архшт
Керівник	Руденко В.В.					МР	6
Консульт	Пенч В.Ф.					13	
Н. контр.	Руденко В.В.					Розрізи, вузли, специфікація	
Затвердив	Сенко О.В.					Національний університет імені Юрія Кондратюка Кафедра БЦ	

Конструктивна схема каркасу будівлі М1:300



Геометрична схема ферми М 1:150

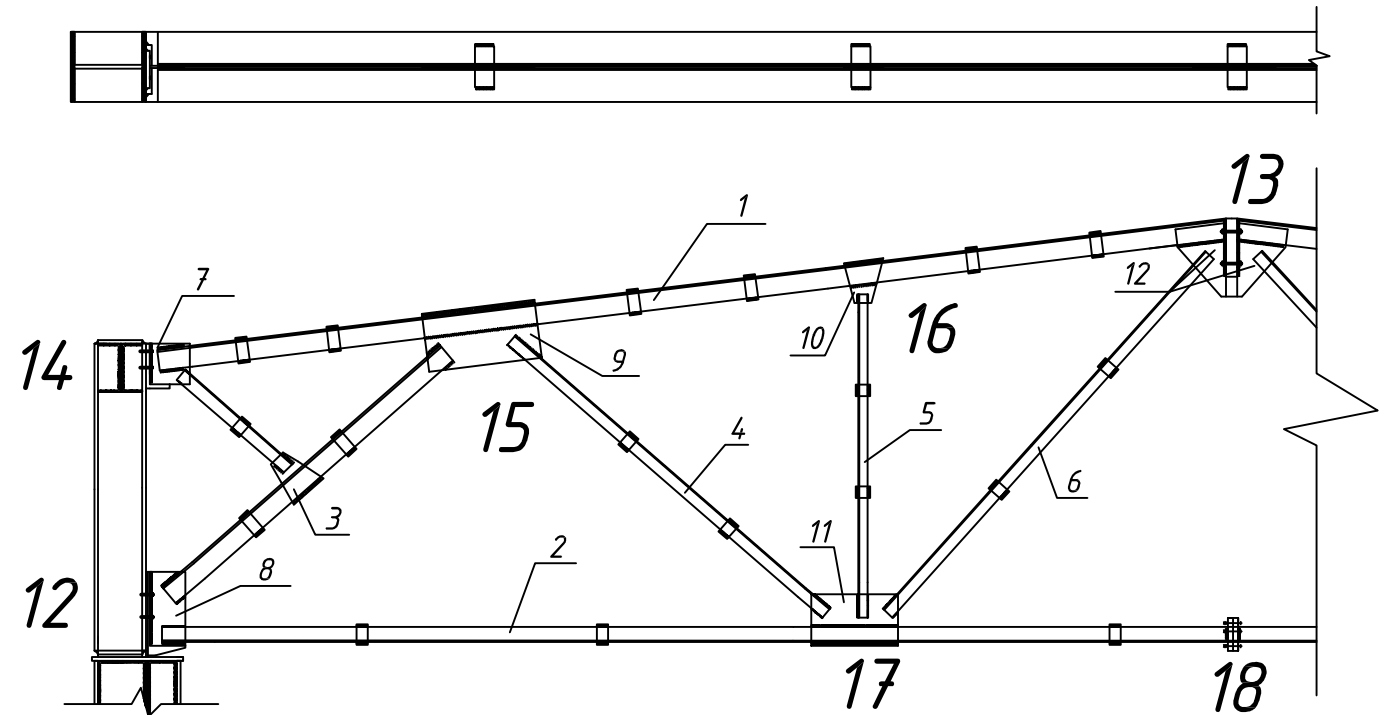
Довжини елементів (мм) Зусилля в елементах (кН)



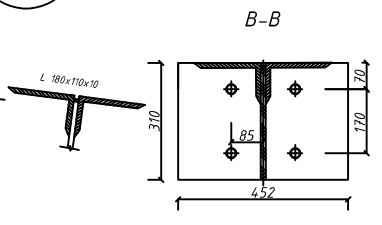
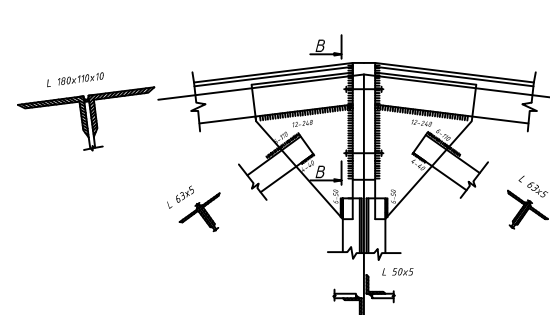
Відправна марка Ф-1

Масштаб осей 1:30

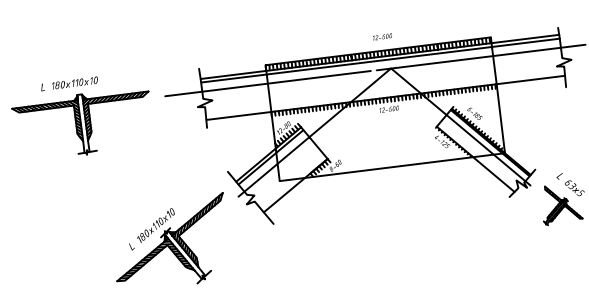
Масштаб вузлів та елементів 1:15



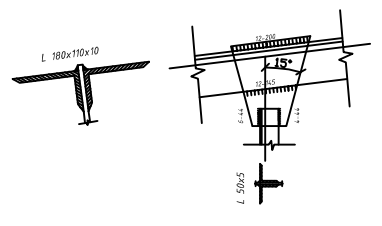
13



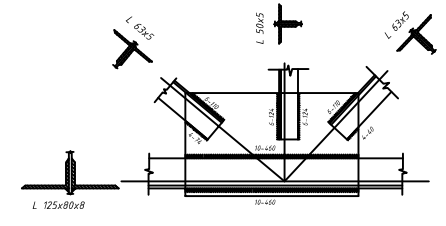
15



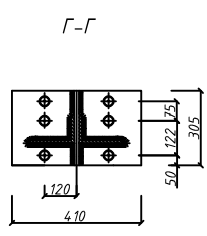
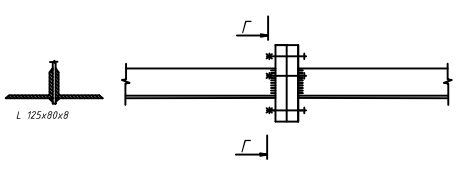
16



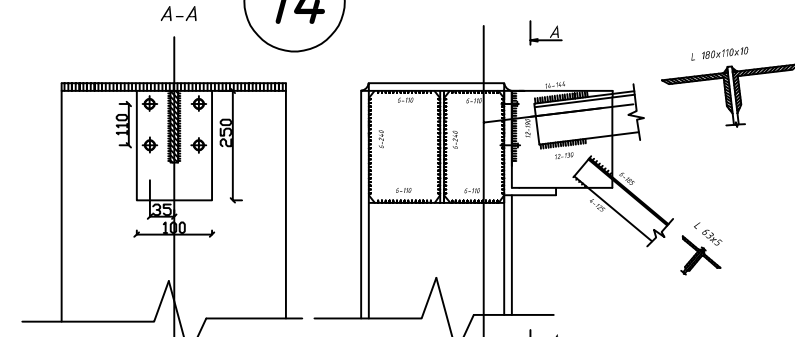
17



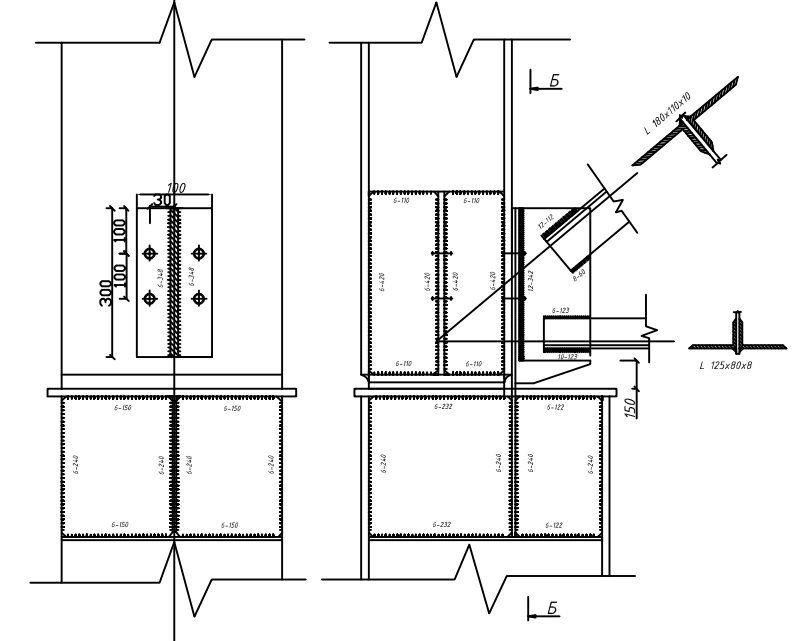
18



14



12



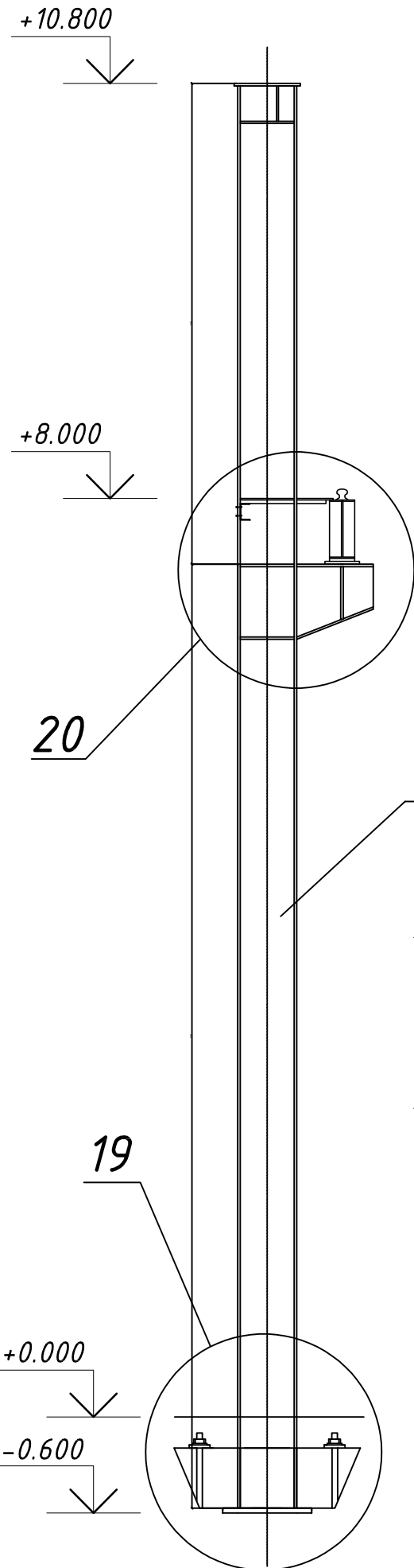
Специфікація сталі на кроквяну ферму

Конструкція	N поз.	Переріз	Довжина, мм	Кількість	Загальна довж. п.м.	Маса, кг	Клас сталі
Ферма Ф-1	1	L 180x110x10	9000	4	31,08	690	
	2	L 125x80x8	9000	4	30,74	384	
	3	L 180x110x10	3540	4	7,83	174	
	4	L 63x5	3540	4	8,86	43	
	5	L 50x5	2400	4	6,87	26	
	6	L 63x5	3690	4	10,24	49	
	7	182x12	190	2	0,38	3,3	
	8	188x12	442	2	0,88	7,8	
	9	280x12	600	2	1,20	15,8	
	10	214x12	220	2	0,44	5,8	
	11	275x12	460	2	0,92	9,3	
	12	269x12	390	2	0,78	9,9	
							Заг. маса 1418кг

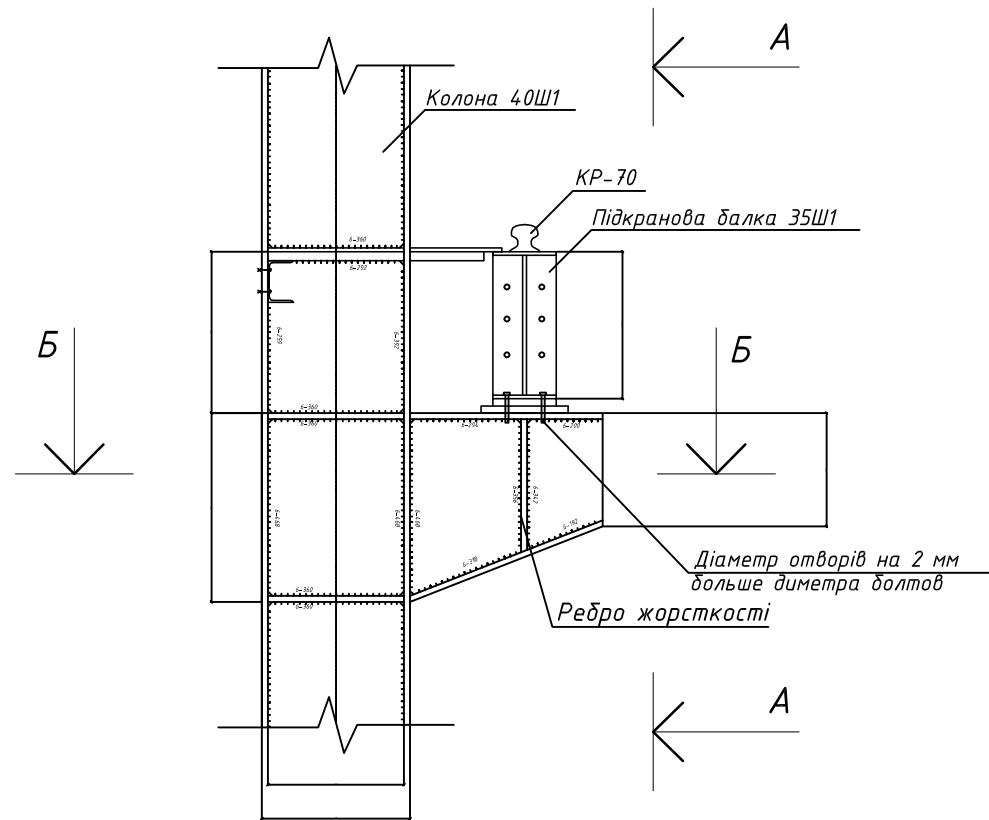
- При ручному зварюванні застосовувати електроди З-42 ГОСТ 9467-75.
- Матеріал колони - сталь сталі С235 за ГОСТ 27772.
- Всі отвори НК-1 виконувати d = 23мм.
- Шайби НК-1 ставляться по 2 шт. на кожний нахилоник і вставляються відповідно до розрахунку.
- Всі зварні шви виконувати катетом 4мм, крім обумовлених.
- Болтові з'єднання на болтах М16 класу 4,8, крім обумовлених.
- Заводські з'єднання виконувати автоматичним або напівавтоматичним зварюванням: зварний діат d = 2мм СВ-08Г ГОСТ 2246-70*; флюс марки АН-6 ГОСТ 9087-81.

					2МБ 10239 КМ				
					База з виробництва мебельної продукції, м. Черкаси				
Виконав	Сисолятин А.	Арх.	Док.	Підпис	Дата	Розрахунково-конструктивний розділ	Старий	Архив	Архив
Керівник	Руденко В.В.						МР	7	13
Консульт.	Пенц В.Ф.								
Н. конпр.	Руденко В.В.					Колона К-1, розрізи, вузли умовні позначення	Національний університет імені Юрія Кондратюка Кафедра БЦ		
Затвердив	Сенко О.В.								

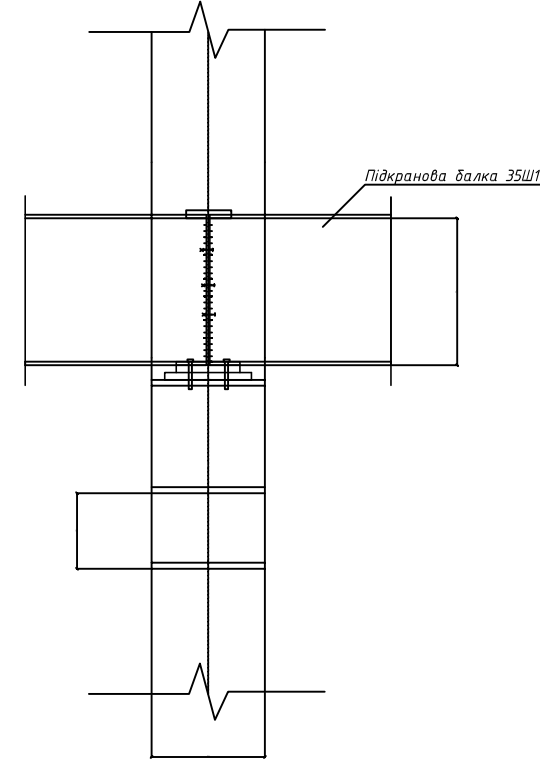
Колона К-1



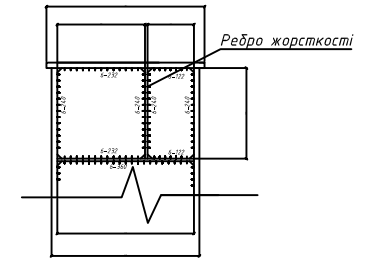
Вузол 20



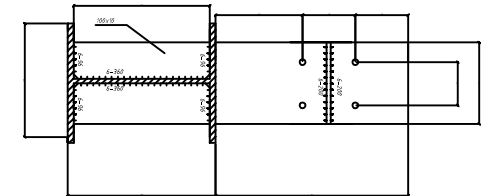
A-A



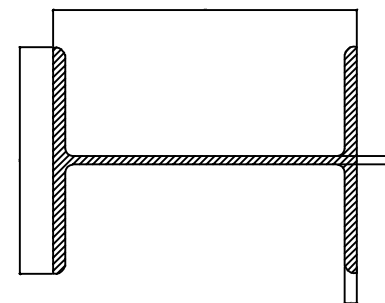
Оголовок колони



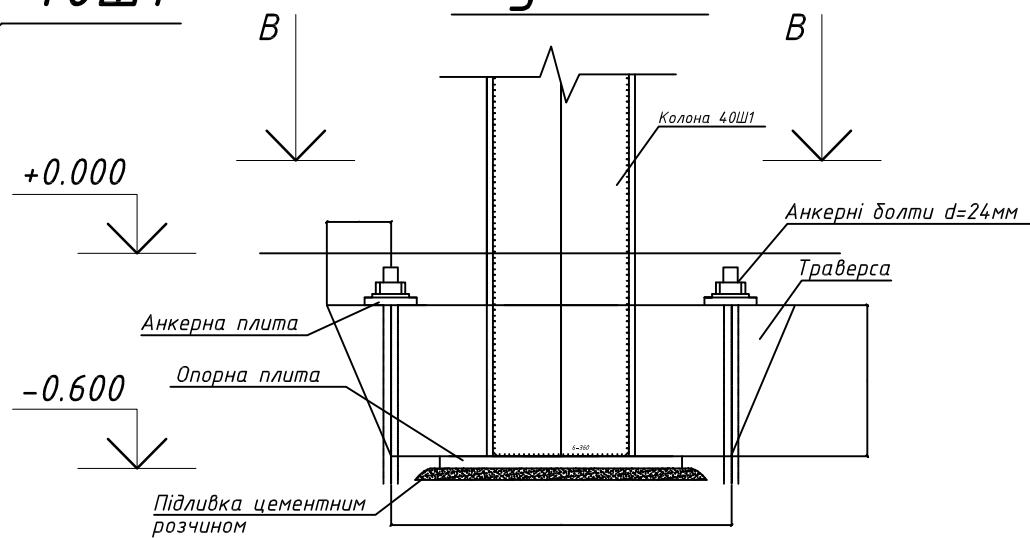
B-B



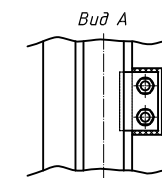
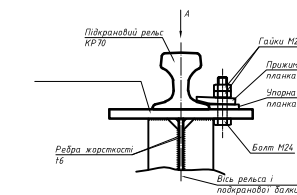
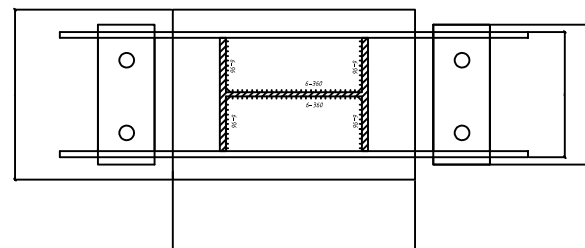
Переріз колони 40Ш1



Вузол 19



B-B



Умовні позначення:

- ▬ Заводський зварювальний шов
- ⊗ Монтажний зварювальний шов
- ⊕ Постійний болт
- ⊗ Монтажний болт
- ▽ Механічна обробка

Примітки:

- Матеріал конструкції:
 - підкранові балки, фасонки ферм - сталь С245 ГОСТ 27772-88;
 - крайові ферми - сталь С245 ГОСТ 27772-88;
 - колонні прогони, вазі - С245 ГОСТ 27772-88.
- З'єднання: заводські - зварювальні, монтажні - зварювальні і болтові.
 - заводське зварювання - напівавтоматичне, в середовищі СО2 зварювальним дрютом Св. 08Г2С.
 - монтажне зварювання - ручне, електродами типу Е42.
 - всі зварювальні шви Кт = 6мм.
- заводське зварювання - напівавтоматичне, монтажне - ручне.
- антикорозійний захист конструкцій - два шари ґрунту ГФ021 і два шари масляної фарби.

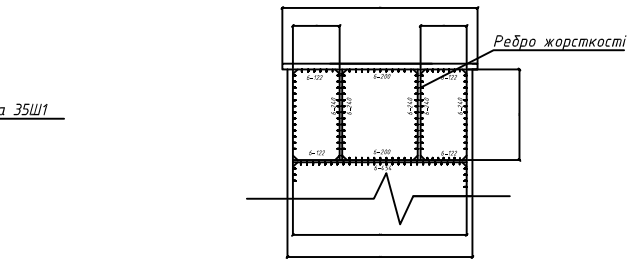
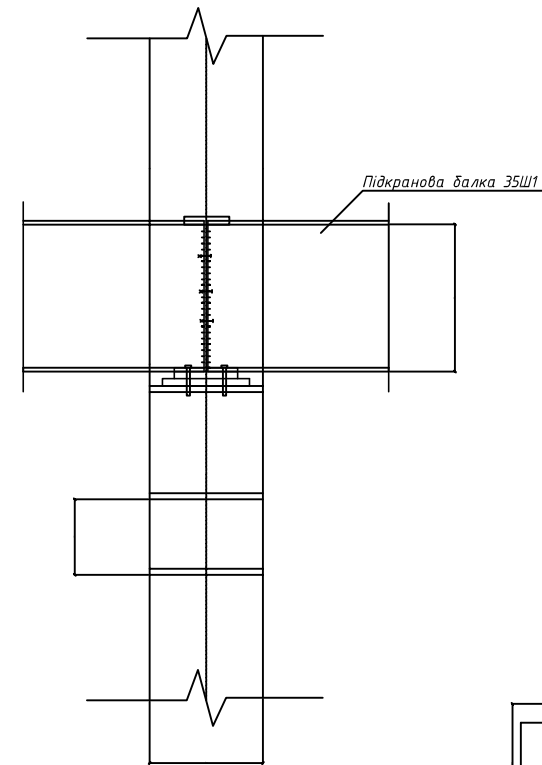
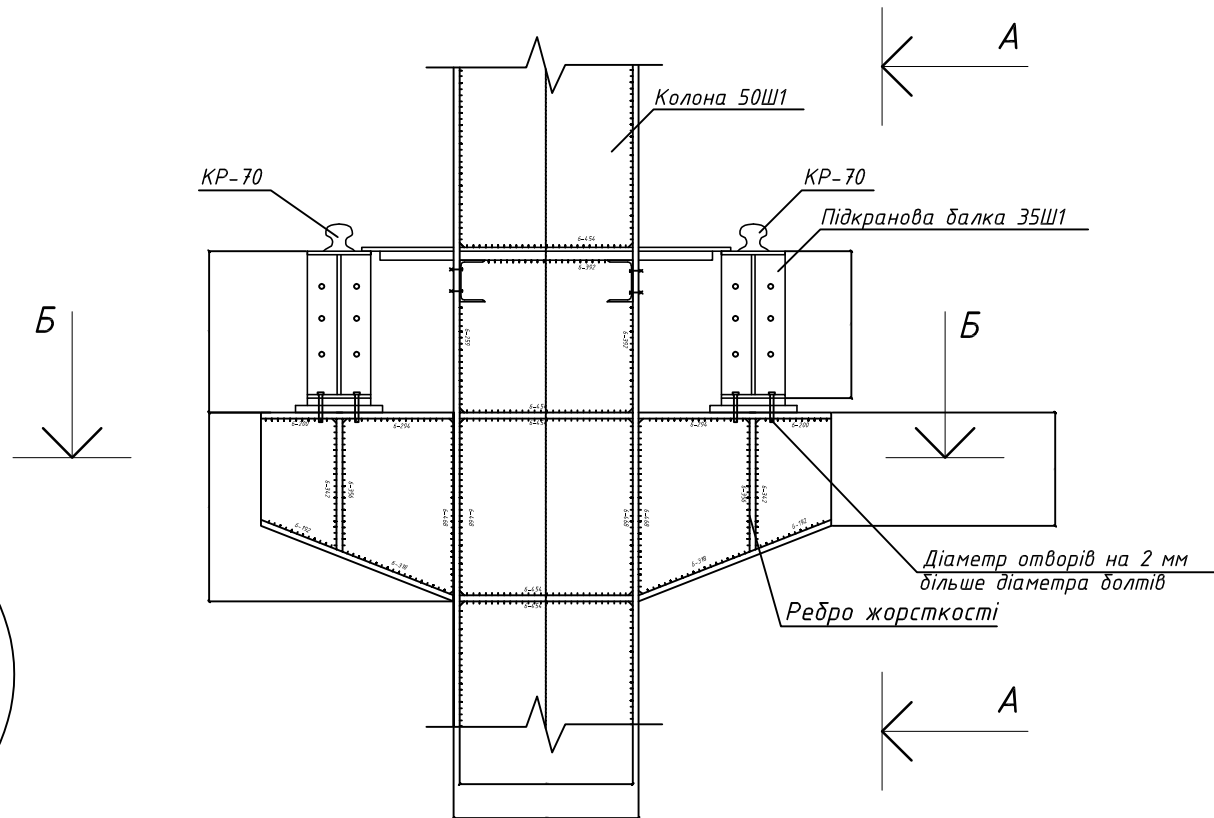
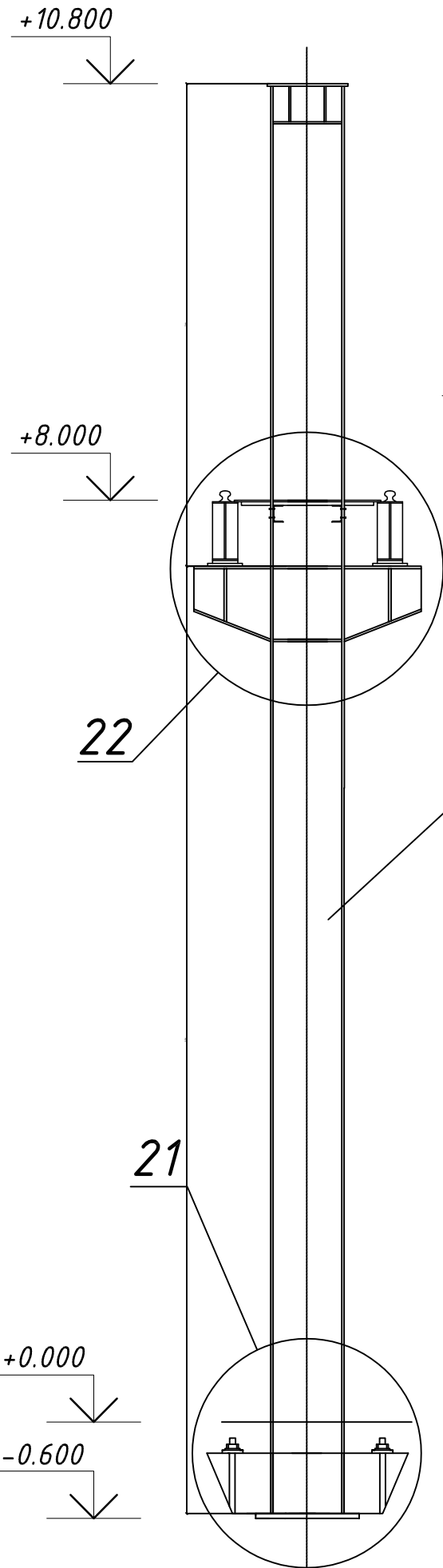
						2МБ 10239 КМ		
						База з виробництва мебельної продукції, м. Черкаси		
Зм.	Кільк.	Арк.	Док.	Підпис	Дата	Розрахунково-конструктивний розділ		
Виконав	Сисолятин А.					Спадіт	Архш	Архш
Керівник	Руденко В.В.					МР	8	13
Консульт	Пань В.Ф.					Колонна К-1, розрізи, вузли умовні позначення		
Н. контр.	Руденко В.В.					Національний університет імені Юрія Кондратюка		
Затвердив	Сенко О.В.					Кафедра БЦ		

Колона К-2

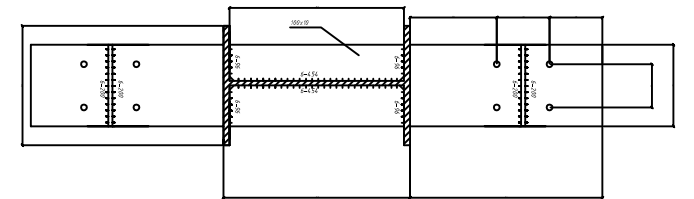
Вузол 22

A-A

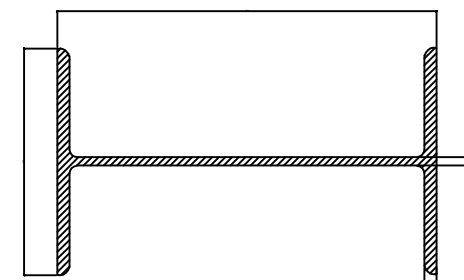
Оголовок колонны



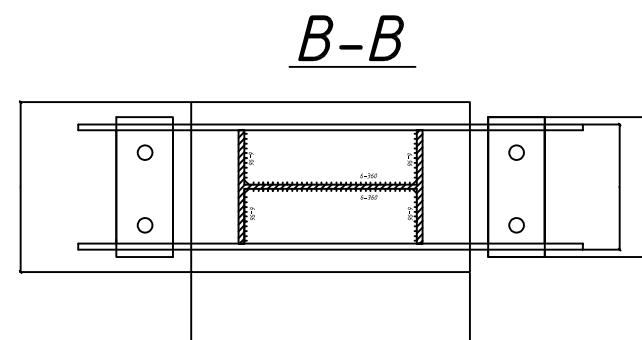
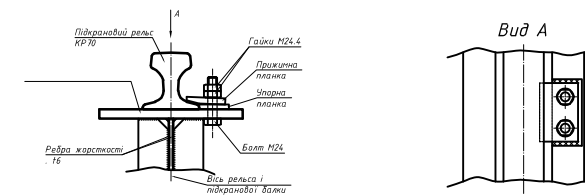
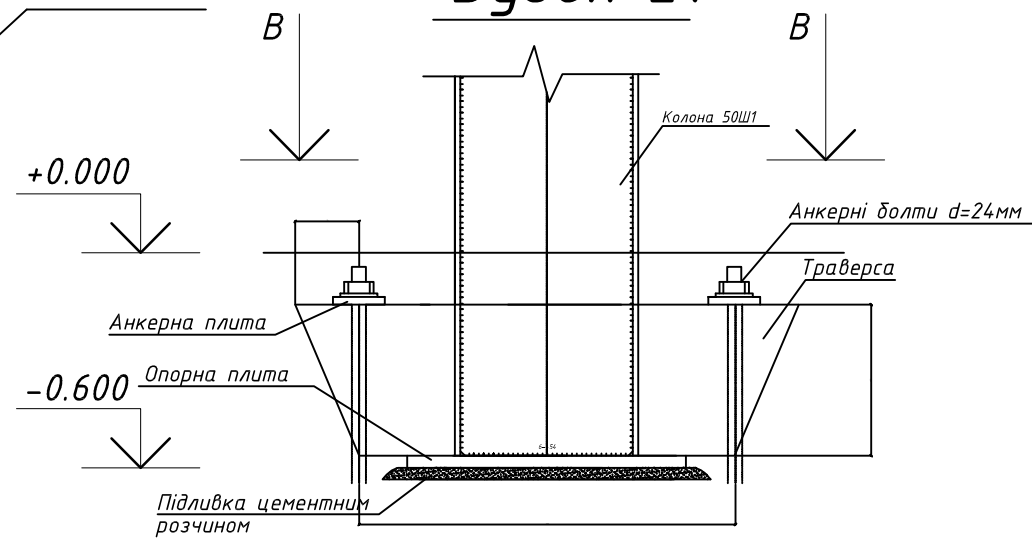
Б-Б



Переріз колони 50Ш1



Вузол 21



Умовні позначення:

- Заводський зварювальний шов
- Монтажный зварювальний шов
- Постійний болт
- Монтажный болт
- Механічна обробка

- Примітки:**
- Матеріал конструкції:
 - підкранові балки, фасонні ферми – сталь С245 ГОСТ 27772-88;
 - кроняні ферми – сталь С245 ГОСТ 27772-88;
 - колонни, прогони, в'язі – С245 ГОСТ 27772-88.
 - З'єднання: заводські – зварювальні, монтажні – зварювальні і болтові.
 - Заводське зварювання – напівавтоматичне, в середовищі СО2 зварювальним апаратом СВ 08Г2С.
 - Монтажне зварювання – ручне, електродами типу Е42.
 - Всі зварювальні шви К1 і 6мм.
 - Заводське зварювання – напівавтоматичне, монтажне – ручне.
 - Антикорозійний захист конструкцій – два шари грунту ГФ021 і два шари масляної фарби.

