

Міністерство освіти і науки України
Центральноукраїнський національний технічний університет
Центр заочної та дистанційної освіти
Кафедра "Будівельні, дорожні машини і будівництво"

"Допустити до захисту"

Зав. кафедрою БДМБ

канд. техн. наук, професор

_____ Настоящий В.А.

" ____ " _____ 2021 р.

КВАЛІФІКАЦІЙНА МАГІСТЕРСЬКА РОБОТА

на тему:

**"Дослідження фізико-механічних характеристик пористих
бетонів та визначення галузі їх використання**

в будівництві"

ДХПБ 079 А

(Альбом документів)

Керівник магістерської роботи

канд. техн. наук, доцент

_____ Лізунков О.В.

" ____ " _____ 2021 р.

Виконав студент групи БІ-20МЗ

спеціальності

192 " Будівництво та цивільна
інженерія"

_____ Безкостний І.В.

" ____ " _____ 2021 р.

Анотація

В роботі здійснено оцінку експлуатаційних характеристик пористих бетонів та галузі оптимального їх використання для теплоізоляції огорожувальних конструкцій будівель.

Досліджено експлуатаційні характеристики пористих бетонів: водопоглинання, густина у природному стані, границя міцності на стискування для різного складу матеріалу.

Розглянуто показники теплопередачі огорожувальних конструкцій, зміну теплопровідності при вбиранні вологи, теплопередачі дослідних зразків та оцінка зміни цього показника в товщі стіни та їх вплив на рівень енергетичну ефективності житлових і громадських будівель.

Здійснено аналіз експлуатаційних характеристик будівельних матеріалів з масиву пористого бетону, проведено аналіз видів пористих бетонів, що використовуються в будівництві за показниками середньої щільності, класу міцності на стискання та морозостійкості, та встановлено теплопровідність пористого бетону у порівнянні з іншими будівельними матеріалами.

Виконано порівняльний аналіз отриманих результатів і їх вплив на експлуатаційні характеристики.

Розроблено рекомендації щодо архітектурно-планувальних і конструктивних рішень для використання пористих бетонів в будівництві.

Наукова новизна роботи полягає в наступному у встановленні залежності фізико-механічних характеристик пористих бетонів від складу компонентів та визначено галузь їх використання.

Summary

The paper evaluates the performance characteristics of porous concrete and the area of their optimal use for thermal insulation of building envelopes.

The operational characteristics of porous concretes are studied: water absorption, density in the natural state, compressive strength for different material composition.

Indicators of heat transfer of enclosing structures, change of thermal conductivity during moisture absorption, heat transfer of prototypes and estimation of change of this indicator in wall thickness and their influence on the level of energy efficiency of residential and public buildings are considered

The analysis of performance characteristics of building materials from solid porous concrete, the analysis of types of porous concrete used in construction in terms of average density, compressive strength and frost resistance, and established the thermal conductivity of porous concrete compared to other building materials.

The comparative analysis of the received results and their influence on operational characteristics is executed.

Recommendations for architectural planning and design solutions for the use of porous concrete in construction have been developed.

The scientific novelty of the work is the following in the established dependences of the physical and mechanical characteristics of porous concrete on the composition of the components and determine the scope of their use.

Центральноукраїнський національний технічний університет

(повне найменування вищого навчального закладу)

Інститут, факультет, відділення **ЦЗДО**

Кафедра, циклова комісія **Будівельні, дорожні машини і будівництво**

Освітньо-кваліфікаційний рівень **магістр**

(шифр і назва)

Спеціальність **192 Будівництво та цивільна інженерія**

(шифр і назва)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри БДМБ,

к.т.н. проф. Настоящий В.А.

“ ” 2021 року

З А В Д А Н Н Я НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ МАГІСТЕРСЬКУ РОБОТУ СТУДЕНТУ

Безкостний Ігор Васильович

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема проекту (роботи) **Дослідження фізико-механічних характеристик пористих бетонів та визначення галузі їх використання в будівництві**

керівник проекту (роботи) **к.т.н. доцент Лізунков О.В.**

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

затверджені наказом вищого навчального закладу від “ 02 ” 08 2021 року №50 -13

2. Строк подання студентом проекту (роботи) **25 листопада 2021р**

3. Вихідні дані до проекту (роботи): нормативна та довідкова література по темі завдання.

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити) **1. Архітектурно-конструктивний розділ. Вихідні дані та технологічний процес 2 Дослідження фізико-механічних характеристик пористих бетонів та визначення галузі їх використання. 3. Розрахунок опору теплопередачі огорожуючих конструкцій з використанням пористих бетонів. 4. Розрахунково-конструктивний розділ. 5. Висновки та рекомендації щодо галузі використання пористих бетонів в будівництві.**

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень)

Не менше 10 плакатів графічних матеріалів які ілюструють методику та результати досліджень

6. Консультанти розділів проекту (роботи)

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Науковий	доцент Лізунков О.В.		
Архітектурно-будівельний розділ	доцент Яцун В.В.		
Розрахунково-конструктивний	доцент Дарієнко В.В.		

7. Дата видачі завдання 10. 09. 2021р.

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів дипломного проекту (роботи)	Строк виконання етапів проекту (роботи)	Примітка
1	Розробка наукового розділу	10.09.-15.10	
2	Розробка розрахунково-конструктивного розділу	15.10.-18.10	
3	Розробка заходів з архітектурно-будівельного розділу	18.10.-10.11.21	
3	Оформлення альбому документів	10.11.-25.11	

Студент

(підпис)

Керівник проекту (роботи)

(підпис)

Безкостний І.В.

(прізвище та ініціали)

Лізунков О.В.

(прізвище та ініціали)

			Позначення	Найменування	Кіль- сть	Прим.	
				Документація загальна			
				Знову розроблена			
A4			ДХПБ 079 ПЗ	Пояснювальна записка			
				Документація з			
				архітектурно-будівельного			
				розділу			
A4			ДХПБ 079 АБ 01	Фасади 1-6, 6-1, Д-А, А-Д			
				Генплан	1		
A4			ДХПБ 079 АБ 02	Пран поверху,			
				План підвалу	1		
A4			ДХПБ 079 АБ 03	План покриття,			
				Розрізи 1-1, 2-2	1		
A4			ДХПБ 079 АБ 04	План покрівлі,			
				Переріз 1-1, 2-2	1		
				Документація			
				з розрахунково-			
				конструктивної частини			
A4			ДХПБ 079 КЗ 01	План фундаментів	1		
A4			ДХПБ 079 КЗ 02	Плита П1	1		
			ДХПБ 079 ВД				
Зм	Лист	№ документа	Підпис	Дата	Дослідження фізико-механічних характеристик пористих бетонів та визначення галузі їх використання в будівництві Відомість магістерської роботи		
Розробив		Безкостний І.					
Перевірів		Лізунков					
Н. контр.		Дарієнко					
Затвердив.		Настоящий			ЦНТУ гр. БІ-20МЗ		
					Літ.	Лист	Листів
					Д	1	

			Позначення	Найменування	Кіль- сть	Прим.
				<u>Документація</u>		
				<u>з організаційно-</u>		
				<u>технологічного розділу</u>		
A1			ДХПБ 079 ОТБ 01	Технологічна карта на		
				виконання земляних робіт	1	
A1			ДХПБ 079 ОТБ 02	Технологічна карта на		
				улаштування покриття	1	
A1			ДХПБ 079 ОТБ 03	Календарний план		
				будівництва об'єкту	1	
A1			ДХПБ 079 ОТБ 04	Будівельний генеральний		
				план	1	
				<u>Документація з науково-</u>		
				<u>дослідного розділу</u>		
A4			ДХПБ 079 ДЧ 01	Мета, об'єкт і предмет		
				дослідження	1	
A4			ДХПБ 079 ДЧ 02	Задачі дослідження	1	
A4			ДХПБ 079 ДЧ 03	Апробація та публікація		
				результатів роботи	1	
A4			ДХПБ 079 ДЧ 04	Розподіл температури		
				у шарі матеріалу	1	
A4			ДХПБ 079 ДЧ 05	Зміна максимальної		
				пружності водяної пари	1	
A4			ДХПБ 079 ДЧ 06	Розподіл відносної		
				вологості	1	
A4			ДХПБ 079 ДЧ 07	Результатидослідження		
				фізико-механічних		
				характеристик		
				огорожуючи конструкцій		
				з пористого бетону	1	
				ДХПБ 079 ВД		
Зм	Лист	№ документа	Підпис	Дата		
					Лист	
					2	

ЗМІСТ

	стор.
Вступ.....	1
1. Архітектурно-конструктивний розділ.....	4
1.1 Вихідні дані та технологічний процес.....	4
1.2 Опис генерального плану.....	5
1.3 Об'єми планування, рішення.....	7
1.5 Конструктивне рішення будівлі	7
1.6 Інженерне обладнання	8
1.7 Технологічний та світлотехнічний розрахунки.....	9
2. Дослідження фізико-механічних характеристик пористих бетонів та визначення галузі їх використання.....	13
2.1 Розрахунок опору теплопередачі орогоджуючих конструкцій з використанням пористих бетонів.....	13
2.2 Розрахунково-конструктивний розділ.....	23
2.2.1 Дані для проектування.....	23
2.2.2 Визначення навантажень.....	26
2.2.3 Розрахунок полки плити.....	28
2.2.4 Розрахунок поперечного ребра.....	32
2.2.5 Розрахунок поздовжнього ребра по міцності.....	36
2.2.6 Визначення геометричних характеристик приведеного перетину плити.....	41
2.2.7 Визначення зусилля поереднього обтискання.....	43
2.2.8 Розрахунок плити на утворення тріщин.....	47
2.2.9 Розрахунок плити по розкриттю тріщин.....	51
2.2.10 Визначення прогину плити.....	54

					ДХПБ 079 ПЗ				
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дат					
Розроб.		Безкостний			Дослідження фізико-механічних характеристик пористих бетонів та визначення галузі їх використання в будівництві Пояснювальна записка	Літ.	Аркуш	Аркушів	
Перевір.		Лізунков					1		
Н.контр.		Дарієнко				ЦНТУ гр. БІ-20МЗ			
З		"							
"		"							

2.2.11 Розрахунок монтажних петель.....	56
2.2.12 Розрахунок плити у стадії виготовлення, транспортування, монтажу.....	57
2.2.13 Розрахунок залізобетонного маршу.....	60
Висновки.....	67
Список літературних джерел.....	68
Додаток 1.....	69
Додаток 2.....	64
Додаток 3.....	85
Додаток 4.....	96

Зм.	Арх.	№ докум.	Підпис	Печатка

ДХПБ 079 ПЗ

Арк.

ВСТУП

В сучасних умовах економічного розвитку України особлива увага приділяється розвитку регіональних підприємств. Виконуючи обласну програму розвитку Кіровоградської області актуальною темою є створення підприємств по переробці сільськогосподарської продукції і виготовленню продуктів народного споживання. Будівництво невеликих сучасних підприємств дозволяє створити матеріальну базу регіонів України, використанню потенціалу місцевих ресурсів і сприяє розвитку послуг населенню.

Одним з напрямків розвитку підприємництва, малого та середнього бізнесу є сфера послуг, яка дозволяє найбільш ефективно використовувати ресурси регіону, надаючи послуги населенню і, одночасно створювати нові робочі місця.

Магазин з власним виробництвом запропонована для власного виробництва, виготовлення, а також безпосередньої реалізації власних хлібопекарських продуктів споживачу.

Будівля являє собою одноповерхову будівлю з підвалиною та цегляними несучими стінами, з зовні облицьовані місцевою цеглою під розшивку. У плані він представляє з себе квадрат з розмірами по вісім 30х30 м. Найбільша висота будівлі 4, 869 м. Основні несучі конструкції стрічкові залізобетонні фундаменти та встановлені на них фундаментні блоки, які і є безпосередньо стінами підвалу, залізобетонні плити перекриття підвалу розміром 6х1,5 м – пустотну, та плити покриття як розміром 12х3 м – ребриста плита, так і пустотні плити розмірами 6х1,5 та 6х1,8 м.

Будівництво здійснюється за 103 доби. Максимальна кількість робочих на будівництві 18 чоловік.

В дослідницькому розділі магістерської роботи виконано дослідження експлуатаційних характеристик пористих бетонів та галузі оптимального їх використання для теплоізоляції огорожуючи конструкцій будівель

Мета роботи – оцінка експлуатаційних характеристик пористих бетонів та галузі оптимального їх використання для теплоізоляції огорожувальних конструкцій будівель.

Об’єкт дослідження:

Експлуатаційні характеристики пористих бетонів: водопоглинання, густина у природному стані, границя міцності на стискування для різного складу матеріалу.

Предмет дослідження – розрахунок теплопередачі огорожуючих конструкцій, зміна теплопровідності при вбиранні вологи, теплопередачі дослідних зразків та оцінка зміни цього показника в товщі стіни та їх вплив на рівень енергоефективності житлових і громадських будівель

Задачі дослідження :

- аналіз експлуатаційних характеристик будівельних матеріалів з масиву пористого бетону;
- аналіз видів пористих бетонів, що використовуються в будівництві за показниками середньої щільності, класу міцності на стискання та морозостійкості,
- аналіз теплопровідності пористого бетону у порівнянні з іншими будівельними матеріалами,
- проведення експериментальних досліджень зразків пористого бетону з метою встановлення граничних значень міцності на стискання в залежності від густини зразка з метою визначення оптимального складу суміші матеріалу;
- здійснення порівняльного аналізу отриманих результатів і їх вплив на експлуатаційні характеристики;
- розробити рекомендації щодо архітектурно-планувальних і конструктивних рішень для використання пористих бетонів в будівництві;

Наукова новизна роботи полягає в наступному:

- встановлено залежність фізико-механічних характеристик пористих бетонів від складу компонентів та визначено галузь їх використання.
- встановлено, що пористі бетони відрізняються від газобетонів не тільки за технологією отримання а в за фізико-механічними характеристиками;
- аналіз показав, що завдяки технології отримання пористих бетонів, значно спрощується їх використання на будівельному майданчику;

- розроблено рекомендації щодо галузі використання пористих бетонів з різними фізико-механічними характеристиками.

Практична значимість роботи полягає в наступному:

- практичні дослідження фізико-механічних характеристик пористих бетонів дозволили визначити галузь їх застосування в будівництві;
- дослідження показали, на фізико-механічні характеристики пористих бетонів впливає не тільки склад компонентів, але й дотримання технології отримання даного будівельного матеріалу.

Апробація роботи здійснена:

Основні положення та висновки роботи доповідалися та обговорювалися на III Всеукраїнській студентській науково-практичній конференції “Досвід впровадження у навчальний процес сучасних комп'ютерних технологій”. - Кропивницький: ЦНТУ, 2021.

1. Архітектурно-конструктивний розділ

1.1. Вихідні дані та технологічний процес

Пропонується використання пористих бетонів у будівництві будівлі магазину. Це обумовлено невисокою вартістю виготовлення пористих бетонів та можливістю виготовлення блоків з цього матеріалу безпосередньо на будівельному майданчику.

Проектуєма будівля магазину має розміри в плані 30х30 м.

Будівництво ведеться у II-гому будівельно-кліматичному районі.

При розробці проекту прийнято наступні умови будівництва:

- сейсмічність району - до 6 балів;
- розрахункова зимова температура повітря – -24°C ;
- нормативне снігове навантаження по 1-му сніговому району (50 кг/м^2);
- нормативне вітрове навантаження по III-му вітровому району ;
- максимальна величина сезонного промерзання ґрунту 100 мм.;
- клімат району хоч і порівняно м'який, але континентальний з різкою амплітудою коливань температури до $60-68^{\circ}\text{C}$;
- температура найбільш холодної доби – -26°C ;
- зона вологості зовнішнього клімату – суха,

- середня швидкість вітру (м/с), у січні – 5,5, у липні – 1.

Вітри бувають східні, північно-східні, північні.

Рельєф спокійний, ділянка характеризується спокійним заляганням шарів і витриманістю їх по потужності та протиранню.

За своїми літологічними ознаками та фізико-механічними характеристиками ґрунти, які складають підвалину поділяють на 4 шари:

- шар 1 – ґрунтово рослинний шар поданий суглинистим чорноземом чорного кольору, потужність шару 0,2 м.

- шар 2 – суглинок озерний – алювіальний, потужність 3,2 м.

- шар 3 – глина озерна, потужність 4,3 м.

- шар 4 – суглинок темно-бурий, потужність 2,7 м.

Рівень підземних вод 5,0 см.

Ступінь пожежної вогнестійкості будівлі II, клас об'єкту за капітальністю 1.

В основу організації магазину з власним виробництвом прийнята система:

- виробництво напоїв та виробів у вигляді піци;

- обслуговування населення, реалізація продукції власного виробництва.

У даній будівлі передбачені наступні ділянки:

- торговий зал магазину;

- приміщення для технічного персоналу;

- виробничий цех зі всіма кладовими, сортувальними, мийними, приймальнями, підсобними приміщеннями;

- санітарно технічні приміщення для обслуговуючого персоналу.

- на всіх ділянках передбачені протипожежні заходи у відповідності з діючими будівельними нормами та правилами. Передбачена система місцевої та аварійної вентиляції, в загальні у виробничих приміщеннях, улаштовані вентиляції та інші прилади для очищення повітря у приміщеннях.

В пожежно небезпечних приміщеннях передбачено улаштування пожежної сигналізації та локальних засобів.

1.2 Опис генерального плану

Ділянка відноситься до 1У будівельного району.

Вхід робітників до магазину з власним виробництвом передбачений через

службові входи, також є в окремий підхід для службових машин, та машин, які обслуговують дані приміщення та підприємство.

Територія магазину огорожена та знаходиться під охороною.

Для забезпечення санітарно-гігієнічних умов на території передбачена посадка дерев, для естетичного вигляду магазину улаштовані газони з квітами, кущі у місцях масового проході людей уздовж проїздів влаштовується асфальтовані тротуари завширшки 1-3,0 м.

З метою охорони навколишнього середовища передбачено комплекс необхідних заходів по охороні повітряного басейну та охороні поверхневих вод і ґрунту від забруднення. Передбачені проектом технологічні процеси забезпечують мінімально допустимі норми викидів шкідливих речовин в атмосферу і водоймища, шуму та вібрації.

В будівлі, що проектується безпосередньо розташований адміністративно побутові приміщення і найбільш для приміського персоналу.

На північно-західному напрямку розташовано житловий будинок, неподалік метрів за 520 у напрямку південно-східному розташована автостоянка, біля якої проходять дві головні дороги міста. Позаду на північ від магазину, що проектується розташовано господарче подвір'я.

За умовну відмітку 0,000 прийнято рівень чистої підлоги.

Техніко економічні показники генплану:

- будівельний об'єм будівлі – 3700,56 м²;
- загальна площа – 902,62 м²; -корисна площа – 833,67 м²;
- корисна площа – 700, 08 м²;
- площа забудови – 981,25 м²;
- відношення нормативної площі, до корисної $K_1=0,84$.

1.3 Об'єми планування, рішення

Магазиня, що проектується має в плані форму квадрата розміром 30х30 м.

Будівля одноповерхова з підвалиною, висотою 4,865 – найвища точка будівлі.

Для виконання технологічного процесу будівля поділена на ділянки, діляниці, робота на яких виконується послідовно.

1.4 Конструктивне рішення будівлі

Будівля, що проектується будується з пінобетону. Облицьовування зовнішніх стін виконується оздоблювальною цеглою, утеплення за рахунок легких бетонів.

Фундаменти залізобетонні. Перегородки в будівлі гіпсобетонні, та гіпсоцементні, там де це потрібно. Плити перекриття між підвалом – пустотілі розміром 6000x1500. Плити покриття ребристі розміром 12x3 м, пустотілі з круглими пустотами 6x1,5 м, також використовуються плити з отвором.

Плити довжиною 12 м використовуються для перекриття великих прольотів без використання зайвих несучих стін, торговельний зал загальною площею 250 м², без зайвих громіздких перегородок.

Покрівля складається з решітчастої стяжки, пароізоляції, теплоізоляції з пінобетонних плит товщиною h=120 мм, та 4-х слоїв руберойду направляючого.

Покрівля виконана з ухилом до найближчих водостічних воронок. Підлога у підвалі – бетонна. Бетон використовується у складі будівельних матеріалів та самостійно.

У торговельному залі та інших приміщеннях підлога виконана з керамічної плитки, що обумовлено санітарно-гігієнічними нормами. У приміщеннях адміністративного призначення на підлогу наслано лінолеум.

Для освітлення для торговельної площі так і інших приміщень передбачені витяжки і вікна у металевому перекритті. Двері всередині приміщення виконані дерев'яні, вони мають різні розміри, вхідні - в металевому переплетінні.

1.5 Інженерне обладнання

Теплоносієм для опалення і вентиляції є гаряча вода. Мережі водопроводу і каналізації підключаються до однойменних мереж міста. Електромережі на території майданчику проводяться за допомогою електричних кабелів. Кабель радіо прокладається у комунікаціях.

На вентиляційних витяжних системах і місцевих відсосах для технологічного обладнання передбачається радіогенний пристрій, що забезпечує

до 98% очищення повітря.

Очищення стічних вод передбачається в блоці очищення забруднених стоків, передбачено також очищення і інших вод, що використовуються на виробництві.

Очисні споруди з'єднані в єдиний блок очищення забруднених стоків.

Дощові води з території скидаються з зливну каналізацію без очищення.

1.6 Технологічний та світлотехнічний розрахунки

1.6.1 Теплотехнічний розрахунок

Дані для проектування беруться з: [1, 2].

Температура внутрішнього повітря - 16°C .

Відносна вологість - 49%.

Вологісний режим приміщення – сухий.

Зона вологості району будівництва – суха.

Умови експлуатації огорожуючої конструкції - “Б”.

Теплопровідність для матеріалу:

$$\lambda_1 = 0,7 \text{ Вт/см}^0\text{C};$$

$$\lambda_2 = 0,41 \text{ Вт/м}^0\text{C}.$$

Розрахунковий коефіцієнт теплозапасу для матеріалу:

$$S_1 = 8,68 \text{ Вт/см}^2 \text{ }^0\text{C};$$

$$S = 6,13 \text{ Вт/см}^2$$

Нормативний температурний період: $\Delta t_n = 10^0\text{C}$.

Коефіцієнт, що враховує розташування конструкції: $n = 1$.

Коефіцієнт теплопередачі, внутрішньої поверхні: $\alpha_{\text{в}} = 8,7 \text{ Вт/м}^2 \text{ }^0\text{C}$.

Коефіцієнт тепловіддачі зовнішньої поверхні: $\alpha_{\text{н}} = 23 \text{ Вт/см}^2 \text{ }^0\text{C}$;

1. Визначаємо опір теплопередачі шарів

$$R_1 = \frac{\delta_1}{\lambda}; \quad (1.1)$$

$$R_1 = \frac{0,015}{0,7} = 0,0214 \frac{\text{м}^2\text{ }^0\text{C}}{\text{Вт}};$$

$$R_1 = \frac{0,02}{0,41} = 0,4878 \frac{\text{м}^2 \text{C}}{\text{Вт}};$$

2. Розраховуємо теплову енергію огорожуючої конструкції:

$$D = R_1 \cdot S_1 + R_2 \cdot S_2 = 0,0214 \cdot 8,69 + 0,4878 \cdot 6,13 = 3,360;$$

Так, як $4 > 3,362 > 1,5$ то розрахункову температуру зовнішнього повітря приймаємо найбільш холодної доби $t_n = -26^\circ \text{C}$.

3. Визначаємо потрібний опір тепловіддачі:

$$R_o^{Tp} = \frac{n(t_B - t_n)}{\Delta t^m \cdot \alpha_B} = \frac{1(16 - (-26))}{10 \cdot 8 \cdot 7} = 0,483 \frac{\text{м}^2 \text{C}}{\text{Вт}};$$

4. Визначаємо опір теплопередачі огорожуючої конструкції:

$$R_o = \frac{1}{\alpha_B} + R_k + \frac{1}{\alpha_n} = \frac{1}{8 \cdot 7} + 0,5306 + \frac{1}{23} = 0,689;$$

де $K_{\Pi} = R_1 + R_2 = 0,6306 \text{ м}^2 \text{C}/\text{Вт}$.

