

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ЛЬВІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ

Факультет будівництва та
архітектури

Кафедра будівельних
конструкцій



КВАЛІФІКАЦІЙНА МАГІСТЕРСЬКА РОБОТА
ОПП «Будівництво та цивільна інженерія»

на тему: **Державна бібліотека на 950 тис. томів у м. Запоріжжі з розробкою різних варіантів фундаментів**

Студент	_____	<u>Захарко І. І</u>
	(підпис)	(прізвище та ініціали)
Керівник роботи	_____	<u>Гнатюк О. Т.</u>
	(підпис)	(прізвище та ініціали)
Консультанти:	_____	_____
	(підпис)	(прізвище та ініціали)
	_____	_____
	(підпис)	(прізвище та ініціали)
	_____	_____
	(підпис)	(прізвище та ініціали)
	_____	_____
	(підпис)	(прізвище та ініціали)
	_____	_____
	(підпис)	(прізвище та ініціали)

Дубляни – 2024

**ЛЬВІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ**

Факультет
архітектури

будівництва та

«Затверджую»

Зав. кафедрою

(підпис)

З А В Д А Н Н Я

на кваліфікаційну магістерську роботу
спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»
ОПП «Будівництво та цивільна інженерія»

Студенту Захарку Ігору Івановичу

Тема роботи: Державна бібліотека на 950 тис. томів у м. Запоріжжі з розробкою різних варіантів фундаментів

Керівник магістерської роботи

Гнатюк Олександр Терентійович, к.т.н., доцент

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

Затверджена наказом ЛНУП від «17» лютого 2023 року №32/к-с

1. Строк здачі студентом закінченої роботи: до «15» січня 2024 р.

2. Вихідні дані для роботи: Ситуаційний план, ІГУ ділянки будівництва, Розміри будівлі в плані - 50×49,5 м, кількість поверхів - 5, підвал та технічний поверх. Будівля - будівлі з сіткою збірних з/б колон 6×6 і 6×3м. Фундаменти пальові. Перекриття - із залізобетонних панелей з круглими пустотами.

3. Перелік питань, які необхідно розробити: Арх-буд розділ – генплан, основні об'ємно-планувальні та конструктивні рішення; розр-конс розділ – розрахунок і конструювання монолітного ребристого з/б покриття, збірних з/б колон та ригелів, фундаментів; тех-орг розділ – розрахунок параметрів технологічної карти на монтаж збірних з/б колон, календарного плану та будгенплану; розділ економіки будівництва - об'єктний та зведений кошториси; науковий розділ – за індивідуальним завданням; охорона праці та довкілля – основні рішення.

4. Перелік графічного матеріалу: Арх-буд розділ – генплан, плани, фасади, розрізи, вузли, деталі, специфікації (2 аркуші); розр-конс розділ – виконавчі креслення конструкцій збірних з/б колон та ригелів (2 аркуші); тех-орг розділ – технологічна карта на монтаж з/б колон, календарного плану та будгенплану (3 аркуші); науковий розділ (1 аркуш)

5. Консультанти розділів магістерської роботи:

Розділ	Прізвище, ініціали, вчена ступінь та наукове звання консультанта	Підпис
1	<i>Степанюк А. В., к. арх., доцент</i>	
2	<i>Гнатюк О. Т., к.т.н., доцент</i>	
3	<i>Фамуляк Ю. Є., к.т.н., доцент</i>	
4	<i>Матвійшин Є. Г., д.е.н., професор</i>	
5	<i>Мазур І. Б., к.с-г.н, доцент</i>	
6	<i>Гнатюк О. Т., к.т.н., доцент</i>	

6. Дата видачі завдання: «29» червня 2023 р.

Календарний план виконання магістерської роботи

№ з/п	Назва етапів магістерської роботи	Термін виконання етапів роботи	Відмітка про виконання
1	Архітектурно-планувальний розділ	<i>27.10.2023 р.</i>	<i>виконано</i>
2	Розрахунково-конструктивний розділ	<i>13.11.2023 р.</i>	<i>виконано</i>
3	Технологія та організація будівництва	<i>04.12.2023 р.</i>	<i>виконано</i>
4	Економіка будівництва	<i>18.12.2023 р.</i>	<i>виконано</i>
5	Охорона праці та довкілля	<i>08.01.2024 р.</i>	<i>виконано</i>
6	Наукова робота	<i>08.01.2024 р.</i>	<i>виконано</i>

Студент

_____ (підпис)

Захарко І. І.
(прізвище та ініціали)Керівник
магістерської роботи

_____ (підпис)

Гнатюк О.Т.
(прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

	Реферат	4
	Вступ	5
1	Архітектурно-будівельний розділ	6
1.1	Характеристика будинку	6
1.2	Характеристика району будівництва	6
1.3	Генплан	6
1.4	Техніко - економічні показники по генплану	8
1.5	Об'ємно - планувальне рішення	8
1.6	Архітектурно - конструктивне рішення	10
1.7	Специфікація вікон і дверей	11
1.8	Зовнішні оздоблювальні роботи	12
1.9	Внутрішні оздоблювальні роботи	13
1.10	Протипожежні заходи	13
1.11	Теплотехнічний розрахунок конструкцій будівлі	13
2	Розрахунково-конструктивний розділ	18
2.1	Розрахунок монолітно - ребристого покриття розміром 18×24м	18
2.2	Розрахунок фундаментів	31
2.3	Розрахунок ростверку	36
2.4	Розрахунок колони	39
2.5	Розрахунок ригеля	42
2.3.2	Розрахунок перерізів плити за II-ю групою граничних станів	46
3	Технологічно-організаційний розділ	55
3.1	Підрахунок об'ємів та трудоемкостей робіт	55
3.2	Розрахунок потреби основних будівельних матеріалів, навісів і складів	57
3.3	Вибір крана	62
3.4	Техніко - економічне порівняння кранів	64
3.5	Проведення робіт в зимовий час	66
3.6	Розрахунок тимчасових будівель та споруд	67
3.7	Розрахунок тимчасових побутових приміщень	67
3.8	Розрахунок тимчасового водопостачання	68
3.9	Розрахунок тимчасового енергопостачання	70
3.10	Розрахунок прожекторного освітлення	72
3.11	Розрахунок автотранспорту	72
4	Розділ економіки будівництва	74
4.1	Об'єктний кошторис	75
4.2	Зведений кошторис	78
5	Науковий розділ	81
5.1	Аспекти варіантності при проектуванні фундаментів	81
5.2	Найбільш поширені варіанти фундаментів	61
6	Охорона праці та довкілля	93
	Загальні висновки	107
	Бібліографічний список	108

РЕФЕРАТ

Кваліфікаційна робота: 109 сторінок тексту, 26 рисунків, 22 таблиці, 7 аркушів граф. част., 38 джерел літератури.

“Державна бібліотека на 950 тис. томів у м. Запоріжжі з розробкою різних варіантів фундаментів” – Захарко Ігор Іванович – Кваліфікаційна магістерська робота. Кафедра будівельних конструкцій. – Дубляни, ЛНУП, 2024 р.

Розроблено проект п'ятиповерхового адміністративного будинку з необхідними обґрунтуваннями, розрахунками, висновками, кресленнями. Об'ємно-планувальне рішення забезпечує зручність експлуатації будинку.

Конструкція розроблена для будівлі з сіткою колон 6×6 і 6×3 м. Міцність та стійкість будівлі в період монтажних робіт забезпечується постановкою вертикальних діафрагм жорсткості. У конструктивному розділі проведено розрахунок і конструювання монолітного ребристого перекриття, елементів пальових фундаментів, залізобетонних ригеля перекриття та колони. Розроблено технологічну карту на монтаж елементів перекриття, календарний графік ведення будівництва, бюджетплан, об'єктний та зведений кошториси, міроприємства з охорони праці та довкілля, а також науковий розділ з області з розробкою різних варіантів фундаментів. Після деталізації проект повністю або частково може бути застосований для реального будівництва.

ВСТУП

Відповідно до державних актів України капітальне будівництво проводиться для спорудження нових та для розширення зі збільшенням потужності, реконструкція, технічне переоснащення із заміною обладнання діючих підприємств є однією з найважливіших галузей економіки, що сприяє зростанню її матеріально - технічної бази.

Кваліфікаційну роботу розроблено на тему "Державна бібліотека на 950 тис. томів у м. Запоріжжі". При розробці проекту велику увагу приділено організації будівельного виробництва: визначенню договірної ціни і плановому терміну будівництва, розробці якісних технологічних карт на окремі види робіт, підготовці будівельного майданчика для виконання основних робіт, впорядкуванню прогресивних методів будівництва і застосуванню на будівництві матеріалів та виробів підвищеної заводської готовності, ефективному використанню машин і організації на будові здорових та безпечних соціально - побутових і виробничих умов для високопродуктивної праці. Дипломний проект розроблений у відповідність до діючих нормативних вимог, правил з охорони праці, стандартів і інших нормативних документів.

1. АРХІТЕКТУРНО - БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ

1.1 Характеристика будинку

В проєктованому будинку знаходиться державна обласна науково - технічна бібліотека на 950 тис. томів, призначена для обслуговування читачів.

Клас будинку - II;

Степінь вогнестійкості - II;

Степінь довговічності - II.

Приміщення запроектовано по каркасній схемі. Несучими конструкціями є залізобетонні колони та ригелі. Приміщення бібліотеки вирішено у вигляді двох об'ємів розташованих один над другим і об'єднаних двома сходовими клітками [1,36].

1.2 Характеристика району будівництва

Місто Запоріжжя знаходиться у 2-му кліматичному районі [2].

- глибина промерзання ґрунту - 1 м;
- напрямок вітру - південно - східний;
- вітрове навантаження - 0,5 кПа;
- снігове навантаження - 1,5 кПа;
- розрахункова температура холодної 5-ти днівки $t_{x.n.} = -24^{\circ}\text{C}$;
- $t_{x.c.} = -29^{\circ}\text{C}$;
- $t_{\min} = -37^{\circ}\text{C}$.

Запоріжжя знаходиться в III районі вологого режиму - це суха зона.

1.3 Генплан

Генплан являє собою горизонтальну проєкцію ділянки, на якій розташована проєктована будівля і група будівель. Генеральний план виконаний в масштабі 1:500. Креслення являє собою план території в межах проєктованого будівництва [1].

Майданчик для будівництва бібліотеки розташований на спільній землі і граничить:

- з півночі - з краєзнавчим музеєм і ділянкою, виділеною для будівництва виставочного залу;
- зі сходу - з вул. Лопатина;
- з півдня - з ділянкою, виділеною для будівництва музичного училища;
- і зі заходу - з площею Ювілейною.

Існуюча забудова утворює майданчик неправильної форми. Мета проекту пов'язати площу Ювілейну з вул. Лопатина і тим самим функціонально збільшити її. Тому майданчик забудови бібліотеки мінімальний.

Під другим поверхом бібліотеки запроектовано прохід на вул. Лопатина. Таким чином площа майданчика розширюється до вул. Лопатина і бібліотека займає можливе місце на ній. Проектом передбачається зв'язок бібліотеки з краєзнавчим музеєм і виставочним залом в єдиному ансамблі.

Головний вхід в бібліотеку запроектовано зі сторони площі Ювілейної. Службовий вхід, завантаження буфету та книгосховища здійснюються з вул. Лопатина. На ділянці бібліотеки запроектовано автостоянку на 20 автомашин, з'їзд на автостоянку - з вул. Лопатина. Впорядкування ділянки бібліотеки виконується в єдиному ансамблі з впорядкуванням площі Ювілейної.

Проектом передбачається влаштування розаріїв, газонів, посадка декоративних дерев, кущів та живоплоту. Запроектовано також архітектурні форми, квітники, лавки, підпірні стіни.

Під забудову відведена фронтальна ділянка в місті Запоріжжі. Державна бібліотека проектується на відстані 12,6 м від вул. Лопатина. На території забудови переважає рівнинний рельєф. Територія забудови горизонтальна з незначним ухилом в напрямку на північний захід.

При розробці генплану велику увагу приділяють прив'язці бібліотеки до рельєфу місцевості, вираженому на кресленні горизонталями по даних геодезичних досліджень, а також підведенню інженерних комунікацій. Так як і на більшості території України в Запоріжжі переважає I тип ґрунтових умов по просадковості. В місцевості, де ведеться будівництво бібліотеки

переважають лесові ґрунти, що залягають на глибину 3,0 м від планувальної відмітки ділянки забудови. Рівень ґрунтових вод розташований на 3,0 м нижче поверхні землі. Глибина промерзання складає 1 м. Підземна вода - вода, що міститься в порах ґрунту, тріщинах та порожнинах гірських порід, здатна переміститися під дією сили тяжіння. Верхній горизонт живиться атмосферними опадами, розміщений над 1 - м водотривким шаром ґрунту - ґрунтова вода.

При влаштуванні підземних частин будівлі - пальових фундаментів необхідно враховувати, що стійкість ґрунтів основи впливають підземні води, що знаходяться вище, а при наявності напору і нижче днища котловану. В результаті діяльності підземної води в окремих випадках виникають: механічна суфозія, хімічна суфозія, карстові процеси, рух маси ґрунту (пливуни) разом із підземною водою в котловани та підземні розробки. Запроектоване приміщення прив'язане до краєзнавчого музею.

1.4 Техніко - економічні показники по генплану

1. Площа ділянки	0,954га;
2. Площа забудови	1823,0м ² ;
3. Площа заощення бетонними плитами	4520,0м ² ;
4. Площа заощення бетонними плитами 1×1м товщиною 0,1 м - 670,0 м ² ;	
5. Площа асфальтування	790м ² ;
6. Площа озеленення	1430м ² ;
7. Квітники	10шт.;
8. Коефіцієнт забудови	19,1%

1.5 Об'ємно - планувальне рішення

Розміри будівлі в плані 50×49,5 м, кількість поверхів - 5, підвал та технічний поверх. Висота підвального поверху - 2,15 м, першого поверху - 4,2 м, - 5 поверхів - 3,3 м, технічного - 2,3 м. На перших двох поверхах розташовані

книгосховища, вхідна група приміщень, виробничі приміщення, кабінет. На III - V поверхах запроектовано загальні читальні зали і спецвідділи.

