

**КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ**

Будівельний факультет

**Кафедра організації та
управління будівництвом**

(повна назва кафедри)

“ЗАТВЕРДЖУЮ”

Завідувач кафедри

Тугай.О.А

«_____»

_____2023р.

Пояснювальна записка

атестаційної роботи

«магістра»

на тему: «Будівництво цеху для ремонту автомобіль адмінпребудовою
в м.Вінниця»

Виконав: студент **VI** курсу, групи
ПЦБ-67Галузь знань: 19 Архітектура
та будівництво»Спеціальність: 192 –
Будівництво та цивільна інженерія
Спеціалізація: «Промислове та
цивільне будівництво»

Дутчак .В.Я

(прізвище та ініціали)

Керівник:

доц. Нестеренко.І.С

(прізвище та ініціали)

Рецензент:

(прізвище та ініціали)

Київ – 2023 року

**КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ**

Факультет: **Будівельний**
Кафедра: _____ Організації та управління будівництвом
Освітній рівень: магістр за освітньо-професійною програмою
Галузь знань: 19 – Архітектура та будівництво
Спеціальність: 192 – Будівництво та цивільна інженерія
Спеціалізація: «Промислове та цивільне будівництво»

ЗАТВЕРДЖУЮ
Завідувач кафедри організація
та управління будівництво
_____ проф. Тугай О.А
„___” _____ 2023 року

**З А В Д А Н Н Я
НА АТЕСТАЦІЙНОЇ РОБОТИ
МАГІСТРА СТУДЕНТУ
Дутчак Василь Ярославович**

(прізвище, ім'я та по батькові студента)

1. Тема роботи _____ **Будівництво цеху для ремонту автомобіль адмінпребудовою в м.Вінниця**

2. Керівник проекту _____ **Нестеренко.Ірина Сергіївна** к.т.н доцент _____.

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

затверджена наказом ректора КНУБА від «05»травень2023 року №885/2

3. Термін подання студентом роботи до захисту 23 червень 2023 року _____

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки за :

Вступ

1. Архітектурно-планувальні рішення
2. Будівельні конструкції
3. Основи і фундаменти
4. Технологія і організації будівництва
охорона праці та навколишнього середовища
5. Науково дослідна частина
6. Економіка будівництва
7. Список літератури

**

6. Календарний план виконання роботи:

Види робіт та їх зміст		Дата виконання
Розділ 1. Архітектурно-планувальні рішення		
Розділ 2. Конструктивні рішення:	2.1. ЗБК/МДК	
	2.2. ОіФ	
Розділ 3. Технологія та організація будівельного виробництва		
Розділ 4. Науково-дослідна частина		
Розділ 5. Економіка будівництва		
Остаточне оформлення роботи		
Перевірка роботи на плагіат		
Попередній захист роботи на кафедрі		
Направлення роботи на рецензування		

7. Консультанти розділів атестаційної випускної роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Перевірів	
		дата	підпис
Розділ 1. АР			
Розділ 2.1. ЗБК/МДК			
Розділ 2.2. ОіФ			
Розділ 3. ТБВ/ОУБ			
Розділ 4. НДЧ			
Розділ 5. ЕБ			

8. Дата видачі завдання _____

* — Зміст розділу може уточнюватися консультантом розділу.

** — Зміст розділу визначає керівник роботи.

Зав. кафедри

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Керівник

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Студент

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Зміст

Вступ

1. Архітектурно-планувальні рішення
 - 1.1 Вихідні данні
 - 1.2 Об'ємно планувальні рішення
 - 1.3 Конструктивні рішення будівлі
2. Будівельні конструкції (залізобетонні)
 - 2.1 Основні вихідні дані.
 - 2.2 Конструювання збірної панелі перекриття.
3. Основи і фундаменти
 - 3.1 Загальна характеристика будівельного майданчика
 - 3.2 Розрахунок фундаменту стаканного типу
4. Технологія і організація будівельного виробництва.
 - 4.1 Область застосування Технологія влаштування колон
 - 4.2 Основні процеси при монтажі колон .
 - 4.3 Розрахунок та підбір стрілового крану
 - 4.4 Трудомісткість
5. Наукова дослідна частина
6. Монтаж трьох шарових стінових панелей.
 - 6.1. Тришарові стінові панелі
 - 6.2 Технологічна карта на влаштування бетонного шару
7. Економіка будівництва
 - 7.1 Локальний кошторис на будівельні роботи
8. Перелік рекомендованої літератури

					<i>АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА</i>	Арк.
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		4

Вступ

Промислове будівництво є однією з найважливіших галузей народного господарства. Від якої залежить ефективність функціонування всієї системи господарювання в країні. Від розвитку будівництва залежить також вихід економіки держави з кризового стану. В Україні треба створити умови для реконструкції таких важливих для економіки народного господарства підприємств, як нафтопереробні та цукрові заводи, підприємства з переробки сільськогосподарської продукції та паливо енергетичного комплексу.

В цьому процесі основним являється архітектурно-будівельне вирішення. При проектуванні промислових будівель особливу увагу потрібно звертати на зниження їх матеріаломісткості, одночасно з підвищенням міцності та надійності конструктивних елементів. Враховуючи це, проектування промислових будівель орієнтується на широке застосування полегшених ефективних конструкцій з азбестоцементу, трубчатих металевих елементів, клеєної деревини, нових форм тонкостінних покриттів на основі легких бетонів та полімербетонів. Перехід підприємств на повний госпрозрахунок і самофінансування, введення договорі підяду на капітальне будівництво та реконструкцію підприємств за правильне вирішення питань будівництва.

Промисловим будівництвом називають галузь будівництва, яка займається створенням основних фондів промисловості. Призначення промислового будівництва – це виконання всього комплексу будівельних і монтажних робіт, які забезпечують введення в дію нових і розширення або реконструкцію (модернізацію) діючих промислових підприємств.

Промислові будівлі повинні задовольняти наступні основні вимоги: бути зручними для розміщення устаткування та ведення технологічного процесу, мати високі експлуатаційні якості, забезпечувати найкращі та безпечні умови праці працюючим, створювати можливість заміни устаткування при впровадженні нової технології, бути економічними при будівництві й експлуатації, мати прості архітектурні форми й привабливий зовнішній вигляд, мати міцність і стійкість, відповідати санітарним і протипожежним вимогам.

Вимоги функціональної доцільності проектного рішення – це максимальна відповідність приміщень будівлі тим функціональним процесам, для яких вона призначена. Будь яка будівля являється матеріально-організованим середовищем перебування людини для здійснення нею різноманітних процесів: побуту, праці, відпочинку.

Вимоги технічної доцільності проектного рішення будівлі – це виконання його конструкцій в повній відповідності із законами опору матеріалів, будівельної механіки, будівельної фізики та хімії.

					<i>АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА</i>	Арк.
						5
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

АРХІТЕКТУРНО-ПЛАНУВАЛЬНІ РІШЕННЯ

Консультант
/Єгорченков В.О. /

						<i>Атестаційна випускна робота</i>	<i>Арк.</i>
<i>Зм.</i>	<i>Кіл.</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ док.</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>		<i>6</i>

1.1. Вихідні дані.

Проектована будівля адміністративно-побутового корпусу розташована в промисловій зоні міста Вінниці.

Клас будівлі сс-2

Прийнята розрахункова температура повітря – $t_p = -20^{\circ}\text{C}$.

Інженерно-геологічні умови - звичайні.

Ступінь вогнестійкості - II

Розрахункове снігове навантаження – 1400 мПа.

Розрахункове вітрове навантаження – 500 мПа.

1.2. Об'ємно - планувальні рішення будівлі

Будівля призначена для побутового обслуговування робітників транспортного підприємства. Об'ємнопланувальне вирішення будівлі залежить від технологічного процесу і відповідає вимогам паспорта типового проекту

Будівля трьохповерхова

Будівля в плані має прямокутну форму з розмірами в осях 24х42,45 м, висотою 10.94м, висотою поверху 3.3 м.

На першому поверсі будівлі знаходяться: венткамери, акумуляторні, оглядові кабінети, технічні приміщення, санвузли.

На другому поверсі знаходяться: буфет, бухгалтерія, кімнати майстрів, чоловічі та жіночі душові, санвузли та інші побутові приміщення, що відповідають вимогам.

Сітка колони 6×6 м, в місці розташування сходової клітки 3×6 м.

При проектуванні передбачені шляхи аварійної евакуації людей з приміщень:

- з верхніх поверхів через сходову клітку до першого поверху,
- з першого поверху – до виходу на подвір'я.

Будівля має 1 сходову клітку.

					<i>АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА</i>	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		7

Техніко-економічні показники будівлі

1. Площа проектованої будівлі - $S = 1018,8 \text{ м}^2$
2. Корисна площа - $S_k = 883,58 \text{ м}^2$
3. Підсобна площа - $S_{п} = 0,15 \times S_k = 132,54 \text{ м}^2$
4. Робоча площа - $S_p = S_k - S_{п} = 751,04 \text{ м}^2$
5. Об'єм будівлі - $V = 8769,68 \text{ м}^3$
6. Розпланувальний коефіцієнт K_1 : $K_1 = \frac{S_p}{S_k} < 1 = 0,849$
7. Об'ємний коефіцієнт K_2 : $K_2 = \frac{V}{S_k} = 9,93$

					<i>АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА</i>	<i>Арк</i>
<i>Змн.</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>		8

Визначення розмірів сходової клітки

Для розрахунку використовуємо такі дані:

- $H_{\text{пов.}} = 3.3$ м.
- Ширина площадки $c = 1,2$ м.
- Ширина маршу $v = 1,2$ м.
- Похил сходів = 1 : 2
- Приймаємо розмір сідця - 150×300 мм.
- Ширина сходової клітки: $B = 2 \times v + 200 = 2 \times 1200 + 200 = 2600$ мм.
- Висота одного маршу: $\frac{H_{\text{пов.}}}{2} = \frac{3300}{2} = 1650$ мм.
- Кількість присідців (m) в одному марші: $m = \frac{1650}{150} = 11$
- Кількість проступів (n) в одному марші: $n = m - 1 = 11 - 1 = 10$
- Довжина горизонтальної проекції маршу дорівнює:

$$a = 300 \times n = 300 \times 10 = 3000 \text{ мм.}$$

- Довжина сходової клітки: $L = a + 2 \times c = 3000 + 2 \times 1300 = 5600$ мм.

Висновок: розміри сходової клітки становлять 5600×2600 мм, що задовольняє проектні розміри 6000×3000 мм. Виконуємо графічну розбивку сходів.

1.3. Конструктивні рішення будівлі

Конструктивна схема будівлі каркасна, з поперечними розташуваннями ригелів.

Прийняті наступні конструктивні вирішення:

Фундаменти - Фундаменти під колони прийняті збірні залізобетонні, старанного типу по серії 1.020, з бетону В30. Глибина стакана – 0,8 м, а глибина закладання фундаментів складає –1,350 м. По фундаментах укладена збірна залізобетонна балка ФБ-6 серії 1.415-1 трапецієвидного перерізу, висотою – 300 мм. По фундаментній балці передбачена гідроізоляція з 2-х шарів руберойду (на позначці - 0,030 м.)

					<i>АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА</i>	Арк
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		9

Колони - збірні залізобетонні, перерізом 300 x 300 мм, по серії 1.020 висотою на один поверх. Прив'язка колон - центральна.

Ригелі - збірні залізобетонні, таврового перерізу, висотою 450 мм, довжиною 3000 мм та 6000 мм по серії 1.020.

Стіни

В зв'язку з тим, що головною вимогою до стін є забезпечення в приміщенні температурно - вологісного режиму відповідно до вимог технологічного процесу, з урахуванням забезпечення комфортних умов праці прийнята конструкція стін – 3-х шарові залізобетонні панелі товщиною 300 мм; висотою 900 мм; 1200 мм; 1500 мм; 1800 мм; довжиною 6000 мм; 3000 мм. Клас бетону для виготовлення панелей В30.

Стінові панелі – прийняті довжиною 3,0м; 6.0 м, висотою 0,9 м; 1,2 м; 1.5 м; 1,8 м

Перекрыття - збірні залізобетонні, з бетону класу В25, круглопорожністі, висотою 220 мм. Для стійкості та жорсткості каркасу передбачено зв'язкові (розпірні) панелі.

					<i>АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА</i>	<i>Арк.</i>
<i>Змн.</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>		<i>10</i>

Покриття - суміщене, невентильоване . Панелі покриття – збірні залізобетонні з круглими порожнинами.

Утеплення покриття складає з наступних шарів :

- Пароізоляція - суцільна, шляхом нанесення на поверхню плити бітумної мастики.
- Утеплювач – мінераловатні плити, товщиною – 90 мм, або керамзитобетон – 100 мм

Специфікація збірних залізобетонних конструкцій наведена в табл.1.

Покрівля - з внутрішнім організованим водовидаленням. Похил покрівлі – 2 %. Покрівля - рулонна на бітумній мастиці по цементній стяжці товщиною 20 мм. Видалення води з даху запроектовано, через водоприймальні воронки, із розрахунку: 1 воронка на 300 м² площі покрівлі.

					<i>АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА</i>	Арк.
						11
<i>Змн.</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>		

Таб.1 Специфікація збірних залізобетонних конструкцій

№ з/п	Назва елемента	Марка елемента	Кільк	Об'єм м ³		Маса т.		Площа м ²		
				Од.	Заг.	Од.	Заг.	Од.	Заг.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
Підземна частина										
1	Фундаменти стаканного типу	ФС 13	22	1,3	28,6	3,2	70,4	-	-	
2	Фундамент и промислов ої частини	1ФМ	2	2,46	4,92	6,15	12,3	-	-	
		2ФМ	2	2,58	5,16	6,45	12,9	-	-	
		3ФМ	3	2,46	7,38	6,15	18,45	-	-	
		4ФМ	10	2,07	20,7	5,18	51,8	-	-	
		5ФМ	5	2,76	13,8	6,9	19,04	-	-	
Всього:			44		80,56		184,89	-	-	
3	Фундаментні балки	ФБ 3	2	0,31	0,62	0,8	1,6	-	-	
		ФБ 6	27	0,62	16,74	1,6	43,2	-	-	
Всього:			29		17,36		44,8	-	-	
Надземна частина										
Адміністративна частина										
Перший поверх										
4	Колони крайньогоряду	КО 3.33	6	0,38	2,28	0,95	5,7	-	-	
	Колони середньогоряду	КД 3.33	11	0,38	4,18	0,97	10,67	-	-	
Всього:			17		6,46		16,37	-	-	
5	Ригелі	РОП 4.56	7	0,94	6,58	2,35	16,45	-	-	
		РДП 4.56	3	1,02	3,06	2,55	4,65	-	-	
		РОП 4.26	2	0,47	0,96	1,05	2,1	-	-	
		РДП 4.26	2	0,51	1,02	1,14	2,28	-	-	
Всього:			14		11,62		25,48	-	-	
6	Плити перекриття	ПРС 60.08	4	0,53	2,12	1,4	5,6	4,8	19,2	
		ПРС 60.15	6	1,05	6,3	2,65	15,9	9	57	
		ПК 60.15	18	1,12	20,16	2,8	50,4	9	162	
Всього:			28		28,58		71,9		238,2	
7	Козирок	КВ 30.15	9	0,68	6,12	1,5	13,5	-	-	
Всього:			9		6,12		13,5	-	-	
8	Сходова марш-	СМП	2	0,95		2,4	4,8	-	-	
АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА									Арк.	
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата						12

	площадка	57.12.17							
Всього:			2		1,9		4,8	-	-
Другий поверх									
9	Колони крайньогоряду	КО 3.33	6	0,38	2,28	0,9	5,4	-	-
	Колони середньогоряду	КД 3.33	11	0,38	4,18	1,1	12,1	-	-
Всього:			17		6,46		17,5		-
10	Ригелі	РОП 4.56	7	0,94	6,58	2,35	16,45	-	-
		РДП 4.56	3	1,02	3,06	2,55	7,65	-	-
		РОП 4.26	2	0,47	0,96	1,05	2,1	-	-
		РДП 4.26	2	0,51	2,02	1,14	2,28	-	-
Всього:			14		12,62		28,48		-
11	Плити перекриття	ПРС 60.08	6	0,53	3,18	1,4	8,4	4,8	
		ПРС 60.15	6	1,05	6,3	2,65	16,8	9	54
		ПК 60.15	18	1,18	21,24	2,8	50,4	9	162
Всього:			30		30,72		75,6		216
Третій поверх									
12	Колони крайньогоряду	КО 3.33	6	0,38	2,28	0,9	5,4	-	-
	Колони середньогоряду	КД 3.33	9	0,38	3,42	1,1	9,9	-	-
Всього:			15		5,7		15,3		-
13	Ригелі	РОП 4.56	8	0,94	7,52	2,35	18,8	-	-
		РДП 4.56	4	1,02	4,08	2,55	10,2	-	-
Всього:			12		11,6		29		-
14	Плити перекриття	ПРС 60.08	4	0,53	2,12	1,4	5,6	4,8	19,2
		ПРС 60.15	6	1,05	6,3	2,65	15,9	9	54
		ПК 60.15	24	1,18	28,32	2,8	67,2	9	216
Всього:			34		36,74		88,7		289,2
Стінові панелі									
15	Цокольні	ПС 60.09.3	6	0,74	4,44	1,98	11,88	5,4	32,4
		ПС 30.09.3	3	0,37	1,11	0,99	2,97	2,7	8,1
	Рядові	ПС 60.15.3	32	2,3	73,6	2,8	89,6	9	288
		ПС 60.18.3	7	2,8	19,6	3,4	23,8	10,8	75,6
		ПС 30.15.3	3	1,15	3,45	1,4	4,12	4,5	13,5
		ПС 30.18.3	6	1,4	8,4	1,7	10,2	5,4	32,4
АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА									
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата					Арк.
									13

	Простінкові	ПС 6.18.3	24	0,15	3,6	0,4	9,6	1,08	25,92
		ПС 12.18.3	23	0,30	6,9	0,8	18,4	2,16	49,68
	Кутові	ПС 46.90.30	4	0,09	0,36	0,23	0,92	0,81	3,24
		ПС 46.150.30	12	0,15	1,8	0,38	4,56	1,35	16,2
		ПС 46.180.30	12	0,18	2,16	0,46	5,52	1,62	19,44

Промислова частина

16	Колони	К 3.33	10	0,38	3,8	0,95	9,5	-	-
	Колони крайньогоряду	ККР 8.4	12	2,58	30,96	6,45	77,4	-	-
	Колони середньогоряду	КСР 8.4	6	3,44	20,64	8,8	52,8	-	-
Всього:			28		55,4		139,7	-	-
17	Козирок	КВ 30.15	5	0,68	3,4	1,5	7,5	-	-
Всього:			5		3,4		7,5	-	-

Покриття промислової частини

18	Балки покриття	БДР 12	12	6,65	7,98	5,7	6,84	-	-
Всього:			12		7,98		6,84	-	-
19	Плити покриття	П1/3*6	40	2,24	89,6	5,6	224	18	720
Всього:			40		89,6		224		720

Стінові панелі

20	Цокольні	ПС 60.12.3	10	0,99	9,9	2,65	26,5	7,2	72
	Рядові	ПС 60.15.3	18	2,3	41,4	2,8	2,8	9	162
		ПС 60.18.3	6	2,8	16,8	3,4	20,4	10,8	64,8
	Простінкові	ПС 6.18.3	8	0,15	1,2	0,4	3,2	1,08	8,64
		ПС 12.18.3	13	0,30	0,39	0,8	2,4	2,16	6,48
		ПС 6.15.3	4	0,13	5,2	0,33	13,2	0,9	3,6
		ПС 12.15.3	6	0,25	1,5	0,67	4,02	1,8	10,8
	Кутові	ПС 46.120.30	2	0,12	0,24	0,31	0,62	1,08	2,16
		ПС 46.150.30	4	0,15	0,6	0,38	1,52	1,35	5,4
		ПС 46.180.30	4	0,18	0,72	0,46	1,84	1,62	6,48

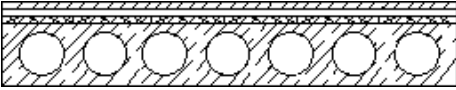
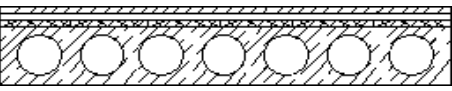
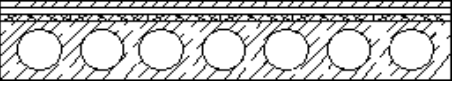
Конструкція перегородок - Проектом передбачено застосування великоблокових гіпсобетонних перегородок товщиною – 80 мм.

Сходи - Сходові клітки в плані мають розміри 6000х3000 мм.

Конструкції сходів – збірні залізобетонні великорозмірні марші з напівплощадками по серії 1.020.

Підлоги - конструкція підлоги наведена в табл.2

Табл.2 Експлікація підлоги

Тип підлоги	Назва приміщення	Схеми підлоги	Конструкції підлоги	Площа м ²
1.	Кабінети, гардероби, адміністративн і приміщення.		1. Паркет на мастиці 20 мм. 2. Цементна стяжка 25 мм. 3. Звукоізоляція 35 мм. 4. 3/6 панель – 220 мм.	833,4
2.	Сан.вузли, душові		1. Кер. плитка 20 мм. 2. Цементна стяжка 25 мм. 3. Звукоізоляція 35 мм. 4. 3/6 панель – 220 мм.	30,6
3.	Робочі приміщення (венткамери, теплові пункти тощо).		1. Бетон В30 2. Цементна стяжка 10 мм. 3. Звукоізоляція 50 мм. 4. 3/6 панель – 220 мм.	720

Віконні і дверні з заповнення- Віконні заповнення проектованої будівлі прийняті метало-пластикові по ДСТУ Б В.2.6-15:2011 та потрійним засклінням, з товщиною скла 4 мм.

Дверні заповнення прийняті дерев'яні (зовнішні двері),(внутрішні двері)
 Специфікація заповнення віконних та дверних прорізів наведена в таб.3

Табл.3 Специфікація заповнення віконних та дверних прорізів

№ з/п	Назва виробу	Марка прорізу	Марка по ДСТУ , серія	Кільк.	Розмір		Площа одного елем. м ²	Загальна площа м ²
					Шир. мм.	Вис. мм.		
Перший поверх								
1	Віконні заповнення	ВК – 1	ВС – 18.18	6	1780	1780	3,24	19,44
		ВК – 2	ВС – 48.18	3	4780	1780	8,64	25,92
		ВК – 3	ВС – 48.48	8	4780	4780	23,04	184,32
Всього:				17				229,68
2	Дверні заповнення	Д – 1	ДН 21.12	8	2080	1180	2,52	20,16
		Д – 2	ДГ 21.12	5	2080	1180	2,52	12,6
		Д – 3	ДГ 21.09	19	2080	880	1,89	35,91
		Д – 4	ДГ 21.7	6	2080	680	1,47	8,82
Всього:				38				77,49
Другий поверх								
3	Віконні заповнення	ВК – 1	ВС – 18.18	8	1780	1780	3,24	25,92
		ВК – 2	ВС – 48.18	1	4780	1780	8,64	8,64
Всього:				9				34,32
4	Дверні заповнення	Д – 3	ДГ 21.09	16	2080	880	1,89	30,24
Всього:				16				30,24
Третій поверх								
3	Віконні заповнення	ВК – 1	ВС – 18.18	18	1780	1780	3,24	58,32
		ВК – 2	ВС – 48.18	1	4780	1780	8,64	8,64
Всього:				19				8,64
4	Дверні заповнення	Д – 3	ДГ 21.09	12	2080	880	1,89	22,68
Всього:				12				22,68
Всього віконних заповнень:				45				272,64
Всього дверних заповнень:				63				130,41

Зовнішнє та внутрішнє опорядження будівлі

Внутрішнє опорядження: стіни затираються і біляться. В санвузлах стіни облицьовуються глазурованою плиткою на висоту 1.5 м. від підлоги. Стеля білиться водоемульсійною фарбою.

В сходових клітках стіни на висоту 0.3 м. від верху маршів та площадок облицьовуються керамічною плиткою, вище – фарбують клейовою фарбою світлого кольору.

Зовнішнє опорядження панелей заводське. Простінкові панелі обробляють штукатурним розчином з наповнювачем.