						2МБ 10239 КМ		
						База з виробництва мебельної продукції, м. Черкаси		
Зм.	Кільк.	Арк.	Док.	Підпис	Дата	Розрахунково-конструктивний розділ		
Виконав	Сисолятин А.					Стан	Аркуш	Аркушів
Керівник	Руденко В.В.					МР	9	13
Консульт	Панц В.Ф.					Колонна К-1, розрізи, вузли умовні позначення		
Н. контр.	Руденко В.В.					Національний університет імені Юрія Кондратюка		
Затвердив	Сенко О.В.					Кафедра БЦ		

План ростверків

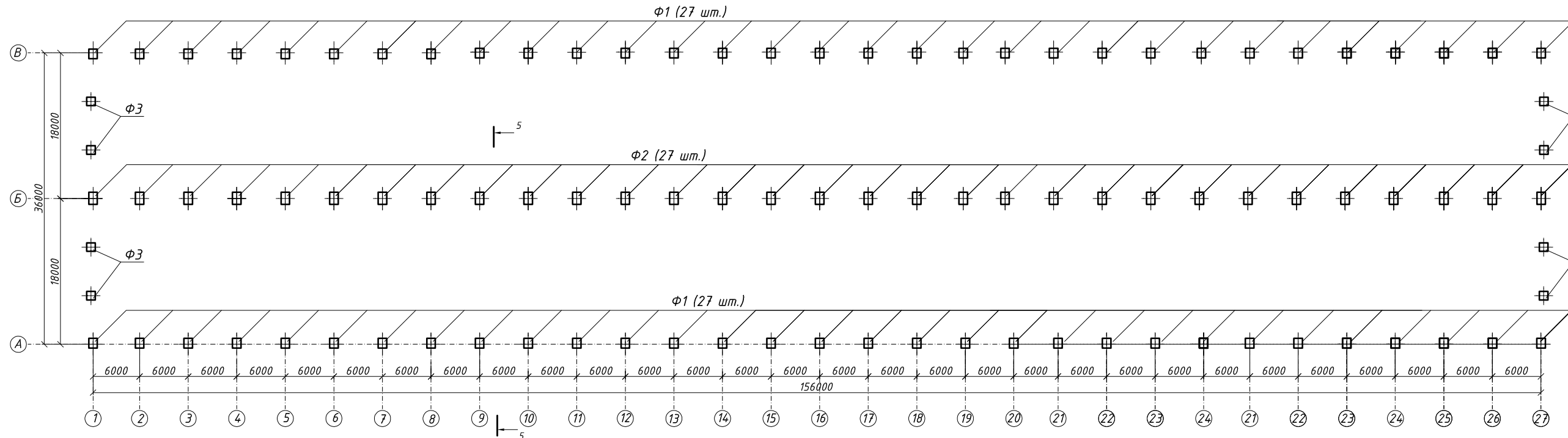
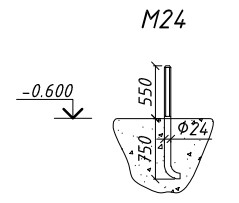
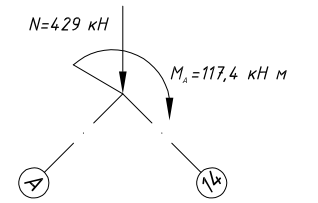


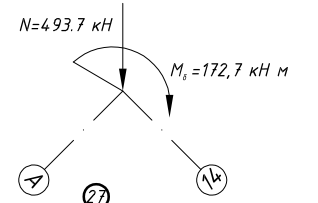
Схема вузла кріплення колон анкерами



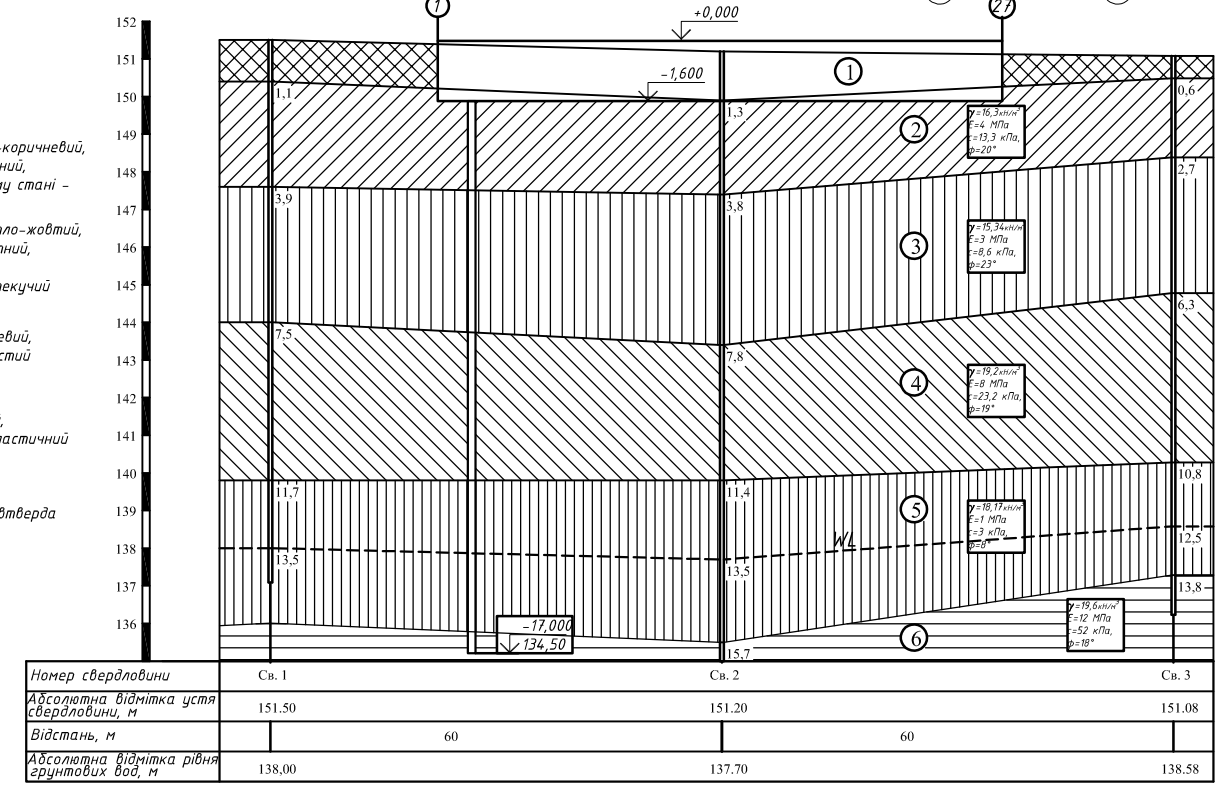
Навантаження на Φ1



Навантаження на Φ2

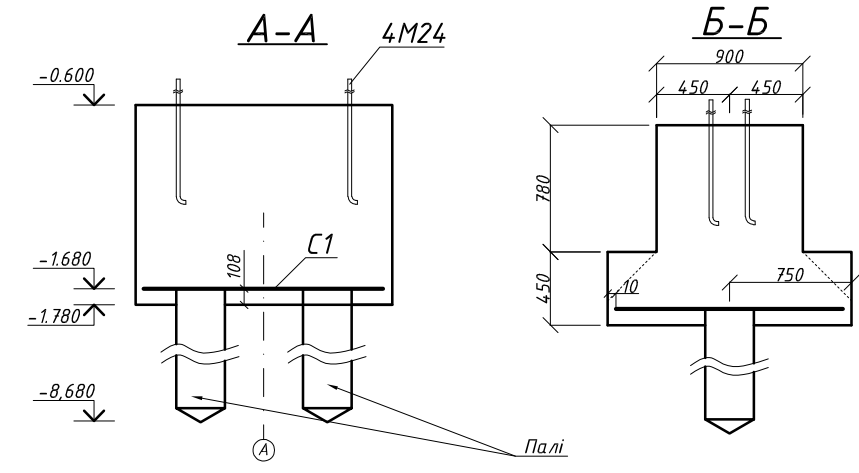
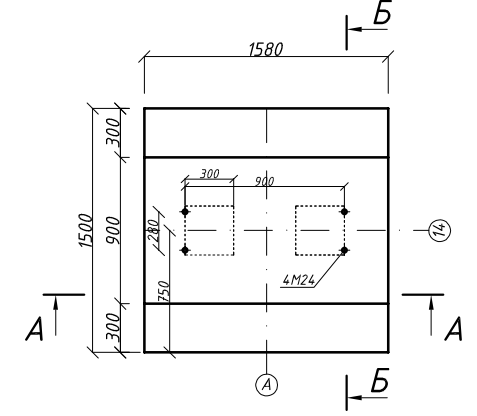


Інженерно-геологічний розріз

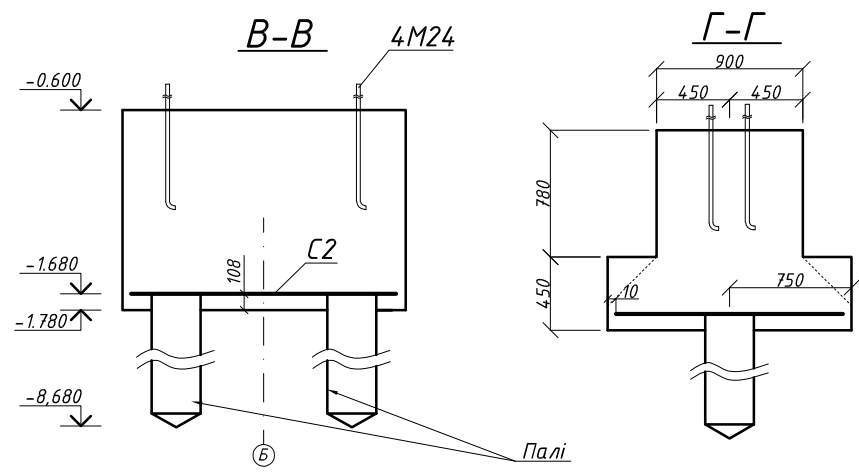
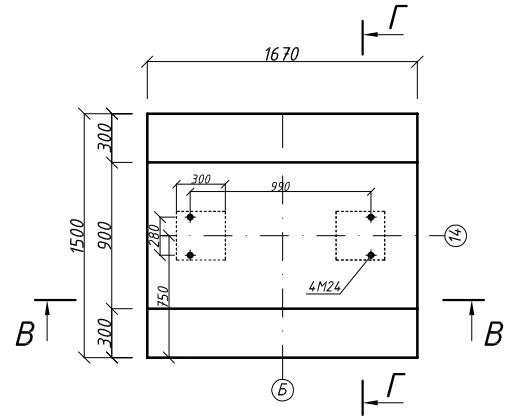


- Умовні позначення
- 1 Ґрунтово-рослинний шар, насипні ґрунти
 - 2 Суґлинок лесовий, жовто-коричневий, високопористий, просадочний, твердий, у водонасиченому стані - м'якопластичний
 - 3 Суґлинок лесовидний, світло-жовтий, високопористий, карбонатний, просадочний, твердий, у водонасиченому стані - текучий
 - 4 Суґлинок лесовий, коричневий, напівтвердий, низькопористий
 - 5 Суґлинок лесовий, жовтий, високопористий, текучопластичний
 - 6 Глина червоно-бура, напівтверда

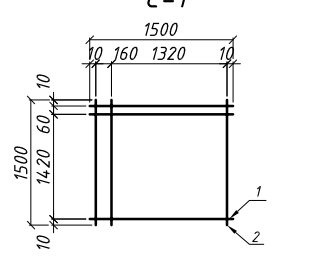
Пальовий фундамент Φ1



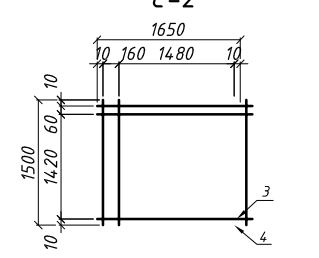
Пальовий фундамент Φ2



Арматурна сітка С-1



Арматурна сітка С-2

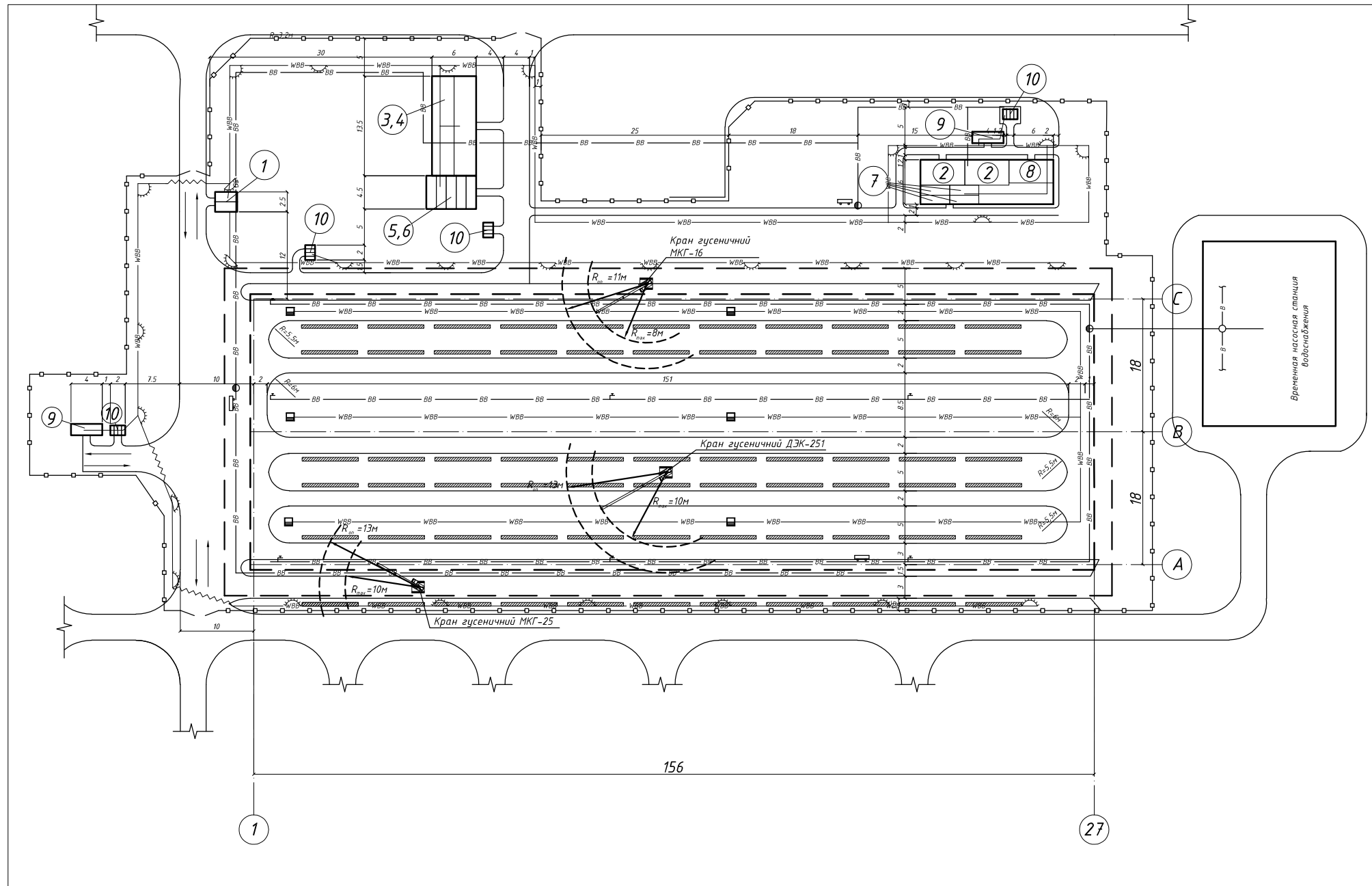


Марка ел-та	поз.	d, мм	l, мм	кільк., шт	маса, кг		
					одного	всього	марки
С1	1	10	1500	12	1,17	14,04	30,68
	2	10	1500	13	1,28	16,64	
С2	3	10	1650	12	1,47	17,6	34,22
	4	10	1500	13	1,28	16,64	

Примечания:
 1. Фундаменти Φ1 повернуті на 90°.
 2. Арматурні сітки варити електродами 346 по ГОСТ 9467-75*.
 3. Палі забиваються ковровою установкою на базі трактора.

2МБ 20239 0Ф					
База з виробництва мебельної продукції, м. Черкаси					
Зм.	Кільк.	Арх.	Док.	Підпис	Дата
Виконав	Сисолятин А.				
Керівник	Руденко В.В.				
Консульт.	Біда С.В.				
Н. контр.	Руденко В.В.				
Затвердив	Сенко О.В.				
Розрахунково-конструктивний розділ				Станція	Аркш.
				МР	10
				13	
План ростверків, інженерно-геологічний розріз, вузли				Національний університет імені Юрія Кондратюка Кафедра БЦІ	

Об'єктний будгенплан



Умовні позначення:

- Будівля, що будується
- Майданчики для складування конструкцій
- Гусеничний кран
- Зони дії монтажного крана
- Тимчасова огорожа
- Протипожежні щити
- Лінія електропередач
- Існуюча будівля чи частина існуючої будівлі
- Трансформаторна підстанція
- Пожежний гідрант
- Водопровід
- Силовий розподільчий щит
- Прожекторна установка
- Тимчасові лінії електропередач
- Тимчасовий водопровід
- Підземне прокладання тимчасової лінії електропередач

Техніко-економічні показники:

1. Будівельний обсяг будівлі $V = 75816 \text{ м}^3$.
2. Виробнича площа будівлі $F = 5616 \text{ м}^2$.
3. Тривалість будівництва:
 - за нормами $T = 384$ днів.
 - за проектом $T = 295$ днів.

Експлікація приміщень

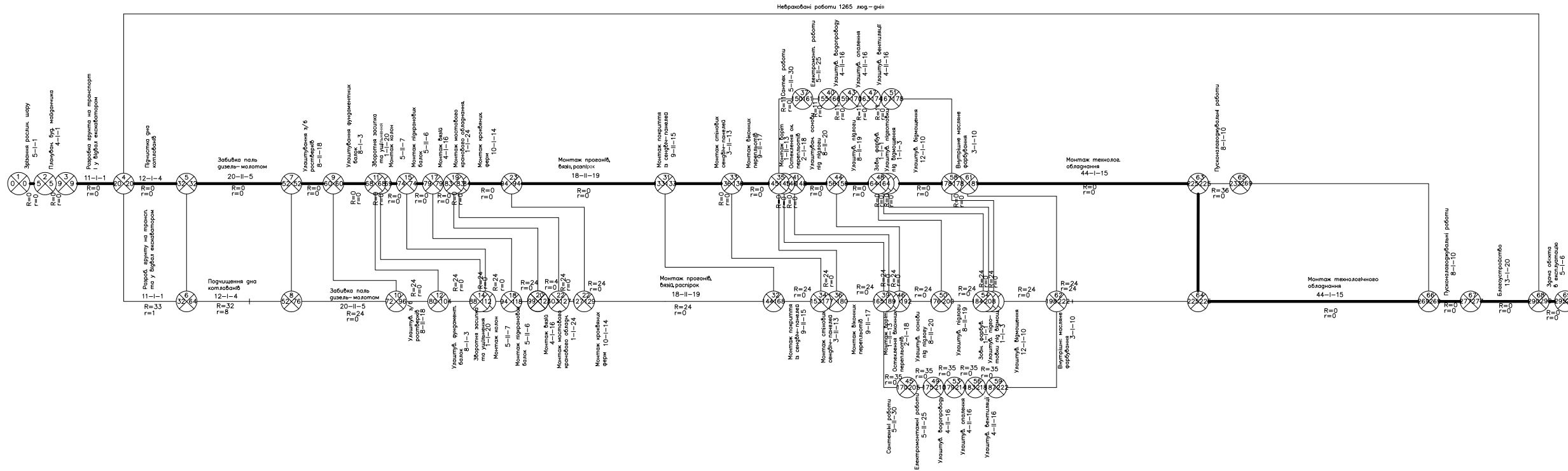
Поз.	Назва	м ²
1	Диспетчерська	16
2	Контори	83
3	Гардеробна	162
4	Душова	
5	Кімната для обігріву робітників	61
6	Кімната для сушіння одягу	
7	Медичний пункт	42
8	Комната для прийому їжі	38
9	Умивальна	27
10	Санузли	22

Примітки:

Розміри на будгенплані вказані в метрах

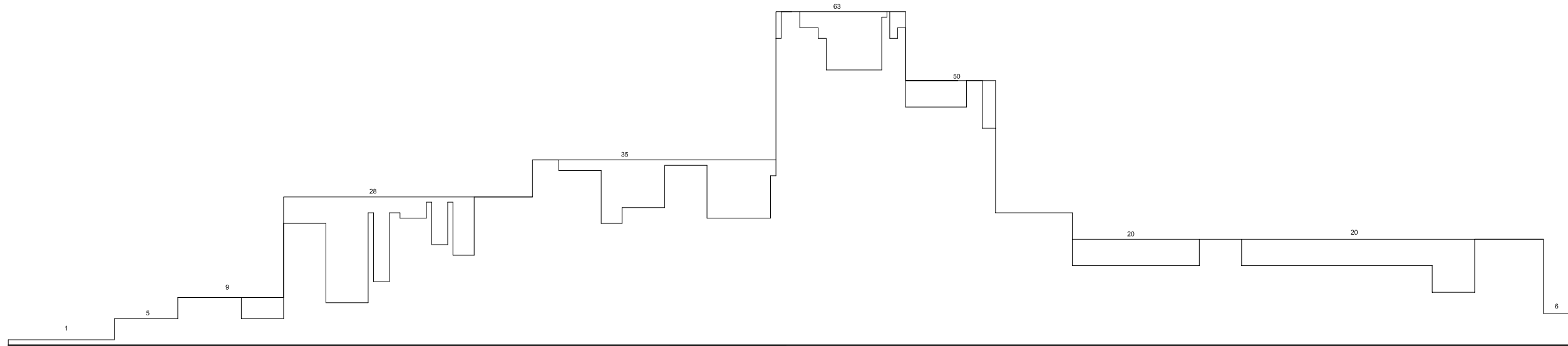
						2МБ 20239 ОБ			
						База з виробництва мебельної продукції, м Черкаси			
Зм.	Кільк.	Арк.	Док.	Підпис	Дата	Склад	Архив	Архив	
Виконав		Сисолятин А.				Організація будівництва	МР	12	13
Керівник		Руденко В.В.							
Консульт		Руденко В.В.							
						Об'єктний будгенплан			
						Національний університет імені Юрія Кондратюка Кафедра БЦ			

СІТКОВИЙ ГРАФІК В МАСШТАБІ ЧАСУ



Рк	2021														2022			
Місяць	Липень	Серпень	Вересень	Жовтень	Листопад	Грудень	Січень	Лютий	Березень	Квітень	Травень	Червень	Липень	Серпень	Травень	Червень	Липень	Серпень
Календарні дні																		
Робочі дні																		

ГРАФІК РУХУ РОБІТНИКІВ



ГРАФІК РУХУ ОСНОВНИХ МАШИН І МЕХАНІЗМІВ

Об'єкт	Машини	Розрахунок	Група	Липень	Серпень	Вересень	Жовтень	Листопад	Грудень	Січень	Лютий	Березень	Квітень	Травень	Червень	Липень	Серпень
Булдозер ДЗ - 104	1																
Екскаватор ЗС-4321	1																
Копривна установка	1																
Кран МК-25	1																
Кран ДЕК-251	1																
Кран МК-16	1																

ГРАФІК ЗАВОЗУ МАТЕРІАЛІВ

Об'єкт	Матеріали	Розрахунок	Група	Липень	Серпень	Вересень	Жовтень	Листопад	Грудень	Січень	Лютий	Березень	Квітень	Травень	Червень	Липень	Серпень
Пані з/б	84																
Колона сталеві	84																
Підрамкові балки	88																
Ферми, листи покриття	88																
Стелі, панелі та вк. бл.																	
Тех. обладнання																	

ТЕП календарного планування

1. Норм. термін будівництва $T_n=369$ дн.
2. Розрахунковий термін будівництва $T_r=295$ дн.
3. Коef. рівномірності руху робітників $K_p=1$
4. Коef. нерівномірності руху робітників $K_n=0.65$

				2МБ 20239 ОБ		
Виконав	П.І.Б.	Підпис	Дата	База з виробництва мебельної продукції, м. Черкаси		
Перевірив	Руденко В.В.					
Керівник	Руденко В.В.					
				Організація будівництва		
				МП	13	13
Н.контр.	Руденко В.В.			Порівняння об'ємно-планувальних рішень будівлі		Національний університет імені Юрія Кондратюка кафедра БЦІ
Затв.	Семко О.В.					

1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ

1.1 Характеристика району будівництва

Ділянка під будівництво бази з виробництва мебельної продукції знаходиться на околицях міста Черкаси.

Температурний режим забудови характеризується :

температура повітря найбільш холодної п'ятиденки -26 С забез. 0.98;

найбільш холодних діб -29 С;

середньорічна температура +7,9 °С;

кліматичний район будівництва II;

глибина промерзання 100см;

сніговий район V;

нормативне значення ваги снігового покриву 1,515 кПа;

вітровий район I;

нормативні значення вітрового тиску 0,422 кПа;

господарюючі вітри;

зимові – Північно-західний (січень);

літні – Північно-західний (липень).

Повторюваність напрямків вітру

Місяць	Пн	ПнСх	Сх	ПдСх	Пд	ПдЗх	Зх	ПнЗх	Штиль
Січень	11,0	6,0	10,3	11,9	12,1	6,6	19,7	22,4	3,9
Липень	16,6	11,2	5,9	6,3	7,2	6,4	19,6	26,8	8,7

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

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 столярним цехом через транспортний коридор.

1.2 Об'ємно-планувальне рішення

Такі об'ємно-планувальні рішення забезпечують:

- відповідність функціональному призначенню, сучасним вимогам по архітектурно-художній виразності;
- комфортні умови для працюючих;

- блокування основних, підсобних, складських і допоміжних служб із раціональним взаємним розміщенням проваджень робіт з поділом людських і вантажних потоків;

- уніфікацію об'ємно-планувальних і конструктивних елементів.

На покрівлі виробничої частини будівлі не передбачене влаштування світлоаераційних ліхтарів, необхідна кількість світла забезпечується збільшеними віконними прорізами.

Для протипожежної безпеки передбачені такі межі вогнестійкості будівельних конструкцій, які забезпечують необхідний ступінь вогнестійкості будівель і споруд.

Усі приміщення з різними категоріями виробництва і склади розділені протипожежними стінами й перегородками. Усі будівлі й приміщення мають не менше двох евакуаційних виходів.

Прийняті конструктивні рішення, як металеві конструкції будівлі забезпечують економію будівельних матеріалів, зниження матеріалоємності й трудомісткості зведення будівель.

План бази з виробництва мебельної продукції:

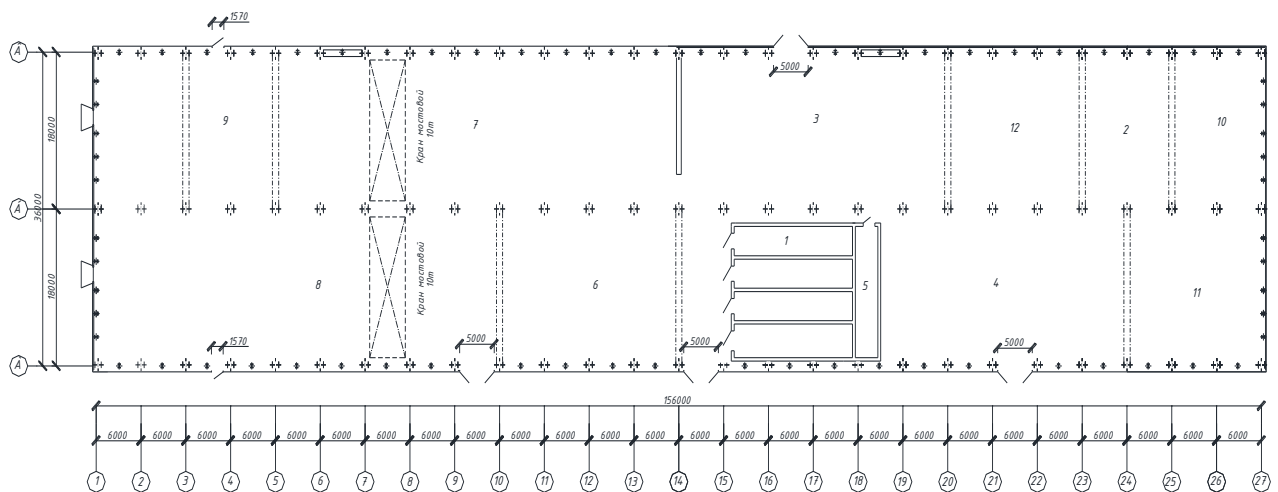


Рис. 1.1. Схема розташування технологічних відділів у будівлі.

- 1 - сушильна камера; 2- лакувальна; 3- столярна ділянка №1; 4 -вільна ділянка; 5 - комп'ютерна; 6 - склад готової продукції; 7 - формовочно-пресове відділення; 8- склад зберігання лісоматеріалів; 9- столярна ділянка №2; 10 - склад інвентарю; 11 - склад зберігання готової продукції; 12- столярна ділянка №3;

1.3 Конструктивні рішення

1.3.1 Забезпечення жорсткості і стійкості

Конструктивна схема - рамна.

Просторова жорсткість і стійкість каркаса будівлі забезпечується спільною роботою рам, системою вертикальних і горизонтальних в'язів. Вертикальні в'язі, що забезпечують загальну стійкість, встановлюються в центрі блоку і в крайніх прольотах.

1.3.2 Стіни і перегородки

Стіни комплексу виконані з панелей типу «Сендвіч». Роль обшивки виконують профільовані листи С44-1000-0.8. Утеплювач-мінераловатні плити.

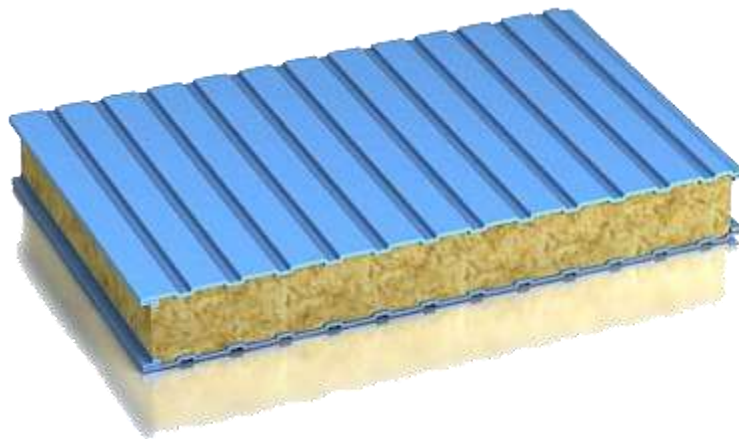


Рис. 1.2. Загальний вигляд стінової сандвіч-панелі

1.3.3 Несучі елементи каркаса

Основним несучим елементом каркаса є ферма ГФГС серія 1.263.2 прольотом 18 метрів і колони суцільного перерізу. Ферма з паралельними поясами виконана зі сталі С245, складається з двох відправних елементів по 9м.

1.4 Теплотехнічний розрахунок огорожувальних конструкцій

Розрахунок виконуємо за ДБН В.2.6-31:2006.

Потрібний опір теплопередачі конструкції, що відповідає санітарно-гігієнічним умовам за формулою:

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

n – коефіцієнт, що приймається від розташування зовнішньої поверхні конструкції по відношенню до повітря;

t_6 – розрахункова температура внутрішнього повітря за ГОСТ 12.1.005-88, °С;

t_n – розрахункова температура зовнішнього повітря, °C;

Δt^H – нормативний перепад між температурою повітря та температурою внутрішньої огорожуючої конструкції, найбільш можливий $\Delta t^H = 7^\circ\text{C}$;

α_v – коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні огорожуючих конструкцій, Вт/(м·°C).

Фактичне значення опору теплопередачі стінових панелей:

$$R_o = \frac{1}{\alpha_g} + \frac{\delta}{\lambda} + \frac{1}{\alpha_3} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,100}{0,084} + \frac{1}{23} = 1,389 \frac{\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C}}{\text{Вт}} > R_o^H = 0,673 \frac{\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C}}{\text{Вт}}, \text{де}$$

δ – товщина шару утеплювача, м;

λ – розрахунковий коефіцієнт теплопровідності матеріала, Вт/(м·°C);

α_3 – коефіцієнт тепловіддачі поверхні огорожуючої конструкції, Вт/(м·°C).

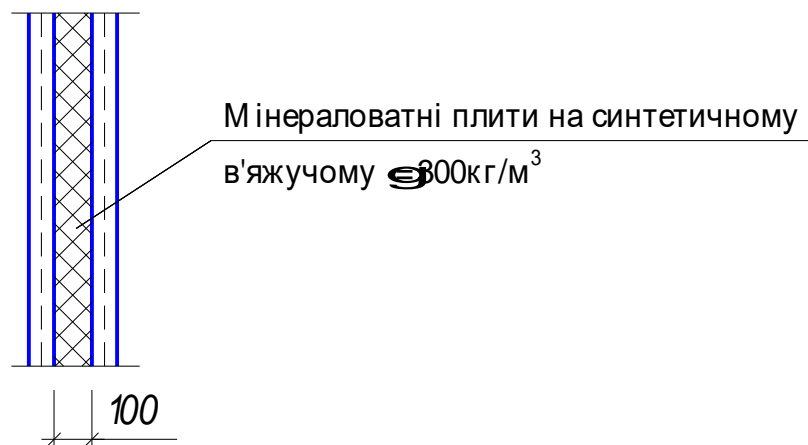


Рис. 1.3. Конструкція стіни

1.5 Розрахунок освітленості будівлі

Розрахунок освітленості для 17 точок, які на висоті 0,8м від рівня чистої підлоги по осі 9 (вздовж поперечного перерізу будівлі).

Крайні точки розташовані на відстані 1 м від повздовжніх розбивочних осей.

Нормативне значення коефіцієнта освітленості приймаємо

$e_n^{III} = 1\%$ (третій розряд зорової праці). Нормативне значення КПО:

$$e_n^{IV} = e_n^{III} \cdot m \cdot c = 5 \cdot 0,9 \cdot 0,75 = 0,675\%$$

де $m=0,9$ – коефіцієнт світлового клімату для IV поясу світлового клімату

$c = 0,75$ – коефіцієнт сонячного клімату.

При двосторонньому освітленні

$$e_{Bi} = \sum \epsilon_{Bi} \cdot \tau_o^B \cdot q_i,$$

де ϵ_{Bi} – геометричний КПО в i -тій точці при бічному освітленні, що враховує пряме світло небосхилу;

$\tau_0 = \tau_1 \cdot \tau_2 \cdot \tau_3 \cdot \tau_4 \cdot \tau_5$ – загальний коефіцієнт світлопропускання;

τ_1 – коефіцієнт світлопропускання матеріалу, для подвійного віконного скла $\tau_1 = 0,8$;

τ_2 – коефіцієнт, враховуючий втрати світла в рамах, для подвійних сталевих перепліотів $\tau_2 = 0,9$;

τ_3 – коефіцієнт, враховуючий втрати світла в несучих конструкціях, $\tau_3 = 0,9$ для ліхтарів та $\tau_3 = 0,9$ для вікон;

τ_4 – коефіцієнт, враховуючий втрати світла в сонцезахисних пристроях (за їх відсутності $\tau_4 = 1,0$);

τ_5 – коефіцієнт, враховуючий втрати світла в захисній сітці, $\tau_5 = 0,9$.

Таким чином для бічного освітлення :

$$\tau_0^B = \tau_1 \cdot \tau_2 \cdot \tau_3 \cdot \tau_4 \cdot \tau_5 = 0,8 \cdot 0,9 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 0,58;$$

для верхнього освітлення :

$$\tau_0^B = \tau_1 \cdot \tau_2 \cdot \tau_3 \cdot \tau_4 \cdot \tau_5 = 0,8 \cdot 0,6 \cdot 0,9 \cdot 1,0 \cdot 0,9 = 0,389.$$

$$e_{Bi} = \epsilon_{Bi} \cdot \tau_0^B \cdot q_i, \text{ де}$$

q_i – коефіцієнт, враховуючий нерівномірну яскравість захмареного неба;

ϵ_{Bi} – геометричний КПО в i -тій точці при верхньому освітленні.

Значення ϵ_{Bi} та ϵ_{Bi} визначаються за формулами :

$$\epsilon_{Bi} = 0,01 \cdot (n_{1i} \cdot n_{2i});$$

$$\epsilon_{Bi} = 0,01 \cdot (n_{3i} \cdot n_{2i}),$$

де n_{1i} – кількість променів за графіком I ДБН В.2.5-28-2006. «Природне і штучне освітлення», які проходять з небосхилу через світлові отвори в i -ту точку на поперечному перерізі приміщення;

n_{2i} – кількість променів за графіком ДБН В.2.5-28-2006. «Природне і штучне освітлення», які проходять з через світлові отвори в i -ту точку на плані;

n_{3i} – кількість променів за графіком III ДБН В.2.5-28-2006. «Природне і штучне освітлення», які проходять з через світлові отвори в i -ту точку на поперечному перерізі.

Всі розрахунки виконуємо в табличній формі (таблиця 1.2).

Примітка: θ – кут перевищення центру отвору;

N_n – номер напівкругу графіка.

Середнє значення КПО знаходимо за формулою:

$$e_{\bar{n}\bar{a}\bar{d}} = \frac{1}{N-1} \left(\frac{e_1}{2} + e_2 + e_3 + \dots + \frac{e_N}{2} \right) = \frac{1}{10-1} \left(\frac{6,16}{2} + 7,15 + 3,56 + 1,84 + 0,92 + 1,46 + 1,76 + 2,0 + 1,76 + \frac{1,46}{2} \right) = 2,69\% > 0,67\%$$

Тобто природного освітлення достатньо при роботі в світлу пору доби.

	Показники	Розрахункові точки									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Отвір А	n_1	6	7	4	2	1,3	-	-	-	-	-
	N_n	2,5	6	11	17	22,5	-	-	-	-	-
	$\theta, ^\circ$	70,6	31	16	13	8	-	-	-	-	-
	q	1,23	0,98	0,89	0,83	0,79	-	-	-	-	-
	τ_o	0,58									
	n_2	100	100	100	100	100	-	-	-	-	-
	$\varepsilon_6 = 0,01 \cdot (n_1 \cdot n_2)$	6	7	4	2	1,3	-	-	-	-	-
	$e_6 = \varepsilon_6 \cdot \tau_o \cdot q$	4,28	3,98	2,06	0,96	0,59	-	-	-	-	-
Отвір Б	n_1	4,5	7,5	3,5	2,0	0,7	-	-	-	-	-
	N_n	87,5	82,5	77	72	66	-	-	-	-	-
	$\theta, ^\circ$	3,4	3,6	3,8	4,1	4,4	-	-	-	-	-
	q	0,72	0,78	0,74	0,76	0,83	-	-	-	-	-
	τ_o	0,58									
	n_2	100	100	100	100	100	-	-	-	-	-
	$\varepsilon_6 = 0,01 \cdot (n_1 \cdot n_2)$	4,5	7,5	3,5	2,0	0,7	-	-	-	-	-
	$e_6 = \varepsilon_6 \cdot \tau_o \cdot q$	1,88	3,17	1,5	0,88	0,33	-	-	-	-	-
Отвір В	n_3	-	-	-	-	-	-	-	2,5	4	3,5
	N_n	-	-	-	-	-	-	-	2,5	6	11
	$\theta, ^\circ$	-	-	-	-	-	-	-	45,1	62,2	55,3
	q	-	-	-	-	-	-	-	1,03	1,13	1,07
	τ_o	0,389									
	n_2	-	-	-	-	-	-	-	100	100	100
	$\varepsilon_6 = 0,01 \cdot (n_1 \cdot n_2)$	-	-	-	-	-	-	-	2,5	4	3,5
	$e_6 = \varepsilon_6 \cdot \tau_o \cdot q$	-	-	-	-	-	-	-	1,0	1,76	1,46
Отвір Г	n_3	-	-	-	-	-	3,5	4	2,5	-	-
	N_n	-	-	-	-	-	11	6	2,5	-	-
	$\theta, ^\circ$	-	-	-	-	-	55,3	62,2	45,1	-	-
	q	-	-	-	-	-	1,07	1,13	1,03	-	-
	τ_o	0,389									
	n_2	-	-	-	-	-	100	100	100	-	-
	$\varepsilon_6 = 0,01 \cdot (n_1 \cdot n_2)$	-	-	-	-	-	3,5	4	2,5	-	-

$e_6 = \varepsilon_6 \cdot \tau_0 \cdot q$	-	-	-	-	-	1,46	1,76	1,0	-	-
Сума	6,16	7,15	3,56	1,84	0,92	1,46	1,76	2,00	1,76	1,46

Таблиця 1 - До розрахунку КПО

1.6 Техніко-економічні показники

1. Загальна площа (визначається як сума площ поверхів) – 5616 м².
2. Корисна площа (визначається як сума площ усіх у ньому приміщень, за винятком кліток, внутрішніх сходів) – 5616 м².
3. Нормована площа (визначається як сума усіх розташовуваних у ньому, за винятком коридорів, тамбурів, переходів, сходових кліток, відкритих сходів, а також приміщень призначених для інженерного встаткування й інженерних мереж) - 5616 м²
4. Будівельний обсяг - визначається як сума обсягу вище позначкм ± 0.000 (надземна частина) і нижче цієї позначки (підземна частина). Будівельний обсяг надземної й частин будинку визначається в межах обмежуючих поверхонь – 58 665.6 м³
5. Відношення нормованої площі до загальної площі будинку

$$P_n/P = 5616/5616=1$$
6. Відношення будівельного обсягу до нормованої площі

$$O_c/P_n = 75816/5616=13.5$$
7. Відношення площі зовнішніх до загальної площі будинку

$$DO_3 = 28.94 /5616= 0.006.$$

2 ПОРІВНЯННЯ ОБ'ЄМНО-ПЛАНУВАЛЬНИХ РІШЕНЬ БУДІВЛІ

2.1 Трудоемкість виготовлення

а) Ферми.

Маса основних деталей $G_0=1050$ кг, із них маса решітки 290 кг.

Маса допоміжних деталей $1400 - 1340 = 60$ кг.

Середня маса основної деталі: $\frac{1340}{8} = 167,5$ кг, в тому числі середня маса

поясів $690/2 = 345$ кг.

Середня маса деталей решітки $290/12 = 24$ кг.

Будівельний коефіцієнт маси 1,22 по т. IV. 3 [20]. $\Psi_m^{об} = 1,64$.

коефіцієнт обробки по таблиці IV. 6 [20] вважаючи, що в решітки немає отворів.

$t_o^p = 0,087$ в поясах по 20 отворів.

$t_o^n = 0,33$ люд.-год. на одну деталь по т. 11.8 КТ = 1,1.

Трудоемність обробітку деталей:

$$T_{об} = \Psi_m^{об} (K_m \cdot t_o^n \cdot h_o^n + t_o^p h_o^p) = 1,64(1,1 \cdot 0,33 \cdot 2 + 0,087 \cdot 11) = 2,76 \text{ люд.} - \text{год} .$$

Будівельний коефіцієнт при числі допоміжних деталей

$h_e = 14$ штук.

$\Psi_m^{об} = 1,48$.

Трудоемність збирання по т. IV. 7.

$$T_{сб} = \Psi_m^{сб} \cdot h_o \cdot t_o^{сб} = 1,48 \cdot 0,12 \cdot 14 = 2,48 \text{ люд} - \text{год} .$$

Довжина зварювальни швів:

$$l_w = 12580 \text{ мм} = 1258 \text{ см} .$$

Трудоемкість виконання 10 м зварного шву із $K_{fcp} = 6$ мм зварюванням по т. IV. 91 [20] 13 люд.-год, по т. IV. 8 [20] $\Psi_m^{сб} = 1,9$.