Головний вхід з боку площі Ювілейної. Колонида, яка підтримує III, IV, V і технічний поверхи підкреслює головний вхід і надає монументальності та урочистості будівлі бібліотеки.

На першому поверсі розташовані вестибюль, службовий вестибюль, гардероб, довідка, виставка, зал глядачів на 180 місць, виробничі приміщення, двохярусні книгосховища і загрузки.

Зв'язок з вище розташованими поверхами здійснюється за допомогою головної, парадної сходової клітки, двома службовими сходовими клітками, двома пасажирськими ліфтами та підйомником.

На другому поверсі знаходиться ліфтовий хол, абонемент, всі адміністративні кабінети, книгосховище і частина виробничих приміщень.

На третьому поверсі розташовані основний зал, кафедра, буфет на 60 місць і посередині - внутрішнє подвір'я розміром 18×24 м.

Відкрита головна сходові клітка запроектована таким чином, що світло з внутрішнього подвір'я попадає в хол на II - у поверсі та у вестибюль на I - у поверсі.

На четвертому поверсі розташовано один загальний читальний зал, чотири спецвідділи кафедра та кімната - музей і галереї нависаючі консольно над внутрішнім подвір'ям і по яких здійснюється зв'язок з читальним залом.

На п'ятому поверсі знаходиться санвузол, кафедра, чотири загальних читальних зали, галереї - запроектовані так само як на IV поверсі.

Внутрішнє подвір'я запроектовано з верхнім природним освітленням. В кесонних перекриттях внутрішнього подвір'я влаштовані зенітні світильники. Нове в проекті - це створення умов для читання на свіжому повітрі, шляхом влаштування покрівлі на рівні третього поверху.

1.6 Архітектурно - конструктивне рішення

Конструкція розроблена для будівлі з сіткою колон 6×6 і 6×3 м. Міцність та стійкість будівлі в період монтажних робіт забезпечується постановкою вертикальних діафрагм жорсткості. Діафрагми жорсткості встановлюються в технічному підпіллі на всіх поверхах крім технічного, прийняті по серії 1.020.1.

Фундаменти пальові. Палі січенням 400×400 $L=12$ м за ДСТУ Б В.2.6-121:2010 [15]. Ростверк - монолітний залізобетонний. Основи під колони перерізом $0,9 \times 0,9$ м, висотою по серії 1.020-1.

Стіни підвального приміщення - з бетонних блоків висотою 580 мм за ДСТУ Б В.2.6-108:2010 [16].

Стінові огороження виконані із полегшеної цегли $\gamma=1400$ кг/м³ самонесучі, товщиною 380 мм.

Перегородки - з цегли М100 на розчині М50 товщиною 80, 65 і 120 мм.

Шахти ліфтів - пасажирського, вантажного та вантажного підйомника - цегляні.

Колони - розміром 400×400 мм по серії 1.020 - 1.83

Перекрыття - із залізобетонних панелей з круглими пустотами довжиною 6м по серії 1.020 - 1/83, які опираються на ригелі довжиною 2500 мм та 5560 мм і висотою 450 мм по серії 1.020 - 1/83.

Внутрішнє подвір'я - перекривається кесонним монолітним покриттям, розміри кесонів 2×2 м.

Заповнення дверних отворів блоками по серії 1.135.5 - 15. Розміри отворів: $1,55 \times 2,1$ м; $1,62 \times 3,5$ м; $1,08 \times 2,1$ м; Внутрішніх по серії 1.136 - 10, розміри: $1,65 \times 2,1$; $0,8 \times 2,1$ м.

Віконні отвори з розмірами $1,08 \times 1,114$ м; $1,19 \times 1,14$ м; $1,59 \times 2,1$ м; $1,2 \times 2,035$ м; $49 \times 2,035$ м; Віконні рами, двері - алюміній ВССАК - 7.

Покрівля - м'яка, руберойдна.

В її склад входять:

- шар гравію, втоплений в бітум;

- трьохшаровий водо ізоляційний руберойдний килим, наклеєний покрівельною мастикою, підігрітою до 160° - 190° С;
- вирівнюючий шар із цементно - піщаного розчину, товщиною 30мм;
- пароізоляція з 1 - го шару пергаміну;
- утеплювач - шлак по цементу, $h_{\min}=30$ мм;
- 1 шар пергаміну.

Водопровід внутрішній.

У кесонному покритті влаштовуються зенітні ліхтарі по серії 1.464 - 1.

Підлоги:

1. По ґрунту складаються з:

- керамічної плити;
- шару цементно - піщаного розчину;
- бетону;
- ґрунту - основи, втрамбованого щебінню;

2. По перекриттях:

- в вестибюлях, ліфтових холах - мозаїчна підлога;
- в санвузлах - із керамічної плити на цементному розчині;
- у виробничих приміщеннях - із лінолеуму на бітумній мастиці;
- у при приміщеннях масового відвідування - з паркетної дошки по лагах.

1.7 Специфікація вікон і дверей

Специфікація вікон та дверей приведена у табл. 1.1.

Таблиця 1.1

Специфікація вікон та дверей

Формат	Зона	Позиція	Позначення	Назва	Кількість	Примітка
Стандартні вироби						
2		1	ОАП12-12К	Вікна з анодованого алюмінію	34 шт.	
2		2	ОАП 15-12 К	Вікна з анодованого алюмінію	106 шт.	
2		3	ОАП21- 12К	Вікна з анодованого алюмінію	65 шт.	
2		4	ОАП 21-15 ГК	Вікна з анодованого алюмінію	157 шт.	
2		5	ОАП 12-13,5 К	Вікна з анодованого алюмінію	9 шт.	
2		6	ТАДзО	Двері з анодованого алюмінію	45 шт.	

1.8 Зовнішні оздоблювальні роботи

Архітектура будинку вирішується шляхом складної пластики об'ємів. Тому для штукатурки фасаду застосовують різні оздоблювальні матеріали.

Перший та другий поверхи бібліотеки штукатуряться перлітовою штукатуркою. Нависаючий об'єм читальних залів з половою віконних отворів штукатуриться кольоровою проливною теразитовою штукатуркою.

Цоколь личкується природним каменем.

Віконні рами, двері - алюдований алюміній.

1.9 Внутрішні оздоблювальні роботи

У всіх основних приміщеннях бібліотеки цегляні стіни, перегородки, колони штукатуряться високоякісною та поліпшеною штукатуркою. Загальні приміщення підлягають поліпшеному олійному пофарбуванню з добавкою кольору.

Спеціальні види оздоблення, такі як олійні панелі, панелі з глазурованої плити і т.д. - викликані технологічним процесом і вимогами санітарних норм та передбачаються в санвузлах, миєчних, фотолабораторіях, машбюро, АТС, виробничих приміщеннях, де технологічний процес шкідливо впливає на працівників.

Художнім видам оздоблення: обробка декоративним тиньком, декоративні вставки, обшивка полірованими плитами ДСП - підлягають приміщення масового відвідування перебування читачів - вестибюлі, глядацький зал, зона відпочинку, читальний зал, буфет.

1.10 Протипожежні заходи

Ступінь вогнестійкості - II. В бібліотеці запроектовано приміщення протипожежної охорони. Відвідування книгосховищ, абонементів, читальних залів обладнані автоматичними системами оповіщення. Приміщення книгосховищ розділені на відсіки площею до 600 м² і відгороджуються перегородками з границею вогнестійкості 0,75 год. Всі двері в книгосховищах важкозаймісті. Запроектовані вентиляційні шахти розміром 1×1 м для видалення диму [9].

1.11 Теплотехнічний розрахунок конструкцій будівлі

Район будівництва - м. Запоріжжя [2,3,8].

Призначення - бібліотека.

Температура:

найбільш холодної п'ятиденки $t_{x,дн.} = -24^{\circ}\text{C}$; .

найбільш холодної доби $t_{x,д.} = -29^{\circ}\text{C}$; .

середня холодної періоду $t_{х.п.} = -10^{\circ}\text{C}$; .

середня за опалювальний період $t_{оп.п.} = -0,5^{\circ}\text{C}$;

Зона вологи - III – суха.

Тривалість опалювального періоду в добах: $t_{сут.пер.} = 190$ діб.

Вологісний режим приміщення - нормальний.

Відносна вологість приміщення - 60%.

Група умов експлуатації - Б.

Будівельна теплотехніка:

ст.6 дод.3 [] $\rightarrow n = 1; \Delta t^H = 7^{\circ}\text{C}$;

ст.6 табл.4 [] $\rightarrow \alpha_B = 8,7 \text{ Вт} \cdot (\text{м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C})$;

ст.7 табл.6 [] $\rightarrow \alpha_H = 23 \text{ Вт} \cdot (\text{м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C})$;

$t_B = 18^{\circ}\text{C}$.

Проведемо теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни

Тип і склад конструкцій - стіна зовнішня цегляна. Шари: зовнішня штукатурка - 20 мм; цегла – 0,38м; мінераловатні плити – х; внутрішня штукатурка - 20 мм (рис.1.1).

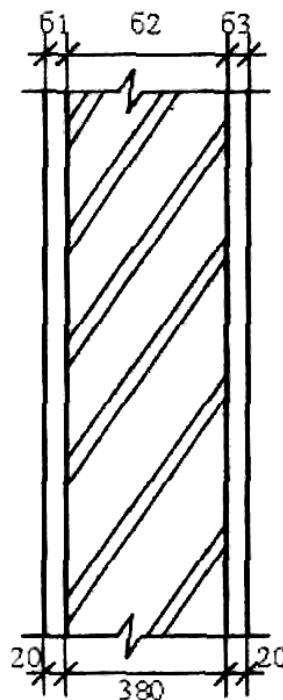


Рис. 1.1 Конструкція зовнішньої стіни.

Визначаємо середню температуру зовнішнього повітря:

$$t_n = [-29^0 + (-24^0)] / 2 = -26^0\text{C}$$

Прийнявши огороження середньої масивності, визначаємо необхідний опір теплопередачі

$$R_0^{\text{потр}} = \frac{n \cdot (t_b - t_n)}{\Delta t_n \cdot \alpha_b} = \frac{1 \cdot (18 - 26)}{7 \cdot 8,7} = 0,731 \frac{\text{м}^2 \cdot ^0\text{C}}{\text{Вт}},$$

де Δt_n - нормативний температурний перепад між температурою внутрішнього повітря і температурою внутрішньої поверхні огорожуючої конструкції $\Delta t^H = 7^0\text{C}$;

n - коефіцієнт, що приймається в залежності від огорожуючої конструкції по відношенню до зовнішнього повітря, $n=1$;

t_n - розрахункова зимова температура зовнішнього повітря, $t_n = 26^0$;

t_b - розрахункова температура внутрішнього повітря, $t_b = 18^0\text{C}$;

α_b (α_n) - коефіцієнти тепловіддачі внутрішньої (зовнішньої) поверхні огорожуючої конструкції 7,5 ккал/м²°C, або 8,7 Вт/(м²°C) та (23 Вт/(м²°C)).

Згідно постанови Кабінету міністрів України від 27.12 93 р. №247 передбачається утеплення стін.

Для цього попередньо визначають кількість градусодіб для м.Донецька:

$$\text{КГД} = (t_{\text{вн}} - t_{\text{оп}}) \cdot z_{\text{оп}} = (18 + 0,5) \cdot 190 = 3515 - \text{тобто II кліматична зона, де:}$$

$t_{\text{вн}} = 18^0\text{C}$ - розрахункова температура внутрішнього повітря;

$t_{\text{оп}} = -0,5^0\text{C}$ - середня температура опалювального періоду;

$z_{\text{оп}} = 190$ діб - тривалість опалювального періоду.

Вибираємо нормовані значення опору тепловіддачі $R_{\text{заг}}$ в залежності від КГД.

- зовнішньої стіни: $R^H = 2,1 (\text{м}^2 \cdot ^0\text{C}) / \text{Вт}$;

- горишного перекриття: $R^H = 2,5 (\text{м}^2 \cdot ^0\text{C}) / \text{Вт}$;

- для вікон: $R^H = 0,42 (\text{м}^2 \cdot ^0\text{C}) / \text{Вт}$;

- для зовнішніх дверей: $R^H_{\text{дв}} = 0,6 \cdot R^H_{\text{см}} = 1,26 (\text{м}^2 \cdot ^0\text{C}) / \text{Вт}$.

В якості утеплювача матеріалів вибираємо мати мінераловатні для яких $\lambda = 0,064 \text{Вт} / (\text{м}^2 \cdot ^0\text{C})$; на горищі з керамзиту зі значенням: $\lambda = 0,17 \text{Вт} / (\text{м}^2 \cdot ^0\text{C})$.

Табл. 1.2 Теплотехнічні характеристики шарів стіни.

№ п/п	Товщина δ , м	γ , кг/м ³	λ , ккал/(м ³ ·°C)	S, Вт/м ²
1	0,02	2200	0,93	11,09
2	0,38	1800	0,58	7,56
3	0,02	2200	0,93	11,09

Визначимо термічні опори окремих шарів:

$$R_1 = \frac{\delta_1}{\lambda_1} = 0,02/0,93 = 0,0215(\text{м}^2 \cdot \text{°C})/\text{Вт} - \text{цементно-піщаний розчин};$$

$$R_2 = \frac{\delta_2}{\lambda_2} = 0,38/0,58 = 0,655(\text{м}^2 \cdot \text{°C})/\text{Вт} - \text{цегла};$$

$$R_3 = \frac{\delta_3}{\lambda_3} = x/0,064 - \text{міневароватні мати};$$

$$R_4 = \frac{\delta_4}{\lambda_4} = 0,02/0,93 = 0,0215(\text{м}^2 \cdot \text{°C})/\text{Вт} - \text{цементно-піщаний розчин}.$$

Згинальний термічний опір огорожуючої конструкції:

$$R_{\text{заг}}^{\text{необх}} = 1/\alpha_{\text{в}} + \delta_1/\lambda_1 + \delta_2/\lambda_2 + \delta_3/\lambda_3 + \delta_4/\lambda_4 + 1/\alpha_3$$

$\alpha_{\text{в}} = 8,7 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{°C})$ - коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої енергії;

$\alpha_3 = 23 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{°C})$ - коефіцієнт тепловіддачі зовнішньої поверхні для

зимових умов ;

$$\begin{aligned} R_{\text{заг}}^{\text{необх}} &= 1/23 + 0,02/0,93 + 0,38/0,58 + x/0,064 + 0,02/0,93 + 1/8,7 = \\ &= 0,043 + 0,0215 + 0,655 + 0,0215 + 0,0115 + \frac{x}{0,064} = \frac{x}{0,064} + 0,856 \end{aligned}$$

$R_{\text{заг}}^{\text{необх}} \geq R^{\text{н}}$ - згинальний термічний опір повинен бути рівним або більшим

від нормативного опору.