Інженерне обладнання будівлі

- водопровід - від місцевої мережі;
- каналізація - підключається в зовнішню місцеву мережу;
- водовидалення - внутрішній організований;
- опалення - центральне водне від зовнішнього джерела;
- вентиляція-природна;

					АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА	<i>Лист</i>
<i>Изм.</i>	<i>Лист</i>	<i>№ документа</i>	<i>Подпись</i>	<i>Дата</i>		17

Будівельні констркукції

Консультант
/Клімов.Ю.А./

						АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА	Арк.
Зм.	Кіл.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		18

Збір навантаження на плиту покриття				Таблиця	
Складові навантаження	Характеристичне навантаження кН/м ²	Коеф. над. за експ. значенням навантаження, γ_{fe}	Експлуатаційне навантаження. кН/м ²	Коеф. над. за гран. значенням навантаження, γ_{ft}	
				Граничне розрахункове навантаження, кН/м ²	
<i>Постійне навантаження</i>					
Шар гравію втопленого в бітум $\rho=16\text{кг/м}^2$ (0,016·9,81)	0,157	1	0,157	1,3	0,204
3 шари руберойду $\rho=10\text{кг/м}^2$ (0,01·9,81)	0,098	1	0,098	1,3	0,127
Асфальтна стяжка $t=20\text{мм}$, $\rho=1800\text{кг/м}^3$ (1,8·0,02·9,81)	0,353	1	0,353	1,3	0,459
Утеплювач (пінобетон) $t=100\text{мм}$, $\rho=550\text{кг/м}^3$ (0,55·0,1·9,81)	0,54	1	0,54	1,3	0,702
Пароізоляція	0,05	1	0,05	1,3	0,065
Вага плити	1,82	1	1,82	1,1	2,002
Разом:	-	-	3,018	-	3,559
коефіцієнт надійності за призначенням γ_n	-	-	0,95	-	1,0
Те саме з врахуванням коефіцієнта надійності за призначенням (ДБН В.1.2.-14:2009) для СС1-А	-	$g_e =$	2,867	$g_m =$	3,559
<i>Тимчасове навантаження</i>					
Снігове (Дніпропетровськ)	1,34	1	1,34	1,04	1,39
Зосереджена сила від людини	1,0	1	1,0	1,2	1,2
коефіцієнт надійності за призначенням γ_n	-	-	0,95	-	1,0
Те саме з врахуванням коефіцієнта надійності за призначенням (ДБН В.1.2.-14:2009) для СС1-Б	-	-	2,223	-	2,59

АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА						Арк.
Зм.	Кіл.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата	19

Проектування елементів покриття

Розрахунок ребристої плити покриття

Необхідно запроектувати П-подібну попередньо-напружену плиту з бетону класу С32/40 для умов експлуатації ХС1 (за ДБН В.1.2-2). Напружувана арматура із сталі А800С.

Характеристики матеріалів наведені в таблиці 1.

Бетон С32/40				Арматура напружена А800С		
f_{ck}	f_{cd}	f_{ctk}	E_{cm}	f_{pk}	$f_{p0.1k}$	E_p
29	22	2,1	$36 \cdot 10^3$	840	765	$19 \cdot 10^4$
Ненапружена арматура						
В ребрі				В полиці (в стиснутій зоні)		
	f_{yd}	f_{ywd}		$A's$	f_{yd}	f_{ywd}
А400С	365	285		169,8	365	285

Розрахункове значення опору розтягу напруженої арматури А800С f_{pd} визначаємо за формулою (згідно ДСТУ Б.В.2.6-156):

$$f_{pd} = \frac{f_{p0.1k}}{\gamma_s} = \frac{765}{1.2} = 637.5 \text{ МПа.}$$

де γ_s -коефіцієнт надійності для арматури, приймають згідно до табл.2.1 ДБН В.2.6-98.

$\gamma_s=1,2$ для I групи.

Розрахунок плити панелі

Плита панелі представляє собою багатопролітну однорядну плиту, оточену ребрами.

Середні ділянки зацемлені по чотирьом сторонам, а крайні – зацемлені по трьох сторонах і вільно обперті на торцеві ребра.

Плита панелі армується одною зварною сіткою, яка вкладається посередині її товщини.

Розрахункові прольоти:

- для середніх ділянок — відстань між поперечними ребрами (рис. III.1.)

$$l_{0I}=1700-90=1610\text{мм;}$$

						АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА	Арк.
Зм.	Кіл.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		20

$$l_{02}=3480-2\cdot(15+105)=3240\text{мм};$$

$$l_{02}/l_{01}=3240/1610=2,01<3;$$

- для крайніх ділянок:

$$l_{01}=1585-10-175-90/2=1355\text{мм};$$

$$l_{02}=3240\text{мм};$$

$$l_{02}/l_{01}=3240/1355=2,39<3;$$

Розрахункове постійне навантаження на 1м^2 , $g=3,559\text{ кН/м}^2$;

Розрахункові згинальні моменти визначаємо по двох комбінаціях навантаження. Позначення і розташування моментів, які діють в плиті, показані на рис.

III.2.

А. При дії постійного і тимчасового (снігового) навантаження.

Умова рівноваги:

$$(g+v)\cdot l_{01}^2\cdot(3\cdot l_{02}-l_{01})/12=(2\cdot M_I+M_{I'}+M_{I''})\cdot l_{02}+(2\cdot M_{II}+M_{II'}+M_{II''})\cdot l_{01}$$

Розглянемо спочатку середні ділянки. Приймаємо наступні співвідношення між моментами:

$$M_{II}/M_I=0,4; M_I=M_{I'}=M_{I''}; M_{II}=M_{II'}=M_{II''}=0,4\cdot M_I$$

Тоді умову рівноваги можна записати так:

$$(g+v)\cdot l_{01}^2\cdot(3\cdot l_{02}-l_{01})/12=(4\cdot l_{02}+1,6\cdot l_{01})\cdot M_I$$

Звідси:

$$M_I=[(3,559+1,39)\cdot 1,61^2\cdot(3\cdot 3,240-1,61)]/[12\cdot(4\cdot 3,240+1,6\cdot 1,61)]=0,558\text{ кН}\cdot\text{м/м}$$

Розглянемо крайні ділянки. Приймаємо ті ж самі співвідношення між моментами і враховуємо, що на торцевому ребрі $M_I=0$:

Умову рівноваги можна записати так:

$$(g+v)\cdot l_{01}^2\cdot(3\cdot l_{02}-l_{01})/12=(3\cdot l_{02}+1,6\cdot l_{01})\cdot M_I$$

$$M_I=[(3,559+1,39)\cdot 1,355^2\cdot(3\cdot 3,240-1,355)]/[12\cdot(3\cdot 3,240+1,6\cdot 1,355)]=0,533\text{ кН}\cdot\text{м/м}$$

Б. При дії постійного і тимчасового зосередженого навантаження від ваги робітника з інструментом.

Умова рівноваги:

$$g\cdot l_{01}^2\cdot(3\cdot l_{02}-l_{01})/12+F\cdot l_{01}/2=(2\cdot M_I+M_{I'}+M_{I''})\cdot l_{02}+(2\cdot M_{II}+M_{II'}+M_{II''})\cdot l_{01}$$

						АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА	Арк.
Зм.	Кіл.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		21

Співвідношення між моментами те ж саме, що при комбінації А.

Для середніх прольотів:

$$M_I = [g \cdot l_{01}^2 \cdot (3 \cdot l_{02} - l_{01}) / 12 + F \cdot l_{01} / 2] / [4 \cdot l_{02} + 1,6 \cdot l_{01}] = [3,559 \cdot 1,61^2 \cdot (3 \cdot 3,240 - 1,61) / 12 + 1,2 \cdot 1,61 / 2] / [4 \cdot 3,240 + 1,6 \cdot 1,61] = 0,404 \text{ кН} \cdot \text{м} / \text{м}$$

Для крайніх прольотів:

$$M_I = [g \cdot l_{01}^2 \cdot (3 \cdot l_{02} - l_{01}) / 12 + F \cdot l_{01} / 2] / [4 \cdot l_{02} + 1,6 \cdot l_{01}] = [3,559 \cdot 1,355^2 \cdot (3 \cdot 3,240 - 1,355) / 12 + 1,2 \cdot 1,355 / 2] / [3 \cdot 3,240 + 1,6 \cdot 1,355] = 0,52 \text{ кН} \cdot \text{м} / \text{м}$$

Таким чином, розрахунковою є комбінація А з визначенням арматури за моментами для середніх прольотів. Виходячи з прийнятих співвідношень між моментами, отримаємо:

$$M_I = M_{II} = 0,558 \text{ кН} \cdot \text{м} / \text{м};$$

$$M_2 = M_{II} = M_{II}' = 0,4 \cdot 0,558 = 0,223 \text{ кН} \cdot \text{м} / \text{м}.$$

При підборі перерізів арматури плит припорні моменти, визначені розрахунком, потрібно зменшити:

в перерізах крайніх прольотів і перших проміжних опор на 10%, тобто помножити на коефіцієнт 0,9; в перерізах середніх прольотів на 20%, коефіцієнт 0,8.

Арматура, направлена вздовж панелі покриття.

Мінімальна робоча висота плити при розташуванні арматурної сітки посередині товщини плити і діаметрі 4мм визначається за формулою:

$$d = h/2 - \Phi/2 = 30/2 - 4/2 = 13 \text{ мм}.$$

Граничне значення відносної висоти стиснутої зони бетону:

$$\xi_{lim} = \varepsilon_{cu3} / (\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{s0}) = 0,00264 / (0,00264 + 0,0023) = 0,486$$

Рахуємо величину:

$$\alpha_m = 0,9 \cdot M_I / (f_{cd} b d^2) = 0,9 \cdot 0,558 \cdot 10^6 / (22 \cdot 1000 \cdot 13^2) = 0,135.$$

Звідси при $\alpha_m = 0,135$ відносна висота стиснутої зони $\xi = 0,145 < \xi_{opt} = 0,2$, де $\xi_{opt} = 0,2$ – максимальне значення рекомендованої оптимальної висоти стиснутої зони бетону для плити.

Умова $\xi = 0,145 < \xi_{lim} = 0,486$ також виконується.

						АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА	Арк.
Зм.	Кіл.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		22

При $\alpha_m=0,135$ коефіцієнт $\zeta=0,927$.

Площа перерізу арматури:

$$A_{S1}=M_1/(f_{yd}\zeta d)=0,9\cdot 0,558\cdot 10^6/(435\cdot 0,927\cdot 13)=95,8\text{ мм}^2.$$

Коефіцієнт армування:

$$\rho=A_{S1}/bd=114,17/(1000\cdot 13)=0,0074 > \rho_{\min}=0,0005$$

Приймаємо арматуру $\Phi 4$ B500 з кроком 125, $A_{S1}=101\text{ мм}^2 > 95,8\text{ мм}^2$.

Арматура, направлена впоперек панелі покриття.

Мінімальна робоча висота плити при діаметрі арматури 3мм:

$$d=h/2-\Phi/2=30/2-4/2=13,5\text{ мм.}$$

$$\alpha_m=0,9\cdot M_2/(f_{cd}bd^2)=0,9\cdot 0,223\cdot 10^6/(22\cdot 1000\cdot 13,5^2)=0,05.$$

При $\alpha_m=0,05$ коефіцієнт $\zeta=0,975$.

Площа перерізу арматури:

$$A_{S2}=M_2/(f_{yd}\zeta d)=0,9\cdot 0,223\cdot 10^6/(435\cdot 0,975\cdot 13,5)=35,05\text{ мм}^2.$$

Коефіцієнт армування:

$$\rho=A_{S1}/bd=35,05/(1000\cdot 13,5)=0,0026 > \rho_{\min}=0,0005$$

Приймаємо арматуру $\Phi 3$ B500 з кроком 200, $A_{S2}=35\text{ мм}^2=35,05\text{ мм}^2$.

Для армування плити приймаємо сітку:

C $\Phi 4$ B500-100/3095x5950.
 $\Phi 3$ B500-200

Розрахунок міцності нормальних перерізів поперечного ребра

Розраховуємо середнє поперечне ребро, як найбільш навантажене.

Розрахункові схеми ребра показані на рис. III.3. Трапецієвидна форма епюри пояснюється обпиранням на ребро плит, опертих по контуру.

Розрахунковий проліт прийнятий рівним відстані між повздовжніми ребрами:

$$l_0=l_{02}=3240\text{ мм.}$$

Розрахункове навантаження на ребро складається із навантаження від власної ваги ребра і навантаження на плиту, зібраної з ширини $l_1=1,7\text{ м}$.

Маса 1 м поперечного ребра з врахуванням $\gamma_n=1,0$:

$$g_1=[(0,05+0,09)/2]\cdot(0,15-0,03)\cdot 2,5\cdot 1,1\cdot 9,81\cdot 1=0,227\text{ кН/м.}$$

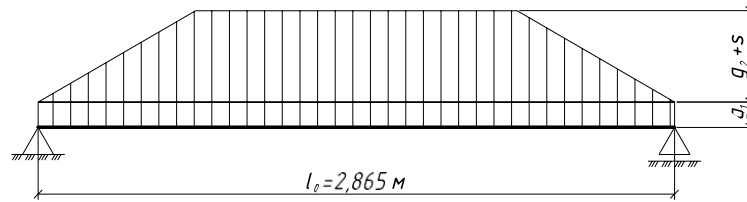
						АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА	Арк.
Зм.	Кіл.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		23

Навантаження від маси плити і покрівлі:

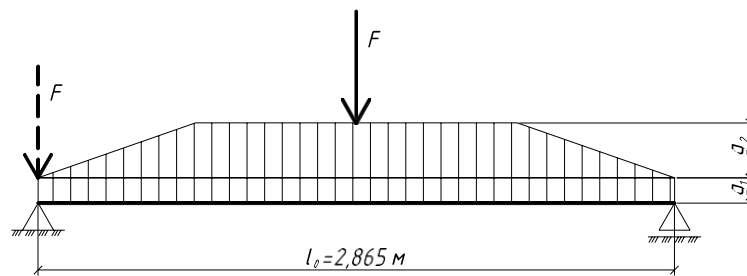
$$g_2 = 3,559 \cdot 1,7 = 6,05 \text{ кН/м.}$$

Розрахункове снігове навантаження:

$$s = 1,35 \cdot 1,7 = 2,363 \text{ кН/м.}$$



а



б

Рис. III.3. Розрахункові схеми поперечного ребра:

а – від постійного і снігового навантаження;

б – від постійного і зосередженого навантаження.

Зусилля від розрахункових постійного і снігового навантаження (рис. III.3.а)

$$M = [(g_1 + g_2 + s) \cdot l_0^2 / 8] - [(g_2 + s) \cdot l_1^2 / 24] = [(0,227 + 6,05 + 2,363) \cdot 3,24^2 / 8] - [(6,05 + 2,363) \cdot 1,7^2 / 24] = 10,32 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q = [(g_1 + g_2 + s) \cdot l_0 / 2] - [(g_2 + s) \cdot l_1 / 4] = [(0,227 + 6,05 + 2,363) \cdot 3,24 / 2] - [(6,05 + 2,363) \cdot 1,7 / 4] = 10,42 \text{ кН.}$$

Зусилля від постійного і зосередженого навантаження (рис. III.3.б)

$$M = [(g_1 + g_2) \cdot l_0^2 / 8] - [g_2 \cdot l_1^2 / 24] + [F \cdot l_0 / 5] = [(0,227 + 6,05) \cdot 3,24^2 / 8] - [6,05 \cdot 1,7^2 / 24] + [1,2 \cdot 3,24 / 5] = 8,29 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

(при визначенні моменту від зосередженого навантаження враховано часткове зацмлення ребра);

$$Q = [(g_1 + g_2) \cdot l_0 / 2] - [g_2 \cdot l_1 / 4] + F = [(0,227 + 6,05) \cdot 3,24 / 2] - [6,05 \cdot 1,7 / 4] + 1,2 = 8,8 \text{ кН}$$

						АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА	Арк.
Зм.	Кіл.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		24

(при визначенні поперечної сили зосереджене навантаження розташовано на опорі).

Таким чином, розрахунковою є комбінація I.

Поперечне ребро $h=150\text{мм}$ працює в стиснутій зоні разом з ділянкою плити товщиною $h_f=30\text{мм}$.

Розрахункова ширина полиці таврового перерізу:

$$b_{\text{eff}} = \sum b_{\text{eff},i} + b_w = 485 + 485 + 90 = 1060\text{мм}$$

$$b_{\text{eff},i} = 0,2 \cdot b_1 + 0,1 \cdot l_0 = 0,2 \cdot 805 + 0,1 \cdot 3240 = 485\text{мм} < 0,2 \cdot l_0 = 0,2 \cdot 3240 = 648\text{мм}$$

Ширину полиці таврового профілю плити приймаємо $b_f=1060\text{мм}$.

Робоча висота ребра з арматурою діаметром 12мм

$$d = h - a = 150 - (15 + 16/2) = 127\text{мм},$$

де 15мм – захисний шар бетону.

Граничне значення відносної висоти стиснутої зони бетону:

$$\zeta_{\text{lim}} = \varepsilon_{\text{cu3}} / (\varepsilon_{\text{cu3}} + \varepsilon_{\text{s0}}) = 0,00264 / (0,00264 + 0,00174) = 0,603;$$

Умова

$$M = 10,32 \cdot 10^6 \text{Н} \cdot \text{мм} < f_{\text{cd}} \cdot b_f \cdot h_f \cdot (d - 0,5 \cdot h_f) = 22 \cdot 1060 \cdot 30 \cdot (127 - 0,5 \cdot 30) = 88,74 \cdot 10^6 \text{Н} \cdot \text{мм};$$

виконується, тобто нейтральна вісь проходить в полиці і розрахунковий переріз – прямокутник шириною $b_f=1060\text{мм}$.

Рахуємо

величину:

$$\alpha_m = M / (f_{\text{cd}} b_f d^2) = 10,32 \cdot 10^6 / (22 \cdot 1060 \cdot 127^2) = 0,027;$$

Звідси при $\alpha_m=0,027$ відносна висота стиснутої зони $\zeta=0,027$.

Умова $\zeta=0,027 < \zeta_{\text{lim}}=0,603$ також виконується.

При $\alpha_m=0,027$ коефіцієнт $\zeta=0,988$.

Площа перерізу арматури:

$$A_{S1} = M / (f_{\text{yd}} \zeta d) = 10,32 \cdot 10^6 / (365 \cdot 0,988 \cdot 127) = 225,33 \text{мм}^2.$$

Коефіцієнт армування при $b=(90+50)/2=70\text{мм}$:

$$\rho = A_{S1} / b d = 225,33 / (70 \cdot 127) = 0,025 > \rho_{\text{min}} = 0,0005;$$

Приймаємо арматуру $\Phi 18 \text{ A400C}$, $A_S=255\text{мм}^2 > 225,33\text{мм}^2$.

Розрахунок похилих перерізів поперечного ребра

						АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА	Арк.
Зм.	Кіл.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		25

Максимальна перерізуюча сила на опорі $V_{Ed}=10,42$ кН, $b_w=90$ мм, $h=150$ мм, $\gamma_c=1,3$

Робоча висота перерізу ребра $d=127$ мм.

$$k=1+\sqrt{200/d}=1+\sqrt{200/127}=2,25>2,0 \text{ приймаємо } k=2,0$$

Процент армування повздожньої арматури:

$$p_I=0,025; \text{ приймаємо } p_I=0,03$$

$$\sigma_{cp}=N_{Ed}/A_c=0, \text{ так як } N_{Ed}=0$$

$$C_{Rd}=0,18/\gamma_c=0,18/1,3=0,138$$

Розрахункова величина опору зсуву бетонного перерізу

$$V_{Rd,c}=(C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot p_I \cdot f_{ck,prism})^{1/3} + k_I \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = (0,138 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,03 \cdot 29)^{1/3} + 0,15 \cdot 0) \cdot 90 \cdot 127 = 12618,72 \text{ Н} = 13,98 \text{ кН}$$

$$V_{Ed}=10,42 < V_{Rd,c}=13,98.$$

Спроможність бетону сприймати зсув:

$$V_{min}=0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck,prism}^{1/2} \cdot b_w \cdot d = 0,035 \cdot 2^{3/2} \cdot 29^{1/2} \cdot 90 \cdot 127 = 6093,4 \text{ Н}$$

$V_{Ed}=10,42 \text{ кН} > V_{min}=6,1 \text{ кН}$; поперечну арматуру підбираємо за розрахунком.

$$z=0,9 \cdot d=0,9 \cdot 127=114,3 \text{ мм}$$

$a_{cw}=1$; так як $N_{Ed}=0$

Коефіцієнт зниження міцності бетону при зсуву

$$v_I=0,6 \cdot (1 - f_{ck,prism}/250) = 0,6 \cdot (1 - 29/250) = 0,53$$

Визначаємо $V_{Rd,max}$ при значенні $\theta=45^\circ$

$$V_{Rd,max(45^\circ)}=a_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_I \cdot f_{cd} / (\text{ctg}\theta + \text{tg}\theta) = 1 \cdot 90 \cdot 114,3 \cdot 0,53 \cdot 22 / (\text{ctg}45^\circ + \text{tg}45^\circ) = 59973,21$$

Н

$$V_{Ed}=10,42 < V_{Rd,max(45^\circ)}=60,0$$

Визначаємо $V_{Rd,max}$ при значенні $\theta=26,6^\circ$

$$V_{Rd,max(26,6^\circ)}=a_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_I \cdot f_{cd} / (\text{ctg}\theta + \text{tg}\theta) = 1 \cdot 90 \cdot 114,3 \cdot 0,53 \cdot 22 / (\text{ctg}26,6^\circ + \text{tg}26,6^\circ) = 48022,43 \text{ Н}$$

$V_{Rd,max(26,6^\circ)}=48,02 > V_{Ed}=10,42$ шукаємо арматуру A_{sw} при куті $\theta=26,6^\circ$; призначаємо діаметр поперечних стержнів $\geq \varnothing_{\text{повзд.см.}}/4=18/4=4,5$ мм; призначаємо $\varnothing_{\text{пер.см.}}=5$ мм, кількість стержнів у перерізі $n=1$, отже площа поперечних стержнів у перерізі $A_{sw}=20$ мм²

						АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА		Арк.
Зм.	Кіл.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата			26

Крок поперечних стержнів:

$$S = A_{sw} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \operatorname{ctg} 26,6^\circ / N_{Ed} = 20 \cdot 114,3 \cdot 300 \cdot \operatorname{ctg} 26,6^\circ / 10420 = 131,43 \text{ мм.}$$

Приймаємо $S = 120$ мм.

Процент армування поперечної арматури:

$$p = A_{sw} / S \cdot b_w = 20 / 120 \cdot 90 = 0,0015$$

Мінімальний процент армування поперечної арматури:

$$p_{min} = (0,08 \cdot \sqrt{f_{cd}}) / f_{yd} = (0,08 \cdot \sqrt{22}) / 435 = 0,00086$$

$$p = 0,0015 > p_{min} = 0,00086$$

						АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА	Арк.
Зм.	Кіл.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		27

Розрахунок міцності нормальних перерізів повздожнього ребра

Розрахункова схема приведена на рис. III.4.

Розрахунковий проліт ребра по осям опор:

$$l_0 = 10,0 - 2 \cdot 0,05 = 9,9 \text{ м,}$$

де 0,05 – відстань осі опори до торця панелі.

Підрахунок навантажень на 1 м панелі зведений в табл. III.1 з врахуванням даних табл. II.1.

Таблиця III.1.

Навантаження	Експлуатаційне навантаження при $\gamma_f=1$, кН/м	Коефіцієнт $\gamma_f > 1$	Граничне розрахункове навантаження при $\gamma_f > 1$, кН/м
<i>Постійне</i>			
Панель покриття з ізоляційним шаром: $3,018(3,559) \cdot 3,5$	10,56		$g_1 = 12,46$
<i>Тимчасове</i>			
Снігове навантаження: $1,34(1,39) \cdot 3,5$	$s_n = 4,69$		$s = 4,87$
Повне навантаження	$g_n = 15,25$		$g = 17,33$

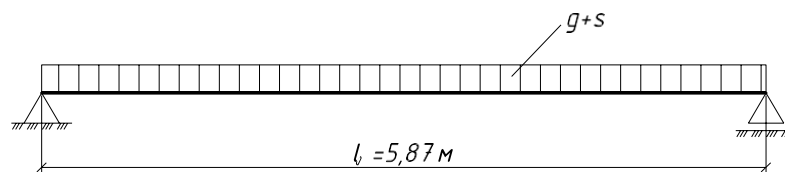


Рис. III.4. Розрахункова схема повздожнього ребра:

Зусилля в повздожніх:

від граничного розрахункового повного навантаження при $\gamma_f > 1$; $\gamma_n = 1,0$:

$$M = g \cdot l_0^2 / 8 = 17,33 \cdot 9,9^2 / 8 = 212,31 \text{ кН} \cdot \text{м;}$$

$$Q = g \cdot l_0 / 2 = 17,33 \cdot 9,9 / 2 = 85,78 \text{ кН;}$$

від експлуатаційного повного навантаження при $\gamma_f = 1$; $\gamma_n = 0,95$:

						АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА	Арк.
Зм.	Кіл.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		28

$$M=0.95 \cdot g_n \cdot l_0^2 / 8 = 0.95 \cdot 15,25 \cdot 9,9^2 / 8 = 177,49 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q=0.95 \cdot g_n \cdot l_0 / 2 = 0.95 \cdot 15,25 \cdot 9,9 / 2 = 71,71 \text{ кН};$$

від постійного навантаження g_n при $\gamma_f = 1$ $\gamma_n = 0.95$:

$$M=g_n \cdot l_0^2 / 8 = 0.95 \cdot 10,56 \cdot 9,9^2 / 8 = 122,9 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q=g_n \cdot l_0 / 2 = 0.95 \cdot 10,56 \cdot 9,9 / 2 = 49,66 \text{ кН};$$

Поперечний переріз панелі зводимо до таврової форми. Робоча висота ребра.

$$d=h-a=350-(20+14/2)=323 \text{ мм.}$$

де 20мм – захисний шар бетону.