5. Визначаємо значення мінімального завищуючого коефіцієнту r_{ef} до R_0^{Tp} ;

$$r_{ef} = 1,3.$$

6. Визначаємо значення R_0^{Tp} з урахуванням завищуючого коефіцієнту:

$$R_{0ef}^{Tp} = r_{ef} \cdot R_0^{Tp} = 1,3 \cdot 0,483 = 0,628 \text{ м}^2 \cdot ^\circ \text{C}/\text{Вт};$$

7. Встановлюємо виконання умови $R_0 \geq R_{0ef}^{Tp}$;

$$R_0 = 0,689 \text{ м}^2 \cdot ^\circ \text{C}/\text{Вт} > R_{0ef}^{Tp} = 0,628 \text{ м}^2 \cdot ^\circ \text{C};$$

отже технологічний розрахунок виконано і змінювати товщину шарів або матеріалу не потрібно.

1.6.2 Світлотехнічний розрахунок

Виконаємо розрахунок торгівельної зали з розмірами 18x18 м і висотою 3 м:

- приймаємо виконання робіт середньої точності, тобто 1У розряду;
- віконні проєми (вітражі великого розміру 2,56x4,20 м) засклені подвійним склом, зі сталевого перепльоту, що відкривається;
- інтер'єр виконано у світло-пастельних тонах:
 - а) стеля-білий, коефіцієнт відбиття – 0,7;

б) стіни – світло зелені або голубі – 0,5;

в) підлога – сіра коефіцієнт – 0,3.

Місто будівництва – м. Новомиргород.

1. Визначаємо нормативи значення коефіцієнта природнього освітлення (КПО) за формулою:

$$\ell^{IV} = \ell_u^{III} \cdot m \cdot c, \quad (1.2)$$

де ℓ_u^{III} - значення КПО за 9абл.. 1 та 9абл.. 2 [3];

m – коефіцієнт світлого клімату за 9абл.. 4 [3];

ℓ - коефіцієнт клімату табл.5 [3];

$$\ell_n = \ell^{IV} = 1,5 \cdot 0,9 \cdot 0,95 = 1,2825\%.$$

ℓ

Місто Новомиргород знаходиться у 1У полі світлового клімату.

2. Виконуємо попередній розрахунок площі світлових отворів.

По боковому освітленні за формулою

$$100 \frac{S_0}{S_n} = \frac{\ell_n \cdot R_g \cdot h_0}{\tau_1 \cdot \tau_0} \cdot R_{\text{бод}}; \quad (1.3)$$

де S_0 – площа світлових отворів при бічному освітленні;

S_n – площа підлоги приміщення;

ℓ_n – нормативне значення КПО;

R_g – коефіцієнт запасу прийнятий з табл.3 [3];

η - світлова характеристика вікон, прийнята з табл.26 [4];

$R_{\text{бод}}$ – коефіцієнт, що враховує затінок вікон проти стоячими будівлями

якщо їх немає, або вони стоять на значній відстані, то $R_{\text{бод}} = 1$;

τ_0 – загальний коефіцієнт світлопропускання визначається за формулою:

$$\tau_0 = \tau_1 \cdot \tau_2 \cdot \tau_3 \cdot \tau_4 \cdot \tau_5;$$

τ_1 – коефіцієнт світлопропускання матеріалу визначений за табл.28 [4];

τ_2 – коефіцієнт, що враховує витрати світла у віконних оправах, визначаємо за табл. 28 [4];

τ_3 – коефіцієнт, що враховує витрати світла з несучих конструкцій (табл.28) (при бічному освітленні $\tau_3=1$) [4];

τ_4 – коефіцієнт, що враховує витрати світла у сонцезахисних пристроях

(табл.29) [4];

τ_5 – коефіцієнт, що враховує витрати світла у захисті сітці;

r_1 – коефіцієнт, що враховує підвищення КПО при бічному освітленні, завдяки світлу, яке відбивається від поверхонь приміщення, та підстиляючого шару, яке примикає до будівлі, приймаємо за табл. 30 [4];

$$S_{\text{буд}} = 18 \cdot 18 = 324 \text{ м}^2;$$

$$\ell_n = 1,2825\%;$$

$$R_{\text{буд}} = 1,3; R_{\text{зд}} = 1;$$

$$\tau_0 = 0,9 \cdot 0,75 \cdot 1 = 0,675.$$

Для визначення η_0 знаходимо наступну величину:

$$\ell_n / B = 18/18 = 1;$$

- відношення глибини приміщення B , до його висоти від рівня умовної робочої поверхні до краю вікон h_1 :

$$B/h_1 = 18/3,075 = 5,853;$$

$$h_1 = 4,865 - 0,8 = 4,065 \text{ м};$$

де 0,8 – рівень шумової робочої поверхні.

Отже $\eta_0 = 11,52$.

Для визначення коефіцієнту τ_1 знаходимо наступні величини:

-середньозважений коефіцієнт відбиття стелі, стін та підлоги за формулою:

$$\beta_{\text{ср}} = \frac{\beta_1 S_1 + \beta_2 S_2 + \beta_3 S_3}{S_1 + S_2 + S_3}; \quad (1.4)$$

де $S_1 = 324 \text{ м}^2$ – площа стелі;

$S_2 = 216 \text{ м}^2$ – площа стін;

$S_3 = 324 \text{ м}^2$ – площа підлоги

$$\beta_{\text{ср}} = \frac{324 \cdot 0,4 + 0,5 \cdot 216 + 0,3 \cdot 324}{324 + 215 + 324} = 0,5;$$

Відношення відстані найбільш відданої точки від зовнішньої стіни до глибини приміщення

$$\ell / \beta = 18/18 = 1;$$

За таблицею 30 [4] визначаємо $r_1 = 5,7$ (при боковому односторонньому освітленні).

Отже визначаємо необхідну площу вікон:

$$S_0 = \frac{324 \cdot 1,2825 \cdot 1,3 \cdot 11,52}{100 \cdot 5 \cdot 7 \cdot 0,675} = 16,17 \text{ м}^2$$

2. Дослідження фізико-механічних характеристик пористих бетонів та визначення галузі їх застосування

Теплоізоляція (опір теплопередачі) стін з пінобетону і варіанти їх будівництва визначаються новими нормами по теплоізоляції стін, по яких, наприклад, мінімальна товщина цегляної стіни має бути близько 2 метрів. Природно, що будувати будинки з такими стінами економічно не вигідно. Цей матеріал повинен був забезпечувати хорошу теплоізоляцію, бути екологічно чистим і довговічним. Усім цим вимогам відповідає пінобетон, і з цієї причини попит на цей матеріал нині безперервно росте. Важливим показником для будівельних матеріалів, враховуючи умови застосування є паропроникність шару матеріалу - здатність пропускати або затримувати водяну пару в результаті різниці парціального тиску водяної пари при однаковому атмосферному тиску на обох сторонах шару матеріалу, що характеризується величиною коефіцієнта паропроникності або опором проникності при впливі водяної пари. Одиниця виміру m - розрахунковий коефіцієнт паропроникності матеріалу шару огорожувальної конструкції (мг/(м год Па))

Механічні властивості пінобетонного масиву залежать від густини матеріалу, яка регулюється дозуванням таких компонентів як пісок або трепел. В процесі дослідження встановлено значення коефіцієнтів теплопровідності та паропроникності для пінобетонів різної щільності. Результати досліджень наведені в таблиці 2.1

*

2.1 Розрахунок опору теплопередачі огорожуючих конструкцій з використанням пористих бетонів

Визначаємо потрібний опір теплопередачі огорожуючої конструкції для будівлі, за виключенням віконних і дверних отворів, за формулою:

$$R_0 = \frac{n \cdot (t_g - t_n)}{\Delta t^n \cdot \alpha_g} \quad \text{м}^2 \cdot \text{°C} / \text{Вт}$$

де n – к-нт, приймається в залежності від розташування поверхні огорожуючої конструкції і визначається по таблиці 3*

$$n = 1$$

$t_{\text{в}}$ – температура внутрішнього повітря, С приймаємо згідно ГОСТ 12.1.005 - 76 нормам проектування відповідних будівель.

$$t_{\text{в}} = +20^{\circ}\text{C}$$

$t_{\text{н}}$ – розрахункова зимова температура зовнішнього повітря, С приймаємо у відповідності з п 2.3*

$$t_{\text{н}} = \frac{t_{\text{xe}} + t_{\text{xn}}}{2} = \frac{-27 - 23}{2} = -25^{\circ}\text{C}$$

середня температура найбільш холодних 3-х суток.

Вона приймається у відповідності із СніП II-2/01/01 – 82 з урахуванням теплової енергії D огорожуючої конструкції.

$$D = R_1 \cdot S_1 + R_2 \cdot S_2 + R_3 \cdot S_3$$

де R_1, R_2, R_3 – тепловий опір окремих шарів огорожуючої конструкції і визначається по формулі

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

δ – товщина слоя

λ – Розрахунковий коефіцієнт теплопровідності матеріала по прил 3

$$\delta_1 = 0,02\text{ м} \qquad \lambda_1 = 0,93 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^{\circ}\text{C}}$$

$$\delta_1 = 0,14\text{ м} \qquad \lambda_1 = 0,68 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^{\circ}\text{C}}$$

$$\delta_1 = 0,02\text{ м} \qquad \lambda_1 = 1,86 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^{\circ}\text{C}}$$

$$R_1 = \frac{0,02}{0,93} = 0,021 \frac{\text{м}^2}{\text{Вт}} \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$R_1 = \frac{0,14}{0,68} = 0,206 \frac{\text{м}^2}{\text{Вт}} \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$R_1 = \frac{0,02}{1,86} = 0,011 \frac{\text{м}^2}{\text{Вт}} \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$S_1 - S_2 - S_3$ – розрахункові коефіцієнти теплотасвоєння матеріала окремих слоїв огорожуючих конструкцій

$$S_1 = 11,09 \frac{Bm}{m^2 \cdot C}$$

$$S_1 = 11,09 \frac{Bm}{m^2 \cdot C}$$

$$S_1 = 11,09 \frac{Bm}{m^2 \cdot C}$$

Визначаємо теплову інерцію огорожуючої конструкції

$$D_{\bar{o}} = 0,021 \cdot 11,09 + 0,63 \cdot 9,3 \cdot 0,027 \cdot 17,88 = 6,57$$

Аналогічним чином визначаємо для цегляної стіни

$$R_1 = \frac{0,42}{0,93} = 0,0215 \frac{m^2 \cdot C}{Bm} \quad S_1 = 11,09 \frac{Bm}{m^2 \cdot C}$$

$$R_2 = \frac{0,51}{0,81} = 0,63 \frac{m^2 \cdot C}{Bm} \quad S_1 = 10,12 \frac{Bm}{m^2 \cdot C}$$

$$D_{\text{цег}} = 2 \cdot 0,0215 \cdot 11,09 + 10,12 \cdot 0,63 = 6,85$$

$\Delta t''$ - нормативний температурний перелад між температурою внутрішнього повітря і температурою внутрішньої поверхні огорожуючої конструкції приймаємо по таблиці 2*

$$\Delta t'' = t_{\bar{o}} - t_p = 20 - 14,4 = 20 - 14,4 = 5,6^\circ C$$

$\alpha_{\bar{o}}$ - коефіцієнт теплопередачі внутрішньої огорожуючої конструкції приймаємо по таблиці 4*

$$\alpha_{\bar{o}} = 8,7 \quad \text{якщо } \leq 80 \frac{K^2}{m^2}$$

$$\alpha_{\bar{o}} = 12 \quad \text{якщо } > 80 \frac{K^2}{m^2}$$

Для будівлі

$$R^{Tp}_0 = \frac{n \cdot (t_{\bar{o}} - t_n)}{\Delta t'' \cdot \alpha_{\bar{o}}} = \frac{1(20 + 25)}{5,6 \cdot 8,7} = 0,92 \frac{m^2 \cdot ^\circ C}{Bm}$$

коли $n = 1$

$$t_{\bar{o}} = +16^\circ C \quad t_n = -25^\circ C$$

$$\alpha_{\bar{o}} = 12 \quad \Delta t'' = t_{\bar{o}} - t_p = 16 - 11,53 = 4,47^\circ C$$

У зв'язку з тим, що нормативний опір стін повинен бути

$$R''_0 = 1,7 - 2,2 \frac{m^2 \cdot C}{Bm}$$

Згідно до району будівництва приймаємо $R_0'' = 1,8 \text{ м}^2 \text{С} / \text{Вт}$ для обох типів огорожуючих конструкцій.

2.2 Перевірка опору теплопередачі існуючих огорожуючих конструкцій.

Визначаємо опір теплопередачі огорожуючої конструкції згідно

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_{\text{в}}} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{1}{\alpha_{\text{н}}}$$

$\alpha_{\text{в}}$ - те що і в формулі 1.

$\alpha_{\text{н}}$ - коефіцієнт тепло передачі наружної поверхні огорожуючої конструкції приймаємо по таблиці 6

$$\alpha_{\text{н}} = 23 \text{ Вт} / \text{м}^2 \text{С}$$

$\delta_1, \delta_2, \delta_3$ – товщина шарів

$\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3$ – розрахунковий коефіцієнт теплопровідності таб 3*

$$R_0 = \frac{1}{8,7} = 0,021 + 0,63 + 0,027 + \frac{1}{23} = 0,84 \text{ м}^2 \text{С} / \text{Вт}$$

Зважаючи на те, що $R_0 \leq R_0''$, то потрібно утеплювати конструкцію.

Визначаємо R_0 так, як і в першому випадку

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_{\text{в}}} + 2 \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{1}{\alpha_{\text{н}}}$$

$R_0 < R_0''$ отже конструкцію треба утеплювати.

2.3 Розрахунок утеплення стінових конструкцій.

Зважаючи на те, що вологий режим експлуатації. При таких умовах роботи утеплення з середини будівлі не рекомендується, так як утеплювач при вбиранні у себе вологи втрачає свої властивості по теплопровідності.

Прийнявши $R_0'' = 1,8 \frac{M^2 C}{Bm}$ визначаємо товщину різного виду утеплювачів.

Плити мінераловатні на синтетичному і бітумному в'язучому
ГОСТ 12394-66 типу URSA

$$\gamma = 50 \frac{Kz}{M^3} \quad \lambda_1 = 0,06 \frac{Bm}{M^0 C}$$

для магазину

$$\delta_2 = \lambda_2 \cdot \left(R_0'' - \left(\frac{1}{\alpha_6} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{\delta_4}{\lambda_4} + \frac{\delta_5}{\lambda_5} + \frac{1}{\alpha_n} \right) \right) =$$
$$0,06 \left(1,8 - \left(\frac{1}{8,7} + \frac{0,01}{0,41} + \frac{0,02}{0,93} + \frac{0,43}{0,68} + \frac{0,05}{1,86} + \frac{1}{23} \right) \right) = 0,056 \text{ м} = 56 \text{ мм.}$$

де

1. Асбестоцементний лист $\gamma = 1600 \frac{Kz}{M^3}$ ГОСТ 18124-75* $\lambda = 0,41 \frac{Bm}{M^0 C}$

2. Утеплювач

3. Цементно пісчаний розчин М75

4. Бетон ракушечний $\gamma = 1600 \frac{Kz}{M^3}$ $\lambda = 0,68 \frac{Bm}{M^0 C}$

5. Важкий бетон $\gamma = 2400 \frac{Kz}{M^3}$ В15 $\lambda = 1,86 \frac{Bm}{M^0 C}$

Пінополіуріан $\gamma = 40 \frac{Kz}{M^3}$ ТУ 6787 -75 $\lambda = 0,04 \frac{Bm}{M^0 C}$

Будівля магазину

$$\delta_2 = 0,04 \left(1,8 - \left(\frac{1}{8,7} + \frac{0,01}{0,41} + \frac{0,02}{0,93} + \frac{0,43}{0,68} + \frac{0,05}{1,86} + \frac{1}{23} \right) \right) = 0,037 \text{ м} = 37 \text{ мм.}$$

Утеплювач ISOVER KT-11 $\gamma = 11 \frac{Kz}{M^3}$ $\lambda = 0,036 \frac{Bm}{M^0 C}$

Будівля:

$$\delta_2 = 0,036 \left(1,8 - \left(\frac{1}{8,7} + \frac{0,01}{0,41} + \frac{0,02}{0,93} + \frac{0,43}{0,68} + \frac{0,05}{1,86} + \frac{1}{23} \right) \right) = 0,034 \text{ м} = 34 \text{ мм.}$$

Визначивши необхідну товщину утеплювача можна стверджувати, що умова $R_0 < R_0''$ виконана але в промисловості виготовляють утеплювачі лише уніфікованих розмірів А зокрема 40;50;80 і тд. Отже приймаємо такі розміри

I 75мм

II 50мм

III 50мм

зважаючи на те, що це мінімальна товщина при його виготовленні!

Аналогічним чином як і в попередньому випадку визначаємо товщину утеплювачів для суцільної цеглової стінки.

1. Асбестоцементний лист $\gamma = 1600 \frac{\text{кг}}{\text{м}^3}$ ГОСТ 18124-75* $\lambda = 0,41 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^\circ\text{С}}$

2. Утеплювач

3. Цементно пісчаний розчин М75 $\gamma = 1800 \frac{\text{кг}}{\text{м}^3}$ $\lambda = 0,93 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^\circ\text{С}}$

4. Цегляна кладка із суцільної цегли пластичного формування М75

$$\lambda = 0,81 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^\circ\text{С}} \quad \gamma = 1800 \frac{\text{кг}}{\text{м}^3}$$

I Плити мінерало ватні на синтетичному і бітумному в'язучому

ГОСТ 12394-66 $\gamma = 50 \frac{\text{кг}}{\text{м}^3}$ $\lambda = 0,06 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^\circ\text{С}}$ типу URSA

Будівля магазину

$$\delta_2 = 0,06 \left(1,8 - \left(\frac{1}{8,7} + \frac{0,01}{0,41} + 2 \cdot \frac{0,02}{0,93} + \frac{0,51}{0,81} + \frac{1}{23} \right) \right) = 0,057 \text{ м} = 57 \text{ мм.}$$

II Пінополіуретан $\gamma = 40 \frac{\text{кг}}{\text{м}^3}$ ТУ 6787-75* $\lambda = 0,04 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^\circ\text{С}}$

Будівля магазину

$$\delta_2 = 0,04 \left(1,8 - \left(\frac{1}{8,7} + \frac{0,01}{0,41} + 2 \cdot \frac{0,02}{0,93} + \frac{0,51}{0,81} + \frac{1}{23} \right) \right) = 0,038 \text{ м} = 38 \text{ мм.}$$

III Утеплювач ISOVER KT-11 $\gamma = 11 \frac{\text{кг}}{\text{м}^3}$ $\lambda = 0,036 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^\circ\text{С}}$

Будівля магазину

$$\delta_2 = 0,036 \left(1,8 - \left(\frac{1}{8,7} + \frac{0,01}{0,41} + 2 \cdot \frac{0,02}{0,93} + \frac{0,51}{0,81} + \frac{1}{23} \right) \right) = 0,034 \text{ м} = 34 \text{ мм.}$$

Уніфіковані розміри

I $\delta_2 = 75 \text{ мм}$

II $\delta_2 = 50 \text{ мм}$

III $\delta_2 = 50 \text{ мм}$ як і у першому випадку.

Після уніфікації розмірів утеплювача визначаємо дійсний опір теплопередачі огорожуючої конструкції.

Залізобетонні стінові панелі

I. Плити мінераловатні:

Будівля магазину

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_e} + \frac{\sigma_1}{\lambda_1} + \frac{\sigma_2}{\lambda_2} + \frac{\sigma_3}{\lambda_3} + \frac{\sigma_4}{\lambda_4} + \frac{\sigma_5}{\lambda_5} + \frac{1}{\alpha_n} =$$
$$\frac{1}{8,7} + \frac{0,01}{0,41} + \frac{0,08}{0,06} + \frac{0,02}{0,93} + \frac{0,14}{0,68} + \frac{0,02}{1,86} + \frac{1}{23} = 1,88 \frac{\text{м}^2\text{С}}{\text{Вт}}$$

II. Пінополіуретан $\gamma = 40 \frac{\text{кг}}{\text{м}^3}$ ТУ 6787-75 $\lambda = 0,04 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^\circ\text{С}}$

Будівля магазину

$$R_0 = \frac{1}{8,7} + \frac{0,01}{0,41} + \frac{0,04}{0,04} + \frac{0,02}{0,93} + \frac{0,14}{0,68} + \frac{0,02}{1,86} + \frac{1}{23} = 1,87 \frac{\text{м}^2\text{С}}{\text{Вт}}$$

III Утеплювач ISOVER KT-11 $\gamma = 11 \frac{\text{кг}}{\text{м}^3}$ $\lambda = 0,036 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^\circ\text{С}}$

Будівля магазину

$$R_0 = \frac{1}{8,7} + \frac{0,01}{0,41} + \frac{0,05}{0,036} + \frac{0,02}{0,93} + \frac{0,14}{0,68} + \frac{0,02}{1,86} + \frac{1}{23} = 2,25 \frac{\text{м}^2\text{С}}{\text{Вт}}$$

Суцільна цегляна кладка

I. Плити мінераловатні $\gamma = 50 \text{ кг/м}^3$ $\lambda = 0,06 \text{ Вт/м}^0\text{С}$

Будівля магазину

$$R_0 = \frac{1}{8,7} + \frac{0,01}{0,41} + 2 \cdot \frac{0,02}{0,93} + \frac{0,08}{0,06} + \frac{0,51}{0,81} + \frac{1}{23} = 1,82 \text{ м}^2\text{С/Вт}$$

II. Пінополіуретан $\gamma = 40 \text{ кг/м}^3$ ТУ 6787-75 $\lambda = 0,04 \text{ Вт/м}^0\text{С}$

Будівля магазину

$$R_0 = \frac{1}{8,7} + \frac{0,01}{0,41} + \frac{0,04}{0,41} + \frac{0,04}{0,04} + 2 \cdot \frac{0,02}{0,93} + \frac{0,51}{0,81} + \frac{1}{23} = 1,85 \text{ м}^2\text{С/Вт}$$

III Утеплювач ISOVER KT-11 $\gamma = 11 \text{ кг/м}^3$ $\lambda = 0,036 \text{ Вт/м}^0\text{С}$

Магазин:

$$R_0 = \frac{1}{8,7} + \frac{0,01}{0,41} + \frac{0,05}{0,036} + 2 \cdot \frac{0,02}{0,93} + \frac{0,51}{0,81} + \frac{1}{23} = 2,24 \text{ м}^2\text{С/Вт}$$

Ціни на укладання і вартість самих матеріалів 80.44+

+ОЗП 54.57: мм 4.66

+зарплата машиніста 2.38

+матеріальні ресурси 21.21

згідно з СНУ 93р. І ЕРУ 97р.

На кожен наступний шар іде добавка 62,51 на 100 м²

ОЗП 42.66:МММ 4.44

зарплата машиніста 2.27

матеріальні ресурси 15.41

Всі вище згадані розцінки дані на 100 м²

Вартість мінераловатної плити М150

12.09 грн на м² У1, ЧІ, Р IV

Вартість пінополіуретану

10,95 грн на тону виробу

Вартість ISOVER KT-11

8,4 грн. На 1 м²

4.2.4 Визначення товщини утеплювача на плитах покрівлі

Для утеплювача на покритті беремо пінобетон $\gamma = 400 \frac{\text{кг}}{\text{м}^3}$ Який виготовляється безпосередньо на будівельному майданчику.

Схема покриття товщина утеплювача визначаємо при $R_n = 1,8 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{C}}{\text{Вт}}$

$$\delta = \lambda \left(R_n - \left(\frac{1}{\alpha_e} + \sum R + \frac{1}{\alpha_n} \right) \right)$$

1. Асбестоцементний лист =

$$0,14 \left(1,8 - \left(\frac{1}{8,7} + \frac{0,028}{1,95} + \frac{0,008}{0,52} + \frac{1}{23} \right) \right) = 0,246 = 246 \text{ мм}$$

$$\gamma = 1800 \frac{\text{кг}}{\text{м}^3} \quad \lambda = 0,52 \frac{\text{Вт}}{\text{м} \cdot \text{C}}$$

2. Брус об решітки 50х50

3. Ребриста з/б плита $\gamma = 400 \frac{\text{кг}}{\text{м}^3} \quad \lambda = 0,14 \frac{\text{Вт}}{\text{м} \cdot \text{C}}$

Приймаємо $\delta = 250 \text{ мм}$

2. Розрахунково-конструктивний розділ

2.1 Дані для проектування

Необхідно розрахувати і розробити конструкцію залізобетонної ребристої попередньо напруженої плити розміром 12х3 м, яка призначена для покриття одноповерхової будівлі, що зводиться у III-му районі снігового навантаження. Режим вологості приміщення - нормальний. За ступенем відповідальності будівля відноситься до II-го класу.