Порівняємо ці частини нерівності та визначимо мінімальну необхідну величину утеплювача:

$$\frac{x}{0,064} + 0,856 \geq 2,1(\text{м}^2 \cdot \text{°C})/\text{Вт}$$

$$x = 0,079\text{м} = 79\text{см}.$$

Приймаємо утеплювач з мінераловатних матів товщиною 8 см.

$$R_{\text{заг}}^{\text{необх}} = \frac{0,08}{0,064} + 0,856 = 2,15(\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{С})/\text{Вт} > 2,1(\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{С})/\text{Вт}$$

Коефіцієнт тепловіддачі зовнішньої стіни:

$$K = 1 / R_{\text{заг}} = 1 / 2,1 = 0,476 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{С}).$$

2. РОЗРАХУНКОВО – КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

2.1 Розрахунок монолітно - ребристого покриття розміром 18×24м

Збір навантажень приводимо у таблиці 2.1 [11].

Таблиця 2.1

Збір навантажень на покриття

№ п/ п	Вид навантаження	Характеристичні значення, кН/м ²	Експлуатаційні розрахункові значення при $\gamma_{fm}=1, \gamma_n=0,95$ кН/м ²	γ_{fm}	При $\gamma_{fm}>1, \gamma_n=0,95$ кН/м ²
1	Гідроізоляційний килим	0,085	0,080	1,3	0,105
2	Асфальтова стяжка ($\gamma=16,6$ кН/м ³ ; $t=30$ мм)	0,498	0,473	1,3	0,650
3	Шлак ($\gamma=7,0$ кН/м ³ ; $t=100$ мм)	0,700	0,665	1,3	0,910
4	Пароізоляція	0,047	0,045	1,3	0,060
	Всього постійних	1,33	1,263		1,725
	Снігове навантаження при $s_0=1500$ Па, куті нахилу даху $\alpha=30^0$, $\mu=0,857$, $C_e=1$, $C_{alt}=1$, $\gamma_{fm}=1,14$ при $T=T_{ef}=100$, $\gamma_{fe}=0,49$ при $\eta=0,02$ за ДБН В.1.2-2:2006 “Навантаження і впливи”	1,50	0,735		1,71
	Всього разом		1,763		2,425

Для всіх елементів покриття приймаємо бетон класу С12/15, для армування плит, дріт Вр - I, поздовжня арматура - гарячекатана арматура, сталь класу А 400С; поперечна - А 240С.

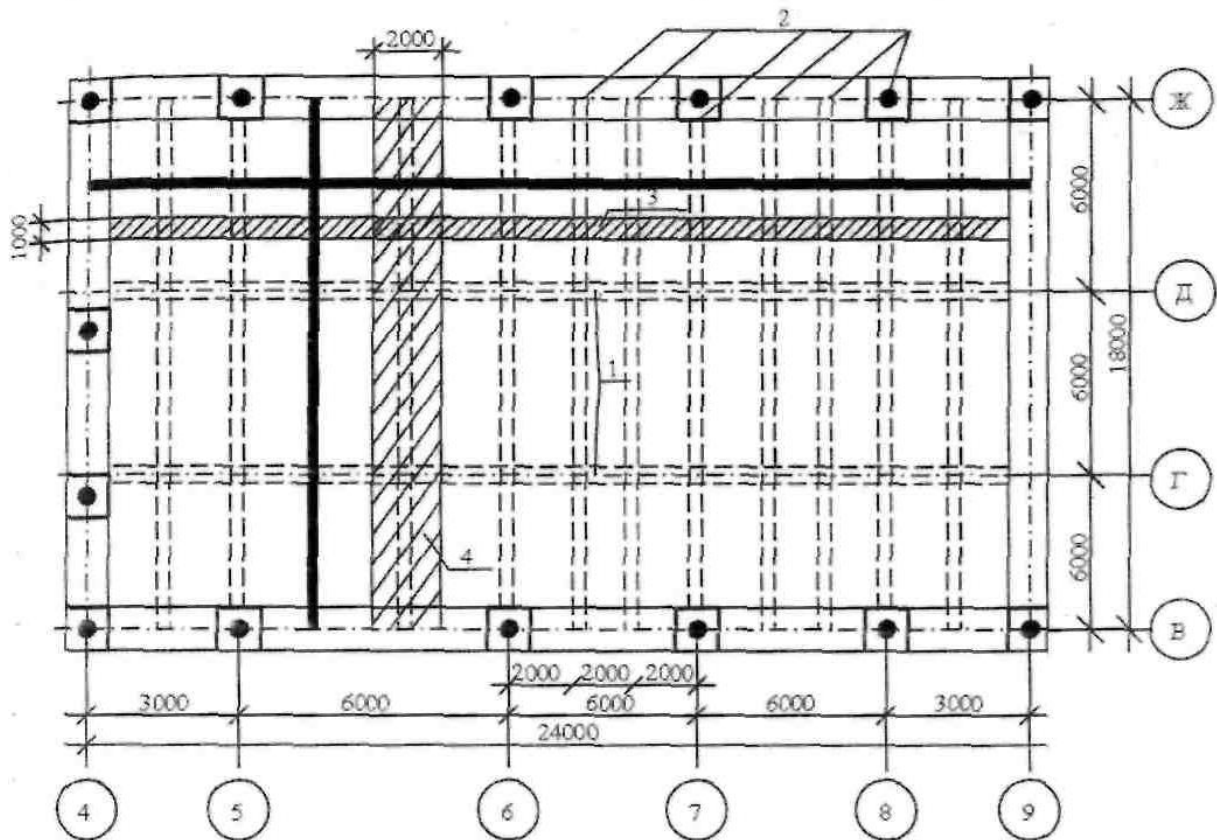


Рис. 2.1 Конструктивна схема монолітного ребристого покриття: 1 - головні балки; 2 - другорядні балки; 3 - розрахункова площа плити; 4 - вантажна площа другорядної балки.

2.1.1 Розрахункові характеристики матеріалів

Бетон класу С12/15 [12,22]

$$f_{ctd,n}=0,85 \text{ МПа};$$

$$f_{cd}=11,5 \text{ МПа};$$

$$f_{ctd}=1,20 \text{ МПа}.$$

Арматура – А400 С

$$f_{yd}=365 \text{ МПа};$$

$$E_s=200 \text{ 000 МПа};$$

$$\alpha_s=7,84.$$

Арматура класу Вр - 1 діаметром 5 мм:

$$f_{yd}=360 \text{ МПа};$$

$$E_s=170 \text{ 000 МПа};$$

$$\alpha_s = 6,67$$

Арматура класу A240C

$$f_{yd} = 225 \text{ МПа};$$

$$f_{ywd} = 180 \text{ МПа};$$

$$f_{yd.n} = 235 \text{ МПа};$$

$$E_s = 210\,000 \text{ МПа};$$

$$\alpha_s = 8,24 \text{ МПа}.$$

Визначаємо розміри поперечних перерізів елементів перекриття.

Визначаємо коефіцієнт умов праці бетону: $\gamma_{b2} = 0,9$; $f_{cd} = 0,9 \cdot 8,85 = 8,0 \text{ МПа}$.

Товщину плити визначаємо по формулі (7.6) [1]:

$$h_s = 2,8 \cdot 2 \cdot \sqrt{\frac{2 + 0,5}{8}} = 3,2 \text{ см}.$$

Приймаємо $h_s = 4 \text{ см}$.

Висоту другорядної балки знаходимо по (7.7) [1]:

$$h_{bs} = 5,54 \cdot 6 \cdot \sqrt{\frac{0,45 \cdot 6 + 0,5}{8}} = 21 \text{ см}$$

Приймаємо: $h_{sb} = 0,3 \text{ м}$;

$$b_{sb} = 0,5 \cdot 1,1 = 0,15 \text{ м}.$$

Приймаємо $0,15 \text{ м}$.

Висоту головної балки визначаємо по формулі (7.8) [1]:

$$h_{mb} = 7,78 \cdot \sqrt{\frac{0,4 \cdot 24^2 + 0,5 \cdot 6}{8}} \cdot 24 = 205 \text{ см}$$

Приймаємо $2,1 \text{ м}$

$$h_{mb} = 1,0 \text{ м}$$

2.1.2 Розрахунок і конструювання плити

Розрахункові прольоти і навантаження:

$$\text{в короткому напрямку: } b_{sl} = 1,5 - 0,5 \cdot 0,1 \cdot 0,25 + 0,5 \cdot 1,12 = 5,31 \text{ м};$$

в довгому напрямку: $b_{s2}=6,00 - 0,5 \cdot 0,1 \cdot 0,25 + 0,5 \cdot 0,12=5,31$ м; l_{s2}/l_{s1}
 $= 5,31/1,21 = 4,3$.

Для середніх прольотів плити розрахунковою є відстань в світлі.

b - короткий напрямок між другорядними балками: $l_{s1}=2,0-0,15= 1,85$;

b - довгий напрямок між головними балками : $l_{s2}=6,0 - 1=5,0$ м;

$l_{s2}/l_{s1}= 5,0/1,85 = 2,7$ м;

Плиту розтягуємо вздовж коротких сторін.

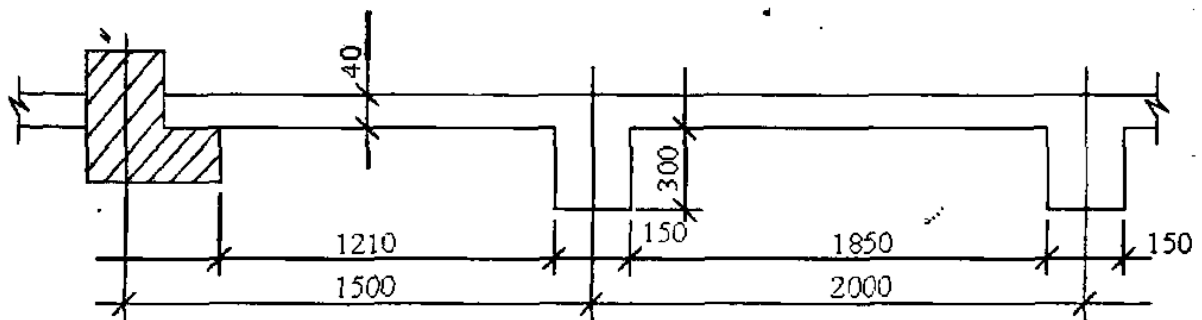


Рис. 2.2 Конструктивна схема плити.

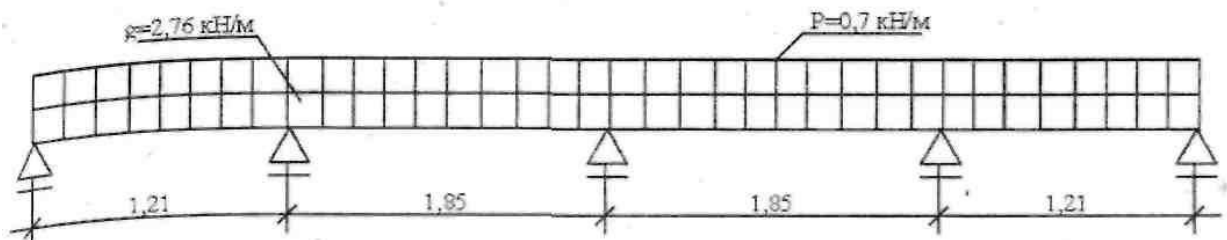


Рис.2.3 Розрахункова схема плити.

Навантаження на плиту вказані в табл.2.1 де розрахункові навантаження визначаються з врахуванням коефіцієнту надійності по призначенню конструкцій $\gamma_n=0,95$. Всі плити ($\gamma=25$ кН/м³; $t=40$ мм) мають навантаження від власної ваги:

$$g_n = 25 \cdot 0,04 \cdot 0,95 \cdot 1,1 = 1,04 \text{ кН/м}^2.$$

Навантаження на 1 м балкової плити перекриття:

$$g = (2,4757 + 1,04) \cdot 1 \text{ м} = 3,46 \text{ кН/м};$$

2.1.3 Визначення зусиль в плиті

Згинальні моменти в перерізі балкової плити визначають по формулі (6.149) та 6.197) [21].

В крайніх прольотах:

$$M = \frac{3,46 \cdot 1,21}{11} = 0,46 \text{ кН} \cdot \text{м} = 0,00046 \text{ МН} \cdot \text{м}$$

Біля краю опор :

$$M = \frac{3,46 \cdot 1,85}{11} = 1,07 \text{ кН} \cdot \text{м} = 0,00107 \text{ МН} \cdot \text{м}$$

В середніх прольотах:

$$M = \frac{3,46 \cdot 1,85^2}{16} = 0,74 \text{ кН} \cdot \text{м} = 0,00074 \text{ МН} \cdot \text{м}$$

В плитах скріплених по всьому контуру монолітними зв'язними балками з врахуванням моменту в перерізі прямокутних прорізів і над прямокутними опорами зменшено на 20% для кута виникаючого розпору.

$$M = 0,8 \cdot 0,00074 = 0,00059 \text{ МН} \cdot \text{м}.$$

2.1.4 Розрахунок міцності перерізу

Визначаємо крайні значення відносної висоти стиснутої зони в перерізі плити.

Коефіцієнт умов бетону $\gamma_n=0,9$, тому $R_b=0,9 \cdot 8,85 = 8,0$ МПа.