Визначаємо b_{eff} :

$$b_{eff,л}=b_{eff,пр}=0,2$$

$$b_{л}+0,1 \cdot 0,85$$

$$l_0=0,2 \times 1620 + 0,1 \times 0,85 \times 9900 = 1165,5 < 0,2 \times 0,85 \times l_0 = 1683$$

$$b_{eff}=b_{eff,л}+b_w+b_{eff,пр}=1165.5+120+1165.5=2451 < 3480 \text{ мм}$$

Приймаємо $b_{eff} = 2451 \text{ мм}$

Перевірка положення нейтральної осі M_f (без врахування A'_s)

$$M_f = b_{eff} \cdot h_f \cdot f_{cd} \cdot (d - 0,5 \cdot h_f) = 2451 \cdot 30 \cdot 22 \cdot (323 - 0,5 \cdot 30) \\ = 498 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} == 498 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Так як $M_f = 498 \text{ кНм} > M = 212,31 \text{ кНм}$, то переріз розраховуємо як прямокутний з шириною стиснутої зони $b = b_{eff} = 2451 \text{ мм}$.

$$\alpha_m = \frac{M}{f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d^2} = \frac{498 \times 10^6}{22 \times 2451 \times 323^2} = 0.0885$$

$$\alpha_m = 0.0885$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0885} = 0,0928,$$

$$\zeta = 1 - 0,5 \cdot 0,0928 = 0,954$$

Необхідна площа напруженої арматури

$$A_p = \frac{M}{f_{pd} \cdot d \cdot \zeta} = \frac{212,31 \cdot 10^6}{637,5 \cdot 280 \cdot 0,982} = 1211,21 \text{ мм}^2$$

Приймаємо 2 Φ 28 зі сталі А800С з $A_p = 1232 \text{ мм}^2$

Коефіцієнт армування

$$\rho = \frac{A_p}{d \cdot b_w} = \frac{1211,21}{323 \cdot 260} = 0,0312$$

$$\rho = 0,0312 > \rho_{min} = 0,0013$$

III.1.5. Геометричні характеристики поперечного перерізу плити

1. Площа бетонного перерізу плити $A_c = 159225 \text{ мм}^2$

						АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА	Арк.
Зм.	Кіл.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		29

2. Площа перерізу всієї поздовжньої арматури

$$\sum A_s = 1232 \text{ мм}^2$$

Так як $0,008A_c = 1273,8 \text{ мм}^2 > \sum A_s = 1232 \text{ мм}^2$

3. $A_{red} = A_c = 159225 \text{ мм}^2$

4. Обчислюємо статичний момент приведенного перерізу відносно нижньої грані плити:

$$S_{red} = 3450 \cdot 30 \cdot (350 - \frac{30}{2}) + 60 \cdot 320 \cdot 150 \cdot 2 = 40432500 \text{ мм}^2$$

5. Відстань від осі, яка проходить через центр тяжіння приведенного перерізу, до нижньої грані плити:

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{40432500}{159225} = 254 \text{ мм}$$

Момент інерції приведенного перерізу відносно цієї ж осі:

$$I_{red} = \frac{3450 \cdot 30^3}{12} + 3450 \cdot 30 \cdot (96 - 15)^2 + 2 \cdot 320 \cdot 60 \cdot (254 - 160)^2 = 1026 \cdot 10^6 \text{ мм}^4$$

Момент опору приведенного перерізу відносно нижньої грані:

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_0} = \frac{1026 \cdot 10^6}{254} = 4039 \cdot 10^3 \text{ мм}^3$$

Те ж, відносно верхньої грані

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{h - y_0} = \frac{1026 \cdot 10^6}{350 - 254} = 10688 \cdot 10^3 \text{ мм}^3$$

Розрахунок похилих перерізів на зріз за поперечною силою

Розрахунок міцності похилих перерізів:

Розрахунок виконуємо за найбільшою поперечною силою: $V_{Ed} = 85,78 \text{ кН}$,
 $a_{cw} = 1,0$

Корисна висота перерізу $d = 350 - 70 = 280 \text{ мм}$;

$$z = 0,9 \times d = 0,9 \times 280 = 252 \text{ мм}$$
$$v_1 = 0,6 \times (1 - \frac{f_{ck,prism}}{250}) = 0,6 \times (1 - \frac{29}{250}) = 0,53;$$

$$V_{Rd,max.45} = a_{cw} \times b_w \times z \times v_1 \times f_{cd} / (\cot 45^\circ + \tan 45^\circ) = 1 \times 120 \times 252 \times 0,53 \times \frac{22}{2} = 176,3 \text{ кН} > V_{Ed} = 85,78 \text{ кН};$$

$$V_{Rd,max.26,6} = a_{cw} \times b_w \times z \times v_1 \times f_{cd} / (\cot 26,6^\circ + \tan 26,6^\circ) = 1 \times 120 \times 252 \times 0,53 \times \frac{22}{2,498} = 141,152 \text{ кН} > V_{Ed} = 85,78 \text{ кН};$$

						АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА	Арк.
Зм.	Кіл.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		30

Задаємося діаметром поперечної арматури та кількістю стержнів в перерізі $\Phi_{sw} \approx \frac{1}{4} \Phi_s = 7, n=2, \Phi 10 A400C; f_{ywd} = 285 \text{ МПа}$

$$A_{sw} = 78 \text{ мм}^2;$$

$$s = \frac{A_{sw} \times z \times f_{ywd} \times \cot 26.6^\circ}{V_{Ed}} = \frac{78 \times 252 \times 285 \times \cot 26.6}{85780} = 130 \text{ мм}$$

$$\approx 12.5 \text{ см}$$

$$p = \frac{A_{sw}}{s \times b_w} = \frac{78}{125 \times 120} = 0.0052 > p_{min} = \frac{(0.08 \times \sqrt{f_{ck.prism}})}{f_{yk}} = \frac{0.08 \times \sqrt{29}}{400} = 0.00108;$$

Приймаємо армування двома стержнями $\Phi 10 A400C$ з кроком 125 мм

						АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА	Арк.
Зм.	Кіл.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		31

Визначення початкових зусиль натягу арматури і рівня обтиску бетону
 Призначаємо величину початкового напруження $\sigma_{p,max} = 600$ МПа із врахуванням наступного:

$$\sigma_{p,max} \leq 0,8 \cdot f_{pk} = 0,8 \cdot 840 = 672 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{p,max} \leq 0,9 \cdot f_{p0,1k} = 0,9 \cdot 765 = 688,5 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{p,min} > 0,3 \cdot f_{p0,1k} = 0,3 \cdot 765 = 229,5 \text{ МПа}$$

$$A_p = 1232 \text{ мм}^2$$

$$P_{max} = \sigma_{p,max} \cdot A_p = (600 \cdot 1232) \cdot 10^{-3} = 739,2 \text{ кН}$$

1. *Визначаємо втрати попереднього напруження*

1.1. *Миттєві (технологічні) втрати*

1.1.1. *Втрати від релаксації напружень в арматурі визначаємо за формулою для арматури класу А600С:*

$$\Delta P_r = (0,1 \cdot \sigma_{p,max} - 20) \cdot A_p = (0,1 \cdot 600 - 20) \cdot 1232 = 49280 \text{ Н} \\ = 49,28 \text{ кН}$$

1.1.2. *Втрати від температурного перепаду при виготовленні збірних конструкцій:*

$$\Delta P_\theta = 0,5 \cdot A_p \cdot E_p \cdot \alpha_c \cdot \Delta T = 0,5 \cdot 1232 \cdot 19 \cdot 10^4 \cdot 1 \cdot 10^{-5} \cdot 65^\circ = \\ 76076 \text{ Н} = 76,1 \text{ кН};$$

$$\Delta T = T_{max} - T_0 = 65^\circ;$$

$\alpha_c = 1 \cdot 10^{-5} \text{ C}^{-1}$ - коефіцієнт лінійного розширення арматури;

1.1.3. *Втрати від деформації сталеві форми при неодноточасному натягу стержнів:*

$$\Delta P_3 = 30 \cdot A_p = 30 \cdot 1232 = 36960 \text{ Н} = 37,0 \text{ кН};$$

1.1.4. *Втрати зусилля в арматурі, викликані пружною (миттєвою) деформацією бетону при натягу на упори, визначаємо за формулою:*

$$\Delta P_{el} = \alpha \cdot p_p \cdot \left(1 + e^2 \frac{A_c}{0p I_c}\right) \cdot P_{0.c} = 5.278 \cdot 7.737 \cdot 10^{-3} (1 + (254 - 70)^2 \cdot \\ \frac{159225}{1026 \cdot 10^6}) \cdot 576,82 = 49,92 \text{ кН};$$

$$p_p = \frac{A_p}{A_c} = \frac{1232}{159225} = 7.737 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{1.9 \cdot 10^5}{36 \cdot 10^3} = 5.278$$

$P_{0.c}$ – зусилля попереднього напруження з врахуванням втрат, реалізованих на момент обтискування бетону.

$$P_{0.c} = P_{max} - \Delta P_r - \Delta P_\theta - \Delta P_3 = 739.2 - 49.28 - 76.1 - 37.0 = 576.82 \text{ кН}$$

						АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА	Арк.
Зм.	Кіл.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		32

Величина початкової сили напруження арматури $P_{m,0}$ на момент часу $t=t_0$, прикладеної до бетону зразу після натягу не повинна перевищувати величини:

$$P_{m,0} = \sigma_{pm0} \cdot A_p \leq 0.75f_{pk} \cdot A_p \text{ або } 0,85f_{p0.1k} \cdot A_p$$

$$P_{m,0} = P_{max} - \Delta P_r - \Delta P_\theta - \Delta P_3 - \Delta P_{el} = 739.2 - 49.28 - 76.1 - 37.0 - 49.92 = 526.9 \text{ кН};$$

$$526,9 \text{ кН} < 0.75 \cdot 840 \cdot 1232 = 776160 \text{ Н} = 776,2 \text{ кН} - \text{умова виконується}$$

$$526,9 \text{ кН} < 0.85 \cdot 765 \cdot 1232 = 801108 \text{ Н} = 801,1 \text{ кН} - \text{умова виконується}$$

1.2. Залежні від часу втрати(експлуатаційні втрати):

1.2.1. Залежні від часу втрати попереднього напруження, викликані повзучістю і усадкою бетону, а також релаксацією напружень в арматурі за формулою:

$$\Delta P_t(t) = \Delta \sigma_{p,c+s+r} \cdot A_p;$$

$$\Delta \sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs}(t, t_0) \cdot E_p + 0.8 \Delta \sigma_{pr} + \alpha \cdot \varphi(t, t_0) \cdot (\sigma_{cp} + \sigma_{cp0})}{1 + \alpha \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot c^2\right) \left[1 + 0.8 \cdot \varphi(t, t_0)\right]}$$

де $\Delta \sigma_{p,c+s+r}$ – втрати попереднього напруження, викликані повзучістю, усадкою та релаксацією в момент часу t ;

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} - \text{очікувані відносні деформації усадки бетону в момент часу } t > 100 \text{ діб};$$

де ε_{cd} – деформація усадки при випаровуванні із бетону вологи, визначаємо за табл. 3.2. без уточнення як $\varepsilon_{cd} = \varepsilon_{cd,0}$, $\varepsilon_{cd} = \varepsilon_{cd,0} = -4,7 \cdot 10^{-4}$ при відносній вологості цеху $RH = 50\%$ для бетону класу $C^{32}/40$;

ε_{ca} – внутрішня частина усадки, яка розвивається в процесі твердіння бетону.

$$\varepsilon_{ca} = \beta_{as} \varepsilon_{ca\infty};$$

$$\text{де } \varepsilon_{ca\infty} = -2.5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \leq 0,$$

$$\beta_{as} = 1 - \exp(-0.2t^{0.5}); \beta = 1 - e^{-0.2 \cdot 100^{0.5}} = 0.865;$$

$$\varepsilon_{ca\infty} = -2.5(40 - 10) \cdot 10^{-6} = -7.5 \cdot 10^{-5};$$

$$\varepsilon_{ca} = 0.865 \cdot (-7.5 \cdot 10^{-5}) = -6.49 \cdot 10^{-5};$$

$$\varepsilon_{cs(100)} = -4.7 \cdot 10^{-4} - 6.49 \cdot 10^{-5} = -5.249 \cdot 10^{-4};$$

$\varphi(t, t_0)$ – коефіцієнт повзучості бетону за період часу від t_0 до $t = 100$ діб, приймаємо згідно таблиці 3.1. при відносній вологості цеху $RH = 50\%$ для бетону класу $C^{32}/40$ як $\varphi(t, t_0) = \varphi(\infty, t_0) = 2,0$;

σ_{cp} – напруження в бетоні на рівні центра ваги напруженої арматури від практично постійної комбінації навантажень і власної ваги (постійні, власна вага, тимчасові довготривалі);

						АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА	Арк.
Зм.	Кіл.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		33

$$\sigma_{cp} = \frac{M_{max} \cdot e_{op}}{I_c} = \frac{212.31 \cdot 10^6 \cdot (254-70)}{1026 \cdot 10^6} = 30.08 \text{ Н/мм}^2;$$

$\sigma_{cp,0}$ – початкові напруження в бетоні на рівні центра ваги напруженої арматури від дії зусилля попереднього обтискування з урахуванням миттєвих втрат;

$$\sigma_{cp,0} = \frac{P_{m,0}}{A_c} + \frac{P_{m,0} \cdot e_{op}^2}{I_c} = \frac{526.9 \cdot 10^3}{159225} + \frac{526.9 \cdot 10^3 \cdot 184^2}{1026 \cdot 10^6} = 20.69 \text{ Н/мм}^2;$$

$\Delta\sigma_{pr}$ – абсолютна зміна напружень в напруженій арматурі в розрахунковому перерізі, викликана релаксацією арматурної сталі. Визначаємо згідно табл. 1.1 та 1.2 в залежності від рівня напружень σ_p/f_{pk} , приймаючи

$\sigma_p = \sigma_{pg0}$; σ_{pg0} – напруження в арматурі, викликані натягом (з врахуванням миттєвих втрат в $t = t_0$) і від дії практичної комбінації навантажень;

$$\sigma_{pg0} = \frac{P_{m,0}}{A_p} + \sigma_{cp} = \frac{526.9 \cdot 10^3}{1232} + 30.08 = 427.68 \text{ Н/мм}^2;$$

для першого релаксаційного класу арматури втрати початкового попереднього напруження складають 1,5%; $\Delta\sigma_{pr} = 0,015 \cdot 600 = 9 \text{ МПа}$

$\alpha_p \cdot \varphi(t, t_0) \cdot (\sigma_{cp} + \sigma_{cp0}) = 5.278 \cdot 2 \cdot (-30.08 + 20.69) < 0$ приймаємо 0

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs}(t, t_0) \cdot E_p + 0.8\Delta\sigma_{pr} + \alpha \cdot \varphi(t, t_0) \cdot (\sigma_{cp} + \sigma_{cp0})}{1 + \alpha \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot c^2\right) \left[1 + 0.8 \cdot \varphi(t, t_0)\right]} =$$

$$= \frac{5.249 \cdot 10^{-4} \cdot 1.9 \cdot 10^5 + 0.8 \cdot 9 + 0}{1 + 5.278 \frac{1232}{159225} \cdot \left(1 + \frac{159225}{1026 \cdot 10^6} \cdot 184^2\right) \cdot (1 + 0.8 \cdot 2)} = 64,26 \text{ Н/мм}^2$$

$$\Delta P_t(t) = 64.26 \cdot 1232 = 79167 \text{ Н} = 79,17 \text{ кН};$$

Середнє значення зусилля попереднього обтискування $P_{m,t}$ в момент часу $t > t_0$ (з урахуванням всіх втрат) не повинно бути більшим, ніж встановленого нормами:

$$P_{m,t} = P_{m,0} - \Delta P_t(t) \leq 0.65 \cdot f_{pk} \cdot A_p;$$

$$526.9 - 79.17 = 447.73 < 0.65 \cdot 840 \cdot 1232 = 672.67 \text{ – умова виконується.}$$

Перевірка тріщиностійкості розтягнутої зони

Момент опору приведенного перерізу для розтягнутої грані рівняється

$$\text{Ядрова відстань } r = \frac{W_{red}}{A_{red}} = \frac{4039 \cdot 10^3}{159225} = 25.37 \text{ мм}$$

Тоді при $\gamma = 1,3$

$$M_{cr} = \gamma \cdot f_{ctm} \cdot W_{red} + P(e_{op} + r)$$

$$= 1.3 \cdot 3.0 \cdot 4.039 \cdot 10^6 + 447.73 \cdot 10^3 \cdot (184 + 25.37) =$$

						АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА	Арк.
Зм.	Кіл.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		34

$$2,5(h - d) = 2,5 \cdot (350 - 280) = 175 \text{ мм}$$

$$\min: h_{c,eff} = \left\{ \begin{array}{l} h/2 = 350/2 = 175 \text{ мм} \\ 2a = 140 \text{ мм} \end{array} \right\} = 140 \text{ мм};$$

Тоді достатність площі розтягнутої арматури в перерізі:

$$157 \cdot 400 + 0,535 \cdot 1232 \cdot 57,59 = 100758,72 \text{ Н} \geq 0,4 \cdot 1,0 \cdot 3,0 \cdot 16800 = 20160 \text{ Н} - \text{ умова виконується.}$$

Розрахункову ширину розкриття тріщин визначаємо за формулою:

$$W_k = S_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

Де $S_{r,max}$ - середня відстань між тріщинами, визначається за формулою:

$$S_{r,max} = 3,4c + 0,425 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{\rho_{p,eff}} = 3,4 \cdot 70 + 0,425 \cdot 0,8 \cdot 0,5 \cdot \frac{236,15 - 0,6 \cdot \frac{3,0}{0,03} \cdot (1 + 5,28 \cdot 0,03)}{0,03} =$$

$$396,67 \text{ мм};$$

$k_1 = 0,8$ - стрижні періодичного профілю;

$k_2 = 0,5$ - згин;

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_{s1} + \xi^2 \cdot A_{p1}}{b \cdot h_{c,eff}} = \frac{157 + 0,535^2 \cdot 1232}{120 \cdot 140} = 0,03;$$

$c = 70 \text{ мм}$ - захисний шар бетону для поздовжньої арматури.

Різницю відносних деформацій арматури і бетону $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ визначаємо як:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} = \frac{236,15 - 0,6 \cdot \frac{3,0}{0,03} \cdot (1 + 5,28 \cdot 0,03)}{19 \cdot 10^4} = 8,77 \cdot 10^{-4};$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{190000}{36000} = 5,28;$$

$k_t = 0,4$ - для довготривалого навантаження; $k_t = 0,6$ - для короткотривалого.

$$\text{Виконуємо перевірку } \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 8,77 \cdot 10^{-4} > 0,6 \cdot \frac{236,15}{190000} = 7,46 \cdot 10^{-4}$$

Умова виконується, тоді розрахункова ширина розкриття тріщин від короткочасної дії повного навантаження рівняється:

$$W_{k1} = S_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 396,67 \cdot 8,77 \cdot 10^{-4} = 0,35$$

При $M_s = 122,9 \text{ кНм}$

$$\sigma_s = \frac{M_s / z - P}{A_{p1} + A_{s1}} = \frac{122,9 \cdot 10^6 / 228,8 - 447730}{1389} = 64,38 \text{ МПа};$$

Різницю відносних деформацій арматури і бетону $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ визначаємо як:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} = \frac{64,38 - 0,6 \cdot \frac{3,0}{0,03} \cdot (1 + 5,28 \cdot 0,03)}{19 \cdot 10^4} = -0,27 \cdot 10^{-4};$$

Розрахункова ширина розкриття тріщин від короткочасної дії постійного навантаження рівняється:

$$W_{k2} = S_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 396,67 \cdot (-0,27 \cdot 10^{-4}) = -0,01 = 0$$

При $M_s = 122,9 \text{ кНм}$

						АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА		Арк.
Зм.	Кіл.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата			36

$$\sigma_s = \frac{M_s / z - P}{A_{p1} + A_{s1}} = \frac{122,9 \cdot 10^6 / 228,8 - 447730}{1389} = 64,38 \text{ МПа};$$

Різницю відносних деформацій арматури і бетону $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ визначаємо як:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} = \frac{64,38 - 0,4 \cdot \frac{3,0}{0,03} (1 + 5,28 \cdot 0,03)}{19 \cdot 10^4} = 0,95 \cdot 10^{-4};$$

Розрахункова ширина розкриття тріщин від довготривалої дії постійного навантаження рівняється:

$$W_{k3} = S_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 396,67 \cdot (0,95 \cdot 10^{-4}) = 0,04$$

$$W_k = W_{k1} - W_{k2} + W_{k3} = 0,35 - 0 + 0,04 = 0,39 \leq W_{k,lim} = 0,4 \text{ мм}$$

Умова виконується, ширина розкриття тріщин знаходиться в межах допустимого.

Прогини

Необхідно перевірити прогин в середині прольоту.

Максимальний граничний прогин в середині прольоту балки складе

$$\alpha_{lim} = \frac{1}{250} l_{eff} = \frac{1}{250} \cdot 9900 = 39,6 \text{ мм}$$

Ефективна (робоча) висота перерізу:

$$d = h - a = 350 - 70 = 280 \text{ мм}; \quad \rho = \frac{A_p}{d \cdot b_w} = \frac{1232}{280 \cdot 120} = 0,037 (3,7\%)$$

Ефективний модуль пружності бетону визначаємо за виразом:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + f(\infty, t_n)}$$

де $f(\infty, t_n)$ - граничне значення коефіцієнту повзучості приймаємо з табл.3.1. для бетону класу C32/40 при відносній вологості навколишнього середовища 50%:

$f(\infty, t_n) = 2,0$, тоді

$$E_{c,eff} = \frac{36000}{1 + 2,0} = 12 \cdot 10^3$$

Визначаємо геометричні характеристики прямокутного перерізу без тріщин:

Приведена площа перерізу при $A_{s2} = 0$ і $\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{2,1 \cdot 10^5}{12 \cdot 10^3} = 17,5$

$$A_1 = b \cdot d + b'_{eff} \cdot h'_f + \alpha_e (A_{s1} + A_{p1}) = 120 \cdot 280 + 2451 \cdot 30 + 17,5 \cdot (157 + 1232) =$$

$$= 131437,5 \text{ мм}^2;$$

Приведений статичний момент опору відносно найбільш стиснутої грані бетону поперечного перерізу:

$$S_1 = 0,5 \cdot b'_{eff} \cdot h_f^2 + b \cdot (h - 30) \cdot 190 + \alpha_e (A_{s1} + A_{p1}) \cdot d = 0,5 \cdot 2451 \cdot 30^2 + 120 \cdot (350 - 30) \cdot 190 + 17,5 \cdot (157 + 1232) \cdot 280 = 15,2 \cdot 10^6 \text{ мм}^3$$

						АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА		Арк.
Зм.	Кіл.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата			37

Відстань від стиснутої грані бетону поперечного перерізу до центра ваги приведенного перерізу елемента x_1

$$x_1 = \frac{S_1}{A_1} = \frac{15,2 \cdot 10^6}{131437,5} = 116 \text{ мм}$$

Момент інерції відносно нейтральної осі перерізу без тріщин $I_{1,red}$ визначаємо як:

$$\begin{aligned} I_1 &= \frac{b'_{eff} \cdot h'_f{}^3}{12} + b'_{eff} \cdot h'_f \cdot (x_1 - 15)^2 + \frac{b \cdot (h - 70)^3}{12} + b \cdot (h - 70) \cdot \\ &\quad (190 - x_1)^2 + \\ &\quad + \alpha_e \cdot (A_{s1} + A_{p1}) \cdot (d - x_1)^2 \\ &= \frac{2451 \cdot 30^3}{12} + 2451 \cdot 30 \cdot (116 - 15)^2 + \frac{120 \cdot (350 - 70)^3}{12} + \\ &\quad + 120 \cdot (350 - 70) \cdot (200 - 116)^2 + 17,5 \cdot 1389 \cdot (280 - 116)^2 \\ &= 1866 \cdot 10^6 \text{ мм}^4 \end{aligned}$$

Для перерізу з тріщиною при використанні дволінійної діаграми деформування висоту стиснутої зони x_{II} шукаємо шляхом порівняння статичних моментів стиснутої і розтягнутої зон перерізу відносно нейтральної осі:

Висота стиснутої зони визначається з рівняння:

$$S_c = \alpha_e \cdot (S_{s1} - S_{s2}),$$

де S_c, S_{s1}, S_{s2} – статичні моменти відповідно площі стиснутої зони бетону, площі розтягнутої і стиснутої арматури відносно нейтральної осі:

При відсутності розрахункової арматури в стиснутій зоні $A_{s2} = 0$

$$\begin{aligned} b'_{eff} \cdot h'_f \cdot (x_{II} - 15) + b \cdot (x_{II} - 70) \cdot \left(\frac{x_{II} - 70}{2} \right) &= \alpha_e \cdot (A_{s1} + A_{p1}) \cdot (d - x_{II}) \\ 2451 \cdot 30 \cdot (x_{II} - 15) + 120 \cdot (x_{II} - 70) \cdot (0,5 \cdot x_{II} - 35) &= 17,5 \cdot 1389 \cdot (280 - \\ x_{II}) &\text{ або} \end{aligned}$$

$$60 \cdot x_{II}^2 + 97837,5 \cdot x_{II} - 7623450 = 0, \text{ а } x_{II} = 74,51 \text{ мм};$$

Момент інерції відносно нейтральної осі перерізу без тріщин $I_{II,red}$ при $x_{II} = 74,51 \text{ мм} > h'_f = 30 \text{ мм}$ і $A_{s2} = 0$:

$$I_{II} = \frac{2451 \cdot 30^3}{12} + 2451 \cdot 30 \cdot (74,51 - 15)^2 + \frac{120 \cdot (74,51 - 70)^3}{12} + 17,5 \cdot 1389 \cdot$$

$$\cdot (280 - 74,51)^2 = 1292 \cdot 10^6 \text{ мм}^4$$

Визначимо кривизну плити від нейтральної дії повного навантаження $M_{\Sigma Ed}$

$$\left(\frac{1}{r} \right)_1 = \frac{M_{\Sigma sd}}{E_{cm} \cdot I_{II}} \cdot \left[1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \cdot \left(1 - \frac{I_{II}}{I_I} \right) \right],$$

Відношення $\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}$ замінюємо на відношення $\frac{M_{cr}}{M_{\Sigma sd}} = \frac{93,76}{177,49} = 0,528$, тоді

						АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА	Арк.
Зм.	Кіл.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		38

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1 = \frac{177,49 \cdot 10^6}{36000 \cdot 1292 \cdot 10^6} \cdot \left[1 - 1 \cdot 1 \cdot (0,528)^2 \cdot \left(1 - \frac{1292 \cdot 10^6}{1866 \cdot 10^6}\right)\right]$$

$$= 3,489 \cdot 10^{-6}$$

де $\beta_1 = 1,0$ - для стрижньової арматури періодичного профілю та $\beta_1 = 0,5$ - для арматури гладкого профілю;

$\beta_2 = 1,0$ - при дії короткотривалого навантаження та $\beta_2 = 0,5$ - при дії довготривалого навантаження.

