

**НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ**
Факультет (ННІ) Конструювання та дизайну
Кафедра будівництва

ДОПУСКАЄТЬСЯ ДО ЗАХИСТУ
рішенням кафедри будівництва
(протокол № __, від __.05.2025р.)
Завідувач кафедри будівництва,
д.т.н., професор
_____ Ігор ЯКОВЕНКО
."__" _____ 2025 р.

БАКАЛАВРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на тему: «Проектування цеху виробництва і складування
сільськогосподарської техніки у Волинській області»

Спеціальність 192 – будівництво та цивільна інженерія
(код і назва)

Гарант освітньої програми

_____ кандидат технічних наук, доцент _____ Євген ДМИТРЕНКО _____
(науковий ступінь та вчене звання) (підпис) (ПІБ)

Керівник бакалаврської кваліфікаційної роботи:

_____ д.т.н., с.н.с. _____ Микола МАР'ЄНКОВ _____
(науковий ступінь та вчене звання) (підпис) (ПІБ)

допускається до захисту/не допускається до захисту»

Виконав: студент

_____ Богдан МИКИТЕНКО _____
«підпис» (ПІБ студента)

Рецензент:

_____ д.т.н., професор _____ Ігор ЯКОВЕНКО _____
(науковий ступінь та вчене звання) (підпис) (ПІБ)

_____ «підпис»

_____ «оцінка»

м. Київ 2025 р.

**НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ**

Факультет (ННІ) Конструювання та дизайну

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри будівництва,

д.т.н., професор Ігор ЯКОВЕНКО

(науковий ступінь, вчене звання)

(підпис)

(ПІБ)

« » грудня 2024р.

З А В Д А Н Н Я
ДО ВИКОНАННЯ БАКАЛАВРСЬКОЇ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ
СТУДЕНТУ

Микитенку Богдану Геннадійовичу

(прізвище, ім'я, по батькові)

Спеціальність 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

(код і назва)

(назва)

Програма підготовки освітньо-професійна

(освітньо-професійна або освітньо-наукова)

Тема дипломного проекту затверджена наказом проректора з науково-педагогічної роботи та цифрової трансформації НУБіП України від «16» грудня 2024 р. № 2264 «С»

Термін подання завершеної роботи на кафедру 2025, червень, 06

(рік, місяць, число)

Вихідні дані до бакалаврської кваліфікаційної роботи: геологічні умови майданчика будівництва, природно-кліматичні умови відповідно до ДСТУ-Н Б В.1.1 – 27:2010, навантаження та вплив згідно ДБН В.1.2-2:2006.

Бакалаврська кваліфікаційна робота складається з пояснювальної записки, 8 листів формату А1 та використаних джерел літератури 29 найменування.

Перелік питань, що підлягають дослідженню:

Розділ 1. Архітектурно-планувальне рішення

Розділ 2. Розрахунково-конструктивна частина

Розділ 3. Основи і фундаменти

Розділ 4. Технологія та організація будівельного виробництва

Розділ 5. Охорона праці та навколишнього середовища

Перелік використаної літератури

Додатки

Перелік графічного матеріалу (обов'язкові креслення):

Аркуш 1-3	<i>Архітектурна частина: фасад, розрізи, генплан, вузли, плани.</i>
Аркуш 4.	<i>Розрахунково-конструктивна частина</i>
Аркуш 5.	<i>Основи і фундаменти</i>
Аркуш 4.	<i>Організаційно-будівельна частина. Будгенплан.</i>
Аркуш 5.	<i>Технологічно-будівельна частина. Техкарта на монтаж колон</i>
Аркуш 6.	<i>Організаційно-будівельна частина. Сітковий графік.</i>

Строки виконання бакалаврської кваліфікаційної роботи

Найменування етапу дипломного проекту	Строк виконання етапу	Відмітка про виконання
<i>Збір, аналіз та обґрунтування вихідних матеріалів для проекту</i>	<i>16.12.24– 28.02.25</i>	
<i>Написання та наповнення частин пояснювальної записки</i>	<i>01.03.25 – 05.04.25</i>	
<i>Виконання графічної частини дипломного проекту</i>	<i>05.04.25–17.05.25</i>	

Дата видачі завдання «16» грудня 2024 р.

Керівник бакалаврської кваліфікаційної роботи

Д.Т.Н., С.Н.С. (науковий ступінь та вчене звання) _____ (підпис) Микола МАР'ЄНКОВ (ПІБ)

Завдання прийняв до виконання _____ (підпис) Богдан МИКИТЕНКО (ПІБ студента)

Зміст

Вступ.....	7
1. АРХІТЕКТУРНА ЧАСТИНА.....	7
1.1. Загальна характеристика ділянки.....	7
1.1.1. Географічне положення ділянки. Кліматичні умови.....	7
1.1.2. Містобудівельна ситуація ділянки будівництва.....	7
1.1.3. Інженерно-геологічні та гідрогеологічні умови ділянки.....	8
1.2. Генеральний план та благоустрій ділянки.....	8
1.3. Протипожежний захист.....	9
1.4. Об'ємно-планувальне рішення.....	10
1.4.1. Характеристика функціонального процесу.....	10
1.4.2. Опис прийнятого рішення та його обґрунтування	10
1.5. Конструктивні рішення.....	11
1.5.1. Несучі конструкції. Обґрунтування їх вибору.....	11
1.5.2. Теплотехнічний розрахунок стіни.....	11
1.5.3. Огороджуючі конструкції. Обґрунтування їх вибору.....	12
1.5.4. Підлоги.....	13
1.5.5. Водовідведення з покрівлі.....	13
1.6. Інженерне обладнання будівлі.....	14
1.7. Архітектурно – художнє рішення будівлі.....	15
1.8. Транспортні зв'язки. Екологічний вплив на оточуюче середовище.....	15
2. РОЗРАХУНКОВО КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА	17
2.1. Статичний розрахунок рами в осях К-Д.....	17
2.1.1. Визначення навантажень, що діють на раму.....	17
2.1.2. Навантаження від ваги підкранових балок.....	17
2.1.3. Навантаження від власної ваги колони.....	17
2.1.4. Навантаження від маси стін та вікон.....	18

					<i>01.06-БКР.821 "С" 2025.05.10 01 ПЗ</i>			
<i>Змн.</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>				
<i>Розроб.</i>		<i>Микитенко Б.Г.</i>			<i>Проектування цеху виробництва і складування с.г. техніки у Волинській області</i>	<i>Стадія</i>	<i>Арк.</i>	<i>Акрушів</i>
<i>Зав. каф.</i>		<i>Яковенко І.А.</i>					4	
<i>Керівник</i>		<i>Яковенко І.А.</i>				<i>кафедра будівництва група БЦІ-2205ск</i>		

2.1.5.	Величина сили від ваги снігу.....	19
2.1.6.	Кранові навантаження.....	19
2.1.7.	Вітрові навантаження.....	20
2.2.	Статичний розрахунок рами.....	22
2.3.	Складання комбінацій розрахункових зусиль колони.....	28
2.4.	Розрахунок колони по осі Д.....	29
2.4.1.	Матеріали для проектування.....	29
2.4.2.	Розрахунок надкранової частини колони.....	29
2.4.3.	Розрахунок підкранової частини колони.....	32
2.5.	Розрахунок ребристої попередньо-напруженої плити покриття.....	34
2.5.1.	Дані для проектування.....	34
2.5.2.	Розрахунок полиці плити.....	35
2.5.3.	Розрахунок поперечних ребер.....	35
2.5.4.	Розрахунок плити по міцності в стадії експлуатації.....	38
2.5.5.	Визначення геометричних характеристик поперечного перерізу плити.....	40
2.5.6.	Попереднє напруження арматури і його втрати.....	42
2.5.7.	Розрахунок плити за утворенням тріщин.....	44
2.5.8.	Визначення прогину плити.....	48
3.	ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ.....	50
3.1.	Інженерно-геологічні умови будівельного майданчика	50
3.2.	Похідні фізичні характеристики ґрунтів. Назва ґрунтів.....	51
3.3.	Розрахункові характеристики ґрунтів.....	54
3.4.	Проектування пальових фундаментів.....	57
3.5.	Визначення несучої здатності палі та кількості паль.....	58

					<i>01.06-БКР.821 "С" 2025.05.10 01 ПЗ</i>			
<i>Змн.</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>				
<i>Розроб.</i>		<i>Микитенко Б.Г.</i>			<i>Проектування цеху виробництва і складування с.г. техніки у Волинській області</i>	<i>Стадія</i>	<i>Арк.</i>	<i>Аркушів</i>
<i>Зав. каф.</i>		<i>Яковенко І.А.</i>					<i>5</i>	
<i>Керівник</i>		<i>Яковенко І.А.</i>				<i>кафедра будівництва група БЦІ-2205ск</i>		

1. АРХІТЕКТУРНА ЧАСТИНА

1.1 Загальна характеристика ділянки

1.1.1 Географічне положення ділянки. Кліматичні умови

Ділянка під будівництво механічного автозаводу розміщена в північно-східній частині Волинської області [2].

Клімат у Волинській області помірно-континентальний.

Переважаючими вітрами є північно-західні.

Середньорічна температура повітря в місті дорівнює +9°C.

Середня температура січня дорівнює – 5°.

Середня температура липня дорівнює +18°.

Найтеплішим місяцем для міста є липень, найхолоднішим – січень [2].

В середньому за рік випадає 689 мм атмосферних опадів, найменше їх у січні та лютому, найбільше – у липні.

В останні 100–120 років температура повітря, так само як й у цілому на Землі, має тенденцію до підвищення. Протягом цього періоду середньорічна температура повітря підвищилася щонайменше на 1,0 °С.

1.1.2 Містобудівельна ситуація ділянки будівництва

Даний район на якому розміщена ділянка для будівництва характеризується забудовою рівнинної поверховості [3].

Під час будівництва передбачається влаштування нових проїздів, які б з'єднували територію даного об'єкту будівництва з вул. 17 Вересня . Проїзна частина вулиці має асфальтобетонне покриття, яке знаходиться в задовільному стані.

Ділянка частково озеленена трав'яними, чагарниковими та кущовими насадженнями [3].

1.1.3 Інженерно-геологічні та гідрогеологічні умови ділянки

Майданчик для будівництва має розміри в плані 300x250 м. Рельєф ділянки характеризується коливаннями висотних позначок в межах 3 м. Абсолютні відмітки поверхні землі змінюються від 238,0 до 242,0 м, з похилами на північний захід [3].

Бурінням та аналізом результатів лабораторних досліджень зразків ґрунту встановлено, що геолого-літологічна будова ділянки має такий вигляд [11]:

ПЕ-1 – ґрунтово-рослинний шар, потужністю 0,4 м.

ПЕ-2 – пісок середньо крупності, потужністю 3,4 – 3,7 м.

ПЕ-3 – супісок пластичний, потужністю 6,0 – 6,3 м.

ПЕ-4 – суглинок тугопластичний, потужністю 3,9 – 4,2 м.

ПЕ-5 – пісок гравіюватий, потужністю 6,0 – 6,3 м.

Дані інженерно-геологічні умови дозволяють здійснювати будівництво на майданчику, відведеному під забудову, з використанням пальових фундаментів [11].

1.2 Генеральний план та благоустрій ділянки

Площа ділянки під будівництво становить 7,4 га. Генеральний план забудови майданчика розроблений на топографічній основі в масштабі 1:500. Благоустрій території передбачається проектування нових паркових доріжок з плитним покриттям, а також з влаштуванням майданчиків для відпочинку. Під'їзди до будівлі мають ширину 5м і влаштовуються з асфальтобетонного покриття. При озелененні ділянки передбачається посадка нових насаджень та дерев, які не перешкоджатимуть нормальній експлуатації споруди, руху людей та транспорту. Біля головного входу в будівлю влаштовані квітники та місця для очікування та відпочинку [3].

Головний фасад будівлі виходить на південний-захід. Генеральний план благоустрою і озеленення з відомостями будівель і споруд, елементів озеленення та малих архітектурних форм, та ситуаційна схема наведена на 1-му аркуші креслення.

Техніко-економічні показники по генеральному плану наведені в табл. 1.1.

Розрахунок коефіцієнтів забудови та озеленення [3]:

Коефіцієнт забудови = площа забудови / площа ділянки,

коефіцієнт забудови = $20730 / 74000 = 0,28$.

Коефіцієнт озеленення = площа озеленення / площа ділянки,

коефіцієнт озеленення = $31000 / 74000 = 0,419$.

Таблиця 1.1

Техніко-економічні показники по генеральному плану

1	Площа ділянки	м ²	74000
2	Площа забудови	м ²	20730
3	Площа використаної території	м ²	22300
4	Площа озеленення	м ²	31000
5	Коефіцієнт забудови		0,28
6	Коефіцієнт озеленення		0,419
7	Коефіцієнт використаної території		0,3
8	Довжина огороження	м	1091

1.3 Протипожежний захист

Протипожежні заходи виконанні у відповідності з вимогами ДБН В.25–56:2014 [15].

На ділянці будівництва з усіх сторін передбачено можливість під'їзду пожежних машин. Джерелом зовнішнього пожежогасіння є існуючі протипожежні гідранти, а внутрішнього – вогнегасники, з розрахунком 1 вогнегасник на 20 м² площі будівлі. По довжині будівлі розміщені виходи, для забезпечення швидкої евакуації відвідувачів.

Також передбачаються такі протипожежні заходи [15]:

- влаштування протипожежної сигналізації;

- наявність в приміщеннях будівлі вогнегасників;
- влаштування в приміщеннях будівлі аварійної сигналізації.

Вентиляційні канали і огорожуючі конструкції вентиляційних каналів виконані із негорючих матеріалів.

Усі дерев'яні конструкції оброблено антипіренами.

1.4 Об'ємно-планувальне рішення

1.4.1 Характеристика функціонального процесу

Споруда, що проектується призначення для відпуску та часткового складування готової продукції механічного цеху автозаводу [4].

Зв'язок із складами готової продукції здійснюється за допомогою автомобільного транспорту, шляхами шириною 6-8 м. Всі виготовлені деталі та агрегати транспортують в склад готової продукції механічного цеху автозаводу, звідки продукцію відправляють безпосередньо на склади.

Розвантаження та складування здійснюється мостовими кранами, вантажопідйомністю $Q_{кр} = 10 \text{ т}$.

1.4.2 Опис прийнятого рішення та його обґрунтування

У залежності від об'єму продукції, що підлягає виготовленню та складуванню приймаємо розміри в плані : $96 \times 74 \text{ м}$, висоту до низу кроквяних конструкцій - $9,6 - 14,4 \text{ м}$.

Будівля має 3 прольоти, довжиною 96 м . В кожному прольоті встановлюється підвісний кран, вантажопідйомністю $Q = 10 \text{ т}$.

Крок колон 12 м , в торці будівлі встановлюють фахверкові колони через 6 м . В цехах передбачено встановлення воріт $4,5 \times 4,5 \text{ м}$, та ворота $3,0 \times 3,0 \text{ м}$ і двері $0,91 \times 2,1 \text{ м}$.

На випадок евакуації використовуються ворота, рівномірно розміщені по периметру. Будівля відноситься до другого класу відповідальності і відповідає ступеню вогнестійкості III [19].

1.5 Конструктивні рішення

1.5.1 Несучі конструкції. Обґрунтування їх вибору

При проектуванні каркасу будівлі були обрані залізобетонні конструкції. З перевагами залізобетонних конструкцій пов'язано [8]:

- індустріальність їх виготовлення,
- зручність монтажу,
- можливість демонтажу каркасу після закінчення експлуатації будівлі.

Для основних несучих елементів каркасу будівлі застосовані такі рішення [8]:

- колони – залізобетонні суцільного, по висоті, перерізу ;
- ферми прольотом 24 м – залізобетонні арочні, вкладаються на колони за допомогою зварювання закладних деталей;
- підкранові балки довжиною 12 м – двотаврового перерізу;
- плити покриття довжиною 12 м – ребристі висотою 450 мм.

Просторова жорсткість будівлі забезпечується системою вертикальних і горизонтальних в'язей. Панелі огороження кріпляться до колон, які розміщують через 6 м по периметру будівлі.

1.5.2 Теплотехнічний розрахунок стіни

Вихідні дані :

- Район будівництва : Волинська область [2].
- Призначення будівлі – цех сільськогосподарської техніки [4].

- Режим вологості приміщення – нормальний.
- Температура внутрішнього повітря - $t_{в} = 16^{\circ}\text{C}$.
- Температура зовнішнього повітря - $t_{з} = 20^{\circ}\text{C}$.
- Прийнята огорожуюча конструкція – керамзитобетонна плита.

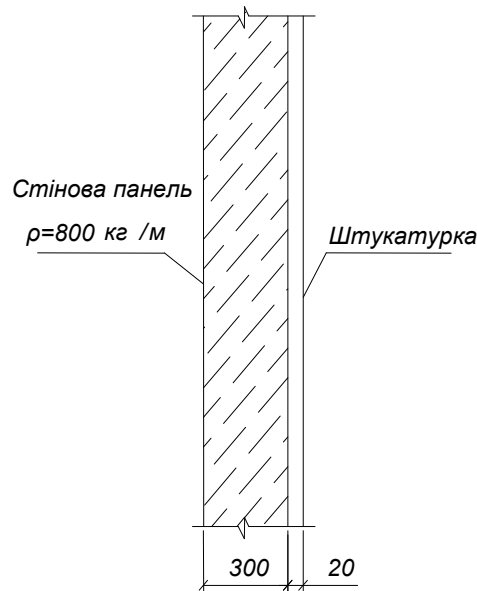


Рис. 1.1 До теплотехнічного розрахунку стіни

Попередньо назначаємо товщину панелі – 300 мм, із внутрішньої сторони панель обштукатурена цементно-піщаним розчином товщиною 20 мм [10].

Вихідні дані для розрахунку огорожуючих конструкцій зводимо в табл. 1.2.

Таблиця 1.2

Характеристики матеріалу огорожуючих конструкцій

№ п/п	Назва матеріалу	Питома вага кг/м^3	λ $\text{Вт/м}^2\text{ }^{\circ}\text{C}$	Товщина шару, м	R $\text{м}^2, \text{ }^{\circ}\text{C/Вт}$
1	Керамзитобетон	800	0,46	0,3	0,652
2	Цементно-піщаний розчин	1800	0,93	0,02	0,022

Загальний термічний опір R_0 для усієї конструкції стіни визначена за формулою:

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_a} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \dots + \frac{\delta_n}{\lambda_n} + \frac{1}{\alpha_i};$$

α_a, α_i – коефіцієнти тепловіддачі і теплосприймання;

δ_i, λ_i – відповідно товщина шарів і теплопровідність матеріалів.

$$R_0 = \frac{1}{23} + \frac{0,3}{0,46} + \frac{0,02}{0,93} + \frac{1}{8,7} = 0,83 \text{ м}^2\text{°С/Вт.}$$

Дана конструкція стіни придатна для застосування в промисловій будівлі.

1.5.3 Огороджуючі конструкції. Обґрунтування їх вибору

У конструкції покрівлі використаний ефективний утеплювач, який при порівняно невеликій власній вазі ($\approx 10\%$ від навантажень на ферму) забезпечує високий термічний опір конструкції покриття. У якості водоізоляційного шару будемо використовувати 4-ри шари руберойду із захистом шару гравію втопленого в бітумну мастику. Водоізоляційний, термоізоляційний шари і пароізоляція – один шар руберойду – лежать на ребристих плитах покриття, які опирається на розташовані з кроком 12 м ферми [8].

Вікна, двері та вітражі з алюмінієвих профілів типу AGS, та однокамерні склопакети виконуються по індивідуальному замовленню. Для зменшення тепловтрат у віконних і зовнішніх дверних заповненнях повинно бути забезпечене ущільнення притворів пінополіуретановими. Стики заповнити герметизуючою мастикою.

Підлоги по периметру утеплити в зоні примикання до зовнішніх стін на ширину 0,8 м шляхом вкладання на ґрунт, втрамбований щебенем, шару керамзиту товщиною 120 мм з об'ємною вагою не більше 600 кг/м³.

1.5.4 Підлоги

Основною підлогою в цеху слугує бетонна підлога товщиною 50 мм (бетон С20/25) по бетонному підстиляючому шару товщиною 150 мм (бетон С12/15). Між покриттям підлоги та підстиляючим шаром передбачений шар обклеювальної гідроізоляції з толю товщиною 5 мм [10].

В місцях температурних та деформаційних швів в конструкціях підлог передбачені компенсатори із листової покрівельної оцинкованої сталі, анкери із листової сталі та кромка стиків із металевих кутників.

1.5.5 Водовідведення з покрівлі

Водовідведення з покрівлі передбачене внутрішнє, оскільки є найбільш надійним способом відведення води. Система внутрішнього водопроводу складається з водозбірних воронок, водовідвідних труб, стояків підпільних водопроводів та випусків в стічну каналізацію.

1.6 Інженерне обладнання будівлі

Електропостачання - здійснюється за допомогою мідного кабелю у гумовій ізоляції в поліхлорвінілових трубах, які покладені на стінах будівлі в спеціальних коробах, плюс заземлюючий провід. Для підключення електропобутових приладів на висоті 0,4 – 0,9 м від підлоги розташовані електророзетки. Електропостачання передбачається від діючої трансформаторної підстанції, яка розташована поблизу будівлі.

Опалення – централізоване з нижнім розведенням. Як теплоносій застосовується вода.

Вентиляція – прийнята природна витяжна система вентиляції. Вентиляційні блоки встановлені в санвузлах та технічних приміщеннях.

Водопровід і каналізація – підключені до водопроводу та каналізації існуючих мереж міста, які проходять поблизу будівлі.

Телефонізація – внутрішня відкрита мережа. Передбачено телефонізацію всіх цехів, кабінетів працівників АПК.

Радіомовлення й телебачення – передбачене підведення в усі кабінетні приміщення.

Газифікація – подача газу передбачена для готування їжі в кухнях-їдальнях і у технічних приміщеннях харчоблока.

1.7 Архітектурно – художнє рішення будівлі

Принцип пропорційності при моноблочній структурі будівлі знаходить вираз в пропорційному відношенні довжини будівлі до її ширини ($\approx 1,3:1$), а також у відношенні ширини будівлі до її висоти ($\approx 6:1$).

Тектоніка будівлі утворюється вертикальними швами між стіновими панелями. Наявність ребер і западин у зовнішній обшивці панелей підсилює загальний вираз легкості панельних стін [21].

Принцип художнього контрасту знайшов вираз у пофарбуванні ділянок стін, за якими в АПК (панельні стіни) виділяється світло-оранжевий колір тинькування, а панелі промислової будівлі пофарбовані в бордовий колір.

1.8 Транспортні зв'язки. Екологічний вплив на оточуюче середовище

На території заводу існують склади та виробничі приміщення різного призначення. До більшості з них підведені автомобільні шляхи, які мають вихід до залізничної магістралі, яка є вузловою між містами Ковель та Здолбунів, смт Клесів, а також Лунінець.

Поблизу заводу йде автомобільна транспортна магістраль на Київ, а також на Ковель, Рівне.

Таким чином, завод має транспортні зв'язки з усіма регіонами України.

Склади готової продукції безпосередньо мають під'їзні шляхи, естакаду, що забезпечує безпосередній зв'язок з виробничими корпусами і складами. Зі складом готової продукції межує транспортний коридор для зв'язку із формувальним цехом та адміністративно-побутовим корпусом.

Технологічні процеси виробництва супроводжуються утворенням диму, сажі, пилу, виділенням небезпечних парів, постійні умови підвищених температур.

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

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

Забезпечення робочою силою – з міста Сарни та з інших поблизу розташованих населених пунктів.

2. РОЗРАХУНКОВО КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА

2.1. Статичний розрахунок рами в осях К-Д

2.1.1. Визначення навантажень, що діють на раму

Навантаження від ваги покриття [2]

Обчислюємо зусилля, яке діє на колону крайнього ряду

$$F_1 = 0,5 q_m L a + 0,5 G_p(10)\gamma_{fm} = 0,5 \cdot 5,637 \cdot 24 \cdot 12 + 0,5 \cdot 92 \cdot 1,1 = 862 \text{ кН};$$

де $q_m=5,637$ кПа (табл. 2.2.1)

Ексцентриситет прикладання сили (рис. 2.4.1)

$$e_1^K = 250+150 - 0,5 h_b = 250+150-0,5 \cdot 600 = -100 \text{ мм}$$

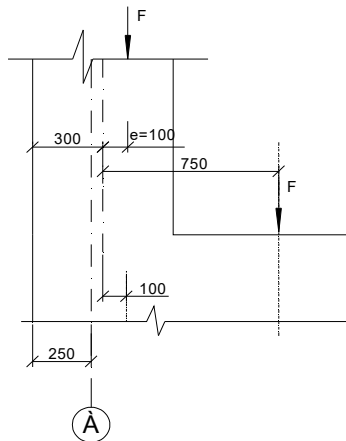


Рис. 2.1. До визначення ексцентриситету прикладання сил на верхню і на підкранову частину колони

2.1.2. Навантаження від ваги підкранових балок

$$F_2 = G_{пб} (10)\gamma_{fm} + g_{кр.р} a \gamma_{fm} = 11,7 \cdot 10 \cdot 1,1 + 0,6 \cdot 12 \cdot 1,05 = 136 \text{ кН}.$$

Визначимо ексцентриситети [8]

$$e_2^K = 750 - 0,5h_H = 750 - 400 = 350 \text{ мм};$$

2.1.3. Навантаження від власної ваги колони

Висоту надкранової частини колони визначаємо за формулою [8]:

$$H_B = H_{п.б.} + h_{к.р.} + H_k + 100 = 1400 + 120 + 2300 + 100 = 3920 \text{ мм}.$$

Приймаємо $H_B = 4000$ мм. Висота підкранової частини рівна:

$$H_H = H + 0,15 - H_B = 9,6 + 0,15 - 4,0 = 5,75 \text{ м.}$$

Тоді власна вага колони:

$$F_3^A = H_B b h_B \rho_B(10) \gamma_{fm} = 4,0 \cdot 0,6 \cdot 0,5 \cdot 2,5 \cdot 10 \cdot 1,1 = 33 \text{ кН,}$$

$$F_4^A = (H_H b h_H + V_{\text{кон}}) \rho_B(10) \gamma_{fm} = (5,75 \cdot 0,5 \cdot 0,8 + 0,08) \cdot 2,5 \cdot 10 \cdot 1,1 = 65,5 \text{ кН,}$$

де $V_{\text{кон}} = 0,08 \text{ м}^3$.