При розрахунку ξ_R враховуємо підвищену деформативність величини стиснутої зони.

$$\sigma=0,0025 \cdot 2 \cdot 10^5=5000 \text{ МПа}.$$

По формулах (3.17), (3.18), (3.25) [1] знаходимо:

$$\omega = 0,85 \cdot 0,008 \cdot 8,0 = 0,786;$$

$$B_R=0,654 \cdot (1-0,5 \cdot 0,654) = 0,44;$$

$$\omega = 0,015 \text{ м};$$

$$h_0 = 0,04 - 0,015 = 0,025 \text{ м};$$

В крайніх прольотах по формулі (3.29) [21]:

$$B_0 = \frac{0,00046}{8 \cdot 1,0 \cdot 0,025^2} = 0,092 < B_R = 0,44$$

$$\eta = 0,952$$

$$A_s = \frac{0,00046}{355 \cdot 0,952 \cdot 0,025} = 0,000055 = 0,5 \text{ см}^2$$

На крайніх проміжкових опорах:

$$B_0 = \frac{0,00107}{8 \cdot 1,0 \cdot 0,025^2} = 0,27 < B_R = 0,44$$

$$\eta = 0,878$$

$$A_s = \frac{0,00107}{355 \cdot 0,878 \cdot 0,025} = 0,000137 \text{ м}^2 = 1,37 \text{ см}^2$$

2.1.5 Визначення розрахункових зусиль

Визначаємо моменти по рівномоментній схемі:

$$\text{в крайніх прольотах: } M = \frac{7,9 \cdot 5,45^2}{11} = 21,4 \text{ кН} \cdot \text{м} = 0,0214 \text{ МН} \cdot \text{м};$$

$$\text{в середніх прольотах: } M = \frac{7,9 \cdot 5,0^2}{16} = 12,3 \text{ кН} \cdot \text{м} = 0,0123 \text{ МН} \cdot \text{м};$$

над другим від краю опорами:

$$M = \frac{7,9 \cdot 5,0^2}{11} = 18,0 \text{ кН} \cdot \text{м} = 0,018 \text{ МН} \cdot \text{м}.$$

2.1.6 Розрахунок другорядної балки

Приймаємо довжину площадки опирання другорядної балки на ригель

100 мм дістаємо крайній проліт :

$$l_1 = l_3 = 6000 - 0,5 \cdot 1 - 0,5 \cdot 100 = 5,45 \text{ м};$$

Для середнього:

$$l_2 = 6000 - 1000 = 5,0 \text{ м}.$$

Навантаження на другорядну балку збирають з вантажної полоси, ширина якої рівна кроку другорядної балки. Крім цього враховують всі ребра балки.

Розрахункові навантаження при $\gamma_f = 1$:

- постійне $g = 0,95 \cdot (0,3 \cdot 0,09) \cdot 1,0 \cdot 250,93 \cdot 2,0 \cdot 2,21 = 0,93 \cdot 4,42 = 5,34$ кН/м;
- тимчасове навантаження: $p = 0,475 \cdot 2,0 = 0,95$ кН/м;

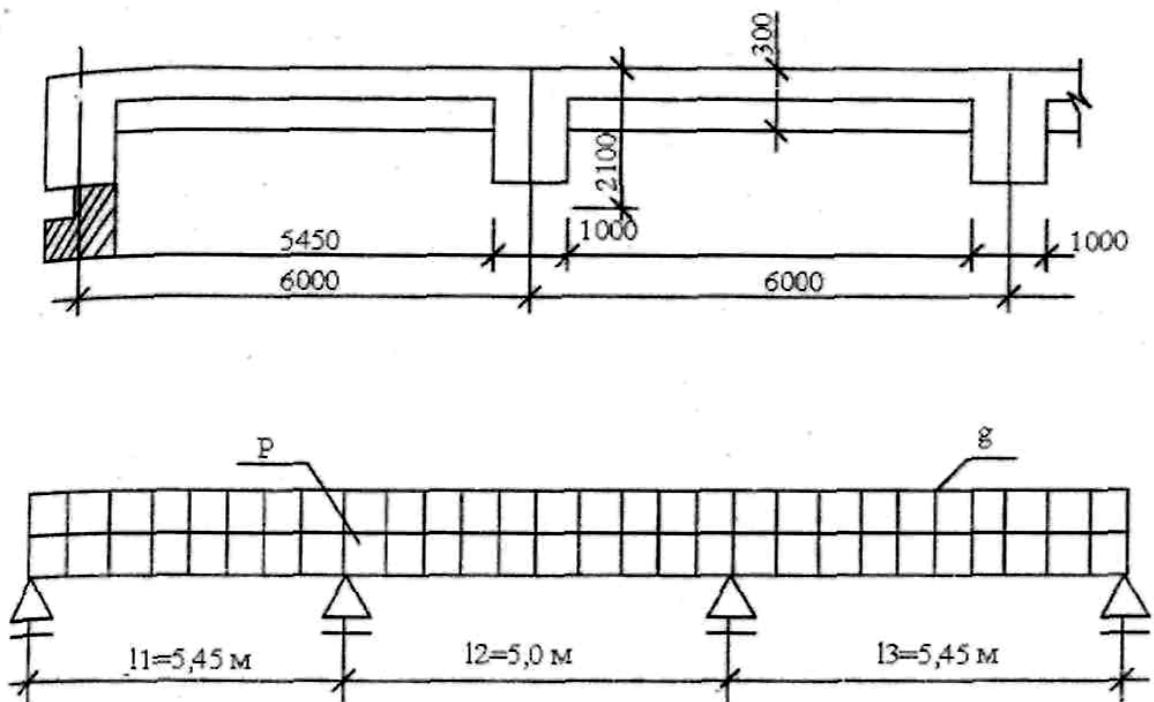


Рис. 2.4 Розрахункова схема другорядної балки.

Розрахункові навантаження при $\gamma_f > 1$:

- постійне $g = 0,93 \cdot 1,1 + 2,76 \cdot 2,0 = 6,54$ кН/м;
- тимчасове $p = 0,7 \cdot 2,0 = 1,4$ кН/м;
- повне $g = g + p = 6,54 + 1,4 = 7,9$ кН/м.

2.1.7 Розрахунок згинальних моментів епюр моментів

Другорядна балка:

Епюру моментів будуємо для двох схем завантаження:

$$q = g + (1/4) \cdot p \quad \text{в парних прольотах}$$

$$q = g + p = 6,54 + 1,4 = 7,9 \text{ кН/м};$$

$$q = 6,54 - (1/4) \cdot 1,7 = 6,89 \text{ кН/м}$$

$$M_1' = \frac{6,89 \cdot 5,45^2}{11} = 18,6 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_1' = \frac{6,89 \cdot 5,0^2}{16} = 10,8 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Мінімальні моменти рівні:

$$M_{\min} = -21,472 + 18,6 = -7,9 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

- в середніх прольотах: $M_{\min} = 12,3 + 10,8 = -1,5 \text{ кН} \cdot \text{м}.$

2.1.8 Підбір арматури

При розрахунку перерізу балки на позитивний момент приймаємо стрічкові перерізи таврового профілю з полочкою в стиснутій зоні.

$$b_f' = 2 \cdot 5,0 \cdot 6,0 + 0,15 = 1,8 \text{ м};$$

робоча висота перерізу балки в крайніх прольотах:

$$v = 0,05 \text{ м}; h_0 = 0,3 - 0,05 = 0,25 \text{ м};$$

Для армування приймаємо зварні каркаси зі сталі класу А 400С.

Означаємо положення нульової лінії в тавровому перерізі балки.

Найбільший позитивний момент, який діє в крайньому прольоті:

$$M_f = R_b \cdot b_f \cdot (b_1 - 0,5 \cdot b_f') = 8 \cdot 1,9 \cdot 0,04 \cdot (0,25 - 0,5 \cdot 0,04) = 0,132 \text{ МН} \cdot \text{м} = \\ = 132 \text{ кН} \cdot \text{м} > M = 21,4 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Нульова лінія розташована в полочці, тому при дії позитивних згинів моментів всі перерізи розглядаються як прямокутні шириною :

$$b = b_f' = 1,8 \text{ м/}$$

Потрібну площу перерізу поздовжньої арматури вираховуємо по формулі (3.43) [1]:

$$B_0 = \frac{0,021}{8,0 \cdot 1,8 \cdot 1,25^2} = 0,024 < B_R = 0,44$$

$$\eta = 0,99$$

$$A_s = \frac{0,0214}{365 \cdot 0,99 \cdot 1,25} = 0,00027 \text{ м}^2 = 1,37 \text{ см}^2$$

В середніх прольотах:

$$M_2 = 0,0123 \text{ мН} \cdot \text{м};$$

$$B_0 = \frac{0,0123}{9,0 \cdot 1,8 \cdot 1,25^2} = 0,01 < B_R = 0,44$$

$$\eta = 0,995$$

$$A_s = \frac{0,0123}{365 \cdot 0,995 \cdot 1,25} = 0,000135 \text{ мм}^2 = 1,35 \text{ см}^2$$

Над другою від краю опорою:

$$M = 18,0 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$B_0 = \frac{0,0180}{8,0 \cdot 1,9 \cdot 1,25^2} = 0,02 < B_R = 0,44$$

$$\eta = 0,99$$

$$A_s = \frac{0,0180}{365 \cdot 0,99 \cdot 1,25} = 0,000199 \text{ м}^2 = 1,99 \text{ см}^2$$

Розглянутою арматурою над опорами при перерізі балок є рівні для підпирних сіток балок:

$$A_s = 1,99 / 2,2 = 0,91 \text{ см}^2;$$

Крім цього від'ємний згинальний момент може діяти також в різних перерізах.

В цьому випадку плита знаходиться в розтягнутій зоні ($b=0,15 \text{ м}$) $s=0,27 \text{ м}$; $M=0,0015 \text{ мН} \cdot \text{м}$;

$$B_0 = \frac{0,0015}{8,0 \cdot 0,15 \cdot 1,27^2} = 0,017 < B_R = 0,44$$

$$\eta = 0,993$$

$$A_s = \frac{0,0180}{365 \cdot 0,993 \cdot 1,27} = 0,000015 \text{ мм}^2 = 0,15 \text{ см}^2$$

Приймаємо два поздовжніх стержні $\varnothing 6 \text{ А400С}$; $A_s=0,52 \text{ см}^2$.

2.1.9 Розрахунок поперечної арматури

При $\gamma_{b2}=0,3$ отримуємо $f_{ctk}=0,9 \cdot 0,8=0,72$ МПа.

Визначаємо величину Q_{bn} - міцність залізобетонного елемента в похилому перерізі при відсутності поперечної арматури рівне правій частині формулі (3.276) [1].

Оскільки поздовжні сили відсутні, $\varphi_n=0$.

При $c = 0,25 \cdot \ell = 0,25 \cdot 5,45 = 1,36$ м, отримуємо:

$$Q_{bn} = \frac{1,5(1+0) \cdot 0,72 \cdot 0,15 \cdot 0,25^2}{1,36} = 0,0074 \text{ МН}$$

$$\begin{aligned} \text{Так як } Q_{bn} < \varphi_{b3} \cdot (1+\varphi_n) \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot h_0 &= 0,6 \cdot (1+0) \cdot 0,72 \cdot 0,15 \cdot 0,25 = \\ &= 0,016 \text{ МН} = 16 \text{ кН}, \end{aligned}$$

Приймаємо $Q_{bn} = 16$ кН і перевіряємо поперечні сили:

- на крайній опорі: $Q=0,4q \cdot \ell_1 = 0,4 \cdot 7,5 \cdot 5,45 = 17,2$ кН;
- на першій проміжковій опорі зліва: $Q=0,6q \cdot \ell_1 = 0,6 \cdot 7,9 \cdot 5,45 = 25,8$ кН;
- на першій проміжковій опорі справа: $Q=0,5 \cdot q \cdot \ell_1 = 0,5 \cdot 7,9 \cdot 5,0 = 19,75$ кН.

Найбільша поперечна сила ($Q=25,8$ кН) діє на опору зліва. Поперечну арматуру підбираємо в порядку викладеному на стор. 118 [1].

$$\varphi_f = 0; \varphi_n = 0;$$

$$\begin{aligned} c_b &= h_0 \frac{\varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n)}{\varphi_{b3} \cdot (1 + \varphi_n)} = 0,25 \frac{2 \cdot (1 + 0 + 0_n)}{0,6 \cdot (1 + 0_n)} = 0,83 \text{ м} < 0,25 \cdot \ell = \\ &= 0,25 \cdot 5,45 = 1,36 \text{ м} \end{aligned}$$

По формулі(3.275)[1] при $c = c_b$ маємо:

$$Q_b = \frac{2(1+0+0) \cdot 0,72 \cdot 0,15 \cdot 0,25^2}{0,83} = 0,0162 \text{ МН}$$

По формулі (3.280) [1] визначаємо q_w і перевіряємо умову (3.278):

$$\begin{aligned} q_w &= \frac{(0,0259 - 0,016)^2}{0,0162 \cdot 0,5} = 0,072 \text{ МН/м} > 0,5 \cdot R_{bt} \cdot b = 0,5 \cdot 2,72 \cdot 0,15 = \\ &= 0,054 \text{ МН/м} \end{aligned}$$

Крок поперечних стержнів приймаємо по формулі (3.279) [1]:

$$S_{w,\max} = \frac{0,75 \cdot 2 \cdot (1 + 0 + 0) \cdot 0,72 \cdot 0,15 \cdot 0,25^2}{0,0258} = 0,39\text{м}$$

Приймаємо $S_w=0,15$ м;

для арматури класу Вр - I Ø5 мм:

$R_w=300$ МПа;

$$A_w = \frac{0,0172 \cdot 0,15}{300} = 0,000036\text{м}^2 = 0,36\text{см}^2$$

Приймаємо 2Ø5 Вр - I $A_w=0,393$ з кроком 150мм.

Для всіх інших перерізів приймаємо дротяне армування:

- в першому прольоті - дві сітки, в кожній рівні поздовжні стержні 2Ø10 А400С (всього $3,14\text{ см}^2 > 2,7\text{ см}^2$);

в другому прольоті - 2 сітки, в одній 2Ø8 А400С, в іншій 2Ø8 А 400, (всього $A_s=2,12\text{см}^2 > 1,39\text{см}^2$).