До тріщиностійкості попередньо напруженої плити пред'являються вимоги 3-й категорії. Загальний вид плити показав на рис.2.1. Висоту перетину плити (повздовжніх ребер) приймаємо $h=1/27=12/27=44,5$ см приймаємо $h=45$ см = 450 мм, де h – номінальна довжина плити.

Ширину повздовжніх ребер по низу приймаємо 10 см;

- товщину полки плити – 2,5 см;

- висоту поперечних ребер – 15 см;

- висоту середнього ребра з ціллю збільшення міцності плити приймаємо – 25 см;

- відстань між поперечними ребрами – 99 см.

На одну плиту витрачається $2,74 \text{ м}^3$, а з урахуванням замоноличення швів – $2,95 \text{ м}^3$.

Конструктивне рішення

Плита виконана з конструктивного важкого бетону (по ГОСТ 25192-82) класу по міцності на стискання В35. Обтиск бетону здійснюється зусиллям напруженої арматури при досягненні 70% міцності бетону. При виготовленні плита підвергається типові обробці при атмосферному тиску.

Напружену арматуру приймаємо з гарячекатаної арматурної сталі А-У.

Полку плити армуємо плоскою рулонною сіткою з арматурної проволочки класу Вр-1, поперечні повздовжні ребра з тієї ж проволочки і гарячекатаної арматурної сталі класу А-III, у вигляді плоских каркасів. Петлі для підйому плити – з арматурної сталі класу А-1.

Рис. 2.1 - Загальний вид і схеми армування плити покриття розміром 3х12 м

Напруження арматури виконується механічним методом на упори форми з використанням інвентарних зажимів.

Розрахункові характеристики

Розрахункові характеристики матеріалу для плити приймаємо по [5].

Для бетону класу В35:

- осьове стискання $R_b=19,5$ МПа;

$$R_{bt}=1,30 \text{ МПа}; R_{b/ser}=25,5 \text{ МПа}; R_{bt/ser}=1,95 \text{ МПа};$$

Початковий модуль пружності:

$$E_b = 34500 \text{ МПа.}$$

Так, як навантаження малої сумарної тривалості за період експлуатації відсутні, а умови експлуатації – складні, для нарощування міцності бетону, приймаємо коефіцієнт умови роботи бетону $\gamma_{b2} = 0,9$ згідно табл.15 [5], з урахуванням якого:

$$R_b=0,9 \cdot 19,5=17,55 \text{ МПа};$$

$$R_{bc} = 0,9 \cdot 1,30=1,17 \text{ МПа};$$

Характеристики бетону при передаточній міцності (70%R):

$$R_{bt}=13,65 \text{ МПа}; R_{btp}=0,91 \text{ МПа};$$

$$R_{bp,ser}=1,36 \text{ МПа}; E_{bp}=24150 \text{ МПа},$$

При перевірці міцності плити у стадії обтискання вводимо коефіцієнт умови роботи бетону $\gamma_{bo}=1,2$ з урахуваннями γ_{b8} передаточна міцність бетону:

$$R_{bp} = 16,38 \text{ МПа};$$

$$R_{bep}=1,09 \text{ МПа.}$$

Розрахункові характеристики арматури прийняті для плити, наведені у табл.2.1.

Таблиця 2.1 – Розрахункові характеристики арматури

Клас	Діаметр мм	R_s	R_{sc}	R_{sw}	$R_{s,ser}$	E_s
A-1		225				210000
A-III	10...40	365	365	290		200000

Вр-1	3	375	375	270		
Вр-1	4	365	365	265		170000
Вр-1	5	360	360	260		
А-У		680	400		785	190000

2.2 Визначення навантажень

На плиту діють постійні та тимчасові навантаження. Постійні навантаження складаються з ваги теплової ізоляції покриття і ваги плити. Тимчасове навантаження – вага снігового покриву, вага пилу і робочих з інструментом. Усі розрахункові навантаження визначаються з урахуванням коефіцієнту надійності за призначенням $\gamma_n=0,95$, прийнятого для будівлі II - го класу відповідальності.

Нормативне навантаження від ваги плити на 1 м^2 покриття складає

$$G_n = 24,52 (2,95/3 \cdot 12) = 2,009 \text{ кПа}$$

де 24,52 – щільність залізобетону, яка дорівнює $2500 \cdot 0,80665 = 24,55 \text{ кН/м}^3$.

Тривалі навантаження від ваги пилу складає 0,35 кПа. Нормативне снігове навантаження на 1 м^2 площі горизонтальної проекції двоскатного покриття будівлі без фонарів:

$$S_n = S_o \cdot 1,0 = 1,0 \cdot 1,0 = 1,00 \text{ кПа.}$$

Розрахунок навантажень на 1 м^2 покриття будівлі приведені у табл. 2.2

Таблиця 2.2 – Розрахунок навантажень на 1 м^2 покриття будівлі

Вид навантаження	Нормативний	Коеф. надійності, γ_t	Розрахункова	
			$\gamma_f=1,0$	$\gamma_f>1,0$

Постійна				
Чотирьох шарова руберойдна ковдра на мастиці	0,15	1,1	0,143	0,157
Цементна стяжка h=20; 0,02·20	0,360	1,2	0,342	0,410
Утеплювач - пінобетонні плити h=120 мм 0,12·5	0,60	1,20	0,570	0,684
Пароізоляція	0,050	1,1	0,048	0,053
Плита покриття	1,866	1,1	1,773	1,950
Шви	0,143	1,1	0,136	0,150
Усього	3,196		3,012	3,404
Тимчасова				
Снігове навантаження	1,00	1,4	0,950	1,330
У т.ч. тривале	0,30	1,4	0,285	0,399
Короткочасне	0,70	1,4	0,665	0,931
Тривале від пилу	0,36	1,3	0,333	0,432
Усього тривале	0,650		0,618	0,831
Короткочасне	0,700		0,665	0,931
Усього повне навантаження	4,546		4,295	5,166
Тривале	3,846		3,630	4,235
Короткочасне	0,700		0,665	0,931

До короткочасного навантаження відносимо також зосереджене навантаження від ваги робочих з інструментом при відсутності снігового

навантаження.

Вага одного робочого з інструментом

$$V_{shl} = V_n \cdot \gamma_f = 1,0 \cdot 1,2 = 1,2 \text{ кН.}$$

2.3 Розрахунок полки плити

Розміри та конструктивне рішення полки плити

Полка плити має вигляд однорядної багатопрольотної плити, обрамлюваної ребрами.

Розміри середніх полок:

$$L_1 = 99 - 16 = 83 \text{ см;}$$

$$L_2 = 289 - 2 \cdot 15,5 = 267 \text{ см.}$$

Так, як $L_2/L_1 = 267/83 = 3,22 > 2$, полку плити розраховуємо як балочну плиту, опорами якої є монолітно пов'язані з нього поперечні ребра. У розрахунку приймаємо плиту шириною 264 см.

Розрахункові прольоти:

$$L_1 = L = 83 \text{ см;}$$

$$\text{Крайні } L_e = 103 - 28,5 - 16/2 = 67 \text{ см.}$$

Полку армуємо одною зварною сіткою, розташованою посередині її товщини, так, щоб для арматури знизу захисний шар бетону був не менше 10 мм.

Рис.2.2 - Розрахунковий перетин полки плити

Визначення навантажень і зусиль

Розрахункове навантаження на полку плити рівномірно розподілене по поверхні, складається з ваги водотеплоізоляційного покриття, ваги полки плити товщиною 25 мм і тимчасового навантаження.

Розрахункове постійне навантаження на одиницю довжини полки.

$$g = 0,157 + 0,410 + 0,684 + 0,053 + (0,025 \cdot 1,0 \cdot 1,0) \cdot 24,52 \cdot 0,95 \cdot 1,1 = 1,945 \text{ кПа} = \\ = 1,945 \text{ кН/м, на 1 см довжини.}$$

$$g = 1,945 \cdot 2,67 = 5,193 \text{ кН/м} = 0,0519 \text{ кН/см.}$$

Розрахункові згинаючі моменти визначаємо від двох комбінацій завантаження полки плити з урахуванням перерозподільних зусиль внаслідок несучих деформацій бетону.

Перша комбінація – при дії постійної, тривалої і короткочасної (від ваги снігу) навантажень:

$$P_1 = g + V_e + V_{\text{шт}}$$

$$V_e = 0,831 + 2,67 = 2,219 \text{ кПа} = 2,219 \text{ кН/м} = 0,0222 \text{ кН/см};$$

$$P_1 = 0,0519 + 0,0222 + 0,021 = 0,0951 \text{ кН/см.}$$

Друга комбінація – при дії постійного навантаження, тривалого - від ваги пилю і короткочасного - від ваги робочих з інструментом, розташованої у середині другого прольоту (невигідне навантаження). Розрахункова схема показана на рис. 2.3.

В одному прольоті розміщуються 3 чоловіки.

$$P_2 = g + V_e = 0,0519 + 0,0115 = 0,0634 \text{ кН/см};$$

$$\text{де } V_e = 0,432 \cdot 2,67 = 1,153 \text{ кПа} = 1,153 \text{ кН/м} = 0,0115 \text{ кН/см};$$

Розрахунковий згинаючий момент при першій комбінації завантажень:

-у крайньому прольоті і на першій проміжній опорі:

$$M_{ie} = P_1 L_e^2 / 11 = 0,0951 \cdot 67^2 / 11 = 38,81 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

-у середніх прольотах і на середніх опорах:

$$M_1 = P_1 L^2 / 16 = 0,0951 \cdot 83^2 / 16 = 40,95 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

Рис. 2.3 - Розрахункові схеми полки плити при:

- а) першій комбінації завантаження;
- б) другій комбінації завантаження.

В середніх прольотах згинаючий момент більше, тоді розрахунок по другій комбінації навантажень виконуємо тільки для середніх прольотів.

Розрахунковий згинаючий момент при дії другої комбінації навантажень:

$$M_2 = P_2 L^2 / 16 = 0,0634 \cdot 83^2 / 16 = 27,29;$$

$$M_2 = P_2 L^2 / 16 + V_{\text{шт}} L / 6 = 0,0634 \cdot 83^2 / 16 + 1,2 \cdot 3 \cdot 83 / 6 = 27,29 + 49,80 = 77,09 \text{ кН} \cdot \text{см.}$$

Розрахунковою є друга комбінація навантажень і при якій величина згинаючого моменту більша.

Підбір перетину арматури

Назначаємо діаметри стержнів арматури: у поздовжньому напрямку $d_1=4$ мм у поперечному $d_2=3$ мм.

Тоді значення робочої висоти перетину полки дорівнює:

$$h_o = h_f - (a + d_1/2) = 2,5 - (1,0 + 0,4/2) = 1,3 \text{ мм.}$$

Знаходимо значення коефіцієнту α_o

$$\alpha_o = \frac{M}{R_B \cdot B \cdot h_o^2};$$

$$\text{де } R_B = 17,55 \text{ МПа} = 1,755 \text{ кН/см}^2;$$

$$\alpha_o = \frac{77,09}{1,755 \cdot 267 \cdot 1,3^2} = 0,0973.$$

з табл. III, 1 [5] знаходимо $\eta=0,0951$.

Для полки плити умову $\alpha_o \leq \alpha$ можна не перевіряти, так як вона завжди виконується, стиснута арматура ні по розрахунку, ні конструктивно не потрібна.

Визначаємо необхідну площу перетину арматури:

$$A_s = \frac{M}{\eta \cdot R_s \cdot h_o} = \frac{77,09}{0,951 \cdot 37,5 \cdot 1,3} = 1,663 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 14Ø4 В_p-1 з площею перетину $A_s=1,76 > 1,66 \text{ см}^2$, при цьому крок стрижнів 200 мм.

У поперечному напрямку, полку плити армуємо стержнями діаметром 3 мм, з кроком 250 мм (конструктивно).

Арматурна сітка для армування полки плити показана на рис.2.4.

Рис 2.4 - Розрахунок поперечного ребра

2.4 Розрахунок поперечного ребра

Розміри ребра

Армування крайніх і проміжних ребер висотою 150 мм приймаємо однаковими, тому розрахунок виконуємо тільки більш навантажених проміжних

ребер. З конструктивного розуміння, середнє поперечне ребро передбачаємо висотою 250 мм з подвійною кількістю арматури для збільшення просторової жорсткості плити.

Перетин поперечного ребра показано на рис. 2.1. Так, як $h_j=25\text{ см}>0,1h=1,5\text{ см}$, де врахована у розрахунку ширина полки $B_j=B+2L/6=16+2,288/6=112\text{ см}$, то так як $112\text{ см}>99\text{ см}$ (відстань між вісями поперечних ребер), тому приймаємо $B_j=99\text{ см}$.

Тут – розрахунковий проліт поперечного ребра дорівнює відстані між вісями повздовжніх ребер $L=298 - 2\cdot 10/2=288\text{ см}$.

Середня ширина ребра $B=0,5\cdot(16+4)=10\text{ см}$.

Прийняв $a=2,5\text{ см}$, отримуємо робочу висоту ребра:

$$h_o=h-a=15-2,5=12,5\text{ см}.$$

Ребро армуємо одним плоским зварним корпусом. Робоча арматура зі сталі класу А-III, інша – з проволочки класу Вр-I.

Визначення навантажень і зусиль

Поперечне ребро розглядаємо як окремо лежачу балку на двох опорах. Навантаження, що передається полками вважаємо рівномірно розташованим вздовж ребра.

Розрахункове навантаження на ребро складається з постійної від ваги кровлі і полки плити, зібраної з вантажної площі шириною 99 см, з ваги поперечного ребра і тимчасових навантажень.

Розрахункові зусилля у ребрі вимагаються також як і для полки плити, від дії двох комбінацій навантажень і першій – постійній, тривалій і тимчасовій (малюнок а); другій постійній і короткочасної від ваги робочого з інструментом (рис 2.5).

Рис. 2.5. Розрахункові схеми поперечного ребра для двох комбінацій завантаження.

Постійне розрахункове рівномірно розташоване навантаження на одиницю довжини ребра від покрівлі і полки плити:

$$g_1=1,945\cdot 0,99=1,923\text{ кН/м}=0,019\text{ кН/см};$$

Навантаження від ваги ребра:

$$g_2=0,5(4+16)(15-25)\cdot 1\cdot 24,52\cdot 10^{-6}\cdot 0,95\cdot 1,1=0,004\text{ кН/см};$$

Загальне постійне навантаження на ребро:

$$g=g_1+g_2=0,019+0,004=0,023 \text{ кН/см};$$

Тимчасове навантаження:

$$V=(0,65+0,70) \cdot 0,99=1,337 \text{ кН/м} = 0,013 \text{ кН/см};$$

Загальне навантаження:

$$P=g+V=0,023+0,013=0,036 \text{ кН/см}.$$

Розрахункове зусилля у ребрі від дії першої комбінації навантажень;

- згинаючий момент у середині прольоту:

$$M_1=P \cdot L^2/8=0,036 \cdot 288^2/8=373,2 \text{ кН/м};$$

- поперечна сила на опорі:

$$Q=0,5 P \cdot L=0,5 \cdot 0,036 \cdot 288=5,2 \text{ кН}.$$

Розрахункові зусилля від другої комбінації навантаження:

- згинаючий момент (при вирахуванні згинаючого моменту від зосередженого навантаження враховуємо часткове защемлення поперечного ребра в повздовжньому):

$$M_2=dL^2/8+V_{\text{шт}}/5=307,6 \text{ Кн}\cdot\text{см};$$

- поперечна сила на опорі:

$$Q_2=gL/2+V_{\text{шт}}=0,023 \cdot 288/2+1,2=7,8 \text{ кН}.$$

Таким чином, розрахункової по згинаючому моменту є перша комбінація завантаження, по поперечній силі – друга.

Підбір перетину арматури

Визначаємо граничне значення відносної висоти стиснутої зони, для цього

$$\omega = \alpha - \beta R_B = 0,85 - 0,008 \cdot 17,55 = 0,710$$

$$\xi_r = 10 / [1 + (\sigma_{sr} / \sigma_{scu})(1 - \omega / 1,1)] = 0,710 / [1 + (365 / 500)(1 - 0,710)1,1] = 0,564;$$

$$\alpha_r = \xi_1 (1 - 0,5 \xi_r) = 0,564 (1 - 0,5 \cdot 0,564) = 0,405.$$

Визначаємо положення границі стиснутої зони. Так, як

$$R_B B_f^1 \cdot h_f^1 (h_0 - 0,5 h_f^1) = 1,755 \cdot 99 \cdot 2,5 (12,5 - 0,5 \cdot 2,5) = 4873 \text{ кН/см} > M_1 =$$

=37362 кН/см, границі стиснутої зони проходить в полиці.

Площа перетину розтягнутої арматури обчислюємо як для прямокутного перетину шириною $B=B_f^1=99 \text{ мм}$.

Обчислюємо:

$$\alpha_0 = \frac{M_1}{R_0 \cdot B_f^1 \cdot h_0^2} = \frac{373,2}{1,755 \cdot 99 \cdot 12,5^2} = 0,0134 < \alpha_r = 0,405$$

у таблиці по $\alpha_0=0,013$ приймаємо $\eta=-,994$, тоді необхідна площа перетину арматури

$$A_s = \frac{M_1}{R_s \cdot \eta \cdot h_0} = \frac{373,2}{36,5 \cdot 0,994 \cdot 12,5} = 0,76 \text{ см}^2$$

приймаємо 1 $\varnothing 10$ А-III з $A_s=0,78 \text{ см}^2$

Коефіцієнт армування (без урахування вісей полук).

$$M=0,78/10 \cdot 15=0,01 > \min=0,0005$$

Перевіряємо необхідність постановки розрахункової поперечної арматури при відсутності повздовжніх сил

Рис. 2.6 - Розрахунковий перетин поперечного ребра

$$Q \leq Q_B = \varphi_{B4} \cdot B_{Be} \cdot \beta \cdot h_0^2 / c < \varphi_{B3} R_{Bt} \beta \cdot h_0,$$

де c приймаємо $c=0,25 \cdot h=0,25 \cdot 288=72 \text{ см}$;

$$\varphi_{B4}=1,50; \varphi_{B3}=0,6$$

$$Q_B=1,50 \cdot 0,117 \cdot 10 \cdot 12,5^2 / 7,2=3,8 \text{ кН} < 0,6 \cdot 0,177 \cdot 10 \cdot 12,5=8,8 \text{ кН};$$

Приймаємо $Q_B=8,8 \text{ кН}$, і так, як $Q_2=7,8 \text{ кН} < Q_B=8,8 \text{ кН}$,

тому поперечна арматура по розрахунку не потрібна, поперечне зусилля сприймається бетоном, а поперечну арматуру призначаємо у відповідності з конструктивними вимогами.

Приймаємо поперечні стрижні з проволочи класу Вр-1 діаметром 4 мм і кроком 100 і 200 мм. Для поліпшення анкеровки розтягнутої арматури поперечного ребра по кінцях між цих стрижнів необхідно приварити коротиши діаметром 10 мм класу А-III довжиною 60 мм. Плоскі арматурні каркаси для армування поперечних ребер показані на рис. 2.7.

Рис. 2.7 - Плоский арматурний каркас поперечних ребер

2.5 Розрахунок повздовжнього ребра по міцності

2.5.1 Визначення навантажень і зусиль

При розрахунку повздовжніх ребер плита покриття розробляється як окремо лежача балка П-образного перетину.

Розрахункова схема повздовжнього ребра показана на рис. 2.8.

Величину розрахункового прольоту приймаємо з умови, що вісі опор знаходяться на відстані 5 мм від торців плити.

$$L-1196-2\cdot 5=1186 \text{ мм.}$$

Рис. 2.8 - Розрахункова схема і поперечний перетин повздовжнього ребра плити

Розрахунок виконуємо для випадку дії рівномірно розташованого постійного тривалого навантаження і короткочасного навантаження.

Розрахункове навантаження на одиницю довжини одного ребра (половина плити):

- постійне $g=3,404\cdot 1,5=5,105 \text{ кН/м}=0,051 \text{ кН/см};$

- тривале $V_y=0,831\cdot 1,5=1,25 \text{ кН/м}=0,012 \text{ кН/см};$

- короткочасне $Q_{\text{sh}}=0,931\cdot 1,5=1,40 \text{ кН/м}=0,014 \text{ кН/см};$

$$P=g+V_B+V_{\text{sh}}=0,051+0,012+0,014=0,077 \text{ кН/см.}$$

Згинаючий момент в середині прольоту, який приходить на одно ребро:

$$M = \frac{P \cdot L^2}{8} = \frac{0,077 \cdot 1186^2}{8} = 13538 \text{ кН/см};$$

поперечна сила на опорі:

$$Q = \beta \cdot L / 2 = 0,077 \cdot 1186 / 2 = 45,7 \text{ кН.}$$

2.5.2 Розрахунок міцності нормальних перетинів

Дійсний перетин плити проводимо до еквівалентного таврового (див. рис. 2.8, б).

Середня ширина ребра $B=0,5(14+10)=12 \text{ см.}$

В розрахунок вводимо половину ширини полки плити:

$$B_f^1=295/2=147,5 \text{ см, так, як}$$

$$B_f^1=147,5 < b + 2l/6=12+2\cdot 1186/6=407,3 \text{ см};$$

$$h_f^1 = 2,5 \text{ см}; h = 45 \text{ см}.$$

Приймаючи $a = 4,5 \text{ мм}$, знаходимо

$$h_0 = h - a = 45 - 4,5 = 40,5 \text{ см}$$

Перевіряємо умову

$$R_B \cdot B_f^1 \cdot h_f^1 (h_0 - 0,5h_f^1) = 1,755 \cdot 147,5 \cdot 2,5(40,5 - 0,5 \cdot 2,5) = 25401 \text{ кН/см} > M = 13538 \text{ кН/см},$$

отже, границя стиснутої зони проходить в полці і перетин розраховуємо як прямокутник шириною $b = b_{fp}^1 = 147,5 \text{ см}$.

попередньо приймаємо величину попередньої напруги арматури з урахуванням усіх втрат

$$\sigma_{sp} = 0,65R_s = 0,65 \cdot 680 = 442 \text{ МПа} \approx 450 \text{ МПа}.$$

З урахуванням цього отримуємо граничне значення висоти стиснутої зони і коефіцієнт α_r .

$$\xi_r = \omega / [1 + (R_s + 400 - \sigma_{sp})(1 - \omega / 1,1) / 500] = 0,710 / [1 + (680 + 400 - 450)](1 - 0,710 / 1,1) / 500 = 0,491;$$

$$\alpha_r = \xi(1 - 0,5\xi_r) = 0,491(1 - 0,5 \cdot 0,491) = 0,371.$$

Площу перетину попередньо-напруженої арматури у повздовжньому ребрі визначаємо без урахуванням напруженої арматури.

Для цього підраховуємо

$$\alpha_o = \frac{M}{R_B \cdot B \cdot h_o^2} = \frac{13538}{1,755 \cdot 147,5 \cdot 40,5^2} = 0,0318$$

так, як $\alpha_o = 0,0318 < \alpha_r = 0,371$, стиснута арматура по розрахунку не потрібна.

В таблиці СНиП 2.03.01-84 по значенню $\alpha_o = 0,0318$ приймаємо $\xi = 0,030$ і $\eta = 0,985$.

Визначаємо коефіцієнт умови роботи попередньо напруженої арматури

$$\gamma_{sb} = \eta_s - (\eta_s - 1)(2\zeta / \zeta_r - 1) = 1,15 - (1,15 - 1)(2 \cdot 0,030 / 0,491 - 1) = 1,282 > \eta_s = 1,15 \quad 3$$

таблиці. Тому приймаємо $\gamma_{sb} = 1,15$.

Визначаємо площу перетину попередньо напруженої арматури в одному повздовжньому ребрі

$$A_{sp} = \frac{M}{\gamma_{sb} R_s \eta h_o} = \frac{13538}{1,15 \cdot 68,0 \cdot 0,985 \cdot 40,5} = 4,34 \text{ см}^2$$

приймаємо у кожному ребрі по

$$1\varnothing 25A-V, A_{sp}=4,91 \text{ см}^2$$

розрахунок міцності похилих перетинів.