2.1.4. Навантаження від маси стін та вікон

Підбираємо висоти стінових панелей та вікон (рис. 2.2). Навантаження від навісних панелей та віконного заповнення передається на колони в місцях їх обпирання на опорні столики, що кріпляться до закладних деталей колон. Цокольні панелі опираються на фундаментні балки і не впливають на роботу колони.

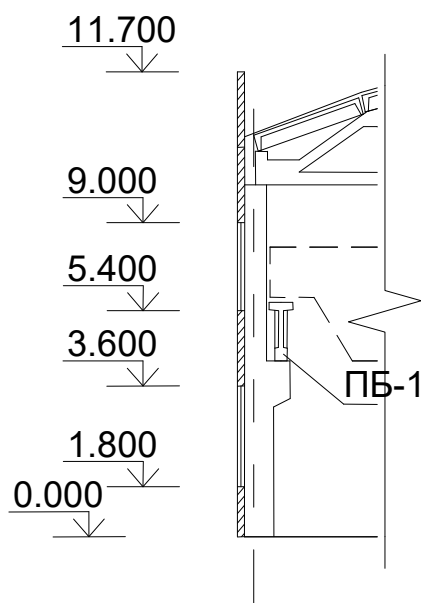
Розкладку стінових панелей та вікон виконуємо із стандартних панелей висотою 1,8 і 1,2 м.

Навантаження від ваги стіни, що діє на верхню частину колони :

$$F_5 = H_1 a t_{\text{ст}} \rho_{\text{ст}}(10) \gamma_{fm} = 2,7 \cdot 12 \cdot 0,2 \cdot 1,2 \cdot 10 \cdot 1,2 = 93 \text{ кН,}$$

на нижню частину:

$$F_6 = H_2 a g_{\text{вік}} \gamma_{fm} + H_3 a t_{\text{ст}} \rho_{\text{ст}}(10) \gamma_{fm} = 1,8 \cdot 12 \cdot 0,5 \cdot 1,1 + 1,8 \cdot 12 \cdot 0,2 \cdot 1,2 \cdot 10 \cdot 1,2 = 76 \text{ кН}$$



Ексцентриситет дії сили F_5 і F_6

$$e_5^A = \frac{h_a + t_{\text{нò}}}{2} = \frac{600 + 200}{2} = -400$$

$$e_6^A = \frac{h_i + t_{\text{нò}}}{2} = \frac{800 + 200}{2} = -500$$

Рис. 2.2. Розташування стінових панелей та віконних блоків

2.1.5. Величина сили від ваги снігу

Величина зосередженого снігового навантаження на колону крайнього ряду становить:

$$F_s = 0,5 \cdot L \cdot a \cdot \mu \cdot S_m = 0,5 \cdot 24 \cdot 12 \cdot 1,456 = 210 \text{ кН};$$

де S_m – граничне розрахункове значення снігового навантаження:

$$S_m = \gamma_{fm} \cdot S_0 \cdot c = 1,04 \cdot 1,4 \cdot 1 = 1,456 \text{ кПа};$$

γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням снігового навантаження залежно від середнього періоду повторюваності T , за табл. 8.1 [1], $\gamma_{fm}=1.04$.

S_0 – характеристичне значення снігового навантаження, що визначається згідно з 8.5 [1], для м. Сарни 1400 Па;

C – коефіцієнт, що визначається за формулою [2]:

$$C = \mu C_e C_{alt} = 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1;$$

де μ – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні ґрунту до снігового навантаження на покрівлю, який визначається за 8.7, 8.8 [2], $\mu=1$;

C_e – коефіцієнт, що враховує режим експлуатації покрівлі і визначається за 8.9 [2], $C_e=1$;

C_{alt} – коефіцієнт географічної висоти, що визначається за 8.10[2], $C_{alt}=1$.

2.1.6. Кранові навантаження

В розрахунку враховуємо дію двох кранів в кожному прольоті. Вертикальний та горизонтальний тиск від кранів обчислюємо за допомогою ліній впливу [8]. Сума ординат ліній впливу за рис. 2.4.3:

$$\Sigma y_i = y_1 + y_2 + y_3 + y_4 = 1 + 0,842 + 0,633 + 0,475 = 2,95;$$

Обчислюємо вертикальний та горизонтальний тиск кранів на колону:

$$F_{0 \max} = F_{\max} \sum y_i = 185 \cdot 2,95 = 545,8 \text{ кН};$$

де $F_{\max}=185\text{кН}$ – максимальний тиск колеса крана на підкранову рейку;

$$F_{0 \min} = F_{\min} \sum y_i = 20 \cdot 2,95 = 59 \text{ кН};$$

$$F_{\min} = \frac{Q + G_k}{2} - F_{\max} = \frac{100 + 310}{2} - 185 = 20 \text{ кН};$$

Граничне розрахункове значення:

$$F_m = \gamma_{fm} \psi F_0 = 1,1 \cdot 0,85 \cdot 545,8 = 510,3 \text{ кН};$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за крановим навантаженням, прийнятий за 7.9 [2];

F_0 – характеристичне значення вертикального навантаження від двох найбільш несприятливих за впливом кранів;

$\psi = 0,85$ – коефіцієнт сполучень кранових навантажень.

Горизонтальний тиск на колесо крану

$$F_h = 0,025(Q + G_k) = 0,025(185 + 53) = 5,95 \text{ кН};$$

Горизонтальні навантаження

$$V_h = \psi \cdot \gamma_{fm} \cdot \sum y_i \cdot F_h = 0,85 \cdot 1,1 \cdot 2,95 \cdot 5,95 = 16,4 \text{ кН};$$

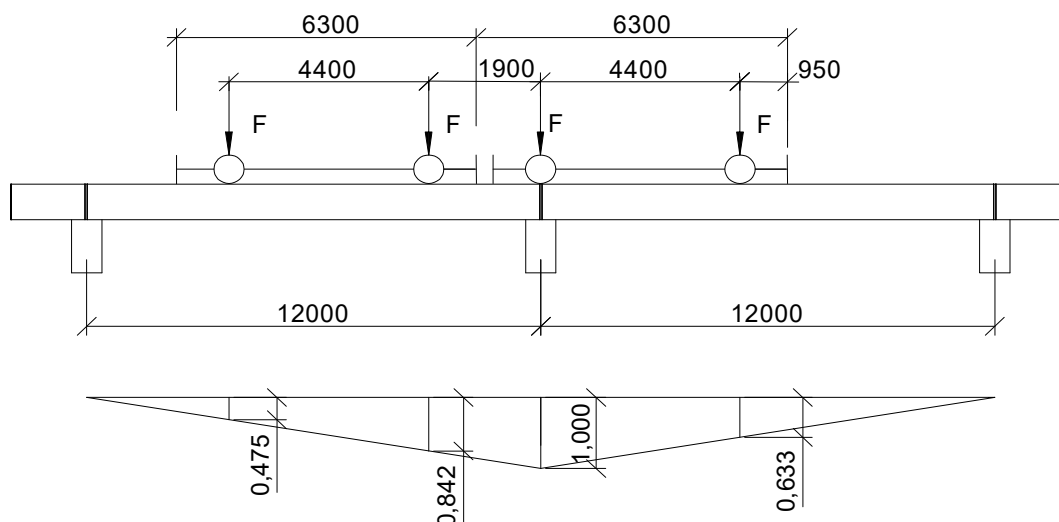


Рис. 2.3. Для розрахунку навантажень від кранів [7]

2.1.7. Вітрові навантаження

Вітрове навантаження на колону має розподілений характер і збирається з вертикальної смуги шириною, рівною кроку колон [2].

Граничне розрахункове значення вітрового навантаження визначається за формулою [2]

$$W_m = \gamma_{fm} W_0 C$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням вітрового навантаження, визначений за 9.14 [1], $\gamma_{fm} = 1,035$;

W_0 – характеристичне значення вітрового тиску залежно від вітрового району по карті або за додатком Е [1], для м. Сарни 500 Па;

C – коефіцієнт, визначений за формулою

$$C = C_{aer} C_h C_{alt} C_{rel} C_{dir} C_d$$

де C_{aer} – аеродинамічний коефіцієнт, що визначається за 9.8 [1];

C_h – коефіцієнт висоти споруди, що визначається за 9.9 [1];

C_{alt} – коефіцієнт географічної висоти, що визначається за 9.10 [1];

C_{rel} – коефіцієнт рельєфу, що визначається за 9.11 [1];

C_{dir} – коефіцієнт напрямку, що визначається за 9.12 [1];

C_d – коефіцієнт динамічності, що визначається за 9.13 [1].

Обчислюємо інтенсивність тиску вітру на будівлю з навітряної сторони на позначках:

1) 5 м $W_m = \gamma_{fm} W_0 C_1 \dot{a} = 1,035 \cdot 0,5 \cdot 0,32 \cdot 12 = 2,0$ кН;

2) верху колони (9,6 м) :

$$W_{m2} = \gamma_{fm} W_0 C_2 \dot{a} = 1,035 \cdot 0,5 \cdot 0,458 \cdot 12 = 2,8$$
 кН;

3) верху стіни (11,7 м) :

$$W_{m3} = \gamma_{fm} W_0 C_3 \dot{a} = 1,035 \cdot 0,5 \cdot 0,52 \cdot 12 = 3,2$$
 кН;

де $C_1 = 0,8 \cdot 0,4 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 0,32$;

$$C_2 = 0,8 \cdot 0,572 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 0,458$$
;

$$C_3=0,8 \cdot 0,65 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0=0,52;$$

Інтенсивність тиску вітру на будівлю з завітряної сторони:

$$1) 5 \text{ м} \quad W'_m = \gamma_{fm} W_0 C'_1 a = 1,035 \cdot 0,5 \cdot 0,24 \cdot 12 = 1,5 \text{ кН};$$

2) верху колони (9,6 м):

$$W'_{m2} = \gamma_{fm} W_0 C'_2 a = 1,035 \cdot 0,5 \cdot 0,343 \cdot 12 = 2,1 \text{ кН};$$

3) верху стіни (11,7 м):

$$W'_{m3} = \gamma_{fm} W_0 C'_3 a = 1,035 \cdot 0,5 \cdot 0,39 \cdot 12 = 2,4 \text{ кН};$$

$$\text{де } C'_1 = 0,6 \cdot 0,4 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 0,24;$$

$$C'_2 = 0,6 \cdot 0,572 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 0,343;$$

$$C'_3 = 0,6 \cdot 0,65 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 0,39;$$

Обчислюємо величину згинаючого моменту від фактичного тиску вітру на рівні обрізу фундаменту з навітряної сторони

$$\begin{aligned} M_w &= W_1 \cdot H_1 \left(\frac{H_1}{2} + 0,15 \right) + \frac{W_2 - W_1}{2} (H - 5) \left[\frac{2}{3} (H - 5) + 5,15 \right] = \\ &= 2,0 \cdot 9,6 \cdot \left(\frac{9,6}{2} + 0,15 \right) + \frac{2,8 - 2,0}{2} (9,6 + 5) \left[\frac{2}{3} (9,6 - 5) + 5,15 \right] = 103,1 \text{ кНм} \end{aligned}$$

Еквівалентне рівномірно розподілене навантаження

$$q_w = \frac{2M_w}{(H + 0,15)^2} = \frac{2 \cdot 103,1}{(9,6 + 0,15)^2} = 2,3 \text{ кН/м.}$$

З завітряної сторони тиск вітру

$$q_w^1 = 0,75 \cdot q_w = 0,75 \cdot 2,3 = 1,7 \text{ кН/м.}$$

Обчислюємо величину зосередженої сили, яка діє на рівні верху колони:

$$\begin{aligned} W &= W_0 \cdot (c_e + c_{es}) \cdot \frac{C_2 + C_3}{2} \cdot a \cdot H_n \cdot \gamma_{fm} = 0,5 \cdot (0,8 + 0,6) \cdot \frac{0,458 + 0,52}{2} \cdot 12 \cdot (11,7 - 9,6) \cdot 1,035 = \\ &= 115 \text{ кН} \end{aligned}$$

2.2. Статичний розрахунок рами

Розрахунок рами ведемо наближеним методом за допомогою таблиць.

Для цього обчислюємо необхідні величини [8].

Моменти інерції перерізів верхньої та нижньої частин колон:

- крайня колона

$$I_A^b = \frac{bh_b^3}{12} = \frac{50 \cdot 60^3}{12} = 900000 \text{ см}^4; \quad I_A^u = \frac{bh_b^3}{12} = \frac{50 \cdot 80^3}{12} = 2133333 \text{ см}^4;$$

Співвідношення жорсткостей $n_A = \frac{I_A^b}{I_A^u} = \frac{900000}{2133333} = 0,422$

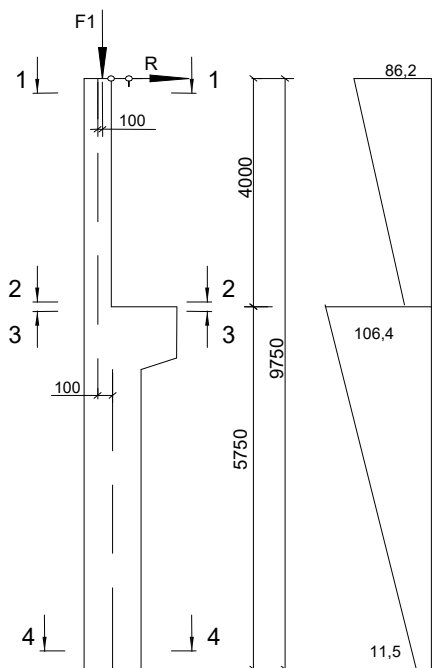
Геометричні довжини колони:

$$l = H + 0,15 = 9,6 + 0,15 = 9,75 \text{ м};$$

$$l_2 = H_B = 4,0 \text{ м}, \quad l_1 = l - l_2 = 9,75 - 4,0 = 5,75 \text{ м}, \quad \lambda = \frac{l_2}{l} = \frac{4,0}{9,75} = 0,41.$$

Визначення зусиль в колоні по осі Д

Завантаження силою від маси покриття



Ексцентриситети $e_1^A = 0,1 \text{ м}, \quad e_3 = -0,1 \text{ м}.$

Зусилля $F_1 = 862 \text{ кН}.$

За табл.1. дод.1 [3]; при значеннях $n = 0,422$

та $\lambda = 0,41$ знаходимо коефіцієнти:

при $y = 0, \quad K_1 = 1,713;$

при $y = l_2, \quad \bar{K}_1 = 1,131.$

Реакцію R_B обчислюємо за формулою

(в таблицях додатні значення справа наліво).

$$R_B = \frac{F_1}{l} (K_1 \cdot e_1^A + \bar{K}_1 \cdot e_3^A) = \frac{862}{9,75} [1,713(-0,1) + 1,131(-0,1)] = -165 \text{ кН}$$

Рис. 2.4. До визначення зусиль від сили F_1

Значення згинаючих моментів в перерізах:

$$M_1 = F_1 \cdot e_1^A = 862 \cdot (-0,1) = -86,2 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_2 = F_1 \cdot e_1^A + R_B \cdot l_2 = 862 \cdot (-0,1) + 16,5 \cdot 4,0 = -20,2 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_3 = F_1 \cdot (e_1^A + e_3^A) + R_B \cdot l_2 = 862 \cdot (-0,1 - 0,1) + 16,5 \cdot 4,0 = -106,4 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_4 = F_1 \cdot (e_1^A + e_3^A) + R_B \cdot l = 862 \cdot (-0,1 - 0,1) + 16,5 \cdot 9,75 = -11,5 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Повздовжні сили в усіх перерізах $N_1 = N_2 = N_3 = N_4 = F_1 = 862 \text{ кН}.$

Поперечна сила в защемлені $Q_4 = -R_B = 16,5 \text{ кН}.$

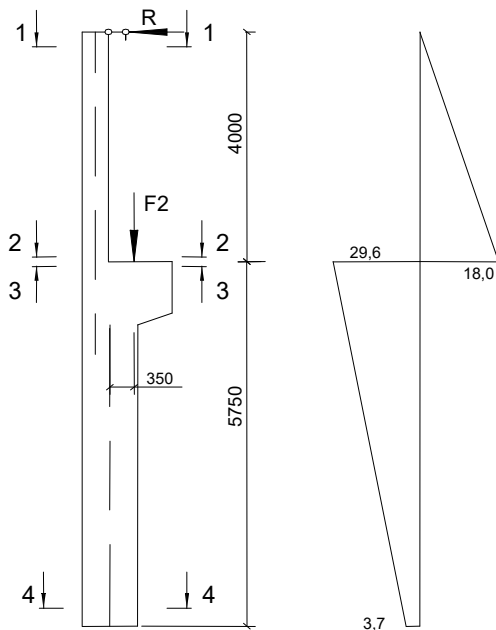
Завантаження силою від ваги підкранової балки

Зусилля $F_2 = 136$ кН, ексцентриситет (рис. 2.4.5) $e_2^A = 0,35$ м.

За табл.2 дод.1 при значеннях $\lambda = 0,41$; $n=0,422$ та $y = 1,0\ell_1$ інтерполуючи $K_2 = 0,978$.

Реакція

$$R_a = \hat{E}_2 \frac{F_2 \cdot e_2^A}{\ell} = 0,978 \frac{136 \cdot 0,35}{9,75} = 4,5 \text{ кН}.$$



Згинаючі моменти:

$$M_1 = 0; M_2 = -R_a \cdot \ell_2 = -4,5 \cdot 4,0 = -18,0 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_3 = -R_a \cdot \ell_2 + F_2 \cdot e_2^A = -4,5 \cdot 4,0 + 136 \cdot 0,35 = 29,6 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_4 = -R_a \cdot \ell + F_2 \cdot e_2^A = -4,5 \cdot 9,75 + 136 \cdot 0,35 = 3,7 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

Повздовжні сили:

$$N_1 = N_2 = 0; N_3 = N_4 = F_2 = 136 \text{ кН}.$$

$$\text{Поперечна сила } Q_4 = -R_a = -4,5 \text{ кН}.$$

Рис. 2.5. До визначення зусиль від підкранової балки

Завантаження силою від ваги колони

Зусилля $F_3^A = 33$ кН, прикладене з ексцентриситетом $e_3^A = -0,1$ м на віддалі $y = \ell_2$ від верху колони.

$$\text{Реакція } R_a = \bar{K}_1 \frac{F_3^A \cdot e_3^A}{9,75} = 0,978 \frac{33 \cdot (-0,1)}{9,75} = -0,33 \text{ кН}.$$

Згинаючі моменти:

$$M_1 = 0; M_2 = 0,33 \cdot 4,0 = 1,3 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_3 = 0,33 \cdot 4,0 - 33 \cdot 0,1 = -2,0 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_4 = 0,33 \cdot 9,75 - 33 \cdot 0,1 = -0,1 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\text{Повздовжні сили } N_1 = N_2 = 0; N_3 = F_3^A = 33 \text{ кН};$$

$$N_4 = F_3^A + F_4^A = 33 + 65,5 = 98,5 \text{ кН}.$$

$$\text{Поперечна сила } Q_4 = -R_a = 0,33 \text{ кН}.$$

Завантаження силою від маси стінового огородження

Навантаження від маси стінових панелей на позначках 9,0 – 11,7 м становить $F_5 = 93$ кН і прикладене на віддалі $y \approx 0,1\ell_2$ від верху колони. При значеннях $\lambda = 0,41$; $n = 0,422$ та $y = 0,1\ell_2$ знаходимо $K_1 = 1,713$, при $y = \ell_2 - \bar{K}_1 = 1,131$

Реакція

$$R_6 = \frac{F_5}{\ell} (K_1 \cdot e_5^A + \bar{K}_1 \cdot e_6^A) = \frac{93}{9,75} [1,713 \cdot (-0,4) + 1,131 \cdot (-0,5)] = -12,0 \text{ кН.}$$

Згинаючі моменти

$$M_1 = 93 \cdot (-0,4) = -37,2 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_2 = 93 \cdot (-0,4) + 12 \cdot 4,0 = 10,8 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_3 = 93 \cdot (-0,5) + 12 \cdot 4,0 = 1,5 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_4 = 93 \cdot (-0,5) + 12 \cdot 9,75 = 70,5 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Повздовжні сили $N_1 = 0$; $N_2 = N_3 = N_4 = 93$ кН. Поперечна сила $Q_4 = 12$ кН.

Навантаження від маси стінового заповнення на позначках 3,6 – 9,0 м становить $F_6 = 76$ кН і прикладене на рівні підкранової консолі.

$$\text{Опорна реакція } R_6 = \frac{F_6}{\ell} \cdot \bar{K}_1 \cdot e_6^A = \frac{76}{9,75} \cdot 1,131 \cdot (-0,5) = -4,4 \text{ кН.}$$

Згинаючі моменти

$$M_1 = 0; M_2 = 4,4 \cdot 4,0 = 17,6 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_3 = 76 \cdot (-0,5) + 4,4 \cdot 4,0 = -20,4 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_4 = 76 \cdot (-0,5) + 4,4 \cdot 9,75 = 4,9 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Повздовжні сили $N_1 = N_2 = 0$; $N_3 = N_4 = 76$ кН.

Поперечна сила $Q_4 = 4,4$ кН.

Зусилля від постійних навантажень зводимо в табл. 2.4.1 для обчислення сумарних навантажень.

Таблиця 2.1

Зусилля від постійних навантажень

Вид конструкції	Зусилля в перерізах (М, кН·м; N, кН)								
	1 – 1		2 – 2		3 – 3		4 – 4		
	M	N	M	N	M	N	M	N	Q

Покриття	-86,2	862	-20,2	862	-106,4	862	-11,5	862	16,5
Підкранові балки	0	0	-18,0	0	29,6	136	3,7	136	-4,5
Колона	0	0	1,3	33	-2,0	33	-0,1	98,5	0,33
Стінові панелі на позначці 9,0-11,7 м	-37,2	0	10,8	93	1,5	93	70,5	93	12
Стінові панелі на позначці 3,6-9,0 м	0	0	17,6	0	-20,4	76	4,9	76	4,4
Сумарні зусилля	-123,4	862	-8,5	988	-97,7	1200	67,5	1266	28,7

Зусилля від снігового навантаження

Розрахункова сила $F_s = 210$ кН, місце прикладення співпадає з силою F_1 , тому значення зусиль в перерізах колони можна знайти шляхом множення

$$\text{зусиль від дії } F_1, \text{ на коефіцієнт } K = \frac{F_s}{F_1} = \frac{210}{862} = 0,244.$$

Згинаючі моменти

$$M_1 = -86,2 \cdot 0,244 = -21,0 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_2 = -20,2 \cdot 0,244 = -4,9 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_3 = -106,4 \cdot 0,244 = -26,0 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_4 = -11,5 \cdot 0,244 = -2,8 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Повздовжні сили $N_1 = N_2 = N_3 = N_4 = 210$ кН.

Поперечна сила $Q_4 = 16,5 \cdot 0,244 = 4,0$ кН.

Завантаження вертикальним крановим навантаженням

Зусилля від дії сили F_m отримуємо помноживши зусилля від F_2 на коефіцієнт

$$\hat{E} = \frac{F_m}{F_2} = \frac{510,3}{136} = 3,7.$$

$$M_1 = 0; \quad M_2 = -18,0 \cdot 3,7 = -67 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_3 = 29,6 \cdot 3,7 = 110 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad M_4 = 3,7 \cdot 3,7 = 14 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$N_1 = N_2 = 0; \quad N_3 = N_4 = 510,3 \text{ кН}; \quad Q_4 = -4,5 \cdot 3,7 = -16,7 \text{ кН}.$$

Завантаження горизонтальним крановим навантаженням

Гальмівне зусилля $V_h = 16,4$ кН, місце прикладення сили $y = \frac{2,6}{4,0} \cdot \ell_2 = 0,65 \ell_2$. За табл.3 дод.1 [3]; при значеннях $\lambda = 0,41$; $n = 0,42$

коефіцієнт $K_3 = 0,389$.

$$R_g = K_3 \cdot F_h = 0,389 \cdot 16,4 = 6,4 \text{ кН.}$$

Згинаючі моменти

$$M_1 = 0; M_2 = M_3 = -6,4 \cdot 4,0 + 16,4 \cdot 1,4 = -2,6 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_4 = -6,4 \cdot 9,75 + 16,4 \cdot (5,75 + 1,4) = 55 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Повздовжні сили $N_1 = N_2 = N_3 = N_4 = 0$.

Поперечна сила $Q_4 = -6,4 + 16,4 = 10,0$ кН.

Завантаження вітровим навантаженням

Розглянемо дію вітру зліва направо. За табл.4 дод.1 [2]; при $\lambda = 0,41$; $n = 0,42$ знаходимо $K_4 = 0,348$.