Визначимо кривизну плити від нетривалої дії тривалого навантаження M_{Ed} :

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{1}{E_{cm}} \cdot \frac{M_{Sd}}{I_{II}} \cdot \left[1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right)^2 \cdot \left(1 - \frac{I_{II}}{I_I}\right)\right],$$

Відношення $\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}$ замінюємо на відношення $\frac{M_{cr}}{M_{Sd}} = \frac{93,76}{122,9} = 0,763$, тоді

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{122,9 \cdot 10^6}{36000 \cdot 1292 \cdot 10^6} \cdot \left[1 - 1 \cdot 1 \cdot (0,763)^2 \cdot \left(1 - \frac{1292 \cdot 10^6}{1866 \cdot 10^6}\right)\right]$$

$$= 1,065 \cdot 10^{-6}$$

Визначимо кривизну плити від тривалої дії тривалого навантаження M_{Ed} :

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{1}{E_{c,eff}} \cdot \frac{M_{Sd}}{I_{II}} \cdot \left[1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right)^2 \cdot \left(1 - \frac{I_{II}}{I_I}\right)\right],$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{122,9 \cdot 10^6}{36000 \cdot 1292 \cdot 10^6} \cdot \left[1 - 1 \cdot 0,5 \cdot (0,763)^2 \cdot \left(1 - \frac{1292 \cdot 10^6}{1866 \cdot 10^6}\right)\right]$$

$$= 1,854 \cdot 10^{-6}$$

Визначимо кривизну плити від тривалої дії сили попереднього напруження:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{P_m \cdot e_{op}}{E_{c,eff} \cdot I_{II}} = \frac{447,73 \cdot 10^3 \cdot 184}{12 \cdot 10^3 \cdot 1292 \cdot 10^6} = 5,314 \cdot 10^{-6}$$

Максимальний прогин в середині прольоту вільно опертої однопролітної плити, завантаженої рівномірно розподіленим навантаженням визначається за формулою:

$$f_{max} = \alpha_k \cdot \left[\left(\frac{1}{r}\right)_1 - \left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_3\right] \cdot l_{eff}^2 - \alpha_p \cdot \left(\frac{1}{r}\right)_4 \cdot l_{eff}^2$$

Де α_k - коефіцієнт, що приймають згідно таблиці 5.5;

$\alpha_p = \frac{p}{8}$ - для напружених стрижнів з прямолінійною віссю;

$\alpha_k = \frac{5}{48}$ - для стрижнів, які відгинаються по параболі.

$$f_{max} = \frac{5}{48} \cdot (3,489 - 1,065 + 1,854) \cdot 10^{-6} \cdot 9900^2 - \frac{1}{8} \cdot 5,314 \cdot 10^{-6} \cdot 9900^2 =$$

$$= 65,42 - 65,1 = 0,32 \text{ мм} < f_{lim} = 39,6 \text{ мм}$$

де $f_{lim} = \frac{1}{250} l_{eff} \cdot 9900 = 39,6 \text{ мм}$ **Розрахунок колони**

						АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА	Арк.
Зм.	Кіл.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		39

Розрахунок надкранової частини колони

Арматуру підбираємо за II комбінацією, так як вона має більший згинальний момент: $M=\pm 300,37\text{кНм}$; $N=1396,24\text{кН}$.

Передбачаємо випадок великих ексцентриситетів, тоді:

$N_{Ed}=\xi_{eff}\cdot d\cdot b\cdot f_{cd}$ - з цього рівняння отримуємо:

$$\xi_{eff}=N_{Ed}/(d\cdot b\cdot f_{cd})=1396,24\cdot 10^3/(550\cdot 500\cdot 19,5)=0,260,$$

$$\xi_{eff,lim}=\varepsilon_{cu3}/(\varepsilon_{cu3}+\varepsilon_{s0})=0,0028/(0,0028+0,0021)=0,571$$

$\xi_{eff}=0,260 < \xi_{eff,lim}=0,571$ - умова $\xi_{eff}\leq \xi_{eff,lim}$ виконується; маємо випадок великих ексцентриситетів і припущення що $\xi_{eff}=0,260$ є вірним.

$$\xi_{eff}=0,260 < 2\cdot a_2/d=181$$

Площу арматури шукаємо з виразу:

$$A_{S1}=A_{S2}=N_{Ed}\cdot e_{S2}/(f_{yd}\cdot (d-a_2))=1396,24\cdot 10^3\cdot 30/(435\cdot (550-50))=188,86\text{ мм}^2.$$

$$\text{де } d=550\text{мм}, a_1=a_2=50\text{мм}, e_{S2}=0,5\cdot h-e-a_1=0,5\cdot 600-220-50=30\text{мм},$$

$$e=M_{Ed}/N_{Ed}=300,37/1396,24=0,22\text{м}=220\text{мм}.$$

Приймаємо по 2 стержні з кожного боку $\Phi 14\text{ A500C}$,

$$A_{S1}+A_{S2}=615\text{мм}^2 > 188,86\cdot 2=377,72\text{ мм}^2.$$

Розрахунок підкранової частини колони

Арматуру підбираємо за IV комбінацією: $M=\pm 793,18\text{кНм}$; $N=2170,53\text{кН}$.

Передбачаємо випадок великих ексцентриситетів, тоді:

$N_{Ed}=\xi_{eff}\cdot d\cdot b\cdot f_{cd}$ - з цього рівняння отримуємо:

$$\xi_{eff}=N_{Ed}/(d\cdot b\cdot f_{cd})=2170,53\cdot 10^3/(750\cdot 500\cdot 19,5)=0,297,$$

$$\xi_{eff,lim}=\varepsilon_{cu3}/(\varepsilon_{cu3}+\varepsilon_{s0})=0,0028/(0,0028+0,0021)=0,571$$

$\xi_{eff}=0,297 < \xi_{eff,lim}=0,571$ - умова $\xi_{eff}\leq \xi_{eff,lim}$ виконується; маємо випадок великих ексцентриситетів і припущення що $\xi_{eff}=0,297$ є вірним.

Площу арматури шукаємо з виразу:

$$A_{S1}=A_{S2}=\{N_{Ed}\cdot [e_{S1}-d\cdot (1-0,5\cdot \xi_{eff})]\}/\{f_{yd}\cdot (d-a_2)\}=\{2170\cdot 53^3\cdot [750-715\cdot (1-0,5\cdot 0,297)]\}/\{435\cdot (750-50)\}=1106,33\text{мм}^2.$$

$$\text{де } d=750\text{мм}, a_1=a_2=50\text{мм}, e_{S1}=0,5\cdot h+e-a_1=0,5\cdot 800+365-50=715\text{мм},$$

$$e=M_{Ed}/N_{Ed}=793,18/2170,53=0,365\text{м}=365\text{мм}.$$

						АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА	Арк.
Зм.	Кіл.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		40

Приймаємо по 4 стержні з кожного боку $\Phi 20 A500C$,

$$A_{S1}+A_{S2}=2514\text{мм}^2 > 1106.33 \cdot 2 = 2212.66 \text{мм}^2.$$

Розрахунок похилих перерізів колони

$$V_{Ed}=59.57\text{кН}, N_{Ed}=2046,5\text{кН}, b_w=500\text{мм}, h=800\text{мм}, \gamma_c=1,3$$

Робоча висота перерізу ребра $d=750\text{мм}$.

$$k=1+\sqrt{200/d}=1+\sqrt{200/750}=1,52 < 2,0 \text{ приймаємо } k=1,52$$

Процент армування повздовжньої арматури:

$$p_1=A_S/A_c=2514/(500 \cdot 800)=0,006; \text{ приймаємо } p_1=0,02$$

$$\sigma_{cp}=N_{Ed}/A_c=2046500/400000=5,12\text{Н/мм}^2=5,12\text{МПа}$$

$$C_{Rd,c}=0,18/\gamma_c=0,18/1,3=0,138$$

Розрахункова величина опору зсуву бетонного перерізу

$$V_{Rd,c}=(C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot p_1 \cdot f_{ck,prism})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = (0,138 \cdot 1,52 \cdot (100 \cdot 0,02 \cdot 25.5)^{1/3} + 1,52 \cdot 5,12) \cdot 500 \cdot 750 = 3210105\text{Н} = 3210,1\text{кН}$$

$$V_{Ed}=59,57 < V_{Rd,c}=3210,1.$$

Спроможність бетону сприймати зсув:

$$V_{min}=0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck,prism}^{1/2} \cdot b_w \cdot d = 0,035 \cdot 1,52^{3/2} \cdot 25.5^{1/2} \cdot 500 \cdot 750 = 124203,8\text{Н} = 124,2\text{кН}$$

$V_{Ed}=59,57\text{кН} < V_{min}=124,2\text{кН}$; поперечну арматуру підбираємо з конструктивних міркувань.

Колону армуємо окремими стержнями, з'єднаних поперечними стержнями.

Поперечні стержні з'єднуються з повздовжніми з кроком не більше $20d=20 \cdot 20=400\text{мм}$ - в підкрановій частині та $20 \cdot 10=200\text{мм}$ - в надкрановій частині. Крок поперечних стержнів повинен бути не більше меншого розміру сторони колони. Приймаємо діаметр поперечних стержнів 8 мм із арматури A500C.

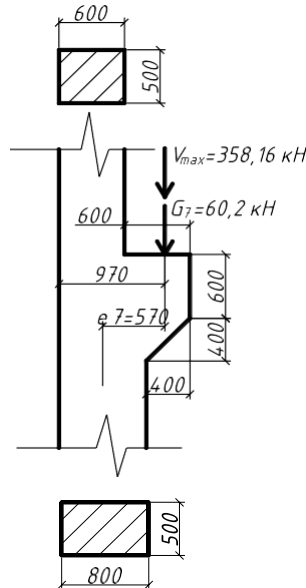
Розрахунок консолі колони

Розміри консолі приймаємо з конструктивних міркувань:

- виліт консолі $l_1=600\text{мм}$;
- висота консолі $h=1000\text{мм}$;
- висота вільного кінця консолі $h'=600\text{мм}$.

Отже $d=1000-50=950\text{мм}$; умова $l_1=600 \leq 0,9 \cdot d=0,9 \cdot 950=855\text{мм}$ виконується і дана консоль може бути віднесена до коротких.

						АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА	Арк.
Зм.	Кіл.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		41



Консоль колони сприймає поперечну силу від ваги підкранової балки та кранового навантаження: $Q=418,36\text{кН}$; розрахунковий момент

$$M=Q \cdot a=418,36 \cdot 0,37=154,79\text{кНм},$$

де $a=600/2+70=370\text{мм}=0,37\text{м}$ - відстань від сили Q до грані колони з врахуванням зазору між підкрановою балкою та колоною 70мм.

Потрібну площу перерізу повздовжньої арматури підбираємо за згинальним моментом M , збільшеному на 25%:

$$\alpha_m=1,25M/(f_{cd}bd^2)=1,25 \cdot 154,79 \cdot 10^6/(19 \cdot 500 \cdot 950^2)=0,025.$$

Звідси при $\alpha_m=0,025$ відносна висота стиснутої зони $\zeta=0,025$.

Умова $\zeta=0,025 < \zeta_{lim}=0,588$ також виконується.

При $\alpha_m=0,025$ коефіцієнт $\zeta=0,987$.

Площа перерізу арматури:

$$A_{S1}=M/(f_{yd}\zeta d)=1,25 \cdot 154,79 \cdot 10^6/(435 \cdot 0,987 \cdot 950)=474,38\text{мм}^2.$$

Приймаємо арматуру 2 Φ 18 A500C, $A_S=509\text{мм}^2 > 474,38\text{мм}^2$.

Розрахунок похилих перерізів консолі колони

$$V_{Ed}=418,36\text{кН}, b_w=500\text{мм}, h=1000\text{мм}, \gamma_c=1,3$$

Робоча висота перерізу ребра $d=950\text{мм}$.

$$k=1+\sqrt{200/d}=1+\sqrt{200/950}=1,46 < 2,0 \text{ приймаємо } k=1,46$$

Процент армування повздовжньої арматури:

$$p_1=A_S/A_c=509/(500 \cdot 1000)=0,001; \text{ приймаємо } p_1=0,02$$

						АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА	Арк.
Зм.	Кіл.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		42

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = 0$$

$$C_{Rd} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,3 = 0,138$$

Розрахункова величина опору зсуву бетонного перерізу

$$V_{Rd,c} = (C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot p_1 \cdot f_{ck,prism})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = (0,138 \cdot 1,46 \cdot (100 \cdot 0,02 \cdot 25,5)^{1/3} + 0,15 \cdot 0) \cdot 500 \cdot 950 = 337864,93 \text{ Н} = 337,86 \text{ кН}$$

$V_{Ed} = 418,36 < V_{Rd,c} = 337,86$; поперечну арматуру підбираємо за розрахунком.

$$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 950 = 855 \text{ мм}$$

$a_{cw} = 1$; так як $N_{Ed} = 0$.

Коефіцієнт зниження міцності бетону при зсуву

$$v_1 = 0,6 \cdot (1 - f_{ck,prism} / 250) = 0,6 \cdot (1 - 25,5 / 250) = 0,55$$

Визначаємо $V_{Rd,max}$ при значенні $\theta = 45^\circ$ та $\alpha = 45^\circ$

$$V_{Rd,max(45^\circ)} = a_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\text{ctg}\theta + \text{ctg}\alpha) / (1 + \text{ctg}^2\theta) = 1 \cdot 500 \cdot 855 \cdot 0,55 \cdot 17 / (\text{ctg}45^\circ + \text{ctg}45^\circ) / (1 + \text{ctg}^245^\circ) = 999281,25 \text{ Н}$$

$V_{Ed} = 418,36 < V_{Rd,max(45^\circ)} = 999281,25$

Визначаємо $V_{Rd,max}$ при значенні $\theta = 21,8^\circ$ та $\alpha = 45^\circ$

$$V_{Rd,max(21,8^\circ)} = a_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\text{ctg}\theta + \text{ctg}\alpha) / (1 + \text{ctg}^2\theta) = 1 \cdot 500 \cdot 855 \cdot 0,55 \cdot 17 / (\text{ctg}21,8^\circ + \text{ctg}45^\circ) / (1 + \text{ctg}^221,8^\circ) = 157494,77 \text{ Н}$$

$V_{Rd,max(21,8^\circ)} = 157,5 < V_{Ed} = 418,36$ шукаємо арматуру A_{sw} при куті $\theta = 31,61^\circ$

($V_{Rd,max(31,61^\circ)} = V_{Ed}$); призначаємо діаметр поперечних стержнів $\geq \varnothing_{\text{но-}}$

$\varnothing_{\text{взд.см.}} / 4 = 18 / 4 = 4,5 \text{ мм}$; призначаємо $\varnothing_{\text{попер.см.}} = 8 \text{ мм A500C}$, кількість стержнів у перерізі $n = 2$, отже площа поперечних стержнів у перерізі $A_{sw} = 101 \text{ мм}^2$

Крок поперечних стержнів:

$$S = A_{sw} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\text{ctg}31,61^\circ + \text{ctg}45^\circ) \cdot \sin45^\circ / V_{Ed} = 101 \cdot 855 \cdot 300 \cdot (\text{ctg}31,61^\circ + \text{ctg}45^\circ) \cdot \sin45^\circ / 418360 = 109,19 \text{ мм.}$$

Приймаємо $S = 100 \text{ мм}$.

Процент армування поперечної арматури:

$$p = A_{sw} / (S \cdot b_w) = 101 / (100 \cdot 500) = 0,002$$

Мінімальний процент армування поперечної арматури:

$$p_{min} = (0,08 \cdot \sqrt{f_{cd}}) / f_{yd} = (0,08 \cdot \sqrt{17}) / 365 = 0,0009$$

$p = 0,002 > p_{min} = 0,0009$

						АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА	Арк.
Зм.	Кіл.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		43

Розрахунок фундаменту

Розрахунок підшви

Площу підшви фундаменту при $\gamma_f=1,2$ знаходимо за $N_{col}=2170,53$ кН.

Визначення розмірів фундаменту:

Задаємо умовами: глибина закладання фундаменту $H=1,5$ м; бетон С16/20; умовний розрахунковий опір ґрунту $R=0,25$ МПа.

Площа і розміри сторін прямокутного фундаменту:

$$A=N_{col}/(R-\gamma_m \cdot H)=1,2 \cdot 2170,53 \cdot 10^3 / (0,25 \cdot 10^6 - 25 \cdot 1,5 \cdot 10^3) = 8,01 \text{ м}^2;$$

де $\gamma_m=25$ кН/м³ - питома вага фундаменту.

Приймаємо розміри підшви фундаменту:

$$L \times B = 3,0 \times 2,7 \text{ м}; A = 8,1 \text{ м}^2 > 8,01 \text{ м}^2.$$

Знаходження розрахункової висоти підшви фундаменту

Висоту фундаменту визначаємо з розрахунку на його продавлювання.

Для зосередженого навантаження результуюча прикладена сила становить:

$$V_{Ed,red} = N_{col} + G_{\phi} - A_{\phi} \cdot p_{max} = 2170,53 + 240,3 - \pi \cdot (4 \cdot d^2 + 1,3 \cdot d + 0,1) \cdot 310,62;$$

де $G_{\phi} = A \cdot H \cdot \gamma_m = 8,01 \cdot 1,5 \cdot 20 = 240,3$ кН - вага фундаменту;

$A_{\phi} = \pi \cdot (h_{col}/2 + 2 \cdot d) \cdot (b_{col}/2 + 2 \cdot d) = \pi \cdot (0,8/2 + 2 \cdot d) \cdot (0,5/2 + 2 \cdot d) = \pi \cdot (4 \cdot d^2 + 1,3 \cdot d + 0,1)$ -
площа зони продавлювання при $\theta=26,6^\circ$ (рис V.1.); d - робоча висота фундаменту;

Перевіряємо середнє напруження на підшві фундаменту:

$$p_m = \sum N/A = [N_{col} + G_f]/A \leq R;$$

Крайові напруження на підшві фундаменту:

$$p_{max} = p_m + \sum M/W_f \leq 1,2 \cdot R; p_{min} = p_m - \sum M/W_f > 0;$$

де $\sum M = M_{Ed} = 793,18$ кНм;

$$W_f = b \cdot l^2 / 6 = 2,7 \cdot 3,0^2 / 6 = 4,05 \text{ м}^3.$$

$$p_m = [2170,53 + 240,3] / 8,1 = 242,95 \text{ кПа}.$$

Умова $p_m = 242,95 \text{ кПа} \leq R = 250 \text{ кПа}$ виконується.

$$p_{max} = 242,95 + 793,18 / 4,05 = 439 \text{ кПа};$$

$p_{min} = 242,95 - 793,18 / 4,05 = 25,1 \text{ кПа} > 0$ - відрив підшви фундаменту не відбувається.

Умова $p_{max} = 439 \text{ кПа} > 1,5 \cdot R = 364,43 \text{ кПа}$ виконується.

						АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА	Арк.
Зм.	Кіл.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		44

V_{Ed} при навантаженні з ексцентриситетом:

$$V_{Ed} = V_{Ed,red} \cdot [1 + k \cdot M_{Ed} \cdot u \cdot W / V_{Ed,red}] / u \cdot d;$$

де $M_{Ed} = 180,78 \text{ кНм}$; $k = 0,66$ - коефіцієнт, що залежить від співвідношення сторін колони c_1 і c_2 визначається у 4.8.3.3 [2]; d - робоча висота фундаменту; W - відповідає розподілу зсуву

$$W = c_1^2/2 + c_1 \cdot c_2 + 4 \cdot c_2 \cdot d + 16 \cdot d^2 + 2 \cdot \pi \cdot d \cdot c_1 = 0,8^2/2 + 0,8 \cdot 0,5 + 4 \cdot 0,5 \cdot d +$$

$+ 16 \cdot d^2 + 2 \cdot \pi \cdot d \cdot 0,8 = 16 \cdot d^2 + 3,6 \cdot \pi \cdot d + 0,72$; $c_1 = 0,8 \text{ м}$ - розмір перерізу колони паралельно ексцентриситету навантаження; $c_2 = 0,5 \text{ м}$ - розмір перерізу колони перпендикулярно до ексцентриситету навантаження; u - периметр зони продавлювання

$$u = 4 \cdot \frac{\pi \cdot (h_{col}/2 + 2 \cdot d) \cdot (b_{col}/2 + 2 \cdot d) + (h_{col}/2 + 2 \cdot d) - (b_{col}/2 + 2 \cdot d)}{(h_{col}/2 + 2 \cdot d) + (b_{col}/2 + 2 \cdot d)}$$

$$u = 4 \cdot \frac{\pi \cdot (0,4 + 2 \cdot d) \cdot (0,25 + 2 \cdot d) + (0,4 + 2 \cdot d) - (0,25 + 2 \cdot d)}{(0,4 + 2 \cdot d) + (0,25 + 2 \cdot d)}$$

$$u = \frac{\pi \cdot (4 \cdot d^2 + 1,3 \cdot d + 0,1) + 0,15}{0,1625 + d}$$

$$V_{Ed} = \left\{ \frac{[1113,6 - \pi \cdot 310,62 \cdot (4 \cdot d^2 + 1,3 \cdot d + 0,1)] \cdot [0,1625 + d]}{\pi \cdot (4 \cdot d^2 + 1,3 \cdot d + 0,1) + 0,15} \right\} \cdot \left\{ 1 + \frac{0,66 \cdot 180,78 \cdot (16 \cdot d^2 + 3,6 \cdot \pi \cdot d + 0,72) \cdot [\pi \cdot (4 \cdot d^2 + 1,3 \cdot d + 0,1) + 0,15]}{[0,1625 + d] \cdot [1113,6 - \pi \cdot 310,62 \cdot (4 \cdot d^2 + 1,3 \cdot d + 0,1)]} \right\}$$

Опір зрізу при продавлюванні:

$$V_{Rd} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot p_i \cdot f_{ck,prism})^{1/3} \cdot 2 \cdot d / a;$$

де $C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,3 = 0,138$; приймаємо $k = 2,0$, $p_i = 0,02$; $f_{ck,prism} = 15 \text{ МПа}$; $a = h_{col}/2 + 2 \cdot d = 0,8/2 + 2 \cdot d = 0,4 + 2 \cdot d$ (рис V.1.).

$$V_{Rd} = 0,138 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,02 \cdot 15)^{1/3} \cdot 2 \cdot d / (0,4 + 2 \cdot d) = 0,858 \cdot d / (0,2 + d).$$

Прирівняємо V_{Ed} до V_{Rd} ($V_{Ed} = V_{Rd}$) і за допомогою програми EXCEL знайдемо d .
 $d = 0,374 \text{ м}$ - приймаємо $d = 400 \text{ мм}$, тоді $h_{\phi} = d + a = 400 + 50 = 450 \text{ мм} < 500 \text{ мм}$ - проектуємо фундамент без сходинок.