Приймаємо умову

$$Q \leq 0,3 f_w f_{B1} R_e B h_o,$$

Яка забезпечує міцність по похилій полосі між похилими тріщинами. Для цього підраховуємо

$$\alpha = \frac{E_s}{E_B} = \frac{170000}{34500} = 4,93$$

Приймаємо орієнтовно коефіцієнт попереднього армування $M_w=0,001$, визначаємо:

$$f_{w1} = 1 + 5\alpha M_w = 1 + 5 \cdot 4,928 \cdot 0,001 = 1,025 < 1,3;$$

$$f_{B1} = 1 - \beta R_2 = 1 - 0,001 \cdot 17,55 = 0,825;$$

де β - для важкого бетону = 0,001

тоді.

$$0,3 \cdot f_{w1} \cdot f_{B1} \cdot R_B \cdot \beta \cdot h_o = 0,3 \cdot 1,025 \cdot 0,825 \cdot 1,755 \cdot 12 \cdot 40,5 = 216,4 \text{ кН} > Q = 45,7 \text{ кН}$$

таким чином, умова міцності по похилій полосі при розрахунку на дію поперечної сили не виконується, тобто розміри поперечного перетину плити достатні.

Перевіряємо необхідність постановки розрахункової поперечної арматури. Для цього визначаємо коефіцієнт точності натягіння арматури

$$\gamma_{sp} = 1 - \Delta \gamma_{sp} = 1 - 0,05 = 0,95$$

де при механічному засобі натягіння

$$\Delta \gamma_{sp} = 0,5 \cdot 0,05(1 + 1/\sqrt{1}) = 0,05$$

Умови попереднього обтискання без урахування ненапруженої арматури

$$P = \gamma_{sp} \cdot \sigma_{sp} \cdot A_{sp} = 0,95 \cdot 45,0 \cdot 4,91 = 209,9 \text{ кН}$$

Знаходимо коефіцієнт, який враховує вплив повздовжньої сили на міцність похилого перетину

$$f_H = 0,1P / R_{B1} \beta h_o = 0,1 \cdot 209,9 / 0,117 \cdot 12 \cdot 40,5 = 0,369 < 0,5$$

визначаємо величину Q_v по найбільш небезпечному похилому перетину, приймаємо

$$C=0,25 \cdot L=0,25 \cdot 1186=296,5 \text{ м}$$

Так, як

$$Q_B = f_{BH} [1 + f_m] R_{Bt} \cdot \beta \cdot h_o^2 / c = 1,5(1 + 0,369) \cdot 0,177 \cdot 12 \cdot 40,5^2 / 296,5 = 16,0 \text{ kH} < Y_{\beta 3} (1 + f_m)$$

$$R_{Bt} \cdot \beta \cdot h_o = 0,6(1 + 0,369) \cdot 0,177 \cdot 12 \cdot 40,5 = 46,7 \text{ kH}$$

приймаємо $Q_B = 46,7 \text{ kH}$

Так, як $Q = 45,7 \text{ мм} < Q_B = 46,7 \text{ кН}$ поперечна арматура в повздовжньому ребрі по розрахунку потрібна.

Поперечні стержні приймаємо діаметром 4 мм з арматури класу Вр-1. Згідно конструктивним вимогам при $h = 45 \text{ см}$ крок поперечних стержнів по паспортним ділянкам, рівних при рівномірно розподіленому навантаженні $\frac{1}{4}$ прольоту, повинна бути не менше $h/2 = 22,5 \text{ см}$. і не більше 15 см, на залишковій частині прольоту не більше $(3/4)h = 3/4 \cdot 45 = 34 \text{ см}$ і не більше 50 см. приймаємо крок поперечних стержнів на паспортних ділянках 15 см, у середній частині прольоту 30 см.

Армування повздовжніх ребер дивись на малюнку першому, плоский арматурний каркас повздовжнього ребра показаний на малюнку нижче.

Рис. 2.9 - Плоский арматурний каркас повздовжніх ребер

На кінцях повздовжніх ребер у відповідності з вказаними по конструюванню попередньо напружених залізобетонних елементів додаткову поперечну арматуру у вигляді зварних сітках, які охоплюють усі повздовжні стержні у хомути, з кроком 50 мм на довжині ділянки не менше

$$0,6 L_p = 0,6(W_p \sigma_{sp} / R_{Bp} + \lambda_p) \alpha = 0,6(0,25 \cdot 740 / 13,65 + 10) \cdot 2,5 = 35,3 \text{ см} > 20 \text{ см}$$

Приймаємо сітку з арматури класу Вр-1 діаметром 4 мм шириною 40 см.

У кутах плити для поліпшення зв'язку повздовжніх ребер з торцевими улаштовуємо додаткові зварні сітки з кроком стержнів 50 см. ці сітки згинаємо під прямим кутом, їх довжина 500 мм ширина 130 мм.

В цих же місцях необхідно передбачити армування кутів і улаштування закладних деталей для кріплення плити.

2.6 Визначення геометричних характеристик приведенного перетину плити

Геометричні характеристики поперечного перетину плити необхідні для визначення напруги у бетоні і арматури, а також зусиль попереднього обтискання бетону. В виду симетрії перетину геометричні характеристики визначаємо для половини перетину плити, використовувати еквівалентний перетин (малюнок приведений нижче) з урахуванням прийнятої кількості напружаємої арматури і побудованих стержнів розташованих в полиці.

Визначаємо:

$$\alpha_p = \frac{E_s}{E_p} = \frac{190000}{34500} = 5,51;$$

$$\alpha_p = \frac{E_s}{E_B} = \frac{170000}{34500} = 4,93;$$

Площа приведенного перетину

$$A_{red} = A_{tot} + \alpha_p A_{sp} + \alpha_s (A_s + A_s^1) = (147,5 - 12) \cdot 2,5 + 12 \cdot 45 + 5,51 \cdot 4,91 + 4,93(0,20 + 1,01) = 912 \text{ см}$$

Рис. 2.10 - Приведений поперечний перетин повздовжнього ребра

Статичний момент цієї приведенної площі відносно нижньої грані

$$R_{reda} = S + \alpha_p A_{sp} \alpha_p + \alpha_s [A_s \alpha_s + A_s^1 (h - a_s^1)] = 147,5 \cdot 2,5(45 - 2,5/2) + 12(45 - 2,5)^2 / 2 + 5,51 \cdot 4,91 \cdot 4,5 + 4,93[0,20 + 1,01(45 - 1,4)] = 27420$$

$$\text{де } S = B_f^1 \cdot h_f^1 (h - h_f^1 / 2) + B(h - h_f^1)^2 / 2$$

Відстань від центру тяжіння приведенного перетину до нижньої і верхньої граней перетину

$$Y_o = S_{red} / A_{red} = 27420 / 912 = 30,1 \text{ см}$$

$$Y_o^1 = h - Y_o = 45 - 30,1 = 14,9 \text{ см}$$

Відстань від центру тяжіння приведенного перетину до центрів тяжіння перетину арматури S і S¹

$$Y_{sp} = Y_o - a_p = 30,1 - 4,5 = 25,6 \text{ см}$$

$$Y_s = Y_o - a_s = 30,1 - 2 = 28,1 \text{ см};$$

$$Y_s^1 = Y_o^1 - a_s^1 = 14,9 - 1,4 = 13,5 \text{ см}$$

Момент інерції приведенного перетину повздовжнього ребра відносно його

центру тяжіння

$$I_{\text{rea}} = i + a_p A_{\text{sp}} y_{\text{sp}}^2 + a_s (A_s y_s^2 + A_s y_s^1)$$

$$\text{де } i = 147,5 \cdot 2,53 / 12 + 147,5 \cdot 2,5 (14,8 - 1,25)^2 + 12 \cdot 42,5^3 / 12 + 12 \cdot 42,5 (30,1 - 42,5 / 2)^2 = 186300 \text{ см}^4$$

$$i_{\text{rea}} = 186300 + 5,51 \cdot 4,91 \cdot 25,6 + 4,93 (0,20 \cdot 28,1^2 + 1,01 \cdot 13,5^2) = 206700 \text{ см}^4$$

момент опору приведенного перетину

- для нижньої грані

$$W_{\text{red}} = i_{\text{red}} / y_o = 206700 / 30,1 = 6870 \text{ см}^3;$$

- для верхньої грані

$$W'_{\text{red}} = i_{\text{red}} / y_o = 206700 / 14,9 = 13870 \text{ см}^3$$

Визначаємо коефіцієнт

$$F = 1,6 - \sigma_B / R_{B, \text{ser}} = 1,6 - 0,75 = 0,85,$$

Де відношення максимальної напруги у стиснутому бетоні від верхнього навантаження і зусилля попередньої напруги до розрахункового опору бетону для межових етапів другої групи приймаємо рівну 0,75.

Відстань від центру тяжіння приведенного перетину ядрової точки (найбільш відділеної від розтягнутої зони).

$$r = F W_{\text{red}} / A_{\text{red}} = 0,85 \cdot 6870 / 912 = 6,4 \text{ см}$$

- до нижньої ядрової точки (найменше віддалення від розтягнутої зони)

$$r_{\text{inf}} = F W'_{\text{red}} / A_{\text{red}} = 0,85 \cdot 13870 / 912 = 12,9 \text{ см}$$

Пружно-пластичний момент опору приведенного перетину з урахуванням напруги деформації розтягнутого бетону

$$W_{\text{pL}} = \gamma W_{\text{red}} = 1,75 \cdot 6870 = 12020 \text{ см}^3$$

де $\gamma = 1,75$ – для таврового перетину з повною у стиснутій зоні (урахування напружених деформацій бетону в розтягнутій зоні).

Пружно-пластичний момент опору приведенного перетину з урахуванням напруги деформації розтягнутого бетону (в стадії обтискання елементу).

$$W'_{\text{pL}} = \gamma W'_{\text{red}} = 1,5 \cdot 13870 = 20800 \text{ см}^3$$

де $\gamma = 1,5$ – коефіцієнт враховуючий вплив напруги деформацій бетону для таврового перетину з палкою в розтягнутій зоні

2.7 Визначення зусилля попереднього обтискання

Величина попередньої напруги.

Призначаємо величину попередньої напруги арматури з урахуванням допустимого відхилення при механічному засобом натягіння ($P=0,05 \sigma_{sp}$)

$$\sigma_{sp}=0,96 R_{s/ser}=0,96 \cdot 785=746 \text{ МПа}$$

приймаємо $\sigma_{sp}=740 \text{ МПа}$ і перевіряємо виконання умови:

$$\sigma_{sp}+P=740+0,05 \cdot 740=777 \text{ МПа} < R_{s,ser}=785 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{sp}-P=740-37=703 \text{ МПа} > 0,3 R_{s/swr}=0,3 \cdot 785=235,5 \text{ МПа}$$

витрати попередньої напруги.

Втрати від реакції арматури при механічному засобі натягіння

$$\sigma_1=0,1 \sigma_{sp}=0,1 \cdot 740=74 \text{ МПа}$$

Втрати від температурного перепаду між натягнутої арматури і упорами

$$\sigma_2=0$$

так, як при простоюванні форма упорами нагрівається разом з виробом.

Витрати від деформації анкерів, розташованих у натяжних пристроїв, при $h=13 \text{ мм}$ і $\Delta L = 1,25 + 0,15d = 1,25 + 0,15 \cdot 25 = 5 \text{ мм}$

$$\sigma_3 = \Delta L E_s / L = 5 \cdot 190000 / 13000 = 73 \text{ МПа}$$

Тертя арматури при натягінні відсутнє тому $\sigma_4=0$

втрати від деформації сталевих упорів у зв'язку з відсутністю даних про конструкцію, технологію виготовлення приймаємо $\sigma_5=30 \text{ МПа}$.

Для визначення втрат від швидконастигаючої повзучості попередньо знаходимо напругу у деталі при обжаті σ_{br} і зусиллі обтискання P з урахуванням втрат $\sigma_1 \dots \sigma_5$.

Сума цих втрат

$$\sigma_{log,a}=\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3+\sigma_4+\sigma_5=74+0+73+0+30=177 \text{ МПа}.$$

Попередня напруга арматури перед обтисканням бетону з урахуванням цих втрат

$$\sigma_{sp,log}=\sigma_{sp}-\sigma_{log,a}=740-177=563 \text{ МПа}.$$

Умова попереднього обтискання

$$P=\sigma_{sp,log} \cdot A_{sp}=563 \cdot 4,91=2768 \text{ кН}.$$

Ексцентриситет цієї умови відносно центру тяжіння приведенного перетину

$$l_{op}=y_{sp}=25,6 \text{ мм}.$$

Максимальна стискаюча напруга у бетоні при обтисканні

$$\sigma_{sp} = \frac{P}{A_{red}} + \frac{P \cdot l_{op} \cdot y_o}{I_{red}} = \frac{286}{912} + \frac{286 \cdot 25,6 \cdot 30,1}{206700} = 0,314 + 1,066 = 1,41 \text{ кН} = 14,1 \text{ МПа.}$$

Так як обтискання бетону відбувається при досягненні 70% міцності, то

$$R_{bp} = 0,7B = 0,7 \cdot 35 = 24,5 \text{ МПа,}$$

$$Умова : \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{14,1}{24,5} = 0,58 < 0,70;$$

Умова виконується, напруга у бетоні не перевищує максимально допустимих значень. Навантаження від ваги плити на одиницю довжини:

$$g_d = \frac{9 \cdot \gamma_d}{12} = \frac{2,74 \cdot 24,52}{12} = 5,6 \text{ кН/м} = 0,056 \text{ кН/м.}$$

Відстань між прокладками при зберіганні плити $h = 11,8$ м. Найбільший згинаючий момент від ваги плити (враховуємо $\frac{1}{2}$ плити).

$$M_d = 0,5 \cdot \frac{g_d \cdot l^2}{8} = \frac{0,5 \cdot 0,056 \cdot 1180}{8} = 4873 \text{ кН.}$$

Знаходимо стискаючу напругу у бетоні на рівні центру тяжіння напружену арматуру від дії сили P і згинаючого моменту від ваги плити

$$\sigma_{tr,d} = \frac{P}{A_{red}} + \frac{P \cdot l_{op} - M_d}{I_{red}} = \frac{286}{912} + \frac{286 \cdot 25,6 - 4873}{206700} = 0,65 \text{ кН/см} = 6,5 \text{ МПа.}$$

Так як

$$\frac{\sigma_{tr,d}}{R_{bp}} = \frac{65}{24,5} = 0,27 < \alpha = 0,25 + 0,025 \cdot R_{bp} = 0,25 + 0,025 \cdot 24,5 = 0,86 \text{ МПа,}$$

то втрати від швидконастигаючої повзучості

$$\sigma_B = \frac{0,85 \cdot 40 \cdot \sigma_{tr,d}}{R_{bp}} = \frac{0,85 \cdot 40 \cdot 6,5}{24,5} = 9,0 \text{ МПа.}$$

Перші витрати

$$\sigma_{log,1} = \sigma_{log,a} + \sigma_B = 157 + 9,0 = 166 \text{ МПа.}$$

Напруга в бетоні при обжаті на рівні центру тяжіння перетину верхньої арматури.

$$\sigma'_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} - \frac{P_1 \cdot l_{op} \cdot y'_s}{I_{red}} = \frac{286}{912} - \frac{286 \cdot 25,6 \cdot 13,5}{206700} + \frac{4873 \cdot 13,5}{206700} = 0,14 \text{ кН/см}^2 = 1,4 \text{ МПа.}$$

Напруга у верхній арматурі від швидконастигаючої повзучості

$$\sigma'_{s,crpr} = \frac{0,85 \cdot 40 \cdot \sigma'_{bp}}{R_{bp}} = \frac{0,85 \cdot 40 \cdot 1,4}{24,5} = 1,94 \text{ МПа.}$$

Напругу у арматурі S приймаємо рівним витратам від швидко настигаючої повзучості

$$\sigma_{s,crpr} = \sigma_6 = 9,0 \text{ МПа.}$$

Зусилля попереднього обтискання з урахуванням перших витрат

$$P_1 = (\sigma_{sp} - \sigma_{los1}) A_{sp} - \sigma_{s,crp} A_s - \sigma'_{s,crp} \cdot A'_s = (74 - 16,6) \cdot 4,91 - 0,90 \cdot 0,20 - 1,94 \cdot 1,01 = 280 \text{ кН.}$$

Стискаюча арматура у бетоні на рівні центру тяжіння напруженої арматури з урахуванням перших витрат.

$$\sigma_{вр1} = \frac{P_1}{A_{red}} - \frac{(P_1 \cdot l_{op} - M_d) \cdot l_{op}}{I_{red}} = \frac{286}{912} - \frac{(286 \cdot 25,6 - 4873) \cdot 25,6}{206700} = 0,63 \text{ кН/см}^2 = 6,3 \text{ МПа.}$$

втрати від релаксації напруг арматури при на тяжінні на упори відсутні.

Втрати від усадки бетону класу В35, що підлягає тепловій обробці $\sigma_8 = 35 \text{ МПа}$.

Втрата від повзучості бетону при

$$\frac{\sigma_{вр1}}{R_{вр}} = \frac{6,3}{24,5} = 0,26 < 0,75;$$

$$\sigma_9 = \frac{150 \cdot 0,85 \cdot \sigma_{вр1}}{R_{вр}} = \frac{150 \cdot 0,85 \cdot 0,26}{24,5} = 33,2 \text{ МПа.}$$

$$\sigma_{log,2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 35 + 33,2 = 68,5 \text{ МПа.}$$

Повні витрати%

$$\sigma_{los} = \sigma_{los,1} + \sigma_{los,2} = 166 + 68,2 = 234,2 \text{ МПа} > 100 \text{ нп}$$

тобто більш встановленого мінімального значення витрат.

Умови попереднього обтискання.

Сумарна напруга в ненапруженій арматурі S

$$\sigma_s = \sigma_{s,crp} + \sigma_8 + \sigma_9 = 9 + 35 + 33,2 = 77,2 \text{ МПа.}$$

Напруження у верхній арматурі S' від усадки бетону

$$\sigma'_{s,sh} = \sigma_8 = 35 \text{ МПа.}$$

- від повзучості бетону

$$\sigma'_{s,crp} = \frac{150 \cdot 0,85 \cdot \sigma'_{вр}}{R_{вр}} = \frac{150 \cdot 0,85 \cdot 1,4}{24,5} = 7,3 \text{ МПа.}$$

Сумарне напруження в арматурі S'

$$\sigma'_s = \sigma'_{s,crp} + \sigma'_{s,sh} + \sigma'_{s1,crp} = 1,94 + 35 + 7,3 = 44,2 \text{ МПа.}$$

Зусилля обтискання з урахуванням палких витрат

$$P_2 = (\sigma_{sp} - \sigma_{los}) A_{sp} - \sigma_s H_s - \sigma'_s \cdot A'_s = (74 - 23,42) \cdot 4,91 - 7,72 \cdot 0,20 - 4,42 \cdot 1,01 = 24,2 \text{ кН.}$$

Ексцентриситет прикладання зусилля обтискання відносно центру тяжіння приведеного перетину

$$l_{op} = \frac{(\sigma_{sp} - \sigma_{los}) A_{sp} \cdot y_{sp} + \sigma'_s \cdot A'_s \cdot y'_s}{P_2} =$$

$$= \frac{(74 - 23,42) \cdot 4,91 \cdot 25,6 + 4,42 \cdot 1,01 \cdot 13,5 - 7,72 \cdot 0,20 \cdot 28,1}{242} = 27,1 \text{ см.}$$

2.8 Розрахунок плити на утворення тріщин

Так як до тріщиностійкості проектної плити пред'являються вимоги 3-ої категорії, розрахунок по утворенню тріщин виконуємо для роз'яснення необхідності перевірки по розкриттю тріщин і установлення випадку розрахунку по деформаціям.

В цьому розрахунку приймаємо коефіцієнти точності на тяжіння арматури $\gamma_{sp}=1$ і коефіцієнт надійності по навантаженню $\gamma_8=1$.

Навантаження і зусилля.

Розподіли навантаження на половину перетину плити при $\gamma_8=1$.

$$P = 4,295 \cdot 1,5 = 6,443 \text{ кН/см} = 0,084 \text{ кН/см.}$$

Згинаючий момент від цього навантаження усередині прольоту

$$M = Pl^2/8 = 0,064 \cdot 1186^2/8 = 11253 \text{ кН/см.}$$

Визначаємо ядровий момент зусилля обтискання

$$M_{rp} = P_2(l_{op} + r) = 242(27,1 + 6,4) = 8107 \text{ кН/см.}$$

Момент який приймається нормальним перетином при утворюванні тріщин

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} + M_{rp} = 0,1954 + 12020 + 8107 = 10450 \text{ кН/см.}$$

Утворювання нормальних тріщин. Так як в умові $M \leq M_{crc}$

$$M = 11253 \text{ кН} > M_{crc} = 10450 \text{ кНсм}$$

В нормальних перетинах плити утворюють тріщини і потрібен розрахунок по їх розкриттю. Розрахунок по деформаціям будемо виконувати з урахуванням знаходження тріщин в розтягнутій зоні.

Перевіряємо можливість утворення верхніх тріщин при дії зусилля попереднього обтискання $P_1=280$ кН і згинаючого моменту від ваги плити $M_d=4873$ кНм, так як:

$$P_1 = (l_{op} - r_{inf}) - M_d = 280(27,1 - 12,9) - 4873 = -897 \text{ кН/см.}$$

$$R_{btser} \cdot W'_{pl} = 0,1620800 = 3328 \text{ кН/см.}$$

Верхні тріщини не утворюються

де $R_{btser} = 0,16 \text{ кН/см}^2 = 1,6 \text{ МПа}$ – опір бетону розтягненню при класі бетону, чисельно порівнювальному передаточній міцності $R_{вр} = 24,5 \text{ МПа}$.

Утворювання похилих тріщин.

Розрахунок виконується для того, щоб визначити утворюються чи ні похилі тріщини у межах довжини зони передачі напруг і встановити необхідність розрахунку по розкриттю похилих тріщин.

Розрахунок утворюванню похилих тріщин виконуємо для двох перетинів плити:

- у грані опори (перетини 1-1 мал.);
- на відстані l_p від торця плити (перетин 2-2 мал.).

В обох випадках перевірку виконуємо для рівня центру тяжіння приведенного перетину, при $y - y_0 = 30,1 \text{ см}$.

Рис. 2.11 - Приопорна ділянка плити

Так як між місцем прикладення опорної реакції і перетину поперечного навантаження, що розглядається, може не бути, для обох випадків приймаємо:

$$Q = pl/2 = 3,557 \cdot 1,5 \cdot 11,86/2 = 31,6 \text{ кН.}$$

Визначаємо довжину зони передачі напруг для напруженої арматури без анкерів l_p , маємо у вигляді, що $\omega_p = 0,25$ і $\lambda_p = 10$

$$l_p = \frac{\omega_p \cdot (\sigma_{sp} - \sigma_{los})}{R_{вр} + \lambda_p} \cdot d = \frac{0,25 \cdot (740 - 166)}{24,5 + 10} \cdot 2,5 = 39,6 \text{ см.}$$

Для перетину 1-1 $l_x = 12 \text{ см}$, в цьому перетині

$$P_{2.1} = \frac{P_2 \cdot l_x}{l_p} = \frac{242 \cdot 12}{39,6} = 73,3 \text{ кН.}$$

Для перетину 2-2 $l_x = l_p$ тоді:

$$Z_{2.1} = P_2 = 242 \text{ кН.}$$

Визначаємо нормальну напругу σ_x на рівні центру тяжіння перетину при $y=0$, ($h=y'_0=14,9 \text{ см.}$).

$$\sigma_{x1} = \frac{P_{2.1}}{A_{red}} = \frac{73,3}{912} = 0,08 \text{ кН/см}^2.$$

$$\sigma_{x2} = \frac{242}{912} = 0,265 \text{ кН/см}^2.$$

Так к попередньо напружена поперечна арматура відсутня ($\sigma_{yp}=0$) $\sigma_y=\sigma_{y1}$.

Для перетину 1-1

$$y/h=30,1/45=0,67 > 0,4;$$

де $y=y_0=30,1$ см, а $x_1=4$ см $< h=45$ см.

$$\sigma_{y,1} = \frac{-Q}{bh} \cdot \left(1 - \frac{y}{h}\right) \cdot \left(1 - \frac{x_1}{y}\right) = -\left(\frac{31,6}{12,45}\right) \cdot (1 - 0,67) \cdot (1 - 0,13) = -0,017 \text{ кН/см}^2.$$

(знак „-” вказує на те, що напруження стискаюче).