Горизонтальна реакція в колоні по осі Д при дії вітру справа наліво

$$R_e = K_4 \cdot q_w \cdot \ell = 0,348 \cdot 2,3 \cdot 9,75 = 7,8 \text{ кН.}$$

Горизонтальна реакція в колоні по осі Д при дії вітру зліва направо

$$R_d = \hat{E}_4 \cdot q_w \cdot \ell = 0,348 \cdot 1,7 \cdot 9,75 = 5,9 \text{ кН.}$$

Зусилля в додатковій в'язі

$$R = \sum R_e + W = 7,8 + 5,9 + 11,5 = 25,2 \text{ кН.}$$

Для визначення розподілення зусилля R між колонами за таблицею 5 дод.1 [3], обчислюємо коефіцієнти K_5 для крайньої колони при $\lambda = 0,41$; $n = 0,422$, $\hat{E}_5^A = 2,573$.

Горизонтальна сила, яка приходить на колони крайнього ряду

$$R_{кр} = -R \frac{K_5^A}{\sum K_5} = -25,2 \frac{2,573}{5,146} = -12,6 \text{ кН,}$$
$$\text{де } \sum K_5 = 2 \cdot 2,573 = 5,146.$$

Зусилля в колоні по осі Д при дії вітру справа наліво:

Згинаючі моменти $M_1 = 0$;

$$M_2 = M_3 = (12,6 - 7,8) \cdot 4,0 + \frac{2,3 \cdot 4,0^2}{2} = 37,6 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_4 = (12,6 - 7,8) \cdot 9,75 + \frac{2,3 \cdot 9,75^2}{2} = 156 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Повздовжні сили $N_1 = N_2 = N_3 = N_4 = 0$.

Поперечна сила $Q_4 = 12,6 - 7,8 + 2,3 \cdot 9,75 = 27,2 \text{ кН}$.

Зусилля в колоні по осі Д при дії вітру зліва направо:

Згинаючі моменти $M_1 = 0$;

$$M_2 = M_3 = (12,6 - 5,9) \cdot 4,0 + \frac{1,7 \cdot 4,0^2}{2} = 40,4 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_4 = (12,6 - 5,9) \cdot 9,75 + \frac{1,7 \cdot 9,75^2}{2} = 146,1 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Повздовжні сили $N_1 = N_2 = N_3 = N_4 = 0$.

Поперечна сила $Q_4 = 12,6 - 5,9 + 1,7 \cdot 9,75 = 23,2 \text{ кН}$

2.3. Складання комбінацій розрахункових зусиль колони

При складанні основних сполучень навантажень постійні навантаження приймаємо без зниження, а тимчасові з коефіцієнтами сполучень: перше за впливом тимчасове навантаження з коефіцієнтом $\psi_1 = 1$; друге $\psi_2 = 0,8$; третє з $\psi_3 = 0,6$.

При складанні комбінації N_{\max} , M та Q відповідні вітрові навантаження вводимо в сполучення з коефіцієнтом $\psi = 0,6$.

Результати розрахунку зведемо в таблицю 2.2 [14].

Таблиця 2.2

Розрахункові зусилля в перерізах колони по осі Д

Переріз	Зусилля	Зусилля в перерізах колони від навантажень						Розрахункові зусилля				
		Пос-тійні наван.	Сніго-ві наван.	Кранові (проліт А-Б)	Вітрові	Гори-зонні	Відер зліва	Відер справа	M_{\max}	M_{\min}	N_{\max}	N_{\min}
1-1	M	-123,4	-21,0	0	0	0	0	-144,4				-144,4
	N	862	210	0	0	0	0	1072				1072
2-2	M	85	4,9	-67	12,6	37,6	-40,4	M_{\max}	M_{\min}	N_{\max}	N_{\min}	Q_{\max}
	N	988	210	0	0	0	0	N_{\max}	N_{\min}	Q_{\max}	Q_{\min}	Q_{\max}
3-3	M	-97,7	-26,0	110	12,6	37,6	-40,4	45	-158,9	16,7		-35,3

	N	1200	210	510,3	0	0	0	1710,3	1368	1836,3	1836,3
4-4	M	67,5	-2,8	14	±55	156	-146,1	278,7	-113,1	227,9	-63,4
	N	1266	210	510,3	0	0	0	1674,2	1800,2	1944,3	1944,3
	Q	28,7	4,0	-16,7	±10,0	27,2	-23,2	50,5	-13,5	41,5	-8,7
γ_{fm}/γ_{fc}		1,1	2,12	1,1	1,1	4,93	4,93				
4-4	M _n	61,3	-1,3	12,7	±50	31,6	-29,6	149,3	-0,5	141,9	4,2
	N _n	1151	99,1	464	0	0	0	1615	1674,5	1694,3	1694,3
	Q _n	26,1	1,9	-15,2	±9,1	5,5	-4,7	24,4	-0,8	24,8	0,5

2.4. Розрахунок колони по осі Д

2.4.1. Матеріали для проектування

Для проектування колони використовуємо такі матеріали:

Характеристики міцності бетону [5] і арматури [6]

Бетон класу C20/25 ($R_b=14,5$ МПа; $R_{bt}=1,05$ МПа; $E_b = 2,7 \cdot 10^4$ МПа).

Арматура повздовжня класу арматуру A500C з $R_s=450$ МПа, $E_s = 1,9 \cdot 10^5$ МПа і поперечна класу A240C, ($R_{sw}=175$ МПа).

2.4.2. Розрахунок надкранової частини колони

При розрахунку надкранової частини колони розрахунковим є переріз 2-

2. Відповідно розрахункові зусилля :

$$M_{\max} = -113,4 \text{ кНм},$$

$$N_{\text{відп}} = 1114 \text{ кН}.$$

Для постійних навантажень:

$$M_{ld} = -8,5 \text{ кНм};$$

$$N_{ld} = 988 \text{ кН}.$$

Переріз надкранової частини колони $b \times h = 50 \times 60$ см при $a=a'=4$ см, робоча висота перерізу:

$$h_0 = h - a = 60 - 4 = 56 \text{ см}.$$

Розрахункова довжина надкранової частини колони

$l_0 = 2 \cdot H_b = 2 \cdot 4,0 = 8,0$ м – з урахуванням кранового навантаження.

Гнучкість надкранової частини колони:

$$\lambda = l_0/i = 800/17,3 = 46 > 14; \quad i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \sqrt{\frac{60^2}{12}} = 17,3i.$$

Отже необхідно врахувати вплив прогину елемента. Для цього знаходимо величину умовної критичної сили.

Значення початкових ексцентриситетів:

$$e_0 = M_{\max} / N_{\text{відп}} = 113,4 / 1114 = 0,1 \text{ м} > (1/30) \cdot h = (1/30) \cdot 0,6 = 0,02 \text{ м}.$$

Момент дії всіх сил відносно центра ваги розтягнутої арматури:

$$M_I = M + 0,5N(h_0 - a) = -113,4 + 0,5 \cdot 1114 (0,56 - 0,04) = 176,2 \text{ кНм};$$

$$M_{II} = M_I + 0,5 \cdot N_I (h_0 - a) = -8,5 + 0,5 \cdot 988 \cdot (0,56 - 0,04) = 248,4 \text{ кНм};$$

Оскільки $0,82 M_I = 145 \text{ кНм} < M_{II} = 248,4 \text{ кНм}$, то коефіцієнт умов роботи приймаємо $\gamma_{b2} = 0,9$, і відповідно характеристики бетону матимуть значення:

$$R_b = 14,5 \cdot 0,9 = 13,05 \text{ МПа}, \quad R_{bt} = 1,05 \cdot 0,9 = 0,95 \text{ МПа}.$$

Значення коефіцієнту, що враховує тривалість дії навантаження

$$\varphi_l = 1 + \beta \cdot \frac{M_{II}}{M_I} = 1 + 1 \cdot \frac{248,4}{176,2} = 2,4; .$$

Значення відносного ексцентриситету:

$$\delta_l = e_0/h = 0,1/0,6 = 0,167;$$

$$\delta_{l,\min} = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{l_0}{h} - 0,01R_b = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{800}{60} - 0,01 \cdot 13,05 = 0,236,$$

В розрахунках приймаємо більше з цих значень $\delta_e = 0,236$.

Знайдемо співвідношення $\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{1,9 \cdot 10^5}{2,7 \cdot 10^4} = 7,0; .$

Приймаємо початковий коефіцієнт армування $\mu_1 = 0,005$.

$$I_{s,\text{red}} = \alpha \cdot \mu \cdot b \cdot h \cdot (0,5h - a)^2 = 7,0 \cdot 0,005 \cdot 50 \cdot 60 \cdot (0,5 \cdot 60 - 4)^2 = 70980 \text{ см}^4;$$

$$N_{\text{crc}} = \frac{6,4 \cdot E_b}{l_0^2} \cdot \left[\frac{I}{\varphi_{lb}} \cdot \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_l} + 0,1 \right) + I_{s,\text{red}} \right] =$$
$$\frac{6,4 \cdot 27000 \cdot 10^3}{8,0^2} \cdot \left[\frac{900000 \cdot 10^{-8}}{2,4} \cdot \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,236} + 0,1 \right) + 70980 \cdot 10^{-8} \right] = 5231 \text{ кН};$$

$$\text{де } I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{50 \cdot 60^3}{12} = 900000 \text{ см}^4.$$

Приймаємо симетричне армування і обчислюємо необхідну площу арматури.

Ексцентриситет прикладання поздовжньої сили відносно центра ваги розтягнутої арматури: $e = e_0 \cdot \eta + 0,5 \cdot h - a = 10 \cdot 1,27 + 0,5 \cdot 60 - 4 = 38,7 \text{ см}$.

Коефіцієнт:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{crc}}} = \frac{1}{1 - \frac{1114}{5231}} = 1,27$$

Обчислюємо граничну висоту відносної стиснутої зони бетону.

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{500} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,746}{1 + \frac{450}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,746}{1,1}\right)} = 0,578,,$$

$$\text{де } \omega = 0,85 - 0,008R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 13,05 = 0,746.$$

$$\alpha_R = \xi_R \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi_R) = 0,578 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,578) = 0,411.$$

$$A'_s = \frac{\gamma_n \cdot N \cdot e - \alpha_R \cdot \gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2}{R_{sc} \cdot (h_0 - a')} = \frac{0,95 \cdot 1,114 \cdot 0,387 - 0,411 \cdot 0,9 \cdot 14,5 \cdot 0,50 \cdot 0,54^2}{450 \cdot (0,54 - 0,04)} = -0,0017 \text{ см}^2 < 0.$$

Переріз арматури A'_s призначаємо конструктивно так, як по розрахунку стиснута арматура непотрібна $A'_s = 0,0025 \cdot 50 \cdot 54 = 6,75 \text{ см}^2$.

Приймаємо $2\text{Ø}22 \text{ A500C } A'_s = 7,6 \text{ см}^2$.

Обчислюємо значення коефіцієнта α_0 :

$$\alpha_0 = \frac{\gamma_n \cdot N \cdot e - R_{sc} \cdot A'_s \cdot (h_0 - a')}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{0,95 \cdot 1,114 \cdot 0,387 - 450 \cdot 7,6 \cdot 10^{-4} \cdot (0,54 - 0,04)}{14,5 \cdot 0,9 \cdot 0,5 \cdot 0,54^2} = 0,215$$

за таблицею при $\alpha_0 = 0,215 \Rightarrow \zeta = 0,245$.

Площу розміщеної арматури визначаємо за формулою:

$$A_s = \frac{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot \xi \cdot b \cdot h_0 - N \cdot \gamma_n}{R_s} + A'_s = \frac{0,9 \cdot 14,5 \cdot 0,245 \cdot 0,50 \cdot 0,54 - 1,114 \cdot 0,95}{450} + 7,6 = 7,596 \text{ см}^2.$$

В розтягнутій зоні арматура по розрахунку потрібна.

Приймаємо $2\text{Ø}22 \text{ A500C } A_s = 7,6 \text{ см}^2$.

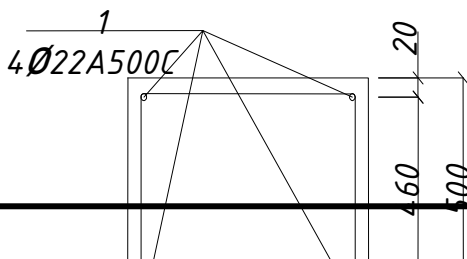


Рис. 2.5. Переріз надкранової частини колони

2.4.3. Розрахунок підкранової частини колони

Переріз колони $b \times h = 50 \times 80$ при $a = a' = 4$ см, робоча висота перерізу:
 $h_0 = h - a = 80 - 4 = 76$ см. Переріз 4-4. Найбільш не вигідна комбінація розрахункових зусиль $M = 227,9$ кНм, $N = 1944,3$ кН.

Зусилля від дії тривалих навантажень $N_l = 1266$ кН, $M_l = 67,5$ кНм.

Гнучкість підкранової частини колони: $l_0 = 1,5 \cdot H_n = 1,5 \times 5,75 = 8,625$ м

$$\lambda = l_0 / i = 862,5 / 23,1 = 37 > 14; \quad i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \sqrt{\frac{80^2}{12}} = 23,1 \tilde{n} i .$$

Необхідно врахувати вплив прогину елемента на величину ексцентриситету поздовжньої сили.

Значення початкових ексцентриситетів:

$$e_0 = M_{\max} / N_{\text{відп}} = 227,9 / 1944,3 = 0,12 \text{ м} > (1/30) \cdot h = (1/30) \cdot 0,8 = 0,027 \text{ м}.$$

Умовна критична сила:

$$N_{\text{erc}} = \frac{6,4 \cdot E_b}{l_0^2} \cdot \left[\frac{I}{\varphi_{lb}} \cdot \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_l} + 0,1 \right) + I_{\text{,reds}} \right] =$$

$$= \frac{6,4 \cdot 27000}{8,625^2} \cdot \left[\frac{2133333 \cdot 10^{-8}}{1,56} \cdot \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,262} + 0,1 \right) + 181440 \cdot 10^{-8} \right] = 25417 \text{ еі} ;$$

$$\text{де } I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{50 \cdot 80^3}{12} = 2133333 \tilde{n} i^4; \quad \varphi_l = 1 + \beta \cdot \frac{M_{ld}}{M_1} = 1 + 1 \cdot \frac{523,3}{927,8} = 1,56$$

$$\delta_l = e_0 / h = 0,12 / 0,8 = 0,15;$$

$$\delta_{l,\min} = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{l_0}{h} - 0,01 R_b = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{862,5}{80} - 0,01 \cdot 13,05 = 0,262,$$

$$M_{ld}' = M_{ld} + N_{ld} \cdot (h/2 - a_s) = 67,5 + 1266 \cdot (0,8/2 - 0,04) = 523,3 \text{ кНм};$$

$$M_I' = M_{\max} + N_b \cdot (h/2 - a) = 227,9 + 1944,3 \cdot (0,8/2 - 0,04) = 927,8 \text{ кНм}.$$

Приймаємо попередньо коефіцієнт армування $\mu = 0,005$, тоді при:

Приведений момент інерції перерізу арматури відносно центра ваги бетонного перерізу визначаємо за формулою [7]:

$$I_{s,red} = \alpha \cdot \mu \cdot b \cdot h \cdot (0,5h - a)^2 = 7,0 \cdot 0,005 \cdot 50 \cdot 80 \cdot (0,5 \cdot 80 - 4)^2 = 181440 \text{ нм}^4.$$

Коефіцієнт:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{crc}}} = \frac{1}{1 - \frac{1944,3}{25417}} = 1,07$$

$$\text{Відстань } e = e_0 \cdot \eta + 0,5 \cdot h - a = 12,0 \cdot 1,07 + 0,5 \cdot 80 - 4 = 51,0 \text{ см}.$$

$$\bar{\varphi}_n = \frac{N}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_o} = \frac{1,944,3}{14,5 \cdot 1,1 \cdot 0,5 \cdot 0,76} = 0,261; \quad \delta = \frac{0,04}{0,76} = 0,053,$$

Так як $\bar{\varphi}_n = 0,261 < \xi_R = 0,577$; $\varphi_n = \frac{N \cdot e}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_o^2} = \frac{1,9443 \cdot 0,506}{14,5 \cdot 1,1 \cdot 0,5 \cdot 0,76^2} = 0,174$;

$$A_s = A_s^1 = \frac{R_b b h_o}{R_s} \cdot \frac{\varphi_n - \bar{\varphi}_n (1 - 0,5 \bar{\varphi}_n)}{1 - \delta} = \frac{14,5 \cdot 1,1 \cdot 0,5 \cdot 0,76}{450} \cdot \frac{0,174 - 0,261 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,261)}{1 - 0,053} = -0,0008 < 0$$

Приймаємо мінімальне необхідне армування $A_s = A_s' = 0,005 \cdot 50 \cdot 76 = 19 \text{ см}^2$.

Приймаємо $4\text{Ø}25\text{A}500\text{C}$ $A_s = 19,64 \text{ см}^2$.

Крім того призначаємо конструктивну арматуру $2\text{Ø}10 \text{ A}500\text{C}$.

2.5. Розрахунок ребристої попередньо-напруженої плити покриття

2.5.1. Дані для проектування

Потрібно виконати розрахунок і конструювання збірної залізобетонної попередньо-напруженої плити (ребристої) покриття розміром $3 \times 12 \text{ м}$ [7].

Прийняте армування: полиці плити – зварюють рулонною сіткою поперечних ребер – плоскими зварними сітками і попередньо-напруженими стержнями. Натяг арматури передбачають механічним способом на упори

форми. Обтиск бетону виконують при передаточній міцності, що складає 70% проектної.

Напружену арматуру приймаємо з гарячекатаної арматурної сталі класу А600С. Рулонна сітка полиці і плоскі сітки повздовжніх ребер – з арматурної проволочки класу Вр-I, плоскі сітки поперечних ребер – з цієї проволочки та гаряче катаної арматурної сталі класу А400С. Петлі для підйому плити – з арматури класу А240С.

До тріщиностійкості плити покриття представлені вимоги 3-ї категорії.

Граничні характеристики матеріалів [5, 6]:

- Бетон С25/30: $R_b=17$ МПа; $R_{bt}=1,2$ МПа; $R_b=22$ МПа; $R_{bt,ser}=1,8$ МПа; $E_b=29000$ МПа;
- Арматура А600С: $R_s=680$ МПа; $R_{sc}=400$ МПа; $R_{s,ser}=785$ МПа; $E_s=190000$ МПа; $\alpha_s=6,55$;
- Арматура А400С: $R_s=R_{sc}=365$ МПа; $E_s=200000$ МПа; $\alpha_s=6,9$;
- Арматура Вр-I 3 мм: $R_s=R_{sc}=375$ МПа; $R_{so}=270$ МПа;
- Арматура Вр-I 4 мм: $R_s=R_{sc}=365$ МПа; $R_{so}=265$ МПа;
- Арматура Вр-I 5 мм: $R_s=R_{sc}=360$ МПа; $R_{so}=260$ МПа; $E_s=170000$ МПа; $\alpha_s=5,86$ (при всіх діаметрах арматури Вр-I);
- Арматура А240С: $R_s=225$ МПа.

2.5.2. Розрахунок полиці плити

Полиця являє собою однорядну багато прольотну плиту, окреслену ребрами. Середні прольоти розглядаємо як плити, защемлені по всьому контуру, крайні – як плити, защемлені по трьом сторонам і вільно оперті на торцеві ребра [7].

Полицю армуємо однією зварною сіткою, розміщеною по середині її товщини так, щоб для арматури знизу захисний шар бетону був не менший 10 мм. Така схема армування забезпечує однакову несучу здатність як проміжних, так і опорних перерізів полиці по контурам полів. Співвідношення прольотів: у середніх – $l_1=1,41$ м; $l_2=2,71$ м; $l_2/l_1=2,71/1,41=1,92$; крайніх - $l_1=1,285$ м; $l_2=2,71$ м; $l_2/l_1=2,71/1,285=2,11$.

Дію зосередженого навантаження від ваги робочого з інструментом не враховуємо (при відсутності снігового навантаження), оскільки при такій схемі навантаження і заданих розмірах плити виникають заздалегідь менші згинальні моменти.

ΔA_{S1} і ΔA_{S2} – площі перерізу арматури, що приходяться на 1 м ширини площі відповідно у напрямках l_1 і l_2 . Згідно з таблицею $\Delta A_{S2}/\Delta A_{S1}=0,35$.

Признаємо діаметри стержнів арматури, яка в повздовжньому напрямку $d_1=4$ мм, в поперечному - $d_2=3$ мм. Тоді робоча висота полиці $h_{01}=1,6$ см, $h_{02}=1,25$ см, $h_{0 I}=1,4$ см, $h_{0 II}=1,75$ см. Приймавши плече внутрішньої пари $Z=0,95h_0$, отримуємо $Z_1=1,52$ см; $Z_2=1,19$ см; $Z_I=1,33$ см; $Z_{II}=1,66$ см.

Для середнього прольоту: $365 \cdot 0,0152 \cdot \Delta A_{S1} = 5,548 \Delta A_{S1}$;

$M_2 = 375 \cdot 0,0119 \cdot 0,35 \Delta A_{S1} = 1,562 \Delta A_{S1}$;

$M_I = M_I' = 365 \cdot 0,014 \cdot \Delta A_{S1} = 5,11 \Delta A_{S1}$;

$M_{II} = M_{II}' = 375 \cdot 0,0166 \cdot 0,35 \Delta A_{S1} = 2,179 \Delta A_{S1}$.

Для крайнього прольоту моменти мають такі ж значення, за виключенням $M_I=0$ (вільна опора).

Зменшуючи значення моментів в результаті розпору для середніх прольотів на 20%, а для крайніх – на 10%, з рівняння визначаємо потрібну площу арматури.

Для середнього прольоту: $0,8 \cdot 0,004011 \cdot 1,41^2 \cdot (3 \cdot 2,71 - 1,141) / 12 = [(2 \cdot 5,548 + 2 \cdot 5,11) \cdot 2,71 + (2 \cdot 1,562 + 2 \cdot 2,179) \cdot 1,41] \cdot \Delta A_{S1}$, звідси $\Delta A_{S1} = 0,000052 \text{ м}^2 = 0,52 \text{ см}^2$; $\Delta A_{S2} = 0,35 \cdot 0,52 = 0,182 \text{ см}^2$.

Для крайнього прольоту: $0,9 \cdot 0,004014 \cdot 1,285^2 \cdot (3 \cdot 2,71 - 1,285) / 12 = [(2 \cdot 5,548 + 5,11 + 0) \cdot 2,71 + (2 \cdot 1,562 + 2 \cdot 2,179) \cdot 1,285] \cdot \Delta A_{S1}$, звідси $\Delta A_{S1} = 0,000064 \text{ м}^2 = 0,64 \text{ см}^2$; $\Delta A_{S2} = 0,35 \cdot 0,64 = 0,22 \text{ см}^2$.

Армування підбираємо в поздовжньому напрямку стержні 4 мм, $S=150$ мм, $\Delta A_{S1}=0,75 \text{ см}^2$; в поперечному стержні 3 мм, $S=250$ мм, $\Delta A_{S1}=0,28 \text{ см}^2$.

2.5.3. Розрахунок поперечних ребер

Армування крайніх і проміжних ребер висотою 150 мм прийнято однаковим, тому розрахунок виконуємо тільки для більш навантажених проміжних ребер [7].

По конструктивним вимогам (без розрахунку) середнє поперечне ребро передбачаємо висотою 250 мм з подвоєною кількістю арматури для збільшення просторової жорсткості плити.

Визначення навантажень і зусиль.

Розрахунковий проліт прийнятий рівним відстані між осями повздовжніх ребер $l=2,84$ м.

Розрахункове навантаження на ребро складається із навантаження від площі плити, зібраного з вантажної площі шириною 1,5 м, і ваги поперечного ребра.

Навантаження від власної ваги ребра: $g_d = 0,5(0,16 + 0,04) \cdot (0,15 - 0,03) \cdot 1 \cdot 25 \cdot 0,95 \cdot 1,1 = 0,314 \text{ кН/м}$, $1 = 0,314 \text{ кН/м}$;

Навантаження зібране з вантажної площі: $q_l = 1,5 \cdot 5,637 = 8,456 \text{ кН/м}$;

Загальне навантаження на ребро: $q = g_d + q_l = 0,314 + 8,456 = 8,770 \text{ кН/м}$;

Згинаючий момент в середині прольоту:

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} - \frac{q_1 \cdot a^2}{6} = \frac{8,770 \cdot 2,84^2}{8} - \frac{8,456 \cdot 0,75^2}{6} = 5,819 \text{ кН/м};$$

Поперечна сила на опорі:

$$Q = 0,5(q \cdot l - q_1 \cdot a) = 0,5 \cdot (8,77 \cdot 2,84 - 8,456 \cdot 0,75) = 6,73 \text{ кН};$$

Підбір перерізу арматури [7].

Ребро армують одною плоскою зварною сіткою. Робоча арматура зі сталі А400С, розподільча – з дроту класу Вр-І.

Врахована в розрахунку ширина полиці при $h'_f = 3 \text{ см} > 0,1h = 1,5 \text{ см}$;

$$b'_f = b + \frac{2 \cdot l}{6} = 0,16 + \frac{2 \cdot 2,84}{6} = 1,107 \text{ см.} \quad \text{Середня ширина ребра}$$

$b = 0,5 \cdot (0,16 + 0,04) = 0,1 \text{ м}$. Приймавши $a = 2,5 \text{ см}$, отримуємо робочу висоту ребра $h_0 = 0,125 \text{ м}$. оскільки навантаження малої сумарної протяжності відсутні, приймаємо $\gamma_{b2} = 0,9$, тоді:

$$R_b = 0,9 \cdot 17 = 15,3 \text{ МПа}; R_{bt} = 0,9 \cdot 1,3 = 1,08 \text{ МПа}; \gamma_{b2} = 0,9;$$

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot 15,3 = 0,7276;$$

$$\xi_R = \frac{0,7276}{\left[1 + \frac{365}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,7262}{1,1} \right) \right]} = 0,583;$$

$$B_R = 0,583 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,583) = 0,413.$$

Визначаємо положення границі стиснутої зони. Оскільки :

$$M'_{fn} = 15,3 \cdot 1,107 \cdot 0,03(0,125 - 5 \cdot 0,03) + 0 + 0 = 0,0559 \text{ МН} \cdot \text{м} > M = 0,00582 \text{ МН} \cdot \text{м},$$

границя стиснутої зони знаходиться в полиці. Площа перерізу розтягнутої арматури вираховуємо як для прямокутного перерізу шириною

$$b = b'_f = 1,107 \text{ м};$$

$$B_0 = \frac{0,00582}{(15,3 \cdot 1,107 \cdot 0,125^2)} = 0,022 < B_R = 0,413;$$

$$v = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,022} \right) = 0,989;$$

$$A_s = \frac{0,00582}{(365 \cdot 0,989 \cdot 0,125)} = 0,000129 \text{ м}^2 = 1,29 \text{ см}^2;$$

Приймаємо 1Ø12 А400С; $A_s = 1,131 \text{ см}^2$.