Арматуру фундаменту проектуємо, розглядаючи роботу його як консолі

$$P = \frac{N_{col} + G_{\phi}}{A_{\phi}} = \frac{2170,53 + 240,3}{8,1} = 297,63 \text{ кН/м}^2$$

$$c_1 = \frac{a - h_{col}}{2} = \frac{3000 - 1500}{2} = 750 \text{ мм}$$

						АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА	Арк.
Зм.	Кіл.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		45

$$M_1 = P \cdot c_1^2 \cdot 0,5 \cdot 1 = 297,63 \cdot 0,75^2 \cdot 0,5 = 83,7 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$A_{s1} = \frac{M_1}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{83,7 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 400 \cdot 365} = 637 \text{ мм}^2$$

Кількість робочих стержнів приймаємо виходячи з максимально допустимої відстані між ними – 200мм- приймаємо: 16Φ12 A400C крок 200

Розрахунок підколонника

Розрахунок повздовжньої арматури підколонника

Визначаємо ширину та довжину підколонника:

$$b_{cf} = b_c + 2 \cdot 0,075 + 2 \cdot t = 0,5 + 2 \cdot 0,075 + 2 \cdot 0,25 = 1,15 \text{ м} - \text{приймаємо } b_{cf} = 1,2 \text{ м};$$

$$l_{cf} = l_c + 2 \cdot 0,075 + 2 \cdot t = 0,8 + 2 \cdot 0,075 + 2 \cdot 0,25 = 1,45 \text{ м} - \text{приймаємо } l_{cf} = 1,5 \text{ м};$$

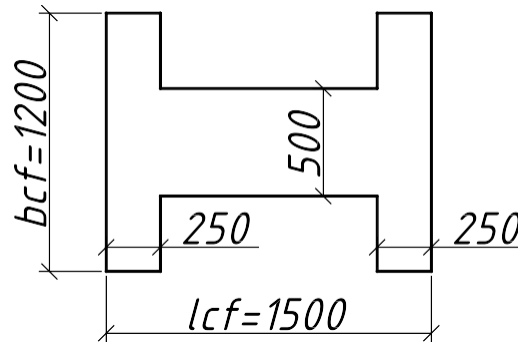
де $t = 0,5 \cdot b_c = 0,5 \cdot 0,5 = 0,25 \text{ м}$.

Висота підколонника:

$$h_{cf} = H - h_\phi = 1,5 - 0,45 = 1,05 \text{ м};$$

де $H = 1,5 \text{ м}$ - висота фундаменту.

Переріз підколонника зводимо до двотаврового



Зведений переріз підколонника

Визначаємо згинальний момент і повздовжню силу за комбінацією зусиль 5:

$$M = M_5 + Q_5 \cdot h_{gl} + G_6 \cdot e_6 = 225,2 + 38,99 \cdot 1,05 + 31,08 \cdot 0,5 = 281,68 \text{ кНм};$$

$$N = N_4 + G_6 + G_{cf} = 2170,5 + 31,08 + 1,2 \cdot 1,5 \cdot 1,05 \cdot 25 \cdot 1,1 = 2253,04 \text{ кН};$$

де G_{cf} - вага підколонника; $h_{gl} = 2 \cdot b_c + 0,05 = 1,05 \text{ м}$ - заглиблення колони в фундамент.

Умова

$$N = 2253,04 \cdot 10^3 \text{ Н} < f_{cd} \cdot b_{cf} \cdot h_{cf} = 11,5 \cdot 1200 \cdot 1500 = 28700 \cdot 10^3 \text{ Н}$$

						АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА	Арк.
Зм.	Кіл.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		46

виконується, тобто нейтральна вісь проходить в полиці і розрахунковий переріз – прямокутник шириною $b_{cf}=1200\text{мм}$, $d=1500-35=1465\text{мм}$.

Передбачаємо випадок великих ексцентриситетів, тоді:

$N_{Ed}=\xi_{eff}\cdot d\cdot b\cdot f_{cd}$ - з цього рівняння отримуємо:

$$\xi_{eff}=N_{Ed}/(d\cdot b\cdot f_{cd})=2253,04\cdot 10^3/(1465\cdot 1200\cdot 11,5)=0,036;$$

$$\xi_{eff,lim}=\varepsilon_{cu3}/(\varepsilon_{cu3}+\varepsilon_{s0})=0,00323/(0,00323+0,00174)=0,65$$

$\xi_{eff}=0,036<\xi_{eff,lim}=0,65$ - умова $\xi_{eff}\leq\xi_{eff,lim}$ виконується; маємо випадок великих ексцентриситетів і припущення що $\xi_{eff}=0,036$ є вірним.

Площу арматури шукаємо з виразу:

$$A_{S1}=A_{S2}=\{N\cdot[e_{S1}-d\cdot(1-0,5\cdot\xi_{eff})]\}/\{f_{yd}\cdot(d-a_2)\}=\{2253,04\cdot 10^3\cdot[1085-1465\cdot(1-0,5\cdot 0,036)]\}/\{365\cdot(1465-35)\}=-128,22\text{мм}^2<0$$

$$\text{де } d=1465\text{мм}, a_1=a_2=35\text{мм}, e_{S1}=0,5\cdot h+e-a_1=0,5\cdot 1500+370-35=1085\text{мм},$$

$$e=M/N=793,18/2170=0,37\text{м}=370\text{мм}.$$

Так як арматура за розрахунком не потрібна то площу її визначаємо за формулою:

$$A_{S1}=A_{S2}=0,0005\cdot b_{cf}\cdot h_{cf}=0,0005\cdot 1200\cdot 1500=900\text{мм}^2.$$

Приймаємо по 3 стержні з кожного боку $\Phi 20$ A400C,

$$A_{S1}+A_{S2}=1885\text{мм}^2>900\cdot 2=1800\text{мм}^2.$$

Розрахунок поперечної арматури підколонника

$$V_{Ed}=59,57\text{кН}, N_{Ed}=2046,5\text{кН}, b_w=1200\text{мм}, h=1500\text{мм}, \gamma_c=1,3$$

Робоча висота перерізу ребра $d=1465\text{мм}$.

$$k=1+\sqrt{200/d}=1+\sqrt{200/1465}=1,4<2,0 \text{ приймаємо } k=1,4$$

Процент армування повздожньої арматури:

$$p_1=A_s/A_c=1885/(1200\cdot 1500)=0,001; \text{ приймаємо } p_1=0,02$$

$$\sigma_{cp}=N_{Ed}/A_c=2046,5\cdot 10^3/1800000=11,4\text{Н/мм}^2=11,4\text{МПа}$$

$$C_{Rd}=0,18/\gamma_c=0,18/1,3=0,138$$

Розрахункова величина опору зсуву бетонного перерізу

$$V_{Rd,c}=(C_{Rd,c}\cdot k\cdot(100\cdot p_1\cdot f_{ck,prism})^{1/3}+k_1\cdot\sigma_{cp})\cdot b_w\cdot d=(0,138\cdot 1,4\cdot(100\cdot 0,02\cdot 15)^{1/3}+0,15\cdot 11,4)\cdot 1200\cdot 1500=1188571,18\text{Н}=1188,57\text{кН}$$

$$V_{Ed}=59,57\text{кН}<V_{Rd,c}=1188,57.$$

						АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА	Арк.
Зм.	Кіл.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		47

Спроможність бетону сприймати зсув:

$$V_{min}=0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck,prism}^{1/2} \cdot b_w \cdot d = 0,035 \cdot 1,4^{3/2} \cdot 15^{1/2} \cdot 1200 \cdot 1500 = 404183,18 \text{ Н} = 404,18 \text{ кН}$$

Н

$V_{Ed} = 59,57 \text{ кН} < V_{min} = 404,18 \text{ кН}$; *поперечну арматуру підбираємо з конструктивних міркувань.*

Фундамент армуємо окремими стержнями, з'єднаних поперечними стержнями. Поперечні стержні з'єднуються з повздовжніми з кроком 200мм. Приймаємо діаметр поперечних стержнів 8мм із арматури А400С.

						АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА	Арк.
Зм.	Кіл.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		48

ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ

Консультант
/_ ПЯТКОВ О.В. /

						АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА	Арк.
							49
Зм.	Кіл.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		

Майданчик під будівництво виробничого цеху з адміністративно-побутовим приміщенням в м.Вінниця Рельєф майданчику рівний з незначним ухилом.

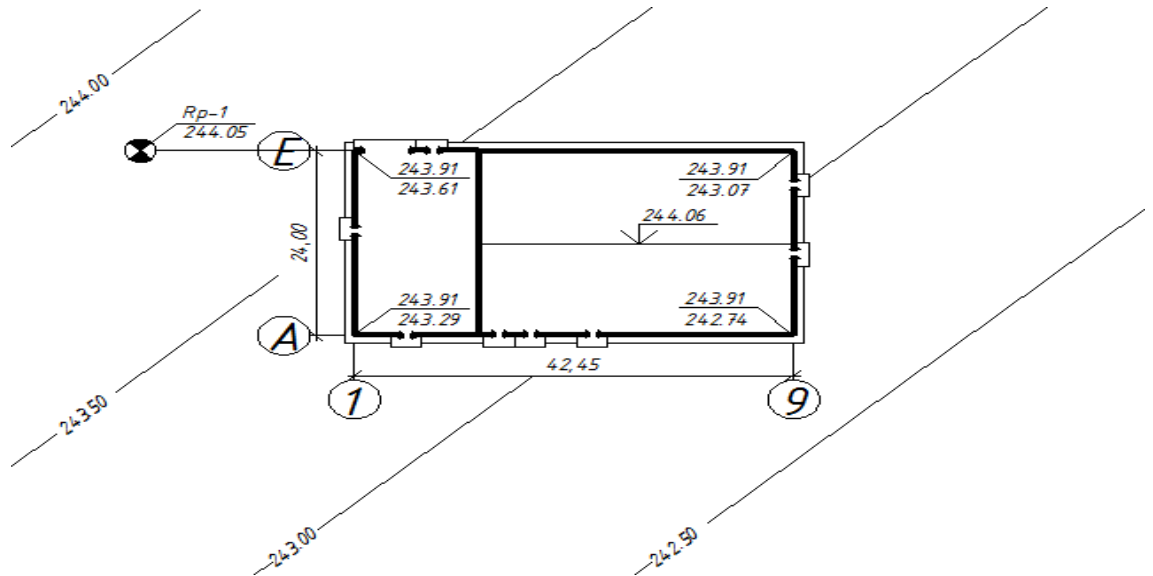
Підземні води в період вишукувань не зустрілися. Матеріал будинку: збірний залізобетон, цегла.

Будівництво відбувається у м.Вінниця . Будівництво проходить у промисловій частині міста.

Вертикальна прив'язка будівлі

Вертикальне розпланування території ділянки для будівництва забезпечує відведення поверхневих вод.

Рельєф ділянки спокійний, розтин горизонталей - 0,5 м. в межах 242.50-244.00. Відмітки даються в метрах, їх підрахунок та генплан виконані в М 1:500 - методом проектних відміток.



					АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		50

1. Визначаємо чорні позначки за формулою:

$$H_{\text{чор.}} = H_{\text{мол.гор.}} + \frac{m}{n} \cdot h(m);$$

де: $H_{\text{мол.гор.}}$ - відмітка молодшої горизонталі в метрах;

m – відстань від молодшої горизонталі до точки в міліметрах;

n - відстань між горизонталями в міліметрах;

h – 0,5м – розтин горизонталей;

$$H_{\text{чор.1}} = 243.50 + \frac{13}{60} \cdot 0.5 = 243.61 \text{ м}$$

$$H_{\text{чор.2}} = 243.00 + \frac{7}{53} \cdot 0.5 = 243.07 \text{ м}$$

$$H_{\text{чор.3}} = 242.50 + \frac{24}{51} \cdot 0.5 = 242.74 \text{ м}$$

$$H_{\text{чор.4}} = 243.00 + \frac{31}{53} \cdot 0.5 = 243.29 \text{ м}$$

2. Визначаємо червоні позначки за формулою:

$$H_{\text{чер.1}} = H_{\text{чор.мак}} + 0.3 = 243.61 + 0.3 = 243.91 \text{ м}$$

Всі червоні відмітки приймаємо однаковими, тобто:

$$H_{\text{чер.1}} = H_{\text{чер.2}} = H_{\text{чер.3}} = H_{\text{чер.4}} = 243.91 \text{ м}$$

3. Визначаємо відмітку рівня підлоги першого поверху $\pm 0,000$

$$H_{\pm 0.000} = H_{\text{чер.}} + 0,15 = 244.06 \text{ м}$$

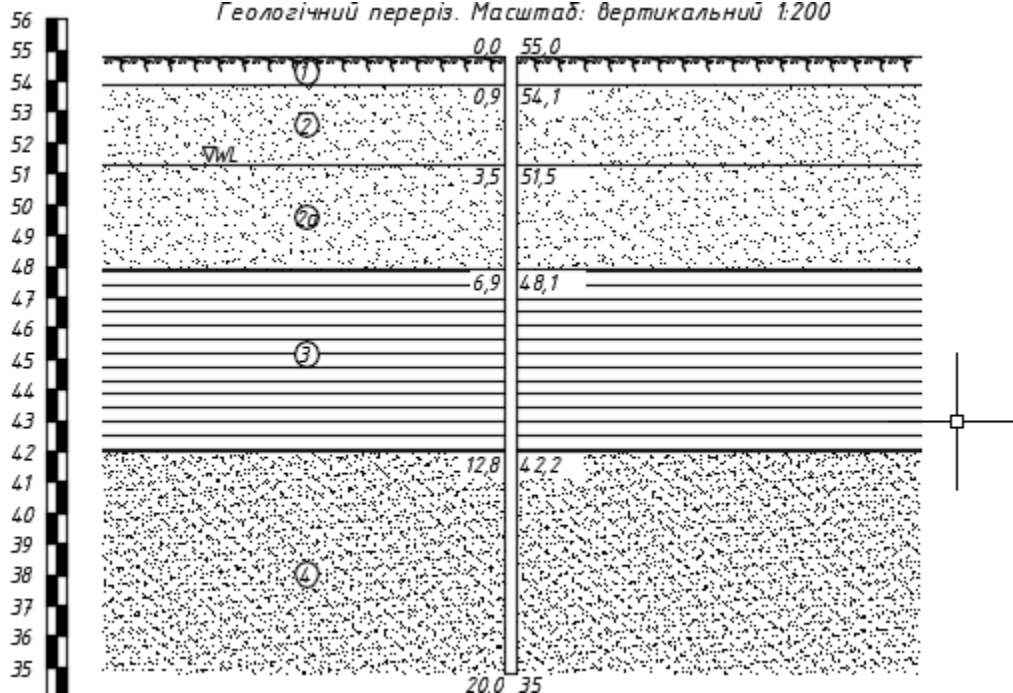
Проектована будівля прив'язана до репера з позначкою $R_p = 244.05 \text{ м}$

Техніко-економічна оцінка забудови

1. Площа ділянки: $S_d = 9043.1 \text{ м}$
2. Площа забудови: $S_z = 1018,8 \text{ м}$
3. Відсоток забудови: $S = \frac{S_z}{S_d} \times 100\% = \frac{1018,8}{9043,1} \times 100\% = 11,3\%$
4. Площа твердого покриття: $S_{\text{тв.п.}} = 4285 \text{ м}$
5. Площа озеленення: $S_{\text{оз}} = 4758.1 \text{ м}$
6. Відсоток озеленення: $P = \frac{S_{\text{оз}}}{S_d} \times 100\% = \frac{4758,1}{9043,1} \times 100\% = 52,6\%$

					АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА	Арк
						51
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Геологічний переріз. Масштаб: вертикальний 1:200



Найменування та номер виробки	СВ.1
Абсолютна познач. гирла, м	55,0

Умовні позначення ґрунтів:

- рослинний шар
- пісок середньої крупності, середньої щільності, неоднордний, малого ступеня водонасичення
- пісок середньої крупності, середньої щільності, неоднордний, насичений водою
- супісок пластичний
- пісок середньої крупності, мілкий, неоднордний, малого ступеня водонасичення

Фундаменти

Фундаменти являються важливим конструктивним елементом будівлі, який сприймає навантаження від наземних його частин та передає його на ґрунти основи. Фундаменти повинні бути: міцні, стійкі, довговічні, індустріальні і економічні.

Відстань від спланованої поверхні землі до рівня підшови називають глибиною закладання фундаменту, яка повинна відповідати глибині закладання шару основ. При цьому необхідно враховувати глибину промерзання ґрунту. Якщо основи складаються з вологого дрібнозернистого ґрунту (піску дрібного чи пілуватого, супіску чи глини), то підшову треба розташовувати не вище рівня промерзання ґрунту.

Глибина закладання фундаментів під внутрішні стіни опалюваних будівель не залежить від глибини промерзання ґрунтів; її приймають не менше 0,5 м від рівня землі, підлоги чи підлоги підвалу.

В ґрунтах що не спучуються (великоуламкових, а також пісках гравіюватих, крупних і середньої крупності) глибина закладання фундаментів також не залежить від глибини промерзання, але вона повинна бути не менше 0,5 м, рахуючи від природного рівня ґрунту при плануванні підсипкою, і від планувальної відмітки при плануванні ділянки зрізанням.

Вартість фундаментів виробничих будівель складає від 12 до 20 % повної вартості будівлі, а затрати праці на їх влаштування становлять 6—8 %.

Тому вибір раціонального типу, форми і належних розмірів фундаментів суттєво впливає на загальну вартість будівлі.

Фундаменти під колони адміністративної частини прийняті збірні залізобетонні, стандартного типу по серії 1.020, з бетону В30. Глибина стакана – 0,8 м, а глибина закладання фундаментів складає –1,350 м. По фундаментах укладена збірна залізобетонна балка ФБ-6 серії 1.415-1 трапецієвидного перерізу, висотою – 300 мм. По фундаментній балці передбачена гідроізоляція з 2-х шарів руберойду (на позначці - 0,030 м.)

Фундаменти під колони промислової частини прийняті монолітні.

Фундаменти під колони прийняті збірні залізобетонні, старанного типу по серії 1.020, з бетону В30. Глибина стакана – 0,8 м, а глибина закладання фундаментів складає –1,350 м. По фундаментах укладена збірна залізобетонна балка ФБ-6 серії 1.415-1 трапецієвидного перерізу, висотою – 300 мм. По фундаментній балці передбачена гідроізоляція з 2-х шарів руберойду (на позначці - 0,030 м.)

					<i>АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА</i>	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		53

Розрахунок фундаменту стаканного типу

Дано:

Бетон В30;

$R_{bt}=1,2$ МПа;

Робоча арматура А400С;

$R_s=365$ МПа;

$d_\phi=1,35$ м;

$R_o=0,24$ МПа;

$N^n=769,97$ кН;

$N=899,59$ кН;

$\rho=20$ кН/м³;

Визначаємо площу підшви фундаменту:

$$A_\phi = \frac{N^n}{R_o} = \frac{769,97}{230} = 3,35 \text{ м}^2$$

$a_\phi = b_\phi = \sqrt{A_\phi} = \sqrt{3,61} = 1,9$ м;

Приймаємо розмір:

$a_\phi = b_\phi = 1,8$ м;

Перевіряємо прийняті розміри:

$$\sigma_{sp} = \frac{N}{a_\phi \cdot b_\phi} = \frac{899,59}{1,8 \cdot 1,8} = 274,65 \text{ кН/м}^2 < 240 \text{ кН/м}^2 ;$$

Умова не виконується, збільшуємо розміри підшви:

$a_\phi = b_\phi = 2,1$ м;

Перевіряємо прийняті розміри:

$$\sigma_{sp} = \frac{N}{a_\phi \cdot b_\phi} = \frac{899,59}{2,1 \cdot 2,1} = 203,98 \text{ кН/м}^2 < 240 \text{ кН/м}^2 ;$$

Розміри фундаменту визначені вірно.

Визначаємо висоту фундаменту із умов продавлення:

$$h_0 = \frac{b_k}{4} + \sqrt{\frac{1}{R_{bt}} \cdot \frac{N}{\rho}} = \frac{0,3}{4} + \sqrt{\frac{1}{1200} \cdot \frac{899,59}{230,98}} = 0,36 \text{ м}$$

$h_1 = h_0 + a = 0,36 + 0,035 = 0,395$ м;

Із умов зароблення колони в фундамент:

$h_2 = 1,5 \cdot h_k + 0,25 = 1,5 \cdot 0,3 + 0,25 = 0,7$ м;

В залежності від діаметра робочої арматури:

$h_3 = 20 \cdot d_k + 0,25 = 20 \cdot 0,012 + 0,25 = 0,53$ м;

Приймаємо висоту фундаменту;

$h_{max} = 0,75$ м, при такій висоті фундамент буде мати 2 сходинки висотою:

$h_1 = 300$ мм; $h_2 = 450$ мм;

Визначаємо робочу висоту фундаменту:

$h_0 = h - a = 75 - 3,5 = 71,5$ см;

Визначаємо максимальний вигинальний момент:

$M_{max} = 0,125 \cdot \sigma_{гр} \cdot (a_\phi - b_k)^2 \cdot b_\phi ;$

$M_{max} = 0,125 \cdot 230,98 \cdot (2,1 - 0,3)^2 \cdot 2,1 = 196,45 \text{ кН} \cdot \text{м};$

					АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		54

**ТЕХНОЛОГІЯ І ОРГАНІЗАЦІЯ
БУДІВНИЦТВА**

Консультант
/_ Нестеренко І.С _/

				<i>АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА</i>		Арк.
						56
<i>Зм.</i>	<i>Кіл.</i>	<i>Арк.</i>	<i>№док.</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>	

Область застосування

Дані технологічні карта розроблена на комплексний процес монтажу надземної частини будівлі в літній період часу, в дві зміни.

Передбачений наступний склад робіт: монтаж колон, , монтаж ригелів .

У процесі виконання робіт використовуються різні будівельні машини.

При цьому умовно приймається, що підземні конструкції вже зведені, підземні комунікації покладені, майданчик спланована.

Об'ємно-планувальне вирішення та конструктивна схема будівлі

При проектуванні виробничих будівель слід враховувати їх специфіку, що викликає деякі особливості проектних рішень.

Так, необхідно прагнути до зменшення площі зовнішніх огорожувальних конструкцій виробничих будівель; їх поверховість слід приймати за результатами порівняння техніко-економічних показників варіантів конструктивних і архітектурних рішень, а також варіантів розміщення технологічного обладнання; також слід прагнути до об'єднання в одному об'ємі будівлі приміщень різних виробництв (в межах єдиної галузі), а також адміністративно-побутових, підсобних і складських приміщень.

Об'ємно-розпланувальне вирішення будівлі залежить від технологічного процесу і відповідає вимогам паспорта типового проекту. Будівля має пряму форму в плані з розмірами в осях 24х42.45 м, висотою 10.94м, висотою поверху 3.3 м, підвал відсутній.

Будівля трьохповерхова, конструктивна схема будівлі каркасна, з поперечними розташуваннями ригелів. Сітка колони 6×6 м, в місці розташування сходової клітки 3×6 м.

При проектуванні передбачені шляхи аварійної евакуації людей з приміщень:

з верхніх поверхів через сходову клітку до першого поверху,

з першого поверху – до виходу на подвір'я.

Будівля має 1 сходову клітку.

					<i>АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА</i>	<i>Арк.</i>
<i>Змн.</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>		57

Техніко-економічні показники будівлі

Площа проектованої будівлі - $S = 1018,8 \text{ м}^2$

Корисна площа - $S_k = 883,58 \text{ м}^2$

Підсобна площа - $S_{\text{п}} = 0,15 \times S_k = 132,54 \text{ м}^2$

Робоча площа - $S_r = S_k - S_{\text{п}} = 751,04 \text{ м}^2$

Об'єм будівлі - $V = 8769,68 \text{ м}^3$

Розпланувальний коефіцієнт K_1 : $K_1 = \frac{S_r}{S_k} < 1 = 0,849$

Об'ємний коефіцієнт K_2 : $K_2 = \frac{V}{S_k} = 9,93$

					<i>АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА</i>	<i>Арк.</i>
<i>Змн.</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>		58

Технологія влаштування колон

Колони монтують з допомогою групових або індивідуальних кондукторів і захватних пристосувань.

Колони першого поверху встановлюють в стакани фундаментів у такій послідовності. За даними геодезичної перевірки виконаних робіт наносять ризики осей колон на верхні межі фундаментів. Осьові ризики намічають також на підготовлених до монтажу колонах. Підливають (при необхідності) бетоном дно склянки фундаменту до проектної позначки. Стропують, піднімають і встановлюють колону, поєднуючи на вазі нанесені на неї ризики з осьовими ризиками на фундаментах. Вивіряють і тимчасово закріплюють колону при допомогою кондуктора і переносних домкратів. Расстроповують колону і після встановлення у такій же послідовності ряду колон остаточно перевіряють їх положення, замонолічують колони в склянках бетонною сумішшю.