Для перетину 2-2, $x_2=42,4$ см $< h=45$ см.

$$\sigma_{y,2} = \frac{-Q}{bh} \cdot \left(1 - \frac{y}{h}\right) \cdot \left(1 - \frac{x_2}{y}\right) = -0,059 \cdot 0,33 \cdot 0,06 = -0,001 \text{ кН/см}^2 \approx 0.$$

Для визначення дотичного напруження визначаємо статистичний момент приведеної площі частини перетину, відносно кульової силі.

$$\begin{aligned} S_{red} &= bf'' hf' (y'_0 - hf' / 2) + 0,5b(y'_0 - hf')^2 + j_s A'_s y'_s = \\ &= 147,5 \cdot 2,5(14,9 - 2,5/2) + 0,5 \cdot 12(14,9 - 2,5)^2 + 4,95 \cdot 1,01 \cdot 13,5 = 6020 \text{ см}^3 \end{aligned}$$

Дотичне напруження

$$\tau_{xy,1} = \tau_{xy,2} = \frac{QS_{red}}{b \cdot I_{red}} = \frac{31,6 \cdot 6020}{12 \cdot 206700} = 0,077 \text{ кН/см}^2.$$

По формулі:

$$\sigma_{mt(mc)} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2 \pm \sqrt{[(\sigma_x - \sigma_y)/2]^2 + \tau_{xy}^2}};$$

Визначаємо головні розтягаючи і головні стискаючі напруження, підставляючи стискаючі значення напруги за знаком „-”.

Для перетину 1-1:

$$\sigma_{mt} = \frac{-0,08 - 0,017}{2 \pm \sqrt{[(-0,08 + 0,0017)/2]^2 + 0,077^2}} = -0,049 + 0,091 = 0,042 \text{ кН/см}^2 = 0,42 \text{ МПа}.$$

$$\sigma_{mc} = -0,049 - 0,091 = -0,14 \text{ кН/см}^2 = 1,4 \text{ МПа}.$$

Для перетину 2-2:

$$\sigma_{mt} = \frac{-0,265}{2 \pm \sqrt{[0,265/2]^2 + 0,077^2}} = -0,133 + 0,155 = 0,022 \text{ кН/см}^2 = 0,22 \text{ МПа}.$$

$$\sigma_{mc} = -0,133 - 0,155 = -0,288 \text{ кН/см}^2 = 2,88 \text{ МПа.}$$

Визначаємо коефіцієнт враховуючий вплив двохстороннього напруженого стану

$$\gamma_{B4} = \frac{1 - \sigma_{ms}}{R_{B,ser}} / (0,2 + \alpha \cdot B) = \frac{1 - 2,88}{25,5} / (0,2 + 0,01 \cdot 35) = 1,62 > 1,0.$$

Відповідно приймаємо $\gamma_{B4} = 1,0$.

Тут для важкого бетону $\alpha = 0,01$, а добуток $\alpha B = 0,01 \cdot 35 = 0,35 > 0,3$.

В обох перетинах

$$\sigma_{mt} = 0,42 \text{ (і } 0,22) < \gamma_{B4} R_{t,ser} = 1,95 \text{ МПа.}$$

Відповідно на ділянках плити у межах зони передачі напруг похилі тріщини не утворюються.

2.9 Розрахунок плити по розкриттю тріщин

В розрахунку по утворенню тріщин, видно, що у стадії виготовлення у верхній зоні плити тріщини відсутні, а у стадії експлуатації необхідний розрахунок ширини розкриття нормальних тріщин у нижній зоні плити (похилі тріщини відсутні).

При $\gamma_f = 1,0$ максимальний згинаючий момент від повного навантаження $M = 11253 \text{ кН/см}$. Той же момент від тривалості діючих навантажень

$$M_1 = 0,03392 \cdot 150 \cdot 1186^2 / 8 = 8967 \text{ кН/см.}$$

Для елементів яким пред'являють вимоги 3-ї категорії тріщиностійкості, розрахунок по розкриттю тріщин необхідно виконувати два рази: на нетривалі і тривалі розкриття тріщин.

Гранично допустима ширина нетривалого розкриття тріщин $a_{crc,sh} = 0,4 \text{ мм}$, а тривалого розкриття - $a_{crc,t} = 0,3 \text{ мм}$.

При виконанні визначених умов розрахунок можна виконувати тільки один раз. Якщо $M_1/M > 2/3 + M_f/3M$, перевіряють тривалість розкриття тріщин від дії моменту M_1 ; якщо $M_1/M \leq 2/3$ перевіряють нетривалі розкриття тріщин від дії моменту M .

Визначаємо коефіцієнт:

$$\varphi_f = \frac{[(b'_f - b) \cdot h'_f + \alpha_s \cdot A_s] / 2v}{b h_0} = \frac{[147,5 - 12] + 4,93 \cdot 1,01}{12 \cdot 40,5} = 0,708$$

де $v=0,45$ – коефіцієнт, який характеризує пружно-пластичний стан бетону стиснутої зони при нетривалій дії навантаження.

$$\text{Коефіцієнт : } \lambda = \varphi_f \cdot \frac{1 - h'_f}{2h_0} = 0,708 \frac{1 - 2,5}{2 \cdot 40,5} = 0,686.$$

$L_{sp}=0$, так як умова обтискання P прикладена у центрі тяжіння площі нижньої напруженої арматури.

$$M_s = M + P_2 \cdot l_{sp} = 11253 \text{ кНсм};$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{R_{b,ser} \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{11253}{2,55 \cdot 12 \cdot 40,5^2} = 0,224.$$

$$1 + 5(\sigma_s + \lambda) = 1 + 5(0,224 + 0,686) = 5,55$$

$$l_{s,tot} = \frac{M_s}{P_2} = \frac{11253}{242} = 46,5 \text{ см.}$$

$$11,5 \frac{l_{s,tot}}{h_0} - 5 = 11,5 \frac{46,5}{40,5} - 5 = 8,203.$$

$$\mu_s = \frac{A_{sp}}{b h_0} = \frac{4,91}{12 \cdot 40,5} = 0,01 < 0,02 \text{ (без урахування стиснутих полиць);}$$

$$10\mu_s \cdot \alpha_p = 10 \cdot 0,01 \cdot 5,51 = 0,551.$$

Визначаємо:

$$\begin{aligned} \zeta &= 1 / \{ \beta + [1 + 5(\delta_s + \lambda)] / 10\mu_s \alpha_p \} + (1,5 + y_f) / (11,5 \cdot l_{stor} / h_0 - 5) = \\ &= 1(1,8 + 5,55 / 0,551) + (1,5 + 0,708) / 7,551 = 0,377. \end{aligned}$$

Де $\beta=1,8$ для важкого бетону.

Визначаємо плече внутрішньої пари сил

$$z = h_0 \frac{1 - \frac{h'_f \cdot \varphi_f}{h_0 + \zeta^2}}{2(y_f + \zeta)} = 40,5 \frac{1 - \frac{2,5 - 0,708}{40,5 + 0,377^2}}{2(0,708 + 0,377)} = 33,0 \text{ см.}$$

Визначаємо приращення напружень в розтягнутій арматурі від дії повного навантаження:

$$\sigma_s = \frac{M - P_2 \cdot z}{A_{sp} \cdot z} = \frac{11253 - 242 \cdot 33}{4,91 \cdot 33} = 20,17 \text{ кН/см}^2 = 201,7 \text{ МПа.}$$

Приращення напружень від дії постійної і тривалої навантажень (тривало діючих навантажень).

$$\sigma_{sf} = \frac{M_1 - P_2 \cdot z}{A_{sp} \cdot z} = \frac{8967 - 242 \cdot 33}{4,91 \cdot 33} = 6,05 \text{ кН/см}^2 = 60,5 \text{ МПа.}$$

Ширину розкриття тріщин нормальних до повздовжньої вісі елементу, визначаємо за формулою:

$$a_{crs} = \delta \cdot \varphi_2 \cdot \eta (\sigma_s / E_s) \cdot 20(3,5 - 100 \mu_s) \cdot \sqrt[3]{\alpha};$$

де для згинаючих елементів $\delta = 1,0$ при урахуванні короткотривалих і тимчасових дій постійних і тривалих навантажень $\varphi_1 = 1,0$;

при урахуванні тривалої дії постійних і тривалих навантажень для елементів з важкого бетону природної вологості.

$$\varphi_1 = 1,6 - 15 \mu_s = 1,6 - 15 \cdot 0,01 = 1,45;$$

для стержнів арматури періодичного профілю $\eta = 1,0$; $d = 25 \text{ мм}$ – діаметр побудованої арматури.

У цій формулі:

$$20(3,5 - 100 \cdot 0,01) \cdot \sqrt[3]{25} = 146,2 \text{ мм.}$$

Ширина розкриття тріщин від короткочасної дії повного навантаження

$$a_{crc1} = \frac{167,5}{190000} \cdot 146,2 = 0,13 \text{ мм};$$

Ширина розкриття тріщини від короткочасної дії постійних і тривалих навантажень

$$a_{crc2} = \frac{60,5}{190000} \cdot 146,2 = 0,05 \text{ мм};$$

Ширина тривалого розкриття тріщини від постійного і тривалого навантаження

$$a_{crc3} = 1,45 \cdot \frac{60,5}{190000} \cdot 146,2 = 0,07 \text{ мм};$$

Повна ширина нетривалого розкриття тріщини:

$a_{crc,sh} = a_{crc1} - a_{crc2} + a_{crc3} = 0,13 - 0,05 + 0,07 = 0,15 \text{ мм} < 0,4 \text{ мм}$; що менше допустимого значення.

Ширина тривалого розкриття тріщин

$$a_{crc1} = a_{crc3} = 0,07 = 0,15 \text{ мм} < 0,03 \text{ мм}; \text{ що менше допустимого значення.}$$

2.10 Визначення прогину плити

Для елементів покриття будівлі прогин обмежується естетичними вимогами, а його максимально допустима величина $h > 7,5$ м.

$$f_{\text{lim}} = \frac{h}{250} = \frac{1186}{250} = 4,74 \text{ см.}$$

$$\text{Далі розраховуємо плити } \frac{h}{h} = \frac{1186}{250} = 26,4 > 10$$

Тому повний прогин плити приймаємо рівним прогину f_m , обумовлену деформаціями згину.

Так в розтягнутій зоні плита утворює тріщини

$$l_{p,\text{tot}} = l_{s,\text{tot}} = \frac{M_1}{P_2} = \frac{8967}{242} = 37,1 \text{ см} > 0,8h_0 = 0,8 \cdot 40,5 = 32,4 \text{ см.}$$

Визначення кривизни приводимо як для ділянок з тріщинами.

Так як прогин плити обмежується естетичними вимогами розрахунок ведемо на дію постійних і тривалих навантажень при $\gamma_f=1,0$ тобто повну кривизну визначаємо по формулі:

$$(1/r)_{\text{tot}} = (1/r)_3 - (1/r)_4.$$

Для визначення кривизни попереднього обчислюємо:

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,\text{ser}} \cdot W_{pl}}{M_r - M_{rp}} = \frac{0,195 \cdot 12020}{8967 - 8107} = 2,72 > 1,1.$$

Приймаємо $\varphi_m = 1,0$.

де $M_r = M_1$; $\varphi_{ls} = 0,8$ по таблиці.

$$\frac{l_{s,\text{tot}}}{h} = \frac{37,05}{40,5} = 0,915 < 1,2 \cdot \varphi_{ls} = \frac{1,2}{0,8} = 1,5;$$

Приймаємо $\frac{l_{s,\text{tot}}}{h} = 1,5$.

$$\varphi_s = \frac{1,25 - \varphi_{l3} \cdot \varphi_m - (1 - \varphi_m^2)}{(3,5 - 1,8 \cdot \varphi_m)(l_{s,\text{tot}}/h_0)} = 1,25 - 0,8 - 1(3,5 - 1,8)1,5 = 0,06 < 1,0.$$

$\varphi_b = 0,9$ (для важкого бетону класу вище В7,5);

$v = 0,15$ (для важкого бетону при тривалій дії навантажень і вологості навколишнього середовища 40...75% згідно з табл.35)

$$N_{\text{tot}} = P_2 = 242 \text{ кН.}$$

Визначаємо кривизну вісі елемента при згині від тривалої дії постійного і тривалого навантаження.

$$\begin{aligned} \left(\frac{1}{r}\right)_3 &= \frac{M_e}{h_o \cdot z} \cdot \frac{\psi_s}{E_s \cdot A_{sp}} + \frac{\psi_B}{(y_f + \zeta) \cdot b \cdot h_o \cdot E_B \cdot V} - \frac{\psi_s \cdot N_{tor}}{h_o \cdot E_s \cdot A_{sp}} = \frac{8667}{40,5 \cdot 33,0} \cdot \frac{0,06}{19000 \cdot 4,91} + \\ &+ \frac{0,9}{(0,708 + 0,377) \cdot 12 \cdot 40,5 \cdot 3450 \cdot 0,15} - \frac{0,06 \cdot 242}{40,5 \cdot 19000 \cdot 4,91} = 2,17 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}. \end{aligned}$$

Відносна деформація бетону, отримано його усадкою і повзучістю від зусилля попереднього обтискання на рівні центру тяжіння перетину розтягнутої арматури.

$$E_B = \frac{\sigma_B + \sigma_8 + \sigma_a}{E_s} = \frac{9 + 35 + 33,2}{190000} = 40,63 \cdot 10^{-5}.$$

Витрати у напруженій арматурі (якщо б вона була на рівні крайнього стиснутого волокна бетону) від усадки і повзучості бетону дорівнює нулю, тому $E_B = 0$.

Визначаємо кривизну вісі при згині, величиною елементу внаслідок усадки і повзучості бетону від зусилля попереднього обтискання.

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4 = (E_B - E'_B) \cdot h_o = 40,63 \cdot 10^{-5} / 40,5 = 1,25 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}.$$

Повна кривизна

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{tot} = \left(\frac{1}{r}\right)_3 - \left(\frac{1}{r}\right)_4 = 2,17 \cdot 10^{-5} - 1,25 \cdot 10^{-5} = 0,92 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-2}.$$

Прогин плити у середині прольоту:

$$f = S\left(\frac{1}{r}\right)_{tot} \cdot l^2 = \frac{5}{48} \cdot 0,92 \cdot 10^{-5} \cdot 1186^2 = 1,35 \text{ см} < f_{lim} = 4,74 \text{ см}.$$

Тобто граничне допустиме.

2.11 Розрахунок монтажних петель

Для підйому плити вантажнозахватним приладдям передбачаємо 4 монтажних петлі з арматури класу, А-І. Петлі розташовуємо в повздовжніх ребрах на відстані 80 см від торців плити. При розрахунку враховуємо роботу тільки трьох петель.

Зусилля від ваги плити, яке приходить при підйомі на одну петлю з урахуванням коефіцієнту динамічності $\gamma_d = 1,4$.

$$N = \frac{\gamma_d \cdot V \cdot \gamma}{3} = \frac{1,4 \cdot 2,74 \cdot 24,52}{3} = 31,6 \text{ кН}.$$

Площа поперечного перетину стержня петлі:

$$A_s = \frac{N}{R_s} = \frac{31,6}{22,5} = 1,4 \text{ см}^2.$$

Приймаємо стержень петлі $\varnothing 14\text{AI}$ з $A_s=1,54 \text{ см}^2$.

Довжина запуску у бетон (довжина анкеровки): $l_{an}=25\alpha=25\cdot 1,4=45 \text{ см} > 35 \text{ см}$.

Глибина запуску: $h_b=15\alpha=15\cdot 1,4=21 \text{ см}$.

Улаштування монтажної петлі показано на малюнку (нижче).

Рис 2.12 – Монтажна петля

2.12 Розрахунок плити у стадії виготовлення, транспортування, монтажу

Так як навантаження на плиту від її ваги з урахуванням коефіцієнту динамічності 1,4 менше навантаження у стадії експлуатації.

$$P_d=1,41,7731,5=3,72 \text{ кН/м}=0,037 \text{ кН/см} < P=0,073 \text{ кН/см}.$$

Міцність і тріщиностійкість її в розтягнутій зоні в цих умовах забезпечення.

Необхідно перевірити міцність і тріщиностійкість у плити у місцях розташування монтажних петель, де виникають від'ємні згинаючі моменти від ваги плити, які складаються з моментами від дії сил попереднього обтискання.

Розрахункова схема плити для цієї стадії показано на малюнку.

Рис. 2.13 – Розрахункова схема плити у стадії виготовлення і підйому

Приймаємо міцність перетину 1-1 при позацентровому стисканні. Зусилля попереднього обтискання приймаємо з урахуванням перших витрат при коефіцієнті точності напруження арматури $\gamma_s > 1$.

При механічному засобі натягіння

$$\gamma_{sp}=1+\Delta\gamma_{sp}1+0,1=1,1.$$

Зусилля у напруженій арматурі

$$N_{con}=(\sigma_{sp}-\sigma_{los1}-\sigma_{loc,c})A'_{sp}=(74-16,6-33)\cdot 4,91=119,8 \text{ кН}.$$

Самий не вигідний момент від ваги плити, який розтягує верхню грань буде виникати при підйомі плити у місцях розташування петлі (на відстані 80 см від торця).

З урахуванням коефіцієнту динамічності $\gamma_d=1,4$ і $\gamma_f=1,0$ половини перетину плити.

$$M_d = 0,5 \cdot g_{\alpha} \cdot l_c^2 \cdot \gamma_d = 0,5 \cdot 0,0266 \cdot 80^2 \cdot 1,4 = 119,2 \text{ кН/см.}$$

$$\text{де } g_{\alpha} = 1,773 \cdot 1,5 = 2,66 \text{ кН/м} = 0,0266 \text{ кН/см.}$$

У найбільш обжатій зоні розташована натягаємо арматура класу А-IV площиною $A'_{sp} = 4,91 \text{ см}^2$ (1Ø25).

Ненапружену арматуру (1Ø5) розташовану у цій зоні, в розрахунку не враховуємо, так як вона не задовольняє конструктивним вимогам. У менш обжатій зоні арматура складається з повздовжніх стержнів сітки полки плити і верхнього стержня повздовжнього ребра (8Ø4 Вр I) площиною $A_s = 1,01 \text{ см}^2$.

Рівнодійне зусиль у арматурі менше обжатій зоні відстоїть від верхньої грані на відстані $a_s = 1,4 \text{ см}$, тобто $h_0 = h - a_s = 43,6 \text{ см}$.

Центр тяжіння перетину напруженої арматури відстоїть від нижньої грані на відстані $a_s = 4,5 \text{ см}$.

Ексцентриситет повздовжнього зусилля:

$$l = \frac{h_0 - a'_p + M_d}{N_{con}} = \frac{43,6 - 4,5 + 119,2}{119,8} = 40,1 \text{ см.}$$

Визначаємо висоту стиснутої зони при $A_{sp} = 0$ і $A'_s = 0$.

$$x = \frac{N_{con} + R_s \cdot A_s}{R_{вр} \cdot b} = \frac{119,8 + 36,5 \cdot 1,01}{1,638 \cdot 12} = 7,97 \text{ см.}$$

$$\text{Так як } \zeta = \frac{x}{h_0} = \frac{7,97}{43,6} = 0,18 < \zeta_r = 0,491.$$

Перевіряємо

$$R_{вр} \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5x) = 1,638 \cdot 12 \cdot 7,97 \cdot (43,6 - 0,5 \cdot 7,97) = 6206 \text{ кНм} > N_{con} \cdot l = 119,8 \cdot 40,1 = 4804 \text{ кНм}$$

Тобто міцність плити у стадії виготовлення і монтажу забезпечена.

Перевірка тріщиностійкості.

Утворювання тріщин перевіряємо у верхній зоні плити у місцях розташування монтажних петель, найбільш небезпечних у момент підйому.

Зусилля у арматурі у даному випадку приймаємо з урахуванням перших витрат і $\gamma_{sp}=1,0$.

$$P_1=(\sigma_{sp}-\sigma_{los1})A_{sp}=(74-16,6)\cdot 4,91=281,1 \text{ кН.}$$

Згинаючий момент від ваги плити (без урахування коефіцієнту динамічності)

$$M_d=0,5\cdot g_{\alpha}\cdot l_c^2=0,5\cdot 0,0266\cdot 80^2=85,1 \text{ кН/см.}$$

Напруження у найбільш стиснутих волокнах бетону у момент, що передуює утворенню нормальних тріщин.

$$\sigma_B = \frac{P_1(r+r_{inf})+2R_{bt,ser}\cdot W'_{red}}{W_{red}} = \frac{281,8(6,4+12,9)+2\cdot 0,136\cdot 13870}{6870} = 1,34 \text{ кН/см.}$$

Підраховуємо

$$\varphi = \frac{1,6-\sigma_B}{R_{bt,ser}} = \frac{1,6-1,34}{1,785} = 0,85$$

умова $0,7 \leq \varphi \leq 1,0$ виконується.

Визначаємо $r_b=\varphi_r=0,85\cdot 6,4=5,4$ см; вважаємо що $l_{op}=l_{rp}$.

Перевіряємо умову:

$$P_1(l_{op}-r_b)+M_d=281,8(26,3-5,4)+85,1=5975 \text{ кНсм} > R_{btr,ser}\cdot W_{pl}=0,136\cdot 20800=2830$$

Тобто на кінцевих ділянках плити у стадії виготовлення утворюються тріщини. Необхідно провести перевірку ширини їх розкриття.

Підраховуємо плече внутрішньої опри сил о приблизній формулі.

$$Z_1=h_0-0,5x=43,6-0,5\cdot 7,97=39,6 \text{ см;}$$

$$l_{sp}=h_0-a'_p=43,6-4,5=39,1 \text{ см;}$$

$$M_s=P_1\cdot l_{sp}+M_d=281,8\cdot 39,1+85,1=11100 \text{ кНсм;}$$

$$l_{s,tor} = \frac{M_s}{P_1} = \frac{11100}{281,8} = 39,4 \text{ см.}$$

Так як $z_1=39,6 \text{ см} > 0,97\cdot l_{s,tor}=0,97\cdot 39,4=38,2 \text{ см}$, приймаємо $z_1=38,2 \text{ см}$, так як для позацинтрово стиснутих елементів $z_1 \leq 0,97\cdot l_{s,tor}$.

Прирощення напруг у розтягнутій арматурі:

$$\sigma_s = \frac{P_1(l_{sp}-z_1)+M_d}{A_{sp}\cdot z_1} = \frac{181,8(39,1-38,2)+85,1}{1,01\cdot 38,2} = 8,78 \text{ кН/см}^2 = 87,8 \text{ МПа.}$$

Значення коефіцієнту армування:

$$\mu_s = \frac{A_s}{bh_0} + (b_f - b)(h_f - a_s) = \frac{1,01}{12\cdot 43,6} + (147,5 - 12)(2,5 - 1,4) = 0,0015 < 0,02$$

При $\delta=1,0$ (позацентрово стиснутий елемент), $\phi_1=1,0$ (короткочасна дія навантаження) і $\eta_1=1,2$ (проволока періодичного профілю) ширина розкриття тріщин у стадії виготовлення і монтажу.

$$a_{\text{crc}} = \delta \phi_1 \eta \left(\frac{\sigma_s}{E_s} \right) 20(3,5 - 100\mu) \sqrt[3]{d} = 1,2 \left(\frac{87,8}{170000} \right) 20(3,5 - 100 \cdot 0,0015) \sqrt[3]{4} = 0,07 \text{ мм.}$$

що менше допустимого значення короткочасного розкриття тріщин:

$$a_{\text{crc,sh}} = 0,4 \text{ мм.}$$

Таким чином, умови виготовлення, зберігання, транспортування і монтажу плити не потребують додаткового армування.

2.13 Розрахунок залізобетонного маршу

Розрахувати і сконструювати залізобетонний марш шириною 900 мм. Висота поверху 2100 мм. Кут нахилу маршу $\alpha=30^\circ$, сходина розміром 150×300 мм. Бетон класу В 25, арматура каркасів класу А-II, сіток – класу В_p – I.