Трудоемкість зварювання:

$$T^{св} = \ell_{св}^{св} \cdot \Psi_m^{св} \cdot t_o^{св} \sum \ell_o u = 1,1 \cdot 1,9 \cdot 0,13 \cdot 125,8 = 34,2 \text{ люд} - \text{год} .$$

Трудоемкість виготовлення ферми

$$T = \ell_{ін.р.} (T^{об} + T^{сб} + T^{св}) = 1,1(2,76 + 2,48 + 34,2) = 47,3 \text{ люд} - \text{год} .$$

Питома трудомісткість:

$$T' = \frac{47,3}{1,400} = 33,8 \frac{\text{люд} - \text{год}}{T} .$$

б) Балки тонкостінної.

$$T = Km \cdot \Psi_m \cdot C \sqrt{G_0 \cdot h_0}$$

Маса та число основних деталей

$$G_0 = 2050 \text{ кг};$$

$$h_0 = 3.$$

Будівельний коефіцієнт трудоємкості

$$\Psi_m = 1 + \frac{\beta}{K_m} \sqrt{\alpha(\Psi - 1)}$$

$\beta = 0,85$ – для балок т. IV. 2. [20];

$c = 4$; $\alpha = 4,5$ (т. IV. 2) [20];

т. II.8; $K_m = 1,0$.

$$\Psi_m = 1 + \frac{0,85}{1,0} \sqrt{4,5(1,3 - 1)} = 1,988.$$

Трудоємкість $K_m = 1,0$;

$$T = 1,0 \cdot 1,988 \cdot 4 \cdot \sqrt{2,050} = 11,5 \text{ люд} - \text{год}.$$

в) Балки перфорованої.

$G_0 = 1780 \text{ кг}$; $h = 2$;

$\Psi_m = 1,988$; $K_m = 1,0$

$$T = 1,0 \cdot 1,988 \cdot 4 \cdot \sqrt{1,78} = 10,82 \text{ люд} - \text{год}.$$

2.2 Вартість монтажу

Вартість монтажу конструкцій визначимо за формулою (IV. 33). [20]

$$C_{\text{м.с.}} = \alpha_m T_{\text{м.с.}} (1 + K_{\text{м.м.}}) + C_{\text{мех.с.}},$$

де α_m – середнього динна заробітна плата монтажників, $\alpha_m = 40$ грн/год;

$K_{\text{м.м.}}$ – коефіцієнт накладних на заробітну плату, $K_{\text{м.м.}} = 0,8$;

$C_{\text{мех.с.}} = 800 \text{ грн} / \text{т}$ – вартість експлуатації монтажних на будівлі

$$C_{\text{мех.с.}} = 800 \frac{\text{грн}}{\text{т}} \cdot G_{\text{констр.}}$$

$T_{\text{м.с.}}$ – трудоємкість монтажу.

Для ферми

$$T_{\text{м.с.}} = \frac{5 \text{ люд} - \text{год}}{10} \cdot \ell_{\text{швів}}.$$

Для балок

$$T_{\text{м.с.}} = \frac{4 \text{ люд} - \text{год}}{10}$$

а) для ферми

$$C_{\text{м.с.}} = 40 \cdot \frac{5}{10} \cdot 12,6(1 + 0,8) + 800 \cdot 1,400 = 1574 \text{ грн}.$$

б) для балки тонкостінної

$$C_{\text{м.с.}} = 40 \cdot \frac{4}{10} \cdot 23,66(1 + 0,8) + 800 \cdot 2,05 = 2361 \text{ грн}.$$

в) для перфорованої балки

$$C_{\text{м.с.}} = 40 \cdot \frac{4}{10} \cdot 23,66(1 + 0,8) + 800 \cdot 1,780 = 2160 \text{ грн}.$$

2.3 Вартість конструкцій в "ділі"

Вирахуємо за формулою (IV. 35) [20]

$$C_{Д} = (C_{нк} \cdot K_{смл} + C_{м}) K_{н} \cdot K_{п} \cdot K_{з.с.}$$

де $C_{нк}$ – вартість виготовлених конструкцій, з врахуванням вартості транспорту;

$C_{м}$ – вартість монтажу;

$K_{смл}, K_{н}, K_{п}$ – коефіцієнти, які враховують заготівельно-складські витрати заводу-виробника, $K_{з.с.} = 1,0075$, накладні витрати $K_{н} = 1,083$ і планові монтажної організації: $K = 1,06$

$$C_{н.к.} = 1,15 \left(GK + 3,6 \cdot T + 3,54 \frac{T}{\alpha'} \right).$$

а) для ферми.

$$C_{н.к.} = 1,15(1,400 \cdot 19950 + (3,6 + 3,54) \cdot 1,400) = 32131 \text{ грн};$$

$$C_{Д} = (32131 \cdot 1,02 + 1574) \cdot 1,083 \cdot 1,06 \cdot 1,0075 = 39726 \text{ грн};$$

б) для балки тонкостінної.

$$C_{н.к.} = 1,15(2,050 \cdot 21740 + (3,6 + 3,54) \cdot 2,05) = 51269 \text{ грн};$$

$$C_{Д} = (51269 \cdot 1,02 + 2361) \cdot 1,083 \cdot 1,06 \cdot 1,0075 = 63214 \text{ грн};$$

в) для перфорованої балки.

$$C_{н.к.} = 1,15 \cdot (1,780 \cdot 21740 + (3,6 + 3,54) \cdot 1,78) = 44516 \text{ грн};$$

$$C_{Д} = (44516 \cdot 1,02 + 2160) \cdot 1,083 \cdot 1,06 \cdot 1,0075 = 55015 \text{ грн}.$$

2.4 Експлуатаційні затрати

Вирахуємо за формулою (IV. 37) [20]

$$П_{з} = \frac{C_{Д}}{T_{сл.к}} + C_{рем.};$$

де $C_{рем.}$ – реноваційні відрахування (затрати на ремонт);

$$C_{рем.} = \frac{1,2}{100} \cdot (C_{м} + C_{Д});$$

$T_{сл.к.}$ – строк служби (періодичність капітальних ремонтів);

$C_{рем.}$ – затрати на поточні ремонти.

а) для ферми.

$$П_{з} = \frac{39726}{30} + \frac{1,2}{100} (39726 + 1574) = 1820 \text{ грн};$$

б) для балки тонкостінної.

$$П_{з} = \frac{63214}{60} + \frac{1,2}{100} (63214 + 2361) = 2894 \text{ грн};$$

в) для перфорованої балки.

$$P_3 = \frac{55015}{60} + \frac{1,2}{100}(55015 + 2160) = 2520 \text{ грн} .$$

2.5 Приведені затрати

Визначено за формулою (IV.38) [20]

$$P = C_d + E_n \cdot k + P_3 ;$$

де $E_n = 0,12$ – нормативний коефіцієнт для будівництва;

k – приведені капіталовкладення у конструкцій, визначається за таблицею IV.13 [20].

$$k = 247 \cdot 20 = 4940 \frac{\text{грн}}{\text{т}} ;$$

а) для ферми.

$$P = 39726 + 0,12 \cdot 4940 \cdot 1,400 + 1820 = 42376 \text{ грн} ;$$

б) для балки тонкостінної.

$$P = 63214 + 0,12 \cdot 4940 \cdot 2,050 + 2894 = 67323 \text{ грн} ;$$

в) для перфорованої балки.

$$P = 55015 + 0,12 \cdot 4940 \cdot 1,78 + 2520 = 58590 \text{ грн} .$$

3 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

3.1 Компонування поперечної рами будівлі

Розбивка сітки колон.

Згідно з вимогами уніфікації, крок колон однопролітних будівель беруть рівні 6 або 12 м. приймаємо крок колон, рівний 6 м.

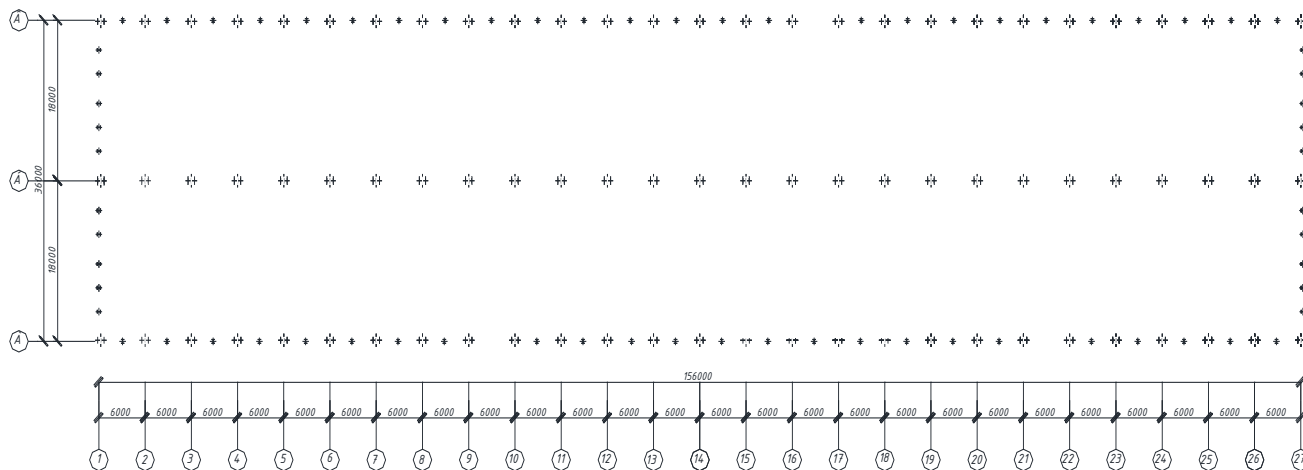


Рис. 3.1. Розбивка сітку колон

Компонування починається з встановлення основних (розмірів) розмірів елементів конструкцій в площині рами. Розміри по вертикалі прив'язуються до рівня підлоги, приймаючи його нульовим. Розміри по горизонталі прив'язують до поздовжніх осей будівлі. Всі розміри приймаються відповідно до основних положень про уніфікацію. Визначають корисну висоту будівлі H_0 .

Розмір H_2 продиктований висотою мостового крана:

$$H_2 = (H_k + 100 \text{ мм}) + f,$$

де $H_k + 100 \text{ мм}$ - розмір рейкової головки до частини кранового візка (2400 мм, див. стор. 530 [2]) плюс встановлений за вимогами техніки безпеки зазор між цією точкою і будівельною конструкцією, рівний 150 мм;

f - розмір, враховуючий прогин покриття (ферм, в'язей), який приймається рівним 200÷400 мм в від величини прольота.

У нашому випадку $L = 18 \text{ м}$, приймаємо $f = 200 \text{ мм}$;

$$\text{Тоді } H_2 = (2000 \text{ мм} + 150 \text{ мм}) + 200 \text{ мм} = 2350 \text{ мм}.$$

Далі встановлюємо висоту будівлі від рівня підлоги до низу кроквяних ферм:

$$H_0 = H_1 + H_2;$$

$$H_0 = 8000 \text{ мм} + 2350 \text{ мм} = 10350 \text{ мм};$$

Відповідно до «Основних положень по уніфікації» висоту будівлі від рівня підлоги до низу кроквяних ферм Н приймаємо висотою 10,8 м кратною 1,2м, а при більшій висоті кратно 1,8 м:

$$H_0 = 12,2 \text{ м.}$$

Уточнюємо розмір

$$H_1: H_1 = H_0 - H_2 = 12,2 - 1,8 = 10,3 \text{ м.}$$

Висота верхньої частини колони H_B :

$$H_B = h_6 + h_p + H_2;$$

де h_6 – висота підкранової балки, яка попередньо приймається $1/8 \div 1/10$ прольота балки;

h_p – висота кранового рельса – 170 мм.

$$H_B = 750 \text{ мм} + 170 \text{ мм} + 2350 \text{ мм} = 3520 \text{ мм}$$

Розмір нижньої частини колони:

$$H_n = H_0 - H_B + H_{\text{загл}}$$

де $H_{\text{загл}} = (600 \div 1000)$ мм – прийняте заглиблення опорної плити траверси колони нижче нульової відмітки підлоги.

$$H_n = 10200 \text{ мм} - 2904 \text{ мм} + 600 \text{ мм} = 7896 \text{ мм};$$

Загальна висота колони рами:

$$H = H_B + H_n;$$

$$H = 2904 \text{ мм} + 7896 \text{ мм} = 10800 \text{ мм};$$

Висота ферми залежить від прийнятої конструкції кроквяних ферм і приймається $h_{\text{оп}} = 2250$ мм - для ферм прольотом 18 і 24 метрів.

Виходячи із того, що в будівлі мостовий кран $Q = 10$ т і групи режимів роботи кранів ЗК приймається зовнішньої гілки колони $a = 500$ мм.

Приймаємо висоту верхньої суцільної колони $h_B = 700$ мм (виходячи із того, що привязка $a = 500$ мм), що задовольняє умові:

$$h_B \geq \frac{1}{12} H_B$$

$$h_B = 700 > \frac{1}{12} \cdot 2904 \text{ мм} = 242 \text{ мм}$$

При призначенні висоти частини суцільної колони необхідно врахувати, що для того щоб при русі вздовж будівлі не колону, відстань від осі балки до осі колони повинна бути не менше:

$$l_1 \geq B_1 + (h_B - a) + 75 \text{ мм};$$

де $B_1 = 400$ мм;

$$l_1 = 400 \text{ мм} + (700 \text{ мм} - 500 \text{ мм}) + 75 \text{ мм} = 675 \text{ мм.}$$

Приймаємо $l_1 = 750$ мм (кратно 250 мм).

Ось подкрановой ветви колонны обычно совмещают с осью подкрановой балки, тогда должно выполняться условие:

$$h_n = l_1 + a;$$

$$h_n = 750 \text{ мм} + 500 \text{ мм} = 1250 \text{ мм};$$

Висота нижньої частини наскрізної колони повинна задовольняти умові:

$$h_n \geq \frac{1}{20} H_k;$$

$$h_n = 1250 \text{ мм} > \frac{1}{20} \cdot 10800 \text{ мм} = 540 \text{ мм};$$

Проліт мостового крана:

$$l_{кр} = L - 2l_1 = 18000 \text{ мм} - 2 \cdot 750 \text{ мм} = 16500 \text{ мм} = 16,5 \text{ м}.$$

3.2 Вибір схеми в'язів

В'язі по колонах.

Вертикальні в'язі між колонами каркаса в поздовжньому напрямі забезпечують жорсткість та незмінність каркасу будівлі в поздовжньому напрямі від дії поздовжніх навантажень, вітрових – на торцеві стіни будівлі і тормозних сил від мостових кранів. Також ці в'язі служать для забезпечення стійкості колон.

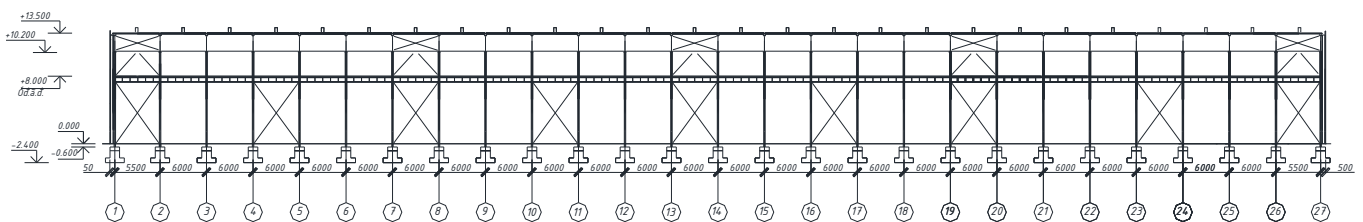


Рис. 3.2. В'язі по колонах

З'єднання нижнього ярусу повинні розташовуватися ближче до середини будівлі або температурного блоку, щоб забезпечити свободу температурних деформацій поздовжніх елементів.

У межах висоти крокв в з'єднаному блоці і на кінцях будівлі ставлять в'язі 3, які йдуть для монтажу у вигляді готової в'язевої ферми. В інших місцях колони з'єднуються розпірками.

В'язі по покриттю.

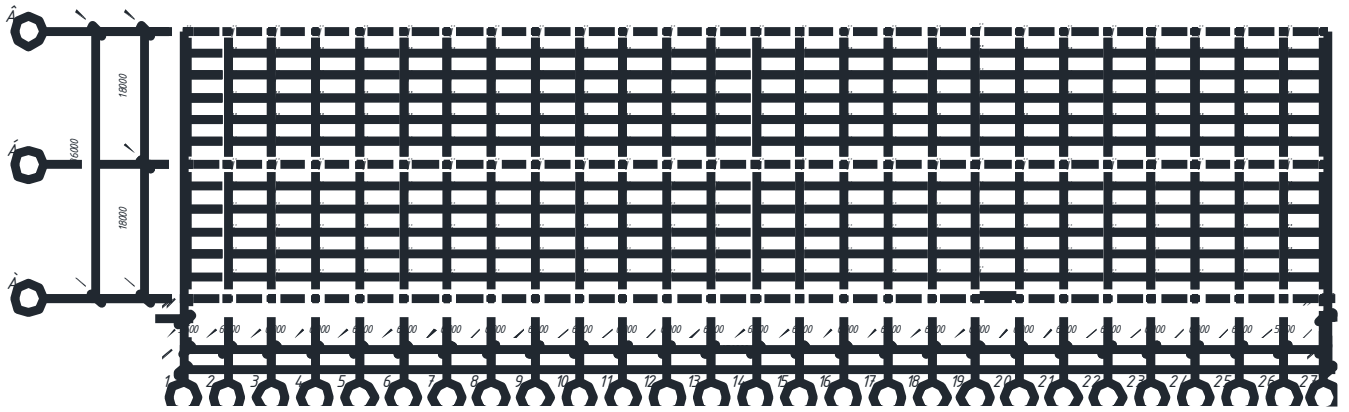


Рис. 3.3. В'язі по верхньому поясі ферм

З'єднання між фермами, створюючи спільну просторову жорсткість каркаса, забезпечують:

- стійкість стиснених елементів установки з площини ферм;
- перерозподіл локальних навантажень (наприклад, кранових), прикріплених до однієї з рам, на сусідні рами;

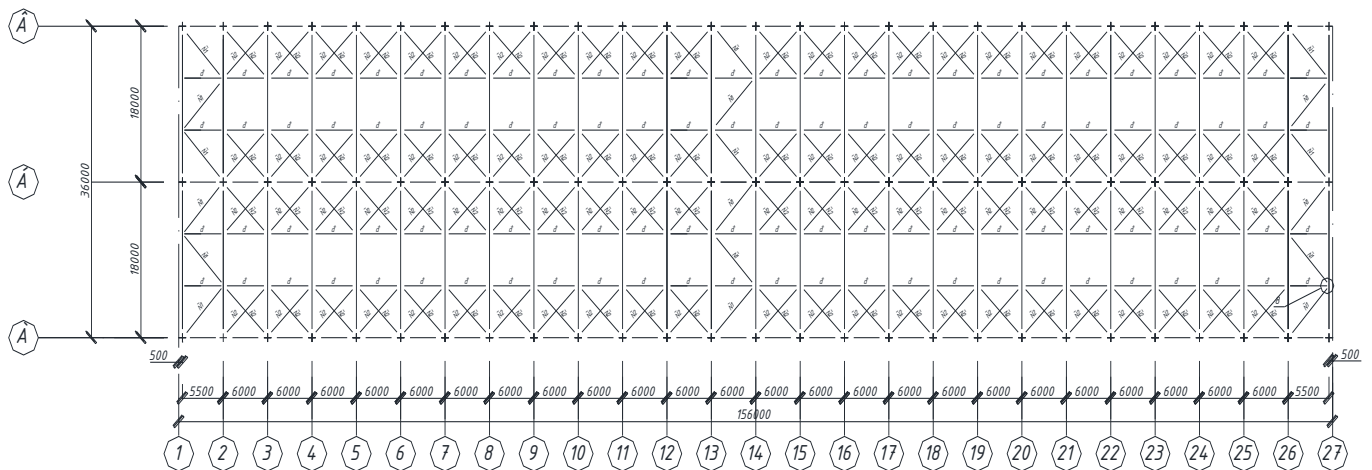


Рис. 3.4. В'язі по нижньому поясі ферм

Система в'язів покриття складається із горизонтальних і в'язів.

3.3 Компонування фасаду. Вибір елементів огороження



Рис. 3.5. Компонування фасаду

В якості огорожувальних конструкцій вибираємо типові плити довжиною 6 м по довжині частини фасаду, і довжиною 6 м уздовж короткої частини фасаду.

3.4 Розрахунок поперечної рами

Розрахункова схема рами.

Фактична висота балки відрізняється від прийнятої при компонуванні рами, уточнимо розміри H_B і H_H :

$$H_B = h_6 + h_p + H_2 = 384\text{мм} + 170\text{мм} + 2350\text{мм} = 2904\text{мм};$$

$$H_H = H_o - H_B + H_{\text{загл}} = 10350\text{мм} - 2904\text{мм} + 600\text{мм} = 7896\text{мм};$$

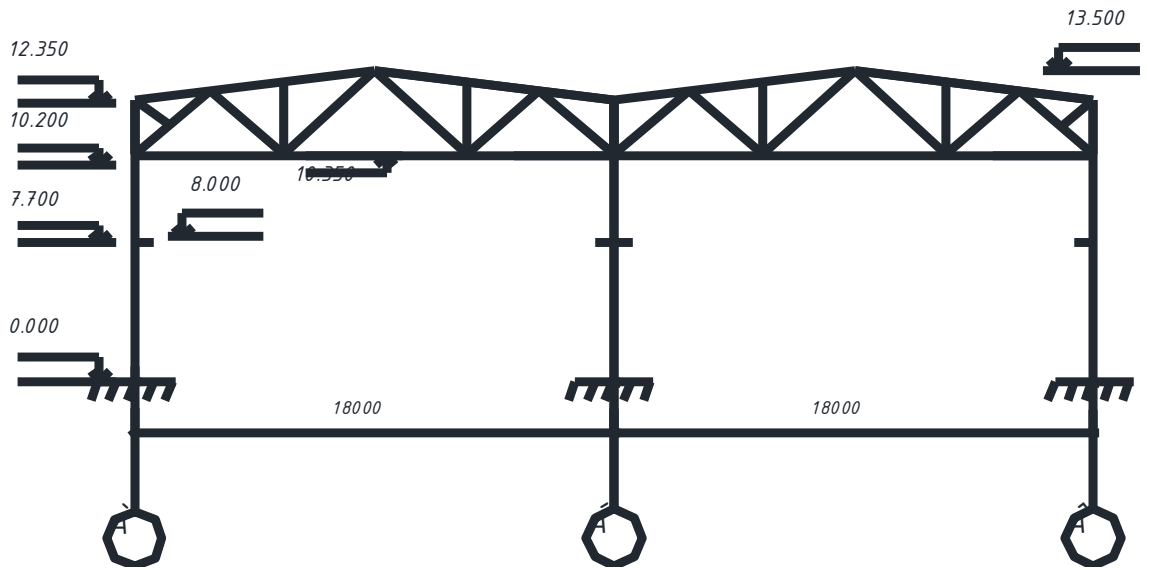


Рис. 3.6. Конструктивна схема рами

Схему рами приводимо до розрахункової схеми, дотримуючись:

- заземлення колони приймається на рівні нижньої частини траверси;

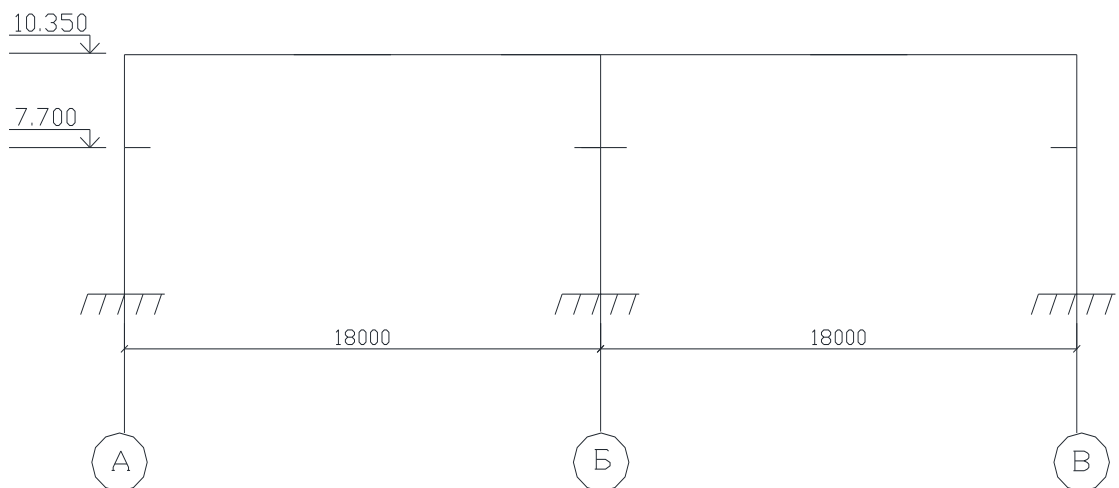


Рис. 3.7. Розрахункова схема рами

Відстань між центрами верхньої і нижньої частини колони:

$$e_0 = 0,5h_n - 0,5h_b = 0,5 \cdot 1250 - 0,5 \cdot 700 = 275 \text{ мм}$$

3.5 Збір навантажень

3.5.1 Постійне навантаження

Таблиця 3.1 – Навантаження від маси конструкцій покриття

Найменування	Характеристичне навантаження, кН/м ²	Коефіцієнт надійності за навантаженням	Розрахункове Граничне навантаження,
--------------	---	--	-------------------------------------

			кН/м ²
2 шару наплавленого руберойду	0,15	1,3	0,195
Асбоцементний плоский аркуш	0,11	1,1	0,121
Гідробар'єр-Дифузійна плівка	0,07	1,3	0,091
Утеплювач $\rho = 200 \text{ кг/м}^3$, $t = 100 \text{ мм}$	0,2	1,3	0,26
Пароізоляція- Поліетиленова плівка	0,07	1,3	0,091
Профлист Р-75-750-0,9	0,17	1,05	0,179
Прогони	0,25	1,05	0,263
Ферми, в'язі	0,5	1,05	0,525
<u>УСЬОГО:</u>	$g_x = 1,52$		$g_p = 1,725$

Визначимо постійну розподілену навантаження по довжині ригеля:

$$q_n = \frac{q}{\cos \alpha} b_{\phi} \gamma_n = \frac{1,725 \text{ кН/м}^2}{1} \cdot 6 \text{ м} \cdot 0,95 = 9,833 \text{ кН/м}^2;$$

де $b_{\phi} = 6 \text{ м}$ – крок ферм;

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

Опорна реакція ригеля рами:

$$F_R = \frac{q_n \cdot L}{2} = \frac{9,833 \cdot 18}{2} = 88,5 \text{ кН};$$

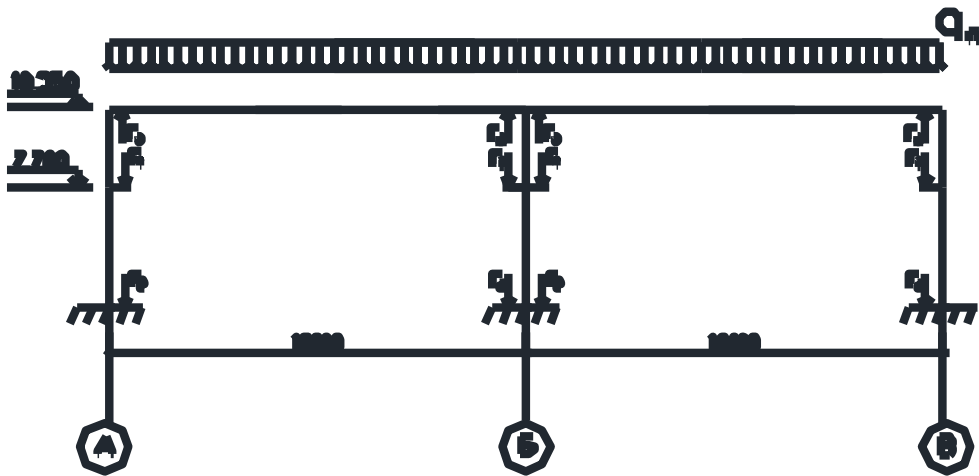


Рис. 3.8. Схема постійних навантажень

В F1, F2 входять: вага верхнього й нижнього колони, а також власна вага стінового огородження, прикріпленими до цих ділянок.

$$F_1 = \gamma_n \left[\gamma_{f1} \cdot g_1 \cdot \left(\sum h_1' \right) \cdot b + \gamma_{f2} \cdot g_2 \cdot \left(\sum h_1'' \right) \cdot b \right] + G_B =$$

$$= 0,95 \cdot \left[1,2 \cdot 2 \text{кН} / \text{м}^2 \cdot 5,4 \text{м} \cdot 6 \text{м} + 1,1 \cdot 0,35 \text{кН} / \text{м}^2 \cdot 2,7 \text{м} \cdot 6 \text{м} \right] + 12,93 \text{кН} =$$

$$= 92,72 \text{кН}.$$

$$F_2 = \gamma_n \left[\gamma_{f1} \cdot g_1 \cdot \left(\sum h_2' \right) \cdot b + \gamma_{f2} \cdot g_2 \cdot \left(\sum h_2'' \right) \cdot b \right] + G_H =$$

$$= 0,95 \left[1,2 \cdot 2 \cdot 7,5 \cdot 6 + 1,1 \cdot 0,35 \cdot 7,2 \cdot 6 \right] + 51,71 = 131,5 \text{кН}$$

Тут:

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

$\gamma_{f1} = 1,2$ – коефіцієнти надійності за граничним навантаженням;

$\gamma_{f2} = 1,1$

$g_1 = 2 \text{кН} / \text{м}^2$ – поверхнева маса навісних панелей;

$g_2 = 0,35 \text{кН} / \text{м}^2$ – поверхнева маса віконних плетінь із остекленням;

$b = 6 \text{м}$ – ширина вантажної площі стін;

$\sum h_1'$ – сумарна висота стінових панелей, навантаження з яких передається на верхню частину колони;

$\sum h_1''$ – сумарна висота віконних плетінь, навантаження з яких передається на верхню частину колони;

$\sum h_2'$ – сумарна висота стінових панелей, навантаження з яких передається на нижню частину колони;

$\sum h_2''$ – сумарна висота віконних плетінь, навантаження з яких передається на нижню частину колони;

$G_B = 0,2 G_K$ – розрахункове навантаження від ваги верхньої частини колони;

$G_H = 0,8 G_K$ – розрахункове навантаження від ваги нижньої частини колони;

G_K – вага всієї колони.

$$G = g_{\text{кол}} \cdot A_{\text{груз}} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n,$$

$g_{\text{кол}} = 0,6 \text{кН} / \text{м}^2$ – середня витрата стали на колони каркаса з розрахунку на 1м^2 площі будівлі;

$$G_K = 0,6 \cdot 6 \cdot \frac{18}{2} \cdot 1,05 \cdot 0,95 = 32,32 \text{кН}.$$

3.5.2 Снігове навантаження

При розрахунку рами навантаження від снігу приймається рівномірно розподіленим за довжиною ригеля. Розрахункове навантаження на $1m$ ригеля:

$$q_{сн} = \gamma_{fm} \cdot s_0 \cdot \mu \cdot c_e \cdot c_{alt} \cdot B = 1,04 \cdot 1,515 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 6 = 9,95 \text{ кН / м , де}$$

$\gamma_{fm} = 1,04$ – коефіцієнт надійності за граничним значенням снігового навантаження, що визначається згідно за табл. 3 і залежить від строку експлуатації будівлі (згідно п. 8.11 [11], для промислових будівель строк експлуатації становить 60 років);

s_0 – вага снігового покриву на $1m^2$ горизонтальної поверхні. Приймається згідно ([11], рис. 8.1). Приймаємо $s_0 = 1,515 \text{ кПа}$, район 4 – м. Черкаси;

$\mu = 1$ – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні ґрунту до снігового навантаження на покрівлю, визначається за [14] залежно від форми покрівлі і схеми розподілу снігового навантаження; для будинків з односхилими та двосхилими покриттями при куті нахилу покрівлі до горизонту $\alpha \leq 25^\circ$, за п. 8.7 [11];

$c_e = 1$ – коефіцієнт, що враховує вплив особливостей режиму експлуатації на накопичення снігу на покрівлі (очищення, танення тощо) і встановлюється завданням на проектування (за відсутності даних про режим експлуатації покрівлі коефіцієнт c_e допускається приймати таким, що дорівнює одиниці) п.8.9 [11].

$c_{alt} = 1$ – коефіцієнт географічної висоти, що враховує висоту H (у кілометрах) розміщення будівельного об'єкта над рівнем моря і визначається за формулою:

$$C_{alt} = 1,4H + 0,3 \text{ (при } H \geq 0,5 \text{ км);}$$

$$C_{alt} = 1 \text{ (при } H < 0,5 \text{ км), п.8.10 [11];}$$

$B = 6 \text{ м}$ – крок колон каркасу.

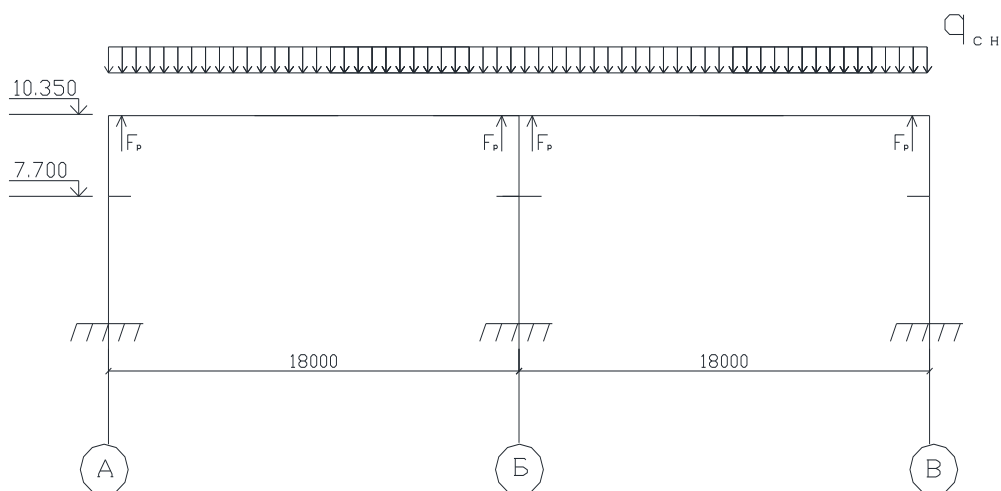


Рис. 3.9. Снігове навантаження

$$q_{\text{снєг}} = 1 \cdot 0,7 \cdot 6 \cdot 0,95 = 4 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2};$$

Опорна реакція ригеля рами:

$$F_R = \frac{4 \cdot 18}{2} = 36 \text{ кН}.$$

3.5.3 Вітрове навантаження

Навантаження від вітру для навітряної та завітряної будівлі. Тобто активне і пасивне навантаження:

$$q_{\text{акт}} = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot C^{\text{акт}} \cdot B = 1,04 \cdot 0,422 \cdot 0,25 \cdot 6 = 0,6 \text{ кН / м},$$

$$q_{\text{пас}} = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot C^{\text{пас}} \cdot B = 1,04 \cdot 0,422 \cdot 0,18 \cdot 6 = 0,43 \text{ кН / м},$$

де $\gamma_{fm} = 1,04$ – коефіцієнт надійності за граничним значенням вітрового навантаження, що визначається згідно за табл. 9.1 і залежить від строку експлуатації будівлі (згідно [11], для промислових будівель строк експлуатації становить 60 років).

$W_0 = 0,422 \text{ кПа}$ – характеристичне значення вітрового тиску для м. Черкаси (середня статична складова тиску вітру на висоті 10 м над поверхнею землі, який може бути перевищений у середньому один раз на 50 років; приймається згідно [11]);

$C^{\text{акт}}$, $C^{\text{пас}}$ – коефіцієнти, що визначається за формулами:

$$C^{\text{акт}} = C_{\text{аер}}^{\text{акт}} \cdot C_h^{\text{екв}} \cdot C_{\text{альт}} \cdot C_{\text{рел}} \cdot C_{\text{дир}} \cdot C_d = 0,8 \cdot 0,306 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 0,25;$$

$$C^{\text{пас}} = C_{\text{аер}}^{\text{пас}} \cdot C_h^{\text{екв}} \cdot C_{\text{альт}} \cdot C_{\text{рел}} \cdot C_{\text{дир}} \cdot C_d = 0,6 \cdot 0,306 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 0,18,$$

де $C_{\text{аер}}$ — аеродинамічний коефіцієнт, враховує форму споруди і визначається за додатком I [11]; для схеми 1 активний аеродинамічний коефіцієнт дорівнює $C_{\text{аер}}^{\text{акт}} = 0,8$, пасивний $C_{\text{аер}}^{\text{пас}} = 0,6$;

$C_h^{\text{екв}}$ — коефіцієнт висоти споруди, враховує збільшення вітрового навантаження залежно від висоти споруди (H) над поверхнею землі (Z) та типу навколишньої місцевості і визначається за таблицею 5; для III типу місцевості при висоті споруди $H = 10,7$ м та заглибленні колони 0,6 м коефіцієнт $C_h^{\text{екв}} = 0,306$;

тип місцевості: IV - міські території, на яких принаймні 15% поверхні зайняті будівлями, що мають середню висоту понад 15м;

$C_{alt} = 1$ — коефіцієнт географічної висоти, враховує висоту H (в кілометрах) розміщення будівельного об'єкта над рівнем моря і обчислюється за формулою:

$$C_{alt} = 2H (H > 0,5 \text{ км}); \quad C_{alt} = 1 (H < 0,5 \text{ км});$$

$C_{rel} = 1$ — коефіцієнт рельєфу, враховує мікрорельєф місцевості поблизу площадки розташування будівельного об'єкта і приймається таким, що дорівнює одиниці, за винятком випадків, коли об'єкт будівництва розташований на пагорбі або схилі;

$C_{dir} = 1$ — коефіцієнт напрямку враховує нерівномірність вітрового навантаження за напрямками вітру і, як правило, приймається таким, що дорівнює одиниці;

$C_d = 1$ — коефіцієнт динамічності, враховує вплив пульсаційної складової вітрового навантаження на споруду. Для будівель і споруд, старший період власних коливань яких не перевищує 0,25 сек, $C_d = 1$.

Навантаження від тиску вітру на частину стіни в межах висоти ригеля прикладається на рівні нижнього поясу ригеля як зосереджена сила без врахування моментів, які виникають від такого перенесення. Ця сила обчислюється за формулою

$$\begin{aligned} W &= \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot C_h \cdot (C_{aer}^{akm} + C_{aer}^{nac}) \cdot C_{alt} \cdot C_{rel} \cdot C_{dir} \cdot C_d \cdot B \cdot H_\phi = \\ &= 1,04 \cdot 0,422 \cdot 0,43 \cdot (0,8 + 0,6) \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 6 \cdot 2,5 = 3,6 \text{ кН} \end{aligned}$$

де $C_h = 0,43$ — значення коефіцієнта висоти споруди, для IV типу місцевості при висоті до 11 м [11];

$H_\phi = 2,5 \text{ м}$ - висота шатра.