Для підйому колон застосовують фрикційні захвати, універсальні стропи, напівавтоматичні й інші захоплення.

При установці колони на фундамент (стакан) до расстроповки перевіряють стан колони з настановним ризиків і по вертикалі, потім тимчасово закріплюють її і лише після цього знімають стропи з колони. До замонолічування колони в склянці фундаменту її остаточно вирівнюють: переконаються в тому, що колона встановлена строго вертикально, а нанесені на встановлювану колону ризики співпадають з ризиками на поверхні фундаменту.

Способи тимчасового закріплення колони залежать від її типу, маси і довжини.

Тимчасове кріплення колон висотою до 8-10 м, встановлюються в стакани фундаментів, виробляють в основному дерев'яними, рідше сталевими або залізобетонними клинами. З кожної сторони у зазор між колоною і стінкою склянки фундаменту ставлять по одному клину. Забивають дерев'яні або сталеві клини металевої кувалдою.

					<i>АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА</i>	<i>Арк.</i>
<i>Змн.</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>		59

Після забивання клин повинен бути вище обрізу склянки фундаменту на 12 см, щоб легше було виймати його після остаточної закладення колони в склянці бетоном.

Для тимчасового закріплення і вивіряння по осях колон, встановлюються у фундаменті стаканного типу, рекомендується застосовувати також інвентарні жорсткі кондуктори.

Колони висотою понад 10 м і масою понад 6 т, наприклад двох-триповерхові колони каркасних будівель, крім тимчасового закріплення в склянці фундаменту з допомогою клинів або кондуктора, додатково розкріплюють жорсткими підкосами чи гнучкими зв'язками-розчалками до фундаментів сусідніх колон або до переносним якорів.

Вказівки по технології виробництва робіт монтаж колон

Допочатку монтажу колон повинна бути виконаний нульовий цикл робіт і складена виконавча схема монтажу фундаменту .

Монтаж колон одноповерхового промислового будівлі ведеться диференційованим методом в поздовжньому напрямку .

Монтаж колон ведеться окремим потоком. Розкладка колон проводиться у місця їх установки по ходу виробництва робіт . Колони розкладаються всередині монтируемого прольоту , вони монтуються ланкою в складі 5 монтажників (5р.-1, 4р.-1, 3р.-2, 2р.-1).

Підготовчі процеси при монтажі колон :

- огляд колони , очищення її від бруду , напливів бетону , (монтажники 3-го, 2-го розряду);

- зрізка монтажних петель бензорізом ;

- перевірка геометричних розмірів колони і нанесення осьових рисок;

- підготовка склянки фундаменту (очищення стакан

від бруду , перевірка наявності осьових рисок і відміток дна склянки)

(монтажники 4-го, 5-го розрядів);

					<i>АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА</i>	<i>Арк.</i>
<i>Змн.</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>		60

Основні процеси при монтажі колон :

1. Стропування і підйом колон ;
2. Встановлення в стакан і тимчасове закріплення колон ;
3. Постійне закріплення колон .

Монтажники 3-го і 2-го розрядів здійснюють строповку колони , а монтажники 4-го, 5-го і розрядів встановлюють колону в стакан фундаменту .

Колону опускають в стакан фундаменту і раскрепляют з суміщенням осевих рисок.

Тимчасове закріплення колони в склянці фундаменту забезпечується з допомогою клинових вкладишів .

Виконується дистанційна расстроповка колони . Постійне закріплення колони здійснюють шляхом закладення стику колони зі склянкою фундаменту . Колону звільняють від тимчасових кріплень після досягнення бетоном стику 70% проектної міцності .

Вимоги до якості і приймання робіт

Для забезпечення високої якості будівельної продукції всі роботи необхідно контролювати в відповідно з вимогами

Приймання змонтованих конструкцій виконується в наступному порядку

Проміжна перевірка прихованих робіт ;

- Приймання змонтованих конструкцій всього споруди або його частини під виробництво наступних будівельно-монтажних робіт ;

- Остаточна приймання змонтованих конструкцій при здачі об'єкта в експлуатацію .

Проміжною приймання прихованих робіт підлягають : фундаменти і інші місця обпирання конструкцій , різні бетоновані і закладаються заставні деталі ; інші роботи .

					<i>АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА</i>	Арк
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		61

Приймання прихованих робіт ,
а також монтованих конструкцій для ведення подальших будівельно-монтажних робіт , проводиться за актами, складеними представниками замовника , будівельної та монтажної організації .

При прийманні монтажних робіт необхідно перевіряти правильність установки конструкцій , якості виконання робіт , збереження конструкцій і їх обробку .

Приймання будівельної організацією і замовником змонтованих конструкцій всього споруди або окремих його просторово жорстких секцій виконується після остаточного закріплення конструкцій в відповідно до проекту.

При проведенні випробувань навантаженням , в тому числі гідравлічної , повинні бути прийняті заходи безпеки , а працівники , які беруть участь в випробуваннях , повинні пройти спеціальний інструктаж .

2. При прийманні закінчених бетонних і залізобетонних конструкцій або частин споруд слід перевіряти :

- відповідність конструкцій робочим кресленням ;
- якість бетону по міцності , а

в необхідних випадках по морозостійкості , водонепроникності і іншим показникам , зазначеним у проекті;

- якість застосовуваних у конструкції матеріалів , напівфабрикатів і виробів .

Установка колон :

1. Проектне положення колон слід вивіряти по двом взаємно перпендикулярним напрямкам ;

2. Низ колон слід вивіряти , поєднуючи ризики, що позначають їх геометричні осі в нижньому перетині , з ризиками розбивочних осей;

					<i>АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА</i>	Арк
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		62

Спосіб обпирання колон на дно

склянки повинен забезпечувати закріплення низу колони від горизонтального переміщення на період до замоноличивання вузла .

3. Застосування непередбачених проектом прокладок в стиках колон для вирівнювання висотних відміток і приведення їх у вертикальне положення без узгодження з проектною організацією НЕ допускається ;

4. Орієнтири для вивірки верху і низу колон повинні бути вказані в ППР.

					<i>АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА</i>	<i>Арк</i>
<i>Змн.</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>		63

Табл.6 Специфікація збірних залізобетонних елементів

№ з/п	Назва елемента	Марка елемент	Кільк.	Об'єм, м ³		Маса, т.		Площа, м ²	
				Од.	Заг.	Од.	Заг.	Од.	Заг.
п		у	Адміністративна						
частина									
Перший поверх									
	Колони крайн. ряду	КО 3.33	7	0,38	2,66	0,95	6,65	-	-
	Колони серед. ряду	КД 3.33	10	0,38	3,8	0,97	9,7	-	-
Всього:			17		6,46		16,37	-	-
	Ригелі	РОП 4.56	7	0,94	6,58	2,35	16,45	-	-
		РДП 4.56	3	1,02	3,06	2,55	4,65	-	-
		РОП 4.26	2	0,47	0,96	1,05	2,1	-	-
		РДП 4.26	2	0,51	1,02	1,14	2,28	-	-
Всього:			14		11,62		25,48	-	-

Другий поверх									
	Колони крайн. ряду	КО 3.33	6	0,38	2,28	0,9	5,4	-	-
	Колони серед. ряду	КД 3.33	11	0,38	4,18	1,1	12,1	-	-
Всього:			17		6,46		17,5	-	-
	Ригелі	РОП 4.56	7	0,94	6,58	2,35	16,45	-	-
		РДП 4.56	3	1,02	3,06	2,55	7,65	-	-
		РОП 4.26	2	0,47	0,96	1,05	2,1	-	-
		РДП 4.26	2	0,51	2,02	1,14	2,28	-	-
Всього:			14		12,62		28,48	-	-

Третій поверх									
	Колони крайн. ряду	КО 3.33	6	0,38	2,28	0,9	5,4	-	-
	Колони серед. ряду	КД 3.33	9	0,38	3,42	1,1	9,9	-	-
Всього:			15		5,7		15,3		-
	Ригелі	РОП 4.56	8	0,94	7,52	2,35	18,8	-	-
		РДП 4.56	4	1,02	4,08	2,55	10,2	-	-
Всього:			12		11,6		29	-	-

Промислова частина									
	Колони	К 3.33	10	0,38	3,8	0,95	9,5	-	-
	Колони крайн. ряду	ККР 8.4	12	2,58	30,96	6,45	77,4	-	-
	Колони серед. ряду	КСР 8.4	6	3,44	20,64	8,8	52,8	-	-
Всього:			28		55,4		139,7	-	-

Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата

АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА

Арк

65

Розрахунок автомобільного транспорту.

1) Продуктивність транспортної одиниці:

$$q = \frac{P \cdot T \cdot K_2}{t_{\text{заг.}} + t_{\text{розв.}} + \vartheta}$$

P - вантажопід'ємність одиниці (приймаємо 10 т.)

T - час роботи в зміну (7 годин)

K_2 - 1

$t_{\text{заг.}}$ - 0,23

$t_{\text{розв.}}$ - 0,23

l - відстань від об'єкта до заводу (12 км)

ϑ - швидкість транспортної одиниці (25 км/год)

2) Кількість транспортної одиниці:

$$n = \frac{Q}{q \cdot t \cdot K_1}$$

Q - кількість матеріалів чи конструкцій (т)

t - час укладання конструкцій в тіло будівлі (дні)

K_1 - 1

3) Час завезення:

$$t = \frac{Q}{q \cdot n \cdot K_1}$$

Розрахунок:

Продуктивність транспортної одиниці:

$$q = \frac{10 \cdot 7 \cdot 1}{0,23 + 0,23 + \frac{2 \cdot 12}{25}} = 49,3$$

Фундаменти стаканного типу.

$$n = \frac{70,4}{49,3 \cdot 1} = 1 \text{ машина} \quad t = \frac{70,4}{49,3 \cdot 1} = 1 \text{ день}$$

Фундаментні балки.

$$n = \frac{44,8}{49,3 \cdot 1} = 1 \text{ машина} \quad t = \frac{44,8}{49,3 \cdot 1} = 1 \text{ день}$$

					<i>АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА</i>	Арк
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		67

Колони і ригеля першого поверху

$$n = \frac{41.85}{49.3 \cdot 3 \cdot 1} = 1 \text{ машина} \quad t = \frac{41.85}{49.3 \cdot 1 \cdot 1} = 1 \text{ день}$$

Колони і ригеля другого поверху

$$n = \frac{45.98}{49.3 \cdot 3 \cdot 1} = 1 \text{ машина} \quad t = \frac{45.98}{49.3 \cdot 1 \cdot 1} = 1 \text{ день}$$

Колони і ригеля третього поверху

$$n = \frac{44.3}{49.3 \cdot 3 \cdot 1} = 1 \text{ машина} \quad t = \frac{44.3}{49.3 \cdot 1 \cdot 1} = 1 \text{ день}$$

Колони промислової частини

$$n = \frac{139.7}{49.3 \cdot 4 \cdot 1} = 1 \text{ машина} \quad t = \frac{139.7}{49.3 \cdot 1 \cdot 1} = 3 \text{ дні}$$

Плити перекриття першого поверху

$$n = \frac{71.9}{49.3 \cdot 2 \cdot 1} = 1 \text{ машина} \quad t = \frac{71.9}{49.3 \cdot 1 \cdot 1} = 1 \text{ день}$$

Плити перекриття другого поверху

$$n = \frac{75.6}{49.3 \cdot 2 \cdot 1} = 1 \text{ машина} \quad t = \frac{75.6}{49.3 \cdot 1 \cdot 1} = 2 \text{ дні}$$

Плити перекриття третього поверху

$$n = \frac{88.7}{49.3 \cdot 2 \cdot 1} = 1 \text{ машина} \quad t = \frac{88.7}{49.3 \cdot 1 \cdot 1} = 2 \text{ дні}$$

Плити покриття

$$n = \frac{88.7}{49.3 \cdot 2 \cdot 1} = 1 \text{ машина} \quad t = \frac{88.7}{49.3 \cdot 1 \cdot 1} = 2 \text{ дні}$$

					<i>АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА</i>	<i>Арк</i>
<i>Змн.</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>		68

Табл.7 Трудомісткість																									
№ з/п	Види робіт	Таблиця:	Об'єм робіт		Затрати праці			Затрати машин			Матеріали														
			Один. вим	Кільк	По нормі на один.	На весь об'єм		По нормі на маш. год	На весь об'єм		один	загал	один	загал	один	загал	один	загал	один	загал	один	загал	один	загал	
						люд. год	люд. змін		маш. год	маш. м.															
Підземна частина																									
1	Зрізання рослинного шару бульдозером	1-24-1	1000м ²	0,55				16,73	9,20	1,2															
2	Вертикальне планування майданчику	1-30-1	1000м ²	2,75				0,6	1,65	0,2															
3	Розробка ґрунту в ямах і траншеях	1-13-4	1000м ³	0,865				65,79	56,91	7,1															
4	Ручне доопрацювання ґрунту	1-164-1	100м ³	0,605	261,8	158,39	19,8																		
5	Укладання фундаментів під колони при глибині до 4 м і масі конструкцій до 3,5 т	7-1-6	100шт	0,22	278,4	61,248	7,7	77,14	16,97	2,1															
6	Укладання монолітних залізобетонних фундаментів загального призначення об'ємом до 5 м ³	6-3-4	100м ³	0,52	587,2	305,37	38,2	77,14	40,11	5,0															
7	Укладання балок фундаментних довжиною до 6 м	7-1-15	100шт	0,28	543,7	152,25	19,0	35,38	9,90	1,2			0,42	0,12			3,10	0,87							
8	Влаштування горизонтальної гідроізоляції	8-4-3	100м ²	0,504	22,59	11,385	1,4					220,0	110,8		0,02	0,01									
9	Зворотня засипка	1-27-2	1000м ³	0,583				11,75	6,85	0,9															
Надземна частина																									
I поверх																									
Адміністративно-побутова частина																									
10	Установлення колон при глибині закладання до 0,7 м																								
	маса колон до 1т	7-5-1	100шт	0,17	600,3	102,05	12,8	81,35	13,83	1,7							6,60	1,12							
11	Укладання ригелів масою до 5 т	7-3-1	100шт	0,14	527,8	73,892	9,2	87,44	12,24	1,5							1,73	0,24							
12	Установлення маршів-площадок т більше 1 т	7-47-6	100шт	0,02	558,2	11,165	1,4	111,63	2,233	0,3			1,66	0,03											
13	Установлення перегородок гіпсобетонних																								

Наукова дослідна частина
«Монтаж трьох шарових стінових панелей
з метою покращення енергоефективності»

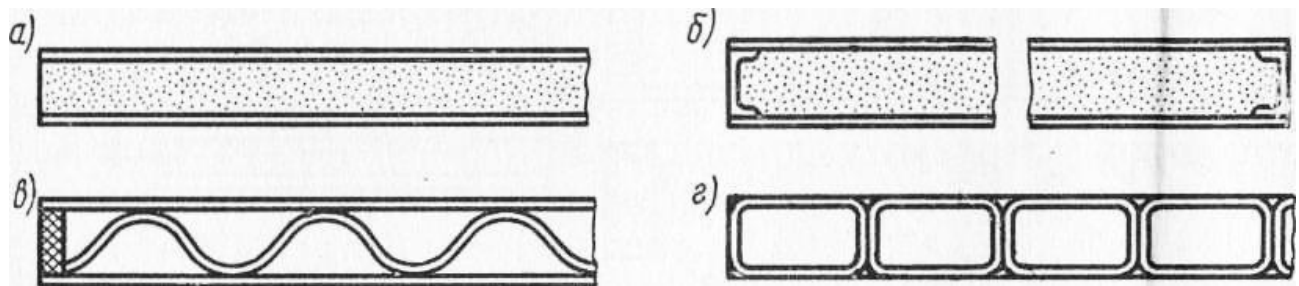
Консультант

/ Нестеренко.І.С /

Розробив	Марини В.І.			<i>Атестаційна випускна робота</i>		Арк.
Кервник	Постернак М.					74
Зм.	Кіл.	Арк.	№док.	Підпис	Дата	

ТРИШАРОВІ ПАНЕЛІ

Тришарові панелі являють собою плоскі або просторові конструкції, що складаються з легкого тепло-звуко-вibroізоляційного матеріалу, обклеєного з обох сторін міцними, жорсткими і стійкими до різних впливів обшивками. Можливість монолітного з'єднання обшивок з середнім шаром і часткова передача на цей шар діючих навантажень з одночасним виконанням ним ізоляційних функцій ставлять тришарові панелі в число найбільш ефективних огорожуючих і несучих конструкцій. Головною перевагою панелей є їх невелика маса - 40-70 кг /м² що дозволяє значно знизити навантаження на несучі конструкції (ферми, колони, фундаменти), зменшити витрати на транспорт і монтаж. Застосування панелей підвищує індустріальність будівництва, так як вони можуть проводитися з максимальною заводською готовністю.



Мал. 1. Тришарова панель:

а - без обрамлення; б - з обрамленням; в - з хвилястим світлопрозорим заго-
штителем; г - з коробчатих елементів

Панелі класифікують за призначенням (для стін, покриттів), по світлопропускній здатності (світлопроникні і глухі), за технологічними властивостями (неутеплені і утеплені). Основне призначення тришарових панелей - покриття по несучих конструкціях, підвісні перекриття і вертикальні огорожі будівель.

Як обшивок застосовують тонколистовою алюміній (сплави), захищену від корозії сталь, склопластики, фанеру, деревні плити, азбестоцемент.

					АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА	Арк
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		75

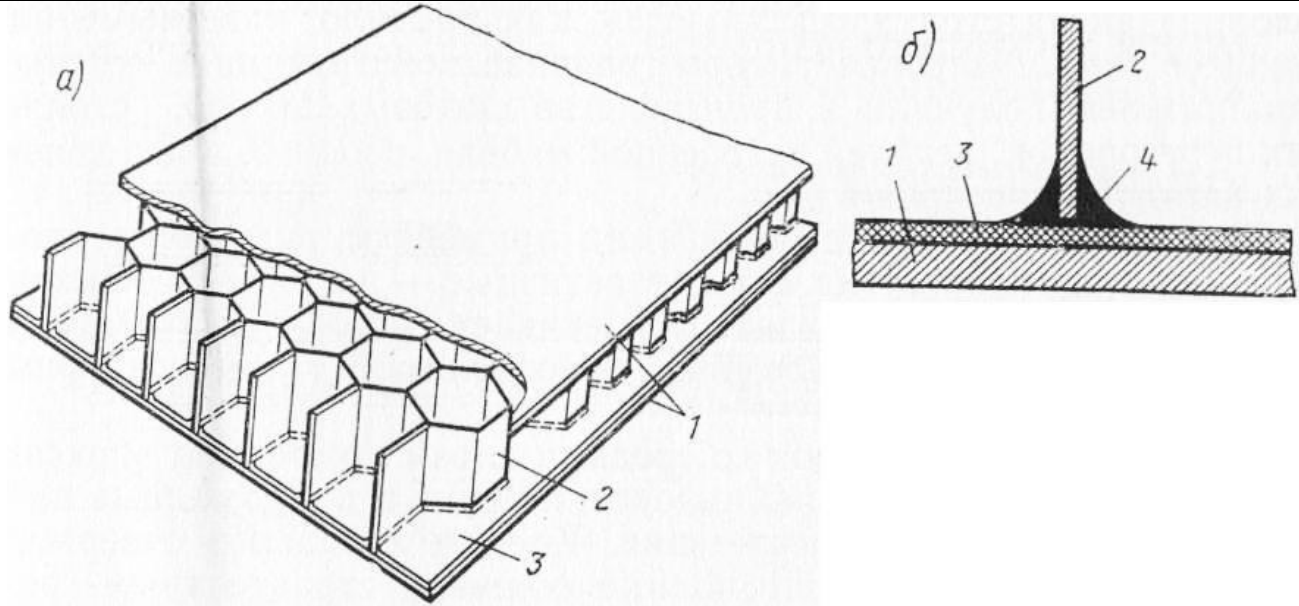
Середнім шаром служать пінопласт, стільникові заповнювачі, деревні плити, фіброліт, піноскло.

Дуже малою власною масою (20 25 кг /м²) мають панелі з обшивками з деревно-волокнистих плит і заповнювачем з пінополістиролу. такі панелі отримують, приклеюючи плити безпосередньо до утеплювача і обрамляють пакет дерев'яними брусками завтовшки 25 30 мм. Панелі монтують вручну або за допомогою найпростіших механізмів.

Найбільшого поширення в якості матеріалу середнього шару отримав пінополістирол, основні переваги якого - низька вартість та високі показники. Недоліками пінополістиролу є мала теплостійкість (70 80 ° C), підвищена возгораемость, яку усувають введенням спеціальних добавок. Більш високу теплостійкість і міцність має пенополівінілхлорід. Однак він може надавати корозійне дію на метали. Крім того, з огляду на високу вартість його застосовують рідше. Для тришарових панелей також широко використовується пінополіуретан. Його заливають в порожнині в рідкому йде, після чого він мимовільно спінюється і склеюється з цистами обшивки.

Структура пінопласту виходить рівномірної, причому інтенсивність спінювання можна регулювати, змінюючи склад вихідних продуктів. Від цього залежать основні фізико-механічні властивості середнього шару панелей. Отвердний пінопласт має досить високу міцність і підвищеної (до 130 ° C) теплостійкість.

					АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА	Арк
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		76



Мал. 2. Схема конструкції панелі зі стільниковим заповнювачем (а) і з'єднання стінки комірки з обшивкою (б):

1 - обшивка; 2 - стінка осередку сот; 3 - клейовий шар, що наноситься на обшивку; 4 - клей, затискаються стінку

В останні роки в технології панелей частіше стали застосовувати фенольні і фенолокаучукові пінопласти. Однак вони володіють нижчими міцності і значним водопоглищенням. Тому, незважаючи на їх помірну вартість і досить високу теплостійкість (до 150 ° С), вони ще не отримали достатньо широкого поширення.

Найбільшу жорсткість і стійкість при мінімальній масі мають панелі, в яких для середнього шару використаний стільниковий заповнювач. Його виготовляють з металевої фольги, паперу, картону, пластмас. Механічні властивості стільникового заповнювача залежать від товщини стінок і розміру осередків, що мають, як правило, шестикутну форму. Для запобігання стінок осередків від того, що зім'яло при механічній обробці (підготовка, вирівнювання) стільники на час обробки заповнюють водою і заморожують.

					АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА	Арк
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		77

Для збільшення жорсткості стільники гофрують, підсилюють смугами і т. П. Крім шестикутної форми стільники можуть бути квадратними, ромбічними, синусоїдальними. Для підвищення теплоізоляційних і вогнезахисних властивостей панелей осередку сот заповнюють пінопластом, перлитом, вермикулітом. Вогнестійкість стільникових конструкцій підвищують просоченням їх антипіренами. Завдяки малій власній масі панелі зі стільниковим заповнювачем можуть мати великі розміри, наприклад висоту на два поверхи. По контуру панелі герметизують пінопластом або профілями з полімерних матеріалів. З'єднання панелей між собою в огорожах здійснюється встик, внахлестку, в шпунт, а також за допомогою накладок. Розміри стінових панелей з стільниковими наповнювачами для промислових будівел(зазвичай 3 x 12; 6X24 м) визначаються кроком колон. Панелі стін проектується, як правило, навісними або самонесучими. широке поширення конструкції зі стільниковим заповнювачем отримали у виробництві щитових дверей, столярних перегородок, деталей вбудованих меблів, збірних і пересувних інвентарних будівель.

					АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		78

Табл.8 Специфікація збірних залізобетонних елементів

Стінові панелі адміністративна частина									
	Цокольні	ПС 60.09.3	6	0,74	4,44	1,98	11,88	5,4	32,4
		ПС 30.09.3	3	0,37	1,11	0,99	2,97	2,7	8,1
	Рядові	ПС 60.15.3	32	2,3	73,6	2,8	89,6	9	288
		ПС 60.18.3	7	2,8	19,6	3,4	23,8	10,8	75,6
		ПС 30.15.3	3	1,15	3,45	1,4	4,12	4,5	13,5
		ПС 30.18.3	6	1,4	8,4	1,7	10,2	5,4	32,4
	Простінкові	ПС 6.18.3	24	0,15	3,6	0,4	9,6	1,08	25,92
		ПС 12.18.3	23	0,30	6,9	0,8	18,4	2,16	49,68
	Кутові	ПС 46.90.30	4	0,09	0,36	0,23	0,92	0,81	3,24
		ПС 46.150.30	12	0,15	1,8	0,38	4,56	1,35	16,2
ПС 46.180.30		12	0,18	2,16	0,46	5,52	1,62	19,44	
Всього:			132		125.42		181.57		564,48
Стінові панелі промислова									
	Цокольні	ПС 60.12.3	10	0,99	9,9	2,65	26,5	7,2	72
	Рядові	ПС 60.15.3	20	2,3	46	2,8	56	9	180
		ПС 60.18.3	6	2,8	16,8	3,4	20,4	10,8	64,8
	Простінкові	ПС 6.18.3	8	0,15	1,2	0,4	3,2	1,08	8,64
		ПС 12.18.3	14	0,30	4,2	0,8	11,2	2,16	30,24
		ПС 6.15.3	4	0,13	5,2	0,33	13,2	0,9	3,6
		ПС 12.15.3	6	0,25	1,5	0,67	4,02	1,8	10,8
	Кутові	ПС 46.120.30	2	0,12	0,24	0,31	0,62	1,08	2,16
		ПС 46.150.30	4	0,15	0,6	0,38	1,52	1,35	5,4
		ПС 46.180.30	4	0,18	0,72	0,46	1,84	1,62	6,48
Всього:			78		86.36		138,5		384.12

Мною розроблена технологічна карта на влаштування бетонного шару під бетонну підлогу в промисловій будівлі. Проектування ведеться з використанням нормативної та довідкової літератури.