Для бетону класу В 25:

$$R_b = 14,5 \text{ МПа}; \quad R_{bt} = 1,05 \text{ МПа}; \quad \gamma_{b2} = 0,9; \quad R_{b,slr} = 18,5 \text{ МПа};$$

$$R_{bt,slr} = 1,6 \text{ МПа}; \quad E_b = 27000 \text{ МПа}.$$

Для арматури класу А-II:

$$R_s = 280 \text{ МПа}; \quad R_{sw} = 215 \text{ МПа}.$$

Для проволоченої арматури класу В_p – I:

$$R_s = 365 \text{ МПа}; \quad R_{sw} = 265 \text{ МПа} \text{ при } d=4 \text{ мм.}$$

Визначення навантаження і зусиль.

Видима вага типових маршем $g^m=3,6 \text{ кН/м}^2$ горизонтальної проекції.

Тимчасове нормативне навантаження $p^n=3 \text{ кН/м}^2$, коефіцієнт надійності по навантаженню $\gamma_f=1,2$; довготривале короткочасне навантаження $p_{ld}^n=1 \text{ кН/м}^2$.

Розрахункове навантаження на 1м довжини маршу:

$$g = (g^n \gamma_f + p^n \gamma_f) \cdot a = (3,6 \cdot 1,1 + 3 \cdot 1,2) \cdot 1,35 = 10,3 \text{ кН/м.}$$

Розрахунковий згинаючий момент в середині прольоту маршу:

$$M = \frac{gl^2}{8 \cdot \cos \alpha} = \frac{10,3 \cdot 4,2^2}{8 \cdot 0,837} = 26,19 \text{ кНм.}$$

Поперечна сила на опорі:

$$Q = \frac{gl}{2 \cdot \cos \alpha} = \frac{10,3 \cdot 4,2}{2 \cdot 0,837} = 24,95 \text{ кНм.}$$

Рис 2.14 - Розрахункова схема

Попереднє призначення розмірів перетину маршу. Прим. до типових заводських форм призначаємо товщину плити (по перетину між сходами) $h_f = 30 \text{ мм.}$, висоту ребер $h = 170 \text{ мм.}$, товщину ребер $b_f = 80 \text{ мм.}$

Дійсний перетин маршу замінюємо на розрахункове таврове (голкою у стиснутій зоні). $b = 2 \cdot b_f = 2 \cdot 80 = 160 \text{ мм}$, ширину полки b'_f – при відсутності поперечних ребер приймаємо більше

$$b'_f = 2 \frac{l}{6} + b = 2 \frac{420}{6} + 16 = 156 \text{ см.}$$

$$\text{або } b'_f = 12h'_f + b = 12 \cdot 3 + 16 = 52 \text{ см.}$$

приймаємо за розрахункове менше значення $b'_f = 52 \text{ см.}$

Підбір площі перетину поздовжньої арматури.

Згідно умови встановлюємо випадок розрахунку для таврового перетину при $M \leq R_b \gamma_{b2} b'_f h_f \cdot (h_0 - 0,5h'_f)$ нейтральна вісь проходить в полиці

$$2619000 < 14,5(100) \cdot 0,9 \cdot 52 \cdot 3(14,5 - 0,5 \cdot 3) = 2640000 \text{ Н см}$$

Умова задовольняється, нейтральна вісь проходить в полиці, розрахунок арматури по формулам для прямокутних перетинів шириною $b'_f = 52 \text{ см.}$

Визначаємо:

$$A_j = \frac{M \gamma_n}{R_b \gamma_{b2} b'_f h_0^2} = \frac{2619000 \cdot 0,95}{14,5(100) \cdot 0,9 \cdot 52 \cdot 14,5^2} = \frac{2488050}{14267565} = 0,174$$

по таблиці знаходимо:

$$\xi = 0,196 \quad \varsigma = 0,905$$

$$A_i = \frac{M \gamma_n}{\eta h_0 R_s} = \frac{2619000 \cdot 0,95}{0,905 \cdot 14,5 \cdot 280(100)} = \frac{2488050}{367430} = 6,77 \text{ см}^2.$$

приймаємо $2\varnothing 20 \text{ А-II}$, $A_s = 6,28 \text{ см}^2$.

У кожному ребрі встановлюємо по одному плоскому каркасу К-1.

Рис 2.15 - . Пересувні сходи

Розрахунок похилого перетину на поперечну силу.

Поперечна сила на опорі

$$Q_{\max} = 24,95 \cdot 0,95 = 23,70 \text{ кН.}$$

Знаходимо проекцію розрахункового похилого перетину на подовжню вісь с по формулам:

$$B_b = \varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \gamma_{b2} b h_0^2$$

де $\varphi_n = 0$;

$$\varphi_f = 2 \frac{0,75 \left(3h_f' \right) h_f'}{b h_0} = 2 \frac{0,75 \cdot 3 \cdot 3^2}{2 \cdot 8 \cdot 14,5} = 0,175 < 0,5;$$

$$(1 + \varphi_f + \varphi_n) = 1 + 0,175 = 1,175 < 1,5$$

$$B_b = 2 \cdot 1,175 \cdot 1,05 \cdot 0,9(100) \cdot 16 \cdot 14,5^2 = 7,5 \cdot 10^5 \text{ Н/см.}$$

У розрахунковому похилому перетині

$$Q_b = Q_{sw} = \frac{Q}{2}; \text{ так як } Q_b = \frac{B_b}{2}; \text{ то } l = \frac{B_b}{0,5Q}$$

$$C = \frac{7,5 \cdot 10^5}{0,5 \cdot 23700} = 63,29 \text{ см, що більше } 2h_0 = 29 \text{ см.}$$

$$\text{Тоді } Q_b = \frac{B_b}{l} = \frac{7,5 \cdot 10^5}{29} = 259 \cdot 10^3 \text{ Н} = 25,9 \text{ кН.}$$

Що більше $Q_{\max} = 23,70 \text{ кН}$, отже поперечна арматура по розрахунку не потрібна.

В $\frac{1}{4}$ прольоті призначаємо з конструктивних міркувань поперечні стержні діаметром 6 мм. з сталі класу А-ІІ, кроком 80 мм. (ш більше $\frac{h}{2} = \frac{170}{2} = 85 \text{ мм.}$).

$$A_{sw} = 0,283 \text{ см}^2; R_{sw} = 175 \text{ МПа}$$

$$\text{для двох каркасів } n=2, A_{sw} = 0,566 \text{ см}^2, f_{uw} = \frac{0,566}{16 \cdot 8} = 0,044$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2,1 \cdot 10^5}{2,7 \cdot 10^4} = 7,75.$$

У середній частині ребер поперечну арматуру розташовуємо конструктивно з кроком 200.

Перевіряємо міцність елементу по похилій смузї між похилими тріщинами по формулі:

$$Q \leq 0,3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_b\gamma_{b2}bh_0$$

$$\text{де } \varphi_{w1} = 1 + 5\alpha_{fw} = 1 + 5 \cdot 7,75 \cdot 0,0044 = 1,17$$

$$\varphi_{b1} = 1 - 0,01 \cdot 14,5 \cdot 0,9 = 0,87$$

$$Q = 23700 < 0,3 \cdot 1,17 \cdot 0,87 \cdot 14,5 \cdot 0,9 \cdot 16 \cdot 14,5(100) = 93000 \text{ Н.}$$

Умова виконується, міцність маршу по похилому перетину забезпечується.

Далі розраховуємо прогини ребер і перевіряємо їх по розкриттю тріщини.

Розрахунок по розкриттю тріщини:

Сходини відносяться до третьої категорії вимог по тріщиностійкості: $[a_{\text{crc2}}] = 0,4 \text{ мм.}$

Розрахунок по тривалому розкриттю тріщин. Згинаючий момент від постійного і тимчасового навантаження.

$$M = 26,19 \text{ кНм} = 26190 \text{ Нм.}$$

Напруга в розтягнутій арматурі:

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot z_1} = \frac{2619000}{6,28 \cdot 6,206} = 67205 \text{ Н/см}^2 = 672 \text{ МПа.}$$

де z_1 - плече внутрішньої пари сил;

$$z_1 = h_0 \left[1 - \frac{\frac{2a}{h_0} \cdot \varphi_f + \xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right] = 14,5 \left[1 - \frac{\frac{2 \cdot 16}{14,5} \cdot 0,175 + 0,196^2}{2(0,175 + 0,196)} \right] = 14,5(1 - 0,572) = 6,206 \text{ см.}$$

Поправочний коефіцієнт, враховуючий двохрядне розташування арматури

$$\delta_{\Pi} = \frac{h - x - a_2}{h - x - a_1}$$

$$\text{де } x = \xi \cdot h_0 = 0,196 \cdot 14,5 = 2,84 \text{ см. , } a_1 = 2 \text{ см; } a_2 = 2 \text{ см.}$$

$$\delta_{\Pi} = \frac{14,5 - 2,84 - 2}{14,5 - 2,84 - 2} = 1$$

Ширина розкриття тріщини

$$a_{\text{crc}} = \delta \varphi_l \eta \left(\frac{\sigma_s}{E_s} \right) 20(3,5 - 100\mu) \sqrt[3]{d \cdot \delta_a};$$

$$\text{де } \delta = 1; \varphi_l = (1,5 - 15\mu);$$

$\eta=1$; $\delta_a=1$ (так як $a_2=2$ см < $0,2h=0,2\cdot14,5=2,9$ см); $d=20$ мм.

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{6,22}{20\cdot14,5} = 0,0199 < 0,02.$$

$$a_{crc3} = 1\cdot1\cdot0,905 \left(\frac{672\cdot1}{2\cdot10^5} \right) \cdot 20(3,5 - 100\cdot0,02)^{\sqrt[3]{20}} = 0,00608\cdot20\cdot1,9 = 0,231\text{мм} < [a_{crc1}] = 0,3\text{мм}.$$

Розрахунок по тимчасовому розкриттю тріщин.

$$a_{crc} = a_{crc1} - a_{crc2} + a_{crc3}$$

де $a_{crc3}=0,291$

Напруга у розтягнутій арматурі при спільній дії усіх навантажень:

$$\sigma_{s1} = \frac{M_{\Pi}}{A_s \cdot z_1} = \frac{5114000}{6,28\cdot6,206} = 131229\text{Н/см}^2 = 1312\text{МПа}.$$

Напруга у розтягнутій арматурі від постійних і тривалих навантажень:

$$\sigma_{s2} = \frac{M}{A_s \cdot z_1} = \frac{2919000}{6,28\cdot6,206} = 67205\text{Н/см}^2 = 672\text{МПа}.$$

Прирощення навантажень:

$$\Delta\sigma = \sigma_{s1} - \sigma_{s2} = 1312 - 672 = 640\text{ МПа}.$$

Відповідне прирощення ширини розкриття тріщин при $\varphi=1$.

$$\Delta a_{crc} = a_{crc1} - a_{crc2} = 1,1\cdot0,905 \cdot \frac{640\cdot1}{2\cdot10^5} \cdot 20(3,5 - 100\cdot0,02)^{\sqrt[3]{20}} = 0,136\text{мм}.$$

Ширина розкриття тріщин при спільній дії навантажень:

$$a_{crc\text{tot}} = 0,231 + 0,136 = 0,367\text{мм} < [a_{crc2}]_{\text{lin}} = 0,4\text{мм}; \text{ умова задовольняється.}$$

Плиту маршу армуємо сіткою з стержнями діаметром 4÷6 мм, розташованих кроком 100÷300 м.

Плити зв'язана зі сходами, які армують по конструктивним міркуванням, і її несуча здатність з урахуванням роботи сходів забезпечується.

Сходами, які укладаються на костури, розраховують як вільно оперті балки трикутного перетину. Діаметр робочої арматури сходин з урахуванням транспортних і монтажних дій призначають в залежності від довжини сходин: при $l_{st}=1-1,4$ м – 6 мм.

Хомути виконують з арматури діаметром 4÷6 мм кроком 200 мм.

- пористий бетон – сучасний матеріал, який має ряд переваг: надійність, тривалий термін служби, високий термічний опір, теплоізоляційні властивості, добрі показники звукоізоляції, екологічність, гарну звукоізоляцію;
- пористого бетону, що використовуються в будівництві за показниками середньої щільності, класу міцності на стискання та морозостійкості, має декілька видів, в залежності від галузі застосування використовується як теплоізоляційний матеріал, конструкційно – теплоізоляційний та конструкційний;
- аналіз теплопровідності пористих бетонів у порівнянні з іншими будівельними матеріалами показав доцільність його використання;
- проведення експериментальних досліджень зразків пористого бетону з метою встановлення граничних значень міцності на стискання в залежності від густини зразка з метою визначення оптимального складу суміші матеріалу дозволили визначити залежність границі міцності матеріалу та його водопоглинання в залежності від густини матеріалу;
- порівняльний аналіз отриманих результатів дозволив визначити вплив густини масиву матеріалу на експлуатаційні характеристики;
- розроблено рекомендації щодо використання пористих бетонів в будівництві

Список літературних джерел

1. А.П.Снежко, Г.М.Батура “Технология строительного производства”. К.91 г. Курсовое и дипломное проектирование.
2. Будівельне матеріалознавство на транспорті : підручник для вузів / О. М. Пшінько, А. В. Краснюк, В. В. Пунагін, О. В. Громова. -Д. : Вид-во Дніпропетр. нац. ун-ту залізн. трансп. ім. акад. В. Лазаряна, 2010. - 624 с.
3. Горлов, Ю. П. Технология теплоизоляционных материалов : учебник для вузов / Ю. П. Горлов, А. П. Меркин, А. А. Устенко. - М : Стройиздат, 1980. - 399 с.
4. Кривенко, П. В. Будівельне матеріалознавство : підручник / П. В. Кривенко, К. К. Пушкарьова, В. Б. Барановський. - К. : ТОВ УВПК «ЕксОб», 2004. - 704 с.
5. Сухарев, М. Ф. Производство теплоизоляционных материалов / М. Ф. Сухарев, И. Л. Майзель, В. Г. Сандлер. - М. : Высшая школа, 1981. -231 с.

6. Теплоизоляционные материалы и конструкции : учебник / Ю. Л. Бобров, Е. Г. Овчаренко, Б. М. Шойхет, Е. Ю. Петухова. - М. : Инфра-М, 2003. - 265 с.
7. Щербак, А. С. Експлуатаційні та екологічні переваги теплоізоляції із застосуванням модифікованого піноскла / А. С. Щербак // Вісник Дніпропетр. нац. ун-ту залізн. транс. ім. акад. В. Лазаряна. - Д., 2010. - Вип. 32. - С. 141-142.
8. Schill, F. Penove sklo: vyroba a pouziti / F. Schil. -Praha : SNTL, 1969

1.1. Побудова технологічного розрахунку

Для організації роботи та оперативного контролю за веденням робіт на будмайданчику складаємо технологічний розрахунок на роботи з зведення магазину, що дасть змогу:

- встановити технологічну послідовність виконання основних робіт та супутніх їм додаткових та допоміжних робіт;
- визначити та ув'язати в часі термін початку та закінчення основних окремих технологічних процесів з урахуваннями їх поєднання у часі, технологічних перерв та вимог до виробництва робіт;
- визначити терміни та ув'язати в часі роботи окремих механізмів, машин, термінів постачання основних матеріалів, конструкцій;
- встановити загальний термін проведення робіт.

Для побудови технологічного розрахунку приймаємо:

- роботи всіх ведучих механізмів організовуємо не менш як у 2 зміни;
- склад ланків монтажників та каменярів приймаємо одним для всіх робіт;
- прийняту тривалість робіт встановлюємо кратну одному дню, в крайньому випадку 0,5 доби при незначній трудомісткості та часу;
- виконання різнорідних процесів по окремих ділянках в будівлі допускається при умові, що не порушуються вимоги техніки безпеки, виконання окремих процесів забезпечено нормальним фронтом робіт не зменшуючи продуктивності праці з урахуванням розміщення всіх знарядь праці, допоміжних пристосувань, інструменту і т.д.

1.2 Розрахунок складів

На будгенплані виконана прив'язка майданчиків тимчасового приймання та зберігання матеріалів необхідних для зведення хлібопекарського магазину: - на відкритих майданчиках, збірні конструкції, цегла; під навісом і руберойд, металеві

Зм	Арк	№ докум	Підпис	Пам

ДХПБ 079 ПЗ

Арк.

вироби, бітум; в захищених – керамічна плитка, віконні та дверні блоки.

Склади та складські майданчики розташовані безпосередньо у максимальній наближеності до місця монтажу конструкцій та використання матеріалів, що запобігає додатковим витратам на перевантаження цими матеріалами робітників зайнятих на будівництві, що забезпечує постійну зайнятість їх та механізмів.

Площа складів залежить від кількості матеріалів необхідних для зберігання .
Норми запасів матеріалів застосованих на будівництво приймається у відповідності до діючих норм та прив'язані до місцевих умов.

Обсяг матеріалів необхідних для зберігання на складі розраховується за формулою:

$$P = \frac{Q\alpha}{T} nk, \quad (1.1)$$

де Q – обсяг матеріалів необхідних для здійснення будівництва;

α - коефіцієнт нерівномірності постачання матеріалів та конструкцій на об'єкт (для автотранспорту $\alpha=1,1$);

T – термін використання даного ресурсу;

n - нормативний запас матеріалів;

k = 1, коефіцієнт нерівномірності використання матеріалів.

Корисна площа складів без проходів, м²:

$$F = \frac{P}{q}, \quad (1.2)$$

де q – кількість матеріалів на 1м² площі складу;

Розрахункова площа складів з проходами:

$$S = \frac{F}{\beta}, \quad (1.3)$$

де β - коефіцієнт використання площі складу.

Розрахунок складів та складових майданчиків зведено в табл.1.2

1.3 Визначення потреби в тимчасових будівлях

На будмайданчику розташовано санітарно-побутові, адміністративні та виробничі приміщення.

Зм	Арк	№ докум	Підпис	Пам

ДХПБ 079 ПЗ

Арк.

Потреба в тимчасових адміністративних та санітарно-побутових приміщеннях визначається за максимальною кількістю робітників на будмайданчику з урахуванням нормативної площі на кожну людину.

Загальна чисельність робітників на будмайданчику:

$$N_{\text{заг}} = (N_{\text{роб}} + N_{\text{ітр}} + N_{\text{служ}} + N_{\text{мол}}) \cdot K_o, \quad (1.4)$$

де $N_{\text{роб}}$ – кількість робітників за максимумом;

$N_{\text{ітр}}$ – чисельність інженерно-технічних працівників;

$N_{\text{служ}}$ – кількість службовців;

$N_{\text{мол}}$ – кількість молодшого обслуговуючого персоналу та охорони;

$K_o = 1,05 - 1,06$ коефіцієнт, який враховує відпустки та лікарняні.

$N_{\text{роб}} = 18$ люд.

$$N_{\text{ітр}} = \frac{18 \cdot 8}{85} = 2 \text{чол.}$$

$$N_{\text{служ}} = \frac{18 \cdot 8}{85} = 2 \text{чол.}$$

$$N_{\text{мол}} = \frac{18 \cdot 2}{85} = 1 \text{чол.}$$

$$N_{\text{заг}} = 18 + 2 + 2 + 1 = 23 \text{чол.}$$

При визначенні площі адміністративних приміщень приймаємо наступне співвідношення приміщень та робітників, адміністрації 80 % загальної кількості ІТР, службовців, НОП.

$$\frac{5 \cdot 80}{100} = 4 \text{чол.}$$

При визначенні площі приміщень, гардеробних приймаємо загальну кількість працюючих на будівництві 18 чол.

При визначенні площі приміщень умивальних, буфету максимальну кількість працюючих в першу зміну:

- кількість ІТР в першу зміну

$$5 \cdot 80 / 100 = 4 \text{ чол.}$$

- кількість робітників в першу зміну:

Зм	Арк	№ докум	Підпис	Пам

ДХПБ 079 ПЗ

Арк.

$$18 \cdot 70/100 = 13 \text{ чол.}$$

При визначенні площі туалетів враховуємо також співвідношення чоловіків та жінок працюючих в першу зміну.

Співвідношення чоловіків/жінок = 0,4/0,3:

- чоловіків $0,7 \cdot 13 = 9$ чол.

- жінок $0,3 \cdot 13 = 4$ жінки.

Розрахунок площі тимчасових приміщень адміністративно та санітарно-побутового призначення зведено в таблицю.

Результати розрахунку площі тимчасових приміщень адміністративно та санітарно-побутового призначення зведено в табл. 1.3.

Таблиця 1.3 – Розрахунок тимчасових приміщень

№ п/п	Приміщення	Розрах. кільк. робітн. людей	Норматив		Потрібна площа, м ²	Прийнята тимчасова будівля		
			од. вим.	к-ть		Тип будівлі	Розмір	К-ть
1.	Гардеробна	18	м ²	0,6	10,8	Конт.пересув	6x2,7	2
2.	Душева/роздягальня	13	сітн/м ²	0,2/0,82	2,6/10,66	Пересувна	6x2,7	1
3.	Сушилка	13	м ²	0,2	2,6	Пересувна	6x2,7	1
4.	Буфет	17	м ²	0,8	13,6	Автофургон	4,2x2,93	1
5.	Контора	4	місце/м ²	1/4	4/16	Пересувна	6x2,7	1
6.	Туалет							
	жіночий	4	м ²	0,14	0,56	Туалет з вигр. газ	2x2	1
	чоловічий	9	м ²	0,07	0,63			

Без розрахунку в зв'язку з виробничою потребою приймаємо резервні інвентарні вагончики 6x2,7 для:

1. Медпункт – 1 шт.

2. Приміщення для зберігання інструментів, оснащення, пристосувань і ін. – 1 шт.

1.4 Розрахунок тимчасового водопостачання

Тимчасове водопостачання забезпечується від діючої міської мережі. Для цього визначимо годинну та секундну витрату води з урахуванням вживання її окремими споживачами.

Зм	Арк	№ докум	Підпис	Пам

ДХПБ 079 ПЗ

Арк.

Витрати води за годину розраховуємо при підборі джерела водопостачання, а секундну – при розрахунку діаметрів водогону.

На будмайданчику вода використовується:

1. На виробничі потреби: виконання бетонних, кам'яних, штукатурних робіт;
2. На санітарно-побутові потреби;
3. На протипожежні потреби.

При розрахунку тимчасового водопостачання виходимо з прийнятих способів виробництва робіт, їх обсягу та термінів виконання. За календарним графіком приймаємо період з максимальним водопостачанням.

Загальна секундна витрата води

$$Q_{\text{заг}} = Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4, \quad (1.5)$$

де Q_1 – секундна витрата води на виробничі потреби;

Q_2 – секундна витрата води на санітарно-побутові потреби;

Q_3 – секундна витрата на душ;

Q_4 – секундна витрата води на протипожежні витрати.

Секундні витрати води на виробничі потреби

$$Q_1 = \frac{V \cdot g_1 \cdot K_1}{n \cdot 3600}, \quad (1.6)$$

де V – обсяг будівельних робіт,

g_1 – норма витрат води на виробничі потреби,

K_1 – коефіцієнт нерівномірності споживання, $K_1=1,5$,

n – кількість годин в зміні.

При виконанні намічених робіт в зміну кладеться $12,0 \text{ м}^3$ цегли (16 тисяч шт. цегли).

Нормативна витрата води на виготовлення розчину та поливу цегли $(180+250) \text{ шт.} = 430 \text{ л/год}$ на 1 тис. шт. цегли.

$$Q_1 = \frac{6 \cdot 430 \cdot 1.5}{8 \cdot 3600} = 0.134 \text{ м/с.}$$

Норма витрати води на санітарно-побутові потреби:

Зм	Арк	№ докум	Підпис	Пам

ДХПБ 079 ПЗ

Арк.

$$Q_2 = \frac{N \cdot g_2 \cdot K_2}{n}, \quad (1.7)$$

де N – кількість працюючих в зміні, 17 чол.

g_2 – питома вага води в зміні на господарсько-питтєві потреби,

$g_2 = 15$ л/год на 1-го працюючого,

K_2 – коефіцієнт нерівномірності водоспоживання,

$K_2 = 3$.

n – кількість годин в зміні, $n = 3600 \cdot 8$.

$$Q_2 = \frac{17 \cdot 15 \cdot 3}{8 \cdot 3600} = 0.027 \text{ л/сек.}$$

Секундна витрата води на душ:

$$Q_3 = \frac{g_3 \cdot N}{m \cdot 3600}, \quad (1.8)$$

де g_3 – нормативна витрата води на душ одним робітником, $g_3 = 30$ л/год.