Перевіряємо необхідність постановки розрахункової поперечної арматури з умов $Q_{max} \leq 2,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0$, *sup* $Q \leq Q_{bn} = \varphi_{bn} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_{0m}^2 / C$.

При відсутності поздовжніх сил $\varphi_n = 0$, приймаємо $C = 2,5 h_0 = 0,3125$ м. Оскільки $Q_{max} = 0,00673$ МН $< 2,5 \cdot 1,08 \cdot 0,1 \cdot 0,125 = 0,03375$ МН і $Q = 0,00673 - 0,006331 \cdot 0,3125 = 0,00475$ МН $< 1,5(1+0) \cdot 1,08 \cdot 0,1 \cdot 0,125^2 / 0,3125 = 0,0081$ МН, то поперечна арматура по розрахунку не потрібна і її призначають по конструктивним вимогам.

2.5.4. Розрахунок плити по міцності в стадії експлуатації

1. Визначення розрахункових зусиль.

Розрахунковий проліт приймаємо з умови, що осі опор знаходяться на відстані 6 см від торців плити: $l = 11,96 - 2 \cdot 0,06 = 11,84$ м.

Граничні навантаження на плиту [8]:

- Постійне $g = 3 \cdot 5,637 = 16,91$ кН/м;
- Тимчасове $P = 3 \cdot 1,46 = 4,38$ кН/м;
- Повне $q = 16,91 + 4,38 = 21,29$ кН.

Згинаючий момент в середині прольоту: $M = 21,29 \cdot 11,84^2 / 8 = 292,64$ кН·м;

Поперечна сила на опорі: $Q = 0,5 \cdot 21,29 \cdot 11,84 = 98,86$ кН.

2. Розрахунок міцності нормальних перерізів.

Дійсний П-подібний переріз плити приводимо до еквівалентного таврового. Середня ширина ребра $b = 0,5(14+10) \cdot 2 = 24$ см. В розрахунок вводимо всю ширину полиці, оскільки:

$$b'_f = 2,95 \text{ м} < b + \frac{2 \cdot l}{6} = 0,24 + \frac{11,84}{6} = 4,187 \text{ м}; h_f = 0,03 \text{ м.}$$

Приймаючи $a = 4,5$ см, знаходимо робочу висоту перерізу $h_0 = 0,455 - 0,045 = 0,41$ м.

Перевіряємо умову $Q \leq 0,3 \cdot \varphi_{ol} \cdot \varphi_{bl} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0$, що забезпечує міцність бетону стінки по стиснутій полосі між похилими тріщинами. Приймаємо орієнтовно

коефіцієнт поперечного армування $\mu_\omega=0,001$, отримуємо $\varphi=1+5\cdot 5,86\cdot 0,001=1,03$;

$\varphi_{bl}=1-0,01\cdot 15,3=0,847$. Тоді $0,3\cdot \varphi_{\omega l}\cdot \varphi_{bl}\cdot R_b\cdot b\cdot h_0=0,3\cdot 1,03\cdot 0,847\cdot 15,3\cdot 0,24\cdot 0,41=0,394$ МН. Оскільки $0,394$ МН $>$ $Q=0,09886$ МН, то умова виконується, тобто розміри поперечного перерізу плити достатні.

Орієнтовно приймаємо попереднє напруження арматури з врахуванням всіх втрат $\sigma_{sp}=450$ МПа. З врахуванням цього розраховуємо за формулами:

$$\xi_R = \frac{\omega}{\left[1 + \frac{\sigma_{SR}}{\sigma_{SC,U}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)\right]}; \quad B_R = \xi_R \cdot (1 - 0,5\xi_R); \quad \omega = \alpha - 0,008 \cdot R_b$$

$$\xi_R = \frac{0,7276}{(1 + 1680 + 400 - 450) \cdot \left(1 - \frac{0,7276}{1,1}\right)} / 500 = 0,51;$$

$$B_R = 0,51 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,51) = 0,38;$$

З умови $M \leq R_b \cdot b' \cdot h' \cdot (-0,5 \cdot h'_j) + R_{sc} \cdot A'_s \cdot (h_0 - a'_s) + \sigma_{sc} \cdot A'_{sp} \cdot (h_0 - a'_{sp})$
 $M_{fn}=15,3\cdot 2,95\cdot 0,03\cdot (0,41-0,5\cdot 0,03)=0,539$ МН·м $>$ $M=0,29264$ МН·м

Звідси границя стиснутої зони проходить в полиці і переріз розраховуємо як прямокутник шириною $b=b'_f=2,95$ м. Площу перерізу попередньо напруженої арматури в поздовжніх ребрах визначаємо без врахування ненапруженої арматури.

$$\text{По формулі: } B_0 = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{0,2926}{15,3 \cdot 2,95 \cdot 0,41^2} = 0,038 < R_R = 0,48.$$

Стиснута арматура по розрахунку не потрібна.

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot B_0} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,038} = 0,039; \quad \omega = 1 - 0,5 \cdot 0,039 = 0,981.$$

Визначаємо коефіцієнт умов роботи арматури γ_{SG} . По формулі:

$$\gamma_{SG} = 2 \cdot \eta - 1 - 2 \cdot (\eta - 1) \cdot \frac{\xi}{\xi_R} \leq \eta. \quad \gamma_{SG} = 2 \cdot 1,15 - 1 - 2 \cdot (1,15 - 1) \cdot \frac{0,039}{0,61} = 1,18 > \eta = 1,15.$$

Приймаємо $\gamma_{SG}=1,15$.

Визначаємо площу перерізу попередньо напруженої арматури поздовжніх ребер:

$$A_{SP} = \frac{M - R_s \cdot A_s \cdot v \cdot h_0}{\gamma_{sb} \cdot R_s \cdot v \cdot h_0} = \frac{0,2926 - 0}{1,15 \cdot 680 \cdot 0,981 \cdot 0,41} = 0,00093 \text{ м}^2 = 9,3 \text{ см}^2. \text{ Приймаємо } 2\varnothing 25$$

A600C, $A_{sp}=9,82 \text{ см}^2$.

Розрахунок міцності похилих перерізів [8].

Необхідність встановлення розрахункової поперечної арматури перевіряємо з умов: $Q_{max} \leq 2,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0$, $sup \ i \ Q \leq Q_{bn} = \varphi_{bn} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_{0m}^2 / C$, що забезпечують міцність плити без розвитку похилих тріщин, тобто при відсутності поперечної арматури. Зусилля попереднього напруження з врахуванням $\gamma_{sp}=0,9$; $P_0=0,9 \cdot 450 \cdot 0,000982=0,398 \text{ МН}$. Коефіцієнт φ_n , що враховує вплив поздовжньої сили на міцність похилого перерізу:

$$\varphi_n = \frac{0,1 \cdot 0,398}{1,08 \cdot 0,24 \cdot 0,41} = 0,37 < 0,5.$$

Оскільки тимчасове навантаження – еквівалентне, то $q_I = g + \frac{P}{2} = 12,47 + \frac{4,23}{2} = 14,59 \text{ кН/м}$. Перевіряємо умову $q_I \leq 0,16 \cdot \varphi_{bn} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot (1 \pm 2,5 \cdot tg\beta)$.

Оскільки $q_I = 14,59 \text{ кН/м} < 0,16 \cdot 1,5(1+0,47) \cdot 1,08 \cdot 0,24 = 0,0914 \text{ МН/м} = 91,4 \text{ кН/м}$, приймаємо $C = C_{max} = 2,5h_0 = 2,5 \cdot 0,41 = 1,025 \text{ м}$.

Тоді $Q_{max} = 98,86 \text{ кН} < 2,5 \cdot 1,08 \cdot 0,24 \cdot 0,41 = 0,2657 \text{ МН} = 265,7 \text{ кН}$; $Q = Q_{max} - q_I \cdot C = 98,86 - 14,59 \cdot 1,025 = 83,91 \text{ кН} < 1,5 \cdot (1+0,47) \cdot 1,08 \cdot 0,41^2 / 1,025 = 0,3905 \text{ МН} = 390,5 \text{ кН}$.

Обидві вищевказані умови виконуються, поперечна арматура по розрахунку не потрібна і її встановлюємо по конструктивним вимогам. Похилий переріз на дію згинального моменту не розраховуємо, оскільки надійне анкерування напруженої арматури забезпечується конструктивними засобами.

2.5.5. Визначення геометричних характеристик поперечного перерізу плити

Використовуємо еквівалентний переріз з врахуванням прийнятої кількості напруженої арматури і поздовжніх стержнів сітки, розміщеної в полиці. Площа приведенного перерізу [7]:

$$A_{red}=(2,95-0,24)\cdot 0,03+0,24\cdot 0,455+6,55\cdot 0,000982+5,86\cdot 0,000075\cdot 3=0,2 \text{ м}^2.$$

Статичний момент цього перерізу відносно нижньої грані $S_{red}=0,0813\cdot(0,455-0,015)+0,1092\cdot 0,2275+0,0081\cdot 0,045+0,0015\cdot(0,455-0,016)=0,061638 \text{ м}^3.$

Відстані від центра ваги приведенного перерізу до нижньої і верхньої граней

$$Y_{red}=\frac{0,061638}{0,2}=0,308\text{ м}; h-Y_{red}=0,455-0,308=0,147 \text{ м}.$$

Відстані від центра ваги приведенного перерізу до центру ваги арматури A_{sp} і A'_{sp} : $Y_{sp}=0,308-0,045=0,263 \text{ м}$; $y'_G=0,455-0,308-0,016=0,131 \text{ м}$.

Момент інерції приведенного перерізу плити відносно її центру ваги:

$$Y_{red}=(2,95-0,24)\cdot 0,03^3/12+0,0813\cdot(0,147-0,015)^2+0,24\cdot 0,455^3/12+0,1092\cdot(0,308-0,2275)^2+0,0081\cdot 0,263^2+0,0015\cdot 0,131^2=0,0046 \text{ м}^4.$$

Момент опору приведенного перерізу плити для нижньої грані $W_{red,b}=\frac{0,0046}{0,308}=0,01494 \text{ м}^3$, те саме для верхньої грані $W_{red,t}=\frac{0,0046}{0,147}=0,03129 \text{ м}^3$.

Відстань від центру ваги приведенного перерізу до верхньої ядрової точки $a_{n,t}=\frac{0,01494}{0,2}=0,075 \text{ м}$; те саме до нижньої точки $a_{n,b}=\frac{0,03129}{0,2}=0,156 \text{ м}$.

Визначаємо момент опору приведенного перерізу плити з врахуванням недружніх деформацій розтягнутого бетону. Якщо розтягнута зона розміщена внизу перерізу, з умови $S'_{b0}+\alpha_s\cdot S'_{s0}-\alpha\cdot S_{s0}=(h-x)\cdot A_{bt}/2$ визначаємо положення нульової лінії $(2,95-0,24)\cdot x\cdot 0,03\cdot(x-0,015)+0,5\cdot 0,24x^2+0,0015\cdot(x-0,016)-0,078\cdot(0,41-x)=0,5\cdot x\cdot(0,455-x)\cdot 0,24\cdot(0,455-x)$, звідси $x=0,147 \text{ м}$; $h-x=0,308 \text{ м}$.

По формулі $W_{pl}=\frac{2\cdot(I_{b0}+\alpha_s\cdot I_{s0}+\alpha_s\cdot I'_{s0})}{h-x}+S_{b0}$,

при $I_{b0}=(2,95-0,24)\cdot 0,03^3/12+(2,95-0,24)\cdot 0,03\cdot(0,147-0,015)^2+0,24\cdot 0,147^3/3=0,001677 \text{ м}^4$;

$$\alpha_s\cdot I_{s0}=0,008\cdot(0,308-0,045)^2=0,00056 \text{ м}^4;$$

$$\alpha_s\cdot I'_{s0}=0,0015\cdot(0,147-0,016)^2=0,000026 \text{ м}^4;$$

$$S_{b0}=0,5\cdot 0,24\cdot 0,308^2=0,011384 \text{ м}^3; \text{ отримаємо:}$$

$$W_{pl,b}=2 \cdot (0,001677+0,00056+0,000026)/(0,308+0,011384)=0,02595 \text{ м}^3.$$

Аналогічно потрібно робити, коли розтягнута зона розміщена зверху. Положення нульової лінії: $0,5 \cdot 0,24x^2 + 0,078 \cdot (x-0,045) - 0,0015 \cdot (0,455-0,016-x) = 0,5 \times \times (0,455-x) \cdot [(2,95-0,24) \cdot 0,03 + 0,24 \cdot (0,455-x)]$, звідки $x=0,279$ м; $h-x=0,176$ м.

$$I_{b0}=0,24 \cdot \frac{0,279^3}{3}=0,0017374 \text{ м}^4;$$

$$\alpha_s \cdot I_{s0}=0,0015 \cdot (0,176-0,016)^2=0,0000384 \text{ м}^4;$$

$$\alpha_s \cdot I'_{s0}=0,0081 \cdot (0,279-0,045)^2=0,0004435 \text{ м}^4;$$

$$S_{b0}=(2,95-0,24) \cdot 0,03 \cdot (0,176-0,015) + 0,5 \cdot 0,24 \cdot 0,176^2=0,01681 \text{ м}^3;$$

$$W_{pl,t}=2 \cdot (0,0017374+0,0000384+0,0004435)/(0,176+0,01681)=0,04184 \text{ м}^3.$$

2.5.6. Попереднє напруження арматури і його втрати

Призначаємо $\sigma_{sp}=740$ МПа. Враховуючи, що допустиме відхилення від нього при механічному способі натягу арматури $p=0,05 \cdot 740=37$ МПа, перевіряємо умови $\sigma_{sp}(\sigma'_{sp})+p \leq R_{s,ser}$; $\sigma_{sp}(\sigma'_{sp})-p \geq 0,3 \cdot R_{s,ser}$.

Оскільки $\sigma_{sp}+p=740+37=777$ МПа $> 0,3 \cdot R_{s,ser}=0,3 \cdot 785=235,5$ МПа, втрати попереднього напруження визначаємо по формулам :

Втрати від релаксації напружень арматури $\sigma_1=0,1 \cdot 740=74$ МПа. Втрати від температурного перепаду відсутні, оскільки арматурні форми нагріваються в однаковій степені, тобто $\sigma_2=0$.

При $l=13$ м і $\Delta l=1,25+0,15 \cdot 28=5,45$ мм, втрати від деформації анкерів розміщених біля натяжних пристроїв, $\sigma_3=5,45 \cdot 190000/13000=80$ МПа. Тертя при натязі арматури відсутнє, тому $\sigma_4=0$. Втрати від деформації сталевих форми у зв'язку з відсутністю даних про технологію виготовлення і її конструкцію, приймаємо $\sigma_5=30$ МПа. Сума усіх втрат :

$$\sigma_{cos}=74+0+80+0+30=164 \text{ МПа.}$$

Попереднє напруження арматури перед обтиском бетону: $\sigma_{sp}=740-164=576$ МПа.

Зусилля попереднього напруження: $P_0 = \sigma_{sp} \cdot A_{sp} = 576 \cdot 0,000982 = 0,57$ МН.

Максимальний згинальний момент від ваги плити $M_d = 1,606 \cdot 3 \cdot 11,84^2 / 8 = 84,43$ кН·м.

Максимальні стискуючі напруження бетону від дії сили P_0 визначають

$$\text{по } \sigma_b = \frac{P_0}{A_{red}} \pm \frac{P_0 \cdot C_{0p} \cdot y_i}{I_{red}} \pm \frac{M \cdot y_i}{I_{red}} \pm \frac{N}{A_{red}}, \text{ при } M_d = 0:$$

$$\sigma_{bp} = 0,57 / 0,2 + 0,57 \cdot 0,263 / 0,0046 \cdot 0,308 = 12,9 \text{ МПа.}$$

Оскільки $R_{bp} = 0,7 \cdot 30 = 21$ МПа і $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{12,9}{21} = 0,614 < 0,95$, напруження в

бетоні не перевищують максимально допустимих

Визначаємо втрати від повзучості бетону. Для цього вираховуємо напруження в бетоні на рівні центру ваги перерізу напружуваної арматури від дії сили P_0 і згинаючого моменту від ваги плити:

$$\sigma_{bp} = \frac{0,57}{0,2} + \frac{(0,71 \cdot 0,263 - 0,08443) \cdot 0,263}{0,0046} = 8,70 \text{ МПа}$$

Оскільки $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{8,70}{27} = 0,414 < \alpha = 0,25 + 0,025 \cdot 21 = 0,775$, то

$\sigma_b = 0,85 \cdot 40 \cdot 0,414 = 14,1$ МПа. Звідси перші втрати $\sigma_{cos} = 164 + 14,1 = 178,1$ МПа.

Напруження в бетоні при обтиску на рівні центру ваги перерізу верхньої (ненапружуваної) арматури

$$\sigma'_{bp} = \frac{0,57}{0,2} + \frac{(0,57 \cdot 0,263 - 0,08443) \cdot 0,131}{0,0046} = 0,99 \text{ МПа.}$$

Напруження у верхній арматурі від невиднонатікаючої повзучості

$$\sigma'_s = \frac{0,85 \cdot 40 \cdot 0,99}{21} = 1,6 \text{ МПа.}$$

Зусилля попереднього обтиску з врахуванням перших втрат:

$$P_{01} = (740 - 178,1) \cdot 0,0000982 - 1,02 \cdot 0,000264 = 0,5515 \text{ МН.}$$

Втрати від усадки бетону, що піддавався тепловій обробці,
 $\sigma_g = 0,85 \cdot 40 = 34$ МПа.

Втрати від повзучості бетону знаходимо в залежності від $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}}$. Для попередньо напруженої арматури $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} < 0,75$, тому $\sigma_g = 0,85 \cdot 150 \cdot 0,414 = 52,79$ МПа. Сумарні втрати $\sigma_{cos} = 178,1 + 34 + 52,79 = 264,89$ МПа ≈ 265 МПа.

Напруження у верхній (ненапруженій) арматурі від усадки бетону $\sigma'_s = \sigma_g = 34$ МПа, від повзучості $\sigma'_g = \frac{0,85 \cdot 150 \cdot 0,99}{21} = 6,01$ МПа, сумарні (з врахуванням напруження від повзучості): $\sigma'_s = 1,6 + 34 + 6,01 = 41,61$ МПа ≈ 42 МПа.

2.5.7. Розрахунок плити за утворенням тріщин

Для конструкції до тріщиностійкості [7] яких ставляться вимоги 3-ї категорії. Розрахунок по виникненню тріщин виконується для виявлення необхідної перевірки по розкриттю тріщин і для в'яснення випадку розрахунку по деформаціям [5, 7]. При цьому слід приймати коефіцієнт точності натягу арматури $\gamma_{sp} = 1$ і коефіцієнт надійності по навантаженню $\gamma_t = 1$.

Зусилля попереднього обтиску з врахуванням всіх втрат:

$$P_{02} = (740 - 265) \cdot 0,000982 - 42 \cdot 0,000264 = 0,4554 \text{ МП.}$$

Ексцентриситет прикладання зусилля обтиску відносно центру ваги приведенного перерізу: $e_{op} = \frac{(740 - 265) \cdot 0,000982 + 42 \cdot 0,000264 \cdot 0,131}{0,5675} = 0,22 \text{ м.}$

Розподілене навантаження на плиту при $\gamma_t = 1$.

$$q = 4,453 \cdot 3 = 13,359 \text{ кН/м} \approx 13,4 \text{ кН/м.}$$

Згинаючий момент від цього навантаження всередині прольоту плити:

$$M = 13,4 \cdot 11,84^2 / 8 = 234,8 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$\text{По формулам: } \varphi = 1,6 - \frac{G_b}{R_{b,ser}}; \quad G_b = \frac{P_0(a_{n,t} + a_{n,b}) + 2 \cdot R_{bt,ser} \cdot W_{red,b}}{W_{red,t}}$$

$$G_b = \frac{0,4554 \cdot (0,075 + 0,156) + 2 \cdot 1,8 \cdot 0,01494}{0,03129} = 5,08 \text{ МПа}; \quad \varphi = 1,6 - \frac{5,08}{22} = 1,37 > 1,$$

приймаємо $\varphi=1$, тому $v = a_{n,t}$. Перевіряємо умову $M_r \leq M_{crc}$. Оскільки $M_{crc} = 0,4554 \times (0,270 + 0,075) + 1,8 \cdot 0,02595 = 0,283 \text{ МН} \cdot \text{м} = 204 \text{ кН} \cdot \text{м} > M = 234,8 \text{ кН} \cdot \text{м}$, в нормальних перерізах плити тріщини не виникають, тому розрахунок по їх розкриттю не потрібний. Перевіряємо можливість виникнення верхніх тріщин. Зусилля попереднього обтиску з врахуванням перших втрат $P_{0I} = 0,5515 \text{ МН}$; максимальний згинаючий момент при $\gamma_t = 1$ від ваги плити $M_d = 84,43 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Виникнення верхніх тріщин перевіряємо на умові $P_{0I}(e_{op} - v_b) \pm M_v \leq R_{bt,ser}^p W_{pl,t}$. Оскільки $P_{0I}(e_{op} - v) - M_d = 0,5515 \cdot (0,263 - 0,156) - 0,08443 = -0,0254 \text{ МН} \cdot \text{м} < R_{bt,ser}^p W_{pl,t} = 0,7 \cdot 1,8 \cdot 0,04184 = 0,0527 \text{ МН} \cdot \text{м}$, верхні тріщини не виникають.

Для виявлення необхідності розрахунку по розкриттю похилих тріщин (перевіряємо чи утворюються вони в межах довжини зони) проводимо для двох перерізів плит: біля грані опори і на відстані l_p від торця. В обох випадках перевірку виконуємо в центрі ваги перерізу ($Y = Y_{red} = 0,308 \text{ м}$).

Оскільки між місцем прикладання опорної реакції і перерізами, що розглядаються, поперечного навантаження може не бути, для обох випадків приймаємо $Q = Q_{max} = 0,5 \cdot 3 \cdot 4,453 \cdot 11,84 = 79,09 \text{ кН}$.

Визначаємо значення P_0 у перерізах, що розглядаються. Для цього по формулі $l_p = \left(\frac{\omega_p \cdot \sigma_s}{R_{bp}} + \Delta \lambda_p \right) \cdot d$ вираховуємо довжину зони передачі напружень l_p , беручи до уваги, що $\omega_p = 0,3$ і $\lambda_p = 10$.

$$l_p = \left(\frac{0,3 \cdot (740 - 178,1)}{21} + 10 \right) \cdot 2,8 = 50,5 \text{ см}$$

Для перерізу I $l_x = 12 \text{ см}$, в цьому перерізі $P_{02}^I = 0,4554 \cdot 12 / 50,5 = 0,108 \text{ МН}$.
Для перерізу II $l_x = l_p$, звідки $P_{02}^{II} = 0,4554 \text{ МН}$.

Визначаємо нормальні напруження σ_x на рівні центру ваги перерізу при $y=0$ по формулі $\sigma_b = \frac{P_0}{A_{red}} \pm \frac{P_0 \cdot C_{op} \cdot y_i}{I_{red}} \pm \frac{M \cdot y_i}{I_{red}} \pm \frac{N}{A_{red}}$:

$\sigma_x^I = \frac{0,108}{0,2} = 0,54 \text{ МПа}$, $\sigma_x^{II} = \frac{0,4554}{0,2} = 2,28 \text{ МПа}$. Оскільки напруження σ_x^I і σ_x^{II} стискуючі, то при вирахуванні σ_{mt} і σ_{mc} , підставляємо їх у формулу зі

знаком “-”:

$$\sigma_{\frac{mt}{mc}} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + T_{xy}^2} .$$

По формулі $T_{xy} = \frac{Q \cdot S_{red}}{b \cdot I_{red}}$

визначаємо дотичні напруження T_{xy} . Для цього вираховуємо статичний момент приведеної площі частини перерізу, розміщеної вище центру ваги перерізу, відносно нульової лінії: $S_{red} = (2,95 - 0,24) \cdot 0,03 \cdot 0,132 + 0,5 \cdot 0,24 \cdot 0,147^2 + 0,0015 \cdot 0,131 = 0,01352 \text{ м}^3$. Тоді

$$T_{xy}^I = T_{xy}^{II} = \frac{0,07909 \cdot 0,01352}{0,0046 \cdot 0,24} = 0,969 \text{ МПа}.$$

Оскільки попередньо напружена поперечна арматура відсутня, $\sigma_{yp} = 0$.

по формулі: $\sigma_{y,loc} = \frac{\varphi_y \cdot P}{b \cdot h}$ визначаємо місцеві стискуючі напруження поблизу місця опорних реакцій.