Технологічні карти розробляються з метою забезпечення найбільш раціональних технології та організації будівельних процесів, що сприяють підвищенню продуктивності праці, поліпшення якості та зниження вартості будівельних робіт. Вони служать підставою для виписки нарядів-завдань робітникам. Технологічними картами регламентуються терміни виконання та технологічна послідовність окремих будівельних процесів (при виконанні заданого обсягу робіт за допомогою певного комплекту машин і інструментів). При розробці технологічних карт і виборі методів виконання робіт визначальну роль відіграють призначення будівлі або споруди, його об'ємно-планувальні та конструктивні характеристики.

Технологічні карти можуть бути розроблені на зведення конструктивних елементів будівлі або споруди (монтаж колон, пристрій покрівлі і т.п.), виконання окремих видів робіт (кам'яні, малярні і т.п.) або комплексу робіт, результатом яких є закінчені конструктивні елементи і частини будівель або споруд (монтаж каркасу будівлі і т.п.).

Методи та послідовність виконання робіт.

1. Влаштування маячних рейок.
2. Розвантаження і разрівнювання щебеню.
3. Трамбування щебеню.
4. Перевірка товщини утрамбованого шару.
5. Розвантаження бетонної суміші з разрівнюванням.
6. Вібрування бетонної суміші поверхневим вібратором, виброрейкою.
7. Вирівнювання поверхні бетону рейкою.
8. Зняття маячних колишків і рейок з заделкой борозд
7. Якість виконання робіт

					<i>АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА</i>	<i>Арк</i>
<i>Змн.</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>		<i>80</i>

Якість робіт при монтажі збірних залізобетонних конструкцій залежить від наступних основних факторів:

- якості застосованих матеріалів, конструкцій і виробів;
- якості проектної та проектно-технологічної документації;
- стану інструментів і пристосувань, за допомогою яких проводиться робота;
- кваліфікації виконавців відповідальних за виконання робіт;
- правильності і своєчасності виконання вимог проекту, стандартів, будівельних норм і правил, технічних умов та інших нормативних документів;
- якості виконання попередніх операцій або процесів.

У процесі виконання робіт по монтажу збірних залізобетонних конструкцій проводяться наступні види контролю якості:

- вхідний контроль;
- операційний контроль;
- приймальний контроль.

В процесі проведення вхідного контролю перевіряються зовнішній вигляд виробів, заводське маркування, комплектність, правильність оформлення супровідної документації, а також геометричні розміри конструкцій. Результати проведення вхідного контролю фіксуються в «Журналі вхідного контролю» довільної форми, в якому вказується найменування виробу, дата надходження та перевірки, організація-постачальник, наявність супровідної документації, якість виробу «придатний», прізвище і посаду перевіряючого.

Геометричні розміри збірних залізобетонних виробів перевіряють з похибкою до 1 мм металевими вимірювальними лінійками, рулетками і штангенциркулями.

При виконанні монтажних робіт повинно здійснюватися постійне геодезичне забезпечення точності установки елементів з визначенням їх фактичного положення. Результати геодезичних вимірювань після остаточного закріплення конструкцій повинні оформлятися виконавчими схемами.

					<i>АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА</i>	Арк
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		81

При монтажі збірних залізобетонних конструкцій повинна дотримуватися технологічна послідовність виконання робіт, проводиться своєчасна установка передбачених проектом постійних або тимчасових зв'язків і кріплень, а також витримуватися проектні розміри примикань і сполучень.

Всі виконані роботи, приховувані наступними, повинні оформлятися актами на приховані роботи.

Операційний контроль проводиться інженерно-технічним складом ділянки.

Результати проведення операційного контролю заносяться в «Журнал робіт» із зазначенням дати перевірки, місця перевірки, виявлених дефектів, термінів їх усунення, прізвища та посади перевіряючого.

Всі виявлені в процесі проведення операційного контролю дефекти повинні бути усунені до початку наступної операції з занесенням даних про їх усунення в «Журнал робіт».

Операційний контроль проводиться постійно в процесі всього періоду виконання робіт.

					<i>АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА</i>	Арк
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		82

Заходи з охорони праці

Охорона праці керується великою кількістю нормативно-правових актів.

Нормативно-правові акти про охорону праці - це правила, стандарти, норми, регламенти, положення, інструкції та інші документи, яким надано чинність правових норм, обов'язкових для виконання.

Опрацювання та перегляд, прийняття нових і скасування чинних нормативно-правових актів з охорони праці проводяться спеціально уповноваженим центральним органом виконавчої влади з нагляду за охороною праці за участю професійних спілок і Фонду соціального страхування від нещасних випадків та за погодженням з органами державного нагляду за охороною праці.

Нормативно-правові акти про охорону праці переглядаються в міру впровадження досягнень науки і техніки, що сприяють поліпшенню безпеки, гігієни праці і виробничого середовища, але не рідше одного разу на десять років.

Стандарти, технічні умови та інші нормативно-технічні документи на засоби праці і технологічні процеси повинні включати вимоги щодо охорони праці і погоджуватися з органами державного нагляду за охороною праці.

Санітарні правила та норми затверджуються спеціально уповноваженим центральним органом виконавчої влади у галузі охорони здоров'я.

Нормативно-правові акти про охорону праці є обов'язковими для виконання у виробничих майстернях, лабораторіях, цехах, на ділянках та в інших місцях трудового і професійного навчання молоді, обладнаних у школах, міжшкільних комбінатах, училищах, вищих і середніх спеціальних навчальних закладах, будинках самодіяльної технічної творчості тощо.

Система стандартів безпеки праці (ССБП) - це комплекс взаємопов'язаних стандартів, спрямованих на забезпечення безпеки праці, що поширюється на виробниче обладнання, виробничі процеси і засоби захисту працюючих.

					<i>АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА</i>	<i>Арк</i>
<i>Змн.</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>		83

Завданням ССБП є установлення загальних вимог до виробничих процесів та обладнання, загальних вимог і норм до окремих видів безпечних і шкідливих виробничих факторів, вимог до засобів захисту працюючих, методів оцінки безпеки праці.

Охорона праці як система законодавчих актів, соціально-економічних, організаційних, технічних і санітарно-гігієнічних заходів, що створюють безпеку праці, забезпечують збереження здоров'я і працездатності людини в процесі праці, закріплена у Кодексі законів про працю України і в Законі України «Про охорону праці».

Заходи з охорони навколишнього середовища

Комплекс еколого орієнтованих засобів щодо захисту навколишнього середовища охоплює заходи, спрямовані на охорону і раціональне використання природних ресурсів, і заходи, які забезпечують нормативні санітарно-гігієнічні параметри середовища міських і сільських поселень. Соціально необхідні охоронні заходи поділяються на організаційні, економічні і містобудівні.

Організаційні заходи забезпечують на законодавчому рівні використання територій, форми власності, правовий захист територій, створення системи адміністративно-господарсько- го управління територіями та спеціальної екологічної служби їх охорони.

Економічні заходи забезпечують впровадження ресурсозберігаючих технологій введення штрафних санкцій за порушення норм природокористування, визначення платежів і податків за використання територій, надання пільгових кредитів виробникам екологічно чистої продукції тощо.

Для захисту найбільш цінних елементів території навколишнього середовища вживаються заходи, спрямовані на заборону в їх межах, не властивої для них, містобудівної діяльності (крім будівництва об'єктів, що пов'язані з функціональною експлуатацією цих територій].

					АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА	Арк
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		84

Це стосується природних заповідників, заказників, природних національних парків, водоохоронних зон, зелених зон міст, зон санітарної охорони курортів.

Не допускається містобудівна діяльність на площах залягання корисних копалин (до погодження з органами державного гірничого нагляду), в районах розміщення породних відвалів вугільних шахт (ближче 200-500 м залежно від характеристик терикону), на земельних ділянках, забруднених органічними і радіоактивними відходами, у небезпечних зонах зсувів, селевих потоків і снігових лавин, у зонах можливого затоплення, у сейсмічних районах тощо.

Для охорони навколишнього середовища міських і сільських поселень у межахприміських зон на землях лісового фонду формуються «зелені зони» у складі лісопаркової та лісогосподарської частин, місць відпочинку, заповідних об'єктів.

Техніка безпеки і охорона праці при виробництві робіт

Вимоги по охороні праці

при виробництві робіт регламентуються технічним кодексом усталеної практики.

При виробництві монтажних робіт НЕ тільки дотримуються загальні правила техніки безпеки

й передбачені заходи по усуненню джерел можливого травматизму в даних конкретних умовах . Вони розроблені на підставі і викладені у вигляді конкретних вказівок.

Основними причинами травматизму на монтажних роботах є :

- відсутність зв'язків , що забезпечують жорсткість і стійкість конструкцій будівель при монтажі, несправність такелажних пристосувань;
- відсутність необхідних монтажних пристосувань і устаткування або їх не правність;
- відсутність або неправильне пристрій лісів , риштовання , обмежень і т.п

					АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА	Арк
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		85

У технологічній карті виробництва монтажних робіт розроблені такі заходи по забезпеченню безпечних умов праці:

1. Роботи з монтажу каркасу слід виконувати з дотриманням вимог ТКП.
2. До монтажним роботам допускаються особи НЕ молодше 18 років, що

пройшли медкомісію , що мають професійні навички , що пройшли навчання безпечним методам праці

і прийомам цих робіт і отримали відповідне посвідчення . До проходження навчання особи до самостійної роботі НЕ допускаються .

3. Особи , що

входять до складу комплексної бригади , повинні бути навчені безпечним методам праці повному обсязі по їх основний і совмещаемой професіями .

4. Робочий , що

виконує монтаж, повинен отримати кошти індивідуальної захисту :

- кошти захисту голови - каска будівельна ;
- кошти захисту від падіння з висоти - пояс запобіжний ;
- спецодяг і спецвзуття ;
- кошти для захисту рук - рукавиці , рукавички ;
- кошти захисту особи - щитки захисні лицьові для електрозварників .

Робочі при отриманні коштів індивідуальної захисту повинні бути проінструктовані про порядок користування цими засобами і ознайомлені з вимогами по догляду за ними.

При проведенні монтажних робіт слід користуватися системою умовних сигналів , встановлених адміністрацією . Всі сигнали подаються тільки одним особою (бригадиром, ланковим , такелажником), крім сигналу «стоп», який подається будь-яким обличчям , що помітили явну небезпеку .

Роботи з монтажу слід вести, строго дотримуючись черговості установки збірних залізобетонних конструкцій в відповідно з вказівками типовий технологічної карти .

					АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА	Арк
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		86

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

Перед початком робіт монтажник зобов'язаний перевірити :

- стан конструкцій , монтажних петель або отворів заставних деталей і вузлів стропування ;

- габаритні розміри монтованих елементів , наявність і справність всіх конбто льних рисок, маркування і масу що піднімається вантажу ;

- відповідність вантажозахоплювальних пристосувань жене конструкції і спра ність вантажних канатів і вантажопідйомних пристосувань, також відповідність вантажопідйомності крана масі піднімаються конструкцій;

- наявність клейма або бирок

на вантажозахоплювальних пристроях з позначенням номера, дати випробування і вантажопідйомності ;

- наявність необхідних відтяжок , розчалок , підкосів і інших пристосувань дл установки, тимчасового закріплення і вивіряння конструкції .

Стропування конструкцій слід проводити інвентарними вантажозахоплюваль ими пристосуваннями (траверси , стропи , і т.д .)

В відповідно зі схемами стропування , розробленими в

ТК. Способи стропування повинні у всіх випадках виключати можливість падіння ван тажу .Слід пам'ятати :

- встановлені в проектне положення контракції повинні бути закріплені так, ш об забезпечувалися їх стійкість і геометрична незмінюваність ;

допуск

до виробництва зварювальних робіт повинен здійснюватися після ознайомлення з технічною документацією (ППР, ТК)

					АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА	Арк
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		87

і проведенням інструктажу по експлуатації обладнання і охорони праці;

- підключення і відключення мережі живлення електрозварювального устаткування , а також його ремонт повинен проводити електротехнічний персонал;
- при виробництві зварювальних робіт на висоті більше 1,3 м електрозварники повинні користуватися запобіжними поясами. Робочі повинні мати спеціальні сумки для інструменту і збору огірків електродів ;
- металеві частини електрозварювального устаткування , що знаходяться під напругою , а також зварюються конструкції на всі час проведення зварювальних робіт повинні бути заземлені у зварювального трансформатора;
- огороження монтажних зон. На схемі виробництва робіт зображені огорожі зони дії кранів ; обрані захватні пристосування , відповідні по свій вантажопідйомності вазі монтованих елементів і забезпечують безпечний підйом ; обгрунтована стійкість монтажних кранів ; обрані необхідні підмостки і сходи для роботи монтажників .

На будівельному майданчику також має дотримуватися :

- своєчасний інструктаж робітників ;
- наявність у всіх робочих та ІТП касок;
- відсутність на об'єкті будівництва сторонніх і неповнолітніх осіб ;
- забезпеченість монтажників страхувальними поясами і спецодягом ;
- наявність справного інструменту ;
- норми перенесення тяжкості робочими .

Техніки безпеки при виконанні цегляної кладки стін.

Цегляну кладку мулярам слід виконувати з перекриттів та інвентарних помостів. Помости встановлювати на очищені вирівняні поверхні.

Помости не перевантажувати матеріалами понад визначене розрахункове навантаження, уникати скупчення матеріалів в одному місці. Матеріали розмістити так, щоб вони не заважали проходу робітників і транспортуванню вантажів.

					АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА	Арк
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		89

Між штабелями матеріалів і стіною залишити робочий прохід шириною не менше 50 см.

Настили на помостах повинні бути рівними і без щілин, з інвентарних щитів, зшитих планками. Зазор між стіною споруджуваної будівлі і робочим настилом помостів не повинен перевищувати 5 см щоб, опустивши висок нижче помосту, можна було перевірити вертикальність кладки.

Настили помостів висотою понад 1,1 м огородити поручнями висотою не загородами (поручнями).

За станом усіх конструкцій помостів, у тому числі за станом з'єднань, кріплень, настилу і захисних загород, забезпечити систематичний нагляд. Щодня, після закінчення роботи помости очищувати від сміття. Стан помостів щодня перед початком зміни перевіряти майстру, який керує дільницею робіт на об'єкті, і бригадиру.

Піднімати цеглу на поверхи (помости) пакетами на піддонах за допомогою футлярів, що виключає випадання цегли. Заборонити скидати з поверхів футляри, захвати, піддони; їх треба опускати краном.

Кладку будь-якого ярусу стін виконувати так, щоб рівень її після кожного перемощування помостів був на 70 см вищим від рівня робочого настилу або перекриття. Якщо виникає потреба вести кладку нижче цього рівня, застосовувати захисні пояси або сітчасті захисні загорода.

Стінові матеріали, інструменти або будівельне сміття не залишались на стінах під час перерв у роботі, бо вони можуть упасти вниз.

Прорізи закривати інвентарними захисними загородами.

При кладці стін висотою понад 7 м по периметру будівлі влаштувати зовнішні інвентарні захисні козирки у вигляді настилу на кронштейнах, які навішувати на сталеві гаки, укріплені в кладці.

					<i>АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА</i>	Арк
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		90

При влаштуванні козирків додержуватися таких вимог: перший ряд козирків установлюють на висоті не більш як 6м від землі і залишати його до зведення кладки стін на всю висоту; другий ряд, виготовлений суцільним або з сітчастих матеріалів з вічками не більше 50 x 50мм, — на висоті 6...7 м над першим, а потім за ходом кладки переставляють через кожні 6...7 м. Захисні козирки повинні мати ширину не менше 1,5м і зовнішній кут підйому 20° до горизонту.

При кладці стін із внутрішніх помостів над входами у сходові клітки спорудити постійні навіси розміром не менш як 2 x 2м.

Кладка стін без влаштування міжповерхових перекриттів, а також без влаштування в сходових клітках площадок, маршів та їх захисних загород заборонено.

Для забезпечення безпеки людей панелі мають відповідати вимогам щодо:

-міцності, жорсткості і тріщиностійкості;

- міцності з'єднувальних зв'язків;

- пожежної безпеки;

- безпеки експлуатації, зокрема при виникненні випадкових впливів і надзвичайних ситуацій;

- безпеки при сейсмічних впливах (якщо прогноуються).

Міцність, жорсткість і тріщиностійкість панелей при експлуатаційних впливах забезпечуються прийнятими за результатами статичних розрахунків параметрами залізобетонних шарів (класом бетону за міцністю на стиск, товщиною шарів і їх армуванням) і визначаються несучою здатністю несучих панелей при позацентровому стиску. Основними показниками, що характеризують міцність, жорсткість і тріщиностійкість панелей, є: - розрахункове вертикальне навантаження на верхню грань панелі, кН/м; - розрахункове вітрове, кПа, або сейсмічне навантаження, бали.

					АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА	Арк
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		91

Міцність з'єднувальних зв'язків між зовнішнім і внутрішнім шарами панелей забезпечується прийнятими в робочих кресленнях матеріалом і розмірами перерізу елементів зв'язків, параметрами і конструкцією їх анкерної частини, а також передбаченими в робочих кресленнях заходами щодо забезпечення їх корозійної стійкості. Межа вогнестійкості вузла кріплення будівельної конструкції та місця її прилягання до інших конструкцій повинна бути не нижча за нормовану межу вогнестійкості самої конструкції. ДСТУ Б В.2.6-84:2009 19

Безпека при пожежі забезпечується відповідністю характеристик панелей нормативному ступеню вогнестійкості будівлі, при будівництві якої вони використовуються. За пожежно-технічною класифікацією, встановленою ДБН В.1.1-панелі класифікують за вогнестійкістю та здатністю поширювати вогонь. Показником вогнестійкості є межа вогнестійкості конструкції, що визначається часом (у хвилинах). Значення межі вогнестійкості панелей визначають шляхом випробувань згідно з ДСТУ Б В.1.1-4. Здатність будівельних конструкцій поширювати вогонь визначається межею поширення вогню по них (у сантиметрах). Значення межі поширення вогню визначають за методом випробувань на поширення вогню згідно з ДБН В.1.1-7.

Безпека при експлуатації характеризується наступними показниками:

- розрахункове навантаження від навісного устаткування на внутрішній (зверненій до приміщення) стороні панелі при відстані центра тяжиння вантажу від поверхні панелі 150 мм і при обумовлених способах кріплення, кН;
- розрахункове навантаження від навісного устаткування на зовнішньому боці панелі при відстані центра тяжиння вантажу від поверхні панелі 150 мм і при обумовлених способах кріплення, кН;
- розрахункове ударне навантаження з внутрішнього боку панелі, кПа;
- розрахункове ударне навантаження із зовнішнього боку панелі, кПа;
- розрахункова сейсмічність району будівництва, бали за шкалою MSK-64.

					АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА	Арк
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		92

Забезпечення захисту приміщень від несприятливих кліматичних впливів
Панелі повинні мати характеристики, що забезпечують захист від найбільш несприятливих розрахункових кліматичних умов:

- достатню теплоізоляцію в зимовий час у залежності від температурної зони експлуатації згідно з ДБН В.2.6-31;

- достатню теплостійкість у літній час; - непроникність для дощової води; ДСТУ Б В.2.6-84:2009 20 - необхідні опори повітря – і паропроникненню.

Показниками характеристик, вказаних в є:

- приведений опір теплопередачі панелі, м² К/Вт;
- розрахункова амплітуда коливань температури внутрішньої поверхні стін у літній час, °С;

- водонепроникність панелей;
- опір повітропроникненню, м² год Па/кг;
- вологісний режим із забезпеченням умови ненакопичення рідкої вологи в товщі конструкції.

Забезпечення гігієнічних вимог до параметрів мікроклімату та акустичного стану приміщень Панелі повинні мати характеристики, що забезпечують: - гігієнічні вимоги до параметрів мікроклімату (відсутність підвищеної вологості повітря в приміщеннях, відсутність підвищеної рухливості повітря в приміщеннях, невинні конденсату на внутрішній поверхні панелей); - зниження рівня зовнішнього шуму до допустимих рівнів згідно з діючими гігієнічними нормативами.

Показниками властивостей, є:

- початкова вологість бетону в панелях, % за масою;
- конструктивне забезпечення герметичності стін при монтажі панелей; - локальний опір теплопередачі, м² К/Вт, у місцях теплопровідних включень і теплотехнічних неоднорідностей (відкоси отворів, торці тощо);
- звукоізоляція панелей, дБ.

					АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА	Арк
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		93

Забезпечення енергозбереження

Панелі повинні відповідати вимогам ДБН В.2.6-31 за показниками:

- приведений опір теплопередачі панелі;
- температура внутрішньої поверхні в зонах розташування гнучких та/або жорстких зв'язків;
- показники теплостійкості;
- опір повітропроникненню; ДСТУ Б В.2.6-84:2009 21 - вологісний режим.

Забезпечення довговічності

У панелях повинне бути забезпечене збереження показників властивостей, вказаних в протягом терміну експлуатації при передбачених режимах експлуатації і технічного обслуговування.

Показниками довговічності панелей є:

- клас бетону за міцністю на стиск;
- коефіцієнт теплотехнічної однорідності;
- розрахункове значення граничного зсуву по вертикалі зовнішнього шару відносно внутрішнього шару панелі внаслідок температурних деформацій, мм;
- марка бетону за морозостійкістю;
- марка бетону за водонепроникністю;
- біостійкість утеплювача;
- термін служби матеріалу теплоізоляційного шару до досягнення граничного стану теплозахисних властивостей за заданих умов експлуатації.

					<i>АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА</i>	<i>Арк</i>
<i>Змн.</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>		94

ЕКОНОМІКА БУДІВНИЦТВА

Консультант
/Титок В.В

					АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА	Лист
Зм	Літ.	№докум	Підпис	Дат		95

Розділ. Економіка будівництва

Вихідні дані для складання зведеного кошторисного розрахунку

Складська будівля з вбудованими адміністративно-побутовими приміщеннями у м. Бориспіль, Київської області має такі параметри, що будуть враховуватись при створенні локального кошторису на будівельні роботи:

Об'єм будівлі	8769,68м3
Площа забудови об'єкту	1016,12 м2
Загальна площа об'єкту	883,58м2
Площа фасаду	360м

При складанні кошторисної документації для зведення споруди передбачено застосування укрупнених показників вартості будівництва.

Визначення кошторисної вартості будівництва

Інвесторська кошторисна документація складається для визначення кошторисної вартості будівництва проєктованих будівель і споруд.

В залежності від стадій проєктно-кошторисної документації можна визначити склад інвесторської кошторисної документації.

Об'єктні кошториси, об'єктні ресурсні кошториси об'єднують у своєму складі дані відповідних локальних кошторисів, локальних ресурсних кошторисів.

До об'єктних кошторисних розрахунків відносять: локальні кошторисні розрахунки.

Повний зведений кошторисний розрахунок розраховуємо в програмі Excel:

										Лист
Зм	Лит.	№докум	Підпис	Дат	АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА					96

ремонту автомобільної техніки з адміністративно-
(найменування об'єкта будівництва)

Локальний кошторис на будівельні роботи № 02-01-01

на загальнобудівельні роботи з будівництва головного корпусу заводу залізобетонних виробів

(найменування робіт та витрат, найменування будівлі, споруди, лінійного об'єкта
інженерно-транспортної інфраструктури)

Об'єм головного корпусу, куб.м	8769,68	Кошторисна вартість	9742	тис.грн.
Площа забудови об'єкта, кв.м	1016,12	Кошторисна трудомісткість	24	тис. люд.год
Загальна площа об'єкта, кв.м	883,58	Кошторисна заробітна плата	2883	тис.грн.
Площа фасаду, кв.м	360	Середній розряд робіт	4,5	

Складений в поточних цінах станом на " " 2023 р.