Вітрове навантаження на висоті 5, 10,2 и 13,5 м дорівнює:

$$q_{w5} = 4,85 \cdot 0,65 = 3,15 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

$$q'_{w5} = 3,64 \cdot 0,65 = 2,37 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

$$q_2 = q_{10,2} = 4,85 \cdot 0,85 = 4,12 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

$$q'_2 = q'_{10,2} = 3,64 \cdot 0,85 = 3,09 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

$$q_1 = q_{13,5} = 4,85 \cdot 0,88 = 4,27 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

$$q'_1 = q'_{13,5} = 3,64 \cdot 0,88 = 3,20 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

Для зручності розрахунку фактичне лінійне навантаження замінюють еквівалентною, рівномірно розподіленою по висоті колони.

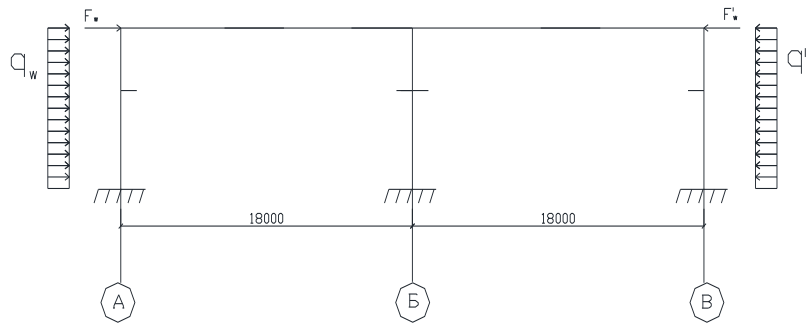


Рис. 3.10. Вітрові навантаження

Наближено можна визначити:

$$q_{\text{ЭКВ}} = q_{w5} \cdot \alpha;$$

$$q'_{\text{ЭКВ}} = q'_{w5} \cdot \alpha;$$

де $\alpha = 1,11$ - коефіцієнт, який залежить від висоти будівлі.

$$q_{\text{ЭКВ}} = 3,15 \cdot 1,11 = 3,465 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

$$q'_{\text{ЭКВ}} = 2,37 \cdot 1,11 = 2,607 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

Вітрове навантаження, яке діє на ділянці h' від низу ригеля до найбільш високої точки будівлі, замінюється зосередженою силою, прикладеною на рівні низу ригеля.

$$F_{\text{ветр}} = \frac{q_2 + q_1}{2} h' = \frac{4,12 + 4,27}{2} \cdot 3 = 12,58 \text{кН};$$

$$F'_{\text{ветр}} = \frac{q'_2 + q'_1}{2} h' = \frac{3,09 + 3,20}{2} \cdot 3 = 9,43 \text{кН};$$

3.5.4 Кранове навантаження

Вертикальне навантаження від двох зближених кранів найбільшого визначається із коефіцієнтом сполучення $\psi = 0,85$ (режим роботи ЗК).

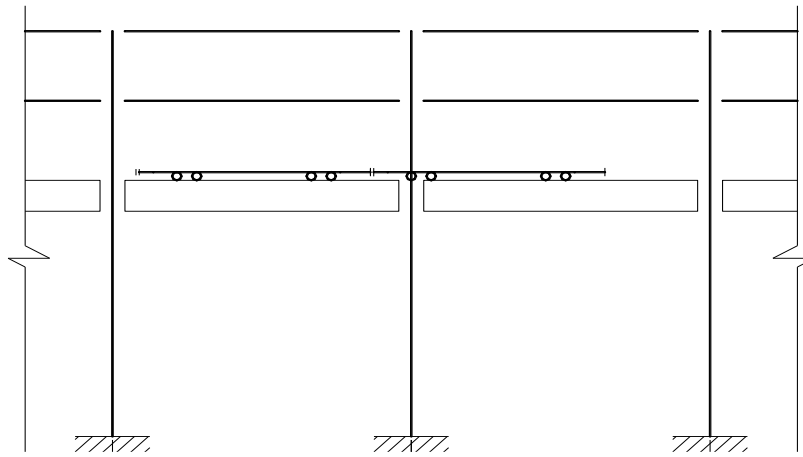


Рис. 3.11. Вид на каркас збоку

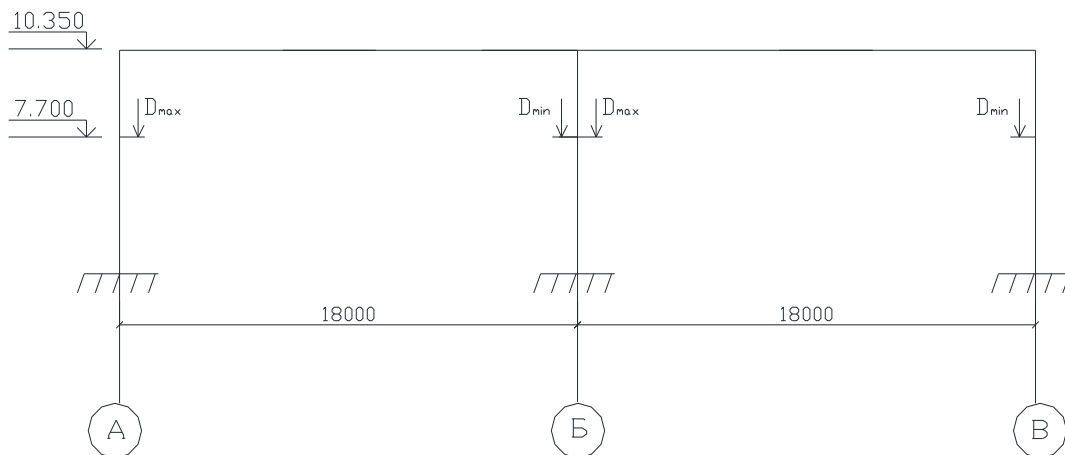


Рис. 3.12. Кранові навантаження

Визначаємо розрахунковий тиск на колону D_{\max} (колона поруч із візком), D_{\min} (протилежна від візка колона).

$$D_{\max} = (\psi \sum F_{ki} y_i + \gamma_{f1} G_{\text{пк}} + \gamma_{f2} P_0^n b_T b) \gamma_n$$

$$D_{\min} = (\psi \gamma_f \sum F'_n y_i + \gamma_{f1} G_{\text{пк}} + \gamma_{f2} P_0^n b_T b) \gamma_n,$$

де: F_{ki} – розрахунковий тиск колеса крана;

F_{ni} – нормативний тиск крана із протилежної сторони;

y_i – ординати лінії впливу;

$$G_{\text{пк}} = g_{\text{пк}} \cdot \frac{bL}{2} = 0,6 \cdot \frac{6 \cdot 18}{2} = 32,4 \text{ кН} - \text{нормативна вага підкранових}$$

конструкцій;

$\gamma_f = 1,1$; $\gamma_{f1} = 1,05$; $\gamma_{f2} = 1,2$ – коефіцієнти надійності за навантаженням;

$P_0^n = 2 \text{ кН/м}^2$ – корисне нормативне на тормозну балку;

$b = 6 \text{ м}$ – крок колон;

$b_T = 1 \text{ м}$ – ширина тормозної конструкції.

$$F'_n = \frac{Q + G_K}{n_K} - F_{n \max} = \frac{100 + 1250}{4} - 250 = 87,5 \text{ кН} - \text{нормативний тиск коліс}$$

крана із протилежної від візка сторони;

де $Q = 10 \text{ кН}$ – вантажопідємність крана;

$F_{n \max} = 250 \text{ кН}$ – максимальний тиск колеса крана;

$G_K = 1250 \text{ кН}$ – маса крана із візком;

$n_K = 4$ – число коліс з однієї сторони одного крана.

Вертикальний тиск від двох у розрахункової колони кранів

$$D_{\max} = \psi \gamma_f F_{\max} \sum y_i = 0,85 \cdot 1,1 \cdot 85(1 + 0,267 + 0,833 + 0,100) = 174,85 \text{ кН};$$

$$D_{\min} = \psi \gamma_f F_{\min} \sum y_i = 0,85 \cdot 1,1 \cdot 30(1 + 0,267 + 0,833 + 0,100) = 61,71 \text{ кН}.$$

Горизонтальний тиск

$$T = \psi \gamma_f \cdot 0,05;$$

$$\frac{Q + G_T}{2}.$$

Згинальні моменти, які по осі колони від сил D_{\max} , D_{\min} дорівнюють:

$$M_{\max} = D_{\max} \cdot e_K = 174,85 \text{ кН} \cdot 0,625 \text{ м} = 109,28 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{\min} = D_{\min} \cdot e_K = 61,71 \text{ кН} \cdot 0,625 \text{ м} = 38,57 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

3.6. Розрахунок поперечної рами

Розрахунок поперечної рами за допомогою програмного комплексу «Ліра 2013». В «Ліра» закладений алгоритм розрахунків методом скінченних елементів (МСЕ).

Розрахункова схема рами (рис. 3.13) складається з кінцевих елементів і елементів ферми.

Основною несучою для даної схеми поперечної рами є каркас (рис. 3.14).

Нумерація вузлів та елементів (рис. 3.15).

Програма автоматично нумерує вузли і елементи вузлів і кінцевих елементів. У цьому завданні вузлів становить 39, а кількість кінцевих елементів – 60.

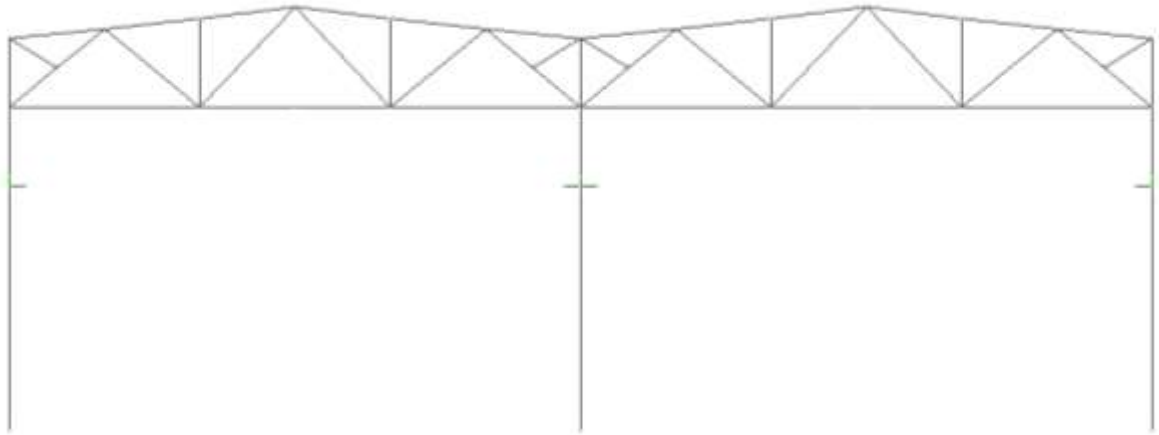


Рис. 3.13. Розрахункова схема

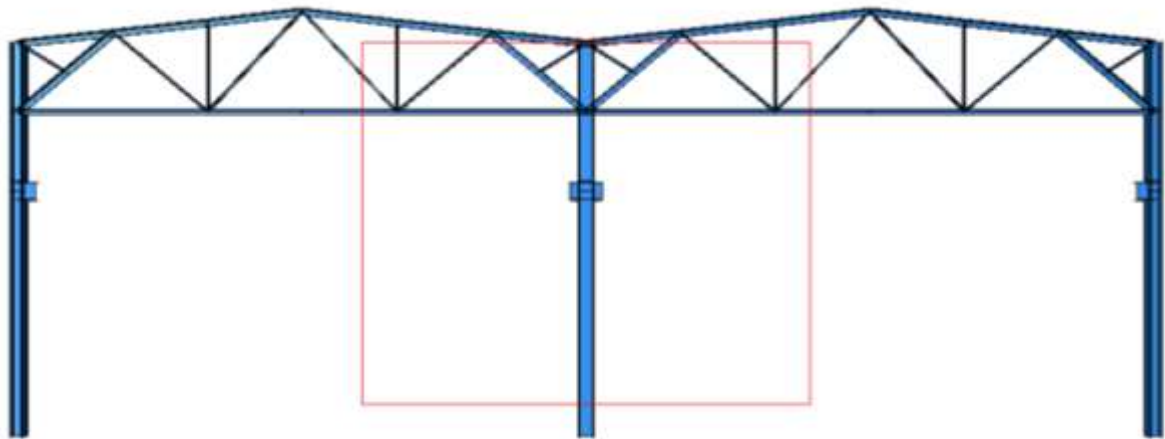


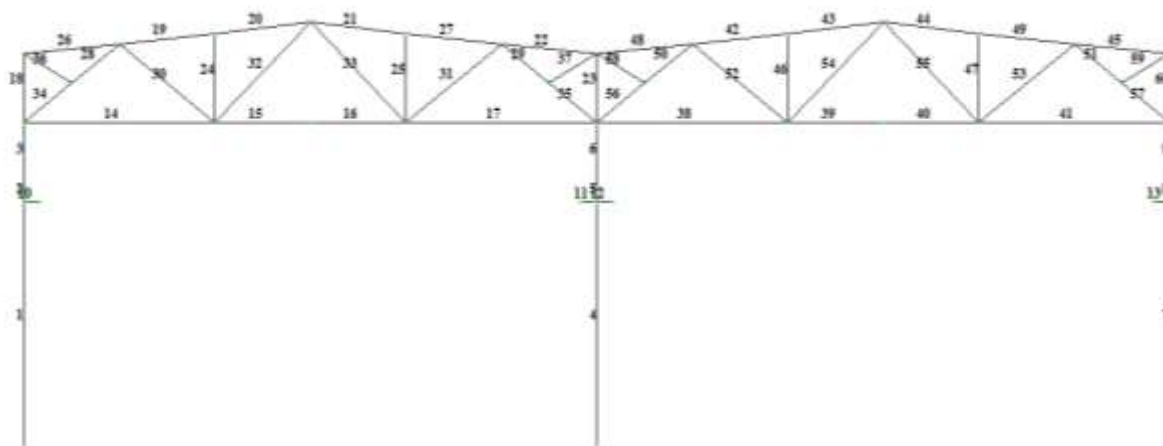
Рис. 3.14. Основний несучий металевий каркас поперечної рами будівлі

Прийнята жорсткість елементів

У розрахунковій схемі прийнято 8 різних типів жорсткості (рис. 3.16).

- 1 – Колона 40Ш1 (СТ-1)
- 2 – Колона 50Ш1 (СТ-2)
- 3 – Два кутика 180x110x10 розкіс
- 4 – Два кутика 63x63x5 розкіс
- 5 – Два кутика 125x80x8 нижн. пояс
- 6 – Два кутика 180x110x10 верхній пояс
- 7 – Два кутика 50x50x5 розкіс

а)



б)

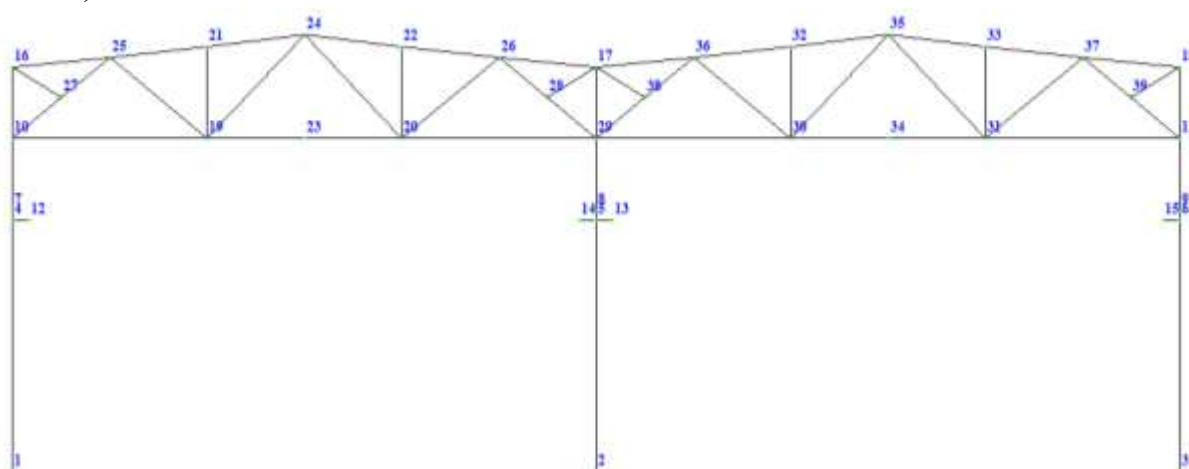


Рис. 3.15. Розрахункова схема рами з нумерацією вузлів (а) і елементів (б)

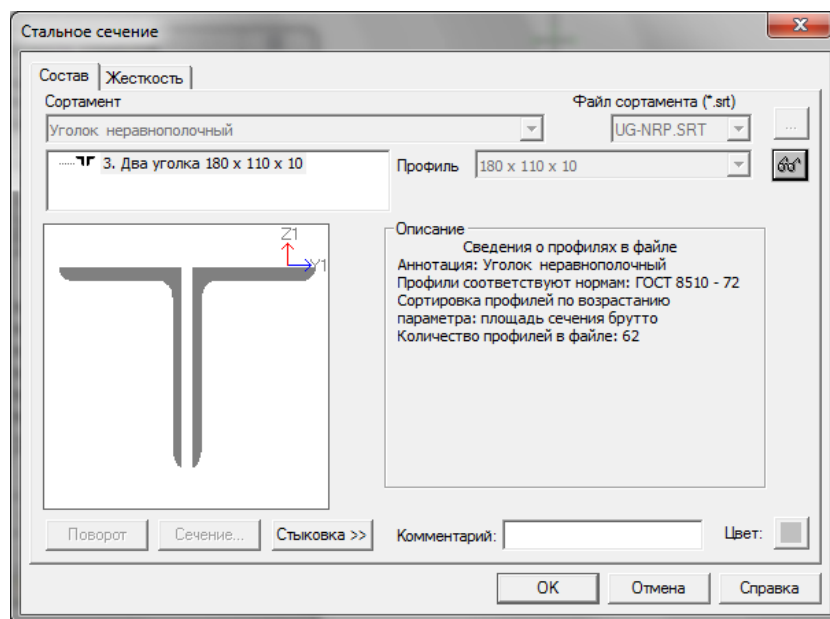
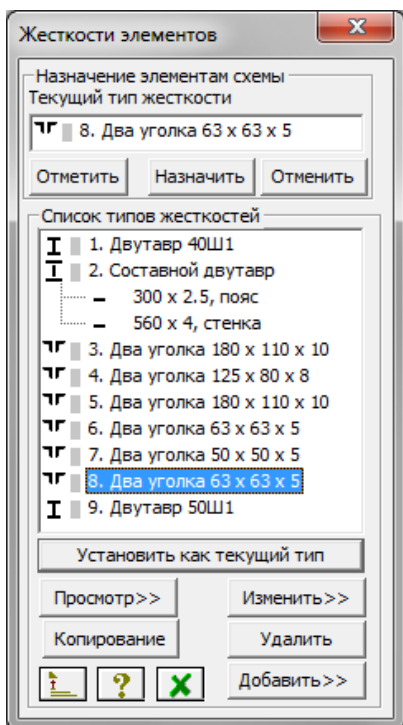


Рис. 3.16. Прийняті жорсткості

Прийняті наступні характеристики матеріалів (рис. 3.17, 3.18):

- ◆ Матеріал елементів та елементів ферми – сталь марки С245 ГОСТ 27772-88;

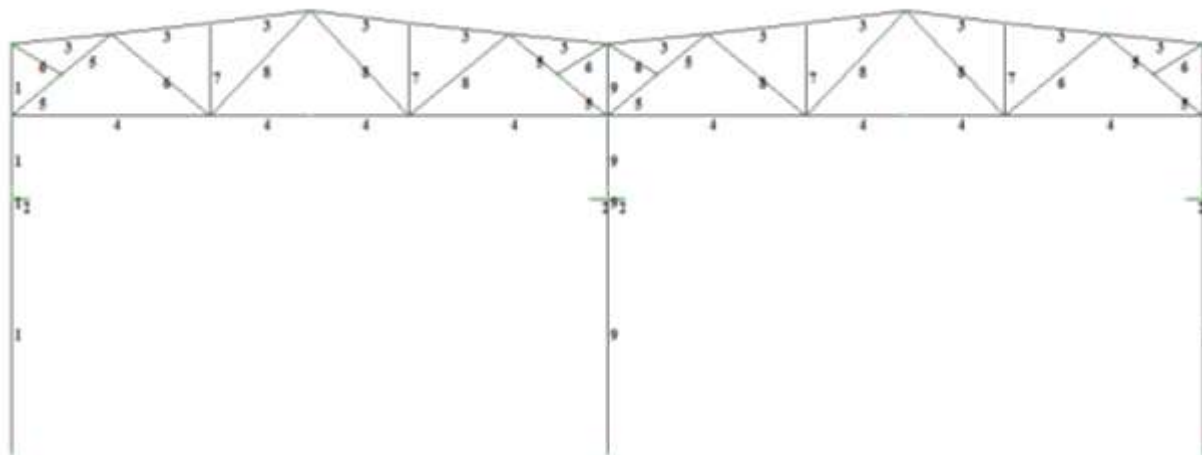


Рис. 3.17. Схема надання жорсткостей елементам каркаса будівлі

Таблица жесткостей		
Тип жесткости	Имя	Параметры (сечения- (см) жесткости- (т,м) расп.вес- (т,м))
1	Двутавр 40Ш1	q=0.0960448 EF=257100, EIy=7.22e+003 EIz=1.33e+003, GIk=6.65 Y1=3.43, Y2=3.43, Z1=14.5, Z2=14.5, RU_Y=0, RU_Z=0
2	Составной двутавр	q=0.029347 EF=78560, EIy=3.72e+003 EIz=236, GIk=0.112 Y1=2.01, Y2=2.01, Z1=16.8, Z2=16.8, RU_Y=0, RU_Z=0
3	два уголка 180 x 110 x	q=0.04446 EF=119000, EIy=400 EIz=219, GIk=1.66 Y1=1.6, Y2=1.6, Z1=5.72, Z2=2.77, RU_Y=0, RU_Z=0
4	Два уголка 125 x 80 x	q=0.0250784 EF=67140, EIy=107 EIz=70.8, GIk=0.604 Y1=1.24, Y2=1.24, Z1=3.95, Z2=1.89, RU_Y=0, RU_Z=0
5	два уголка 180 x 110 x	q=0.04446 EF=119000, EIy=400 EIz=219, GIk=1.66 Y1=1.6, Y2=1.6, Z1=5.72, Z2=2.77, RU_Y=0, RU_Z=0
6	Два уголка 63 x 63 x	q=0.00962018 EF=25750, EIy=9.7 EIz=22.6, GIk=0.0912 Y1=1.29, Y2=1.29, Z1=2.17, Z2=0.826, RU_Y=0, RU_Z=0
7	Два уголка 50 x 50 x	q=0.00753293 EF=20170, EIy=4.7 EIz=12.1, GIk=0.0697 Y1=1.09, Y2=1.09, Z1=1.64, Z2=0.652, RU_Y=0, RU_Z=0
8	Два уголка 63 x 63 x	q=0.00962018 EF=25750, EIy=9.7 EIz=22.6, GIk=0.0912 Y1=1.29, Y2=1.29, Z1=2.17, Z2=0.826, RU_Y=0, RU_Z=0
9	Двутавр 50Ш1	q=0.114328 EF=306100, EIy=1.28e+004 EIz=1.42e+003, GIk=9.78 Y1=3.09, Y2=3.09, Z1=17.3, Z2=17.3, RU_Y=0, RU_Z=0

Рис. 3.18. Таблица жорсткостей із розрахунковими характеристиками

Навантаження

При розрахунку враховані наступні види навантаження:

1. постійне – від конструкції покриття і власна вага конструкції;
2. вітрове;
3. снігове;
4. кранове.

Власна вага конструкцій визначається з урахуванням об'ємної ваги й перетину елементів. Розрахунки власної ваги кожного елемента програма виконує автоматично.

Як видно з рисунка, переміщення вузли елементів ферми на 10.7мм.

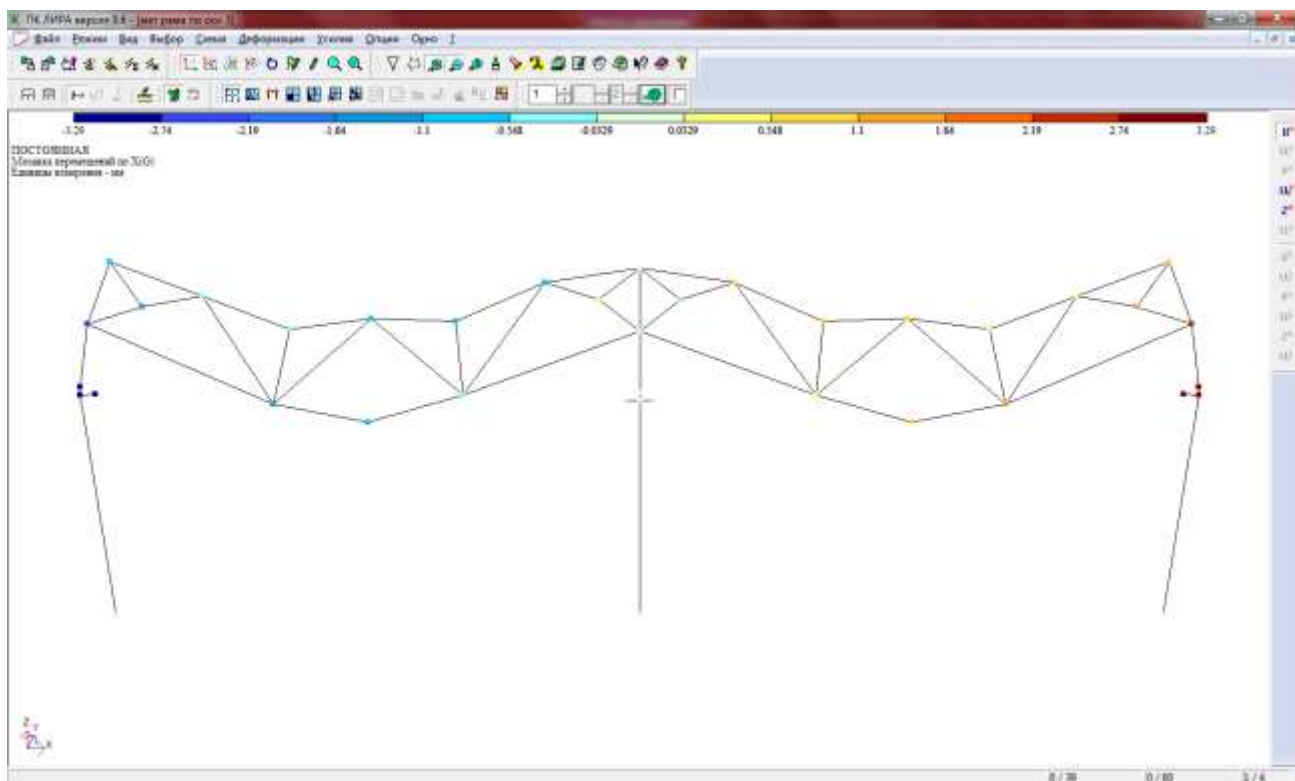


Рис. 3.19. Деформована схема будівлі при постійному навантаженні

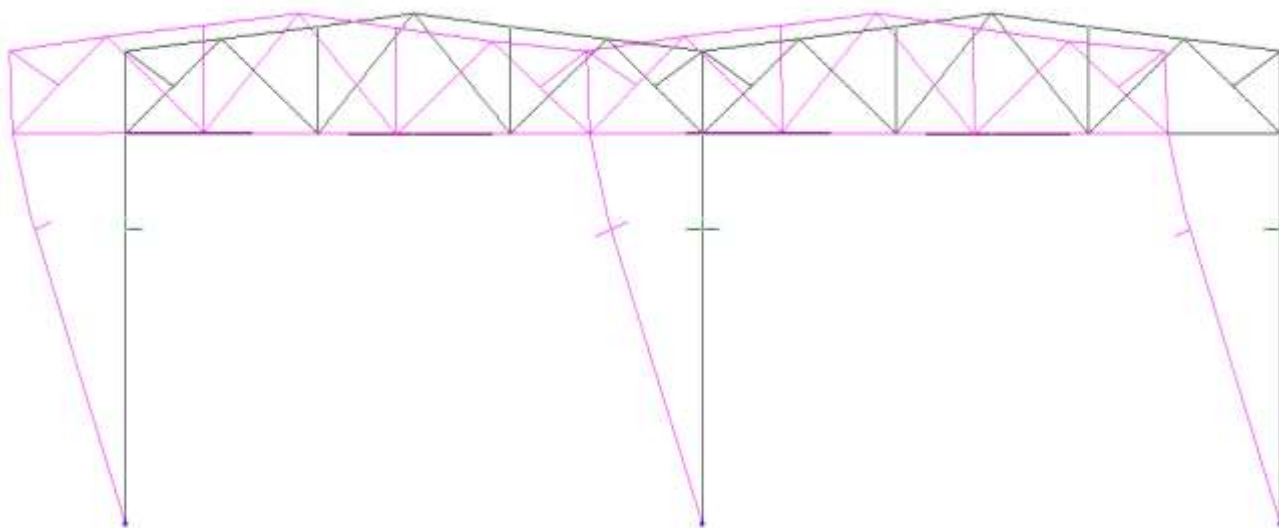
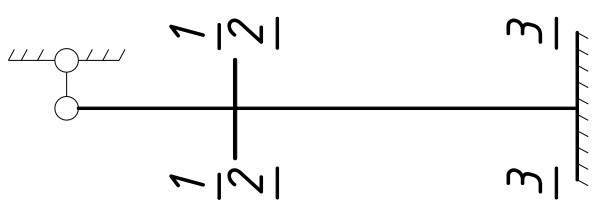


Рис. 3.20. Деформована схема рами

Таблиця розрахункових зусиль

Схема колони	Переріз	Зусилля	Одиниці виміру	Постійне навантаження	Короткочасні навантаження								
					Вітрові		Кранові				Гальмування		
					Зліва	З права	D_{\max} зліва	D_{\max} з права	D_{\min}, D_{\max}	Зліва		З права	
										3 права	3 права		
	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	
	1-1	M	кНм	-	-	44,1	-44,1	72,3	100,8	-	-	6,1	12,2
		N	кН	-132,2	-134,4	-	-	-	-	-	-	-	-
	2-2	M	кНм	-	-	44,1	-44,1	-11,2	-147,8	-	-	6,1	12,2
		N	кН	-132,2	-134,4	-	-	-112,3	-331,4	-544,7	-	-	-
	3-3	M	кНм	-	-	104,5	-104,5	87,2	96	-	-	±10,3	±33,00
		N	кН	-132,2	-134,4	-	-	-112,3	-331,4	-544,7	-	-	-
		Q	кН	-	-	9,55	-9,58	15,6	21,8	-	-	1,3	7,14

3.6.1 Розрахункові сполучення зусиль

Переріз 1-1

$$n_{кр} = 1$$

$$M_{\max} = 100,8 + 12,2 = 113 \text{кНм} (1.6.9)$$

$$N_{\text{coom}} = -132,2 \text{кН}$$

$$M_{\min} = -100,8 - 12,2 = -113 \text{кНм}$$

$$N_{\text{coom}} = -132,2 \text{кН}$$

$$M_{\text{coom}} = 0$$

$$N_{\max} = -132,2 - 134,4 = -226,6 \text{кН} (1,2)$$

$$n_{кр} \geq 2$$

$$M_{\max} = (44,1 + 100,8 + 12,2) \cdot 0,9 = 141,4 \text{кНм} (1,2,3,6,9)$$

$$N_{\text{coom}} = -132,2 - 134,4 \cdot 0,9 = -253,2 \text{кН}$$

Переріз 2-2

$$M_{\min} = 0,9(-44,1 + 147,8 + 12,2) = -183,7 \text{кНм}$$

$$N_{\text{coom}} = -132,2 - 0,9(134,4 + 331,4) = 551,4 \text{кН} (1,2,4,6,9)$$

Переріз 3-3

$$M_{\max} = 0,9(104,5 + 87,2 + 33 \cdot 0,6) = 202,3 \text{кНм}$$

$$N_{\text{coom}} = -132,2 - 0,9(134,4 + 112,3) = -354,2 \text{кН} (1,2,3,5,9)$$

$$N_{\max} = -132,2 - 0,9(134,4 + 544,7) = 743,4 \text{кН}$$

$$M_{\text{coom}} = 0,9(104,3 + 33,06) = 123,8 \text{кНм} (1,2,3,7,9)$$

$$Q_{\max} = 0,9(9,55 + 21,8 + 7,14) = 34,64 \text{кН} (1,2,3,6,9)$$

Сполучення для розрахунку анкерних болтів

$$M = 104,5 \text{кНм}$$

$$N = \frac{132,2}{1,1} \cdot 0,9 = 108 \text{кН} (1,3)$$

Попередньо визначаємо переріз колони.

$$h \approx \frac{1}{15} H_0 = \frac{6,33 + 4,32}{15} = 0,7 \text{м}$$

$$Ad = \left(\frac{N}{R_y} \right) \cdot \left(1,25 + 2,2 \frac{\ell}{h} \right)$$

$$R_y = 235 \text{МПа}$$

$$\ell = \frac{M}{N}$$

По перерізу 1.

$$\ell = \frac{M}{N} = \frac{202,3}{354,2} = 0,571 \text{м}$$

$$Ad_1 = \left(\frac{354,2 \cdot 10}{235} \right) \cdot \left(1,25 + 2,2 \frac{0,571}{0,7} \right) = 48 \text{см}^2$$

По перерізу 2.

$$\ell = \frac{M}{N} = \frac{123,8}{743,4} = 0,17\text{ м}$$

$$Ad_1 = \left(\frac{743,4 \cdot 10}{235} \right) \cdot \left(1,25 + 2,2 \frac{0,17}{0,7} \right) = 60\text{ см}^2 > Ad$$

Приймаємо за розрахункове сполучення зусиль в перерізі 2.

3.7 Розрахунок середньої колони К1

3.7.1 Підбір перерізу

Так як будівля двох пролітна, а на середню колону приходиться найбільше навантаження.

По ДБН В.2.6-198:2014 параметр

$$n = \frac{I_c \cdot e_c}{e_x \cdot I_c} = 0; \quad \mu = \sqrt{\frac{0+0,56}{0+0,14}} = 2$$

Таким чином розрахункова довжина в площині колони.

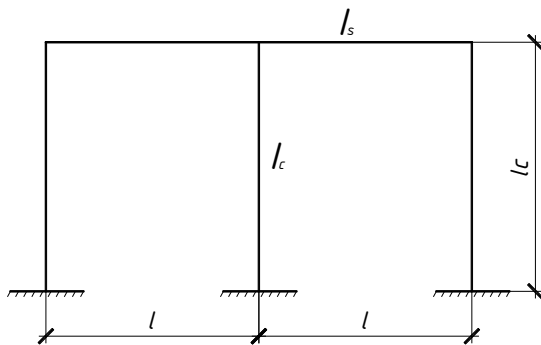
$$\ell_x = \ell_0 \mu = (6,33 + 4,32) \cdot 2 = 21,30\text{ м} = 2130\text{ см}$$

$$\ell_y = h_n = 6,33\text{ м} = 633\text{ см}$$

Враховуючи, що гнучкість головної колони $[\lambda]=120$.

$$\lambda_x^{Tp} = \frac{\ell_x}{[\lambda]} = \frac{2130}{120} = 18\text{ см}$$

$$\lambda_y^{Tp} = \frac{\ell_y}{[\lambda]} = \frac{633}{120} = 5,3\text{ см}$$



Клас сталі С235.

Орієнтовна площа перерізу:

$$A_{номр} = \left(1,25 + 2,8 \frac{e}{b_e} \right) \cdot \frac{N}{R_y};$$

Найнебезпечніша комбінація зусиль: $M = 123,8\text{ кНм}; \quad N = 743,4\text{ кН} .$

$$e = \frac{123,8}{743,4} = 0,17\text{ м}$$

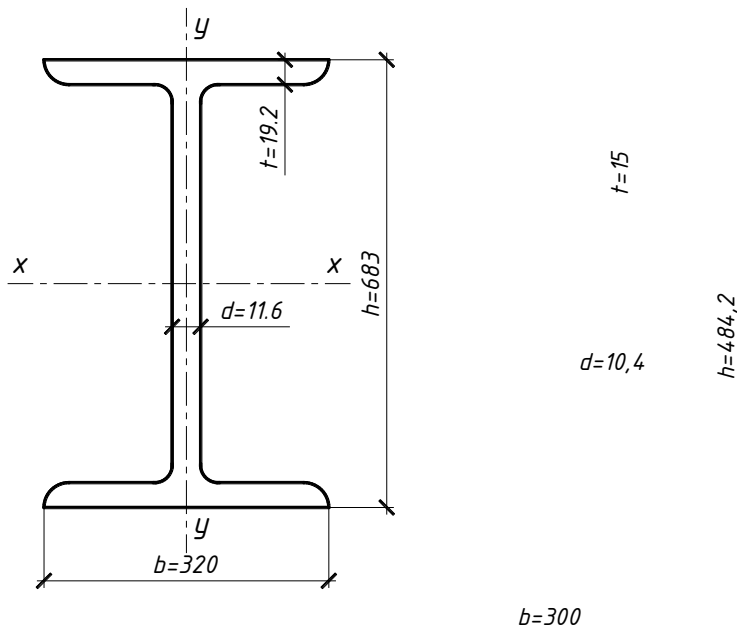
Тоді потрібна площа складатиме:

$$A_{номр} = \left(1,25 + 2,8 \cdot \frac{17}{30} \right) \cdot \frac{743,4}{23} = 91,7\text{ см}^2$$

Приймаємо широко поличний двотавр 50Ш1.