N – кількість приймаючих душ $N = 13$ чол.

M – кількість годин роботи душу в зміні (45хв. по звичайній зміні)

$$Q_3 = \frac{13 \cdot 30}{45 \cdot 60} = 0,144 \text{ л/сек.}$$

Секундна витрата води на протипожежні потреби будівельного магазину приймається згідно з органами Держпожежнагляду в залежності від розміру будмайданчика та об'єму будівлі.

В даному випадку приймаємо два гідранти з витратою води 5 л/сек.

$$Q_{\text{зах}} = 0,134 + 0,027 + 0,144 + 5 \cdot 2 = 10,305 \text{ л/сек.}$$

Розрахунок діаметру труби виконується на час максимального водозабору та на час гасіння пожежі

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 10,305 \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,4}} = 96,83 \text{ мм.}$$

Приймаємо трубу сталеву водогінну $\varnothing 100$ мм, для тимчасового водогону

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,305 \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,4}} = 13,93, \text{ приймаємо } \varnothing 15 \text{ мм.}$$

Зм	Арк	№ докум	Підпис	Пам

ДХПБ 079 ПЗ

Арк.

1.5 Розрахунок електропостачання

Тимчасове електропостачання будівельного майданчика здійснюється з діючої мережі. Енергія використовується на виробничі потреби, на внутрішнє та зовнішнє освітлення будмайданчика.

Розрахункова потужність для будівельного майданчика визначається:

$$P = 1,1 \left(\sum \frac{P_c \cdot K_1}{\cos \gamma} + \sum \frac{P_T \cdot K_2}{\cos \gamma} + \sum P_{c.v.} \cdot K_3 + \sum P_{o.z.} \cdot K_4 \right), \quad (1.9)$$

де 1,1 – коефіцієнт враховуючий, витрати потужності в мережі

P_c – силова потужність машини кВт,

P_T – силова потужність та технологічні потреби, кВт,

$P_{o.v.}$ – потрібна потужність на зовнішнє освітлення, кВт,

K_1, K_2, K_3, K_4 – коефіцієнти попиту, залежні від споживачів,

$\cos \gamma$ - коефіцієнт потужності, залежний від характеру та завантаженості споживачів силової енергії.

Таблиця 1.4 – Силкові споживачі

№ з/п	Назва споживача	К-сть	K_c	$\cos \varphi$	Нормат. витр. енергії	Загальні витрати
1	2	3	4	5	6	7
1.	Баштовий кран НСК-10-20	1	0,2	0,5	45	45
2.	Стріловий кран КС-7471	1	0,2	0,5	50	50
3.	Зварювальний трансформатор	2	0,35	0,4	32	64
4.	Понижуючий трансформатор	2	0,3	0,8	1	2
5.	Електровібратор	2	0,35	0,7	0,6	1,2
Всього						162,2

Зм	Арк	№ докум	Підпис	Пат

ДХПБ 079 ПЗ

Арк.

Таблиця 1.5 - Внутрішнє електричне освітлення

Назва споживача	Площа, м ²	Кількість	Питома потужність, Вт/м ²	Загальна потреба, кВт
Контора	16,2	1	15	0,243
Буфет	12,3	1	10	0,123
Гардеробна	16,2	2	15	0,486
Туалет	4	1	6	0,024
Душеві роздягальні	16,2	1	6	0,097
Сушарка	16,2	1	6	0,097
Слюсарна майстерня	16,2	1	15	0,243
Мед. пункт	16,2	1	15	0,243
Закриті склади	21,0	1	10	0,21
Разом				1,669

Таблиця 1.6 - Зовнішнє освітлення

№ п/п	Назва	Од. виміру	Кількість	Потужність на один. вим.	Загальна витрата
1.	Освітлення території будівлі	1000 м ²	11,705	2,0	23,41
2.	Освітлення проходів та проїздів	1000 м ²	0,17	2,5	0,425
3.	Освітлення складів	1000 м ²	0,225	1,0	0,225
4.	Освітлення робочого місця	1000 м ²	0,9	3,0	2,70
	Разом				26,76

Загальна потужність джерела енергопостачання

$$P_{\text{заг}} = 1,1 \left(\frac{45 \cdot 0,2}{0,5} + \frac{50 \cdot 0,2}{0,5} + \frac{64 \cdot 0,35}{0,4} + \frac{2 \cdot 0,3}{0,2} + \frac{1,2 \cdot 0,35}{0,7} + \frac{1,669 \cdot 0,8}{1,0} + \frac{26,76 \cdot 1}{1} \right) =$$

$$= 1,1(18 + 20 + 56 + 0,75 + 0,6 + 1,34 + 26,76) = 135,8 \text{ кВт.}$$

Для потреби будмайданчику приймаємо типову підстанцію КТП – 160 розмірами в плані 2,74x1,3 м.

Зм	Арк	№ докум	Підпис	Пат

ДХПБ 079 ПЗ

Арк.

1.5 Розрахунок зовнішнього освітлення

Для освітлення будівельного майданчика та будмістечка приймаємо прожектор. Кількість прожекторів знаходимо за формулою:

$$n = \frac{m \cdot E_n \cdot K \cdot S}{P_{\text{л}}}, \quad (1.10)$$

де n – кількість прожекторів,

m – коефіцієнт корисної дії прожекторів ККД (для ламп накаливання 0,2);

K – коефіцієнт запасу $K=1,5$;

S – освітлювальна площа, м^2 ,

$P_{\text{л}}$ – потужність ламп, кВт.

Для освітлення будмістечка, площа якого дорівнює 1050 м^2 . ($E_n=2$):

$$n = \frac{0,2 \cdot 2 \cdot 1,5 \cdot 1050}{500} = 1,26$$

Приймаємо два прожектори ПЗС-35, на вежі висотою 11 м.

Для освітлення будмайданчика площею 13050 м^2 :

$$n = \frac{0,2 \cdot 2 \cdot 1,5 \cdot 13050}{1000} = 7,83$$

Приймаємо 8 прожекторів.

Розміщуємо по 2 прожектори ПЗС-45 з лампами накаливання на 4-х інвентарних вежах висотою 15 м.

Для освітлення робочих місць використовуємо окремі на пересувних опорах прожектори чи світильники.

Кількість прожекторів для виконання монтажних робіт при $E_n=30$ мм на площі освітлення $15 \times 30 = 450 \text{ м}^2$ визначимо з формули:

$$n = \frac{0,2 \cdot 30 \cdot 1,5 \cdot 450}{500} = 8 \text{ шт.}$$

Приймаємо на 4 опорах по два прожектори ПЗС-35 з лампами накаливання 500Вт.

Зм	Арк	№ докум	Підпис	Пам

1.6 Опис будгенплану

Будгенплан представляє собою генеральний план площадки, на якому показане розташування основних монтажних і грузопідйомних механізмів, тимчасових будівель і споруд, що будуються і використовуються у період будівництва.

Для внутрішніх будівельних перевезень на будівельній площадці передбачені тимчасові автомобільні дороги з твердим покриттям.

Схема переміщення транспорту і розташування доріг у плані забезпечує під'їзд у зону дії монтажних і навантажувально - розвантажуючих механізмів, до складів, побутових приміщень. Збудовані дороги мають кільцеву схему.

Для тимчасового зберігання матеріалів, напівфабрикатів, виробів, конструкцій і обладнання передбачені приоб'єктні склади.

За умовами зберігання матеріалів склади можуть бути відкриті – площа, яких складає 255 м², закриті – загальною площею 21 м² та навіси площею 24 м². Складські приміщення знаходяться у залі роботи кранів, на відстані 10 м від об'єкту, що будується.

Збірні елементи складуються рівномірно по довжині будівлі по ділянках, що дозволяє скоротити кількість переміщень крану вздовж фронту робіт.

На будівельній площадці на період будівництва передбачені тимчасові будівлі:

- адміністративні – контора, кабінет з техніки безпеки;
- санітарно-побутові – гардеробні, душеві, приміщення для сушіння спецодягу, приміщення для відпочинку, нагрівання, укриття від сонячної радіації і атмосферних опадів, медичний пункт, їдальня.

Будівельний генеральний план проектують відповідно до вимог будівельних нормативів і в першу чергу [8 ,9].

Тимчасові будівлі розміщують на території, що є вільною від забудови, до завершення будівництва.

Витрати на тимчасові будівлі повинні бути мінімальними. Розміщення

Зм	Арк	№ докум	Підпис	Пам

ДХПБ 079 ПЗ

Арк.

тимчасових будівель треба проектувати з таким розрахунком, щоб транспортні операції проходили найкоротшими і впорядкованими трасами, зменшувалась кількість перевантажень і відстань перевезень.

Побутове містечко розташоване в безпечній зоні від роботи кранів і максимально наближене до об'єкту, що будується.

Для забезпечення безпечного переходу в побутові приміщення, влаштовані перехідні доріжки із щебеню шириною 0,6 м. На території містечка розміщені озеленені площадки для відпочинку.

Побутові приміщення розміщені поблизу входу на будівельну площадку з тим, щоб робочі могли зайти у роздягальню, а після роботи - на вулицю мимо робочої зони. Побутове містечко знаходиться на мінімальній відстані від діючих комунікацій, що зменшує трудовитрати і скорочує строки підготовчих робіт.

Для освітлення будівельної площадки у темний час доби, вздовж огорожі, що огорожує площадку, розміщені ліхтарі освітлення.

Для забезпечення виробничих господарсько-побутових і протипожежних потреб передбачене тимчасове водопостачання.

Для протипожежних потреб встановлено два гідранти одночасної дії, перекриваючі один одного по 5 л/с на кожен струмінь.

У всіх влаштованих умов безпечного ведення робіт передбачені такі безпечні зони:

- монтажна – 7 м;
- зона роботи крана – 20 м;
- зона можливого переміщення вантажу – 5 м;
- безпечна зона – 7 м.

Для розвантаження та навантаження збірних залізобетонних конструкцій використовуємо прийняті нами крани і баштовий МСК – 10 – 20 та самохідний КС – 7471.

Зм	Арк	№ докум	Підпис	Пам

ДХПБ 079 ПЗ

Арк.

1.7 Організація виробництва цегляної кладки

1.7.1 Організація і технологія виконання робіт

Цегляна кладка - один з комплексних процесів зведення несучих конструкцій будівель які складаються з простих процесів: улаштування підмостків, подача матеріалів і кладка. Цегляну кладку стін виконують поярусно у два яруси по висоті поверху будівлі.

Проектант поточну організацію комплексного процесу зведення поетапних конструкцій розчленує на прості процеси і встановлює їх типові узгодження в часі і просторі. Для цього будівлю у плані розділяють на ділянки (по кількості монтажних кранів) – 2 ділянки, а кожен ділянку на дві захватки за послідовністю виконання процесів.

Тривалість кладочних і монтажних робіт на захватці вибирається по технологічним розрахункам (розраховується комплексний процес зведення поетапних конструкцій на одній захватці і знаходиться його тривалість за циклограмами).

Вказівки до проведення робіт

До початку виконання робіт по підрамній частині повинні бути виконані такі роботи:

1. Організація будівельного майданчика у відповідності до будплану на зведення надземної частини будівлі.
2. Виконані усі роботи по улаштуванню стрічкових фундаментів, виконана вертикальна і горизонтальна гідроізоляція рудиментів. Зроблена зворотна засипка пазух. Роботи прийняті по актах.
3. Нанесені висотні відмітки і розбивочні вісі стін.
4. Улаштоване тимчасове освітлення робочих місць.
5. Завезений необхідний інвентар, інструмент, приладдя, виконана їх технічна перевірка.
6. Виконанні механічні освідчення вантажопідіймального обладнання.

Зм	Арк	№ докум	Підпис	Пат

ДХПБ 079 ПЗ

Арк.

Матеріали поставляють на об'єкт централізовано: розчин – автосамоскидом ЗІЛ ШНЗ – 555, цеглу, перемички і підмости - автопоїздом.

Подачу матеріалів в робочу зону роблять краном КС - 7471.

Роботи організовано по двухзахваточній системі по горизонталі і в два яруси по вертикалі. Для виробництва робіт на другому ярусі використовують блочні самопідсилювані підмости „Будівельник”. Подачу цегли в робочу зону виконувати бутирометром, розчин ящиками $V=0,3\text{м}^3$.

До початку виконання робіт по зовнішній частині повинні бути виконанні наступні роботи.

1. Організація будівельної площадки у відповідності до будгенплану по стадії взведення наземної частини будівлі;
2. Виконанні всі роботи по монтажу конструкцій перекриття підземної частини, виконана зворотна заливка. Усі роботи прийняті по актам.
3. Нанесенні висотні відмітки і розбивочні вісі.
4. Змонтовано баштовий кран – і виконано його механічне свідоцтво.
5. Встановлено зони зміщення кранів, виконані обмежувачі поворотів кранів.

Подачу матеріалів у вісях А-В виконують баштовим краном МСК 10-20, а у вісях В-Д – самохідним краном КС-7471.

Роботи організовують по горизонталі в дві захватки і по вертикалі в два яруси. Передбачити роботу мулярів у дві зміни, улаштувати підмости і подачу матеріалів - у другу зміну.

Роботи виконуються у такій послідовності:

- виконується розбивка перестінків;
- по розбивочних вісях у кутках будівлі і у місцях перехрестя стін викладають маяки збільшеного штрабою висотою 5-6 рядів;
- у кутах в місцях перехрестя і примикання стін , а також по периметру стіни через кожні 8-10 м улаштовують порядовки;
- між кутовими і проміжними порядовками з зовнішньої частини натягують по два шнури – причалки.

Зм	Арк	№ докум	Підпис	Пам

ДХПБ 079 ПЗ

Арк.

При кладці зовнішньої верстки причалки натягують для кожного ряду цегли, при кладці внутрішньої версти – через 4 ряди.

При виконанні робіт закладаються всі необхідні закладні деталі (анкера, пробки, і т.д.) у стінках цегляної кладки.

Після кожного завершення робіт I-го ярусу, 1-ї захватки, муляри переходять на іншу захватку і виконують кладку першого ярусу, за цей час на першій захватці виконують улаштування блочних підмостів і рошивають цеглу.

Роботи на другому ярусі починають тільки після повного виконання робіт по першому ярусу. При кладці стін другого ярусу виконують також улаштування перемичок на раніше улаштовану розчинну постіль. Точність улаштування забезпечується раніше облаштованою вертикальною розміткою.

Виконавши кладку другого ярусу першої захватки муляри переходять на підготовлений другий ярус другої захватки, блочні підмостки з першої захватки збираються і виконується монтаж конструкцій перекриття на цій же захватці.

Закінчивши другий ярус другої захватки підмості збираються і виконується улаштування монтажниками улаштування монтажниками конструкцій перекриття (покриття) цієї частини будівлі.

Парапетна частина стіни будівлі ведеться після кожного завершення монтажних робіт на захватці будівлі.

Таблиця 1.7 - Технологічна карта на цегляну кладку

№ з/п	Найменування робіт	Одиниці виміру	Формула підрахунку	Об'єм робіт
1	Цегляна кладка глухих стін підвальної частини будівлі під штукатурку товщиною в 1. ½ цеглини	м ³		52,65
2	Улаштування цегляних стін підвалу в 1 цеглу., перегородок в ½ цеглини.	$\frac{м^2}{м^3}$	$7.54 \times 3 + 3.52 \cdot 3 - (1.42 \cdot 2 + 2 \cdot 1.25 + 0.92 \cdot 0.91 + 1.25 \cdot 0.53)$	$\frac{24.18}{6.5}$

Зм	Анк	№ докум	Підпис	Пат

ДХПБ 079 ПЗ

Арк.

1	2	3	4	5
3	Кладки зовнішніх стін з облицюванням лицьовою цеглою товщиною у 2 цеглини.	м ³		164,37
4	Улаштування цегляних стін в ½ цеглини.	$\frac{м^2}{м^3}$		$\frac{37,34}{4,5}$
5	Улаштування цегляних стін в 1 цеглину	$\frac{м^2}{м^3}$		$\frac{47,89}{11,97}$
6	Цегляна кладка парапетної частини будівлі	м ³	1,19+120,0+0,25	35,7
7	Розшивка швів	м ²		322,29
8	Улаштування перемичок	Шт		109
9	Подача цеглин у піддонах	1000 шт	(52,65+6,5+3,1+164,4+4,5+11,97+35,4)·0,4	11,5
10	Подача розчину у мішках	М ³	(52,65+6,5+3,1+164,4+4,5+11,97+35,4)·0,221	61,6
11	Перевлаштування підмостів	10м ³	52,65+6,5+3,1+164,4+4,5+11,9+35,7	27,8

1.7.2 Вибір механізмів для виконання робіт

Для подачі матеріалів (цегла, розчин) в робочу зону і перевлаштування підмостків приймаємо самохідний кран КС-7471 і баштовий кран МСК 10-20 без розрахунків, так як кладка виконується спільно з монтажними роботами, а вага збірних залізобетонних конструкцій перевищує вказані вантажі.

Доставку цегли і розчина на об'єкт виконують централізовано, розчин в автосамоскидах ЗІЛ ММЗ-555 з щільними бортами, цеглу пакетами з

Зм	Арк	№ докум	Підпис	Пам

переміщенням пакет-піддонів ПП-1, перемички, блочні підмости на автопоїзді У-154 з тягачем МАЗ-504В.

1.7.3 Розрахунок кількості транспортних засобів

Кількість транспортних засобів, (шт.) розраховується за формулою:

$$M = \frac{O}{P_{cm} \cdot T_{дн} \cdot A_{cm}}, \quad (1.11)$$

де O – обсяг робіт, т.

P_{cm} – змінна продуктивність транспортної ділянки;

$T_{дн}$ – тривалість робіт, доба;

A_{cm} – коефіцієнт змінності;

Змішана продуктивність транспортної ділянки.

$$P_{cm} = \frac{Q_{гр} \cdot t_{cm} \cdot k_p \cdot k_v}{t_{ц}}, \quad (1.12)$$

де $Q_{гр}$ – трудомісткість транспортної ділянки, т.

t_{cv} – тривалість робочої зміни, год.

k_p – коефіцієнт використання вантажопідйомності машин, ($k_p=0.9-1.15$);

k_v – коефіцієнт використання по часу $k_v = 0,85$.

Тривалість транспортного циклу (хв.):

$$t_w = t_n + \frac{2h \cdot 60}{V} + t_h. \quad (1.13)$$

Розрахунок:

Самоскид ЗІЛ ММЗ 555 для підвезення розчину.

$$t_w = 5 + \frac{2 \cdot 10 \cdot 60}{35} + 10 = 49.3 \text{ хв.}$$

$$P_{cm} = \frac{60 \cdot 4.5 \cdot 8 \cdot 0.85}{49.3} = 37.24 \text{ т/зміну.}$$

$$M = \frac{61.6 \cdot 2.4}{37.24 \cdot 19 \cdot 1} = 0.22.$$

Приймаємо один самоскид.

Автопоїзд У-154 з тягачем МАЗ 504В:

Зм	Арк	№ докум	Підпис	Пам

ДХПБ 079 ПЗ

Арк.

$$t_w = 10 + \frac{2 \cdot 20 \cdot 60}{35} + 10 = 88.57 \text{ хв.}$$

$$P_{cm} = \frac{60 \cdot 17.3 \cdot 8 \cdot 0.9 \cdot 0.85}{88.57} = 71.72 \text{ т/зміну.}$$

$$M = \frac{111500 \cdot 0.0045 + 45.88}{71.72 \cdot 19 \cdot 1} = 0.4$$

Приймаємо один автопоїзд.

1.7.4 Розрахунок показників ТЕП

Собівартість машино-години крана:

$$L_{\text{маш.год}} = \frac{L_{\text{од}}}{T_n} + \frac{L_m}{T_p} + \epsilon_{p.e}, \quad (1.14)$$

де $L_{\text{од}}$ – одногодинні витрати на доставку машини, монтаж, демонтаж, пробний пуск;

L_m – річні витрати на капітальний ремонт і амортизаційні відрахування;

$\epsilon_{p.e}$ – експлуатаційні витрати за годину роботи машини;

T_n, T_p – кількість годин роботи на об'єкті відповідно по нормам в рік.

Собівартість машино-години автомобіля.

$$L_{\text{маш.год}} = \epsilon_{p.e} + \epsilon_{1\text{км.}} + 2L_m \cdot n_y, \quad (1.15)$$

де $\epsilon_{1\text{км.}}$ – експлуатаційні витрати на 1км., пробігу;

$2L_m$ – пробіг машини;

n_y – число циклів роботи автомобіля за годину.

Загальна собівартість робіт.

$$L_0 = 1.08(L_{\text{дон}} + \sum L_{\text{маш.год}} \cdot T_n) + 1.5 \sum 3, \quad (1.16)$$

де L_0 – додаткові витрати пов'язані з обладнанням машин (збирання, розбирання кранів, шляхів);

$\sum 3$ - загальна заробітна плата працюючих на ручних роботах.

Питомі капіталовкладення:

$$K_{y0} = \sum \frac{L_{\text{ин}} \cdot T_n}{T_p}, \quad (1.17)$$

Зм	Арк	№ докум	Підпис	Пам

де $L_{ин}$ – інвентарно розрахункова вартість машини.

Питомі приведенні витрати:

$$L_{np} = \frac{L_o + E_n \cdot K_{y\partial}}{V}, \quad (1.18)$$

де $E_n=0,15$ – питомі капіталовкладення;

V – обсяг робіт, m^3 .

Питома трудомісткість

$$g = \frac{\sum Q^h + \sum Q_y}{V}, \quad (1.19)$$

де $\sum Q^h$ - витрати праці робочих зайнятих на ручних роботах;

$\sum Q''$ - витрати праці робочих зайнятих на обслуговуванні механізмів;

Розрахунок:

КС – 7471

$$L_{маш.год} = \frac{6.9}{19.8} + \frac{19376}{3360} + 4.34 = 10.15 \text{ грн.}$$

МСК 10-20

$$L_{маш.год} = \frac{7.21}{16.5 \cdot 8} + \frac{83.20}{3265} + 8.32 = 10.92 \text{ грн..}$$

МАЗ 504В.

$$L_{маш.год} = 3.7 + 0.144 + 2 \cdot 20 \cdot \frac{60}{88.57} = 7.6 \text{ грн.}$$

ЗІЛ ММЗ 555.

$$L_{маш.год} = 2.71 + 0.11 + 2 \cdot 10 \cdot \frac{60}{49.3} = 5.38 \text{ грн..}$$

$$L_0 = 1.08(174.1 \cdot 4 + 10.15 \cdot 19.8 + 10.92 \cdot 16.5 \cdot 8 + 5.38 \cdot 19 \cdot \frac{49.3}{60} + 7.6 \cdot 19 \cdot \frac{88.57}{60}) + 1.5 \cdot 1115.71 = 5651.4 \text{ грн.}$$

$$K_{y\partial} = \frac{174400 \cdot 19 \cdot 8}{8360} + \frac{174400 \cdot 16.5 \cdot 8}{3265} + \frac{3610 \cdot 19 \cdot \frac{49.3}{60}}{2750} + \frac{6420 \cdot 19 \cdot \frac{88.57}{60}}{2750} = 8678.9 \text{ грн..}$$

$$L = \frac{5651.4 + 0.15 \cdot 8678.9}{278} = 25.01 \text{ грн./м}^3.$$

$$g = \frac{1460.14 + 56.68 \cdot 8678.9}{218} = 5.46 \text{ грн./м}^3.$$

Зм	Арк	№ докум	Підпис	Пат

ДХПБ 079 ПЗ

Арк.

1.7.5 Контроль якості робіт

1. При контролі якості зведення цегляних конструкцій необхідно керуватись [10] і іншими нормативними документами.

2. У процесі роботи необхідно спостерігати за якістю привезеної цегли і розчину та їх відповідність стандартам і проекту.

3. Муляри при виконанні робіт виконують перевірку правильності виконання прив'язок і якість швів, вертикальність, горизонтальність і прямолінійність поверхні і кутів, правильність улаштування закладних деталей, якість поверхні кладки (рисунок і розшив стін).

5. В жарку, вітряну погоду цеглу перед улаштуванням змочують водою.

5. Влаштовуючи перерву, верхній ряд цегли покривають розчином, а після перерви - змочують його водою.

Правильність виконання робіт перевіряють по допустимих нормах відхилення (винесено на лист тех. карти).