Поперечне армування на при опорних ділянках балки, рівних 0,25l, приймаємо по розрахунку. На частині, що залишилась приймаємо конструктивно Ø4Вр - I з кроком 300 мм.

2.1.10 Розрахунок і конструювання головної балки

Розрахункова схема головної балки - це балка на двох опорах. Розрахунковий проліт рівний відстані від середини площадки опираювання.

Приймаємо довжину площадки опираювання на спину для головної балки 0,38 м. $l_1=24-0,38=23,62$ м.

Навантаження, яке передається другорядними балками на головну враховують у вигляді зосереджених сил і визначають від врахування перевантаження другорядних балок на вагу ребра головної балки - рівномірно - розподілене навантаження.

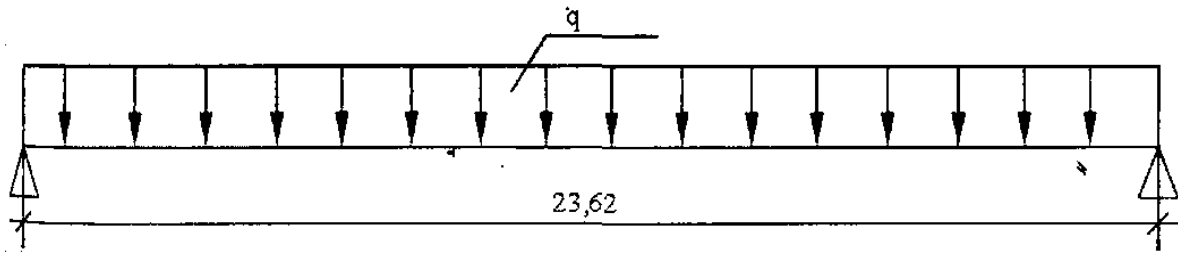


Рис. 2.5 Розрахункова схема головної балки.

При компонуванні перекриття прийнято переріз $0,6 \times 1,8$ м. Розрахункове навантаження від ваги ребра головної балки рівне:

$$G_r = (1,8 - 0,04) \cdot 0,60 \cdot 25 \cdot 1,1 = 29,04 \text{ кН/м};$$

$$- \text{ Постійне: } G = (0,53 \cdot 12 \cdot 24) \cdot 6 \cdot 14 \cdot 2,76 \cdot 6 = 19,63 \text{ кН/м};$$

$$- \text{ Тимчасове: } P = 0,7 \cdot 6,0 = 4,2 \text{ кН/м};$$

$$- \text{ Головне: } q = G_r + G + P = 29,04 + 19,63 + 4,2 = 52,87 \text{ кН/м}.$$

2.1.11 Визначення зусиль в перерізах балки

Визначаємо згинальний момент і поперечні сили.

згинальний момент в середині прольоту від головного розрахункового навантаження:

$$M_1 = \frac{q \cdot \ell_0^2}{8} = \frac{52,87 \cdot 23,63^2}{8} = 3687,98 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Головна поперечна сила на головному розрахунковому навантаженні:

$$Q = \frac{q \cdot \ell_0}{2} = \frac{52,87 \cdot 23,63}{2} = 624,39 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Згинальний момент в $1/3$ прольоту від розрахункового навантаження $Q = \ell_0/3 = 23,12/3 = 7,87$ м:

$$M_1 = \frac{q \cdot x_1 \cdot (\ell_0 - x_1)}{2} = \frac{52,87 \cdot 7,87 \cdot (23,62 - 7,87)}{2} = 3276,68 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

2.1.12 Підбір перерізу арматури

Для перерізів, сприймаючих позитивні моменти, плита розташована в стиснутій зоні. Розрахункову ширину полицки приймаємо з умови, що ширина полицки не повинна перевищувати $1/6$ прольоту, тобто:

$$b'_f = 0,6 + 2 \cdot 24,6 = 8,6 \text{ м};$$

$$b'_f = 0,04 \text{ м}.$$

Прийняті розміри перерізу перевіряють на міцність величини перерізу по стиснутій полосі, де діє найбільша поперечна сила.

По формулі (3.262) приймаємо (в запас):

$$\varphi_{w1} = 1, \varphi_{b1} = 1 - 0,01 \cdot 8 = 0,92 \text{ і перевіряємо умову (3.25}^a\text{) [1].}$$

$$Q = 24,39 \text{ кН} < 0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h_0 = 0,3 \cdot 1 \cdot 0,92 \cdot 8 \cdot 0,6 \cdot 1,75 = \\ = 2,318 \text{ мН} = 2318 \text{ кН};$$

де $h_0 = 1,8 - 0,05 = 1,75$ м прийняті розміри перерізу головної балки достатні.

2.1.13 Розрахунок поздовжньої арматури

Визначаємо положення нульової лінії в тавровому перерізі балки.

$$M_f = f_{cd} \cdot h'_f \cdot b'_f \cdot (h_0 \cdot 0,5 \cdot h'_f) = 8 \cdot 0,04 \cdot 8,6 \cdot (1,75 \cdot 0,5 \cdot 0,04) = 4,760 \text{ мН} \cdot \text{м} \\ = 4760 \text{ кН} \cdot \text{м} > 3686,98 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Нульова лінія розташована в полицці $b = b'_f = 8,6$ м

Посередині прольоту балки:

$$B_0 = \frac{3,6869}{8,0 \cdot 8,6 \cdot 1,75^2} = 0,02 < B_R = 0,44$$

$$\eta = 0,99$$

$$A_s = \frac{3,6869}{8 \cdot 8,6 \cdot 1,75} = 0,00583 \text{ м}^2 = 58,3 \text{ см}^2$$

На 1/3 прольоту:

$$B_0 = \frac{3,276}{8,0 \cdot 8,6 \cdot 1,75^2} = 0,02 < B_R = 0,44$$

$$\eta = 0,99$$

$$A_s = \frac{3,276}{8 \cdot 8,6 \cdot 1,75} = 0,00518 \text{ м}^2 = 51,8 \text{ см}^2$$

Приймаємо 8Ø12 А400С, $A_s = 64,34 \text{ см}^2 > 58,3 \text{ см}^2$

2.1.14 Розрахунок поперечної арматури

На опорі поперечна сила $Q=624,35$ кН·м.

$$Q_b = \varphi_{b3} \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot h_0 = 0,6 \cdot 1,2 \cdot (100) \cdot 0,85 \cdot 60 \cdot 175 = 642,6 \text{ кН} \\ < 624,35 \text{ кН}$$

Знаходимо поперечні армування по розрахунку.

Згідно з табл. 2 дод. III [3] три діаметра арматури 32 мм. діаметр (поздовжньої) поперечної арматури повинен бути не (більше) менше 10 мм.

Прийmemo поперечну арматуру $\varnothing 10$ класу А240С $f_x=0,725$ см. Розрахункове зусилля в поперечній арматурі на одиницю довжини балки по формулі 2.54) [3].

$$q_{sw} = \frac{Q^2}{4 \cdot \varphi_{b2} \cdot h_0^2 \cdot f_{ctd} \cdot b} = \frac{624,39^2}{4 \cdot 2 \cdot 60 \cdot 175^2 \cdot 1,2 \cdot (100) \cdot 0,85} = 2,6 \text{ Н/см}$$

Крок поперечних стержнів по формулі (2.55) [3]:

$$s = \frac{f_{ywd} \cdot n \cdot f_w}{q_{sw}} = \frac{180(100) \cdot 4 \cdot 0,785}{260} = 208 \text{ мм}$$

і умові (2.56) [3]:

$$s_{smax} = \frac{\varphi_{b2} \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot h_0^2}{Q} = \frac{0,75 \cdot 1,2 \cdot (100) \cdot 0,85 \cdot 60 \cdot 175^2}{624390} = 490 \text{ мм}$$

З конструктивних міркувань $U < 1/3h = 180/3=60$ см і $U < 50$ см.

Приймаємо менше з визначених значень: $U=50$ см.

2.2 Розрахунок фундаментів

Несучу здатність F_d , кН висячої забивної палі, що занурюється без виймання ґрунту та працює на стиснуте навантаження необхідно визначити як суму сил розрахункових опорів ґрунту основи під нижнім кінцем палі і на її боковій поверхні по формулі [13]:

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + u \sum \gamma_{cf} \cdot f \cdot h_i), \text{ де:}$$

γ_c - коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті,

$u=0,4 \cdot 4=1,6$ м - зовнішній периметр поперечного перерізу палі;

$A=0,4 \cdot 0,4=0,16$ м² - площа обпирання на ґрунт палі;

$R=5400$ кПа - розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі по табл.

1 [1];

$\ell_{\text{палі}} = 12\text{м}$ - довжина палі;

$h_2=10\text{м}$ - лесові ґрунти (суглинки);

$h_3=2\text{м}$ - глина напівтверда; (h_2 і h_3 - товщини шарів ґрунту, що дотикаються із боковою поверхнею палі);

$f_2=27$ кПа;

$f_3=42$ кПа; (розрахункові опори шарів ґрунту основи на боковій поверхні палі);

$\gamma_{cR}=1,0$; $\gamma_{cf}=1,0$ (коефіцієнти умов роботи ґрунту під нижнім та на боковій поверхні палі, вони враховують вплив способу занурення палі на розрахункові опори ґрунту по табл. 3 [2]).

$$F_d = 1 \cdot [1,0 \cdot 5400 \cdot 0,16 \cdot 16 \cdot 1,0 \cdot (27 \cdot 10 + 42 \cdot 2)] = 864 + 566 = 1430 \text{кН}.$$

Одиночну палю у складі фундаменту по несучій здатності ґрунтів основи необхідно розрахувати, виходячи з умови (2)[2]:

$$N \leq \frac{F_d}{\gamma_k}, \text{ де:}$$

$N=2128$ кН - розрахункове навантаження, що передається на пальовий куш.

γ_k - коефіцієнт надійності;

$F_d=1430$ кН - розрахункове зусилля, що передається на палю;

$$n = \frac{N \cdot \gamma_k}{F_d} = \frac{2128 \cdot 1,2}{1430} = 1,787$$

Приймаємо $n=4$ палі.

Навантаження, що сприймає 1 паля:

$$N_n = \frac{N}{n} = \frac{2128}{4} = 533 \text{кН}.$$

Розрахунок пальових фундаментів по деформаціях необхідно виконувати, виходячи із умови:

$$S \leq S_u,$$

де S - сумісна деформація палі, пальового фундаменту та споруди;

S_u - граничне значення сумісної деформації основи пального фундаменту та споруди.

Розрахунок фундаменту із висячих паль та його основи по деформаціях виконується як для умовного фундаменту на природній основі у відповідності із вимогами [2].

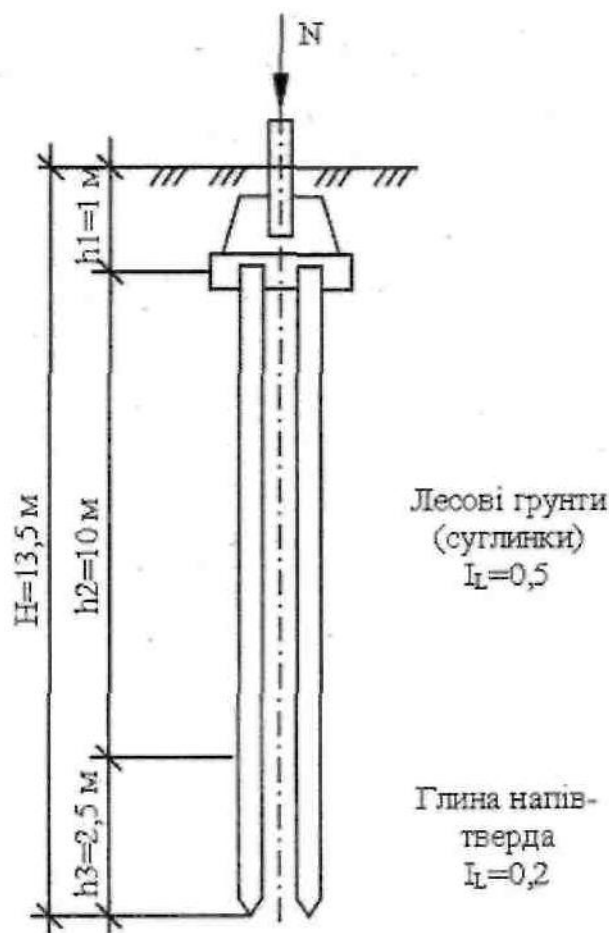


Рис. 2.6 Розрахункова схема пального фундаменту.

Межі умовного фундаменту визначаються наступним чином: знизу - площиною АБ, що проходить через нижні кінці паль; з боків - вертикальними площинами БГ, що стоять біля зовнішніх граней крайніх рядів вертикальних паль на відстані $h_x \text{tg} \frac{\varphi_{II, \text{mt}}}{4}$; зверху - поверхнею планування ґрунту ВГ:

$$\varphi_{II,mt} = \frac{\sum_0^h \varphi_{II,i} \cdot h_i}{\sum_0^h h_i} \quad (\text{середнє розрахункове значення кута внутрішнього тертя}$$

грунту; $\varphi_{II,i}$ – розрахункові значення кутів внутрішнього тертя для окремих пройдених полями шарів ґрунту товщиною h_i);

h - глибина занурення палі в ґрунт.