Геометричні характеристики: $h = 484,2\text{ мм}; \quad b = 300\text{ мм}; \quad d = 10,4\text{ мм}; \quad t = 15\text{ мм};$

$A = 143\text{ см}^2; \quad I_x = 60510\text{ см}^4; \quad I_y = 6760\text{ см}^4; \quad W_x = 2500\text{ см}^3; \quad W_y = 451\text{ см}^3; \quad i_x = 20,6\text{ см}; \quad i_y = 6,88\text{ см}.$



Визначення гнучкості та умовної гнучкості:

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} \leq [\lambda_u] = 120,$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} \leq [\lambda_u] = 120, \quad \text{де}$$

i_x, i_y - радіуси інерції перерізу;

λ_u - гранична гнучкість.

$$\lambda_x = \frac{2130}{20,6} = 103,4 < 120 = [\lambda_u]$$

$$\lambda_y = \frac{633}{6,88} = 92 < 120 = [\lambda_u]$$

Умовні гнучкості:

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}};$$

$$\bar{\lambda}_y = \lambda_y \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}};$$

де E - модуль пружності, $E = 2,06 \cdot 10^5$ МПа;

λ_x, λ_y - розрахункові гнучкості елемента в площинах, що перпендикулярні осям x-x, y-y;

R_y - розрахунковий опір сталі розтягу, стиску, згину, по межі текучості.

$$\bar{\lambda}_x = 103 \cdot \sqrt{\frac{230}{2,06 \cdot 10^5}} = 3,86;$$

$$\bar{\lambda}_y = 92 \cdot \sqrt{\frac{230}{2,06 \cdot 10^5}} = 2,94.$$

Відносний ексцентриситет:

$$m = \frac{eA}{W_x} = 17 \cdot \frac{143}{2500} = 0,97;$$

Приведений відносний ексцентриситет:

$$m_{ef} = m \cdot \eta;$$

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{30 \cdot 1,5}{1,04 \cdot (48,42 - 2 \cdot 1,5)} = 0,82$$

$$\eta = (1,75 - 0,1m) - 0,02(5 - m)\bar{\lambda} = (1,75 - 0,1 \cdot 0,97) - 0,02(5 - 0,97) \cdot 3,86 = 1,43$$

$$m_{ef} = 0,97 \cdot 1,43 = 1,4.$$

Перевірка стійкості колони в площині рами:

$$\sigma_x = \frac{N}{A \cdot \varphi_e} \leq R_y \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_n},$$

$$\sigma_x = \frac{743,4}{143 \cdot 0,292} = 17,8 \text{ кН} / \text{см}^2 < 23 \text{ кН} / \text{см}^2$$

$$\varphi_e = 0,292.$$

$$\frac{N\gamma_n}{\varphi_b A \gamma_c R_y} = \frac{743,4 \cdot 0,95}{0,292 \cdot 143 \cdot 0,95 \cdot 23} = 0,77 < 1.$$

Перевірка стійкості колони з площини рами:

$$\sigma_y = \frac{N}{c \cdot A \cdot \varphi_y} \leq R_y \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_n}, \quad \text{де}$$

c - коефіцієнт, прийнятий за табл. 5.31;

φ_y - коефіцієнт, прийнятий за табл. 72;

$$c = \frac{\beta}{(1 + \alpha \cdot m_x)}, \quad \text{де}$$

α, β - коефіцієнти, що приймаються залежно від m_x .

Відносний ексцентриситет:

$$m_x = \frac{M_x \cdot A}{N \cdot W_x}$$

$M_x = M / 2$ - розрахунковий момент.

$$M_x = 123,8 / 2 = 61,9 \text{ кНм}$$

$$m_x = \frac{6190 \cdot 143}{743,4 \cdot 2500} = 0,48$$

$$\alpha = 0,65 + 0,05m_x = 0,65 + 0,05 \cdot 0,48 = 0,67$$

$$\lambda_c = 3,14 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 3,14 \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{23}} = 92,2$$

$$\lambda_y = 92 < \lambda_c = 92,2$$

$$\beta = 1, \quad \text{тоді } c = \frac{1}{1 + 0,67 \cdot 0,48} = 0,75.$$

$$\varphi_y = 0,641, \quad \text{тоді } \sigma_y = \frac{743,4}{143 \cdot 0,641 \cdot 0,75} = 10,8 \text{ кН} / \text{см}^2 < 23 \text{ кН} / \text{см}^2 = R_y \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_n}.$$

Перевіряємо стійкість стержня

$$\frac{N\gamma_n}{\varphi_y c A \gamma_c R_y} = \frac{743,4 \cdot 0,95}{0,641 \cdot 0,75 \cdot 143 \cdot 0,95 \cdot 23} = 0,47 < 1.$$

Висновок: середня колона К2 вибрана і розрахована вірно і відповідає всім перевіркам на місцеву стійкість.

3.7.2 Розрахунок оголовка колони К1

Приймаємо ширину ребра $b_p = 200\text{мм}$.

Із умов роботи на зминання товщина ребра:

$$t_p = \frac{1,2F}{b_p \cdot R_p} = \frac{1,2 \cdot 969,6}{20 \cdot 35} = 1,67\text{см}$$

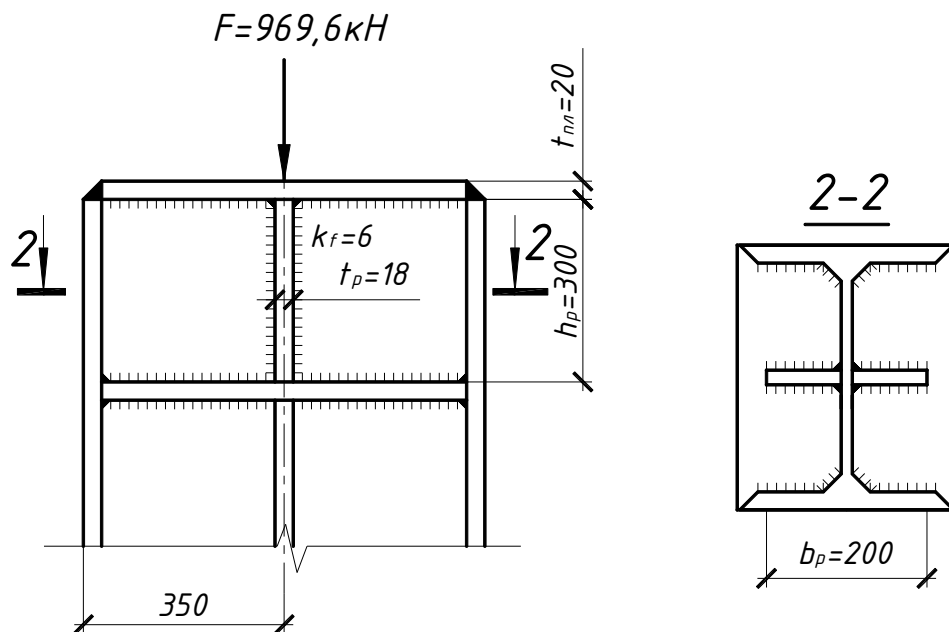
Приймаємо $t_p = 18\text{мм} = 1,8\text{см}$.

Висота ребра із умов роботи на зріз зварного шва:

$$h_p = \ell_{wf} = \frac{1,2F}{4\beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf}} = \frac{1,2 \cdot 969,6}{4 \cdot 0,9 \cdot 0,6 \cdot 18 \cdot 1} = 29,9\text{см}$$

Приймаємо $h_p = 30\text{см} = 300\text{мм}$.

Зварення виконувати у нижньому положенні.



3.7.3 Розрахунок бази колони К1

Задаємо ширину плити: $B = b + 2t_{tp} + 2c$, де

$t_{tp} = 18\text{мм}$ - товщина траверси;

$b = 320\text{мм}$ - ширина перерізу колони, мм;

$c = 72\text{мм}$ - вільна консольна ділянка плити.

$$B = 320 + 2 \cdot 18 + 2 \cdot 72 = 500\text{мм}$$

Довжина плити:

$$L = \frac{N}{R_{зм} \cdot 2B} + \sqrt{\left(\frac{N}{R_{зм} \cdot 2B}\right)^2 + \frac{6M}{R_{зм} \cdot B}} = \frac{743,4}{0,924 \cdot 2 \cdot 50} + \sqrt{\left(\frac{743,4}{0,924 \cdot 2 \cdot 50}\right)^2 + \frac{6 \cdot 12380}{0,924 \cdot 50}} = 59,6 \text{ см}$$

Приймаємо $L = 800 \text{ мм} = 80 \text{ см}$.

Напруження у фундаменті під плитою:

$$\begin{aligned}\sigma_{\max} &= \frac{N}{L \cdot B} + \frac{6M}{B \cdot L^2} < R_{зм}; \\ \sigma_{\max} &= \frac{743,4}{80 \cdot 50} + \frac{6 \cdot 12380}{50 \cdot 800^2} = 0,695 < 0,924 = R_{зм}; \\ \sigma_{\min} &= \frac{N}{L \cdot B} - \frac{6M}{B \cdot L^2} < R_{зм}; \\ \sigma_{\min} &= \frac{743,4}{80 \cdot 50} - \frac{6 \cdot 12380}{50 \cdot 80^2} = 0,270 \text{ кН / см}^2 < 0,924 \text{ кН / см}^2 = R_{зм}.\end{aligned}$$

Згинальний момент на консольній ділянці (1).

$$M_1 = \frac{\sigma \cdot \ell^2}{2} = \frac{0,695 \cdot 7^2}{2} = 17 \text{ кНсм}$$

Згинальний момент на ділянці при опиранні на 3 боки:

При $a/b = 80/300 = 0,15 \leq 0,5$,

$$M_2 = \sigma \cdot \frac{a^2}{2} = \frac{0,695 \cdot 5^2}{2} = 8,7 \text{ кНсм}$$

Згинальний момент на ділянці при опиранні на 4 боки:

$$M_2 = \beta \cdot \sigma \cdot b_1^2 = 0,125 \cdot 0,695 \cdot 15,4^2 = 20,6 \text{ кНсм}$$

$$\frac{L_1}{b_1} = \frac{645}{154} = 4,2 \Rightarrow \beta = 0,125.$$

Товщина плити визначається за максимальним моментом на ділянках:

$$t_{nl} = \sqrt{\frac{6 \cdot M_{\max}}{R_y \cdot \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 20,6}{23 \cdot 0,95}} = 2,4 \text{ см}$$

Приймаємо $t_{nl} = 25 \text{ мм} = 2,5 \text{ см}$.

Висота траверси:

$$h_{TP} = \frac{N}{4 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf}} = \frac{743,4}{4 \cdot 0,9 \cdot 1 \cdot 18 \cdot 1} = 19,8 \text{ см};$$

Приймаємо конструктивно $h_{TP} = 300 \text{ мм} = 30 \text{ см}$.

Зусилля в анкерних болтах:

$$Z = \frac{(M - N \cdot a_a)}{y} = \frac{(12380 - 743,4 \cdot 35)}{79} = 511 \text{ кН}$$

Площа анкерного болта:

$$A_b = \frac{Z}{n \cdot R_{ba}} = \frac{511}{2 \cdot 18,5} = 13,2 \text{ см}^2$$

Приймаємо 2 болта площею $A = 13,75 \text{ см}^2$, зовнішній діаметр $d_3 = 48 \text{ мм}$.

3.8 Розрахунок крайньої колони К2

3.8.1 Підбір перерізу

Розрахункові довжини колони:

В площині рами: $\ell_x = h \cdot \mu_x$, де

h - висота колони, м;

μ_x - коефіцієнт довжини колони.

$$\ell_x = \ell_0 \mu = (6,33 + 4,32) \cdot 2 = 21,30 \text{ м} = 2130 \text{ см}$$

Із площини рами: $\ell_y = h \cdot \mu_y$.

Висоту колони приймаємо $h = 6,33 \text{ м}$; $\mu_y = 1$;

$$\ell_y = h_n = 6,33 \text{ м} = 633 \text{ см}$$

Приймаємо для колони сталь класу С235 із розрахунковим опором $R_y = 230 \text{ МПа}$.

Розрахунок ведемо із умов, що колона незмінного по довжині перерізу.

Орієнтовна площа перерізу:

$$A_{\text{номр}} = \left(1,25 + 2,8 \frac{e}{b_a} \right) \cdot \frac{N}{R_y};$$

де $e = \frac{M}{N}$ - ексцентриситет навантаження від крану ;

b_a - висота перерізу двотавра.

Найнебезпечніша комбінація зусиль: $M = 312,4 \text{ кНм}$; $N = 348,6 \text{ кН}$.

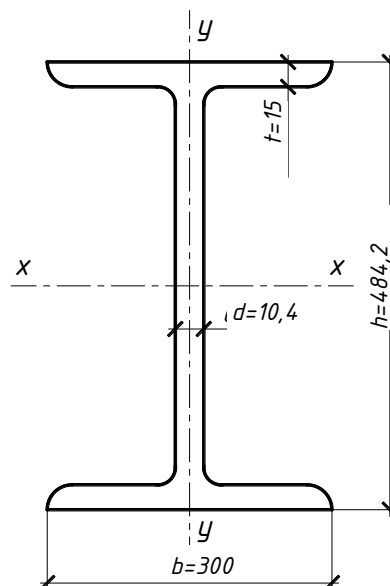
$$e = \frac{312,4}{348,6} = 0,9 \text{ м}$$

$$\text{Тоді: } A_{\text{номр}} = \left(1,25 + 2,8 \cdot \frac{0,9}{0,588} \right) \cdot \frac{348,6}{23} = 84,0 \text{ см}^2$$

Приймаємо широкополичний двотавр 40Ш1.

Геометричні характеристики: $h = 388,6 \text{ мм}$; $b = 300 \text{ мм}$; $d = 9,5 \text{ мм}$; $t = 14,2 \text{ мм}$;

$A = 124 \text{ см}^2$; $I_x = 34850 \text{ см}^4$; $I_y = 6400 \text{ см}^4$; $W_x = 1790 \text{ см}^3$; $W_y = 426 \text{ см}^3$; $i_x = 16,8 \text{ см}$; $i_y = 7,19 \text{ см}$.



Визначення гнучкості та умовної гнучкості:

$$\lambda_x = \frac{\ell_x}{i_x} \leq [\lambda_u] = 120,$$

$$\lambda_y = \frac{\ell_y}{i_y} \leq [\lambda_u] = 120, \quad \text{де}$$

i_x, i_y - радіуси інерції перерізу;

λ_u - гранична гнучкість.

$$\lambda_x = \frac{2130}{16,8} = 117 < 120 = [\lambda_u]$$

$$\lambda_y = \frac{633}{7,19} = 88 < 120 = [\lambda_u]$$

Умовні гнучкості:

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}};$$

$$\bar{\lambda}_y = \lambda_y \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}};$$

де E - модуль пружності, $E = 2,06 \cdot 10^5$ МПа;

λ_x, λ_y - розрахункові гнучкості елемента в, що перпендикулярні осям x-x, y-y;

R_y - опір сталі стиску, згину, по межі текучості.

$$\bar{\lambda}_x = 117 \cdot \sqrt{\frac{230}{2,06 \cdot 10^5}} = 3,86;$$

$$\bar{\lambda}_y = 88 \cdot \sqrt{\frac{230}{2,06 \cdot 10^5}} = 2,94.$$

Відносний ексцентриситет:

$$m = \frac{eA}{W_x}; \quad \text{де}$$

W - момент опору перерізу;

$$m = 90 \cdot \frac{124}{1790} = 6,2.$$

Приведений відносний ексцентриситет:

$$m_{ef} = m \cdot \eta, \quad \text{де}$$

η - коефіцієнт, що залежить від співвідношення $\frac{A_f}{A_w}$.

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{30 \cdot 1,42}{1,04 \cdot (38,86 - 2 \cdot 1,42)} = 0,82$$

$$\eta = (1,75 - 0,1m) - 0,02(5 - m)\bar{\lambda} = (1,75 - 0,1 \cdot 6,2) - 0,02(5 - 6,2) \cdot 3,86 = 1,22$$

$$m_{ef} = 6,2 \cdot 1,22 = 7,3 < 20.$$

Перевірка стійкості колони в площині рами:

$$\sigma_x = \frac{N}{A \cdot \varphi_e} \leq R_y \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_n}, \quad \text{де}$$

φ_e - коефіцієнт, що враховує дію згину;

γ_c - коефіцієнт надійності умов роботи;

γ_n - коефіцієнт надійності за призначенням.

$$\sigma_x = \frac{348,6 \cdot 0,95}{124 \cdot 0,136 \cdot 0,95} = 20,7 \text{ кН} / \text{см}^2 \leq 23 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

Похибка становить:

$$\Delta = \frac{23 - 20,7}{23} = 9,7\%$$

Перевіряємо стійкість стержня

$$\frac{N\gamma_n}{\varphi_b A \gamma_c R_y} = \frac{348,6 \cdot 0,95}{0,136 \cdot 124 \cdot 0,95 \cdot 23} = 0,87 \leq 1.$$

Перевірка стійкості колони з площини рами:

$$\sigma_y = \frac{N}{c \cdot A \cdot \varphi_y} \leq R_y \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_n}, \quad \text{де}$$

c - коефіцієнт, прийнятий за табл. 5.31;

φ_y - коефіцієнт, прийнятий за табл. 72;

$$c = \frac{\beta}{(1 + \alpha \cdot m_x)}, \quad \text{де}$$

α, β - коефіцієнти, що приймаються залежно від m_x .

Відносний ексцентриситет:

$$m_x = \frac{M_x \cdot A}{N \cdot W_x}$$

$M_x = M / 2$ - розрахунковий момент.

$$M_x = 312,4 / 2 = 156,2 \text{ кНм}$$

$$m_x = \frac{15620 \cdot 124}{348,6 \cdot 1790} = 3,1$$

$$\alpha = 0,65 + 0,05m_x = 0,65 + 0,05 \cdot 3,1 = 0,8$$

$$\lambda_c = 3,14 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 3,14 \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{23}} = 92,2$$

$$\lambda_y = 92 < \lambda_c = 92,2$$

$$\beta = 1, \quad \text{тоді } c = \frac{1}{1 + 0,731 \cdot 3,1} = 0,31.$$

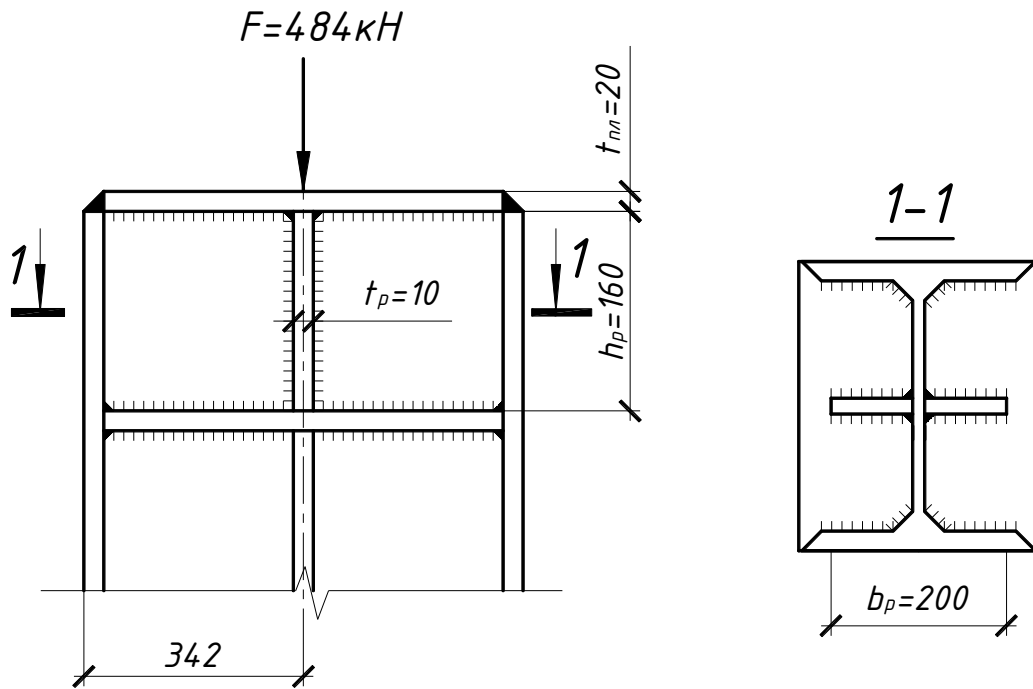
$$\varphi_y = 0,641, \quad \text{тоді } \sigma_y = \frac{348,6}{124 \cdot 0,641 \cdot 0,31} = 14,2 \text{ кН} / \text{см}^2 < 23 \text{ кН} / \text{см}^2 = R_y \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_n}.$$

Перевіряємо стійкість стержня

$$\frac{N\gamma_n}{\varphi_y c A \gamma_c R_y} = \frac{348,6 \cdot 0,95}{0,641 \cdot 0,31 \cdot 124 \cdot 0,95 \cdot 23} = 0,62 < 1.$$

Отже, робимо висновок, проте що, крайня колона К1 підібрана вірно і відповідає усім перевіркам місцевої стійкості.

3.8.2 Розрахунок оголовка колони К2



Приймаємо ширину ребра $b_p = 200 \text{ мм}$.

Із умов роботи на зминання товщина ребра:

$$t_p = \frac{1,2F}{b_p \cdot R_p}, \text{ де}$$

$F = 484 \text{ кН}$ - навантаження від покриття;

$R_p = R_u$ - розрахунковий опір зминанню.

$$t_p = \frac{1,2 \cdot 484}{20 \cdot 35} = 0,83 \text{ см.}$$

Приймаємо $t_p = 10 \text{ мм} = 1 \text{ см}$.

Висота опорного ребра визначається із умов роботи на зріз зварного шва:

$$h_p = \ell_{wf} = \frac{1,2F}{4\beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf}}, \text{ де}$$

ℓ_{wf} - розрахункова довжина шва (по металу шва);

β_f - коефіцієнт, за табл. 43*;

k_f - катет шва, мм;

R_{wf} - розрахунковий опір кутових швів зрізу по металу шва;

γ_{wf} - коефіцієнт умов роботи шва.

$$h_p = \frac{1,2 \cdot 484}{4 \cdot 0,9 \cdot 0,6 \cdot 18 \cdot 1} = 14,9 \text{ см.}$$

Приймаємо $h_p = 160 \text{ мм} = 16 \text{ см}$.

Зварення виконувати напівавтоматичне у нижньому положенні.

3.8.3 Розрахунок бази колони К2

Задаємо ширину плити: $B = b + 2t_{TP} + 2c$, де

$t_{TP} = 18\text{мм}$ - товщина траверси;

$b = 320\text{мм}$ - ширина перерізу колони, мм;

$c = 72\text{мм}$ - вільна консольна ділянка плити.

$$B = 300 + 2 \cdot 18 + 2 \cdot 72 = 500\text{мм}$$

Довжина плити визначається за формулою:

$$L = \frac{N}{R_{3M} \cdot 2B} + \sqrt{\left(\frac{N}{R_{3M} \cdot 2B}\right)^2 + \frac{6M}{R_{3M} \cdot B}}, \text{ де}$$

$R_{3M} = 1,2R_g$ - опір бетону фундаменту зминанню;

$R_g = 0,77\text{кН} / \text{см}^2$ - для бетону класу В15, при $\gamma_{b2} = 0,9$;

$$N = 348,6\text{кН}, \quad M = 312,4\text{кНм}.$$

$$L = \frac{348,6}{0,924 \cdot 2 \cdot 50} + \sqrt{\left(\frac{348,6}{0,924 \cdot 2 \cdot 50}\right)^2 + \frac{6 \cdot 31240}{0,924 \cdot 50}} = 88,7\text{см}.$$

Приймаємо $L = 900\text{мм} = 90\text{см}$.

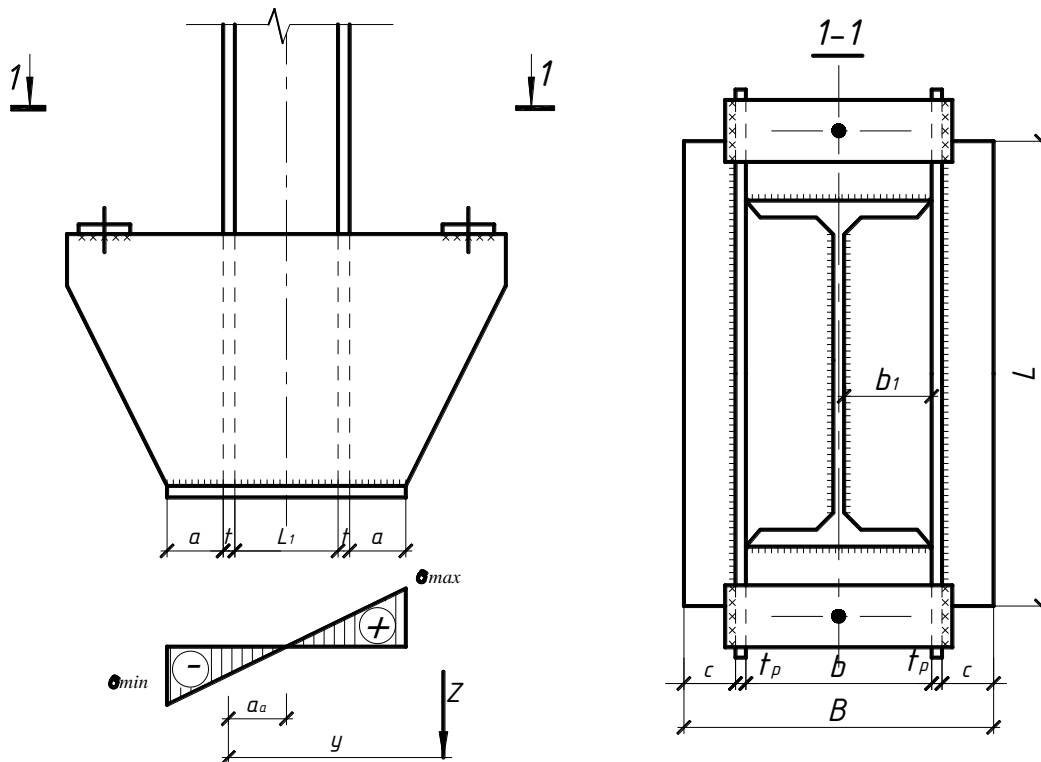
Напруження у фундаменті під плитою:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{L \cdot B} + \frac{6M}{B \cdot L^2} < R_{3M};$$

$$\sigma_{\max} = \frac{348,6}{90 \cdot 50} + \frac{6 \cdot 31240}{50 \cdot 90^2} = 0,906 < 0,924 = R_{3M};$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{L \cdot B} - \frac{6M}{B \cdot L^2} < R_{3M};$$

$$\sigma_{\min} = \frac{348,6}{90 \cdot 50} - \frac{6 \cdot 31240}{50 \cdot 90^2} = -0,555\text{кН} / \text{см}^2 < 0,924\text{кН} / \text{см}^2 = R_{3M}.$$



Згинальний момент на консольній ділянці (1).

$$M_1 = \frac{\sigma \cdot \ell^2}{2} = \frac{0,906 \cdot 7,2^2}{2} = 24,5 \text{кНсм}$$

Згинальний момент при опиранні на 3 боки:

При $a/b = 208/300 = 0,693 > 0,5 \Rightarrow \alpha = 0,081$, де

a - довжина закріпленого боку ділянки;

b - довжина вільного боку ділянки.

$$M_2 = \alpha \cdot \sigma \cdot b^2 = 0,081 \cdot 0,906 \cdot 30^2 = 75 \text{кНсм.}$$

Згинальний момент на ділянці при опиранні на 4 боки:

$$M_2 = \beta \cdot \sigma \cdot b_1^2 = 0,125 \cdot 0,906 \cdot 15,4^2 = 26,9 \text{кНсм.}$$

$$\frac{L_1}{b_1} = \frac{445}{134} = 4,2 \Rightarrow \beta = 0,125.$$

Товщина плити за максимальним моментом на ділянках:

$$t_{nl} = \sqrt{\frac{6 \cdot M_{\max}}{R_y \cdot \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 75}{23 \cdot 0,95}} = 4,54 \text{см.}$$

Приймаємо $t_{nl} = 5 \text{см} = 50 \text{мм.}$

Висота траверси:

$$h_{TP} = \frac{N}{4 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf}} = \frac{348,6}{4 \cdot 0,9 \cdot 1 \cdot 18 \cdot 1} = 14,9 \text{см;}$$

Приймаємо $h_{TP} = 16 \text{см.}$

Зусилля в анкерних болтах:

$$Z = \frac{(M - N \cdot a_a)}{y} = \frac{(31240 - 348,6 \cdot 34,2)}{91} = 447 \text{кН.}$$

Площа анкерного болта:

$$A_b = \frac{Z}{n \cdot R_{ba}}; \text{ де}$$

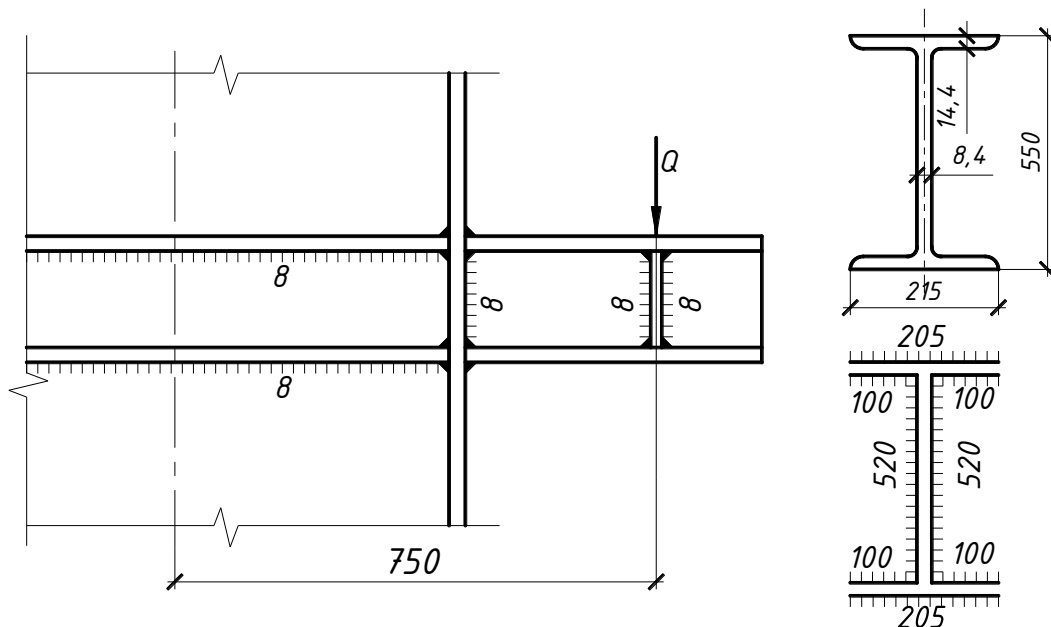
$n = 2$ - кількість анкерних болтів;

$R_{ba} = 18,5 \text{кН/см}^2$ - розрахунковий опір болта розтягуючим зусиллям.

$$A_b = \frac{447}{2 \cdot 18,5} = 12,1 \text{см}^2.$$

Приймаємо 2 болта площею $A = 13,75 \text{см}^2$, зовнішній діаметр $d_s = 48 \text{мм}$.

3.8.4 Розрахунок консолі



$$Q = D_{\max} \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_n} = 544,7 \cdot \frac{1,2}{0,95} = 687,1 \text{кН}$$

Матеріал консолі сталь С235 ($R_y = 230 \text{МПа}$).

В місці консолі діє згинаючий момент $M = 0,41 \cdot 287,1 = 131,7 \text{кНм}$ і поперечна сила $Q = 34,6 \text{кН}$. Приймаємо катети швів $k_f = 8 \text{мм}$. Зварювання проводиться вручну з контролем, електроди типу Э42 ($R_{wf} = 180 \text{МПа}$; $R_{wz} = 0,45$; $R_{un} = 0,45 \cdot 345 = 155 \text{МПа}$; $\beta_f = 0,7$; $\beta_z = 1$).

Так як $\beta_f \cdot R_{wf} = 0,7 \cdot 180 = 126 \text{МПа} < \beta_z \cdot R_{wz} = 155 \text{МПа}$, то розрахунок ведемо по металу шва.

Розрахункова площа перерізу усіх швів:

$$A_w = \beta_f \cdot k_f \cdot \sum \ell_w = 0,7 \cdot 0,8 \cdot (2 \cdot 20 + 2 \cdot 52 + 4 \cdot 10) = 103 \text{см}^2, \text{ де}$$

$$\sum \ell_w = 164 \text{см};$$

β_f, β_z - коефіцієнти, що приймаються за табл. 34*;

R_{wf}, R_{wz} - опір кутових швів зрізу по шва і по металу плавлення.

Розрахунок з'єднань на дію момента в площині, площині розміщення швів:

$$\sigma_w = \frac{M}{W_x} = \frac{131,7 \cdot 100}{1720} = 16,4 \text{кН / см}^2 < 18 \text{кН / см}^2 = R_{wf}, \text{ де}$$

W_x - момент опору перерізу відносно осі x-x (для двотавра 55Б2).

Також зварні шви розраховуються на дію поперечної сили:

$$\tau_w = \frac{Q}{\beta_f \cdot k_f \cdot \ell_w} < R_{wf}, \text{ де}$$

τ_w - напруження в розрахунковому перерізі по металу шва.

$$\tau_w = \frac{34,6}{0,7 \cdot 0,8 \cdot 164} = 0,48 \text{кН / см}^2 < 18 \text{кН / см}^2 = R_{wf}.$$

3.9 Розрахунок кроквяної ферми та підбір перерізів елементів

$$A = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_n}} = \frac{1097}{0,7 \cdot 24 \cdot \frac{0,95}{0,95}} = 34,5 \text{ см}^2, \text{ де}$$

A - площа перерізу стрижня ферми, см^2 .

N - зусилля, яке діє у стрижні ферми, кН .

R_y – розрахунковий опір матеріалу ферми. $R_y = 24 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$.

γ_c – коефіцієнт умов роботи. Приймаємо [3, табл. 6*] $\gamma_c = 0,95$

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

φ – коефіцієнт поздовжнього згину. Приймаємо $\varphi = 0,7$.

За сортаментом [1] вибираємо $2 \perp 125 \times 8$ з фактичною площею $A_0 = 39,4 \text{ см}^2$. Знаходимо гнучкості стрижня підбраного перерізу відносно осей $y - y, x - x$:

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{300}{3,87} = 78$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{300}{5,46} = 55,$$

Де λ_x, λ_y – гнучкості стрижня відносно осей $x - x, y - y$ відповідно.

i_x, i_y – радіуси інерції перерізу відносно осей $x - x, y - y$ відповідно.

l_x, l_y – розрахункові довжини стрижня відносно осей $x - x, y - y$ відповідно.

Вибираємо максимальну гнучкість. Це $\lambda_{\max} = \lambda_x = 78$ та порівнюємо її з гнучкістю, тобто перевіряємо умови:

$$\lambda_{\max} \leq [\lambda] \rightarrow \lambda_{\max} = 78 < [\lambda] = 120,$$

Отже, умова виконується. За гнучкістю $\lambda_{\max} = 78$ за [3, табл. 72] вибираємо φ . $\lambda_{\max} = 78 \rightarrow \varphi = 0,701$.

Перевіряємо підібраний переріз:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot A \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_n}} = \frac{580,32}{0,701 \cdot 39,4 \cdot \frac{0,95}{0,95}} = 21,01 \text{ МПа} / \text{см}^2 < R_y = 24 \text{ МПа} / \text{см}^2$$

Визначаємо недонапруження:

$$\Delta = \frac{\sigma - R_y}{R_y} = \frac{21,01 - 24}{24} = -12,5\%.$$

Недонапруження перевищує 5%, сортамент не дає можливості знизити за відсутності необхідних для перерізів. Тому залишаємо переріз.

Підбір перерізу нижнього поясу.

Визначаємо площу перерізу нижнього поясу. Переріз конструємо з кутиків.

$$A = \frac{N}{R_y \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_n}} = \frac{544,05}{24 \cdot \frac{0,95}{0,95}} = 22,76 \text{ см}^2, \text{ де}$$

A - площа перерізу стрижня ферми, см^2 .

N - поздовжнє зусилля, яке діє у стрижні ферми, кН .

R_y – розрахунковий опір матеріалу ферми. $R_y = 24 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$.

γ_c – коефіцієнт умов роботи. Приймаємо [3, табл. 6*] $\gamma_c = 0,95$

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

φ – коефіцієнт поздовжнього згину. Приймаємо $\varphi = 0,7$.

За сортаментом [1] вибираємо $2 \perp 90 \times 7$ з фактичною площею $A_0 = 24,6 \tilde{n} \tilde{i}^2$. Знаходимо гнучкості стрижня підбраного перерізу відносно осей $y - y, x - x$:

$$\lambda_x = \frac{\ell_x}{i_x} = \frac{600}{2,77} = 217$$

$$\lambda_y = \frac{\ell_y}{i_y} = \frac{1200}{4,06} = 296,$$

Де λ_x, λ_y – гнучкості стрижня відносно осей $x - x, y - y$ відповідно.

i_x, i_y – радіуси інерції перерізу відносно осей $x - x, y - y$ відповідно.

ℓ_x, ℓ_y – розрахункові довжини стрижня відносно осей $x - x, y - y$ відповідно.

Вибираємо гнучкість. Це $\lambda_{\max} = \lambda_y = 296$ та порівнюємо її з граничною гнучкістю, тобто виконання умови:

$$\lambda_{\max} \leq [\lambda] \rightarrow \lambda_{\max} = 296 < [\lambda] = 400,$$

Отже, умова виконується.

Перевіряємо підбраний переріз:

$$\sigma = \frac{N}{A \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_n}} = \frac{544,05}{24,6 \cdot \frac{0,95}{0,95}} = 22,12 \hat{e} \hat{I} / \tilde{n} \tilde{i}^2 < R_y = 24 \hat{e} \hat{I} / \tilde{n} \tilde{i}^2$$

Визначаємо недонапруження:

$$\Delta = \frac{\sigma - R_y}{R_y} = \frac{22,12 - 24}{24} = -7,85\%.$$

Недонапруження перевищує 5%, однак не дає можливості знизити недонапруження за необхідних для цього перерізів. Тому залишаємо переріз.

Підбір перерізу розкосу.

Визначаємо необхідну площу перерізу стрижня. Переріз конструюємо з рівнополичкових кутиків.

$$A = \frac{N}{R_y \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_n}} = \frac{661}{24 \cdot \frac{0,95}{0,95}} = 10,70 \text{ см}^2, \text{ де}$$

A - площа перерізу стрижня ферми, см^2 .

N - поздовжнє зусилля, яке діє у стрижні ферми, кН .

R_y – розрахунковий опір матеріалу ферми. $R_y = 24 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$.

γ_c – коефіцієнт умов роботи. Приймаємо [3, табл. 6*] $\gamma_c = 0,95$

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

За сортаментом вибираємо $2 \perp 56 \times 5$ з фактичною площею $A_0 = 10,82 \text{ см}^2$.

Знаходимо гнучкості підбраного перерізу відносно осей $y - y, x - x$:

$$\lambda_x = \frac{\ell_x}{i_x} = \frac{339}{1,72} = 197,$$

$$\lambda_y = \frac{\ell_y}{i_y} = \frac{424}{2,69} = 158, \text{ де}$$

λ_x, λ_y – гнучкості стрижня відносно осей $x - x, y - y$ відповідно.

i_x, i_y – радіуси інерції перерізу відносно осей $x - x, y - y$ відповідно.

ℓ_x, ℓ_y – розрахункові довжини стрижня відносно осей $x - x, y - y$ відповідно.

Вибираємо максимальну гнучкість. Це $\lambda_{\max} = \lambda_0 = 197$. Порівнюємо її з граничною гнучкістю, тобто перевіряємо виконання умови:

$$\lambda_{\max} \leq [\lambda] \rightarrow \lambda_{\max} = 197 < [\lambda] = 400,$$

Отже, умова виконується.

Перевіряємо підбраний переріз:

$$\sigma = \frac{N}{A \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_n}} = \frac{256,79}{10,82 \cdot \frac{0,95}{0,95}} = 23,73 \text{ кН/см}^2 < R_y = 24 \text{ кН/см}^2$$

Визначаємо недонапруження:

$$\Delta = \frac{\sigma - R_y}{R_y} = \frac{23,73 - 24}{23,73} = -1,11\%.$$

Недонапруження в межах 5%, переріз підібрано.

Отримані результати у таблицю 5.