У випадку коли відхилення перевищують допустимі норми, продовження робіт необхідно дозволити із узгодження з проектною організацією.

Таблиця 1.10 - Заходи по операційному контролю якості цегляної кладки.

Склад контролю	Засіб	Час	Здійснення контролю
1	2	3	4
1 Вертикальність кладки зовнішніх стін і кутів	Звісом масою 600гр., не менше 2-х разів на кожному ярусі.	У процесі кладки	Бригадир
2 Технологія внутрішніх стін	Звіс масою 400гр.	У процесі кладки	Муляр.
3 Горизонтальність кладки	Рівень-правило не менше 2 разів.	У процесі кладки	Муляр.

1	2	3	4
4 Відхилення вісі проектних відміток	Нівелір	При закінченні кладки на поверсі	Майстер
5 Прямолінійність рядів кладки	Порядовка і причалка	Перед улаштуванням кожного ряду кладки	Ланковий муляр
6 Правильність закладки рядів споруди	Дерев'яний кут	При закінченні кладки	Майстер
7 Вірність перев'язки швів.	Візуально.	В процесі кладки.	Майстер.
8. Вірність розшивки швів	Візуально	Тимчасово	Майстер
9 товщина повздовжніх і поперечних швів.	Метр. рулетка.	Тимчасово	Майстер

В необхідних випадках контроль якості як матеріалів так і робіт може відбуватися будівельними лабораторіями або спеціальними службами контролю.

Зм	Арк	№ докум	Підпис	Пам

1.7 Організація виробництва покрівельних робіт

1.7.1 Організація і технологія виконання робіт

1. Картою передбачено влаштування покрівлі з направленою руберойду по залізобетонним плитам. Влаштування покрівлі безпосередньо на плиті перехрестя (спочатку готується основа для покрівлі) починається з вкладування листа пароізоляції, потім вкладаються плити сепристого бітуму, робиться цементна стяжка з цементного розчину марки 100 товщиною 20 мм.

Починати роботи (підготовчий цикл) слід з очищення основи від сміття, якщо є потреба - просушування вологих місць та розвантажуванні рулонних матеріалів з автотранспортних засобів.

Поверхню обґрунтовують шаром бітумної мастики, та оброблюють місця водостічних колонок і вентиляційних отворів склотканиною. Пароізоляцію влаштовують розпилюючи форсункою на основу бітумну мастику (в два шари), за допомогою БНУ СО – 100А. Далі влаштовують теплоізоляцію товщиною 120 мм з чарункового бетону. В місцях примикання з нерівними кромками потрібну товщину отримують добавкою пінобетону.

На відмітці 4 влаштовують цементно-піщану кладку з нахилом до водостічних воронки. Цементно-піщаний розчин підвозять на об'єкт автосамоскидом ЗІЛ ММЗ 555 з найближчого РБК, а до місця укладання подають з допомогою розчинонасоса с-251 по бетоноводу Ø65 мм.

Розчин вкладають смугами шириною 2,0 м і товщиною 20 мм. Ущільнення виконують віброрейкою. Через кожні 6 метрів у стяжці виконуються температурні шви завширшки 5,0 см. Зверху накривають смугами руберойду шириною 150 см.

Рулонний килим влаштовують з трьох шарів руберойду РПП-300В, та шару РКП-350А, перемазуючи їх гарячим бітумом. Накочують руберойд за допомогою машини СС-108 за схемою вказаній на технологічній карті.

По килиму влаштовують захисний шар гравію фракції 5-10 мм, товщиною 10 мм.

Зм	Анк	№ докум	Підпис	Пам

ДХПБ 079 ПЗ

Арк.

2. До початку робіт по влаштуванню рулонної покрівлі з направляючого руберойду повинні бути виконанні наступні роботи:

- влаштована основа під покрівлю і прийнята по акту поточних робіт відповідно з вимогами;
- встановлено вентиляційні шахти, парапети, внутрішній водозбір;
- поклеєні додатковими пластинами покрівельні матеріали на водозбір, низові місця підключення до стін та бортів ліхтарів;
- підготовлені та перевірені всі механізми та пристосування;
- змонтовано піднімальні пристрої для подачі матеріалів.

3. Руберойд з направляючими пластинами бітуму, виготовлюється централізовано і транспортується на об'єкт бортовими автомобілями у контейнерах. Складування рулонів руберойду здійснюється під навісом, що забезпечується захистом від впливу навколишнього середовища. Запас рулонів на об'єкті не повинен перевищувати змінну потребу, вертикальну подачу матеріалів здійснюють за допомогою бічної вісі А баштових кранів НСК-10-20, біля вісі Д самохідний кран КС-7471 – на приймальний майданчик по щитах настилу руберойд транспортується до місця закладки. Руберойд подається у металевих контейнерах по 8 рулонів у вертикальному стані, розчинник у стандартних бочках місткістю 200 л. Роботи по наплавці ковдри ведуться по ділянках і захватках у напрямку подачі матеріалу. Захватка розбиваються на ділянки обмежені водозбірниками покрівлі. Площа ділянки встановлюється таким чином, щоб протягом зміни її можна було закінчити. Роботи ведуть по 4 чоловіки в 1 зміну. Зони виробництва покрівельних робіт на скатах покриття біля парапетів огорожується зйомники інвентарними щитками. Величина настилу полоненого по їх ширині повинен бути у нижньому ярусі 70 мм, а у верхніх - 100 мм.

5. Влаштування рулонної ковдри з направляючого руберойду за допомогою ланцюгової установки виконується у такій послідовності:

- на місце наклейки (обґрунтована основа або суцільний пласт ковдри) при допомозі ланцюгової установки наноситься розчинник;

Зм	Арк	№ докум	Підпис	Пам

ДХПБ 079 ПЗ

Арк.

- рулон руберойду розкатується на 1,5 метри у напрямку наклейки, встановлюється величина нахлесту, зачищається кінець на 0,5 метри і на цю частину наноситься розчинник. Потім кінець з нанесеним розчинником вкладається на місце приклеювання, між накатним роликом установки;
- пересуваючи установку у початковий стан, полотнище розмотується одночасно наносячи розчинник і під вагою валика приклеюється.

Послідуючі пласти наклеюються аналогічно, при цьому розчинник наноситься одночасно на два кінці руберойду, що приклеєний і того, що приклеюється. Кінцева прокатка приклеєного полотнища здійснюється трьохкратним проходом катка загальною масою 100 кг, через 15 хв. після нанесення розчинника. Захисний пласт влаштовується звичайними методами згідно робочих креслень.

1.7.2 Вимоги до якості та приймання роботи

Проведення та приймання робіт по наклеюванню рулонної ковдри з направляючого руберойду безвогневим методом здійснюються згідно вимог ДБН.

Якість наклейки окремих пластів і проведення рулонної ковдри встановлюється шляхом огляду його поверхні, при цьому ковдра повинна відповідати таким вимогам : відсутність тріщин, раковин, відшарувань та інших дефектів, краї полотнищ у місцях нахлесту повинні бути склеєними, при цьому мастика не повинна виступати за краї руберойду (краї полотнища) на ширину більше 20 см. Нанесення розчинника повинно бути рівномірним по всій площі полотна. Візуальною оцінкою нормальної кількості нанесення розчинника служить відсутність підтоків на полотнищі після проходу клеючої установки і суцільність змоченої поверхні. Натягнення полотнища при їх вкладенні на основу повинно забезпечувати витиснення залишків повітря з клейового шва і утворювати моментальне заклеювання. Якість склеювання перевіряється повільним відриванням одного пласта від іншого. Відрив повинен виникати по

Зм	Анк	№ доквм	Підпис	Пат

ДХПБ 079 ПЗ

Арк.

картонній основі матеріалу. Випробування проводяться через 48 діб після склеювання. В місцях не проклеювання полотнище проколюється шилом і впорскується розчинник у розрахунку 150 г/м³ і через 6 хвилин це місце ретельно притискається. Герметичність даху перевіряється після заливки її водою або після дощу.

До початку робіт по влаштуванню покрівлі з направляючого рулонного матеріалу без вогневим методом оформлюється акт на потайні роботи.

Перелік виконуваних робіт приведений далі в табл. 1.11.

Таблиця 1.7 - Відомість витрат матеріалів, напівфабрикатів і виробів

Обгр.	Найменування робіт	Вим.	Об'єм	Необхідний матеріал	Одиниці вимірювання	Норми вим.	Загальна потреба
1	2	3	4	5	6	7	8
12-3-2	Улаштування чотирьох шарової покрівлі.	100м ²	9,48	Матеріали рулонні	м ²	468	4436,64
				Склотканина	м ²	0,65	6,162
				Мастика бітумна чорна	кг	790	7489,2
				Розчин цементний	м ³	0,063	0,597
				Ґрунтовка і бітум коричневий	кг	80	758,40
				Рейка 40×75мм.	м ³	0,013	0,123
				Брусок 70×60мм	м ³	0,008	0,0758
				Доска 50×120мм	м ³	0,005	0,0474
				Цвяхи будівельні	кг	0,11	1,0428
				Сталь тонколистова оцинкована 0,5мм.	кг	17,62	167,04

Зм	Арк	№ докум	Підпис	Пат

ДХПБ 079 ПЗ

Арк.

1	2	3	4	5	6	7	8
				Патрубок сталевий	кг	0,11	1,043
				Хомут обжимний	Ном	0,11	1,043
				Жгут просмолений	кг	0,8	7,584
				Плити ДВП	м ³	0,3	2,844
				Бумага листова	кг	0,14	1,33
				Дюбеля	кг	0,009	0,0853

1.7.3 Розрахунок термінів будівництва та складу бригад

Необхідно встановити нормативні директивні терміни, які входять у виробітку одного робітника і нормативної трудомісткості робіт по покрівлі (данні беремо у калькуляції).

- визначимо загальні витрати праці по ділянці люд-днів.

$$\sum T_p = \sum_{i=1}^n Q_i \cdot g_{ei}, \quad (1.11)$$

де Q – об'єм робіт, м²;

g_{ei} – витрати праці, приведенні до розряду, люд.-днів;

$$T_p = 948 \cdot 11,18 = 10598,64$$

- кошторисна вартість покрівельних робіт.

$$C = \sum T_r \cdot B;$$

усереднений середньорічний денний виробіток одного робітника, грн.

$$C = 10,59 \cdot 37,85 = 400,85 \text{ тис.грн.}$$

Виходячи з середнього складу бригад покрівельників (у середньому 20 чоловік, встановлюються директивні нормативні терміни виконання всіх робіт.

$$T_{o.pr.} = \frac{\sum T_p}{\varphi} = \frac{10598.64}{20} = 529.3$$

Зм	Арк	№ докум	Підпис	Пам

Потрібну кількість виконавців $\phi_{\text{сер.}}$ в бригаді, виходячи з директивних термінів і нормативної трудомісткості за калькуляцією трудових витрат по об'єкту визначаємо за формулою:

$$\phi_{\text{бр}} = \frac{\sum T_{\text{р.н.}}}{(T_{\text{дир}} \cdot K_{\text{н}})} = \frac{529.23}{33.56 \cdot 1.1} = 14.35$$

де $\sum T_{\text{рн}}$ - нормативна трудомісткість за калькуляцією трудових витрат $\sum T_{\text{рн}} = 33,56$.

$K_{\text{н}}$ – коефіцієнт перевиконання норм, що дорівнює 1,1.

Таблиця 1.8 - Відомість розрахунку об'ємів робіт

№ п/п	Найменування робіт	Одиниці вимірювання	Формула підрахунку	Об'єм робіт
1	2	3	4	5
І Внутрішньоплощадочні роботи				
1	Планування поверхні	1000 м ²	$F_{\text{пл}} = L_{\text{пл}} \cdot B_{\text{пл}} = 50 \cdot 50 = 2500$	2.5
2	Зрізка рослинного шару	1000 м ³	$F_{\text{пр}} = F_{\text{пл}} = 2500$ $V = F \cdot h = 2500 \cdot 0.2 = 500$	0.5
3	Розробка котловану екскаватором	1000 м ³		3,023
4	Теж з навантаженням на самоскид	1000 м ³		3,023
5	Розробка ґрунту (вручну), підчистка	1000 м ³	7% від обсягу	2,12
6	Улаштування піщаної основи	м ³	h=150мм.	453
7	Зворотня засипка бульдозером	1000 м ³		0,712

Зм	Арк	№ докум	Підпис	Пам

ДХПБ 079 ПЗ

Арк.

1	2	3	4	5
II Основа та фундаменти				
8	Улаштування фундаментних плит	100 шт.	По специфікації	1,19
9	Улаштування фундаментних блоків	100 шт.	По специфікації	3,89
III конструкції підземних приміщень				
10	Кладка стін з цегли підвалини	м ³		59,15
11	Улаштування гідроізоляцій вертикальної і горизонтальної	100 м ²		9,88

1	2	3	4	5
12	Улаштування цегляних перегородок	100м ²		0,37
13	Монтаж сходів	100шт.	По проекту	0,02
14	Улаштування підстиляючого шару	м ³	h=0.1	0.144
IV Надземні приміщення				
15	Кладка зовнішніх стін цегла	м ³		164,34
16	Кладка зовнішніх стін	м ³		16,47
17	Улаштування перемичок	Шт..	По специфікації	109
18	Улаштування гіпсокартонних перегородок	100м ²		0,521

1	2	3	4	5
19	Влаштування плит перекриття	100 шт.	По специфікації	0,63
V Улаштування покрівлі				
20	Улаштування пароізоляції	100 м ²	Площа покрівлі	0,48
21	Улаштування теплоізоляції	м ³		113,76
22	Наклейка рулонного ковдри	100 м ³		0,948
VI Заповнення проїмів				
23	Монтаж металевих віконних перекрить	100 м ²	По проекту	1,720
24	Заповнення віконних проїм	100 м ²		1,720

1	2	3	4	5
25	Заповнення дверних проїм	100 м ²		1,10
VII Внутрішні оздоблювальні роботи				
26	Оштукатурювання поверхні а) стін б) стеля	100 м ² 100 м ²		15,96 8,39
27	Штукатурка проїм дверних, віконних.	100 м ²		1,717
28	Облицювання внутрішньої поверхні стін.	100 м ²		4,031

1	2	3	4	5
29	Фарбування масляною сполукою. а) стін б) стелі	100 м ² 100 м ²		11,93 8,39
30	Фарбування масляною фарбою металевих поверхонь	100 м ²		0,79
31	Фарбування масляною фарбою металевих віконних переплетінь	100 м ²		85,86
32	Фарбування дверей	100 м ²		1,10
33	Оклеювання стін шпалерами	100 м ²		4,47

VIII Підлога

34	Улаштування цементної підлоги	100 м ²		1,894
----	----------------------------------	--------------------	--	-------

1	2	3	4	5
35	Улаштування цементної стяжки вручну	100 м ²		9,47
36	Покриття підлоги лінолеумом	1 м ²		70,78
37	Улаштування підлоги керамічною плиткою	100 м ²		8,762

IX Різні роботи.

38	Улаштування основи під підмостку	м ³	V=F·h h=0.1	10.8
----	-------------------------------------	----------------	----------------	------

Зм	Арк	№ докум	Підпис	Пат
----	-----	---------	--------	-----

ДХПБ 079 ПЗ

Арк.

1	2	3	4	5
39	Покриття підмостків асфальтовою сумішшю.	100 м ²		1,08
40	Благоустрій території	%	5	
41	Опалення та вентиляція	%	15	
42	Водопровід та каналізація	%	10	
43	Електромонтажні роботи	%	10	
44	Радіофікація	%	3	
45	Слаботочні мережі	%	4	

Таблиця 1.9 Відомість витрат основних матеріалів, напівфабрикатів і виробів

Бпіп	Найменування робіт	Вимірник	Кількість	Необхідний матеріал	Один.	Норма витрати	Загальна потреба
1	2	3	4	5	6	7	8
6-16-5	Улаштування плит перекриття та плит покриття	100шт	0,74	Бетон на 100 м ² Щити опалубки 25мм Доски 25-40мм Стойки інвентарні. Проволока стальна Мастило	м ³ м ² м ² шт. кг	101,5 <u>550</u> 24.7 <u>7.3</u> 0.88 <u>18</u> 0.6 220	

1	2	3	4	5	6	7	8
8-9-1	Кладка зовнішніх стін h=510мм	м ³	164,37	Цегла звичайна	Шт.	265	43558
				Цегла звичайна	Шт.	134	22025
				Розчин	м ³	0,243	39,78
				Пробки дерев'яні	м ³	0,005	0,08
3-12-1	Кладка стін в ½ цегли перег підвал	м ³	16,47	Цегла звичайна	Шт.	353	24399
				Цегла звичайна	Шт.	0,14	9,68
				Розчин	м ³	0,18	12,44
				Пробки дерев'яні	м ³	0,005	0,06
8-3-1	Улаштування піщаної основи під фундамент	100м ²	4,53	пісок	м ³	1,02	0,693
8-2-1	Улаштування стрічкових фундаментів	м ³	180,6	Камінь бутовий	м ³	1,03	186,0
				Розчин цементний	м ³	0,13	2
				Гідроізоляція	м ²	1,82	23,48
				Рулонний матеріал			328,9
8-14-1	Улаштування гіпсобетонних перегородок	100м ²	6,5,1	Плити гіпсові	м ²	91,0	592
				Бруски 50-60мм	м ²	0,8	5,21
				Поковки	кг	8,0	52,0
				Сталь ароматурна	кг	12,6	82,03
				Пісок	м ²	147,0	1158
				Толь	м ²	0,8	1,30
				Цвяхи	кг	0,11	520
8-19-3	Улаштування ганка із ступенями		12,47	Плити	м ²	0,43	5,36
				Сходинок			
				Камінь бутовий			
7-18-1	Улаштування сходів вагою до 8т.	100шт.	0,02	Площадки збірні	шт.	100	0,02
				Розчин цементний	м ³	0,55	0,011
				Бетон	м ³	0,47	0,009

1	2	3	4	5	6	7	8
10-19-1	Улаштування дерев'яних підвіконь в кам'яних стінах	100м ²	0,09	Дошка підвіконна	м ²	50	49,5
10-19-2				Гіпс будівельний	м ²	0,2	0,198
10-19-3				Толь	кг	20,2	19,99
10-19-3				Розчин цементний	кг	5	4,95
				Цвяхи будівельні	м ²	0,23	0,228
				смола	кг	4	3,656
11-3-1	Улаштування гідроізоляції 2 шари з руберойду, смоли	100м ²	0,988	Руберойд	м ²	240	237
				«Бітумінополь»	кг	733	731,5
				Грунтовочний склад	кг	40	39,92
				Дрова.	м ²	0,09	0,089
11-7-1	Улаштування тепло і звукоізоляції	1 м ²	94,7	Шлак	1м ³	1,06	100,3
11-8-1	Улаштування цементної стяжки	100 м ²	2,47	Розчин цементний	1м ³	10,2	893
11-8-3				Мастика бітумна	1м ³	1,37	12,01
11-8-3				пісок	1м ³	3,32	29,08
11-28-1	Улаштування покриття лінолеуму	100м ²	0,71	Лінолеум	1м ²	102	72,42
				Клей	Кг	52	56,92
				шпакльовка	кг	1,9	1,384
11-31-6	Розшивка швів сірою мастикою	100м ²	3,22	Мастика сіра	Кг	345,8	1113,
				Бетон	кг	0,5	1,61
12-9-4	Утеплення покриття легким бетоном	1м ³	113,76	Бетон легкий	1м ³	1,03	117,06
125-9-8	Улаштування пароізоляції	100м ²	9,48	Грунтовка бітумна	Кг	80	758,4
				Мастика бітумна	Кг	160	1516,8
12-10-1	Улаштування цементної стяжки	100м ²	0,48	Розчин цементний	1м ³	2,03	19,244

1	2	3	4	5	6	7	8
15-56-1	Штукатурка вікон і дверей (пройм)	100м ²	1,71	Розчин вапняний	1м ³	4,2	7,182
15-56-2				Розчин цементний		0,1	0,171
15-57-1	Підбивка стін ізоляційним матеріалом	100м ²	24,3 5	Ізоляційний матеріал Цвяхи	1м ² кг	104 0,3	2352 7,305
15-160-4	Високоякісне пофарбування вікна	100м ²	1,10 0,86	Шпатлевка масляна Оліфа Шпатлевка масляна Оліфа Вітош Шліф бумага	кг кг кг кг кг м ²	56,5 25,5 11,3 59,2 26,7 0,36	62,15 28,05 12,43 50,91 22,96 0,706
12-6-1	Обробка водостічних воронок	1 шт	6	Цвяхи оцинковані Сталь листова	кг м ²	0,001 0,028	0,006 0,168
12-24-1	Виготовлення бітумної мастики	1т		Азбест наповнювач Бітум нафтовий Тальк молотий	т т т	0,1 0,82 0,1	
7-11-2	Улаштування перемичок	100м ²	1,09	Перемички Розчин готовий плиточний	шт. м ³	100 0,33	109 0,359
7-11-1 7-11-3	Улаштування плит покриття	100шт	0,74	Плити залізобетонні Бетон Лісоматеріали Виготовлення монтажні	шт. м ³ м ³ кг	100 6,56 0,3 58	74 4,854 0,222 42,02

1	2	3	4	5	6	7	8
7-11-9	Улаштування плит покриття	100шт	0,12	Плити залізобетонні	шт.	100	12
7-11-10				Бетон	м ³	19,23	2,308
				Лісоматеріали	м ³	0,56	0,067
				Виготовлення	кг	12,3	14,78
				монтажні	кг	21	2,52
				Електроди	кг	10	1,20
				Фарба			

Таблиця 1.10 - Загальна відомість потреб матеріалів, напівконструкцій

№ п/п	Матеріал	Один. Вимір.	Загальний об'єм
1	2	3	4
1	Конструкції залізобетонні плити	Шт.	74
	S до 10м ²	Шт.	12
	S до 40м ²	Шт..	119
2	Плити фундаментні	Шт.	383
3	Перемички	Шт.	109
4	Гіпсобетонні перемички	Шт.	883
5	Сходи	Шт.	109
6	Пісок	м ³	592,41
7	Бетон	м ³	2
8	Шлак	м ³	89,029
9	Щебінь природного каменю 40-70мм	м ³	113,45
10	Розчин цементний	м ³	100,38
11	Розчин цементно-вапнянистий	м ³	0,091
12	Камінь бутовий	м ³	136,996
13	Гіпс будівельний	м ³	50,461

1	2	3	4
14	Ґрунтовка бітумна	Кґ	191,38
15	Цегла	Шт.	1171,05
16	Цвяхи будівельні	Кґ	2816,23
17	Дошки, рейки дрова	м ³	90156,56
18	Тирса	Кґ	255,401
19	Вітош	Кґ	8,0015
20	Шліфувальна бум ага	м ³	0,13
21	Толь	м ³	10,042
23	Пробки дерев'яні	Кґ	19,609
24	Шурупи, дюбеля	Кґ	137,22
25	Бетон пористий	М	117,173
26	Волок будівельний	Шт.	19,99
27	Руберойд	М	4670,76
28	Лісоматеріали	М	3,065
29	Стіклотканина	М	6,162
30	Дума склиста	М	1,33
31	Плити ДВП	Шт.	2,844
32	Джгут	М	7,864
34	Хомут обжимний	шт	1,5
35	Пароізоляційні матеріали	М	167,04
36	Сталь арматурна	Кґ	328,69
37	Сітка проволочена	Кґ	82,03
38	Штирі металеві	Шт.	127,879
39	Оліфа	Кґ	282,485
40	Пемза	Кґ	29,946
41	Лак масляний	Кґ	558,218
42	Шпаклівка масляна	Кґ	1781,27

1	2	3	4
43	Шпалери	м	500,64
44	Папір	Кг	31,734
45	Клей КМЦ (сухий)	Кг	13,043
46	Паста крейдова	М	43,46
47	Плитка керамічна	М	411,06
48	Мастика сіра	Кг	42,42
49	Мастика бітумна	Кг	39,92
50	Ізоляційні матеріали	М	13,0
51	Пакля, волок	Кг	1113,48
52	Бордюр	шт	196
53	Конструкції монтажні	Шт.	57,68
54	Електроди	Кг	16,58
55	Фарба лаки	Кг	8,60
56	Стеля підвісна	М	
57	Настил з деревини	М	41,7
58	Блоки віконні	Шт.	99
59	Блоки дверні	Шт.	110
60	Клей КН-2	кг	39,92