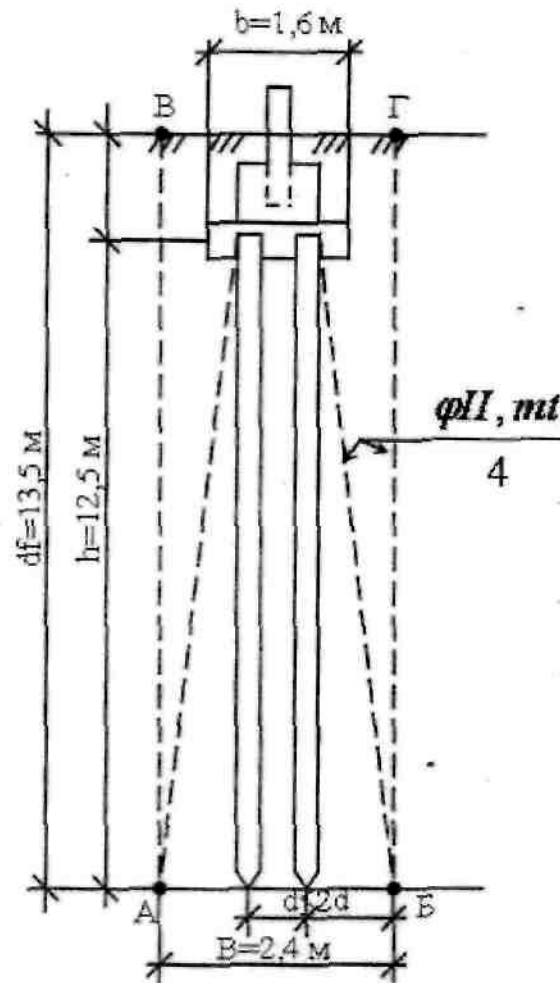


Рис.2.7. Визначення меж умовного фундаменту при розрахунку осадок палевих фундаментів

Власна вага умовного фундаменту при визначенні її осадки включає вагу палі і ростверку, вагу ґрунту в об'ємі умовного фундаменту.

1. Лесові ґрунти:

$$I_L = 0,5; \varphi_n = 18^0; \varphi_{II} =; \varphi_n / \gamma_{g(\varphi)} = 18^0 / 1,15 \approx 15^0;$$

$$E=12\text{МПа}; \gamma_{II}=17\text{кН/м}^3.$$

Глина напівтверда :

$$I_L=0,2; \varphi_n=20^0; \varphi_{II}=; \varphi_n / \gamma_{g(\varphi)}=20^0/1,15 \approx 17^0;$$

$$E=24\text{МПа}; \gamma_{II}=22\text{кН/м}^3.$$

$$\varphi_{II,mt} = \frac{16 \cdot 10 + 17 \cdot 2,5}{12,5} = 16,2^0 \approx 16^0$$

$$B = 1,6\text{м}; B = d + 2 \cdot h \cdot \text{tg}(\varphi_{II,mt}/4) = 0,8 + 2 \cdot 12,5 \cdot \text{tg}4^0 = 2,55\text{м};$$

$$d=0,8\text{м};$$

$$B \leq a + 4d = 0,8 + 4 \cdot 0,4 = 2,4\text{м}.$$

Остаточно приймаємо $B=2,4$ м. Знайшовши розміри подошви умовного фундаменту АБВГ, що включає в себе ґрунт, палі, ростверк, а також глибину закладання:

$d_f = h + d = 12,5 + 1,0 = 13,5$ м, визначаємо середню інтенсивність тиску по подошві фундаменту:

$$P_{mt,II} = \frac{N_{0,II} + G_{p,II} + G_{r,II} + G_{g,II}}{B_c \cdot L_c},$$

де $N_{0,II}=2128$ кН - розрахункове вертикальне навантаження по обрізу фундаменту;

$$G_{p,II} = 0,96 \cdot 4 \cdot 25 = 196 \text{ кН} - \text{вага палей};$$

$$G_{r,II} = 1,00 \cdot 25 = 25 \text{ кН} - \text{вага ростверку};$$

$G_{g,II} = [17 \cdot 11,0 + 22 \cdot 2,5] \cdot 2,4 \cdot 2,4 = 1394$ кН - вага ґрунту в межах об'єму умовного фундаменту;

$$P_{mt,II} = \frac{2128 + 196 + 25 + 1394}{2,4 \cdot 2,4} = 650 \text{ кПа};$$

Розрахунковий опір ґрунту основи по формулі:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} [M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma_{II}' + (M_q - 1) d_b \gamma_{II}' + M_c c_{II}],$$

$$\text{де } \gamma_{c1}=1,25; \gamma_{c2}=1,0; k=1,1;$$

$$M_\gamma=0,39; M_q=2,57; M_c=5,15 \text{ при } \varphi_{II}=17^0; k_z=1;$$

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,1} [0,39 \cdot 1 \cdot 2,4 \cdot 22 + 2,57 \cdot 13,5 \cdot 18 + 5,12 \cdot 45] = 1096 \text{ кПа},$$

$$\text{де } \gamma_{II} = 22 \text{ кН/м}^3; \gamma'_{II} = \frac{22 \cdot 2,5 + 17 \cdot 11,0}{13} = 18 \text{ кН/м}^3 \text{ jII};$$

$$d_f = 13,5 \text{ м}; d_b = 0; c_{II} = c_n / \gamma_{g(c)} = 68 / 1,5 = 45 \text{ кПа};$$

Значення $p_{mt,II} = 650 \text{ кПа} < R = 1096 \text{ кПа}$.

Визначимо осадку фундаменту:

$$P = 650 \text{ кПа}; \sigma_{zg} = \gamma_{II} \cdot d_f = 18 \cdot 13,5 = 243 \text{ кПа};$$

$$d_f = 13,5 \text{ мПа}; b = 2,4 \text{ м};$$

$$\sigma_{zp} = p_0 = p - \sigma_{zg,0} = 650 - 243 = 407 \text{ кПа};$$

$$\eta = l/B = 2,4/2,4 = 1$$

Подальший розрахунок зображуємо у вигляді табл.2.2.

Табл. 2.2 Розрахунок осідання палевих фундаментів.

z (м)	d+z (м)	σ_{zg} (кПа)	$0,2 \cdot \sigma_{zg}$ (кПа)	$\xi = \frac{2 \cdot z}{b}$	α	$\sigma_{гр.}$ (кПа)	$\sigma_{гр.ср.}$ (кПа)
1	2	3	4	5	6	7	8
0,0	13,5	243	48,60	0	1	407	364
1,0	14,5	265	53,00	0,83	0,788	320	248
2,0	15,5	287	57,40	1,67	0,435	177	138
3,0	16,5	309	61,80	2,50	0,243	99	80,33
4,0	17,5	331	66,20	3,33	0,152	61,66	

$$s = \beta \cdot \sum_1^n \frac{\sigma_{zp,mi} \cdot h_i}{E_i} = \frac{0,8 \cdot 1}{24 \cdot 10^3} \cdot (364 + 248 + 138 + 80,33) = 27,7 \text{ мм} =$$

$$= 2,8 \text{ см} < s_u = 8 \text{ см}$$

2.3 Розрахунок ростверку

Ростверк тип I (4 палі). Розрахунок ведемо згідно рекомендацій по

розрахунку ростверків пальових фундаментів під колони будівель і споруд промислових підприємств.

Розрахунок на продавливання колоною:

$$P \leq \alpha_1 \cdot (d_k + c_1) \cdot h_1 \cdot f_{ctd}$$

$$a/h_1 = 0,1/0,9 = 0,11$$

По табл.1 приймаємо $\alpha_1 = 5,24$;

$$h_1 = 900 - 60 = 840 \text{ мм};$$

$$P = 60 \cdot 4 = 240 \text{ тс.}$$

Приймаємо бетон М200: $f_{ctd} = 6 \text{ кгс/см}^2$;

$$P = 240 \text{ тс} < 5,24 \cdot (40 + 10) \cdot 84 \cdot 6 = 254,00 \text{ кгс}$$

умова задовольняється.

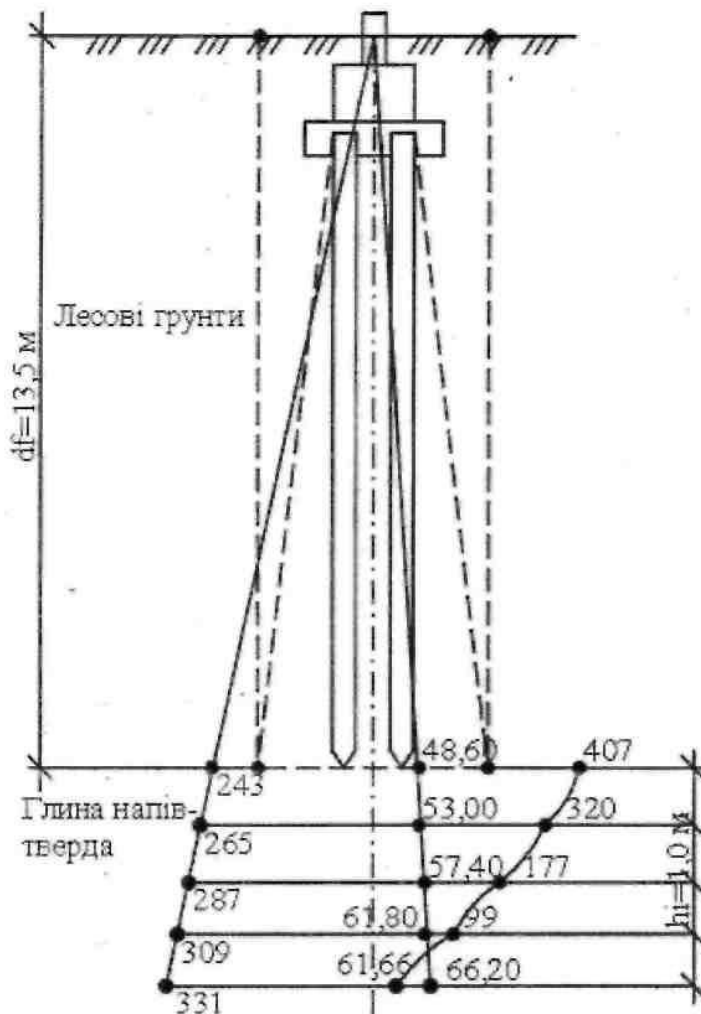


Рис.2.8 Розподіл вертикальних напружень з лінійно - деформативному напівпросторі під подошвою фундаменту.

Розрахунок міцності похилих перерізів:

$$Q < m \cdot b \cdot h_0 \cdot f_{ctd};$$

Q – сума реакцій всіх паль за межами похилого перерізу;

m - коефіцієнт, який знаходимо з табл. 3 у залежності від співвідношення:

$$(l/h_0) = 10/44 = 0,23 \Rightarrow m = 2,45.$$

Гранична величина поперечної сили, яку може сприйняти плита ростверка по похилому перерізу.

$$Q_n = 2,45 \cdot 1,4 \cdot 0,44 \cdot 60 = 90,6 \text{ тс} < Q = 120 \text{ тс};$$

збільшуємо висоту ростверка:

$$h = 70 \text{ см}; \quad h_0 = 63 \text{ см};$$

$$Q_n = 2,45 \cdot 1,4 \cdot 0,63 \cdot 60 = 130 \text{ тс}.$$

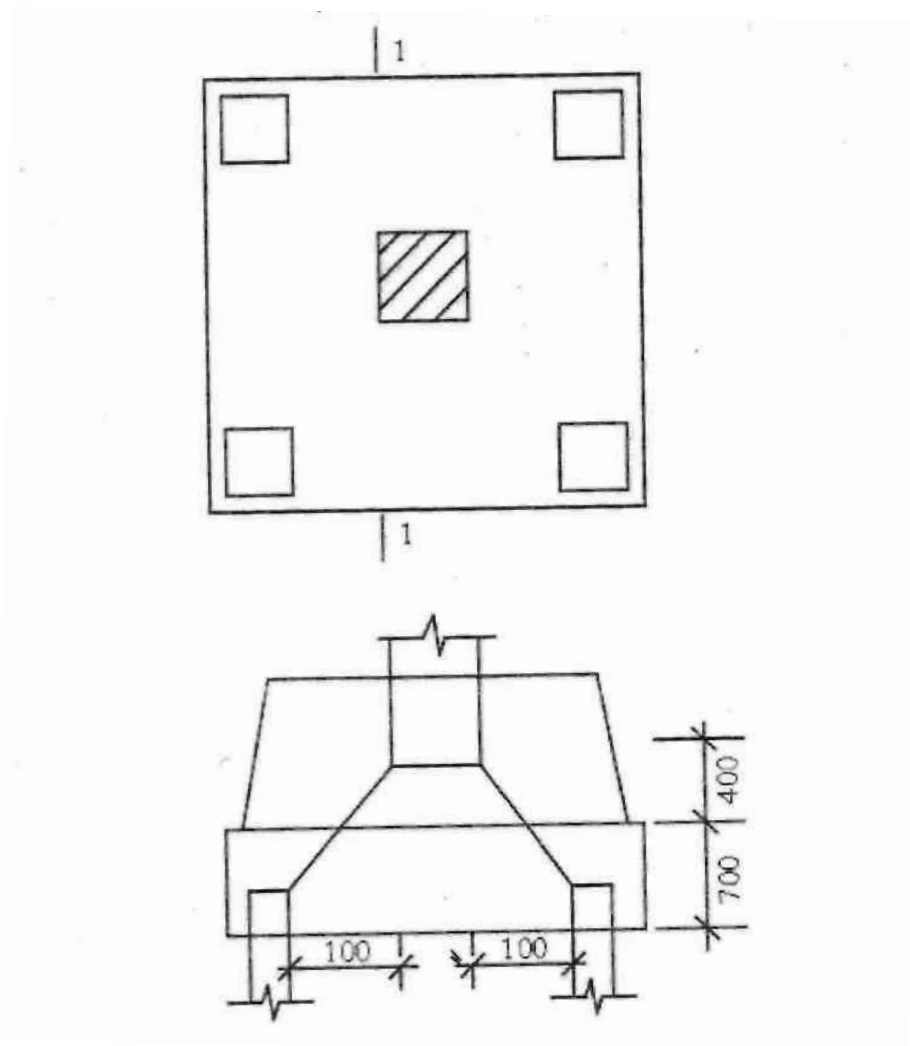


Рис. 2.9 Розрахунок ростверка на продавлювання колоною.