Для перерізу I: $\alpha = \frac{X^I}{h} = \frac{0,04}{0,455} = 0,088$; $\beta = \frac{y}{h} = \frac{0,308}{0,455} = 0,677$. Тоді

$$\sigma_{y,loc}^I = \frac{0,07909}{0,24 \cdot 0,455} \cdot \frac{2 \cdot 0,677^2}{3,14} \cdot \left[\frac{3 - 2 \cdot 0,677}{(1 + 0,088^2)^2} - \frac{0,677}{(0,088^2 + 0,677^2)^2} \right] = -0,316 \text{ МПа (знак “-”}$$

” вказує на те, що не напруження стиску).

Для перерізу II: $\alpha = \frac{X^{II}}{h} = \frac{0,424}{2,455} = 0,932 > 0,7$; тобто $\sigma_{y,loc}^{II} = 0$

Визначаємо головні розтягуючі і стискуючі напруження. Для перерізу

$$I: \sigma_{mt,mc} = \frac{-0,540 - 0,316}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{-0,540 + 0,316}{2}\right)^2 + 0,969^2} = (-0,376 \pm 0,9755) \text{ МПа}$$

$$\sigma_{mt}^I = -0,376 + 0,9755 = 0,600 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{mc}^I = -0,376 - 0,9755 = -1,352 \text{ МПа};$$

Для перерізу II:

$$\sigma_{mt,mc} = \frac{-2,28}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{-2,28}{2}\right)^2 + 0,969^2} = (-1,14 \pm 1,496) \text{ МПа}$$

$$\sigma_{mt}^{II} = -1,14 + 1,496 = 0,356 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{mc}^{II} = -1,14 - 1,496 = -2,636 \text{ МПа}$$

Визначаємо коефіцієнт умов роботи бетону γ_{bu} , що враховує вплив двоосного напруженого стану на міцність бетону.

$$\text{Для важкого бетону } \alpha=0,01, \text{ тому } \gamma_{bu} = \frac{1 - 2,636 / 22}{0,2 + 0,01 \cdot 30} = 1,76 > 1;$$

Приймаємо $\gamma_{bu}=1$ і перевіряємо умову $\sigma_{mc} \leq \gamma_{bu} \cdot R_{b,ser}$. Для обох перерізів. Звідси слідує, що на ділянці елемента в межах довжини зони передачі напружень похилі тріщини не виникають.

Для з'ясування необхідності розрахунку по розкриттю похилих тріщин розглянемо також переріз III, розміщений на відстані $h_0=0,41$ м від точки прикладання опорної реакції (на рівні центру ваги перерізу і в місці примикання полиці до ребер). Оскільки цей переріз розміщений в межах довжини зони передачі напружень, тобто між перерізами I і II, похилі тріщини на рівні його центру ваги не утворюються. Перевіряємо умову виникнення похилих тріщин для перерізу III в місці примикання стиснутої полиці до ребер. В розглянутому перерізі при $l_x=0,490$ м і $X^{III}=0,41$ м визначаємо діючі зусилля: $P_{02}^{III} = 0,4554 \cdot \frac{49}{50,5} = 0,4419 \text{ МН};$

$M = Q_x^{II} = 0,07909 \cdot 0,41 = 0,324 \text{ МН} \cdot \text{м}$. Нормальні напруження σ_x^{III} на рівні прикріплення полиці до ребер:

$$\sigma_x^{III} = \frac{0,4419}{0,2} - \frac{0,4419 \cdot 0,270}{0,0046} \cdot 0,117 + \frac{0,324 \cdot 0,117}{0,00046} = -0,001 \text{ МПа}.$$

Статичний момент приведеної площі частини перерізу, розміщеної вище лінії примикання полиці до ребер, $S_{red} = 2,95 \cdot 0,03 \cdot 0,015 + 0,0015 \cdot 0,014 = 0,00135 \text{ м}^3$.

$$\text{Дотичні напруження } \tau_{xy}^{III} = \frac{0,07909 \cdot 0,00135}{0,0046 \cdot 0,24} = 0,097 \text{ МПа}$$

Перевіряємо умову виникнення тріщин:

$$\sigma_{mt(mc)}^{III} = \frac{0,001}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{0,001}{2}\right)^2 + 0,097^2} = (0,0005 \pm 0,097) \text{ МПа},$$

$$\sigma_{mt}^{III} = 0,0005 + 0,097 = 0,0975 \text{ МПа}, \quad \sigma_{mc}^{III} = 0,0005 - 0,097 = -0,0965 \text{ МПа},$$

Оскільки $\gamma_{bu} = 1$ і $\sigma_{mt}^{III} < R_{bt,ser} = 1,8 \text{ МПа}$, то похилі тріщини на даному рівні не утворюються.

2.5.8. Визначення прогину плити

Для елементів покриття будівель [4], виробничих і побутових приміщень прогин обмежують естетичними потребами, а при $l = 12 \text{ м}$ гранично допустимий прогин рівний $1/250$ прольоту, тобто $f_{lim} = \frac{11,84}{0,455} = 26 > 10$, тому повний прогин плити приймаємо рівним прогину f_m , обумовленому деформаціями вигину.

Оскільки в розтягнутій зоні плити тріщини не утворюються, повну кривизну визначаємо по формулі [5, 7]:

$\left(\frac{1}{r}\right)_{tot} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 - \left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_3 - \left(\frac{1}{r}\right)_{sh,c}$, приймаючи $\left(\frac{1}{r}\right)_1$ і $\left(\frac{1}{r}\right)_2$ рівними нулю (обмеження естетичними потребами). Звідси, при визначенні кривизни в розрахунку враховують тільки довготривалу дію постійного і довготривалого навантаження. Перевіряємо наявність тріщин при цих навантаженнях. Оскільки: $M_1 = 0,1971 \text{ МН} \cdot \text{м} < M_{2p} = 0,4554 \cdot (0,25 + 0,074) = 0,1985 \text{ МН} \cdot \text{м}$, тріщини в розтягнутій зоні відсутні і кривизну слід визначати по формулі $\left(\frac{1}{r}\right)_{tot} = \left(\frac{1}{r}\right)_{sh} + \left(\frac{1}{r}\right)_\ell - \left(\frac{1}{r}\right)_{cp} - \left(\frac{1}{r}\right)_{sh,c}$. При $\varphi_{b1} = 0,85$ і $\varphi_{b2} = 2$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_\ell = \frac{0,1971 \cdot 2}{0,85 \cdot 29000 \cdot 0,0046} = 3,47 \cdot 10^{-3} 1 / \text{м}$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_\ell = \frac{M \cdot \varphi_{b2}}{\varphi_{b1} \cdot E_b \cdot I_{red}}$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{cp} = \frac{0,4554 \cdot 0,27}{0,85 \cdot 29000 \cdot 0,0046} = 1,08 \cdot 10^{-3} 1/м$$

Відносні деформації бетону, викликані його усадкою і повзучістю від зусилля попереднього обтиску, на рівні центру ваги розтягнутої поздовжньої арматури.

$$E_{sh,c} = \frac{15,3 + 34 + 578,25}{190000} = 56,1 \cdot 10^{-5}$$

При напруженнях обтиску бетону на рівні крайніх стиснутих волокон $\sigma'_{bp} = 0,7/0,2 - 0,71 \cdot 0,263/0,03129 = -2,42$ МПа < 0 – втрати в напружуваній арматурі (якби вона була на рівні, що розглядається) від усадки і повзучості бетону рівні нулю, тобто $E'_{sh,c} = 0$.

Кривизну, обумовлену вигинами плити внаслідок усадки і повзучості бетону, визначаємо по формулі:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{sh,c} = (E_{sh,c} - E'_{sh,c}) / h_0 = (56,1 \cdot 10^{-5} - 0) / 0,41 = 1,37 \cdot 10^{-3} 1/м;$$

Прогин плити в середині прольоту:

$$f = \left(\frac{5}{48} \cdot 3,47 \cdot 10^{-3} - \frac{1}{8} \cdot 1,08 \cdot 10^{-3} - \frac{1}{8} \cdot 1,37 \cdot 10^{-3} \right) \cdot 11,84^2 = -0,0112 м < f_{lim} = 0,0474 м$$

тобто менше гранично допустимого [7].

3. ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ

3.1. Інженерно-геологічні умови будівельного майданчика

На будівельному майданчику розміром 80x180 метрів бурінням трьох свердловин на глибину 15 метрів встановлено 5 інженерно-геологічних елементів (ІГЕ) [12]. Для надання рекомендацій на проектування основ і фундаментів необхідно визначити необхідні фізичні характеристики ґрунтів, розрахункові механічні характеристики ґрунтів, дати назву ґрунтам, дати загальне заключення про інженерно – геологічні умови.

Таблиця 3.1

Ґрунтові умови будівельного майданчика

Позначки горизонталей на рис.1					Позначки устя св.			Номер ґрунту у потужність шарів															Рівень підземних вод				
								ПЕ-1, ґрунтово-рослинний	ІГЕ - 2			ІГЕ - 3			ІГЕ - 4			ІГЕ - 5									
1	2	3	4	5	1	2	3		№ ґрунту	Товщина ІГЕ, м			№ ґрунту	Товщина ІГЕ, м			№ ґрунту	Товщина ІГЕ, м			У св №1	У св №2	У св №3				
141,0	141,5	142,0	142,5	143,0	141,2	141,7	142,7	0,4	1	3,4	3,5	3,7	54	6,0	6,2	6,3	56	3,9	4,0	4,2	39	6,0	6,3	6,3	137,6	137,7	138,2
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28

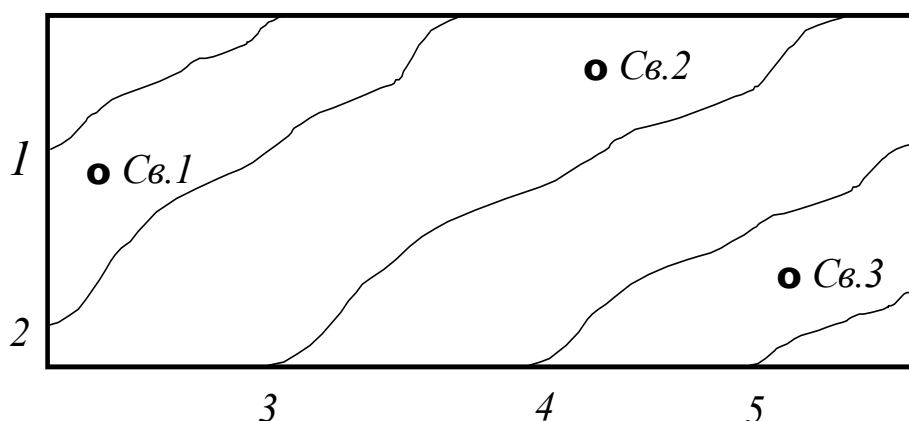


Рис. 3.1. Схема горизонталей і розміщення свердловин на будівельному майданчику

3.2. Похідні фізичні характеристики ґрунтів. Назва ґрунтів

ІГЕ-1 – ґрунтово-рослинний шар товщиною 0,4 м [12].

ІГЕ-2 – незв'язний ґрунт товщиною 3,4-3,7 м. Дані лабораторних аналізів наведені в таблиці 3.2.

Таблиця 3.2.

Дані лабораторних аналізів ІГЕ-2

Гранулометричний склад										Фізико-механічні характеристики					
≥10	10-2	2-1	1-0,5	0,5-0,25	0,25-0,1	0,1-0,05	0,05-0,01	0,01-0,005	<0.005	ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	w, %	E, кПа	φ , град	c_u , кПа
---	---	---	8,0	12,0	37,0	25,0	10,0	8,0	---	2,66	1,80	21,1	10	26	2

За гранулометричним складом згідно з ДСТУ Б.В.2.1-2.96 даний ґрунт називається піском середньої крупності, так як маса частинок крупніших за 0,25 мм становить 57%.

Визначаємо похідні, фізичні характеристики ґрунту [11].

Коефіцієнт пористості

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + w) - 1 = \frac{2,66}{1,8} (1 + 0,211) - 1 = 0,79;$$

Пісок середньої крупності з коефіцієнтом пористості $e=0,79$ знаходиться у стані середньої щільності.

Коефіцієнт водонасичення

$$S_r = \frac{\rho_s W}{e \rho_w} = \frac{2,66 \cdot 0,211}{0,79 \cdot 1,0} = 0,71;$$

Пісок з коефіцієнтом водонасичення $S_r = 0,71$ знаходиться в стані насичення водою.

Назва ґрунту: пісок середньої крупності, щільний, насичений водою.

ІГЕ-3 – зв’язний ґрунт товщиною 6,0-6,3 м Дані лабораторних аналізів наведені в таблиці 3.3.

Таблиця 3.3

Дані лабораторних аналізів ІГЕ-3

Фізико-механічні характеристики ґрунтів										
ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	W, %	W _L , %	W _P , %	E, кПа	φ , град	с, кПа	Відносне просідання ε_{sl} при тиску p, кПа		
2,67	1,90	26,3	27,0	21,0	10	24	13	---	---	---

Визначаємо похідні фізичні характеристики ґрунту:

Число пластичності

$$I_p = W_L - W_P = 27 - 21 = 6 \%;$$

Згідно з ДСТУ Б.В.2.1-2.96 зв’язний ґрунт з числом пластичності $I_p = 6\%$ називається супісок.

Показник текучості $I_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} = \frac{26,3 - 21}{27 - 21} = 0,88$;

Глина з показником текучості $I_L = 0,88$ знаходиться в пластичному стані.

Коефіцієнт пористості

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + w) - 1 = \frac{2,67}{1,90} (1 + 0,263) - 1 = 0,77$$
;

Коефіцієнт водонасичення $S_r = \frac{\rho_s W}{e \rho_w} = \frac{2,67 \cdot 0,263}{0,77 \cdot 1,0} = 0,91$;

Назва ґрунту: супісок пластичний.

ІГЕ-4 – зв’язний ґрунт товщиною 3,9-4,2 м Дані лабораторних аналізів наведені в таблиці 3.4.

Таблиця 3.4

Дані лабораторних аналізів ІГЕ-4

Фізико-механічні характеристики ґрунтів										
---	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

$\rho_s,$ г/см ³	$\rho,$ г/см ³	W, %	W _L , %	W _P , %	E, кПа	$\varphi,$ град	с, кПа	Відносне просідання ε_{sl} при тиску p, кПа		
2,71	1,92	30,0	41,0	24,0	11	17	15	---	---	---

Визначаємо похідні фізичні характеристики ґрунту:

Число пластичності

$$I_P = W_L - W_P = 41 - 24 = 17 \%;$$

Згідно з ДСТУ Б.В.2.1-2.96 зв'язний ґрунт з числом пластичності $I_P = 17 \%$ називається суглинок.

Показник текучості

$$I_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} = \frac{30 - 24}{41 - 24} = 0,38;$$

Глина з показником текучості $I_L = 0,38$ знаходиться в тугопластичному стані.

Коефіцієнт пористості

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + w) - 1 = \frac{2,71}{1,92} (1 + 0,3) - 1 = 0,83;$$

Коефіцієнт водонасичення

$$S_r = \frac{\rho_s W}{e \rho_w} = \frac{2,71 \cdot 0,3}{0,83 \cdot 1,0} = 0,98;$$

Назва ґрунту: суглинок тугопластичний.

ІГЕ-5 – незв'язний ґрунт товщиною 6,0-6,3 м. Дані лабораторних аналізів наведені в таблиці 3.5.

Таблиця 3.5

Дані лабораторних аналізів ІГЕ-5

Гранулометричний склад	Фізико-механічні характеристики
------------------------	---------------------------------

≥10	10-2	2-1	1-0,5	0,5-0,25	0,25-0,1	0,1-0,05	0,05-0,01	0,01-0,005	<0.005	ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	w, %	E, кПа	φ , град	c, кПа
5,0	10,0	20,0	31,0	19,0	15,0	---	---	---	---	2,65	2,16	16,0	50	42	3

За гранулометричним складом згідно з ДСТУ Б.В.2.1-2.96 даний ґрунт називається піском гравіюватим, так як маса частинок крупніших за 2,00 мм становить 35%.

Визначаємо похідні, фізичні характеристики ґрунту.

Коефіцієнт пористості

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + w) - 1 = \frac{2,65}{2,16} (1 + 0,16) - 1 = 0,42 ;$$

Пісок гравіюватий з коефіцієнтом пористості $e=0,42$ знаходиться у стані середньої щільності.

Коефіцієнт водонасичення

$$S_r = \frac{\rho_s W}{e \rho_w} = \frac{2,65 \cdot 0,16}{0,42 \cdot 1,0} = 1,0 ;$$

Пісок з коефіцієнтом водонасичення $S_r = 1,0$ знаходиться в стані насичення водою.

Назва ґрунту: пісок гравіюватий, середньої щільності, насичений водою.

3.3. Розрахункові характеристики ґрунтів

Значення міцнісних характеристик ґрунтів: кута внутрішнього тертя φ та питоме щеплення c , а також щільності ґрунтів лабораторією видані як нормативні [11]. У розрахунках основи і фундаментів використовують розрахункові характеристики. Всяка розрахункова характеристика

визначається за виразом $A = \frac{A_n}{\gamma_g}$, де A_n – нормативне значення характеристики,

γ_g – коефіцієнт надійності для ґрунту. Для розрахунків за другою групою граничних станів $\gamma_g = 1,0$. Для розрахунків за першою групою граничних

станів при визначенні питомого зчеплення $\gamma_g = 1.5$. При визначенні кута внутрішнього тертя у пісках $\gamma_g = 1.1$, у глинистих ґрунтах $\gamma_g = 1.15$. При визначення питомої ваги $\gamma_g = 1.05$.

Для ПГЕ-2: $\varphi_{II} = 26^\circ$, $c_{II} = 2(\text{еїӀӕ})$, $\gamma_{II} = 10\rho = 10 \cdot 1,8 = 1,80(\text{еї / і}^3)$,

$$\text{tg} \varphi_I = \frac{\text{tg} \varphi_n}{\gamma_g} = \frac{\text{tg} 26^\circ}{1,1} = 0,443, \quad \varphi_I = 23,9^\circ,$$

$$c_I = \frac{c_n}{\gamma_g} = \frac{2}{1,5} = 1,3(\text{еїӀӕ}), \quad \gamma_I = \frac{10\rho}{\gamma_g} = \frac{10 \cdot 1,80}{1,05} = 17,1(\text{еї / і}^3).$$

Для ПГЕ-3: $\varphi_{II} = 24^\circ$, $c_{II} = 13(\text{еїӀӕ})$

$$\gamma_{II} = 10\rho = 10 \cdot 1,90 = 19,0(\text{еї / і}^3),$$

$$\text{tg} \varphi_I = \frac{\text{tg} \varphi_n}{\gamma_g} = \frac{\text{tg} 24^\circ}{1,15} = 0,387, \quad \varphi_I = 21,2^\circ,$$

$$c_I = \frac{c_n}{\gamma_g} = \frac{13}{1,5} = 8,7\text{еїӀӕ}, \quad \gamma_I = \frac{10\rho}{\gamma_g} = \frac{10 \cdot 1,90}{1,05} = 18,1(\text{еї / і}^3).$$

Для ПГЕ-4: $\varphi_{II} = 17^\circ$, $c_{II} = 15(\text{еїӀӕ})$,

$$\gamma_{II} = 10\rho = 10 \cdot 1,92 = 19,2(\text{еї / і}^3),$$

$$\text{tg} \varphi_I = \frac{\text{tg} \varphi_n}{\gamma_g} = \frac{\text{tg} 17^\circ}{1,15} = 0,266, \quad \varphi_I = 14,9^\circ,$$

$$c_I = \frac{c_n}{\gamma_g} = \frac{15}{1,5} = 10(\text{еїӀӕ}),$$

$$\gamma_I = \frac{10\rho}{\gamma_g} = \frac{10 \cdot 1,92}{1,05} = 18,3(\text{еї / і}^3).$$

Для ПГЕ-5: $\varphi_{II} = 42^\circ$, $c_{II} = 3(\text{еїӀӕ})$,

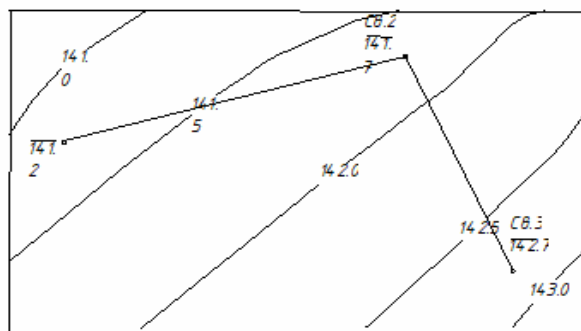
$$\gamma_{II} = 10\rho = 10 \cdot 2,16 = 21,6(\text{еї / і}^3),$$

$$\text{tg} \varphi_I = \frac{\text{tg} \varphi_n}{\gamma_g} = \frac{\text{tg} 42^\circ}{1,1} = 0,819, \quad \varphi_I = 39,3^\circ,$$

$$c_I = \frac{c_n}{\gamma_g} = \frac{3}{1,5} = 2,0(\text{еїӀӕ}),$$

$$\gamma_I = \frac{10\rho}{\gamma_g} = \frac{10 \cdot 2,16}{1,05} = 20,6(\text{еї / і}^3).$$

Дані лабораторних аналізів та дані розрахунків для всіх ІГЕ зводимо в таблицю 3.6. На малюнку 3.2 викреслюємо план будівельного майданчика та інженерно-геологічний розріз [12].



Інженерно - геологічний розріз по 1-1

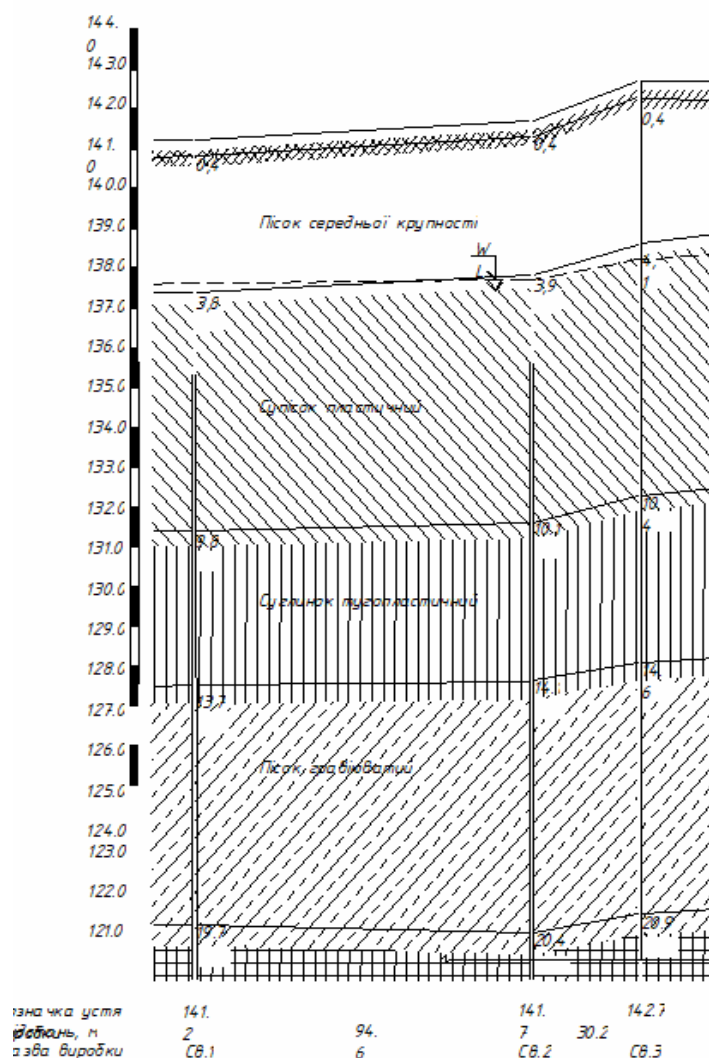


Рис. 3.2. Інженерно-геологічний розріз

3.4. Проектування пальових фундаментів

Виходячи з інженерно-геологічних умов будівельного майданчика та умов його розташування відносно інших будівель і споруд (вільна забудова), конструктивної схеми проектованої будівлі, величини та характеру навантажень, що діють на фундамент [11], приймаємо забивну залізобетонну призматичну палю квадратного поперечного перерізу марки С 100.30 (довжина – 10 м; розміри поперечного перерізу – 300х300 мм; площа поперечного перерізу - $A = 0,09 \text{ м}^2$; периметр - $U = 4 \cdot 0,3 = 1,2 \text{ м}$). Палю пронизує найбільш слабкі ґрунти – пісок середньої крупності (ІГЕ-2) та супісок пластичний (ІГЕ-3), і заводиться на 1,9 м у суглинок тугопластичний (ІГЕ-4).

Приймаємо висоту ростверку приймаємо 500 мм. Перед бетонуванням монолітного залізобетонного ростверку під його подошвою має бути влаштована підготовка із шару щебеню, втрамбованого в ґрунт і политого цементним розчином, або бетону з пониженим умістом в'язучих товщиною 100 мм.

З урахуванням вищенаведених конструктивних призначень заглиблення нижнього кінця прийнятої палі (тобто позначка початку загострення палі) буде знаходитись на глибині 11,8 м від поверхні ґрунту.

Навантаження на фундамент

Визначити навантаження під фундамент по осі Д та Ф [2].

На основі виконаного статичного розрахунку рами в осях К-Д та Ф-Р отримаємо значення сил вертикального і горизонтального навантажень на фундамент п. 2.4.2.

Виходячи з найнебезпечнішої комбінації навантажень (переріз 4-4), отримаємо на вісь К:

$$M_I = 227,9 \text{ кНм},$$

$$N_I = 1944,3 \text{ кН},$$

$$Q_I=41,5\text{кН.}$$

$$\text{На вісь } \Phi: M_I=1550 \text{ кНм,}$$

$$N_I=1128,8 \text{ кН,}$$

$$Q_I=228,4\text{кН.}$$

3.5. Визначення несучої здатності палі та кількості паль

Визначаємо несучу здатність палі за формулою ДБН В.2.1–10:2018 [11] як для висячої забивної палі:

$$F_d = \gamma_C (\gamma_{CR} RA + u \sum \gamma_{cfi} f_i h_i),$$

де γ_C – коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті, і рівний 1,0.