№ ч.ч.	Об'єкт вання (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.год, не зайнятих обслуговуванням машин		
					всього	експлуат ації машин	всього	заробітно ї плати	експлуат ації машин	тих, що обслуговують машини		
										заробітно ї плати	в тому числі заробітн ої плати	на одиницю
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
Підземна частина												
1	УПБ 1-1	Земляні роботи	100м2 площі забудови об'єкта	10,1612	84712 8471	76241 25414	860774	86078	774703 258234	76,3 219,1	775 2226	
2	УПБ 2-1	Влаштування фундаментів	100м2 площі забудови об'єкта	10,1612	211746 17646	31762 10587	2151595	179300	322739 107580	159,0 91,3	1615 927	
Надземна частина												
3	УПБ 3-1	Каркас (колонни, діафрагми, ...)	100м2 площі забудови об'єкта	10,1612	105695 14093	31708 10569	1073987	143198	322196 107399	127,0 91,1	1290 926	
4	УПБ 4-2	Влаштування перекриття	100м2 площі забудови об'єкта	10,1612	94736 7895	14210 4737	962627	80219	144394 48131	71,1 40,8	722,7 414,9	
5	УПБ 5.1-1	Зовнішні стіни і оздоблення фасаду	100м2 площі фасаду	3,6	66769 8903	10015 3338	240370	32049	36055 12018	80,2 28,8	288,7 103,6	
6	УПБ 6-2	Заповнення віконних прорізів	100м2 площі фасаду	3,6	75646 16810	3782 2101	272325	60517	13616 7565	151,4 18,1	545,2 65,2	
7	УПБ 7-3	Влаштування перегородок	100м2 площі забудови об'єкта	10,1612	4778 2389	239 80	48550	24275	2428 809	21,5 0,7	219 7	
8	УПБ 8-1	Влаштування покрівлі	100м2 площі забудови об'єкта	10,1612	242604 101085	12130 4043	2465145	1027144	123257 41086	910,7 34,9	9254 354	
9	УПБ 9-1	Оздоблювальні роботи (за визначеним типом)	100м2 площі забудови об'єкта	10,1612	39271 19635	5891 1964	399039	199519	59856 19952	176,9 16,9	1797 172,0	
Разом прями витрати , грн.							8474411	1832299	1799244 602774		16507 5196	
в тому числі												
вартість матеріалів, виробів і комплектів, грн.							4842868					
всього заробітна плата							2435073					
Загальновиробничі витрати разом, грн.				Коеф.			1267186					
у тому числі:												
трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд-год				0,12			2604					
заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.				172,04			448065					
відрахування на державне соціальне страхування				0,2278			656779					
решта статей загальновиробничих витрат				7,48			162342					
Всього кошторисна вартість робіт, грн.							9741597					
кошторисна трудомісткість, люд-год							24308					
кошторисна заробітна плата, грн.							2883138					

Склав _____

Перевірив _____

л-роки 12,06

Самоконтроль л-місяці 144,69

ЗП за міс 19926,29

ЗП за ден 972,0

ЗП л-год 118,608853

ЗП за годи 121,50

розряд 4,5

Структура ви матер 49,71%

ОЗП 18,81%

ЕММ 18,47%

Прямі 86,99%

Загал 13,01%

РАЗОМ 100,00%

Будівництво цеху для ремонту автомобільної
(найменування об'єкта будівництва)

Локальний кошторис на будівельні роботи № 02-01-02

на внутрішні санітарно-технічні роботи з будівництва головного корпусу заводу залізобетонних виробів

(найменування робіт та витрат, найменування будівлі, споруди, лінійного об'єкта інженерно-транспортної інфраструктури)

Кошторисна вартість	1063	тис.грн.
Кошторисна трудомісткість	2	тис. люд.год
Кошторисна заробітна плата	273	тис.грн.
Середній розряд робіт	4,4	розряд

Складений в поточних цінах станом на " " 2023 р.

№ ч.ч.	Об'єкт вання (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, тих, що обслуговують машини	
					всього заробітної плати	експлуатації машин в тому числі заробітної плати	всього заробітної плати	експлуатації машин в тому числі заробітної плати	на одиницю	всього	
											всього
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	УПС 1-1	Влаштування внутрішніх мереж опалення	100м2 загальної площі об'єкта	8,8358	12552 3138	628 209	110907	27727	5545 1848	28,3 1,8	250 16
2	УПС 2-1	Влаштування внутрішніх мереж вентиляції і кондиціонування	100м2 загальної площі об'єкта	8,8358	22475 3746	1124 375	198589	33098	9929 3310	33,7 3,2	298 29
3	УПС 3-1	Влаштування внутрішніх мереж холодного і гарячого водопостачання	100м2 загальної площі об'єкта	8,8358	28690 7173	1435 478	253501	63375	12675 4225	64,6 4,1	571 36
4	УПС 4-1	Влаштування внутрішніх мереж каналізації	100м2 загальної площі об'єкта	8,8358	15303 3826	765 255	135214	33803	6761 2254	34,5 2,2	304,5 19,4
5	УПС 5-1	Влаштування внутрішніх мереж газопостачання	100м2 загальної площі об'єкта	8,8358	27799 6950	1390 463	245628	61407	12281 4094	62,6 4,0	553,2 35,3
Разом прями витрати , грн.							943838	219410	47192 15731		1977 136
в тому числі вартість матеріалів, виробів і комплектів, грн.							677236				
всього заробітна плата							235141				
Загальноновиробничі витрати разом, грн.				Коеф.			118791				
У тому числі:											
трудомісткість у загальноновиробничих витратах, люд-год				0,105			222				
заробітна плата у загальноновиробничих витратах, грн.				172,04			38157				
відрахування на державне соціальне страхування				0,2278			62257				
решта статей загальноновиробничих витрат				8,7			18377				
Всього кошторисна вартість робіт, грн.							1062629				
кошторисна трудомісткість, люд-год							2334				
кошторисна заробітна плата, грн.							273298				

Склав _____
Перевірив _____

Контроль	л-роки	1,16
	л-місяці	13,89
	ЗП за міс.	19671,23
	ЗП за день	959,6
Структура витрат	ЗП за годину	119,95
	матер	63,73%
	ОЗП	20,65%
	ЕММ	4,44%
	Прямі	88,82%
	Загал	11,18%
	РАЗОМ	100,00%

АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА

Зм Літ. Нєдокум Підпис Дат

Локальний кошторис на будівельні роботи № 02-01-03

на внутрішні електромонтажні роботи з будівництва головного корпусу заводу залізобетонних виробів

(найменування робіт та витрат, найменування будівлі, споруди, лінійного об'єкта
інженерно-транспортної інфраструктури)

Кошторисна вартість	1454	тис.грн.
Кошторисна трудомісткість	6	тис люд.год
Кошторисна заробітна плата	681	тис.грн.
Середній розряд робіт	5,5	розряд

Складений в поточних цінах станом на "___" _____ 2023 р.

№ ч.ч.	Обґрунтування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.год, не зайнятих обслуговуванням машин		
					всього	експлуатації машин	всього	заробітної плати	експлуатації машин	тих, що обслуговують машини		
										заробітної плати	в тому числі заробітної плати	на одиницю
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
1	УПЕ 1-1	Прокладання внутрішніх мереж електропостачання і електроосвітлення	100м2 загальної площі об'єкта	8,8358	81437	4072	719565	377771	35978	375,0	3314	
					42755	2850			25185	24,2	213	
2	УПЕ 2-1	Встановлення електросвітловальних приладів та електрофурнитури	100м2 загальної площі об'єкта	8,8358	18889	378	166901	29208	3338	29,0	256	
					3306	264			2337	2,2	20	
3	УПЕ 3-1	Прокладання слабострумних мереж (зв'язок, телемережі)	100м2 загальної площі об'єкта	8,8358	4945	247	43693	22939	2185	22,8	201	
					2596	173			1529	1,5	13	
4	УПЕ 4-1	Прокладання мереж пожежної сигналізації і відеоспостереження	100м2 загальної площі об'єкта	8,8358	27354	1368	241692	126888	12085	126,0	1113,1	
					14361	957			8459	8,1	71,7	
		Разом прямі витрати , грн.					1171851	556806	53586		4884	
									37510		318	
		в тому числі										
		вартість матеріалів, виробів і комплектів, грн.					561459				5202	
		всього заробітна плата					594316					
		Загальноновиробничі витрати разом, грн.		Коеф.			281822					
		у тому числі:										
		трудомісткість в загальноновиробничих витратах, люд-год		0,097			505					
		заробітна плата в загальноновиробничих витратах, грн.		172,04			86813					
		відрахування на державне соціальне страхування		0,2278			155161					
		решта статей загальноновиробничих витратах		7,66			39848					
		Всього кошторисна вартість робіт, грн.					1453674					
		кошторисна трудомісткість, люд-год					5707					
		кошторисна заробітна плата, грн.					681129					
		Склав								л-роки	2,83	
		Перевірив								л-місяці	34,80	
										ЗП за міс.	19574,20	
										ЗП за день	954,8	
										ЗП за годину	119,35	
				ЗП л-год	119,35					Структура витр	матер	38,62%
											ОЗП	38,30%
											ЕММ	3,69%
											Прямі	80,61%
											Загал	19,39%
											РАЗОМ	100,00%

ху для ремонту автомобільної техніки з адміністративно-побуто
(найменування об'єкта будівництва)

Локальний кошторис на будівельні роботи № 02-01-04
на монтаж устаткування з будівництва головного корпусу заводу залізобетонних виробів
(найменування робіт та витрат, найменування будівлі, споруди, лінійного об'єкта
інженерно-транспортної інфраструктури)

Кошторисна вартість	2106	тис.грн.
Кошторисна трудомісткість	11	тис люд.год
Кошторисна заробітна плата	1269	тис.грн.
Середній розряд робіт	4,5	розряд

Складений в поточних цінах станом на "___" _____ 2023 р.

№ ч.ч.	Обґрунтування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників люд.год, не зайнятих обслуговуванням машин	
					всього	експлуатації машин	всього	заробітної плати	експлуатації машин	тих, що обслуговують машини	
										заробітної плати	в тому числі заробітної плати
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	УПМП 1-1	Монтаж технологічного устаткування	100м2 загальної площі об'єкта	8,8358	32065 16032	12826 6413	283319	141659	113327 56664	143,1 54,8	1265 484
2	УПМП 2-1	Монтаж виробничого устаткування	100м2 загальної площі об'єкта	8,8358	151180 75590	60472 30236	1335800	667900	534320 267160	674,9 258,4	5963 2283
		Разом прями витрати , грн.					1619119	809559	647647		7228
		в тому числі									
		вартість матеріалів, виробів і комплектів, грн.					161912				
		всього заробітна плата					1133383				9996
		Загальноовиробничі витрати разом, грн.		Коеф.			487264				
		у тому числі:									
		трудомісткість у загальноовиробничих витратах, люд-год		0,079			790				
		заробітна плата у загальноовиробничих витратах, грн.		172,04			135856				
		відрахування на державне соціальне страхування		0,2278			289133				
		решта статей загальноовиробничих витрат		6,23			62275				
		Всього кошторисна вартість робіт, грн.					2106382				
		Кошторисна трудомісткість, люд-год					10786				
		Кошторисна заробітна плата, грн.					1269239				
		Склав _____								л-роки	5,35
		Перевірів _____								л-місяці	65,77
										ЗП за міс.	19299,35
								ЗП л-г	117,68	ЗП за день	941,4
										ЗП за годину	117,68
										Структура витр	
										матер	7,69%
										ОЗП	38,43%
										ЕММ	30,75%
										Прямі	76,87%
										Загал	23,13%
										РАЗОМ	100,00%

ремонту автомобільної техніки з адміністративно-
(найменування об'єкта будівництва)**Локальний кошторис на пусконаладжувальні роботи № 02-01-05****з будівництва головного корпусу заводу залізобетонних виробів**(найменування робіт та витрат, найменування будівлі,
споруди, лінійного об'єкта інженерно-транспортної інфраструктури)Кошторисна вартість, тис.грн. 607
Кошторисна трудомісткість, тис.люд.год. 3,9
Кошторисна заробітна плата, тис.грн. 475

Складений в поточних цінах станом на " " 2023 р.

№ ч.ч.	Обґрунтування (шифр норм)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн	Загальна вартість, грн	Витрати труда пусконаладжувального персоналу, люд.год.	
							на одиницю	всього
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	УППП 3-1	Пусконаладжувальні роботи	100м2 загальної площі об'єкта	8,8358	47669	421189	404	3569
Разом прями витрати						421189		
в тому числі								
Заробітна плата						421189		
Загальновиробничі витрати разом, грн				Коеф.		185600		
У тому числі:								
трудомісткість у загальновиробничих витратах				0,087		311		
заробітна плата у загальновиробничих витратах				172,04		53425		
відрахування на державне соціальне страхування				0,2278		108117		
решта статей загальновиробничих витрат				6,74		24058		
Всього по кошторису						606789		
Кошторисна трудомісткість						3880		
Кошторисна заробітна плата						474614		

Склав _____
Перевірив _____Контроль люд.-міс. 24
ЗП за місяць 20061
ЗП за годину 119,4

Будівництво цеху для ремонту автомобільної техніки з адміністративн
(найменування об'єкта будівництва)

Локальний кошторис на придбання устаткування, меблів та інвентарю № 02-01-06

Головний корпус заводу залізобетонних виробів

(вид устаткування, меблів, інвентарю і робіт, найменування будівлі, споруди, лінійного об'єкта
інженерно-транспортної інфраструктури)

Кошторисна вартість 2275,3 тис.грн.

Складений в поточних цінах станом на "___" _____ 2023 р

№ ч.ч.	Шифр і номер позиції нормативу	Найменування устаткування, меблів та інвентарю	Кількість	Кількість	Вартість одиниці, грн.	Загальна вартість, грн.
1	2	3	4	5	6	7
1	УПО 1-1	Технологічне устаткування	100м2 загальної площі об'єкта	8,8358	41818	369492
2	УПО 2-1	Виробниче устаткування	100м2 загальної площі об'єкта	8,8358	186620	1648937
3	УПО 3-1	Технічні засоби інформаційних технологій	100м2 загальної площі об'єкта	8,8358	15420	136250
4	УПО 4-1	Меблі	100м2 загальної площі об'єкта	8,8358	3920	34640
		Разом, грн.				2189319
		Транспортні витрати на устаткування (3%)				65680
		Заготівельно-складські витрати (0,9%)				20295
		Всього кошторисна вартість, грн.				2275293
		Склав _____				
		Перевірив _____				

я ремонту автомобільної техніки з адмінстративно-п
(найменування об'єкта будівництва)

ОБ'ЄКТНИЙ КОШТОРИС № 02-01**на будівництво головного корпусу заводу залізобетонних виробів**

(найменування будівлі, споруди, лінійного об'єкта інженерно-транспортної інфраструктури)

Кошторисна вартість	17246	тис.грн.
Кошторисна трудомісткість	47,0	тис.люд.год
Кошторисна заробітна плата	5581	тис.грн.
Вимірник одиничної вартості	1967	грн./куб.м
Вимірник одиничної вартості	19519	грн./кв.м

Складений в поточних цінах станом на " " 2023 р.

№ ч.ч.	Номери кошторисів і кошторисних розрахунків	Найменування робіт і витрат	Кошторисна вартість, тис.грн.			Кошторисна трудо-місткість, тис.люд.год	Кошторисна заробітна плата тис.грн.	одиночної вартості, грн/куб.м	Структура
			будівельних робіт них робіт	устаткування, меблів та інвентарю	Всього				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	
1	2-1-1	Будівельні роботи	9742		9742	24	2883	1111	0,56
2	2-1-2	Внутрішні санітарно-технічні роботи	1063		1063	2	273	1046	0,06
3	2-1-3	Внутрішні електромонтажні роботи	1454		1454	6	681	1645	0,08
4	2-1-4	Монтаж устаткування	2106		2106	11	1269	5851	0,12
5	2-1-5	Пусконаладжувальні роботи	607		607	4	475	69	0,04
6	2-1-6	Придбання устаткування, меблів та інвентарю		2275	2275			259	0,13
		Всього по кошторису	14971	2275	17246	47	5581	4130	1

Склав _____
Перевірив _____

контроль	0,868	0,000	0,132	1	Контроль	л-років	23,32
має бути	0,57	0,13	0,3	1	л-міс	279,8471	вартість ЗП
					ЗП за міс.грн.	19944,52	3П річна
						Загал	сантех
							елект

		Довжина, м	Ширина, м			
		24	42,45			
	Площа забудови, кв.м	1018,8				
	Периметр забудови	132,9				
Розрахунки до глав 1,3 - 7 зведеного кошторисного розрахунку						
Івництво цеху для ремонту автомобільної техніки з адміністративно-побутовим приміщ						
	Глави і витрати	Один. виміру обсягу робіт	Кількість	Одиниця виміру вартості робіт	Вартість одиниці, тис.грн.	Загальна вартість, тис.грн.
Глава 1 Підготовка території будівництва						
	Відведення земельної ділянки, виготовлення землепорядкої документації	100 кв.м ділянки	10,188	тис.грн./100 кв.м	3,14	32
	Створення геодезичної мережі для будівництва	100 кв.м ділянки	10,188	тис.грн./100 кв.м	0,29	3
	Освоєння і інженерна підготовка території будівництва	100 кв.м ділянки	10,188	тис.грн./100 кв.м	3,94	40
	Разом					75
Глава 3 Об'єкти підсобного і обслуговувального призначення						
	Адміністративно-побутові приміщення	100 кв.м заг. пл. об'єкта	10,1612	тис.грн./100 кв.м	12,25	124
	Ремонтно-технічні майстерні (допоміжні цехи, майстерні, склади, естакади, лабораторії, тощо)	100 кв.м заг. пл. об'єкта	8,8358	тис.грн./100 кв.м	21,24	188
	Господарські будівлі і приміщення (приміщення охорони, прохідні, сміттєзбиральники)	100 кв.м заг. пл. об'єкта	8,8358	тис.грн./100 кв.м	8,41	74
	Разом					386
Глава 4 Об'єкти енергетичного господарства						
	Трансформаторна підстанція	об'єкт	1	тис.грн./об'єкт	2482,92	2483
	Лінії електропостачання	км	2	тис.грн./км	1368,06	2736
	Разом					5219
Глава 5 Об'єкти транспортного господарства і зв'язку						
	Автомобільні під'їзди та внутрішні шляхи	об'єкт	1	тис.грн./об'єкт	2752,12	2752
	Будівлі по обслуговуванню транспорту: депо, гаражі, стоянки	об'єкт	1	тис.грн./об'єкт	804,50	804
	Паркінги, автостоянки	об'єкт	1	тис.грн./об'єкт	2046,78	2047
	Зовнішні роботи і будівлі для усіх видів зв'язку	об'єкт	1	тис.грн./об'єкт	1312,35	1312
	Разом					6916
Глава 6 Зовнішні мережі та споруди водопостачання, каналізації, тепlopостачання та газопостачання						
	Зовнішні мережі водопостачання, водозабірні, насосні споруди	км	1	тис.грн./км	336,50	337
	Зовнішні мережі каналізації, очисні споруди	км	1	тис.грн./км	555,39	555
	Зовнішні мережі тепlopостачання, бойлерні, котельні	км	1	тис.грн./км	915,58	916
	Зовнішні мережі газопостачання	км	2,5	тис.грн./км	759,58	1899
	Разом					3706
Глава 7 Благоустрій та озеленення території						
	Огорожа території	100 м.п.	1,329	т.грн./м.п.	197,65	263
	Озеленення, малі архітектурні форми	100 кв.м ділянки	10,188	тис.грн./100 кв.м ділянки	0,44	4
	Зовнішнє освітлення	100 кв.м ділянки	10,188	тис.грн./100 кв.м ділянки	1,49	15
	Пішоходні алеї та дорожки	об'єкт	1	тис.грн./об'єкт	560,29	560
	Спортивні та ігрові майданчики	об'єкт	1	тис.грн./об'єкт	359,37	359
	Разом					1202

З.м	Літ.	№докум	Підпис	Дат

АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА

Лист

104

ПЕРЕЛІК РЕКОМЕНДОВАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

Архітектурно-конструктивна частина.

1. Дятков СВ. "Архитектура гражданских и промышленных зданий" М, Высшая школа, 1984
2. Шубин Л.В. "Архитектура гражданских и промышленных зданий" М., Стройиздат, 1977
3. Буга П.Г. "Громадські, промислові й сільськогосподарські будівлі". - Київ. Вища школа, 1985
4. Кутухтин Е.Г., Коробков В.А. "Конструкции промышленных и сельскохозяйственных зданий". - М., Стройиздат. 1982
5. Маклакова Т.Г. "Конструкции гражданских зданий". - М., Стройиздат. 1986
6. Топчий Д.А. "Сельскохозяйственные здания и сооружения". Агропромиздат, 1985
7. Ж.К. Карвацька "Будівельні конструкції" -Чернівці, 2000
8. ДСТУ Б А.2.4-2-95 СПДБ Умовні графічні позначення і зображення елементів генеральних планів та споруд транспорту.
9. ДСТУ Б А.2.4-7-95 СПДБ Правила виконання архітектурно-будівельних креслень.
10. ДБН В.2.2-1-95 Будинки і споруди. Будівлі і споруди для тваринництва.
11. ДБН В.2.2-3-96 Будинки і споруди. Будинки і споруди навчальних закладів.
12. ДБН В.2.2-4-96 Будинки і споруди. Будинки та споруди дитячих дошкільних закладів.
13. ДБН В.2.2.-10-2001 Заклади охорони здоров'я
14. ДБН В.2.2.-11-2002 Підприємства побутового обслуговування

					АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА	Арк
Змн.	Арк	№ докум.	Підпис	Дата		106

15. ДБН В.2.2.-9-99 Громадські будинки і споруди. Основні положення
16. ДСТУ Б А.2.4.-4-99 СПДБ основні вимоги до робочої документації
17. ДБН Б.2.4-1-94 Планування і забудова сільських поселень.
18. Ярмоленко М.Г. та ін. "Технологія будівельного виробництва". - К., Вища школа, 1993
19. Драченко Б.Ф. та ін. "Технологія зведення виробничих житлових будівель і споруд". - К., Урожай, 1994
20. Єрісова Л.Г. та ін. "Технологія спорудження сільських виробничих будівель". -К., Урожай, 1994
21. В.К.Черменко, М.Г. Єрмоленко "Технологія будівельного виробництва" - Київ. "Вища школа", 2002
22. ДБН А.3.1-3-94 Прийняття в експлуатацію закінчених будівництвом об'єктів. Основні положення
23. ДБН А.3.1-5-96 Організація будівельного виробництва.
24. ДБН А.3.1.-2-93 Порядок надання дозволу на виконання будівельних робіт
25. Л.С.Рогожин, А.Ф. Бойко "Економіка будівельних організацій" - Київ,Скарби,2001
26. А.М. Тугай, Е.Й. Шилов, А.Ф. Бойко "Економіка будівельних організацій" -Київ. Міленіум
27. ДБН Д.2.7.2000 Ресурсні кошторисні норми експлуатації машин і механізмів.
28. ДБН Д 2.2-99 Ресурсні елементи та кошторисні норми на будівельні роботи
29. ДБН Д 1.1-2000 " Практика формування взаємовідносин в будівництві в умовах однорівневої системи ціноутворення", К., НВФ "Інпроект", 2002

					АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА	Ар к
Змн.	Арк	№ докум.	Підпис	Дата		107

ДОДАТКОВА ЛІТЕРАТУРА.

30. ДБН 298-92 Проектування та виконання ізоляційних зовнішніх стиків великопанельних будов.
31. ДБН Б.2.6-14-97 Конструкції будинків і споруд. Покриття будівель і споруд.
32. ДБН А.1.1-2-93 Порядок розробки, вимоги до побудови, викладу та оформлення нормативних документів.
33. ДБН В.2.8-1-95 Будівельна техніка, статистика, інвентар та інструмент. Вимоги до розробки засобів механізації в будівництві і оцінка їх технічного рівня.
34. ДБН В.2.8-2-95 Будівельна техніка, оснастка, інвентар і інструмент. Будівельні машини, обладнання і механізований інструмент. Види випробувань. Порядок їх здійснення.
35. ДСТУ Б.В.2.8-10-98 Стропи вантажі. Класифікація, параметри та розміри. Технічні вимоги.
36. ДСТУ Б.В.2.6-24-2001 Блоки віконні дерев'яні зі скло пакетами.
37. ДСТУ Б.В.2.6-23-2001 Блоки віконні. Загальні ТУ.
38. ДСТУ Б.В.2.7-67-98 Плитки керамічні фасадні і килими з них. ТУ.
39. ДСТУ Б.В.2.7-28-95 Черепиця керамічна. ТУ.
40. ДСТУ Б.В.2.7-61-92 Цегла та камені керамічні рядові і лицьві. ТУ.
41. ГОСТ ПІ-90 (заміна №1,2001) Стекло листове. ТУ.
42. ГОСТ 15879-70 Стеклоруберойд.
43. ДСТУ Б.В.2.7-46-96 Цементи загальнобудівного призначення. ТУ.
44. ДСТУ Б.В.2.7-ПІ-2001 Плити гіпсові для перегородок. ТУ.
45. ДСТУ Б.В.2.7.-82-99 В'яжучі гіпсові. ТУ.
46. ДСТУ Б.В.2.7-43-96 Бетони важкі. ТУ.
47. ДСТУ Б.В.2.7-18-95 Бетони легкі. ТУ.
48. ДСТУ Б.В.2.7.-45-96 Бетони ніздрюваті.
- 49.

					АТЕСТАЦІЙНА РОБОТА	Ар к
Змн.	Арк	№ докум.	Підпис	Дата		108