3.9.3 Розрахунок з'єднань елементів ферми

Зварювання виконуємо автоматичне під флюсом, використовуючи зварний дріт СВ – 08 діаметром 2мм .

$$R_{wf} \cdot \beta_f = 18 \cdot 0,9 = 16,2 \text{кН} / \text{см}^2 < R_{wz} \cdot \beta_z = 16,65 \cdot 1,05 = 17,5 \text{кН} / \text{см}^2, \text{ де}$$

β_f – коефіцієнт від катета шва k_f до ширини площини руйнування за металом шва. Приймаємо $\beta_f = 0,9$ за [3, табл. 34*], так як катета шва буде знаходитись в межах 3-8 мм.

$R_{wf} = 18 \hat{e} / \hat{n}^2$ – розрахунковий опір металу шва за металом, який приймаємо згідно [3, табл. 56] для дроту Св-08.

β_z – коефіцієнт переходу від катета шва k_f до ширини площини руйнування за сплавленням. Приймаємо $\beta_z = 1,05$ за [3, табл. 34*].

R_{wz} – розрахунковий опір металу шва за межею сплавлення. Приймаємо згідно [3, табл. №3]:

$$R_{wz} = 0,45 \cdot R_{un} = 0,45 \cdot 37 = 16,65 \text{кН} / \text{см}^2, \text{ де}$$

R_{un} – нормативний опір металу конструкції. Приймаємо за [10, табл. №51*]. $R_{un} = 37 \text{кН} / \text{см}^2$

Довжина шва на обушку визначається за формулою:

$$l^{об} = \frac{\alpha \cdot N_i}{2 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c}, \text{ де}$$

α – коефіцієнт перерозподілу напружень по швах. Для рівнополичкових кутиків приймаємо для обушка $\alpha = 0,7$.

N_i – поздовжня сила у відповідному стрижні ферми.

k_f – катет шва, який визначаємо виходячи з умови:

$$k_f \leq 1,2 \cdot t_{min} \text{ та } k_f \geq 4 \text{мм},$$

де t_{min} – мінімальна товщина з'єднувальних елементів.

γ_{wf} – коефіцієнт надійності за матеріалом шва. Приймаємо згідно [10, пункт 11.2*] $\gamma_{wf} = 1$.

γ_c – коефіцієнт умов роботи. Приймаємо $\gamma_c = 1$.

Довжина шва на пері визначається за формулою:

$$\ell^{i\ddot{a}d\dot{i}} = \frac{(1-\alpha) \cdot N_i}{2 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c}$$

Розрахунок виконуємо у табличній формі. Результати зводимо у таблицю 6.

Розрахунок кількості прокладок у стрижнях ферми.

У стрижнях із двох кутових профілів необхідно ставити прокладки для зв'язку профілів між собою й забезпечення їх сумісної роботи відповідно до [3, пункт 5.7].

- у стиснутих елементах решітки $n = l_y / (40i_{\min})$, але не менше 2-х (округлення до меншого);

- у розтягнутих елементах решітки $n = l_y / (80i_{\min})$, але не менше 1-ї (округлення до меншого),

де l_y - довжина елемента (відстань між вузлами ферми);

i_{\min} - найменший із радіусів інерції i_x, i_y .

3.9.4 Розрахунок вузлів ферми

Всі елементи вузла ферми зі сталі класу C255, розрахунковий опір $R_y = 24 \text{ кН} / \text{см}^2$, приймається попередньо для прокату товщиною 10–20 мм згідно [3, табл. 51*].

Площу торцевого листа виходячи з роботи на зминання, тобто:

$$\sigma = \frac{1,2R_{1-10}}{A_{\ddot{u}}} \leq R_p \cdot \gamma_c, \text{ де}$$

R_{1-10} – опорна реакція вузла ферми, як наведено вище $R_{1-10} = 290,16 \text{ кН}$.

A_{on} – площа торця опорного ребра ферми.

$R_p = R_u = 36 \text{ кН} / \text{мм}^2$ – розрахунковий опір торцевої поверхні. Визначається за [3, табл. 6*] для сталі C255

γ_c – коефіцієнт умов роботи. Приймаємо [3, табл. №6*] $\gamma_c = 1$.

Тоді необхідна торця опорного ребра ферми становити:

$$A_{\ddot{u}} = \frac{1,2 \cdot R_{1-10}}{R_p \cdot \gamma_c} = \frac{1,2 \cdot 290,16}{36 \cdot 1} = 9,67 \text{ мм}^2,$$

де коефіцієнт $1,2$ введено для підвищення відповідальності елемента опорного ребра.

Приймаємо з вимог мінімальну ширину ребра $b_p = 150 \text{ мм}$.

В такому випадку

$$t_p = \frac{1,2 R_{1-10}}{b_p \cdot R_p \cdot \gamma_c} = \frac{1,2 \cdot 290,16}{15 \cdot 36 \cdot 1} = 0,64 \text{ м};$$

Приймаємо конструктивно $t_p = 16 \text{ см}$.

Перевіряємо напруження зминання:

$$\sigma = \frac{1,2 \cdot 290,16}{15 \cdot 1,6} = 14,5 \text{ МПа} / \text{мм}^2 < 36 \text{ МПа} / \text{мм}^2$$

Висоту опорного ребра визначаємо із умов міцності зрізанню зварного шва:

$$h_p \geq \frac{1,2 \cdot R_{1-10}}{2 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} = \frac{1,2 \cdot 290,16}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,8 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1} = 13,4 \text{ см}$$

Але з вимог висота ребра береться з і буде складати набагато більше (490 мм).

При визначаємо відстань a :

$$a = 6t - 20 = 6 \cdot 10 - 20 = 40 \text{ мм} < 80 \text{ мм}.$$

3.10 Розрахунок фундаментів

3.10.1 Характеристика інженерно-геологічних умов майданчика

На момент проведення інженерно-геологічних вишукувань рівень ґрунтових вод на плато знаходився на глибині 12,5-13,5 м від поверхні землі. Прогноз можливого підняття рівня ґрунтової води складає 3,0-4,0 м.

ІГЕ-1 – ґрунтово-рослинний шар, насипні ґрунти потужністю до 1,3 м.

ІГЕ-2 – суглинок лесовий, жовто-коричневий, карбонатний, просадочний, твердий, а у стані – м'якопластичний.

ІГЕ-3 – суглинок лесовидний, світло-жовтий, карбонатний, просадочний, твердий, а у стані - текучий.

ІГЕ-4 – суглинок лесовий, напівтвердий, низькопористий.

ІГЕ-5 – суглинок лесовий, жовтий, текучопластичний.

ІГЕ-6 – глина червоно-бура, напівтверда.

Інженерно-геологічні елементи мають такі *характеристики*:

ІГЕ-1 – ґрунтово-рослинний шар, насипні ґрунти. Ґрунт має такі характеристики:

- густина ґрунту $\rho = 1,6 \text{ г/см}^3$.

ПЕ-2 – суглинок лесовий, жовто-коричневий, карбонатний, просадочний, твердий, а у стані – м'якопластичний. Ґрунт має такі характеристики:

- вологість природна $w = 0,16$;
- густина частинок ґрунту $\rho_s = 2,660 \text{ г/см}^3$;
- густина ґрунту $\rho = 1,630 \text{ г/см}^3$;
- густина сухого ґрунту $\rho_d = 1,405 \text{ г/см}^3$;
- густина водонасиченого ґрунту $\rho_{sb} = 1,830 \text{ г/см}^3$
- коефіцієнт пористості $e = 0,893$;
- коефіцієнт водонасичення $S_r = 0,476$.

Розрахункові значення властивостей ґрунту:

- кут внутрішнього тертя $\varphi_{II} = 20^\circ$;
- питоме зчеплення ґрунту $c_{II} = 13,3 \text{ кПа}$;
- модуль деформації ґрунту $E = 4 \text{ МПа}$;
- питома вага ґрунту $\gamma_{II} = 16,20 \text{ кН/м}^3$.

ПЕ-3 – суглинок лесовидний, світло-жовтий, карбонатний, просадочний, твердий, а у стані - текучий. Ґрунт має такі характеристики:

- вологість природна $w = 0,14$;
- густина частинок ґрунту $\rho_s = 2,650 \text{ г/см}^3$;
- густина ґрунту $\rho = 1,534 \text{ г/см}^3$;
- густина сухого ґрунту $\rho_d = 1,346 \text{ г/см}^3$;
- коефіцієнт пористості $e = 0,969$;
- коефіцієнт водонасичення $S_r = 0,383$.

Розрахункові значення властивостей ґрунту:

- кут внутрішнього тертя $\varphi_{II} = 23^\circ$;
- питоме зчеплення ґрунту $c_{II} = 8,6 \text{ кПа}$;
- модуль деформації ґрунту $E = 3 \text{ МПа}$;
- питома вага ґрунту $\gamma_{II} = 15,3 \text{ кН/м}^3$.

ПЕ-4 – суглинок лесовий, коричневий, , низькопористий. Ґрунт має такі характеристики:

- вологість природна $w = 0,22$;
- густина частинок ґрунту $\rho_s = 2,660 \text{ г/см}^3$;
- густина ґрунту $\rho = 1,920 \text{ г/см}^3$;
- густина сухого ґрунту $\rho_d = 1,574 \text{ г/см}^3$;
- коефіцієнт пористості $e = 0,69$;
- коефіцієнт водонасичення $S_r = 0,848$.

Розрахункові значення властивостей ґрунту:

- кут внутрішнього тертя $\varphi_{II} = 19^\circ$;
- питоме зчеплення ґрунту $c_{II} = 23,2$ кПа;
- модуль деформації ґрунту $E = 8$ МПа;
- питома вага ґрунту $\gamma_{11} = 19,10$ кН/м³.

ІГЕ-5 – суглинок лесовий, жовтий, текучопластичний. Ґрунт має такі характеристики:

- вологість природна $w = 0,26$;
- густина частинок ґрунту $\rho_s = 2,660$ г/см³;
- густина ґрунту $\rho = 1,817$ г/см³;
- густина сухого ґрунту $\rho_d = 1,442$ г/см³;
- коефіцієнт пористості $e = 0,845$;
- коефіцієнт водонасичення $S_r = 0,818$.

Розрахункові значення властивостей ґрунту:

- кут внутрішнього тертя $\varphi_{II} = 8^\circ$;
- питоме зчеплення ґрунту $c_{II} = 3$ кПа;
- модуль деформації ґрунту $E = 1$ МПа;
- питома вага ґрунту $\gamma_{11} = 18,1$ кН/м³.

ІГЕ-6 – глина червоно-бура. Ґрунт має такі характеристики:

- вологість природна $w = 0,28$;
- густина частинок ґрунту $\rho_s = 2,700$ г/см³;
- густина ґрунту $\rho = 1,960$ г/см³;
- густина сухого ґрунту $\rho_d = 1,531$ г/см³;
- коефіцієнт пористості $e = 0,763$;
- коефіцієнт водонасичення $S_r = 0,28$.

Розрахункові значення властивостей ґрунту:

- кут внутрішнього тертя $\varphi_{II} = 18^\circ$;
- питоме зчеплення ґрунту $c_{II} = 52$ кПа;
- модуль деформації ґрунту $E = 12$ МПа;
- питома вага ґрунту $\gamma_{11} = 19,8$ кН/м³.

3.10.2 Навантаження на фундамент

Дані навантаження, для розрахунку фундаменту:

Розрахункові значення

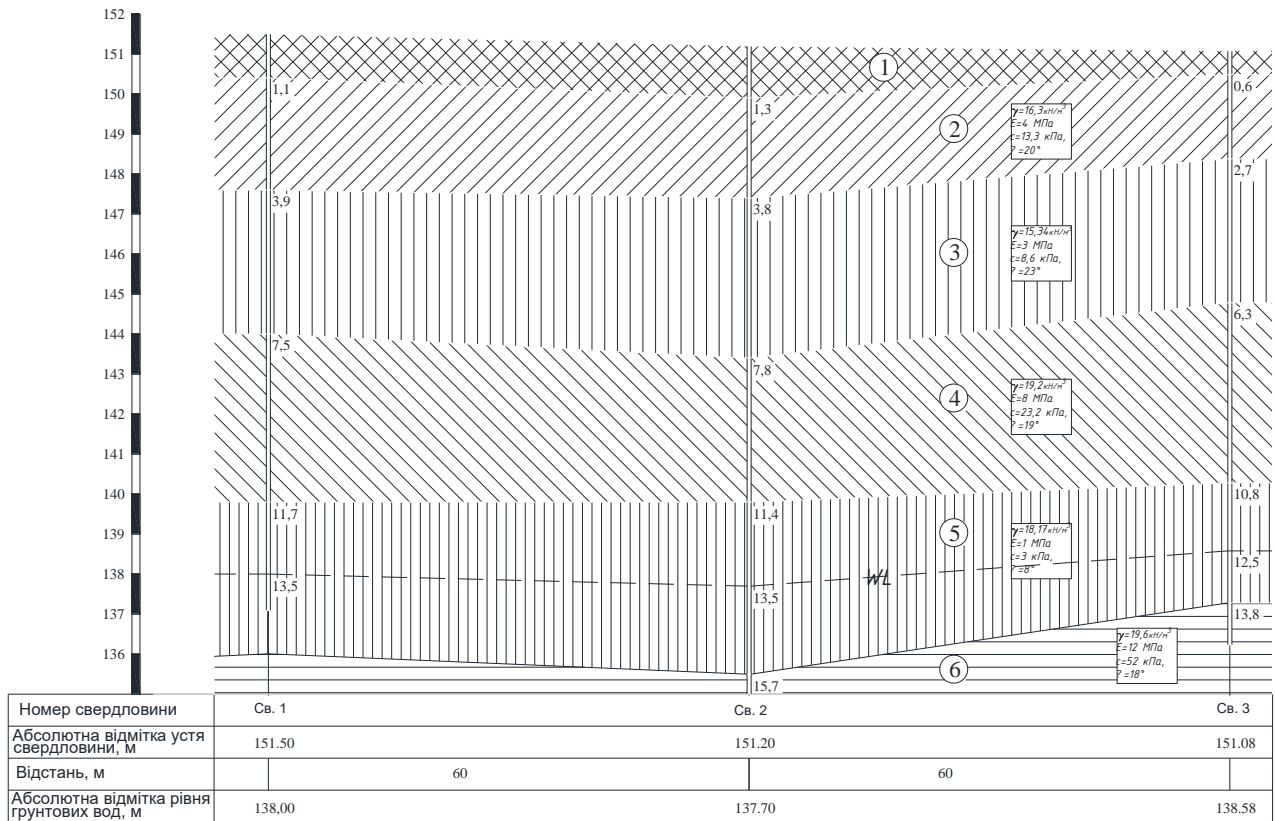
$M = 85,78$ кН/м;

$N = 258,2$ кН.

$Q = 18,75$ кН;

Із значень навантажень та інженерно-геологічних умов приймаємо пальовий

фундамент на буройн'єкційних палях з спиранням на ПГЕ 6



Умовні позначення






	1 Ґрунтово-рослинний шар, насипні ґрунти		4 Суглинок лесовий, коричневий, напівтвердий, низькопористий
	2 Суглинок лесовий, жовто-коричневий, високопористий, просадочний, твердий, у водонасиченому стані - м'якопластичний		5 Суглинок лесовий, жовтий, високопористий, текучопластичний
	3 Суглинок лесовидний, світло-жовтий, високопористий, карбонатний, просадочний, твердий, у водонасиченому стані - текучий		6 Глина червоно-бура, напівтверда

Рис. 3.22. Інженерно-геологічний розріз

3.10.3 Вибір глибини закладання ростверку

Згідно п. 7.5.1 [5] глибина закладення фундаментів повинна прийматися з урахуванням:

- гідрогеологічних умов ділянки й можливих їх змін у будівництва й експлуатації об'єктів;
- глибини сезонного промерзання ґрунтів;
- конструктивних умов закладання фундаменту.

Для визначення глибини закладання фундаменту необхідно виконати вертикальну прив'язку будівлі до топографічного плану місцевості.

Найвища точка по периметру будівлі: $h_{\max} = 87,34$ м.;

Найнижча точка по периметру будівлі: $h_{\min} = 87,10$ м.;

$\Delta h = h_{\max} - h_{\min} = 87,34 - 87,10 = 0,24$ м - різниця максимальної і мінімальної абсолютної позначки будівлі, м.

1) З гідрогеологічних умов ділянки будівництва: $d_{\max} = d_w - h_k$, де d_w - відстань до РГВ, м; h_k - висота капілярного підняття для шару ґрунту в якому встановлюються фундаменти, для пісків 0,5-1,0 м.

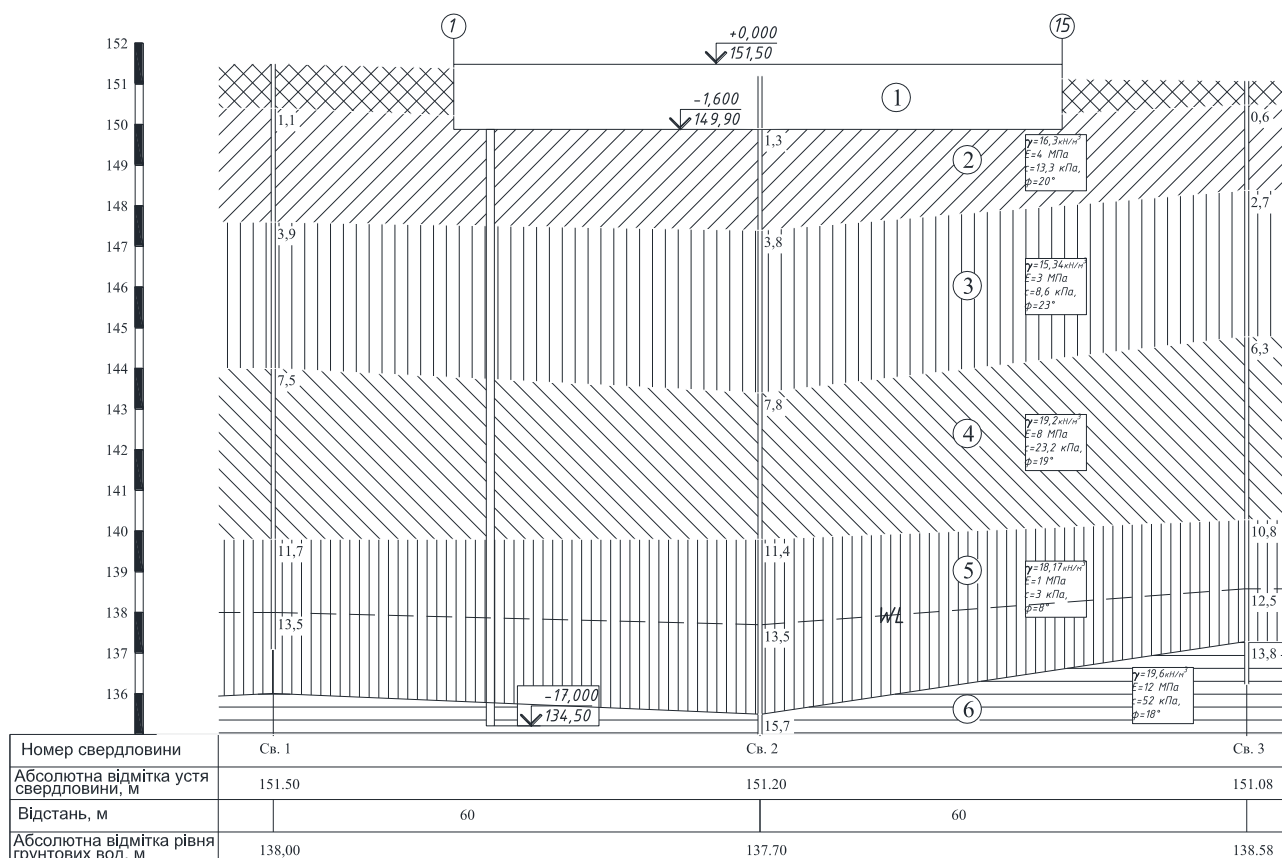
$$d_w = 12,5 \text{ м}; \quad d_{\max} = 12,5 - 1 = 11,5 \text{ м.}$$

2) З умов глибини сезонного промерзання ґрунтів відповідно до дод. Г [5].

$$d_f = 1,0 \text{ м.}$$

3) З конструктивних вимог висота фундаменту $h_{\phi} = 1,6$ м. Тоді:

$$d_{\min} = h_{\phi} + h_k = 1,6 - 0,3 = 1,3 \text{ м.}$$



Умовні позначення



1 Ґрунтово-рослинний шар, насипні ґрунти



2 Суглинок лесовий, жовто-коричневий, високопористий, просадочний, твердий, у водонасиченому стані - м'якопластичний



3 Суглинок лесовидний, світло-жовтий, високопористий, карбонатний, просадочний, твердий, у водонасиченому стані - текучий



4 Суглинок лесовий, коричневий, напівтвердий, низькопористий



5 Суглинок лесовий, жовтий, високопористий, текучопластичний



6 Глина червоно-бура, напівтверда

Рис. 3.23. Вертикальна прив'язка будівлі

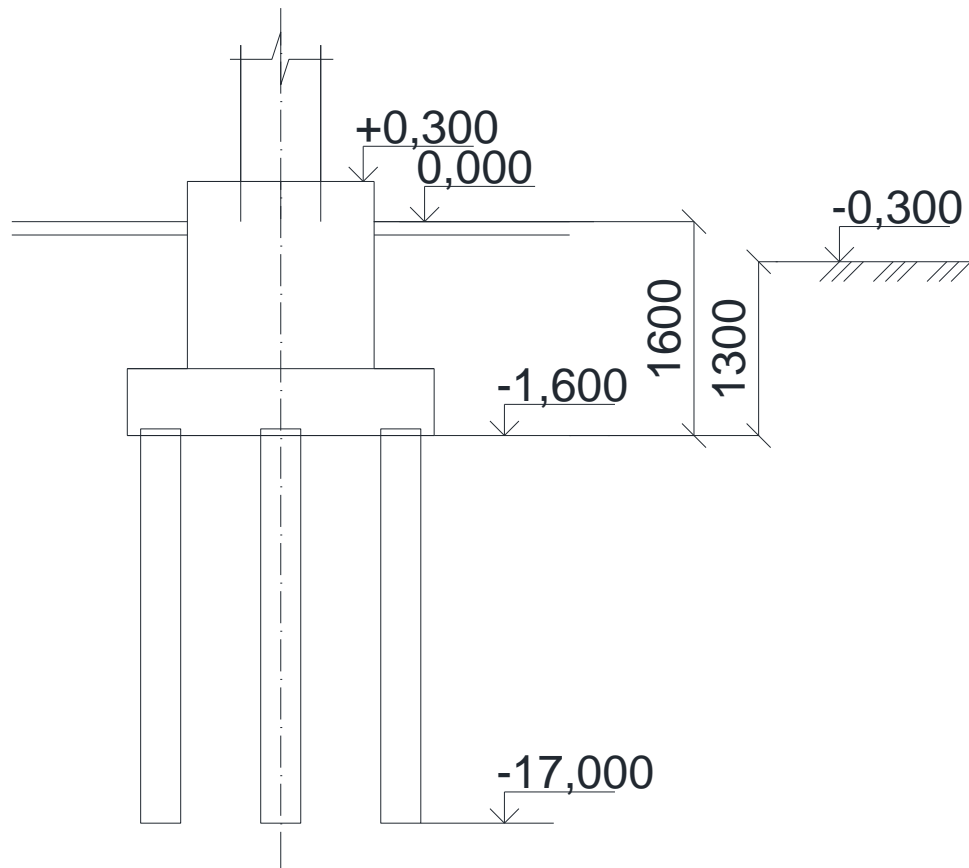


Рис. 3.24. Прив'язка фундаменту на призматичних палях

Висновок: абсолютна позначка відмітки $H=151.50$, глибина закладання вибрана за рішенням $d_{\min} = 1,3\text{м}$.

3.10.4 Розрахунок пального фундаментів на палях під основну колону

1. Вибір розмірів палів інженерно-геологічних умов, діючих навантажень, конструктивних споруди.

Приймаємо палю забивну палю(ПБ) БНП-154-5.

2. Глибину закладання встановлюємо з конструктивних міркувань. Приймаємо висота під колону одноповерхової будівлі $h_p = 1,6\text{м}$.

3. Визначаємо довжину палі у ґрунті. При жорсткому спряженні палі з ростверком довжина її в ґрунті складає:

$$l_p = l = 15,4\text{м}$$

Верхня частина палі довжиною 2,5м знаходиться у шарі 2, не придатного якості природної основи; проміжна частина палі 4м знаходиться у шарі 3.

4. Для визначення несучої здатності палі при наступних значеннях:

- $A=0,196\text{м}^2$ - площа поперечного перерізу палі.

- $\gamma_c = 1$ - коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті.

- $\gamma_{cR} = 1 \quad \gamma_{cf} = 1$
- $u = 1,256$ м - периметр палі;
- $H_1 = 16,2$ м- відстань від рівня ґрунту до середини палі в шарі ґрунту 6;
- $f_1 = 69,8$ кН/м² - розрахунковий опір на боковій палі в шарі ґрунту;
- $\gamma_{cf1} = 0,8$ для шару ґрунту 6 (глина);
- $h_1 = 1,0$ м - товщина шару ґрунту, що доторкається з бічною поверхнею палі;
- R – розрахунковий опір ґрунту під кінцем палі, визначимо за ([2], стр.7, табл.1) $R = 1613$ кН/ м².

Несучу здатність палі визначаємо за формулою:

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + u \cdot \sum \gamma_{cf i} \cdot f_i \cdot h_i) = 1 \cdot (1 \cdot 0,196 \cdot 1613 + 1,57 \cdot 0,8 \cdot 69,8 \cdot 1,0) = 327,3 \text{кН}.$$

Розрахункове навантаження, яке допустиме на палю становить:

$$N = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{327,3}{1,4} = 233,8 \text{кН}.$$

5. Визначення кількості палей фундаменту.

Кількість палей у куці знаходимо за формулою:

$$n = \frac{\sum F_v + 0,1 \cdot \sum F_d}{N} \cdot K_M = \frac{291,2 + 0,1 \cdot 327,3}{233,8} \cdot 1,2 = 1,4.$$

Приймаємо остаточно 2 палі.

6. Конструювання ростверку.

Конструювання ростверку виходячи з мінімальної між палями 1 м, розміщуємо їх у 2ряд по 1 та 2палі. Тоді розміри становлять:

$$b = 0,5 \cdot 2 + 1,0 + 0,2 = 2,2 \text{м}$$

$$\ell = 0,5 \cdot 2 + 1,0 + 0,2 = 2,2 \text{м}.$$

7. Визначення фактичного навантаження на палю.

Розрахунок виконуємо за формулою:

$$P_\phi = \frac{\sum F_v + G_p}{n} + \frac{\sum M_x \cdot y}{\sum y_i^2} = \frac{291,2 + 154,9}{3} + \frac{93,33 \cdot 0,75}{0,75^2 \cdot 2} = 210,9 \text{кН};$$

$$G_p = b \cdot \ell \cdot d_\phi \cdot \gamma = 2,2 \cdot 2,2 \cdot 1,6 \cdot 20 = 154,9 \text{кН}.$$

Звідси порівнюємо фактичне навантаження з розрахунковим:

$$P_\phi = 210,9 \text{кН} < N = 233,8 \text{кН}$$

Умова розрахунку за першим станом задовольняється.

8. Визначаємо розміри фундаменту на рівні вістря палі:

$$\phi_{mt} = \frac{\phi_2 \cdot h_2 + \phi_3 \cdot h_3 + \phi_4 \cdot h_4}{h_2 + h_3 + h_4} = \frac{1,0 \cdot 18}{15,4} = 1,17^\circ$$

$$b_y = b_i + 2 \cdot \ell'_p \cdot \operatorname{tg} \frac{\phi_{mt}}{4} = 0,5 \cdot 2 + 1,0 + 2 \cdot 15,4 \cdot \operatorname{tg}(1,17/4) = 2,157 \text{ м.}$$

$$\ell_y = \ell_i + 2 \cdot \ell'_p \cdot \operatorname{tg} \frac{\phi_{mt}}{4} = 0,5 \cdot 0,2 \cdot 1,0 + 2 \cdot 15,4 \cdot \operatorname{tg}(1,17/4) = 2,157 \text{ м.}$$

5. Визначаємо об'єм і вагу фундаменту “паля – ростверк – ґрунт”:

$$G = \ell_y \cdot b_y \cdot d_y \cdot \gamma_0 = 2,157 \cdot 2,157 \cdot 20 \cdot 16,7 = 1554,0 \text{ кН}$$

6. Визначаємо середній тиск по умовного фундаменту:

$$p = \frac{F_v^H + G}{\ell_y \cdot b_y} = \frac{291,5 + 1554}{2,157 \cdot 2,157} = 427,8 \text{ кН/м}^2$$

7. Визначаємо опір ґрунту на рівні подошви фундаменту:

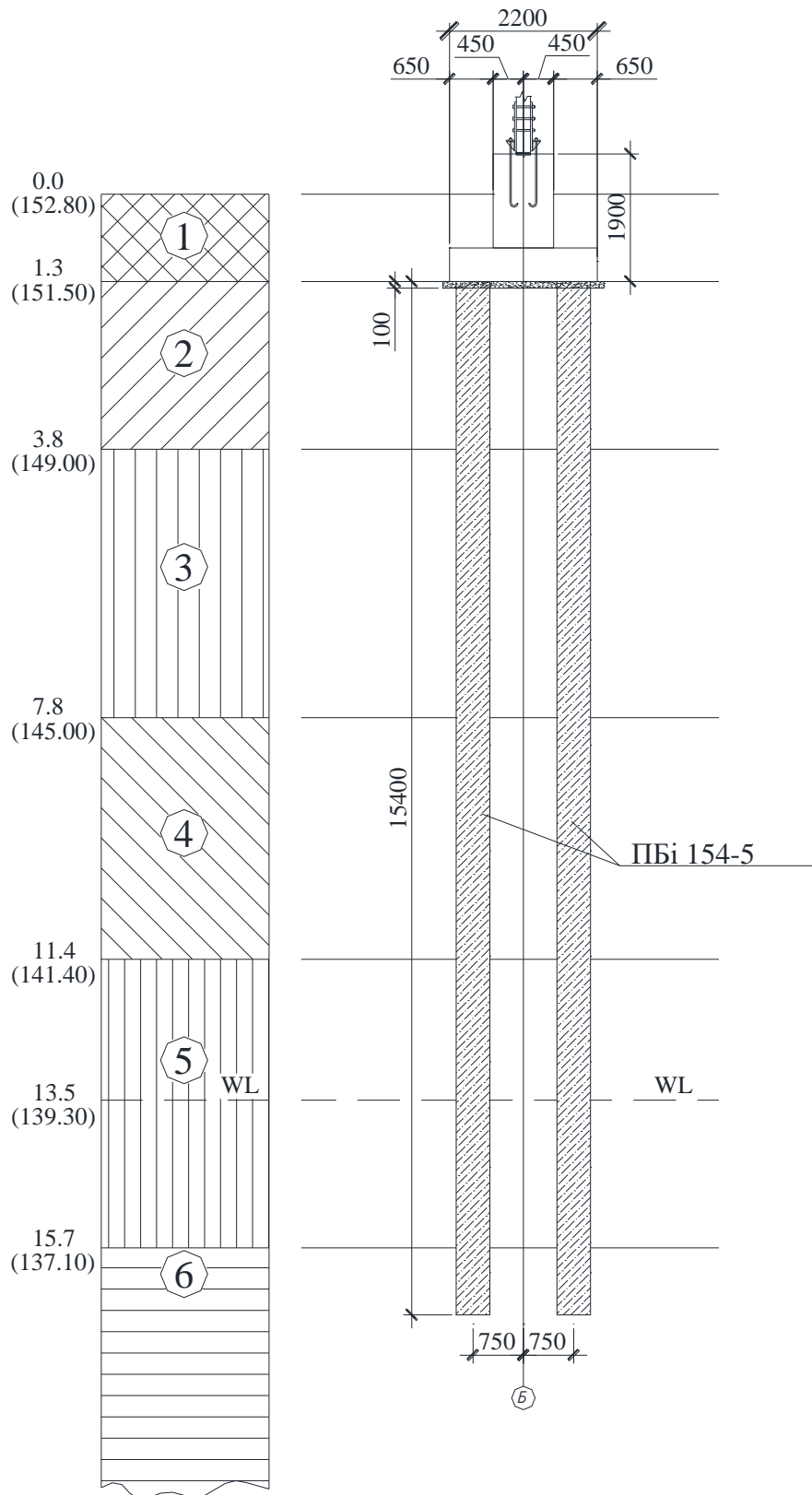
$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot [M_y \cdot k_z \cdot b_y \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_y \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}]$$

γ_{c1}, γ_{c2} – коефіцієнти умови роботи, які приймаємо за ([1], стр.8, таблиця №3). Вони становлять: $\gamma_{c1} = 1,25$; $\gamma_{c2} = 1,00$;

k, k_z – коефіцієнти, які приймаємо $k = k_z = 1,0$

b_y – ширина подошви умовного фундаменту, м

M_y, M_q, M_c – коефіцієнти, які приймаємо за ([1], стр.9, таблиця №4).



Вони становлять (при $\phi = 18^\circ$):

$$M_\gamma = 0,43; \quad M_q = 2,73; \quad M_c = 5,31.$$

γ_{II} – середнє розрахункове значення ваги ґрунтів, які залягають нижче умовного фундаменту. Приймаємо $\gamma_{II} = 19,6 \text{ кН/м}^3$.

γ'_{II} – теж саме, які залягають вище підшви фундаменту. Приймаємо γ'_{II} :

$$\gamma_{II} = \frac{\sum \gamma_i \cdot h_i}{d_{\min}} = \frac{1,3 \cdot 16 + 2,5 \cdot 16,3 + 4 \cdot 15,34 + 3,6 \cdot 19,2 + 4,3 \cdot 18,17 + 1,0}{19,6} = 17,35 \text{ кН/м}^3$$

Тоді отримаємо:

$$R = \frac{1,2}{5 \cdot 1,1} \cdot (0,43 \cdot 1 \cdot 2,157 \cdot 19,6 + 2,73 \cdot 16,7 \cdot 17,35 + 5,31 \cdot 52) = 1356,1 \text{ кПа}$$

8. Виконуємо перевірку умови при розрахунку основи по деформаціям:

Попередні умови основи за деформаціями виконуються:

$$p = 427,8 \text{ кПа} < R = 1356,1 \text{ кПа}.$$

9. Визначаємо потужність стиснутої товщі основи.

Потужність стиснутої товщі під умовного фундаменту складає:

$$H_c = k \cdot b_y = 2,157 \cdot 2,0 = 4,314 \text{ м, де}$$

k – при відношенні $\eta = \frac{\ell_y}{b_y} = 1,0$ за ([3], стр. 19, табл. 2.3) становить: $k = 2,0$.

10. Визначаємо значення модуля деформації в межах стиснутої товщі основи.

Середньозважене модуля деформації становить:

$$\bar{E} = \frac{\sum E_i \cdot h_i \cdot z_i}{0,5 \cdot H_c^2} = 12000 \text{ кПа}$$

11. Визначаємо осідання основи за формулою:

$$s = 1,44 \cdot \frac{\eta}{1 + \eta} \cdot \frac{P - \sigma_{zg0}}{\bar{E}} \cdot b_y = 1,44 \cdot \frac{1,0}{1,0 + 1} \cdot \frac{(427,8 - 289,76) \cdot 2,157}{12000} = 0,018 \text{ м}.$$

12. Перевіряємо умову основи за деформаціями $s < s_u$:

$$s = 1,8 \text{ см} < s_u = 10 \text{ см}.$$

Отже умова виконується.

Так як навантаження на колони менше ніж на основі, то приймаємо з розміром ростверку 1,2x2,2м, що спирається на 2 палі.

4 ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

4.1 Розробка технологічної карти на занурення паль

4.1.1 Область застосування

Технологічна карта на влаштування фундаменту.

Вживання ТТК сприяє поліпшенню організації виробництва, підвищенню продуктивності праці і його наукової організації, зниженню собівартості, поліпшенню якості і скороченню тривалості будівництва, безпечному виконанню робіт, організації ритмічної роботи, раціональному використанню трудових ресурсів і машин, а також скороченню термінів розробки ППР і уніфікації технологічних рішень.

Як провідний механізм використовується палейний агрегат JUNTTAN PM 25 з гідравлічним молотом ННК-7 AL, вагою ударної частини 7,0 т і регульованою висотою підйому від 0,1 до 1,2 м (рис. 4.1). Загальна маса молота складає 10,23 т і автомобільний кран марки КС-55713-4, вантажопідйомністю 25,0 т (рис. 4.2).

4.1.2 Організація та технологія виконання робіт

Зрізання і переміщення рослинного шару виконують бульдозером на відстані 60 м в тимчасовий відвал. Грунт з відвалу вивозиться автосамоскидом в місце визначене замовником.

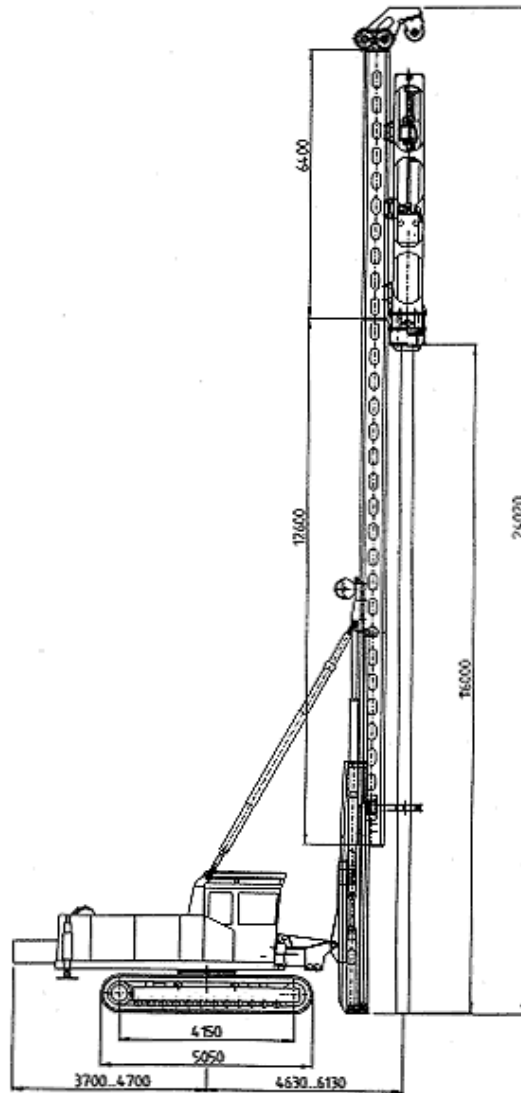


Рис. 4.1. Палейний агрегат “JUNTAN PM 25”



Рис. 4.2. Автомобільний кран КС-55713-4

Ввиконання наступних заходів і робіт:

- 1) проведення розмітки палей по довжині;
- 2) визначений порядок переміщення палейного агрегату і автокрану по палейному полю;
- 3) розбиття осей палейного поля і місць занурення палей;

- 4) доставка палебійного устаткування на будмайданчик;
- 5) обладнання побутового містечка для робітників;
- 6) проведення пробного забивання за програмою, складеною проектною організацією, для уточнення глибини занурення і методів виробництва пальових робіт.