γ_{CR} – коефіцієнт умови роботи під нижнім кінцем палі, визначається з табл.3 ДБН В.2.1–10:2018 [11], $\gamma_{CR} = 1.0$.

R – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, визначається за властивостями ґрунту під нижнім кінцем палі та глибиною занурення нижнього кінця палі від поверхні ґрунту. $R = 2800 \text{ кПа}$.

Площа поперечного перерізу палі:

$$A=0,3 \cdot 0,3=0,09\text{м}^2;$$

u – периметр поперечного перерізу палі

$$u = 4 \cdot 0.3 = 1.2 \text{ (м)};$$

$\sum \gamma_{cfi} f_i h_i$ – розрахунковий опір ґрунту на бічній поверхні палі на всій її довжині у ґрунті.

Значення $\sum \gamma_{cfi} f_i h_i$ визначаємо у табличній формі (табл. 3.8).

$$\sum \gamma_{cfi} f_i h_i = 200,3 \text{ кН}$$

Тоді несуча здатність палі

$$F_d = 1 \cdot (1 \cdot 2800 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 200,3) = 492,4 \text{ кН.}$$

Допустиме навантаження на палю:

$$P=F_d/1,4=492,4/1,4=351,7 \text{ кН.}$$

Визначаємо кількість паль по осі К:

$$n = \frac{N_I}{P} = \frac{1944,3}{351,7} = 5,5.$$

Приймаємо 8 палів.

Перевіряємо фактичне завантаження палів:

Таблиця 3.8

Розрахункова схема до розрахунку несучої здатності
висячої палі по осі Д та допоміжна таблиця

№ ІГЕ	Назва ґрунту	Товщина, м	l_L		№ шару	h_i м	f_i кПа	$?_{cf} \cdot f_i \cdot h_i$ кН
	Ґрунтовий шар	0,4						
ІГЕ-2	Пісок середньої крупності	3,5		2,1	1	1,8	48	86,4
ІГЕ-3	Супісок пластичний	6,0	0,88	11,8	2	2,0	7,2	14,4
				10,9	3	2,0	7,2	14,4
					4	2,0	7,2	14,4
					5	1,9	37,2	70,7
ІГЕ-4	Суглинок тугопластичний	4,0	0,38				$?_{cf} \cdot f_i \cdot h_i = 200,3$	

$$N = G_{nl} + \frac{N_I + G_{pl}}{n} = 24,0 + \frac{1944,3 + 245}{8} = 297,7 \text{ кН} < P = 351,7 \text{ кН};$$

$$N_{\max} = G_{nl} + \frac{N_I + G_{pl}}{n} + \frac{(M_{l,x} + Q_{l,y} \cdot h)y}{\sum y_i^2} = 24,0 + \frac{1944,3 + 245}{8} + \frac{(227,9 + 41,5 \cdot 2,0) \cdot 0,9}{0,9 \cdot 4 + 0,45 \cdot 2} = 358,1 \text{ кН} < 1,2P = 422 \text{ кН}$$

$$N_{\min} = G_{nI} + \frac{N_I + G_{pI}}{n} + \frac{(M_{I,x} + Q_{I,y}h)y}{\sum y_i^2} = 24,0 + \frac{1944,3 + 245}{8} - \frac{(227,9 + 41,5 \cdot 2,0) \cdot 0,9}{0,9 \cdot 4 + 0,45 \cdot 2} = 233,8 \text{ кН} > 0$$

де $G_{nI} = 0,3 \cdot 0,3 \cdot 9,7 \cdot 25 \cdot 1,1 = 24,0 \text{ кН}$;

$G_{pI} = 1,1 \cdot 1,1 \cdot 1,65 \cdot 25 \cdot 1,1 + 0,5 \cdot 2,4 \cdot 2,4 \cdot 25 \cdot 1,1 = 54,9 + 190,1 = 245 \text{ кН}$.

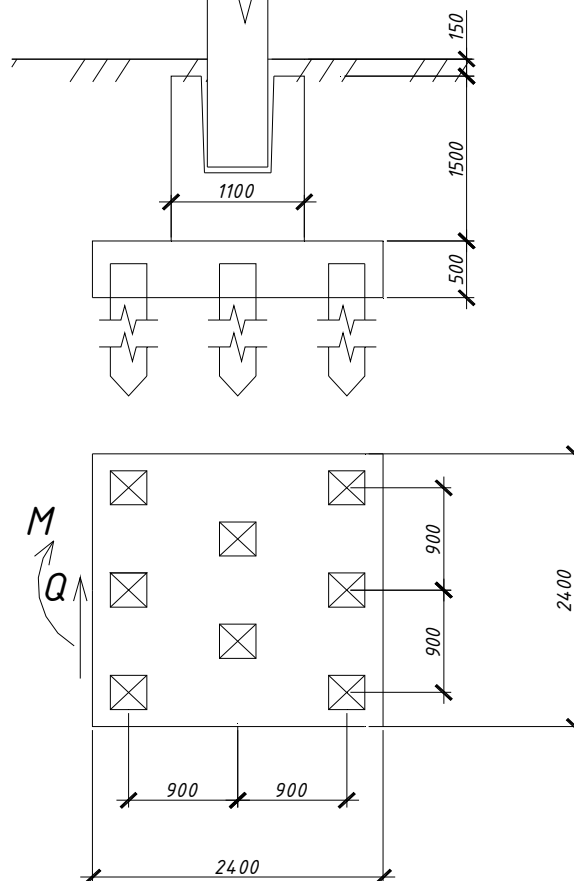


Рис. 3.3. Схема розміщення палів

Визначаємо кількість палів по осі Φ :

$$n = \frac{N_I}{P} = \frac{1128,8}{351,7} = 3,2.$$

Приймаємо 12 палів (рис. 3.4).

Перевіряємо фактичне завантаження палів:

$$N = G_{nI} + \frac{N_I + G_{pI}}{n} = 24,0 + \frac{1128,8 + 163,8}{12} = 132 \text{ кН} < P = 351,7 \text{ кН};$$

$$N_{\max} = G_{nI} + \frac{N_I + G_{pI}}{n} + \frac{(M_{I,x} + Q_{I,y}h)y}{\sum y_i^2} = 24,0 + \frac{1128,8 + 163,8}{12} + \frac{(1550 + 228,4 \cdot 2,0) \cdot 1,35}{1,35 \cdot 6 + 0,45 \cdot 6} = 389,8 \text{ éÍ} < 1,2D = 422 \text{ éÍ}$$

$$N_{\min} = G_{nI} + \frac{N_I + G_{pI}}{n} + \frac{(M_{I,x} + Q_{I,y}h)y}{\sum y_i^2} = 24,0 + \frac{1944,3 + 371,7}{12} - \frac{(1550 + 228,4 \cdot 2,0) \cdot 1,35}{1,35 \cdot 6 + 0,45 \cdot 6} = 81,8 \text{ éÍ} > 0$$

де $G_{nI} = 0,3 \cdot 0,3 \cdot 9,7 \cdot 25 \cdot 1,1 = 24,0 \text{ кН}$;

$G_{pI} = 1,1 \cdot 1,1 \cdot 1,65 \cdot 25 \cdot 1,1 + 0,5 \cdot 2,4 \cdot 3,3 \cdot 25 \cdot 1,1 = 54,9 + 108,9 = 163,8 \text{ кН}$.

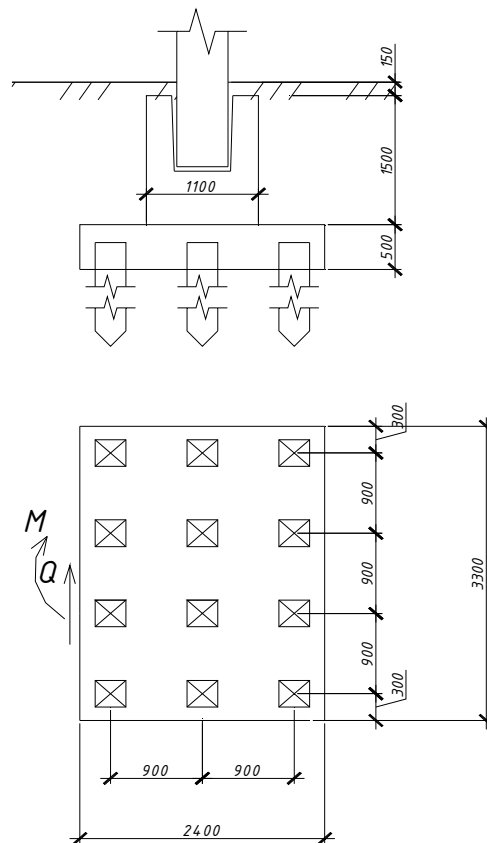


Рис. 3.4. Схема розміщення паль по осі Φ

4. ТЕХНОЛОГІЯ І ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

4.1. Визначення номенклатури, об'ємів і трудових витрат будівельно-монтажних робіт

Підрахунок об'ємів БМР [13] виконуємо в таблиці 4.1.

Таблиця 4.1.

Об'єм будівельно-монтажних робіт

№п/п	Назва робіт	Одиниці виміру	Формула підрахунку	Об'єм робіт
1	2	3	4	5
1	Зрізка рослинного шару товщиною 0,3м бульдозером потужністю 59 кВт з переміщенням його на відстань 10м	1000 м ³	$F_{nl} = 0,3 \cdot (A+20) \cdot (B+20) =$ $= (74+20) \cdot (96+20) \cdot 0,3 = 3271 \text{ м}^3$	3,271
2	Планування майданчика бульдозером потужністю 59 Вт	1000 м ²	$F_{nl} = (A+20) \cdot (B+20) =$ $= (74+20) \cdot (96+20) = 10904 \text{ м}^2$	10,904
3	Розробка ґрунту I категорії екскаватором з ємністю ковша 1м ³ при копанні траншей під стовпчасті фундаменти з навантаженням у автомобілі-самоскиди	1000 м ³	$V = V_{\phi} \cdot K_{n.p.} = 290,8 \cdot 1,2$ $= 348,96 \text{ м}^3$ де $V_{\phi} = 5,2 \cdot 40 + 4,6 \cdot 18 = 290,8$ м^3	0,349
4	Розробка ґрунту I категорії екскаватором з ємністю ковша 1м ³ при копанні траншей під стовпчасті фундаменти з навантаженням у відвал	1000 м ³	$V = (96 \cdot 12,9 \cdot 2 + 96 \cdot 14,1 \cdot 4) -$ $- 348,96 = 7542,24 \text{ м}^3$	7,542
5	Доробка ґрунту вручну в траншеях шириною більше 2 м I категорії	100 м ³	$V = 96 \cdot 2 \cdot 0,34 + 96 \cdot 4 \cdot 0,36$ $= 203,52 \text{ м}^3$	2,035
6	Засипка пазух котловану ґрунтом з відвалу та подальшим його ущільненням	1000 м ³	$V = 7542,24 \text{ м}^3$	7,542
7	Влаштування бетонної підготовки під	100 м ³	$V = 96 \cdot 2 \cdot 0,67 + 96 \cdot 4 \cdot 0,72 = 405,12$ м^3	4,051

	фундаменти			
8	Влаштування монолітних фундаментів під середні та крайні колони	100 м ³	$V = V_{\phi} \cdot n_{\phi} = 5,2 \cdot 40 + 4,6 \cdot 18 = 290,8$ м ³	2,908
9	Монтаж фундаментних балок 6 м	100 шт.	-	0,24
10	Монтаж фундаментних балок 12 м	100 шт.	-	0,16
11	Влаштування горизонтальної гідроізоляції	100 м ²	$V = 58 \cdot 0,49 = 28,42$ м ²	0,284
12	Влаштування вертикальної гідроізоляції	100 м ²	$V = 18 \cdot 12,5 + 40 \cdot 14 = 785$ м ²	7,85
13	Монтаж колон середнього та крайнього ряду	100 шт	-	0,58
14	Монтаж кроквяних ферм прольотом до 24 м.	100 шт	-	0,30
15	Монтаж вертикальних в'язів з кроком до 24 м., висотою до 25 м.	1 т.	$m = 1,92 \cdot 18$	34,56
16	Монтаж плит покриття	100 шт	-	1,92
17	Монтаж підкранових балок	100 шт	-	0,48
18	Монтаж стінових панелей довжиною 6 м.	100 шт	-	2,16
19	Монтаж стінових панелей довжиною 12 м.	100 шт	-	1,20
20	Монтаж бортових плит довжиною 6 м.	100 шт	-	0,24
21	Монтаж бортових плит довжиною 12 м.	100 шт	-	0,32
22	Мурування стін висота за 4м.	1 м ³	$V = 24 \cdot 0,25 \cdot 9,6 = 57,6$ м ³	57,6
23	Монтаж каркасів воріт	1 т	$m = (4 \cdot 4,2 \cdot 2) \cdot 8 = 31,8$	8,55
24	Монтаж металевих віконних блоків 6 м	1 т	$m = (4 \cdot 20) \cdot 0,3$	24
25	Влаштування пароізоляції покрівлі з двох шарів руберойду	100 м ²	$S = 96 \cdot 74 = 7104$ м ²	71,04

26	Влаштування теплоізоляції покрівлі	1 м ³	$V=96 \cdot 74 \cdot 0,15=1066 \text{ м}^3$	1066
27	Влаштування цементно-піщаної стяжки по утеп. тов. 15 мм	100 м ²	$S=96 \cdot 74=7104 \text{ м}^2$	71,04
28	Влаштування водоізоляційного килиму з 4-ох шарів руберойду з захисним шаром гравію на бітумній мастиці	100 м ²	$S=96 \cdot 74=7104 \text{ м}^2$	71,04
29	Скління віконних прорізів	100 м ²	$S=12,6 \cdot 3 \cdot 15=567$	5,67
30	Заповнення дверних отворів	100 м ²	-	0,05
31	Влаштування щебеневої підготовки товщиною h=150мм під підлогу та відмостку	1 м ³	$V=96 \cdot 74 \cdot 0,15=1066 \text{ м}^3$	1066
32	Влаштування бетонної підготовки товщиною h=150мм під підлогу	1 м ³	$V=96 \cdot 74 \cdot 0,15=1066 \text{ м}^3$	1066
33	Влаштування бетонної підлоги цеху: підготовка основи, влаштування покриття, догляд за покриттям, шліфування покриття	100 м ²	$S=96 \cdot 74=7104 \text{ м}^2$	71,04
34	Влаштування керамічної підлоги: підготовка основи, розмічання малюнка, влаштування покриття, догляд за покриттям	100 м ²	-	0,18
35	Лицювання плиткою в санвузлах	100 м ²	-	0,54
36	Фарбування внутрішньої поверхні стінових панелей водоемульсійними фарбами	100 м ²	$S=96 \cdot (16,2+13,5)+24 \cdot (15,8+16,2+13,5) \cdot 2-567=4468,2 \text{ м}^2$	44,682
37	Фарбування зовнішньої поверхні стінових панелей масляними фарбами з колісок по	100 м ²	-	44,682

	підготовленій поверхні			
38	Сантехнічні роботи	%	-	-
39	Електромонтажні роботи	%	-	-
40	Монтаж технологічного обладнання та пусконаладжувальні роботи	%	-	-
41	Благоустрій територій	%	-	-
42	Невраховані роботи	%	-	-
43	Здача об'єкта	%	-	-

Підрахунок трудомісткості робіт [13] виконуємо в таблиці 4.2.

Таблиця 4.2

Відомість трудомісткості робіт

№ п/п	Нормативне джерело	Найменування робіт	Одиниця виміру	К-ть одиниць	Трудомісткість		Машиномісткість	
					Норма часу, люд.год	Загальні Витрати, люд.днях	Норма часу, маш.год	Загальні Витрати, маш.змін
1	1-24-1	Зрізання рослинного шару ґрунту	1000 м ³	3,271	16,73	12,56	16,73	12,56
2	1-16-1	Розробка ґрунту на транспорт	1000 м ³	0,349	35,01	1,715	15,29	0,749
3	1-11-1	Розробка ґрунту у відвал	1000 м ³	7,542	27,02	72,944	9,93	26,807
4	1-164-1	Ручна доробка ґрунту	100 м ³	2,035	200,6	156,72	-	-
5	6-1-1	Влаштування підготовки під фунда-мент	100 м ³	4,051	213,41	14,592	37,24	2,546
6	6-8-1	Влаштування опалубки	100 м ²	10,57	129,47	171,06	1,87	2,47
7	6-55-3	Влаштування арматурних виробів	1 т	15,38 6	11,43	21,983	5,11	9,828
8	6-1-7	Бетонування фундаментів	100 м ³	2,908	573,99	281,255	158,64	77,734
9	6-8-1	Демонтаж опалубки	100 м ²	10,57	129,47	171,062	1,87	2,47
10	8-4-7	Гідроізоляція фундаментів	100 м ²	7,85	34,61	45,728	3,76	4,968
11	1-27-1	Засипка пазух	1000 м ³	7,542	11,75	31,721	11,75	31,721
12	1-134-1	Ущільнення ґрунту	100 м ³	75,42	18,36	495,65	22,35	603,37
13	7-6-1	Монтаж колон	100 шт.	0,58	1784,1	171,72	414,21	39,868
14	7-9-10	Монтаж підкранових балок	100 шт.	0,48	1608,9	241,34	487,69	73,154
15	9-24-1	Монтаж вертикальних в'язей	1 т	34,56	96,5	416,88	12,0	51,84
16	7-12-21	Монтаж крокв'яних ферм	100 шт.	0,30	2611,02	215,41	651,77	53,77
17	9-26-2	Монтаж ліхтарів	1 т	53,12	42,93	285,055	16,31	108,3
18	7-13-17	Монтаж плит покриття	100 шт.	1,92	855,32	513,19	208,24	124,944
19	7-16-7	Монтаж бортових плит	100 шт.	0,56	1654,23	66,169	421,41	16,856
20	7-1-16	Монтаж фундаментних балок	100 шт.	0,40	962,7	38,508	179,7	7,188
21	7-16-7	Монтаж стінових панелей	100 шт.	3,36	1654,23	330,846	421,41	84,282
22	9-46-1	Монтаж рам воріт	1 т	8,55	79,28	50,541	58,54	37,319
23	9-44-1	Монтаж віконних рам	1 т	24	137,32	494,352	117,51	423,036
24	8-7-6	Цегляна кладка перегородок	100 м ²	1,296	156,09	25,287	9,94	1,61
25	12-20-1	Влаштування пароізоляції	100 м ²	71,04	24,84	536,544	2,81	60,696
26	12-18-5	Влаштування утеплювача	100 м ²	71,04	51,42	1110,67	4,02	88,128
27	12-22-1	Влаштування стяжки	100 м ²	71,04	42,99	928,584	8,22	177,552
28	12-2-1	Влаштування рулонного	100 м ²	71,04	31,8	686,88	12,2	263,52

		килиму						
29	15-208-1	Скління віконних рам	100 м ²	5,67	72,55	104,472	0,78	1,123
30	10-26-3	Заповнення дверних отворів	100 м ²	0,05	190,97	5,252	9,27	0,25
31	15-208-2	Скління віконних ліхтарів і перепльотів	100 м ²	13,44	57,95	97,356	0,7	1,176
32	11-2-4	Щебенева підготовка під підлогу	100 м ³	10,66	6,31	20,444	2,38	7,711
33	11-2-9	Бетонна підготовка під підлогу	100 м ³	10,66	5,78	18,727	0,65	2,106
34	11-27-2	Влаштування підлоги з плитки	100 м ²	0,18	170,86	110,717	4,87	3,156
35	11-36-1	Влаштування підлоги з лінолеума	100 м ²	1,096	60,80	91,93	0,44	0,665
36	11-15-1	Влаштування бетонної підлоги	100 м ²	71,04	58,08	112,908	6,43	12,5
37	15-17-1	Лицювальні роботи	100 м ²	0,54	330,64	857,019	0,64	1,659
38	15-151-2	Внутрішнє фарбування	100 м ²	44,68 2	16,71	109,484	2,56	16,773
39	15-184-2	Зовнішнє опорядження	100 м ²	44,68 2	169,11	1108,01	10,41	68,206
$\Sigma =$						11128,44	$\Sigma =$	2502,61
40	-	Санітарно-технічні роботи	%	3 / 2	-	333,853	-	50,05
41	-	Електромонтажні роботи	%	4 / 3	-	445,137	-	75,078
42	-	Монтаж технологічного обладнання	%	8 / 2	-	890,275	-	50,05
43	-	Невраховані роботи	%	15	-	1669,27	-	-
44	-	Благоустрій території	%	0,2	-	22,257	-	-
45	-	Задача об'єкта	%	0,2	-	22,257	-	-
Разом: $\Sigma =$						14511,5		

4.2. Вибір монтажних механізмів

Вибір монтажних кранів здійснюємо за такими монтажними характеристиками:

- необхідна вантажопід'ємність Q_m :

$$Q_{m_1} = Q_k + Q_{np} = 14,9 + 1,75 = 16,65m$$

$$Q_{m_2} = Q_k + Q_{np} = 7,0 + 1,08 = 8,08m$$

- висоти підйому гака H_m :

$$H_m = H_0 + H_{el} + H_z + H_{np} = 13,96 + 0,45 + 0,5 + 3,3 = 18,21m,$$

де, $H_0 = 10,8 + 3,16 = 13,86m$ - перевищення опори елемента, що монтується, над рівнем монтажного крана;

$H_{el} = 0,45 m$ - висота елемента в монтажному положенні, м;

$H_z = 0,5 m$ - запас за висотою, м;

$H_{np} = 3,3 m$ - висота монтажних пристроїв, м;

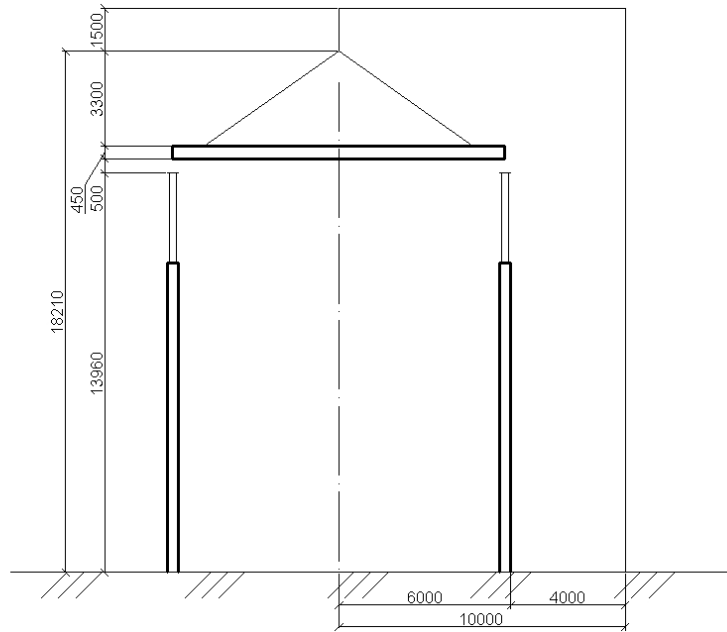


Рис.4.1. Схема для визначення параметрів баштового крану

Таблиця 4.3

Технічні характеристики вибраних кранів

Марка крану	Довжина стріли, м	Довжина гуська, м	Вантажопід'ємність, т, при вильоті		Виліт, м		Висота підйому, м при вильоті	
			Найбільшому	Найменшому	Найбільший	Найменший	Найбільшому	Найменшому
МКГ-40	15,8	10	10	20	11,3	4,2-6,5	16,5	25

Приймаємо кількість кранів в залежності від кількості захваток. Тобто приймаємо 2 крана (по одному на кожну захватку).