Розрахунок по згинальному моменту:

В перерізі 1 - 1 по межі колони:

$$M_{a-1} = 2 \cdot P_{cb} \cdot 0,25 = 2 \cdot 60 \cdot 0,25 = 30 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

Переріз арматури:

$$A'_s = \frac{M_{a-1}}{0,9 \cdot h_0 \cdot f_{yd}} = \frac{30 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 63 \cdot 3600} = 14,7 \text{ см}^2$$

Приймаємо 7Ø18А 400С; $A_s = 17,81 \text{ см}^2$; (комірка 200×200мм)

$$g = \frac{N}{1,4 \cdot l} = \frac{240}{1,4 \cdot 1} = 171,4 \text{ тс/м}$$

$$M = \frac{g \cdot \ell^2}{8} = \frac{171,4 \cdot 0,9^2}{8} = 17,3 \text{ тс} \cdot \text{м} < 30 \text{ тс} \cdot \text{м}$$

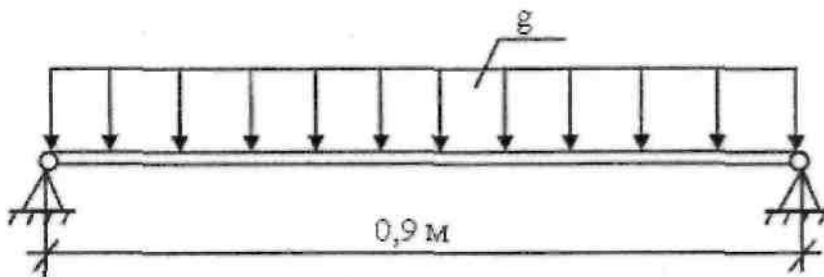


Рис. 2.10 Розрахунок ростверку за згинальним моментом.

2.4 Розрахунок колони

2.4.1 Розрахункова схема колони

Розрахункова схема колони приведена на рис.2.11.

$$N_1 = N_2 = 112,259 \text{ т} = 1122 \text{ кН};$$

$$N_{1lob} = N_{2lob} = -112,2 \text{ кН}; N_3 = -89,87 \text{ т} = -898,7 \text{ кН};$$

$$N_{lob} = -67,46 \text{ т} = -674,6 \text{ кН}; \gamma_n = 0,95;$$

Переріз колони: $b_c \times h_c = 400 \times 400 \text{ мм}$;

Розрахункова довжина колони[^]

- першого поверху: $\ell_0 = 4,2 \text{ м}$;

- для тех., підпілля: $\ell_0 = 0,7 \cdot H_f = 0,7 \cdot 2,33 = 1,65 \text{ м}$;

Бетон класу С12/15: $f_{cd} = 8,5 \text{ МПа}$;

Арматура класу А400С: $f_{cd}=365\text{Мпа}$; $\gamma_{b2}=0,9$;

Арматура класу: А400С - поздовжня; А240С –поперечна.

Початковий модуль пружності бетону $E_b=3,0\cdot 10^5\text{ т/м}^2$.

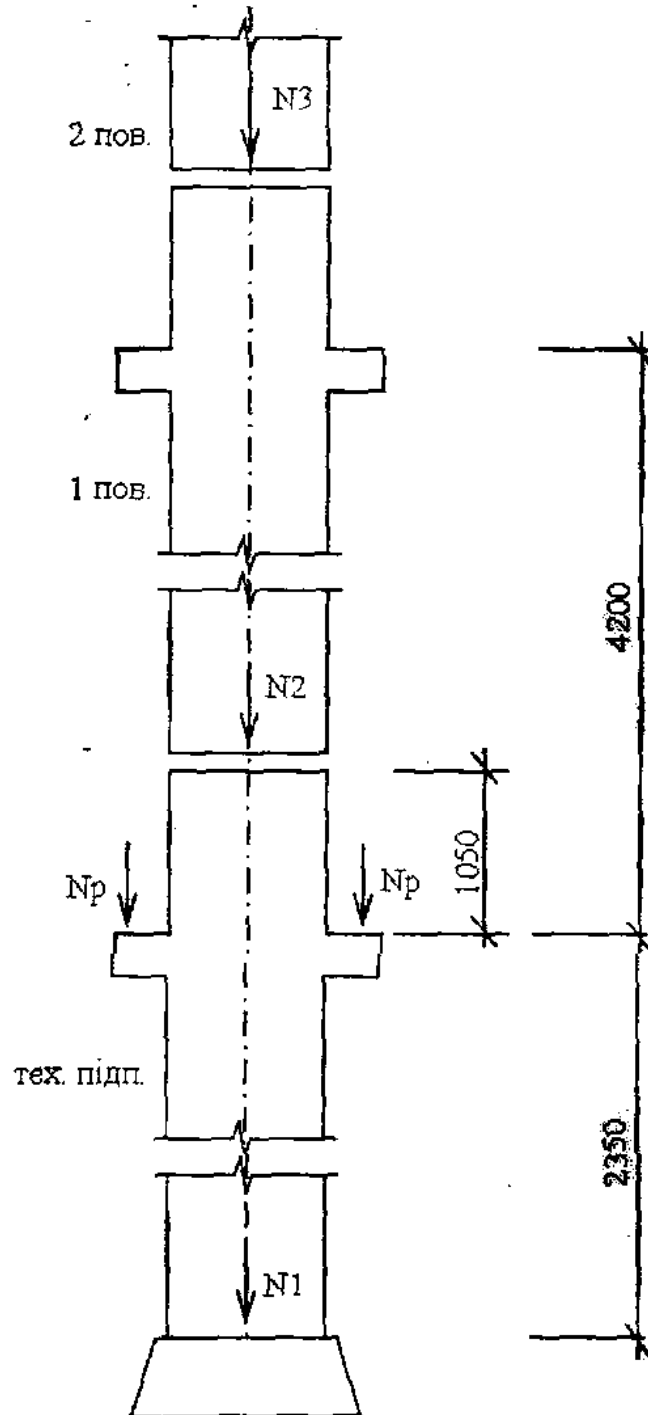


Рис.2.11. Розрахункова схема колони.

2.4.2 Розрахунок колони підвального поверху

Зусилля з врахуванням γ_n будуть:

$$N_1 = 1122 \cdot 0,95 = 1065,9 \text{ кН};$$

$$N_{lob} = 1122 \cdot 0,95 = 1065,9 \text{ кН};$$

$$h_c \times b_c = 40 \times 40 \text{ см.}$$

Попередньо вираховуємо відношення $N_{lob}/N = 1$.

$$\text{Гнучкість колони: } \lambda = \ell_0/h_0 = 2,35/0,40 = 5,87;$$

$$\text{Ексцентриситет } e_a = h_0/30 = 40/30 = 1,33 \text{ см.}$$

Задамося процентом армування $\mu = 1,0\%$.

$$\alpha = \mu \cdot \frac{R_{sc}}{R_b} = 0,01 \cdot \frac{365}{8,5 \cdot 0,9} = 0,48;$$

$$\varphi_b = 0,92;$$

Рахуючи, що $A_{ws} < 1,3(A_s + A_s')$: $\varphi_r = 0,92$;

$$\varphi = \varphi_b + 2 \cdot (\varphi_r - \varphi_b) \cdot \alpha = 0,92 + 2 \cdot (0,92 - 0,92) \cdot 0,48 = 0,92;$$

$$\varphi = \varphi_r = 0,92.$$

Потрібна площа перерізу поздовжньої арматури:

$$\begin{aligned} A_s + A_s^- &= \frac{N_1}{\varphi \cdot \gamma_s \cdot f_{cd}} - A \cdot \frac{f_{cd} \cdot \gamma_{b2}}{f_{yd}} = \\ &= \frac{1065900}{0,92 \cdot 1 \cdot 365(100)} - 40 \cdot 40 \cdot \frac{8,5 \cdot 0,9}{365} = 9,8 \text{ см}^2 \end{aligned}$$

Приймаємо 4Ø18 А400С з $A_s = 10,18 \text{ см}^2$.

Фактична несуча здатність перерізу:

$$N_{fc} = \eta \cdot \varphi \cdot (f_{cd} \cdot \gamma_{b2} \cdot A + \sum A_s \cdot f_{yd}) =$$

$$= 1 \cdot 0,92 \cdot (8,5 \cdot 0,9 \cdot 1600(100) + 10,18 \cdot 365(100)) = 946,79 \text{ кН} < N_1 = 1065,9 \text{ кН.}$$

Несуча здатність перерізу достатня. Поперечна арматура прийнята діаметром $d = 5 \text{ мм}$ А240С кроком $300 \text{ мм} < 20d_1 = 20 \cdot 18 = 360 \text{ мм}$ і менше $h_c = 400 \text{ мм}$.

2.4.3 Розрахунок колони першого поверху

$$N = 898,6 \cdot 0,95 = 853,67 \text{ кН};$$

$$N_{lob}=674,6 \cdot 0,95 = 640,87 \text{кН};$$

$$\frac{N_{lob}}{N} = \frac{640,87}{853,67} = 0,75$$

$i = 420/40 = 10,5 > 4$, необхідно врахувати прогин колони.

Випадковий ексцентриситет

$$e_a = 40,0/30 = 1,33 \text{ см} > (\ell_0/600) = 420/600 = 0,7 \text{ см};$$

$$e = 1,33 \text{ см};$$

$$\varphi_b = 0,886; \varphi_r = 0,898;$$

$$\varphi = \varphi_b + 2 \cdot (\varphi_r - \varphi_b) \cdot a = 0,886 + 2 \cdot (0,898 - 0,886) \cdot 0,48 = 0,894;$$

$$\varphi = 0,894 < \varphi_r = 0,898.$$

$$\alpha = \mu \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd} \cdot \gamma_{b2}} = 0,01 \cdot \frac{365}{8,5 \cdot 0,9} = 0,48;$$

Потрібна площа перерізу поздовжньої арматури:

$$A_s + A'_s = \frac{N_1}{\varphi \cdot \gamma_s \cdot f_{yd}} - A \cdot \frac{f_{cd} \cdot \gamma_{b2}}{f_{yd}} = \frac{853670}{0,89 \cdot 1 \cdot 365(100)} - 1600 \cdot \frac{8,5 \cdot 0,9}{365} = 9,49 \text{ см}^2$$

Приймаємо 4Ø18A400C з $A_s=10,18 \text{ см}^2$.

Фактична несуча здатність колони:

$$N_{fc} = \eta \cdot \varphi \cdot (f_{cd} \cdot \gamma_{b2} \cdot A + \sum A_s \cdot f_{yd}) =$$

Поперечна арматура прийнята $d_w=6 \text{ мм}$ A240C з кроком 300мм, що менше $20d_l=20 \cdot 18=360 \text{ мм}$.

2.5 Розрахунок ригеля

2.5.1 Вихідні дані

$$M_{кр}=7,987 \text{ т} \cdot \text{м}=79,87 \text{ кН} \cdot \text{м}; Q_1=10,655 \text{ т} = 106,5 \text{ кН};$$

$$Q_2 = 10,65 \text{ т} = 106,5 \text{ кН}$$

Приймаємо бетон важкий класу C16/20; $f_{cd}=11,5 \text{ МПа}$; $f_{ctk}=0,9 \text{ МПа}$; $\gamma_{b2}=0,9$; $E_b=24 \cdot 10^3 \text{ МПа}$; $f_{cd,n}=15 \text{ МПа}$; $R_{bt,ser}=1,4 \text{ МПа}$.

Арматура поздовжня класу A400C: $f_{yd}=365 \text{ МПа}$; $f_{ywd}=290 \text{ МПа}$. Закладні деталі із сталі марки ВСт3псб, монтажна арматура і петлі із сталі класу A240C, $f_{yd}=225 \text{ МПа}$.

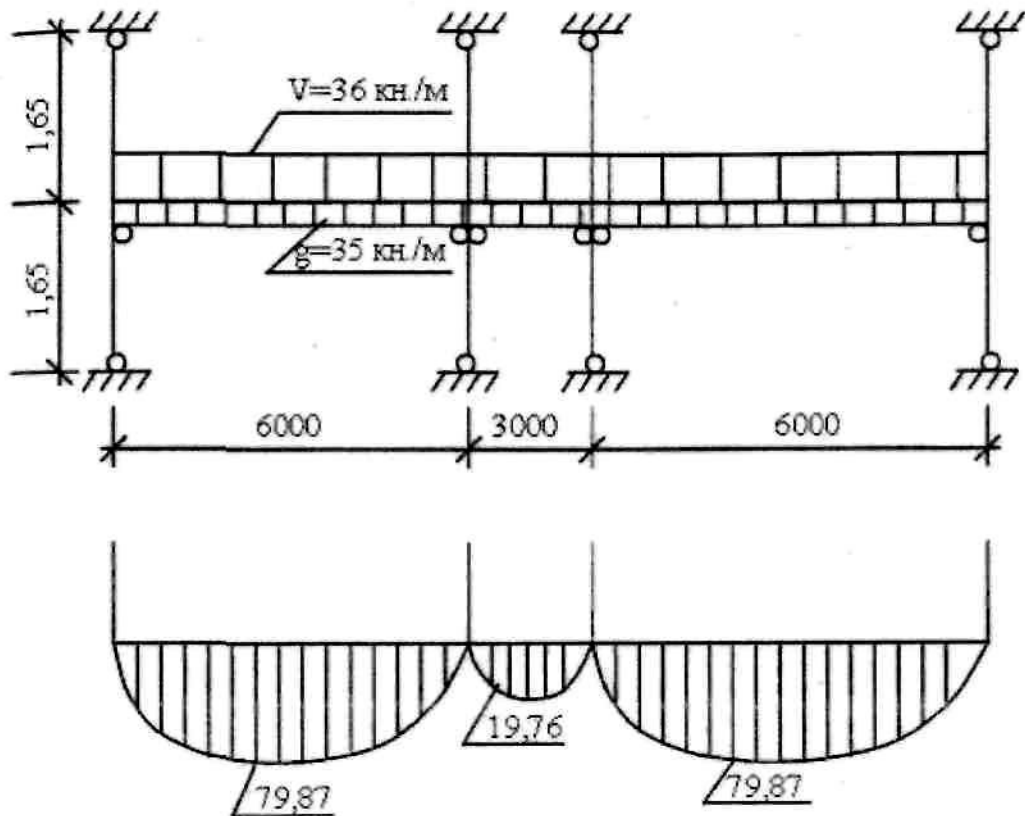


Рис. 2.12 Розрахункова схема ригеля.