До занурення кожен палець необхідно розмітити на метри від вістря палі до голови фарбою. Для подальшого контролю довжини кожної палі глибина її занурення в ґрунт і абсолютна відмітка поверхні ґрунту в палі мають бути занесені в журнал забивання пальів.

Для розбиття осей палевого поля застосовується інвентарна трубчаста обноска (рис. 4.3). Положення разбивочних осей пальів фіксується струнами із сталевих дротів, що натягуються по осях на обноску, переноситься на дно котловану за допомогою схилів, що опускаються з натягнутих струн.

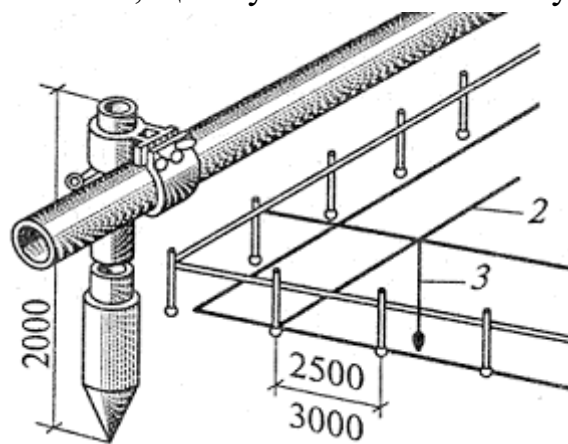


Рис. 4.3. Інвентарна обноска

Поза межею осідання ґрунту встановлюються тимчасові репери (рис. 4.4.).

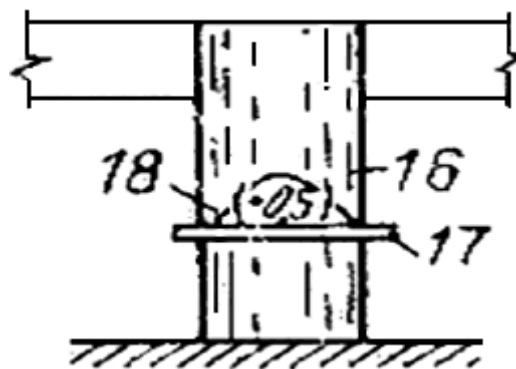


Рис. 4.4. Тимчасовий репер

У зоні робіт палебійного агрегату має бути необхідна кількість пальів, укладених в місцях, передбачених проектом виробництва робіт. При цьому має

бути забезпечена можливість підйому і установки паль на місце забивання без перетягання їх волоком і без додаткового переміщення палебійного агрегату.

Розташування штабелів має бути зручним для виробництва завантажувально-розвантажувальних операцій за допомогою кранів. Майданчик з палями повинен розташовуватися в радіусі дії монтажного крану.

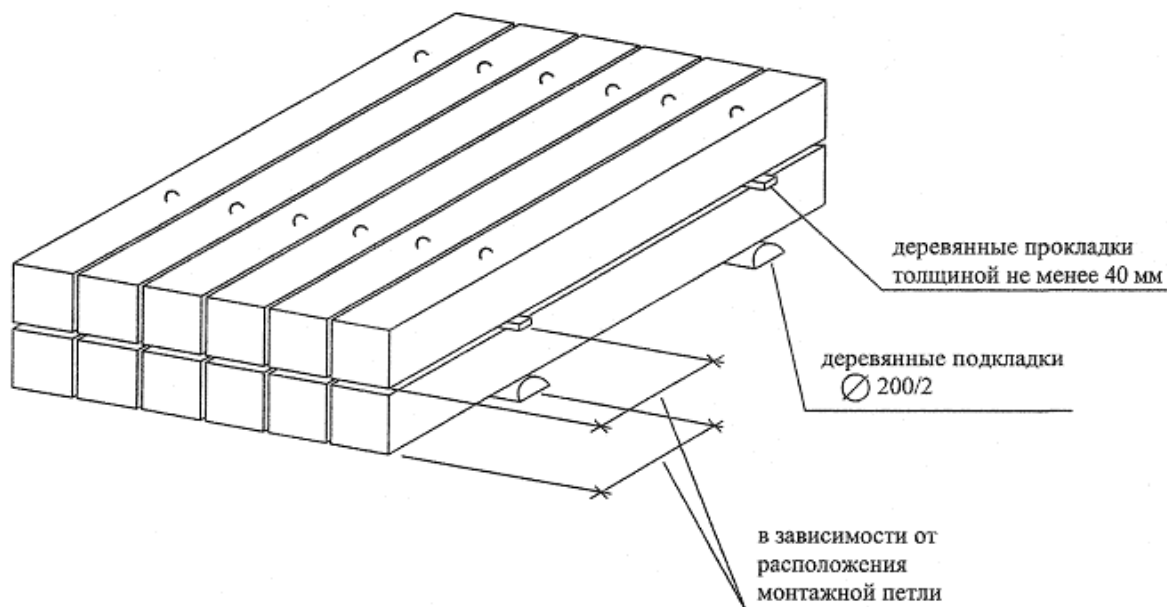


Рис. 4.5. Схема складування паль у штабелі

Завантаження і розвантаження паль квадратного перерізу слід виконувати за підйомні петлі (рис. 4.6).

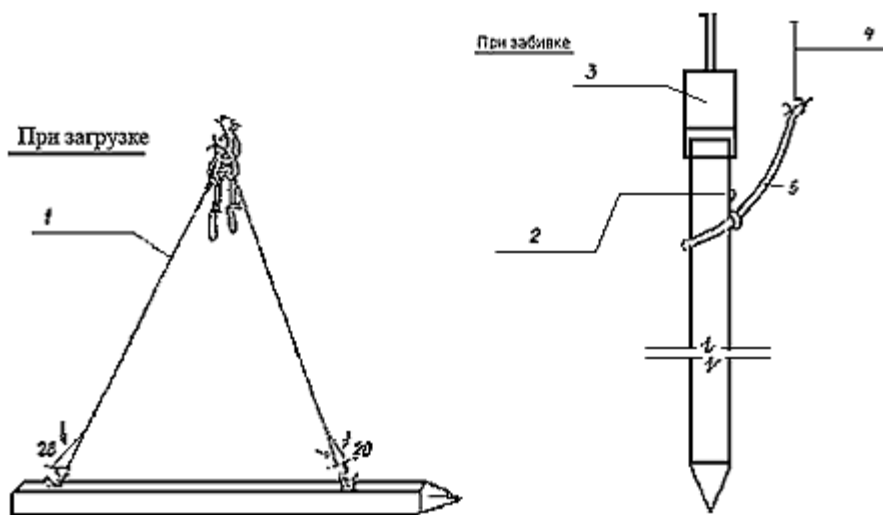


Рис. 4.6. Схеми строповки паль

1 – строп 4-гілковий вантажепідйомністю 10 т і довжиною 6 м; 2 – монтажна петля; 3 – дизель-молот; 4 – трос на блок стріли копра; 5 – строп універсальний канатний вантажепідйомністю 3,2 т і довжиною стропа 4 м;

Палі завдовжки 7 м і більше при підйомі на копер стропуються біля спеціального штиря, промовця з тіла палі.

При спланованій поверхні будівельного майданчика допускається переміщення палі до палебійного агрегату волоком на відстань не більше 6 м, через нижній відвідний блок.

4.1.3 Організація робіт по забиванню паль

Після установки палі на точку забивання відхилення вістря палі від проектного положення в плані має бути не більше 1 см. Копрова стріла і паля мають бути приведені у вертикальне положення з дотриманням співісної палі і молота.

Початок занурення нижнього елемента палі повинен виконуватися спочатку декількома легкими, одиночними ударами з невеликої висоти падіння ударною частиною молота, з подальшим збільшенням сили ударів до максимальної. При цьому особливо необхідно стежити за правильним положенням елемента як в плані, так і по вертикалі.

До повного забивання можна переходити лише після того, як буде забезпечено занурення елемента в заданій точці і в заданому напрямі.

Забивання паль молотами повинне виконуватися із застосуванням наголівників, оснащених дерев'яними прокладками, відповідними поперечному перерізу палі. Зазори між бічною гранню палі і стінкою наголівника не повинні перевищувати 1 см з кожного боку.

4.1.4 Вимоги до якості та приймання робіт

Контроль якості виконуваних робіт повинен здійснюватися фахівцями або спеціальними службами, оснащеними технічними засобами, що забезпечують необхідну якість.

Допуски на занурення паль:

1. Відмітки оголовків паль з монолітним ростверком ± 3 см.
2. Вертикальність вісі забивних паль ± 2 %.

Приймають пальові фундаменти на основі проектів пальових фундаментів, актів лабораторних випробувань, актів геодезичної розбивки осей фундаментів.

Кожна партія паль, що поступає на будівництво, повинна супроводитися документацією. При прийманні паль слід перевіряти відповідність їх паспортних

даних вимогам проекту і нормативної документації на їх виготовлення. У документі про якість палів додатково мають бути приведені марки бетону по морозостійкості і водонепроникності (якщо ці показники обумовлені в замовленні на виготовлення палів).

Товщину захисного шару бетону слід перевіряти по верхній і двом бічним граням палів на двох ділянках, розташованих між підймальними петлями на відстані не менше 100 мм від петлі уздовж осі палів, а для палів з ненапруженою арматурою і в торці палів - в місцях розташування подовжніх стрижнів.

Для контролю планового забивання палів слід використовувати основні або головні осі будівлі. При цьому потрібно знайти початкову і кінцеву точки для крайніх палів; по осі розмістити положення інших палів і закріпити їх колами; перевірити по теодоліту положення палів в ряду і на відстані 2-3 м-коди закріпити їх стулковими колами.

При влаштуванні пального фундаменту необхідно стежити за тим, щоб вісь палів при установці і забиванні їх на місцевості не відходила від закріпленої лінії. У подовжньому напрямі положення можна перевіряти по теодоліту, що встановлюється в кінцевій точці свайного ряду або на стулковому знаку, що закріплює вісь. У поперечному напрямі спостереження за положенням палів можна вести по стулкових колах, біля яких закріплені вішки. Теодоліт і вішки розташовують не в центрі крапки, а осторонь і так, щоб утворилася вертикальна плоскість, що проходить через бічну поверхню палів.

Захисне антикорозійне покриття необхідно наносити механізованим способом після завершення операцій, пов'язаних із стиковкою елементів палів, до занурення палів в ґрунт.

Захисне покриття з антикорозійної мастики "МАГИР" наноситься на зовнішню поверхню металевих оголовків, заставних пластин і зварних швів. В процесі виконання антикорозійного захисту необхідно вести виконавчу документацію відповідно до вказівок СНиП 3.04.03.

Оцінку якості і приймання фундаментів виконують на підставі документів:

- акту приймання геодезичного розбиття свайного поля;
- виконавчої схеми свайного поля з вказівкою відхилень палів в плані і по висоті;

Вся приймально-здавальна документація повинна відповідати вимогам СНиП 3.01.01-85*.

На підставі документів встановлюється:

- необхідність срубки голів палів до заданих проектом відміток і пристрій ростверка. Приймання робіт оформляється актом.

4.1.5 Потреба в машинах і устаткуванні

Потребу в конструкціях, матеріалах, výroбах і напівфабрикатах визначаємо за робочими кресленнями і нормативами.

При виборі машин необхідно передбачати варіанти їх заміни у разі потреби. Якщо передбачається вживання нових будівельних машин, необхідно вказувати найменування і адресу організації або підприємства-виготівника.

Перелік приведений в таблиці 4.1.

Таблиця 4.1

Перелік основного необхідного устаткування, машин, механізмів, для виробництва пальових робіт

N п/п	Найменування машин, механізмів, станків, інструментів і матеріалів	Марка	Од. вим.	К-ть
1.	Автомобільний кран, g=25 т	КС-55713-4	шт	1
2.	Палейний агрегат з гідравлічним молотом	JUNTTAN PM 25	-"	1
3.	Теодоліт	2Т-30П	-"	1
4.	Відтяжки із пенькового канату	d=15+20 мм	-"	2
5.	Строп двогілковий, Q=10,0 т	2СК - 10,0	-"	1
6.	Зварювальний агрегат	АДД	-"	1
7.	Зварювальна горілка зі шлангом і кабелем 3 м	К345-10		1
8.	Дизельна електростанція	ДЭС-100	-"	1
9.	Жилети оранжеві		шт.	5
10.	Захисні каски "Труд-1"	ОСТ39-124-81	-"	5
11.	Захисний лицевий щиток		-"	1
12.	Лом будівельний		шт.	2
13.	Візорка переносна стальна		шт.	6
14.	Кувалда масою 5 кг		шт.	1

Відомість потреби в конструкціях, матеріалах, výroбах і напівфабрикатах наведена у таблиці 4.2.

Таблиця 4.2

Відомість потреби в конструкціях, матеріалах, výroбах і напівфабрикатах

Найменування	Од. вим.	Потрібна кількість
Паля С 12-30	Шт.	359

4.1.6 Калькуляція витрат праці, машинного часу і зарплати

Калькуляція витрат праці, машинного часу і зарплати складають по обсягам робіт, керуючись відповідними збірниками ЕНІР.

Таблиця 4.3

Калькуляція витрат праці та машинного часу на занурення паль

N	Шифр	Найменування робіт	Од.	Об'єм	Н	Затрати праці на
---	------	--------------------	-----	-------	---	------------------

п/п	ЕНиР, ГЭСН		вим.	робіт	на одиницю вимірювання		весь об'єм	
					Чол.-год	Маш.- год	Чол.-год	Маш.- год
1.	5-01-083-6	Занурення залізобетонних паль довжиною 12 м у ґрунти 2 групи	1 м ³	387,72	3,05	2,59	1182,6	1004,2

Таблиця 4.4

Калькуляція трудових витрат на пальові роботи

Обґрунтування СНиП	Найменування робіт і процесів	Одиниці вим. V робіт	V робіт на 100 м ³	Норма часу, чол.год, (маш.год)	Витрати праці на весь V, чол.год. (маш.год)	Розцінка за 1 вим. грн-коп	Зарплата на весь V робіт грн-коп	Склад звена за ЕНиР
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Е12 - 52 - 4	Розвантажування паль і укладання їх у штабеля	100 паль	3,59	21,3 (7,1)	76,5 (25,5)	105-70 (85-30)	379-46 (306-23)	такелажники 3р-2 машиніст 5р-1
Е12 - 52	Перевертання паль для розмітки рисок	100 паль	3,59	28,4 (9,47)	102 (34)	28-60 (11-10)	102-67 (39-85)	такелажники 3р-2 машиніст 5р-1
Е12 - 52 - 3	Розкладання паль біля місця занурення	100 паль	3,59	30,0 (10,0)	107,7 (35,9)	30-20 (11-70)	108-42 (42-01)	такелажники 3р-2 машиніст 5р-1
Е12 - 66	Розмітка паль краскою через 1 м	100 паль	3,59	1,2	4,31	150-10	538-86	кровельщики 3р-1 5р-1
Е12 - 21	Занурення паль	1 паль	359	3,05 (2,59)	1095 (929,8)	25-90 (205-40)	9298-20 (32503-86)	машиніст 6р-1
Е12 - 21	Зрубівання голів з/б паль	1 паль	359	0,351 (0,117)	126 (42)	14-00 (1-00)	5026-00 (359-00)	такелажники 3р-2 машиніст 5р-1
Е12 - 21	Зрізування стержнів арматури	10 перерізі в	2000	0,07	140	0-50	1000-00	газорізчик 4р-1
	Всього:				1651,51 (1067,24)		16453-61 (33250-95)	

4.1.7 Графік виконання робіт

Основою для складання графіка виконання робіт є обсяг робіт та калькуляція затрат праці.

Окремі робочі процеси об'єднують у часткові потоки, виконання яких доручають спеціалізованим ланкам.

4.1.8 Техніка безпеки

Втрата стійкості копрових установок може привести до аварійної ситуації. Для цього особливу увагу приділяють питанням динамічної дії в процесі занурення палі, неправильного підтягування палі при встановленні її для занурення. Підтягування палі копром дозволяється тільки через обвідний блок, прикріплений до нижньої рами копра. Під час підтягування паля повинна знаходитись в межах видимої машиністом лебідки.

Копрові установки на автоході ставлять на тормоз.

Зазор між направляючим і наголовником не повинен бути більше 10мм.

До роботи на копрових установках допускають робочих не молодше 18 років, які пройшли медичний огляд та відповідне навчання та інструктаж з техніки безпеки та отримати відповідне посвідчення.

При зрубіванні палі виділяють небезпечні зони. Кругова зона поблизу зрубленої палі повинна бути рівною довжині виступаючої над землею палі плюс 5 см.

Охорона праці робітників повинна забезпечуватися видачею адміністрацією необхідних засобів індивідуального захисту (спеціального одягу, взуття і ін.), виконанням заходів щодо колективного захисту робітників (обгороджування, освітлення, вентиляція, захисні і запобіжні пристрої і пристосування і так далі), санітарно-побутовими приміщеннями і пристроями відповідно до норм, що діють, і характеру виконуваних робіт. Робітникам мають бути створені необхідні умови праці, живлення і відпочинку.

Роботи виконуються в спецвзутті і спецодягу. Всі особи, що знаходяться на будівельному майданчику, зобов'язані носити захисні каски.

При розробці методів і послідовності виконання робіт слід враховувати небезпечні зони, що виникають в процесі робіт. При необхідності виконання робіт в небезпечних зонах повинні передбачатися заходи щодо захисту тих, що працюють.

На кордонах небезпечних зон мають бути встановлені запобіжні захисні і сигнальні обгороджування, попереджувальні написи, добре видимі у будь-який час доби.

Розміщення будівельних машин має бути визначене так, щоб забезпечувався простір, достатній для огляду робочої зони і маневрування за умови дотримання відстані безпеки устаткування, штабелів вантажів.

На будмайданчику обов'язково має бути Графік руху основних будівельних машин по об'єкту.

Технічний стан машин (надійність кріплення вузлів, справність зв'язків і робочих настилів) необхідно перевіряти перед початком кожної зміни.

Переміщення, установка і робота машин поблизу виїмок (котлованів, траншей, канав і тому подібне) з незакріпленими укосами вирішується при дотриманні відстані по горизонталі від підошви укусу виїмки до найближчої опори машини не менш вказаного в таблиці 4.5.

Таблиця 4.5

Допустимі відстані по горизонталі від підошви укусу виїмки до найближчої опори машини

Глибина виїмки	Грунт ненасипний				
	піщаний і гравійний	супіщаний	суглинистий	глинистий	лесовий сухий
	відстані по горизонталі від підошви укусу виїмки до найближчої опори машини, м				
1	1,9	1,9	1,4	1,4	1,4
2	3,4	3,4	2,4	2,4	2,4
3	4,9	4,9	3,4	3,4	3,4
4	6,4	6,4	4,4	4,4	4,4
5	7,9	7,9	5,6	5,4	5,4

Примітка. При неможливості дотримання вказаних відстаней укуси виїмки слід укріпити, про що слід вказувати в проектах виробництва робіт.

При виробництві сваєбойних робіт на території населених пунктів або на виробничих територіях котловани в місцях, де відбувається рух людей і транспорту, мають бути захищені. Висота обгороджувань, що примикають до місць масового проходження людей, має бути не менше 2,0 м і обладнана суцільним захисним козирком. Козирок повинен витримувати дію снігового навантаження, а також навантаження від падіння одиночних дрібних предметів. Обгороджування не повинне мати отворів, окрім воріт і хвірток, що контролюються в перебігу робочого часу і замикаються після його закінчення.

Підйом паль у будь-якому випадку повинен вироблятися при вертикальному положенні вантажного поліспасти.

Кантування, переміщення волоком і скидання паль з висоти не допускаються.

4.1.9 Техніко-економічні показники

по забиванню паль виконує ланка – 7 чол., у тому числі:

Машиніст копра 6 розряду – 1 чол;

Машиніст автокрану 5 розряду – 1 чол;

Такелажник 3 розряди – 2 чол;

Копровщик 5 розряду – 1 чол;

Копровщик 3 розряди – 1 чол;

Газоелектрозварник 4 розряди – 1 чол.

Витрати праці на виконанні палейних робіт складають:

1. Трудовитрати робітників – 206,4 люд.-зм.
2. Машинного часу – 133,4 маш.-зм.
3. Витрати на заробітну плату робітників – 16453 грн. 61 коп.
4. Витрати на заробітну плату машиністів – 33250 грн. 95 коп.
5. Тривалість процесу – 64 зм.
6. Вироблення на одного робітника при забиванні паль складає – 10 м³/зміну (6 паль/зміну).
7. Витрати на механізацію – 103075 грн. 95 коп.
8. Витрати на заробітну плату та механізацію – 119529 грн.56 коп.

5 ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА

5.1 Розробка календарного графіка виконання робіт

5.1.1 Визначення номенклатури та обсягів робіт

На основі аналізу архітектурно-будівельної та розрахунково-конструктивної частини проекту визначаються об'єми та номенклатура робіт, приймаються найбільш раціональні методи технології та організації будівництва.

Результати розрахунку у таблицю 5.1.

Таблиця 5.1 – Відомість визначення номенклатури та обсягів робіт

№	Найменування робіт	Одиниця виміру	Обсяг робіт
1	Зрізка рослинного шару	1000м ³	6,79
2	Планування майданчика	1000 м ²	33,94
3	Розробка ґрунту:		
	- на транспорт	1000 м ³	0,652
	- у відвал		1,411
4	Підчищення дна окремих котлованів	100 м ³	3,72
5	Улаштування підготовки під окремі збірні фундаменти	100 м ³	0,084
6	Монтаж фундаментів	100 шт.	0,14
7	Гідроізоляція фундаментів	100 м ²	1,582
	Гідроізоляція монолітних ростверків	100 м ³	10,8
8	Зворотне засипання ґрунту	1000 м ³	1,411
9	Ущільнення ґрунту	100 м ³	14,11
10	Забивання паль	м ³	156,24
11	Улаштування монолітних ростверків до 10 м ³	100 м ³	4,89
12	Улаштування монолітних ростверків до 25 м ³	100 м ³	0,75
13	Монтаж колон		
	- крайнього ряду	100 шт	0,40
	- середнього ряду		0,29
	- фахверкових		0,14
14	Монтаж вертикальних зв'язків	100 шт	0,08
15	Підкранові балки	т.	237,43
16	Монтаж кроквяних ферм	т.	558,34
17	Монтаж фундаментних балок	100 шт.	0,55
18	Монтаж прогонів	т	90,3
19	Монтаж сендвіч-панелей покриття	100 шт	34,56
20	Монтаж стінових сендвіч-панелей	100 шт	20,22
21	Монтаж віконних плетінь	т	105,6
22	Навішення воріт	т	4,5

23	Улаштування основи під підлоги	100 м ³	62,21
24	Улаштування підлог	100 м ²	207,36
25	Зовнішнє фарбування	100 м ²	0,58
26	Внутрішнє масляне фарбування	100 м ²	216,15
27	Улаштування підготовки під вимощення	100 м ³	0,546
28	Улаштування вимощення	м ³	81,9

5.1.2 Визначення трудомісткості робіт

На основі розрахованих обсягів робіт визначається їх трудомісткість, використовуючи збірники ДБН «Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні норми» (РЕКН) із яких приймають норми витрат часу для кожної з робіт.

Таблиця 5.2 – Відомість підрахунку трудомісткості робіт

№	Обґрунтування	Найменування робіт	Одиниця виміру	Обсяг робіт	Норма на один. обсягу		Затрати	
					люд.- год.	маш.год.	люд.- зм.	маш.- зм.
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	1-24-2	Зрізання рослинного шару ґрунту бульдозером	1000 м3	1,34	-	19,55	-	1,83
2	1-72-1	Планування будівельного майданчика	1000 м2	6,68	4,05	-	1,89	-
3	1-13-5	Розробка ґрунту екскаватором у відвал	1000 м3	1,63	18,53	84,66	2,52	11,53
4	5-1-4	Заглиблення з/б паль	1 м3	99,36	5,8	3,04	72,04	37,76
5	5-83-1	Вирубання бетону з арматурного з/б каркасу	1 паля	184,00	1,43	0,37	32,89	8,51
6	1-164-2	Розробка ґрунту вручну	100 м3	0,23	261,8	-	6,22	-
7	6-1-2	Влаштування бетонного ростверку під фундамент	100 м3	0,70	639,45	26,29	55,95	2,3
8	6-1-2	Влаштування фундаментів під колони	100 м3	0,19	639,45	26,29	15,19	0,62
9	6-3-5	Влаштування фундаментів під обладнання	100 м3	0,07	443,7	56,12	4,05	0,51
10	8-4-3	Влаштування гідроізоляції	100 м2	0,42	31,76	3,24	1,67	0,17
11	1-27-2	Попередня зворотна засипка пазух бульдозером	1000 м3	0,80	-	13,7	-	1,37
12	9-16-1	Монтаж опорних плит	1 т.	10,1	32,8	12,7	27,92	10,81
13	7-1-16	Укладення фундаментних балок	100 шт.	0,48	783	179,7	23,49	5,39
14	1-166-2	Засипка пазух	100 м3	1,83	165,24	-	37,8	-
15	1-134-1	Ущільнення ґрунту пневмотрамбівками	100 м3	1,83	18,36	4,45	4,2	1,02

16	9-1-1	Монтаж сталевого каркасу, сходів, внутрішніх стін та перекриття з металевого настилу	1 т.	359,11	32	4,68	1436,44	210,08
17	9-17-2	Монтаж металевих колон одноповерхової частини корпусу	1 т.	3,89	9,28	2,46	4,51	1,2
18	9-24-1	Монтаж вязей по колонам	1 т.	0,75	90,4	6,1	8,48	0,57
19	9-22-2	Монтаж ферм покриття	1 т.	7,41	24,96	5,59	23,11	5,18
20	9-23-1	Монтаж в'язей покриття	1 т.	0,42	80,16	4,13	4,21	0,22
21	9-25-1	Укладання прогонів	1 т.	6,78	22,56	2,86	19,12	2,42
22	9-42-1	Укладання покриття із профільованого листа	100 м2	12,5	50,72	4,84	39,56	3,78
23	9-42-3	Укладання покрівельних сендвіч-панелей "СИМО"	100 м2	17,40	64	17,12	84,8	22,68
24	7-16-5	Монтаж стінових сендвіч-панелей "СИМО"	100 шт.	3,65	1080,25	270,11	492,86	123,24
25	9-44-1	Заповнення прорізів віконними металевими рамами	1 т.	3,68	128,48	8,84	59,1	4,07
26	9-46-1	Встановлення каркасу воріт	1 т.	1,46	66,24	13,04	12,09	2,38
27	15-201-1	Скління віконних блоків	100 м2	2,16	66,99	0,9	18,09	0,24
28	12-20-4	Улаштування пароізоляції із шару фольгоізолу	100 м2	12,5	14,69	0,13	11,46	0,1
29	12-18-3	Влаштування теплоізоляції із мінватних плит - 160 мм	100 м2	12,5	63,67	1,35	49,66	1,05
30	12-1-1	Влаштування гідроізоляції у 2 шари з акваізолу на мастиці	100 м2	12,5	23,07	1,3	17,99	1,01
31	12-1-2	Укладання шару акваізолу з захисною посипкою	100 м2	12,5	29,61	1,73	23,1	1,35
32	11-1-2	Ущільнення ґрунту щебенем під підлогу	100 м2	35,7	10,76	0,76	19,35	1,37
33	11-4-1	Влаштування гідроізоляції під підлогу	100 м2	35,7	65,73	5,32	118,23	9,57
34	11-2-9	Влаштування бетонної підготовки 100 мм	1 м3	35,7	5,78	-	10,4	-
35	11-15-1	Улаштування цементної підлоги 20 мм	100 м2	35,7	57,04	5,79	102,6	10,41
36	15-173-1	Фарбування металевих поверхонь	100 м2	14,85	14,52	0,36	26,95	0,67
37	11-1-2	Ущільнення ґрунту щебенем під відмостку	м3	61,6	10,76	0,76	33,36	2,36
38	31-18-1	Влаштування вимощення	100 м2	6,16	49,33	2,26	15,29	0,7
39		Електротехнічні роботи	%	10,00			291,66	
40		Санітарно-технічні роботи	%	10,00			291,66	
41		Монтаж обладнання	%	5,00			145,83	
42		Пусконагоджувальні роботи	%	4,00			116,66	
43		Підготовка до здачі	%	1,00			29,17	
44		Невраховані роботи	%	25,00			729,15	

5.1.3 Визначення потреб в основних конструкціях, виробих і напівфабрикатах

Для забезпечення виконання робіт складають відомість потреби у виробих, конструкціях та напівфабрикатах (табл. 5.3).

Таблиця 5.3 – Відомість потреби у конструкціях, виробих та напівфабрикатах

Обґрунт.	Найменування робіт	Одиниця виміру	Обсяг робіт	Потреба в ресурсах			
				Найменування ресурсу	Одиниця виміру	Норма на одиницю	На весь обсяг
1	2	3	4	5	6	7	8
5-1-4	Заглиблення з/б паль	1 м ³	99,36	Палі з/б	м ³	1,03	102,34
6-1-2	Влаштування бетонного ростверку під фундамент	1 м ³	70,00	Арматура	т.	4,1	287,00
				Бетон	м ³	1,015	71,05
				Щити опалубки d=25 мм	м ²	12,4	868,00
				Дошки ПС, 40 мм	м ³	1,32	92,40
6-1-2	Влаштування фундаментів під колони	1 м ³	19,00	Арматура	т.	4,1	77,90
				Бетон	м ³	1,015	19,29
				Щити опалубки d=25 мм	м ²	12,4	235,60
				Дошки ПС, 40 мм	м ³	1,32	25,08
6-3-5	Влаштування фундаментів під обладнання	1 м ³	7,30	Арматура	т.	4,1	29,93
				Бетон	м ³	1,015	7,41
				Щити опалубки d=25 мм	м ²	12,4	90,52
				Дошки ПС, 40 мм	м ³	1,32	9,64
8-4-3	Влаштування гідроізоляції	100 м ²	42,00	Бітум нафтовий	т	0,157	6,59
				Бензин	т	0,057	2,39
9-16-1	Монтаж опорних плит	1 т	10, 1	Стелеві опорні плити	т	1	10,1
				Електроди Е42	т	0,0004	0,00
9-1-1	Монтаж сталевих каркасу, сходів, внутрішніх стін та перекриття з металевих настилу	1 т	359,11	Сталеві конструкції	т	1	359,11
				Деталі кріплення	т	0,00044	0,16
				Електроди Е42	т	0,0004	0,14
9-17-2	Монтаж металевих колон одноповерхової частини корпусу	1 т	3,89	Колони сталеві	т	1	3,89
				Електроди Е42	т	0,0004	0,00
7-1-16	Укладення фундаментних балок	100 шт.	0,48	Фундаментні балки	шт.	100	48,00
				Бетонна суміш	1 м ³	3,05	1,46
				Щити опалубки	1 м ²	5,65	2,71
9-22-2	Монтаж ферм покриття	т	7,41	Сталеві ферми покриття	т	1	7,41
				Електроди Е42	т	0,0004	0,00
9-23-1	Монтаж в'язей покриття	т	0,42	Конструкції в'язей	т	1	0,42
				Електроди Е42	т	0,0004	0,00
9-25-1	Укладання прогонів	т	6,78	Прогони	т	1	6,78

				Електроди Е42	т	0,0004	0,00
9-42-1	Укладання покриття із профільованого листа	100 м2	12,5	Профільований лист	м2	103	1287,5
				Електроди Е42	т	0,00061	0,00
9-42-3	Укладання покрівельних сендвіч-панелей "СИМО"	100 м2	17,40	Покрівельні сендвіч-панелі	м2	102	1774,8
				Болти з гайками оцинковані	т	0,00044	0,00
				Електроди Е42	т	0,001	0,01
7-16-5	Монтаж стінових сендвіч-панелей "СИМО"	100 м2	3,65	Стінові сендвіч-панелі	м2	102	372,30
				Болти з гайками збірні	т	0,00066	0,002
				Електроди Е42	т	0,00061	0,002
9-44-1	Заповнення прорізів віконними металевими рамами	1 т.	3,68	Сталеві конструкції віконних блоків	т	1	3,68
				Сталеві конструкції нащільників й деталей обрамлення	т	1	3,68
				Електроди Е46	т	0,025	0,09
9-46-1	Встановлення каркасу воріт	1 т.	1,46	Сталеві конструкції воріт	т	1	1,46
				Електроди Е46	т	0,023	0,03
15-201-1	Скління віконних блоків	100 м2	2,16	Скло листове	м2	87	187,92
				Замазка віконна	т	0,064	0,14
12-20-4	Улаштування пароізоляції із шару фольгоізолу	100 м2	12,5	Фольгоізол	м2	102	636,48
12-18-3	Улаштування теплоізоляції із мінватних плит - 160 мм	100 м2	12,5	Плити теплоізоляційні	м2	102	1275
12-1-1	Улаштування гідроізоляції у 2 шари з акваізолу на мастиці	100 м2	12,5	Акваізол	м2	103	1275
12-1-2	Укладання шару акваізолу з захисною посипкою	100 м2	12,5	Акваізол	м2	103	1275
11-1-2	Ущільнення ґрунту щебенем під підлогу	100 м2	35,7	Щебень	м3	5,1	182,07
11-2-9	Улаштування бетонної підготовки 100 мм	1 м3	35,7	Суміш бетонна важка класу	м3	1,02	36,414
11-15-1	Улаштування цементної підлоги 20 мм	100 м2	35,7	Суміш бетонна	м3	3,06	109,24
11-1-2	Ущільнення ґрунту щебенем під відмостку	м3	61,6	Щебінь 40-70	м3	1	61,6
15-173-1	Фарбування металевих поверхонь	100 м2	14,85	Олифа	кг	3,2	47,52
				Фарби сухі	т	0,021	0,31
31-18-1	Улаштування вимощення	100 м2	6,16	Суміш асфальтнобетонна	т	11,73	72,25
				Бітум дорожний	т	0,08	0,20

5.1.4 Визначення тривалості робіт та побудови календарного графіка

Для визначення загальної тривалості виконання робіт необхідно призначити склад бригади (ланки) та встановити її чисельність у зміну та кількість змін на добу.

Трудомісткість роботи визначають за:

$$T_i = \frac{Q_i}{P_i \cdot n_{зм.}}, \quad (5.1)$$

де, Q_i – затрати праці, люд.-дн.;

P_i – кількість робітників у зміні, чол.;

$n_{зм.}$ – кількість змін на добу, зм.

Приймання складу бригад та підрахунок тривалості робіт виконується одночасно з побудовою та оптимізацією календарного графіка виконання робіт та графіка трудових ресурсів.

Побудований календарний графік ТЕП:

Тривалість робіт за графіком -	167	дн.
Витрати праці -	4570	люд.-дн.
Середня кількість робітників -	28	чол.
Максимальна кількість робітників -	45	чол.
Коефіцієнт нерівномірності використання робітників, α -	1,5	

Таблиця 5.4 – Вихідні дані для побудови календарного графіка

№	Найменування робіт	Обсяг робіт		Затрати праці люд.-зм.	Тривалість, дні	Кількість змін	Склад ланки	Чисельність працюючих у зміні
		Одиниця виміру	Кількість					
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	Зрізання рослинного шару ґрунту бульдозером	1000 м3	0,75	1,83	2	1	Машиніст 6р-1	1
2	Планування будівельного майданчика	1000 м2	3,73	1,89	2	1	Машиніст 6р-1	1
3	Розробка ґрунту екскаватором у відвал	1000 м3	1,09	11,53	6	2	Машиніст 6р-1	1
4	Заглиблення з/б паль	1 м3	99,36	72,04	9	2	Копровщик 5р-1; 3р-1	4
5	Вирубання бетону з арматурного з/б каркасу	1 паля	184	32,89	8	1	Бетонувальник 4р-1; 2р-1	4
6	Розробка ґрунту вручну	100 м3	0,19	6,22	2	1	Землекоп 2р-2	4
7	Влаштування бетонного ростверку під фундамент	100 м3	0,7	55,95	14	1	Бетонувальник 4р-1; 2р-1	4
8	Влаштування фундаментів під колони	100 м3	0,19	15,19	2	2	Бетонувальник 4р-1; 2р-1	4
9	Влаштування фундаментів під обладнання	100 м3	0,073	4,05	1	1	Бетонувальник 4р-1; 2р-1	4
10	Влаштування гідроізоляції	100 м2	0,42	1,67	1	1	Ізолювальник 4р-1; 2р-1	2
11	Попередня зворотна засипка пазах бульдозером	1000 м3	0,8	1,37	2	1	Машиніст 6р-1	1
12	Монтаж опорних плит	1 т.	6,81	27,92	6	1	Монтажник 5р-	5

							1; 4р-2; 3р-1; 2р-1	
13	Укладення фундаментних балок	100 шт.	0,24	23,49	5	1	Монтажник 5р-1; 4р-2; 3р-1; 2р-1	5
14	Засипка пазух	100 м3	1,83	37,8	14	1	Машиніст 5р-1	3
15	Ущільнення ґрунту пневмотрамбівками	100 м3	1,83	4,2				
16	Монтаж сталевого каркасу, сходів, внутрішніх стін та перекриття з металевого настилу	1 т.	359,11	1436,44	73	3	Комплексна бригада	10
17	Монтаж металевих колон одноповерхової частини корпусу	1 т.	3,89	4,51				
18	Монтаж вязей по колонам	1 т.	0,75	8,48				
19	Монтаж ферм покриття	1 т.	7,407	23,11				
20	Монтаж в'язей покриття	1 т.	0,42	4,21				
21	Укладання прогонів	1 т.	6,78	19,12				
22	Укладання покриття із профільованого листа	100 м2	6,24	39,56				
23	Укладання покрівельних сендвіч-панелей "СИМО"	100 м2	10,6	84,8				
24	Монтаж стінових сендвіч-панелей "СИМО"	100 шт.	3,65	492,86				
25	Заповнення прорізів віконними металевими рамами	1 т.	3,68	59,1				
26	Встановлення каркасу воріт	1 т.	1,46	12,09				
27	Скління віконних блоків	100 м2	2,16	18,09	5	1	Скляр 4р-1; 3р-1	4
28	Улаштування пароізоляції із шару фольгоізолу	100 м2	6,24	11,46	10	1	Монтажник 5р-1; 4р-2; Ізолювальник 4р-1; 3р-1	10
29	Влаштування теплоізоляції із мінватних плит - 160 мм	100 м2	6,24	49,66				
30	Влаштування гідроізоляції у 2 шари з акваізолу на мастиці	100 м2	6,24	17,99				
31	Укладання шару акваізолу з захисною посипкою	100 м2	6,24	23,1	25	1	Монтажник 5р-1; 4р-2; Ізолювальник 4р-1; 3р-1	10
32	Ущільнення ґрунту щебенем під підлогу	100 м2	14,39	19,35				
33	Влаштування гідроізоляції під підлогу	100 м2	14,39	118,23				
34	Влаштування бетонної підготовки 100 мм	1 м3	14,39	10,4				
35	Улаштування цементної підлоги 20 мм	100 м2	14,39	102,6	7	1	Маляр 4р-1; 2р-1	4
36	Фарбування металевих поверхонь	100 м2	14,85	26,95				
37	Ущільнення ґрунту щебенем під відмостку	м3	24,8	33,36	13	1	Ізолюв. 4р-1; 3р-1	4
38	Влаштування вимощення	100 м2	2,48	15,29				
39	Електротехнічні роботи	%	10	291,66	30	1	Електромонтери	10
40	Санітарно-технічні роботи	%	10	291,66	30	1	Сантехніки	10
41	Монтаж обладнання	%	5	145,83	30	1	Монтажник 5р-1; 4р-1	5
42	Пусконаладжувальні роботи	%	4	116,66	12	1	Наладники	10
43	Підготовка до здачі	%	1	29,17	6	1	Наладники	5
44	Невраховані роботи	%	25	729,15	73	1	Комісія	10

5.2 Розроблення об'єктного будівельного генерального плану

5.2.1 Визначення потреб у тимчасових адміністративно-побутових приміщеннях та спорудах

Розрахунок потреб у тимчасових будівлях і спорудах виконується виходячи з максимальної чисельності будівельних робітників, установлені за графіком їх використання та з урахуванням нормативної площі на одного працівника, що користується цим приміщенням.