Таблиця 4.4

Карточка-визначник робіт і ресурсів сіткового графіка

Код роботи	Характеристика робіт		Об'єм робіт		Трудоємність, люд.-дні	Виконавець		Кількість з.м. на добу	Основні механізми	
	Найменування	Термін виконання, днів	Одиниця виміру	Кількість одиниць		Бригада, професія	Кількість людей у зміні		Найменування	Кількість
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
	Підготовчий період	5	-	-	198,68	Робітники	20	2	-	-
	Зрізання рослинного шару ґрунту	7	1000м ³	3,271	12,56	Машиніст	1	2	Бульдоз.	1
	Розробка ґрунту I захв.	10	1000м ³	0,174	37,33	Машиністи	2	2	Екскав.	2
	Розробка ґрунту II захв.	10	1000м ³	0,174	37,33	Машиністи	2	2	Екскав.	2
	Доробка ґрунту I захв.	10	100м ³	1,017	78,36	Робітники	8	1		
	Доробка ґрунту II захв.	10	100м ³	1,017	78,36	Робітники	8	1		

Влаштування фундаментів та гідроізоляції <i>I захв.</i>	14	100м ³ 100м ² 1 т 100м ³ 100м ² 100м ²	0,274 5,285 7,693 1,96 5,285 5,285	546,19	Бетонув.	20	2	-	-
Влаштування фундаментів та гідроізоляції <i>II захв.</i>	14	100м ³ 100м ² 1 т 100м ³ 100м ² 100м ²	0,274 5,285 7,693 1,96 5,285 5,285	546,19	Бетонув.	20	2	-	-
Засипка пазух та ущільнення ґрунту <i>I захв.</i>	14	1000м ³ 100м ³	3,75 37,71	263,686	Робітник и	10	2	Екскав.	1
Засипка пазух та ущільнення ґрунту <i>II захв.</i>	14	1000м ³ 100м ³	3,75 37,71	263,686	Робітник и	10	2	Екскав.	1
Монтаж технологічного обладнання	45	%	8	890,275	Робітник и	20	1	-	-
Монтаж колон <i>I захв.</i>	3	100шт.	0,29	85,86	Монтаж.	15	2	кран	2
Монтаж колон <i>II захв.</i>	3	100шт.	0,29	85,86	Монтаж.	15	2	кран	2
Монтаж фундаментних балок <i>I захв.</i>	2	100шт.	0,20	19,254	Монтаж.	5	2	кран	2
Монтаж фундаментних балок <i>II захв.</i>	2	100шт.	0,20	19,254	Монтаж.	5	2	кран	2
Монтаж підкранових балок та вертикальних в'язей <i>I захв.</i>	9	100шт. 1 т	0,6 17,28	329,11	Монтаж.	20	2	кран	2
Монтаж підкранових балок та вертикальних в'язей <i>II захв.</i>	9	100шт. 1 т	0,6 17,28	329,11	Монтаж.	20	2	кран	2
Монтаж кроквяних ферм <i>I захв.</i>	4	100шт.	0,15	107,75	Монтаж.	15	2	кран	2
Монтаж кроквяних ферм <i>II захв.</i>	4	100шт.	0,15	107,75	Монтаж.	15	2	кран	2
Монтаж ліхтарів, плит покриття та бортових плит <i>I захв.</i>	15	1 т 100шт. 100шт.	26,56 2,4 0,16	432,21	Монтаж.	15	2	кран	2
Монтаж ліхтарів, плит покриття та бортових плит <i>II захв.</i>	15	1 т 100шт. 100шт.	26,56 2,4 0,16	432,21	Монтаж.	15	2	кран	2
Монтаж стін, панелей та рам <i>I захв.</i>	15	100шт. 1 т 1 т	0,8 2,55 14,4	437,87	Монтаж.	15	2	кран	2
Монтаж стін, панелей та рам <i>II захв.</i>	15	100шт. 1 т 1 т	0,8 2,55 14,4	437,87	Монтаж.	15	2	кран	2
Цегляна кладка перегородок <i>I захв.</i>	2	100м ²	0,648	12,644	Мурувал ь.	5	2	-	-
Цегляна кладка перегородок <i>II захв.</i>	2	100м ²	0,648	12,644	Мурувал ь.	5	2	-	-
Електротехнічні роботи <i>I етап</i>	12	%	2	222,569	Електр.	10	2	-	-
Сантехнічні роботи <i>I етап</i>	9	%	1,5	166,927	Сантех.	10	2	-	-
Скління та заповнення дверних отворів	21	100м ² 100м ² 100м ²	11,52 0,22 13,44	207,08	Столяри	10	1	-	-
Влаштув. основ під підлоги <i>I захв.</i>	2	100м ³ 100м ³	12,96 12,96	19,586	Бетонув.	5	2	-	-
Влаштув. основ під підлоги <i>II захв.</i>	2	100м ³ 100м ³	12,96 12,96	19,586	Бетонув.	5	2	-	-

Влаштування підлог <i>I захв.</i>	8	100м ² 100м ² 100м ²	2,592 6,048 7,776	157,78	Робітник и	10	2	-	-
Влаштування підлог <i>II захв.</i>	8	100м ² 100м ² 100м ²	2,592 6,048 7,776	157,78	Робітник и	10	2	-	-
Влаштування пароізоляції та утеплювача <i>I захв.</i>	21	100м ² 100м ²	86,4 86,4	823,607	Покрів.	20	2	-	-
Влаштування пароізоляції та утеплювача <i>II захв.</i>	21	100м ² 100м ²	86,4 86,4	823,607	Покрів.	20	2	-	-
Влаштування ц/п стяжки та килиму <i>I захв.</i>	21	100м ² 100м ²	86,4 86,4	807,73	Покрів.	20	2	-	-
Влаштування ц/п стяжки та килиму <i>II захв.</i>	21	100м ² 100м ²	86,4 86,4	807,73	Покрів.	20	2	-	-
Лицювальні роботи <i>I захв.</i>	22	100м ²	10,36 8	428,51	Маляр	10	2	-	-
Лицювальні роботи <i>II захв.</i>	22	100м ²	10,36 8	428,51	Маляр	10	2	-	-
Молярні роботи <i>I захв.</i>	31	100м ² 100м ²	26,20 8 26,20 8	608,75	Маляр	10	2	-	-
Молярні роботи <i>II захв.</i>	31	100м ² 100м ²	26,20 8 26,20 8	608,75	Маляр	10	2	-	-
Електротехнічні роботи <i>II етап</i>	12	%	2	222,569	Електр.	10	2	-	-
Сантехнічні роботи <i>II етап</i>	9	%	1,5	166,927	Сантех.	10	2	-	-
Пусконаладжувальні роботи	2	%	2	50,05	Робітн.	20	2	-	-
Благоустрій території	3	%	0,2	22,257	Робітн.	10	1	-	-
Невраховані роботи	28	%	15	1669,27	Робітн.	30	1	-	-
Задача об'єкта	3	%	0,2	22,257	Робітн.	10	1	-	-

4.3. Техніко-економічні показники сіткового графіка

- Тривалість виконання: $T_{кр} = 300 \text{ днів} \leq T_{норм} = 334 \text{ днів}$

- Показник суміщення будівельних процесів в часі:

$$K_{сум} = \frac{\sum_1^n t_{m-n}}{T_{кр}} = \frac{562}{300} = 1,87.$$

- Показник нерівномірності руху трудових ресурсів:

$$K_{нер} = \frac{N_{max}}{N_{сер}} = \frac{120}{48,4} = 2,48$$

де, N_{max} -максимальне число робітників на добу;

$N_{сер}$ -середньосписочна кількість робітників визначається:

$$N_{сер} = \frac{\sum Q}{T} = \frac{14511,5}{300} = 48,4$$

де, $\sum Q$ -сумарна трудомісткість, яка необхідна для зведення об'єкта, люд-
дн.

- Показник змінності:
$$K_{зм} = \frac{N}{\sum_1^n t_{m-n}} = \frac{1032}{562} = 1,84.$$

де, N - загальна кількість відпрацьованих змін за період зведення об'єкта.

Таблиця 4.5

Вибірка будівельних матеріалів

№ п/п	Нормативне джерело	Найменування робіт	Об'єм робіт		Витрати матеріалів	
			Одиниці виміру	Кількість одиниць	На одиницю	На весь об'єм
1	2	3	4	5	6	7
1	6-1-1	Влаштування бутонної підготовки під фундамент	100 м ³	0,547	-	-
		Бетон	м ³		-	54,7
		Рядно	м ²		250	136,75
		Вода	м ³		0,25	0,137
2	6-8-1	Влаштування опалубки	100м ²	10,57	-	-
		Цвяхи	т		0,0147	0,155
		Вапно	т		0,021	0,222
		Дошки	м ³		0,32	3,382
		Дошки	м ³		0,42	4,439
		Щити опалубки	м ²		5,44	57,501
		Вода	м ³		0,061	0,645
3	6-55-3	Влаштування арматурних виробів	100м ²	15,386	-	-
		Дроти	т		0,0032	0,0492
		Електроди	т		0,0053	0,0815
		Арматура	т		1	15,386
4	6-1-7	Бетонування фундаментів	100м ³	3,92	-	-
		Вапно	т		0,022	0,0862
		Рядно	м ²		101	395,92
		Дошки	м ³		0,42	1,6464
		Щити	м ²		37	145,04
		Вода	м ³		0,304	1,1917
		Бетонний розчин В15	м ³		102	399,84
		Арматура	т		3,3	12,936
5	8-4-7	Гідроізоляція фундаментів	100м ²	10,57	-	-
		Бітуми нафтові	т		0,016	0,169
		Мастика	т		0,24	2,5368
		Дрантя	кг		0,1	1,057
6	7-6-1	Монтаж колон	100 шт.	0,77	-	-
		Фасонка	т		0,444	0,3419

		Електроди Дошки Бетонний розчин В22,5 Збірні ЗБК	т м ³ м ³ шт.		0,026 0,4 36,2 100	0,02 0,308 27,874 77
7	7-9-10	Монтаж підкранових балок Електроди Деталі кріплення Збірні ЗБК	100 шт. т т шт.	1,2	- 0,33 1,81 100	- 0,396 2,172 120
8	9-24-1	Монтаж вертикальних в'язей Кисень технічний Стальна конструкція	1 т м ³ т	34,56	- 1,95 1	- 67,392 34,56
9	7-12-21	Монтаж кроквяних ферм Електроди Деталі кріплення Збірні ЗБК	100 шт. т т шт.	0,66	- 0,16 3,52 100	- 0,1056 2,3232 66
10	9-26-2	Монтаж ліхтарів Кисень технічний Стальна конструкція	1 т м ³ т	53,12	- 1,95 1	- 103,584 53,12
11	7-13-17	Монтаж плит покриття Проволока Руберойд Електроди Рогожа Дошки Деталі кріплення Бетонний розчин В15 Розчин Збірні ЗБК	100 шт. т м ² т м ² м ³ т м ³ м ³ шт.	4,8	- 0,04 79,26 0,03 95,5 0,83 0,13 19 0,6 100	- 0,192 380,448 0,144 458,4 3,984 0,624 91,2 2,88 480
12	7-16-7	Монтаж бортових плит Електроди Деталі кріплення Збірні ЗБК	100 шт. т т шт.	0,32	- 0,08 1,4 100	- 0,0256 0,448 320
13	7-1-16	Монтаж фундаментних балок Дошки Щити Бетонний розчин В15 Цементний розчин М50 Збірні ЗБК	100 шт. м ³ м ² м ³ м ³ шт.	0,32	- 0,065 11,03 2,84 0,52 100	- 0,0208 3,5296 0,9088 0,1664 320
14	7-16-7	Монтаж стінових панелей Електроди Деталі кріплення Збірні ЗБК	100 шт. т т шт.	1,6	- 0,08 1,4 100	- 0,128 2,24 160
15	9-46-1	Монтаж рам воріт Швелер N40 Електроди 4мм,З46 Стальні к-ції	1т т т т	5,1	- 0,00194 0,023 1	- 0,09894 0,1173 5,1
16	9-44-1	Монтаж віконних рам Кисень технічний Електроди 4мм,З46	1 т м ³ т	28,8	- 1,95 0,025	- 56,16 0,72

		Круги армовані	шт.		1,14	32,832
		Окремі конструктивні елем.	т		0,1	2,88
		Стальні к-ції	т		1	28,8
17	8-7-6	Цегляна кладка перегородок	100 м ²		-	-
		Вода	м ³	1,296	0,3	0,3888
		ц/в розчин марки М50	м ³		2,3	2,9808
		Цегла	1000 шт.		5	6,48
18	12-20-1	Влаштування пароізоляції	100 м ²		-	-
		Бітум	т	172,8	0,025	4,32
		Гас	т		0,06	10,368
		Мастика	т		0,196	33,869
		Руберойд	м ²		110	19008
19	12-18-5	Влаштування утеплювача	100 м ²	172,8	-	-
		Пароізоляційні плити	м ²		103	17798,4
20	12-22-1	Влаштування стяжки	100 м ²		-	-
		Руберойд	м ²	172,8	4,4	760,32
		Вода	м ³		3,85	665,28
		Пісок	м ³		3,06	528,768
		Розчин М150	м ³		1,53	264,384
21	12-2-1	Влаштування рулонного килиму	100 м ²	172,8	-	-
		Мастика	т		1	172,8
		Рулонний матеріал	м ²		460	79488
22	15-208-1	Скління віконних рам	100м ²		-	-
		Листове скло	м ²	11,52	101	1163,52
		Дрантя	кг		0,2	2,304
		Замазка захисна	кг		229	2638,08
23	10-26-3	Заповнення дверних отворів	100м ²		-	-
		Дошки обрізні	м ³	0,22	0,08	0,0176
		Блоки дверні	м ²		100	22
		Наличники	м		540	118,8
24	15-208-2	Скління віконних ліхтарів	100м ²		-	-
		Листове скло	м ²	13,44	102	1370,88
		Дрантя	кг		0,2	2,688
		Замазка захисна	кг		156	2096,64
25	11-2-4	Щебенева підготовка під підлогу	100 м ³		-	-
		Щебінь	м ³	25,92	1,27	32,918
		Клинець М300	м ³		0,092	2,386
		Кам'яний дріб'язок М300	м ³		0,184	4,7693
26	11-2-9	Бетонна підготовка під підлогу	100 м ³		-	-
		Мастика	т	25,92	0,002	0,0518
		Дошки	м ³		0,001	0,02592
		Вода	м ³		0,35	9,072
		Пісок	м ³		0,31	8,0352
		Бетонний розчин В7.5 М100	м ³		1,02	26,4384
27	11-27-2	Влаштування підлоги з плитки	100м ²		-	-
		Мастика	т	5,184	0,133	0,6895
		Плитка керамічна	м ²		102	528,768
		Вода	м ³		3,85	19,958

		Розчин кладочний М150	м ³		1,3	6,7392
28	11-36-1	Влаштування підлоги з лінолеума	100м ²		-	-
		Лінолеум	м ²	12,096	102	1233,792
		Дрантя	кг		0,5	6,048
		Клей бустилат	т		0,05	0,6048
29	11-15-1	Влаштування бетонної підлоги	100м ²		-	-
		Вода	м ³	15,52	3,5	54,32
		Бетонний розчин В15 (М200)	м ³		3,06	47,791
30	15-17-1	Лицювальні роботи	100м ²		-	-
		Плитка керамічна	м ²		100	2073,6
		Тирса деревна	м ³		0,1	2,0736
		Портландцемент М400	т	20,736	0,04	0,8294
		Дрантя	кг		0,5	10,368
		Вода	м ³		0,465	9,6422
		Цементний розчин	м ³		1,5	31,104
31	15-151-2	Внутрішнє фарбування	100м ²		-	-
		Дрантя	кг	52,416	0,01	0,5242
		Клей малярний рідкий	кг		0,9	47,174
		Фарби сухі	т		0,0017	0,089
32	15-184-2	Зовнішнє опорядження	100м ²		-	-
		Дрантя	кг	52,416	0,5	26,208
		Мінеральна шпаклівка	кг		200	10483,2
		Дисперсійна фарба	кг		30	1572,48
		Грунтовка	кг		20	1048,32

Таблиця 4.6

Відомість розрахунку складів

№ п/п	Найменування матеріалів	Одиниці виміру	Кількість матеріалів, необхідних на розрахунковий період	Розрахунковий період	Найбільші добові витрати	Прийнятий запас на складі в днях	Прийнятий запас на складі в натуральних показниках	Норма збереження на 1м ² площі складу	Корисна площа складу м ²	Коеф. використання площі складу	Розрахункова площа складу, м ²	Тип складу (відкритий, закритий, навіс)	Тип конструкції (збірно-розбірний, пересувний і контейнерний)
			Q	T	Q _д	t _н	P	n	F	b	S		

Арк.

73

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	Щебінь	м ³	32,92	4	11,77	10	117,7	1,5	78,47	0,6	130,78	Відкритий	-
2	Бітум	т	4,5	70	0,09	10	0,9	1,5	0,6	0,6	1,0	Під навіс	3/р
3	Цегла	1000шт	6,48	4	2,32	10	23,2	0,7	33,14	0,6	55,23	Відкритий	-
4	Пісок	м ³	536,8	46	16,69	10	166,9	2,0	83,45	0,6	139,08	Відкритий	-
5	Лінолеум	м ²	1233,8	16	110,27	12	1323,3	200	6,62	0,6	11,03	Закритий	3/р
6	Скло	м ²	2534,4	21	172,58	12	2070,9	100	20,71	0,6	34,52	Закритий	3/р
7	Замазка захисна	кг	4734,7	21	322,41	12	3988,9	70	56,98	0,6	94,97	Закритий	3/р
8	Вапно	т	0,31	28	0,02	12	0,24	0,7	0,34	0,6	0,57	Закритий	3/р
9	Плитка керамічна	м ²	2602,4	60	62,02	12	744,24	80	9,3	0,6	15,5	Закритий	3/р
10	Швелери N40	т	0,1	30	0,48	12	5,76	0,5	11,52	0,6	19,2	Під навіс.	3/р
11	Збірні з/б к-ції	шт	1543	66	33,43	10	334,3	0,5	668,6	0,6	1114,3	Відкритий	-
12	Стальні к-ції	т	121,58	78	2,23	12	26,76	0,5	53,52	0,6	89,2	Під навіс.	3/р
13	Арматура	т	28,32	28	1,45	12	17,4	1,3	13,38	0,6	22,3	Під навіс.	3/р
14	Рулонні матеріали	м ²	79488	42	2706,4	12	32476,8	200	162,4	0,6	270,67	Закритий	3/р
15	Щити	м ²	206,1	32	9,21	12	110,52	30	3,68	0,6	6,13	Відкритий	-
16	Дошки	м ³	9,81	72	0,18	12	2,16	1,3	1,62	0,6	2,7	Під навіс	3/р
17	Руберойд	м ²	20148,8	114	252,74	12	3032,9	200	15,16	0,6	25,27	Закритий	3/р
18	Електроди	т	1,77	120	0,02	12	0,24	0,5	0,48	0,6	0,8	Закритий	3/р
19	Блоки дверні	м ²	22	21	1,5	12	18	44	0,41	0,6	0,68	Закритий	3/р
20	Пароізоляційні плити	м ²	17798,4	42	605,99	12	7271,9	200	36,36	0,6	60,6	Під навіс	3/р
21	Клей малярний	кг	47,17	62	1,09	12	13,08	0,7	18,69	0,6	31,15	Закритий	3/р
22	Шпаклівка	кг	10483,2	62	241,79	12	2901,5	100	29,02	0,6	48,37	Закритий	3/р
23	Фарби	кг	1572,5	62	36,27	12	435,24	3,5	124,35	0,6	207,25	Закритий	3/р
24	Грунтовка	кг	1048,3	62	24,18	12	290,16	50	5,8	0,6	9,67	Закритий	3/р

Відкриті - 1439,4м², Закриті - 740,8м², Під навісом - 195м².

4.4. Розрахунок тимчасових адміністративно-побутових будинків

Таблиця 4.7

Розрахункова кількість працюючих [13]

Кількість працюючих в максимально-завантажену зміну, R	Робітники неосновного виробництва, R ₁	ІТР, R ₂	Службовці, R ₃	МОП і охорона, R ₄	Розрахункова кількість робітників, R _{роз}
1	2	3	4	5	6
$R = R_{max}/2$	$R_1 = 0.1R$	$R_2 = 0.12 \times (R_1 + R)$	$R_3 = 0.02 \times (R_1 + R_2)$	$R_4 = 0.1 \times (R + R_1 + R_2 + R_3)$	$R_{роз} = R + R_1 + R_2 + R_3 + R_4$

120/2 = 60	6	8	1	8	83
------------	---	---	---	---	----

Таблиця 4.8

Розрахунок тимчасових будинків і споруд

№ п/п	Назва тимчасових будинків	R _{роз}	Норма на одного працюючого	Розрахунок ва площа	Тип прийнятого будинку і шифр типового проекту	Розміри будинку	Кількість будинків,шт	Прийнята площа, м ²	Зауваження
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Контора виконроба	3	4	12	контейнерні	2,7×6	1	16,2	
2	Контора майстра	8	4	32	збірно-розбірні	13,5×5	1	67,5	
3	- табельна	1	4	4	збірно-розбірні	3×3	1	9	
4	- прохідна	1	8	8	збірно-розбірні	3×4	1	12	
5	- диспетчерська	2	7	14	пересувні	2,7×9	1	24,3	
6	Гардеробні $\frac{чол.60\%}{жін.40\%}$	35	0,6	21	пересувні	2,7×9	1	24,3	
		23		13,8		2,7×9	1	24,3	
7	Вбиральні $\frac{чол.60\%}{жін.40\%}$	35	$\frac{7}{1,5м^2}$	7,5	пересувні	2,8×8,2	1	22,9	
		23		4,93		2,8×8,2	1	22,9	
8	Душові $\frac{чол.60\%}{жін.40\%}$	35	$\frac{8}{3м^2}$	13,1	пересувні	3,1×8,5	1	26,4	
		23		8,63		3,1×8,5	1	26,4	
9	Приміщення для обігріву робітників	60	1	60	контейнерні	3×9	3	81	
10	Вмивання	60	$\frac{15}{3м^2}$	12	збірно-розбірні	3×6	1	18	
11	Кімната для прийому їжі	60	1	60	збірно-розбірні	36,3×10	1	363	
12	Приміщення для сушіння одягу	60	0,25	15	пересувні	2,7×7,9	1	21,3	

4.5. Розрахунок тимчасового водопостачання будівельного майданчика

Таблиця 4.9

№ п/п	Споживачі води	Об'єм робіт у змін		Витрати води, л/с	
		Одиниця виміру	Кількісний показник	Норма на одиницю виміру	Загальні витрати в літрах
1	2	3	4	5	6
I. Виробничі потреби					
1	Приготування розчину	м ³	27,35	200	5470
2	Бетон	м ³	199,9	275	54973
3	Цегляна кладка	м ³	1,27	100	127
4	Штукатурні роботи	м ²	1037	7	7259
5	Заправка буд.машин	шт.	2	400	800
					∑ _i =68629
II. На господарсько-питні потреби					

6	Питні витрати на працюючих та інші потреби	люд.	60	10	600
7	Користування душем	люд.	60	30	1800
					$\sum_2=2400$
III. Протипожежні потреби					
8	Площа	м ²	до 10га	5	5
Разом:					

$$1. Q_B = \frac{V \cdot g_1 \cdot k_1}{n \cdot 3600} = \frac{54973}{8 \cdot 3600} = 1,91 \text{ л},$$

$$2. Q_M = \frac{M \cdot g_2 \cdot k_2}{n \cdot 3600} = \frac{800}{8 \cdot 3600} = 0,028 \text{ л},$$

$$3. Q_{II} = \frac{R_{роз} \cdot g_3 \cdot k_3}{n \cdot 3600} = \frac{600}{8 \cdot 3600} = 0,021 \text{ л}$$

$$4. Q_D = \frac{R_{роз} \cdot g_4 \cdot k_4}{n_I \cdot 3600} = \frac{1800}{0,75 \cdot 3600} = 0,667 \text{ л}$$

Розрахункові секундні витрати води приймаються за найбільшою величиною:

$$Q_{1роз} = Q_B + Q_M + Q_{II} + Q_D = 1,91 + 0,028 + 0,021 + 0,667 = 2,63 \text{ л/с}$$

$$Q_{2роз} = Q_{пож} + 0,5 \cdot (Q_B + Q_M + Q_{II} + Q_D) = 5 + 0,5 \cdot 2,63 = 6,32 \text{ л/с}$$

$$Q_{роз} = Q_{max} = 6,32 \text{ л/с}$$

Необхідний діаметр труби:

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_{роз} \cdot 1000}{\pi \cdot V}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 6,32 \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,5}} = 73,26 \text{ мм}$$

За визначеним діаметром для труб сталевих водогазопровідних підбираємо діаметр тимчасового водогону $d = 80 \text{ мм}$.

4.6. Розрахунок тимчасового електрозабезпечення будівельного майданчика

Таблиця 4.10

Витрати електроенергії

№№ п/п	Найменування споживачів	Одиниці виміру	Об'єм або кількість	Норма на одиницю або встановлена потужність, кВт	Загальні витрати електроенергії, кВт
1	2	3	4	5	6
1	Екскаватор	шт.	2	80	160
2	Кран МКГ-40	шт.	2	50	200
3	Електрозварювальні апарати	шт.	2	25	50
4	Електрошліфувальні машини	шт.	2	2,2	4,4

5	Віброустановки	шт.	2	1,0	2,0
					$\sum_1 = 416,4$
6	Електропрогрів цегляної кладки: - без утеплювача	м ³	2,54	120	305
					$\sum_2 = 305$
Внутрішнє освітлення					
8	Контора	м ²	83,7	0,015	1,26
9	Диспетчерська	м ²	24,3	0,015	0,36
10	Побутові приміщення	м ²	534,9	0,015	8,02
11	Душові, вбиральні, вмивальні	м ²	116,6	0,003	0,35
12	Навіси	м ²	195	0,003	0,59
13	Закриті склади	м ²	762,2	0,0015	1,14
					$\sum_3 = 11,72$
Зовнішнє освітлення					
14	Територія майданчика	100м ²	425,3	0,015	6,38
15	Відкриті складські майданчики	100м ²	14,56	0,05	0,73
16	Основні дороги і проїзди	км	0,724	5,0	3,62
17	Другорядні дороги і проїзди	км	0,129	2,5	0,32
18	Майданчики для земляних, бетонних, кам'яних робіт	100м ²	-	-	-
19	Майданчики для електрозварювальних робіт	100м ²	-	-	-
20	Майданчики для монтажних робіт	100м ²	-	-	-
21	Аварійне освітлення	км	-	-	-
					$\sum_4 = 11,05$

Підбір трансформаторних підстанцій здійснюємо по необхідній потужності :

$$P = 1,1 \left(\sum \frac{P_c \cdot K_1}{\cos f} + \sum \frac{P_T \cdot K_2}{\cos f} + \sum P_{O.B} \cdot K_3 + \sum P_{O.R} \cdot K_4 \right) =$$

$$= 1,1 \cdot (416,4 \cdot \frac{0,5}{0,75} + 305 \cdot \frac{2,0}{0,75} + 11,72 \cdot 0,8 + 11,05 \cdot 3,5) = 1252,9 \text{ кВт}$$

По отриманій потужності, за додатком 8 підбираємо тип трансформаторної підстанції ТМ 1800/10 потужністю 1800 кВт.

4.7. Техніко-економічні показники будгенплану

1. Площа території будівництва

$$F_{\sigma} = 199,4 \cdot 213,3 = 42532,02 \text{ м}^2$$

2. Площа зайнята постійними спорудами $F_{II} = 17280 \text{ м}^2$

3. Площа зайнята тимчасовими будинками $F_T = 759,5 м^2$

4. Площа зайнята відкритими складськими приміщеннями

$$F_C = 2464 м^2$$

5. Довжина тимчасових автодоріг $L_{T.A.} = 724 м$

6. Довжина тимчасових електромереж $L_E = 873 м$

7. Довжина тимчасових водопровідних мереж $L_B = 890 м$

8. Довжина огороження $L_O = 825 м$

9. Коефіцієнт забудови :

$$K_1 = \frac{F_T}{F_{\bar{o}}} = \frac{17820}{42532,02} = 0,406$$

10. Коефіцієнт використання площі :

$$K_2 = \frac{F_T + F_C + F_{T.K.} + F_{I.K.}}{F_{\bar{o}}} = \frac{759,5 + 2464 + 2663 + 1763}{42532,02} = 0,18$$

де, F_T – площа, що зайнята тимчасовими спорудами;

F_C – площа складів;

$F_{T.K.}$ – площа, що зайнята транспортними комунікаціями;

$F_{I.K.}$ – площа, що зайнята інженерними комунікаціями (ширина прокладання прийнята 1м).

5. ОХОРОНА ПРАЦІ

5.1. Заходи з техніки безпеки

5.1.1. Заходи з ТБ при виконанні електрозварювальних робіт

При виконанні зварювальних робіт в одному приміщенні з іншими роботами повинні бути прийняті міри, що виключають можливість впливу небезпечних і шкідливих виробничих факторів на працюючих [17].

При виконанні зварювання на різних рівнях по вертикалі повинний бути передбачений захист персоналу, що працює на нижче розташованих рівнях, від випадкового падіння предметів, недогарків електродів, бризків металу й ін.

Зони з наявністю небезпечного виробничого фактора варто обгороджувати відповідно до вимог ДСТ 23407—78 і ДСТ 12.2.062-81.

Робочі місця, розташовані вище 1,3 м від рівня чи землі суцільного перекриття, повинні бути обладнані огороженнями відповідно до ДСТ 12.4.059—89 висотою не менш 1,1 м, що складаються з поручня, одного проміжного елемента і бортової дошки шириною не менше 0,15 м.

При виробництві зварювальних робіт на висоті більш 5 м повинні влаштовуватися риштування (площадки) з неспалимих матеріалів відповідно до вимог ДСТ 12.2.012—75.

При відсутності риштувань (площадок) електрозварники повинні користуватися запобіжними поясами і вогнестійкими страхувальними фалами з карабінами. Робітники повинні користуватися спеціальними сумками для інструмента і збору недогарків електродів.

Збереження вихідних зварювальних матеріалів і готової продукції повинне здійснюватися на складах, які обладнані і утримуються у відповідності з вимогами будівельних, санітарних і протипожежних норм і правил, затверджених у встановленому порядку [17].

При збереженні заготівель, що зварюються, зварювальних матеріалів і готової продукції не повинні виникати які-небудь перешкоди природному освітленню, вентиляції, проїзду, проходу, використанню пожежного устаткування і засобів захисту працюючих.

Знежирення поверхонь виробів, що зварюються, варто робити розчинами, склад яких допущений до застосування органами санітарного і пожежного нагляду.

Відпрацьовані матеріали (недогарки електродів, жужільна кірка, технологічні зразки, відходи знежирення й ін.) повинні збиратися в металеві ємкості і, у міру нагромадження, вивозитися з ділянок у відведені на території підприємства місця для збору й утилізації.

До виконання зварювання допускаються особи, що пройшли навчання, інструктаж і перевірку знань вимог безпеки, що мають кваліфікаційну групу по електробезпеці не нижче II і відповідні посвідчення.

До зварювальних робіт на висоті допускаються працівники, які пройшли спеціальний медичний огляд, що мають стаж верхолазних робіт не менш одного року і розряд зварника не нижче III [17].

Робітники електрозварювальних професій повинні бути забезпечені засобами індивідуального захисту відповідно до типових галузевих норм, затвердженими у встановленому порядку, і відповідно до характеру й умов проведення робіт [17].

Захист обличчя й очей забезпечується щитками за ДСТ 12.4.035-78 і окулярами за ДСТ 12.4.013—85 (зі світлофільтрами -за ДСТ 12.4.080-79).

Для захисту органів слуху повинні застосовуватися засоби індивідуального захисту за ДСТ 12.4.051-87.

Для захисту голови від механічних впливів і поразки електричним струмом повинні застосовуватися захисні каски за ДСТ 12.4.128-83.

5.1.2. Заходи з ТБ при виконанні кам'яних робіт

При подачі на робоче місце вантажопід'ємними кранами цегли, керамічних каменів та інших мілких блоків слід застосовувати піддони, контейнери і вантажозахватні пристрої, що виключають падіння вантажу при підніманні [17].

При кладці стін будівель на висоту до 0,7 м від робочого настилу і відстані від рівня за стіною, що зводиться, до поверхні землі (перекриття) більше 1,3 м необхідно застосовувати засоби масового захисту (огороження або запобіжні пояса).

Знімати тимчасові кріплення елементів карнізу допускається після досягнення розчином міцності, вказаної в проекті.

Втрата стійкості людиною може бути пов'язана з дією особистих факторів (хворобливий стан чи фізична і нервово-психічне перевантаження), а також з дією на людину факторів зовнішнього середовища (переміщення краном матеріалів, конструкцій тощо). Обвал риштування, як правило, пов'язаний з перевантаженням або порушенням правил установки чи експлуатації, крім того, дуже часто причиною травмування є використання для засобів підстилу різних випадкових опор, драбин, ящиків і т. ін.

5.1.3. Заходи з ТБ при виконанні монтажних робіт

При виробництві монтажних (демонтажних) робіт в умовах діючого підприємства експлуатовані електромережі й інші діючі інженерні системи в зоні робіт повинні бути, як правило, відключені, закорочені, а устаткування і трубопроводи звільнені від вибухонебезпечних, пальних і шкідливих речовин [17].

Способи стропування елементів конструкцій і устаткування повинні забезпечувати їхню подачу до місця установки в положенні, близькому до проектного

Очищення підлягаючих монтажу елементів конструкцій від бруду варто робити до їхнього підйому.

Елементи, що монтуються під час переміщення повинні утримуватися від розгойдування й обертання гнучкими відтягненнями.

Не допускається перебування людей на елементах конструкцій під час їхнього підйому чи переміщення.

Під час перерв у роботі не допускається залишати підняті елементи конструкцій і устаткування у висячому положенні.

Не допускається перехід монтажників по встановлених конструкціях і їхніх елементах .

Встановлені в проектне положення елементи повинні бути закріплені так, щоб забезпечувалася їхня стійкість і геометрична незмінюваність,

Не допускається перебування людей під елементами, що монтуються до установки їх у проектне положення і закріплення. При необхідності перебування працюючих під устаткуванням (конструкціями), що монтуються, а також на устаткуванні (конструкціях) повинні здійснюватися спеціальні заходи, що забезпечують безпеку працюючих [17].

Фарбування й антикорозійний захист конструкцій і устаткування у випадках, коли вони виконуються на будівельному майданчику, варто робити, як правило, до їхнього підйому на проектну відмітку.

У процесі монтажу конструкцій будинків чи споруд монтажники повинні знаходитися на раніше встановлених і надійно закріплених підмостях, які служать для безпечного виконання робіт на висоті понад 1 м над рівнем землі.

На будівлях, як правило, використовуються інвентарні риштування, підмостки, люльки, які мають паспорти підприємств, що їх виготовляють. Не інвентарні засоби підмоцнування використовують у виключних випадках з дозволу головного інженера будівельно-монтажної організації, якщо висота не інвентарних риштувань більша за 4 м, їх споруджують за затвердженням проектом.

Для виконання будівельних робіт у межах одного поверху використовують підмости. Їх встановлюють в середині будівлі і переносять краном з одного поверху на інший.

Аналіз нещасних випадків при роботі на риштуванні свідчить, що нещасні випадки відбуваються, головним чином, через втрату стійкості риштувань, що викликано різними причинами:

- неправильним і недостатнім кріпленням риштувань до стін, нерівномірним опиранням стоек на ґрунт;
- перенавантаженням внаслідок накопичення матеріалів і будівельних деталей на настилах риштувань, що перевищує допустимі величини;
- динамічним впливом на елементи конструкцій, риштувань і втратою міцності їх окремих елементів.

До загальних вимог техніки безпеки, що пред'являються до експлуатації риштувань і підмостей, можна віднести:

- міцність конструкцій і надійність їх під час збирання і експлуатації;
- стійкість під час монтажу і в процесі експлуатації;
- наявність міцного огороження, що виключає можливість падіння людей і окремих предметів з висоти, і суцільних настилів, безпечний підйом робітників і матеріалів.

Конструкція риштувань повинна бути розрахована на стійкість, а окремі елементи - на міцність. Розрахунки несучих елементів (опор, настилів, прогонів і т.ін.) виконують, враховуючи масу робітників, (масу матеріалів, тари, транспортних засобів тощо.)

Для забезпечення стійкості риштувань у поперечному напрямку їх необхідно надійно кріпити до стіни за допомогою анкерів.

Монтажне захисне огороження складається з трьох основних частин: поручня, проміжного елемента і бортової дошки шириною не менше 15 см. Всі дошки повинні бути прибиті з внутрішньої сторони.

Демонтаж риштувань проводиться в зворотній послідовності його монтажу, коли з настилів зняті всі матеріали, інструмент і транспортні засоби, спуск елементів риштування здійснюється за допомогою кранів.

Для захисту людей, що перебувають на риштуваннях, від прямого удару блискавки передбачено блискавковідвід.

У будівництві є цілий ряд робіт, де огороження неможливе (на краю перекриття, карнизу тощо), у цих випадках використовується тільки канатний захист і монтажні пояси.

5.1.4. Заходи з ТБ при виконанні бетонних та залізобетонних робіт

Бетонні роботи включають виготовлення і установку опалубки, приготування бетонної суміші, її транспортування і укладку, догляд за бетоном, механічну обробку бетонних конструкцій, контроль якості робіт, розбирання опалубки після затвердіння бетону тощо [8].

Матеріали, які використовується для виготовлення бетонної суміші, при обробці, транспортуванні та інших операціях утворюють значну кількість пилу, що шкідливо діє на дихальні шляхи людини і викликає захворювання шкіри обличчя і рук. Це може викликати виробничо-обумовлену захворюваність або бути причиною травматизму.

Для запобігання падіння з висоти робочого місця огорожують інвентарними пристроям і підмостями. Використання хімічних добавок, а також високоактивних бетонних сумішей викликає необхідність захистити людину від доторкаєння до бетонної суміші. Для цього необхідно використовувати засоби індивідуального захисту: гумові рукавиці, захисний спецодяг і спецвзуття, захисні окуляри [17].

До початку укладання бетону необхідно скласти акт про надійність опалубки, підтримуючих риштувань і настилів. Перед початком робіт перевіряють справність обладнання та інструментів, необхідних для роботи.

Розміщення на опалубці устаткування і матеріалів, не передбачених проектом виробництва робіт, а також перебування людей, безпосередньо на настилі, що бере участь в роботі, не допускається.

Тару для бетонної суміші до початку роботи перевіряють, звертаючи увагу на справність замків, щоб не допустити додаткового вивантаження суміші. При вкладанні бетону з бадьї відстань між нижнім кінцем бадьї і раніше вкладеним бетоном або поверхнею, на яку вкладається бетон, повинно бути не більше 1 м, якщо відстань не передбачена проектом виробництва робіт.

При ущільненні бетонної суміші електровібраторами переміщати вібратор за струмоведучі шланги не допускається, а при перерві в роботі і при переході з одного місця на інше електровібратори необхідно вимикати.

При укладці бетонної суміші в опалубку треба дотримуватись технологічних режимів подачі бетонної суміші, щоб запобігти обвалу опалубки. Тому при проектуванні опалубки враховують масу самої опалубки, масу арматури та бетонної суміші, зважають також на динамічні навантаження, які можуть виникнути при подачі в опалубку бетонної суміші, а також при її ущільненні вібраторами.

Основні види травм при виконанні опалубочних робіт: ураження електричним струмом при установці металічної і деревометалевої опалубки вантажопідйомними механізмами біля ліній електропередач; падіння з висоти; падіння не закріплених опалубочних щитів; подразнююча дія на шкіру працівників хімічних речовин та ін.

Умови праці при виконанні опалубочних робіт формують вимоги до використання технологічних засобів безпеки. Залежно від призначення їх можна поділити так [17]:

- засоби захисту від падіння людини з висоти (огорожувальні пристрої, страховочні канати і захисні пояси);
- засоби захисту від падіння предметів з висоти (захисні каски);

- засоби підмоцнення та інша технологічна оснастка, що сприяє безпеці праці;

- засоби захисту від попадання хімічних речовин на шкіру при змащуванні опалубочих елементів (окуляри, гумові рукавиці тощо).

Перед початком укладки бетонної суміші майстер повинен перевірити правильність установки і надійність кріплення опалубки, підтримуючих риштувань, робочих настилів і укладеної арматури.

Опалубку на висоті більше за 5 м встановлюють з спеціальних риштувань. У вітряну погоду монтаж опалубки на висоті повинен вестись з максимальною обережністю. Щити опалубки мають велику "парусність" і піддаються сильному розкачуванню поривами вітру, що є джерелом виробничої небезпеки.

При укладці бетонної суміші на висоті більшій за 1,5 м робочі настили чи робочі місця бетонників огороджують перилами.

При збиранні елементів опалубки в кілька ярусів кожний наступний ярус треба встановлювати лише після закріплення нижнього.

При установці опалубки другого ярусу на нижньому ярусі повинні бути збережені огорожувальні пристрої, а для переходу на другий ярус необхідно використовувати легкі інвентарні переносні драбини-стрем'янки. Розбирають опалубку тільки по досягненню конструкцією заданої міцності в послідовності, що передбачена технічними умовами.

Опалубку можна розбирати тільки з дозволу майстра і під його наглядом. Під час розборки опалубки стежать за тим, щоб не виникло випадкового падіння елементів опалубки чи підтримуючих риштувань. Розібрану опалубку складають на землі, сортуючи її у штабелі.

При малих об'ємах бетонних робіт і відсутності в районі будівництва високопродуктивних бетонних вузлів допускається виробництво суміші безпосередньо на будівельному майданчику з використанням бетонозмішувачів з об'ємом змішувального барабана 100...500 л (СБ-ЮГ, СБ-І16 А, СБ-І4ї; СБ-І6 В) Заготівля й обробка арматури повинні

виконуватися в спеціально призначених для цього і відповідно обладнаних місцях.

Заготовка і опрацювання арматури повинні виконуватись в спеціально призначених для цього і відповідно влаштованих до цього майданчиках.

При виконанні робіт із заготівлі арматури необхідно:

- обгороджувати місця, призначені для розмотування бухт (мотків) і виправлення арматури;

- при різанні верстатами стержнів арматури на відрізки довжиною менш 0,3 м застосовувати пристосування, що попереджають їхній розліт;

- складати заготовлену арматуру в спеціально відведені для цього місця;

- закривати щитами торцеві частини стержнів арматури в місцях загальних проходів, що мають ширину менш 1 м.

5.2. Заходи щодо забезпечення виробничої санітарії

Для побутового обслуговування влаштовується побутове містечко з інвентарних вагончиків та збірно-розбірних будиночків, з душовими та санвузлами.

Для забезпечення нормального харчування передбачене приміщення для приймання їжі.

У нічний час будмайданчик освітлюється згідно з [17].

Токсичні речовини зберігаються в місцях віддалених від побутових приміщень.

Питна вода подається по тимчасовому водопроводу.

Робітники забезпечуються спецодягом та засобами індивідуального захисту.

Розрахунок тимчасових приміщень приведений при розрахунку бюджету [13].

5.3. Розрахунок прожекторного освітлення

Розрахунок прожекторного освітлення звичайно роблять для визначення типу прожектора, необхідної кількості прожекторів, його висоти, місця і кута нахилу оптичної осі у вертикальній і горизонтальній площинах, що забезпечують задану нормами освітленість місць провадження робіт.

У якості вихідних даних приймаємо площу будівельного майданчика $A=20800 \text{ м}^2$ і нормовану її освітленість 2 лк.

Орієнтовне число прожекторів становить

$$N = m \cdot E_H \cdot k \cdot A / P_{\text{л}},$$

де m – коефіцієнт, що враховує світлову віддачу джерела світла;

E_H – нормована освітленість горизонтальної поверхні, лк;

A – освітлювана площа, м^2 ;

$P_{\text{л}}$ – потужність лампи, 400 Вт.

Приймаємо лампу ДРЛ-400 потужністю 400 Вт.

Тоді число прожекторів становить:

$$N = 0.13 \cdot 1.7 \cdot 2 \cdot 20800 / 400 = 22,9 \text{ (шт.)}.$$

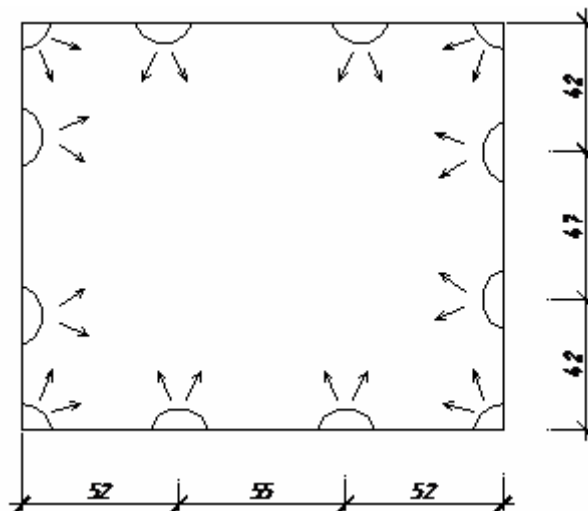


Рис. 6.1. Схема розміщення прожекторів на будівельному майданчику

Тому приймаємо 24 прожектори марки ПЗР-400 з лампою ДРЛ-400.

Висота установки прожектора над поверхнею, що освітлюється:

$$h_{\min} = \sqrt{I_{\max}/300} = \sqrt{50000/300} = 12,9 \text{ (м)}.$$

I_{\max} – максимальна сила світла від лампи прожектора, Кд². В нашому випадку $I_{\max} = 50000$ Кд².

Прожектори встановлюємо на висоті не менше 13,0 м на щоглах, кут нахилу лампи приймаємо $\theta = 15^{\circ}$. Приймаємо 12 щогл на яких розміщено по два прожектора (рис. 6.1.).

ВИСНОВКИ

Подана бакалаврська кваліфікаційна робота присвячена розробці та проектуванню цеху виробництва і складування сільськогосподарської техніки у Волинській обл.

Пояснювальна записка включає 94 стор. друкованого машинописного тексту формату А4 та 8 графічних креслень, оформлених у програмному комплексі AutoCAD на листах формату А1, представлених на графічних листах формату А3 у додатках пояснювальної записки.

Бакалаврська кваліфікаційна робота містить п'ять розділів: архітектурну частину, розрахунково-конструктивну, основи і фундаменти, технологію будівельного виробництва та організацію будівельного виробництва.

Наведені перелік заходів щодо дотримання вимог до безпеки праці на будівельному майданчику під час виконання будівельно-монтажних робіт.

Перелік використаної літератури

1. Яковенко І.А. Напрями наукових досліджень кафедри будівництва НУБіП України / І.А. Яковенко, Є.А. Бакулін // Зб. тез доп. X Міжн. наук.-техн. конф. «Крамаровські читання» з нагоди 116-ї річниці від дня народження д.т.н., проф., чл.-кор. ВАСГНІЛ, віцепрез. УАСГН В.С. Крамарова (1906–1987) та 125 річниці НУБіП України (24–25 лютого 2023 р., м. Київ). – К. : НУБіП України, 2023. – С. 488–491
2. Навантаження і впливи: норми проектування : ДБН В.1.2.–2:2006. – [Чинний з 2007-01-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2006. – 68 с. – (Державні будівельні норми України).
3. Планування та забудова територій: ДБН Б.2.2-12:2019. - [Чинний з 2019-01-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2019. – (Державні будівельні норми).
4. Будівлі підприємств : параметри : ДСТУ Б В.2.2–29:2011. – [Чинний з 2012-12-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2011. – 11 с. – (Національний стандарт України).
5. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування : ДСТУ Б.В.2.6–156:2010. – [Чинний з 2011-06-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2011. – 118 с. – (Національний стандарт України).
6. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови : ДСТУ 3760:2019.–[Чинний з 2019–08–01]. – К. : ДП «УкрНДНЦ», 2019. – (Державний стандарт України).
7. Бамбура А.М., Павліков А.М., Колчунов В.І. та ін. Практичний посібник із розрахунку залізобетонних конструкцій за діючими нормами України (ДБН В.2.6–98:2009) та новими моделями деформування, що розроблені на їхню заміну. – К. : Толока, 2017. – 627 с.
8. Павліков А.М. Залізобетонні конструкції : будівлі, споруди та їх частини: підручник. – Полтава : ТОВ «АСМІ», 2017. – 284 с.

9. Розрахунок і конструювання кам'яних та армокам'яних конструкцій будівель та споруд : ДСТУ Б В.2.6-207:2015. – [Чинний з 2016-04-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2016. – 258 с. – (Національний стандарт України).

10. Бакулін Є.А. Інженерний захист та підготовка територій : навч. посіб.; за ред. канд. техн. наук Бакуліна Є.А. / Є.А. Бакулін, І.А. Яковенко, В.М. Бакуліна. – К. : НУБіП України, 2020. – 212 с.

11. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення : ДБН В.2.1–10:2018 : – [Введені в дію з 2019–01–01]. – К. : Мінрегіон України, 2018. – 36 с. – (Державні будівельні норми України).

12. Шутенко Л.М. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти : підручник / Л. М. Шутенко, О. Г. Рудь, О. В. Кічаєва та ін. ; за ред. Л. М. Шутенка. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2017. – 563 с.

13. Організація будівельного виробництва: ДБН А.3.1–5:2016. – [Введені в дію з 2017–01–01]. – К. : Держбуд України, 2016. – 11 с. – (Державні будівельні норми України).

14. Методичні вказівки до виконання лабораторних робіт із дисципліни "Основи автоматизованого проектування в будівництві" для студентів за спеціальністю 192 – «Будівництво та цивільна інженерія» / уклад.: Є.А. Дмитренко, І.А. Яковенко, О.А. Фесенко. – К. : НУБіП України, 2021. – 91 с.
<http://dglib.nubip.edu.ua/handle/123456789/9716>

15. Системи протипожежного захисту : ДБН В.25–56:2014. . – [Введені в дію з 2015–07–01]. – К. : Держбуд України, 2014. – 127 с. – (Державні будівельні норми України).

16. Основні вимоги до будівель та споруд. Захист від шуму : ДБН В.1.2-10–2008. – [Введені в дію з 2008-10-01]. – К. : Держбуд України, 2008. – 11 с. – (Державні будівельні норми України).

17. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення: ДБН А.3.2-2-2009. – [Введені в дію з 2012–04–01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2010. – 112 с. – (Державні будівельні норми України).

18. Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги: ДБН В.1.1–7:2016. – [Чинний з 2017–01–06]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2016. – (Державні будівельні норми).

19. Будівлі та споруди. Визначення класів наслідків (відповідальності) : ДСТУ 8855:2019. – [Чинний з 2019-12-01]. – К. : Державне підприємство «Український науково-дослідний і навчальний центр проблем стандартизації, сертифікації та якості», 2019. – 14 с. – (Державний стандарт України).

20. Прогини і переміщення. Вимоги проектування. ДСТУ Б В.1.2. – 3:2006 – [Чинний з 2007-01-01]. – К. : Мінгеріонбуд України.

21. Кінаш Р.І. Архітектурні конструкції виробничих будівель / Р.І. Кінаш. – Львів: Львівська політехніка, 2015. – 288 с.

22. Котеньова З.І. Архітектура будівель і споруд: навчальний посібник / З.І. Котеньова. – Харків : ХНУБА, 2007. – 170 с.

23. Шаповал С. В. Будівельна техніка та виробнича база будівництва: конспект лекцій для студ. усіх форм навчання освітньо-кваліфікаційного рівня «бакалавр» спец. 192 – Будівництво та цивільна інженерія / С. В. Шаповал, О. М. Болотських. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2020. – 140 с.

24. Яковенко І. А. Експериментальні дослідження міцності і тріщиностійкості у залізобетонних складених конструкціях / І. А. Яковенко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. праць. – Рівне, 2014. – Вип. 28. – С. 319–328.

25. Будівництво у сейсмічних районах України : ДБН В.1.1–12–2014. – [Чинний з 2014–10–01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2014. – 110 с. – (Державні будівельні норми України).

26. Marienkov M.H. Experimental monitoring and dynamic certification of building structures / M.H. Marienkov, V.A. Dunin, N. Margvelashvili, G.G. Farenjuk, Ya.O. Verchun // Наука та будівництво. – 2019. – Вип. 22(4). – С. 33–44, . <https://doi.org/10.33644/scienceandconstruction.v22i4>

27. Немчинов Ю. Захист житлових будинків від сейсмічних

навантажень та динамічних впливів залізничного транспорту / Ю. Немчинов, М. Мар'єнков, Ю. Калюх, К. Бабік, В. Дирда // Наука та будівництво. – 2019. – Вип. 20(2). – С. 19–30, <https://doi.org/10.33644/scienceandconstruction.v20i2.92>

28. Настанова щодо науково-технічного моніторингу будівель і споруд : ДСТУ-Н Б В.1.2-17:2016. – [Чинний з 2017-04-01]. – К. : Мінгеріон України, 2017. – 42 с. – (Національний стандарт України).

29. Фундаменти, підпірні конструкції та геотехнічні аспекти : ДСТУ Н Б EN1998-5:2012. – [Чинний з 2013-07-01]. – 73 с. – (Державний стандарт України).