Таблиця 5.5 – Кількість робітників за їх категоріями

№ п/п	Категорії робітників	Усього		У тому числі			
		%	кількість	в I зміну		в II зміну	
				%	кількість	%	кількість
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Робітники, $N_{роб}$	83,9	45	70	32	30	13
2	Інженерно-технічні робітники, $N_{ІТР}$	11	5	80	4	20	1
3	Службовці, $N_{сл}$	3,6	2	80	2	20	0
4	Молодший обслуговуючий персонал та охорона, $N_{моп}$	1,5	1	70	1	30	0
	Загальна кількість N		53		45		14
5	чоловіків	70	38	70	27	30	11
6	жінок	30	16	70	12	30	4

Для визначення площі тимчасових адміністративно-побутових приміщень установлюємо їх номенклатуру і кількість робітників, які ними користуються у таблиці 5.6.

Таблиця 5.6 – Розрахунок площ та кількість тимчасових приміщень

№ п/п	Тимчасові будівлі	Розрахункова кількість користувачів N , чол.	Нормативний показник, $m^2/чол.$	Необхідна площа, m^2	Прийнята будівля		Загальна кількість, шт.	Прийнята площа, m^2
					тип	розміри, $m \times m$		
1	2	3	4	5	6	7	8	9
I Службові та адміністративні приміщення								
1	Контора для ІТР	5	4	20	Контейнер металевий	6×2,7	2	32,4
	для службовців	2	4	8				
2	Сторожова	1	3	3	Дерев'яний каркас	3×1,5	1	4,5
Разом								36,9
II Санітарно-побутові приміщення								
	Гардероб і							

	приміщення для сушіння							
3	для чоловіків	38	0,8	30,4	Контейнер металевий	6×2,7	2	32,4
4	для жінок	16	0,8	12,8	Контейнер металевий	6×2,7	1	16,2
	Душова та вмивальня							
5	для чоловіків	22	0,82	18,04	Контейнер металевий	6×2,7	1	16,2
6	для жінок	10	0,82	8,2	Контейнер металевий	6×2,7	1	16,2
	Туалет							
7	для чоловіків	27	0,14	3,78	Дерев'яний каркас	3×1,5	1	4,5
8	для жінок	12	0,14	1,68	Дерев'яний каркас	3×1,5	1	4,5
9	Приміщення для обігріву	32	0,1	3,2	Дерев'яний каркас	6×2,7	1	16,2
10	Їдальня	45	1	45	Каркасно-панельний УСРЗ	12×3	1	36
Разом								142,2
III Приміщення виробничого, допоміжного та обслуговуючого призначення								
11	Комора				Контейнер металевий	9×2,7	1	24,3
12	Ремонтні майстерні				Контейнер металевий	6×2,7	1	16,2
Разом								40,5
Разом I+II+III								219,6

5.2.2 Розрахунок потреби в приоб'єктних тимчасових складських приміщеннях та відкритих складах

Розрахунок необхідних складських площ виконується виходячи з кількості матеріалів, які використовуються при проведенні робіт у найбільш матеріаломісткий період з 13 до 26 день у таблицю 5.7.

Таблиця 5.7 – Вихідні дані для визначення потреб у складських площах

№ п/п	Найменування виробів, матеріалів	Потреба на розрахунковий період					Тривалість процесу t, дн.	Нормативний термін запасу t _н , дн.	
		Натуральний вимірник		Формула перерахунку	Розрахунковий вимірник				
		Одиниця виміру	Кількість		Одиниця виміру	Кількість			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	
1	Сталеві колони, ригелі та	т	378,36			т	378,36	73	10

	конструкції в'язей							
2	Укладання покриття із профільованого листа	100 м2	6,24	6,24*100*3,24/1000	т	2,02	73	10
3	Укладання покрівельних сендвіч-панелей "СИМО"	100 м2	10,6	10,6*100*0,1	м3	106	73	10
4	Монтаж стінових сендвіч-панелей	100 шт.	3,65	365*6*1,5*0,1	м3	328,5	73	10
5	Заповнення прорізів віконними металевими рамами	1 т.	3,68	3,68/0,017	м2	216,47	73	10
6	Улаштування пароізоляції із шару фольгоізолау	100 м2	6,24	6,24*100*3,24	т	2,02	10	10
7	Влаштування теплоізоляції із мінватних плит - 160 мм	100 м2	6,24	6,24*100*0,16	м3	99,84	10	10
8	Влаштування гідроізоляції у 2 шари з акваізолау на мастиці	100 м2	6,24	6,24*100*3,24	т	2,02	10	10
9	Укладання шару акваізолау з захисною посипкою	100 м2	6,24	6,24*100*3,24	т	2,02	10	10

При визначенні потреби складських приміщеннях кількість однакових матеріалів на різних роботах складалися.

Для потреби в складах розраховуються параметри:

а) денний запас матеріалів:

$$Q_{\text{дн}} = \frac{Q}{t} \cdot K_1 \cdot K_2, \quad (5.2)$$

де, Q – кількість матеріалу, який використовується за розрахунковий період;

t – тривалість виконання процесу за графіком, дн.;

K_1 – коефіцієнт нерівномірності матеріалів, приймається рівним 1,1;

K_2 – коефіцієнт нерівномірності споживання матеріалів, приймається рівним 1,3;

б) необхідний запас матеріалів, конструкцій, виробів:

$$P = Q_{\text{дн}} \cdot t_{\text{н}}, \quad (5.3)$$

де, $t_{\text{н}}$ – нормативний термін запасу матеріалів у днях.

в) корисна площа складів:

$$S_{\text{к}} = \frac{P}{q}, \quad (5.4)$$

де, q – норма вкладання будівельних матеріалів, деталей, конструкцій на 1 м² площі складу.

г) розрахункова площа складу:

$$S = \frac{S_{\text{к}}}{\alpha}, \quad (5.5)$$

де, α – коефіцієнт, що враховує проходи і проїзди.

Сумарна площа складів різних типів наведена у таблиці 5.9.

Таблиця 5.9 – Відомість потреби основних типів складів

№ п/п	Найменування складу	Необхідна площа, м ²
1	2	3
1	відкритий	490,00
2	навіс	41,24
3	закритий	1,29
	Разом	532,53

Таблиця 5.8 – Відомість розрахунку потреби в складських площах

№ п/п	Найменування виробів, матеріалів	Кількість у розрахунковий період		Термін використ. днів	Денна потреба	Нормат. термін запасу, днів	Коефіцієнт нерівномірності		Запас матеріалів	Норма розміщення	Корисна площа	Коеф-т, що враховує проходи	Розрах. площа	Тип складу
		Од. виміру	Кіль-ть				К1	К2						
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1	Сталеві колони, ригелі та конструкції в'язей	т	378,36	73	7,41	10	1,1	1,3	74,1	0,6	123,50	0,6	205,83	відкритий
2	Укладання покриття із профільованого листа	т	2,02	73	0,04	10	1,1	1,3	0,4	4	0,10	0,6	0,17	відкритий
3	Укладання покрівельних сендвіч-панелей	м3	106	73	2,08	10	1,1	1,3	20,8	0,5	41,60	0,6	69,33	відкритий
4	Монтаж стінових сендвіч-панелей	м3	328,5	73	6,44	10	1,1	1,3	64,4	0,5	128,80	0,6	214,67	відкритий
5	Заповнення прорізів віконними металевими рамами	м2	216,47	73	4,24	10	1,1	1,3	42,4	45	0,94	0,6	1,57	навіс
6	Улаштування пароізоляції із шару фольгоізолу	т	2,02	10	0,29	10	1,1	1,3	2,9	15	0,193	0,6	0,32	закритий

<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>	<i>6</i>	<i>7</i>	<i>8</i>	<i>9</i>	<i>10</i>	<i>11</i>	<i>12</i>	<i>13</i>	<i>14</i>	<i>15</i>
7	Влаштування теплоізоляції із мінватних плит - 160 мм	м3	99,84	10	14,28	10	1,1	1,3	142,8	6	23,80	0,6	39,67	навіс
8	Влаштування гідроізоляції у 2 шари з акваізолу на мастиці	т	2,02	10	0,29	10	1,1	1,3	2,9	10	0,29	0,6	0,48	закритий
9	Укладання шару акваізолу з захисною посипкою	т	2,02	10	0,29	10	1,1	1,3	2,9	10	0,29	0,6	0,48	закритий

5.2.3. Визначення потреби будівництва в тимчасовому електрозабезпеченні

Основним джерелом енергії, що використовується при будівництві будівель та споруд, слугує електроенергія. Для живлення машин та механізмів, електрозварювання та технологічних потреб використовується силова електроенергія, джерелом якої є високовольтні мережі; для освітлювання будівельного майданчика – освітлювальні лінії у таблиці 5.10.

Таблиця 5.10 – Відомість в електроенергії для силових установок

№ п/п	Найменування обладнання	Кількість	Номинальна потужність, кВт		Коефіцієнт одночасної роботи	Коефіцієнт використання потужності	K*P/cos
			одного	всіх			
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Вібратори	1	0,8	0,8	0,1	0,4	0,2
2	Установка для зварювання ручного дугового [постійного струму] УДГ-161	6	25	150	0,45	0,6	112,5
3	Машини шліфувальні електричні	1	3	3	0,3	0,7	1,29
4	Лебідки електричні, тягове зусилля до 31,39 кН [3,2т]	1	15	15	0,3	0,7	6,43
5	Вібратори поверхневі	1	0,8	0,8	0,1	0,4	0,2
6	Підйомники мачтові, вантажопідйомність до 0,5 т	1	8	8	0,3	0,7	3,43
7	Машини свердлильні електричні	1	2,2	2,2	0,3	0,7	0,94
8	Підйомачі щоглові будівельні, вантажопідйомність 0,5 т	1	8	8	0,3	0,7	3,43
9	Розчинонасос, місткість 1 м³	1	2,2	2,2	0,5	0,65	1,69
Разом							252,78

Потреба в електроенергії на силове обладнання за:

$$P_C = \sum \frac{K_{C_i} \cdot P_{C_i}}{\cos \varphi_{C_i}}, \quad (5.6)$$

де, P_{C_i} – номінальна потужність електродвигунів, кВт;

K_{C_i} – коефіцієнт одночасної роботи електродвигунів;

$\cos \varphi_{C_i}$ – коефіцієнт використання потужності обладнання.

Потреба в електроенергії на внутрішнє контор, побутових приміщень, складів типу та інших тимчасових споруд (табл. 5.11) визначається за формулою:

$$P_{BO} = \sum K_{BO_i} \cdot P_{BO_i} \quad (5.7)$$

де, K_{BO_i} – коефіцієнт попиту;

P_{BO_i} – потужність, що витрачається на освітлення необхідної площі.

Таблиця 5.11 – Відомість потреби в електроенергії для внутрішнього освітлення

№ п/п	Найменування споживача	Характеристика споживача		Питома потужність, кВт	Коефіцієнт попиту	К*Р
		Одиниця виміру	Кількість			
1	2	3	4	5	6	7
1	Контора	м ²	32,4	0,015	0,8	0,389
2	Сторожова	м ²	4,5	0,015	0,8	0,054
4	Гардероб і приміщення для сушіння	м ²	48,6	0,015	0,8	0,583
5	Душова та вмивальня	м ²	32,4	0,015	0,8	0,389
6	Туалет	м ²	9	0,015	0,8	0,108
8	Їдальня	м ²	36	0,015	0,8	0,432
9	Комора	м ²	24,3	0,003	0,35	0,026
10	Ремонтні майстерні	м ²	16,2	0,015	0,8	0,194
11	Закриті склади	м ²	490,00	0,003	0,35	0,515
Разом						2,689

Потреби електроенергії на технологічні витрати:

$$P_T = \sum \frac{K_{T_i} \cdot P_{T_i}}{\cos \varphi_{T_i}}, \quad (5.8)$$

Потреби електроенергії на зовнішнє освітлення:

$$P_{30} = \sum K_{30_i} \cdot P_{30_i} \quad (5.9)$$

Таблиця 5.12 – Відомість потреби в електроенергії для зовнішнього освітлення

№ п/п	Найменування споживача	Одиниця виміру	Кількість	Норма, кВт	Потужність, кВт
1	2	3	4	5	6
1	Монтаж конструкцій	1000 м ²	3,734	2,4	8,96
2	Відкриті склади	1000 м ²	0,490	1,0	0,49
3	Дороги	км	0,225	2,0	0,45
4	Охоронне освітлення	км	0,359	1,5	0,54
Разом					10,44

Потужність джерела електроенергії визначається за формулою:

$$P_{\text{потр}} = \alpha \cdot (P_C + P_{\text{во}} + P_T + P_{30}), \quad (5.10)$$

де, α – коефіцієнт втрат електроенергії в мережах електропостачання. Приймається рівним 1,05.

Отже,

$$P_{\text{потр}} = (252,78 + 2,689 + 10,44 + 0,55) \cdot 1,05 = 279,7 \text{ кВт.}$$

Використовуючи довідкову літературу, приймаємо пересувну потужністю 280кВт.

5.2.4 Визначення потреби будівництва в тимчасовому водопостачанні

Водопостачання будівництва повинне здійснюватися з урахуванням дійсних систем водопостачання.

Розрахунок водопостачання виконувався з урахуванням існуючих мереж водопостачання.

При вирішенні питання, що подає воду на потреби:

- виробничі $Q_{\text{вир}}$;
- господарсько-питні $Q_{\text{г.-п.}}$;
- пожежогасіння $Q_{\text{пож}} = 10 \text{ л/с}$.

Загальна потреба у воді $Q_{\text{заг}}$ дорівнює:

$$Q_{\text{заг}} = Q_{\text{пож}} + \beta \cdot (Q_{\text{вир}} + Q_{\text{г.-п.}}), \quad (5.11)$$

Витрати води на виробничі потреби за формулою:

$$Q_{\text{вир}} = \sum \frac{q_{\text{вир}} \cdot P_{\text{вир}} \cdot k_{\text{ч}} \cdot k_{\text{н}}}{t_i \cdot 3600}, \quad (5.12)$$

де, $q_{\text{вир}}$ – витрати води на виробничі потреби;

$P_{\text{вир}}$ – кількість одиниць споживачів води;

$k_{\text{ч}}$ – коефіцієнт нерівномірності води за часом, $k_{\text{ч}} = 1,5$;

t_i – розрахункова кількість споживання води за добу;

$k_{\text{н}}$ – коефіцієнт неврахованої витрати води, $k_{\text{н}} = 1,2$.

Розрахунок витрат води на потреби виконано у таблиці 5.13.

Таблиця 5.13 – Відомість витрати води на виробничі потреби

№ п/п	Найменування процесу та споживача	Характеристика споживача		Питомі витрати води, л	Коефіцієнт нерівномірності споживання		Кількість годин на добу	Q
		Одиниця виміру	Кількість		Кч	Кн		
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	Бульдозери, потужність 79 кВт [108 к.с]	1 маш.	2	500	1,5	1,2	24	0,021
2	Експаватори одноковшові дизельні на гусеничному ходу, місткість ковша 0,5м ³	1 маш.	1	120	1,5	1,2	8	0,008
3	Крани на гусеничному ходу, вантажопідйомність 25 т	1 маш.	3	500	1,5	1,2	24	0,031

4	Інші витрати води (у т.ч. витрати води на приготування та догляд за бетоном та ін.)	м ³	184,0414	200	1,5	1,2	24	0,767
Разом								0,827

Витрати води на господарсько-питні потреби визначають за формулою

$$Q_{г.-п.} = \frac{N_p}{3600} \cdot \left(\frac{q_{г.-п.} \cdot k_{н.с.}}{T_{зм}} + \frac{q_{душ} \cdot k_{душ}}{T_{душ}} \right), \quad (5.13)$$

де, N_p – кількість робітників у найбільш завантажену зміну, чол.;

$T_{зм}$ – тривалість зміни, $T_{зм} = 8$ год.;

$q_{г.-п.}$ – витрати води на одну людину на господарсько-питні потреби, $q_{г.-п.} = 25$ л.;

$k_{н.с.}$ – коефіцієнт нерівномірності води за часом, $k_{н.с.} = 1$;

$q_{душ}$ – витрати води на потреби на одну людину, $q_{душ} = 30$ л.;

$T_{душ}$ – тривалість роботи душової, $T_{душ} = 0,75$ год.;

$k_{душ}$ – питома вага робітників, що приймають душ, $k_{душ} = 0,4$.

Тоді витрати на господарсько-питні складатимуть:

$$Q_{г.-п.} = \frac{45}{600} \cdot \left(\frac{25 \cdot 1}{8} + \frac{30 \cdot 0,4}{0,75} \right) = 0,28 \text{ л/с}$$

Таким чином, загальні витрати води становитимуть:

$$Q_{заг} = 10 + 0,5 \cdot (0,28 + 0,827) = 10,55 \text{ л/с.}$$

Виходячи із цих потреб, визначаємо діаметр трубопроводу за формулою:

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_{заг}}{\pi \cdot V \cdot 1000}}, \quad (5.14)$$

де, V – швидкість води у трубі. $V = 1$ м/с.

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 10,55}{3,14 \cdot 1 \cdot 1000}} = 0,115 \text{ м.}$$

Приймаємо діаметр водопроводу 115 мм.

4.2.5 Урахування основних питань із техніки безпеки, охорони праці та навколишнього середовища

Виконання всіх будівельно-монтажних робіт повинне здійснюватися у строгій відповідності з ДБН А.3.2-2-2009 «Система стандартів безпеки праці. Промислова безпека у будівництві. Основні положення».

5.3 Техніко-економічні показники будівництва

Таблиця 5.14 – Техніко-економічні показники

№ п/п	Найменування показника	Одиниця виміру	Кількість
1	2	3	4
1	Тривалість робіт за графіком	дн.	295
2	Загальні витрати праці	люд.-год.	4570
3	Середня кількість робітників за графіком	чол.	42
4	Максимальна кількість робітників за графіком	чол.	63
5	Коефіцієнт нерівномірності використання будівельних робітників		1,5
6	Площа будівельного майданчика	м ²	13900
7	Площа забудови	м ²	5620
8	Будівельний об'єм	м ³	75816
9	Площа тимчасових будівель і споруд	м ²	219,6
10	Довжина проїздів і доріг	м	225
11	Довжина водопровідної мережі	м	288
12	Довжина повітряної електромережі	м	302
13	Довжина наземної електромережі	м	60
14	Кількість опор повітряної електромережі	шт.	13
15	Довжина огорожі	м	358,6
16	Компактність будівельного генплану K_1	%	47
17	Компактність будівельного генплану K_2	%	3

Компактність генерального плану характеризується в відсотковому площі забудови до будівельного генерального плану.

6 ЕКОНОМІКА БУДІВНИЦТВА

7 ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

7.1 Аналіз шкідливих факторів, які діють на працюючих при експлуатації (будівництві) даного об'єкта

7.1.1 Небезпечні і шкідливі фактори на будівництві

До фізичних небезпечних та шкідливих виробничих факторів належать:

- рухомі машини та механізми;
- пересувні частини виробничого устаткування;
- підвищений рівень шуму, вібрацій, інфразвукових коливань, ультразвуку, статичної електрики, електромагнітних випромінювань,;
- небезпечне значення напруги в електричному колі; підвищена напруженість електричного чи магнітного полів;
- відсутність чи нестача природного світла.

До хімічних небезпечних та шкідливих виробничих факторів належать хімічні речовини, які за характером дії на організм людини поділяються на:

Загальнотоксичні, які діють на центральну нервову систему, на кров і кровотворні органи, наприклад сірководень, ароматичні вуглеводи, оксид вуглецю тощо;

Канцерогенні, що призводять до розвитку злоякісних (ракових) пухлин, це може бути ультрафіолетове випромінювання при виконанні зварних робіт.

7.2 Технічні засоби і організаційні заходи передбаченні у проекті із усунення дії шкідливих і небезпечних факторів

7.2.1 Визначення розрахункових параметрів траверс

Траверси – жорсткі вантажозахватні пристосування – виготовляють з суцільного перерізу у вигляді одиночних двотаврів, швелерів або сталевих труб різних розмірів.

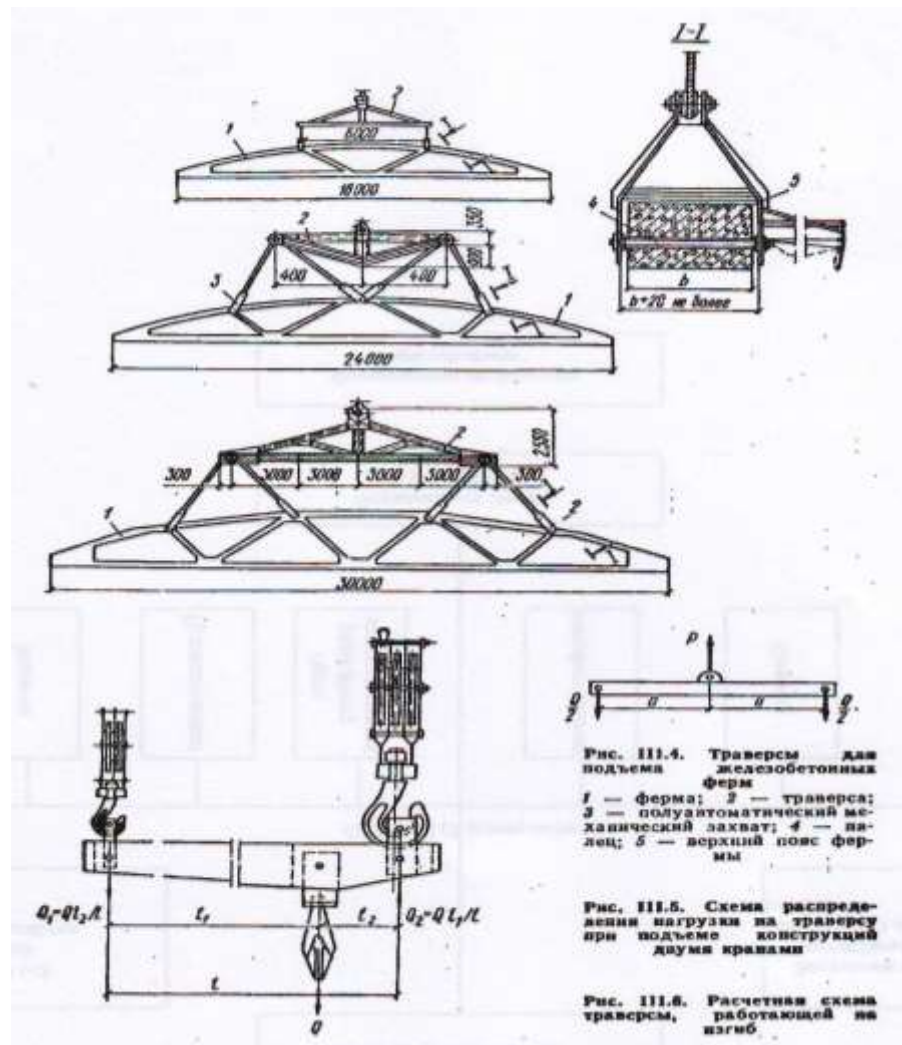


Рис. 7.1. Траверси для підйому залізобетонних ферм

Розрахунок необхідних даних траверси, працюючої на згин, навантаження, діюче на траверсу:

$$P = Qk_n k_d ,$$

де Q – вага підіймаючого вантажу;

$k_n = 1,1$ коефіцієнт перевантаження.

$k_d = 1,2$ коефіцієнт динамічності навантаження

7.2.2 Виконання бетонувальних робіт

Опалубку, застосовувану для зведення фундаменту, необхідно виготовляти і застосовувати відповідно до проекту проведення робіт, затвердженим у встановленому порядку.

При установці елементів опалубки в кілька ярусів кожний наступний ярус слід встановлювати тільки після закріплення нижнього ярусу.

Розбирання опалубки повинне виконуватися (після досягання бетоном заданої міцності) з дозволу виконавця робіт, а особливо відповідальних конструкцій (по переліку, установленому проектом) – з дозволу головного інженера.

Перед початком укладання бетонної суміші віброхоботом необхідно перевіряти справність і надійність закріплення всіх ланок віброхобота між собою і до страховочного каната.

При укладанні бетону з бадей чи бункера відстань між нижньою крайкою бадді чи бункера і раніше покладеним бетоном чи поверхнею, на яку укладається бетон, повинна бути не більше 1 м, якщо інші відстані не передбачені проектом виконання робіт.

7.2.3 Виконання зварювальних робіт

У процесі повсякденної діяльності необхідно:

- застосовувати в процесі роботи зварювальні апарати, інше обладнання і засоби малої механізації за призначенням, відповідно до інструкцій заводів-виробників;

- не користуватися пристосуваннями, обладнанням поведженню з яким він не навчений і не проінструктований;

У випадках травмування або нездужання необхідно припинити роботу, повідомити про це керівника робіт і звернутися до медичного закладу.

Перед початком виконання газозварювальних робіт працівник зобов'язаний:

- підготувати холодну воду для охолодження пальника (різака), вогнегасники, ящик з піском та інші засоби пожежогасіння;

- переконатися, що поблизу місця зварювальних робіт немає легкозаймистих і горючих матеріалів. Якщо вони є, вимагати, щоб їх прибрали не менш як на 5 м від місця зварювання (різання);

- транспортування балонів з газом проводити тільки на спеціальних візках.

Не кидати балони, не вдаряти один про одного, не братися при підйомі балона за його вентиль. Слідкувати, щоб на штуцері вентиля була заглушка, а на балоні ковпак;

- Включити вентиляцію.

Забороняється:

- працювати несправним інструментом і пристосуваннями або на несправному обладнанні, а також самому виробляти усунення несправностей;

- переносити балони на плечах (одним або двома робочими).

Перед початком виконання електрозварювальних робіт працівник зобов'язаний:

- надіти каску, спецодяг, спецвзуття встановленого зразка;

- отримати завдання на виконання роботи в бригадира або керівника.

Забороняється:

- з'єднувати зварювальні проводи скручуванням;

7.2.4 Виконання земляних робіт

Механізацією робіт з планування дна і укосів котлованів і траншей;

Організацією нагляду за безпекою ведення робіт і станом стійкості бортів виїмок.

Виїмки з укосами. Крутизна укосів виїмок в однорідних грунтах порушеною і непорушеною структури глибиною більше 1,5 м у всіх грунтах (однорідних, неоднорідних, природної вологості, перезволожених) і глибиною менше 1,5 м при розташуванні підошви виїмки нижче рівня ґрунтових вод повинна встановлюватися але розрахунком.

7.2.5 Будівельно-монтажні роботи

Вантажне обладнання і вантажозахватні пристосування перед експлуатацією повинні бути оглянуті і випробувані відповідно відповідного акта. На видному місці повинні бути вивішені типові схеми стропування основних конструкцій. Гаки кранів і вантажозахоплювальних пристроїв повинні бути оснащені запірним пристроєм. Вантажозахватні пристрої повинні бути забезпечені паспортом, мати штамп ВТК і інвентарний номер.

7.2.6 Антикорові роботи

Ізолювальник повинен користуватися спецодягом та засобами індивідуального захисту. Під час виконання робіт в замкнених просторах (закритих апаратах, закритих металевих і залізобетонних резервуарах, колодязях, підвалах, вентиляційних тунелях тощо) з пожежовибухонебезпечними і шкідливими речовинами під час робочої зміни робітникам слід періодично надавати перерви в роботі з виходом з робочої зони, тривалість яких визначається в установленому порядку. Обладнання і оснащення для виконання антикорозійних робіт, контрольно-регулюючі прилади, світлотехнічне і вентиляційне обладнання (далі - виробниче обладнання), електричні приводи і пускорегулююча апаратура повинні бути в вибухобезпечному виконанні.

7.2.7 Монтаж ліній електропередач

Не дозволяється виконувати роботи на неочищеної від снігу, каменів, пнів і т.п. майданчику. Забороняється встановлення опор і монтаж проводів під час грози, дощу, туману, ожеледі, вітру силою більше ніж 6 балів (швидкістю понад 12 м / с). Підйом опор необхідно виконувати підйомними або тяговими механізмами і пристроями. Чи не дозволяється комбінований спосіб встановлення опор. Щоб запобігти відхилення опори, необхідно забезпечити регулювання її положення розтяжками з двох сторін.

7.2.8 Покрівельні роботи

Допуск робітників до виконання покрівельних робіт дозволяється після огляду виконробом чи майстром разом із бригадиром справності несучих конструкцій даху й огорожень.

Розміщати на даху матеріали допускається тільки в місцях, передбачених проектом проведення робіт, із уживанням заходів проти їхнього падіння, у тому числі від впливу вітру.

7.3 Заходи пожежної безпеки

Для запобігання пожежі, працівники повинні дотримуватись правил пожежної безпеки. На будівельних майданчиках і в самій будівлі, повинні бути пожежні крани і пожежні щити, план евакуації. На кожному складі в обов'язковому порядку повинні знаходитися комплектні засоби пожежогасіння. Пісок та землю застосовують для гасіння невеликих вогнищ пожежі, викликаних запаленням різних горючих рідин. Воду використовують для гасіння будівель, але не застосовують для гасіння нафтопродуктів. Вогнегасники застосовують для гасіння легкозаймистих і горючих нафтопродуктів і рідин, ліквідації пожеж на електроустановках.

7.4 Інженерні рішення з охорони праці та техніки безпеки

7.4.1 Розрахунок імпульсного заземлення систем блискавко-захисту

1. Визначаємо нормативний опір заземлення R_z (згідно з вимогами ПУЕ) – 10 Ом або 4 Ом.

2. Обчислюємо питомий опір ґрунту ρ_g , Ом·м, для вертикальних електродів

$$\rho_g = \rho_{вим} \cdot \psi_g = 130 \cdot 1,3 = 169,$$

де ψ_B – розрахунковий коефіцієнт для електродів;

$\rho_{\text{вим}}$ – питомий опір ґрунту, у лабораторних умовах, Ом×м.

3. Визначаємо опір вертикальних електродів R_e , Ом, із круглої сталі

$$R_e = \frac{\rho_e}{2\pi\ell} \left(Ln \frac{2\ell}{d} + 0,5Ln \frac{4t_1 + \ell}{4t_1 - \ell} \right) = \frac{169}{2 \cdot 3,14 \cdot 1,8} \cdot \left(Ln \frac{2 \cdot 1,8}{0,05} + Ln \frac{4 \cdot 1,6 + 1,8}{4 \cdot 1,6 - 1,8} \right) = 73,5,$$

$$R_{eu} = R_{eu} \cdot \lambda_u = 73,5 \cdot 0,6 = 44,1 \text{ Ом},$$

де d – зовнішній діаметр електрода, м;

4. Попередньо встановлюємо необхідну кількість n , шт, паралельно з'єднаних заземлювачів

$$n = \frac{R_e}{R_{\text{з}} \eta_e} = \frac{73,5}{10 \cdot 0,88} = 9,$$

де η_B – коефіцієнт використання заземлювачів.

5. Обчислюємо довжину горизонтального електрода:

– при контурному влаштуванні $\ell_r = a \times n$, $\ell_r = 5,4 \cdot 9 = 48,6$ м;

де a – відстань між електродами, м;

n – прийнята кількість вертикальних електродів, шт.

6. Визначаємо питомий опір ґрунту ρ_a , Ом×м, для горизонтального електрода

$$\rho_z = \rho_{\text{вим}} \psi_z = 130 \cdot 1,2 = 156,$$

де ψ_r – розрахунковий коефіцієнт сезонності для горизонтальних електродів.

7. Установлюємо опір розтіканню струму R_a , Ом, для горизонтального електрода за формулою

$$R_z = \frac{\rho_z}{2\pi\ell_z} \ln \frac{\ell_z^2}{b^2 l_0},$$

де b – ширина штаби, м (для круглої сталі $b = 2d$, де d – діаметр, м).

Тоді

$$R_z = \frac{156}{2 \cdot 3,14 \cdot 27} \ln \frac{27^2}{0,5 \cdot 0,6} = 83,6.$$

$$R_{zu} = R_z \cdot \lambda_u = 83,6 \cdot 0,6 = 50,16$$

8. Загальний опір заземлюючого пристрою R_i , Ом,

$$R_i = \frac{R_{eu} R_{zu}}{R_{eu} + R_{zu} n} \cdot \frac{1}{\eta_e},$$

де η_u – коефіцієнт використання електродів з урахуванням вертикальних електродів.

Тоді одержимо

$$R_i = \frac{44,1 \cdot 50,16}{44,1 + 50,16 \cdot 0,88} \cdot \frac{1}{0,75} = 33,4 ,$$

Розраховане заземлення задовольняє вимоги.

7.4.2 Блискавко-захист будівлі

По карті середньорічна протяжність гроз на території України знаходимо, що частота грозової діяльності в Черкаській області складає 60...80 годин в рік. Звідси за таблицею 2 визначаємо середньо річне число ударів блискавки, припавшої на 1км² території рівне n=7.

Очікуване число попадань у будівлю блискавки на протязі року

$$N = (S + 6h) \cdot (L + 6h) \cdot n \cdot 10^{-6} ,$$

де S – ширина виробничого корпусу, м, S=24;

L – довжина виробничого корпусу, м, L=43;

N – число попадань блискавки, n=7;

H – висота будівлі, м, h_x=11;

$$N = (24 + 6 \cdot 11) \cdot (43 + 6 \cdot 11) \cdot 7 \cdot 10^{-6} = 0,06 .$$

Так як N < 1, приймаємо зону захисту типу Б.

Приймаємо, що висота блискавковідводу h=15 м.

Тоді:

– висота зони конуса захисту, м,

$$h_0 = 0,8 \cdot h = 0,8 \cdot 15 = 12;$$

– радіус зони захисту на висоті захищає об'єкт, м,

$$r_0 = 0,95 \cdot 15 = 14,25 ;$$

– радіус горизонтального перерізу, м,

$$r_x = \frac{r_0(h_0 - h_x)}{h_0} = \frac{14,25(12 - 11)}{12} = 1,18 .$$

Визначившись з координатами будуємо на схемі зону захисту, аналогічна схема на іншій частині будівлі.

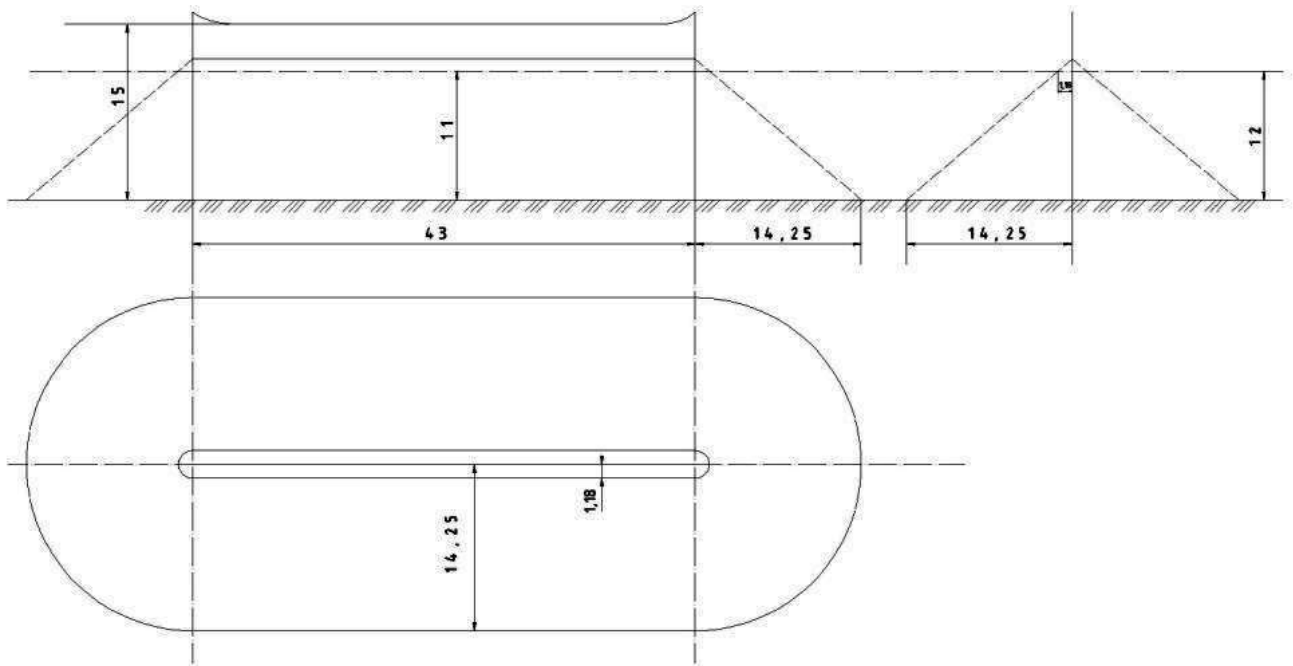


Рис. 7.2 – Стрижневий блискавковідвід для будівлі корпусу

7.5 Безпека в надзвичайних ситуаціях

Згідно ДК 019:2010, **надзвичайна ситуація** це порушення нормальних умов життя та діяльності людей на окремій території чи об'єкті на ній або на водному об'єкті, спричинене аварією, катастрофою, стихійним лихом чи іншою небезпечною подією, зокрема епідемією, епізоотією, епіфітотією, пожежею, що призвело (може призвести) до виникнення великої кількості постраждалих, загрози життю та здоров'ю людей, їх загибелі, значних матеріальних утрат, а також до неможливості проживання населення на території чи об'єкті, ведення там господарської діяльності.

7.6 Організація санітарної обробки населення на випадок надзвичайної ситуації

7.6.1 Санітарна обробка населення та особового складу

На випадок виникнення НС, розроблені заходи щодо використання приміщень фізкультурно-оздоровчого комплексу, для санітарної обробки населення, яке прибуває в Бровари із зон радіаційного, хімічного або біологічного забруднення.

Санітарна обробка – комплекс заходів з ліквідації зараження особового складу формувань і населення радіоактивними і отруйними речовинами або бактеріологічними засобами. Своєчасно і якісно проведена санітарна обробка (знерження поверхні тіла і зовнішніх слизових оболонок, одягу і взуття) значно знижує можливість ураження людей, що знаходяться в зоні зараження і в багатьох випадках попереджують розповсюдження інфекції за межі зони бактеріологічного зараження. Санітарна обробка поділяється на часткову і повну.