2.5.2 Розрахунок міцності ригеля по нормальних перерізах

Переріз ригеля як прямокутний 200×450 мм, площа перерізу кесонних зв'язів в розрахунок не вводимо так як осі розташовані близько до середини вильоту балки (рис. 2.14).

$$h_0 = h - a = 450 - 40 = 410 \text{ мм};$$

Обчислюємо:

$$A_0 = \frac{M}{f_{cd} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{79,87 \cdot 10^5}{11,5 \cdot 0,9 \cdot (100) \cdot 20 \cdot 41^2} = 0,23.$$

звідси $\eta = 0,864$, $\xi = 0,289$.

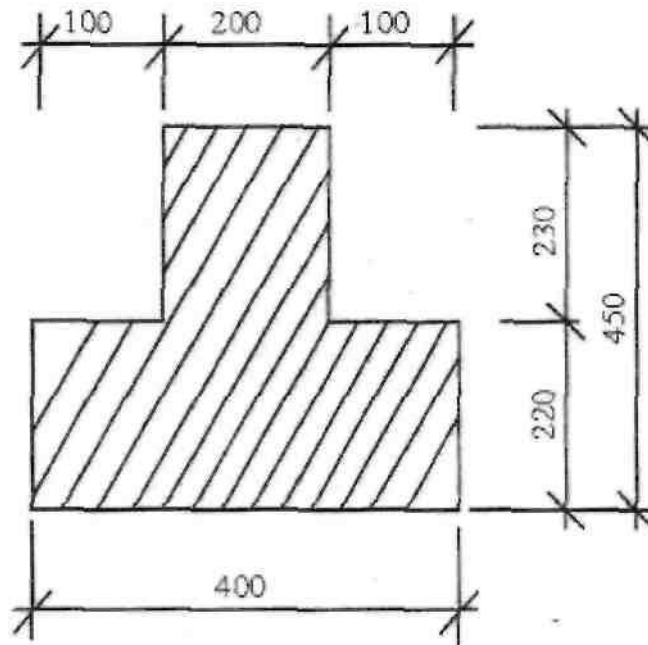


Рис. 2.13 Розрахунковий переріз ригеля.

Перевіряємо умову : $\xi < \xi_R$;

$$\omega = \alpha - 0,008 \cdot f_{cd} = 0,85 - 0,008 \cdot 11,5 \cdot 0,9 = 0,77;$$

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{500} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,77}{1 + \frac{365}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,77}{1,1}\right)} = 0,63;$$

Умова зберігається : $\xi = 0,284 < \xi_R = 0,63$.

Площа перерізу поздовжньої арматури:

$$A_s = \frac{M}{f_{yd} \cdot \eta \cdot h_0} = \frac{79,87 \cdot 10^5}{365 \cdot (100) \cdot 0,864 \cdot 41} = 6,28 \text{ см}^2$$

Приймаємо 2Ø20A400C з $A_s=6,28 \text{ см}^2$. Монтажна поздовжня арматура прийнята Ø10A400C. На опорі прийнято конструктивно 2Ø16A400C з $A_s=402 \text{ мм}^2$.

2.5.3 Розрахунок міцності по похилих перерізах

$$Q_i=106,5 \text{ кН};$$

Так як в каркасі ригеля поздовжні стержні - Ø20мм, то мінімальний діаметр поперечних стержнів при односторонньому зварюванні повинен бути

не менше $d_w=5\text{мм}$. Вираховуємо проекцію розрахункового перерізу c на поздовжню вісь.

$$V_f = \varphi_{b2} \cdot f_{ctk} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2 = 2,09 \cdot 0,9 \cdot 20 \cdot 41^2 (100) = 54,5 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см}.$$

В розрахунковому поперечному перерізі :

$$Q_b = Q_{sw} = Q/2;$$

$$c = V_f / (0,5 \cdot Q) = 54,5 \cdot 10^5 / (0,5 \cdot 106500), \text{ що більше } 2h_0 = 2 \cdot 41 = 82 \text{ см}.$$

Приймаємо: $c = 2h_0 = 82 \text{ см}$;

Вираховуємо: $Q_{sw} = Q/2 = 106500 / 2 = 53,25 \text{ кН}$.

$$q_{sw} = Q_{sw} / c = 53250 / 82 = 649,4 \text{ кН см}.$$

Приймаємо стержні діаметром $d = 6\text{мм}$ класу А 240С, $A_{sw} = 0,503 \text{ см}^2$, $f_{ywd} = 175 \text{ МПа}$.

Відношення $d_{sw}/d_s = 8 / 20 = 0,4 > (1/3)$, тому коефіцієнт γ_{s2} не вводиться.

Число каркасів в перерізі - 2.

$$A_{sw} = 2 \cdot 0,503 \cdot 1,006 \text{ см}^2.$$

Крок поперечних стержнів:

$$s = \frac{f_{ywd} \cdot A_{sw}}{q_{sw}} = \frac{175 \cdot 1 \cdot (100)}{640,4} = 27,1 \text{ см}.$$

$$s \leq (h/3) = 45/3 = 15 \text{ см}$$

Приймаємо на приопорних ділянках довжиною $\ell/4 = 150 \text{ см}$, $s = 15 \text{ см}$, а в середній частині проліт ригеля допускається: $s < (3 \cdot h)/4 = 33,7 \text{ см}$.
приймаємо $s = 30 \text{ см}$.

2.5.4 Розрахунок ригеля по деформаціях

Момент, який сприймається перерізом при утворенні тріщин, нормальних до поздовжньої осі:

$$M_{crc} = f_{cd,n} \cdot W_{pl} = 1,4 \cdot (100) \cdot 118,12 = 16,54 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см} = 16,54 \text{ кН} \cdot \text{м} < \\ < M_{кр} = 79,87 \text{ кНм}$$

$$W_{pl} = \gamma \cdot W_{red} = 1,75 \cdot \frac{b \cdot h^2}{6} = 0,291 \cdot 20 \cdot 45^2 = 118,12 \text{ см}^3.$$

Так як $M_{сгс} < M$, то в перерізі по середині прольоту ригеля утворюються тіщини. Повний прогин для ділянки з тріщинами при врахуванні опорних моментів визначають по формулі:

$$f_{\text{tot}} = \left[S \cdot \frac{1}{r_c} - 0,5 \left(\frac{1}{r_{01}} + \frac{1}{r_{02}} \right) \cdot \left(\frac{1}{8} \cdot S \right) \right] \cdot \ell^2$$

$$\frac{1}{r_{01}} = \frac{1}{r_{02}} = 0, \text{ так як на опорах момент } M = 0.$$

Виразування кривизни $\frac{1}{r_c}$:

$$M_r = 79,87 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

Визначаємо параметри:

$$\delta_m = \frac{M_r}{b \cdot h_0^2 \cdot R_{b,ser}} = \frac{79,87 \cdot 10^3}{20 \cdot 41^2 \cdot 15 \cdot (100)} = 0,16;$$

$$\mu = \frac{A_s}{b \cdot h_0} = \frac{6,28}{20 \cdot 41} = 0,0077;$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2,1 \cdot 10^3}{24 \cdot 10^3} = 8,75;$$

$\nu = 0,45$ при недовготривалій дії навантаження;

$$A'_s = 1,57 \text{ см}^2 \quad (2 \text{ діаметри } 10A - I);$$

$$h'_f = 2 \cdot a' = 2 \cdot 3 = 6 \text{ см};$$

$$\varphi_f = \frac{A'_s \cdot \alpha \cdot (1/2 \cdot \nu)}{b \cdot h_0} = \frac{1,57 \cdot 8,75 \cdot (1/2 \cdot 0,45)}{20 \cdot 41} = 0,014;$$

$$\lambda_f = \varphi_f \left(1 - \frac{h'_f}{2 \cdot h_0} \right) = 0,014_f \left(1 - \frac{6}{2 \cdot 41} \right) = 0,012;$$

Відносна висота стиснутої зони в перерізі з тріщинами:

$$\xi = \frac{1}{\beta + \frac{1 + 5(\delta_m + \lambda)}{10 \cdot \mu \cdot \alpha}} = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0,16 + 0,012)}{10 \cdot 0,0077 \cdot 8,75}} = 0,22;$$

Коефіцієнт β для важкого бетону приймається рівним 1,8.

Плече внутрішньої пари сил :

$$z = h_0 \cdot \left[1 - \frac{(h_f'/h_0) \cdot \varphi_f + \xi^2}{2 \cdot (1 + \varphi_f)} \right] = 41 \cdot \left[1 - \frac{(6/41) \cdot 0,014 + 0,22^2}{2 \cdot (0,014 + 0,22)} \right] = 36,6 \text{ см}$$

Коефіцієнт

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_{ls} \cdot \frac{f_{cd,n} \cdot W_{pl}}{\mu} = 1,25 - 1,1 \cdot \frac{1,4 \cdot 11812 \cdot (100)}{79,87 \cdot 10^5} = 1,02 > 1,0.$$

Приймаємо $\psi_s = 1$.

Кривизна ригеля в середині прольоту при коефіцієнті- $\nu = 0,45$:

$$\begin{aligned} \frac{1}{r_c} &= \frac{M_1}{h_0 \cdot z} \left[\frac{\psi_s}{E_s \cdot A_s} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \xi) \cdot \nu \cdot E_b \cdot b \cdot h_0} \right] = \\ &= \frac{79,87 \cdot 10^5}{41 \cdot 36,6} \left[\frac{1}{2,1 \cdot 10^5 (100) \cdot 6,28} + \frac{0,9}{(0,014 + 0,22) \cdot 0,45 \cdot 24 \cdot 10^3 \cdot 20 \cdot 41} \right] = \\ &= 6,3 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1} \end{aligned}$$

Повний прогин при $S = 5/48$:

$$f = 5/48 \cdot 6,3 \cdot 10^5 \cdot 500^2 = 2,3 \text{ см} < [f_{lim}] = 3 \text{ см. Умова задовольняється.}$$

2.5.5 Розрахунок ригеля по розкриттю тріщин

Згідно табл.2.8 [26] ригель відноситься до будівельної категорії вимог:

$$[a_{cr1}] = 0,4 \text{ мм}; [a_{cr2}] = 0,3 \text{ мм.}$$

Розрахунок по довготривалому розкриттю тріщин:

Згинальний момент в прольоті: $M = 79,87 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Напруження в розтягнутій зоні:

$$\sigma_s = \frac{M_1}{A_s \cdot z} = \frac{79,87 \cdot 10^5}{6,28 \cdot 36,6} = 34749 \text{ кН/м}^2 = 347,49 \text{ МПа}.$$

Поправний коефіцієнт, який враховує двохрядне розташування арматури:

$$\delta_n = \frac{h - x - a_2}{h - x - a_1} = \frac{45 - 9,02 - 3}{45 - 9,02 - 4} = 1,03,$$

де a_1 і a_2 – відстань від центра ваги площі поперечного перерізу, відповідно, всієї розтягнутої арматури та крайнього ряду стержнів цієї арматури до найбільш розтягнутого волокна бетону;

$$x = \xi \cdot h_0 = 0,22 \cdot 41 = 9,02 \text{ см.}$$

Ширина розкриття тріщин при:

$$\varphi_l = 1,6 - 15 \cdot \mu = 1,6 - 15 \cdot \frac{A_s}{b \cdot h_0} = 1,6 - 15 \cdot \frac{6,28}{20 \cdot 41} = 1,43.$$

$$\begin{aligned} a_{\text{crc}} &= \delta \cdot \varphi_l \cdot \eta \cdot (\sigma_s / E_s) \cdot (3,5 - 100\mu) \cdot \sqrt[3]{d} = \\ &= 1,43 \cdot 1 \cdot (347,49 \cdot 1,03 / 2,1 \cdot 10^5) \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,0077) \cdot \sqrt[3]{20} = 0,3 \text{ мм} \end{aligned}$$

$$\mu = \frac{A_s}{b \cdot h_0} = \frac{6,28}{20 \cdot 41} = 0,0077$$

$$a_{\text{crc}} = 0,3 \text{ мм} < [a_{\text{crc1}}] = 0,4 \text{ мм} - \text{ умова виконується.}$$

Розрахунок по короткочасному розкриттю тріщин

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

Навантаження в розтягнутій арматурі при сумісній дії всіх зусиль:

$$\sigma_s = \frac{M_{\text{cr}}}{A_s \cdot z} = \frac{79,87 \cdot 10^5}{6,28 \cdot 36,6} = 34749 \text{ кН/м}^2 = 347,49 \text{ МПа}$$

Навантаження в розтягнутій арматурі від постійних і довготривалих навантажень:

$$\sigma_{\text{su}} = \sigma_{\text{sl}} = 347,49 \text{ МПа};$$

$$\Delta\sigma = \sigma_{\text{s1}} - \sigma_{\text{s2}} = 347,49 - 347,49 = 0 \text{ МПа.}$$

Відповідне наростання тріщин при сумісній дії навантажень.

$$a_{\text{crc}} = 0,3 \text{ мм} = [a_{\text{crc,a}}] = 0,3 \text{ мм} - \text{ умова задовільняється.}$$

2.6 Розрахунок консольної ваги колон ригеля

$$Q = 71 \text{ кН};$$

Відстань від бокового ребра ригеля до середини опорної площадки

$$\text{панелей: } \ell = \frac{6 - 0,2 - 5,6}{2} = 0,1 \text{ м.}$$

Згинальний момент в опорному перерізі консолі

$$M = Q \cdot \ell = 71 \cdot 0,1 = 7,1 \text{ кН} \cdot \text{м на один м. пер.}$$

$$\text{коефіцієнт } A_0 = \frac{7100000}{0,9 \cdot 1,5 \cdot 1000 \cdot 230^2} = 0,013$$

Потрібна площа перерізу розтягнутої арматури $\text{Ø}4\text{Вр} - \text{I}$ з $f_{yd} = 365 \text{ МПа}$.

$$A_s = \frac{7100000}{0,994 \cdot 230 \cdot 360} = 85 \text{ мм}^2 = 0,85 \text{ см}^2.$$

Армування ригеля показане на рис.2.14.

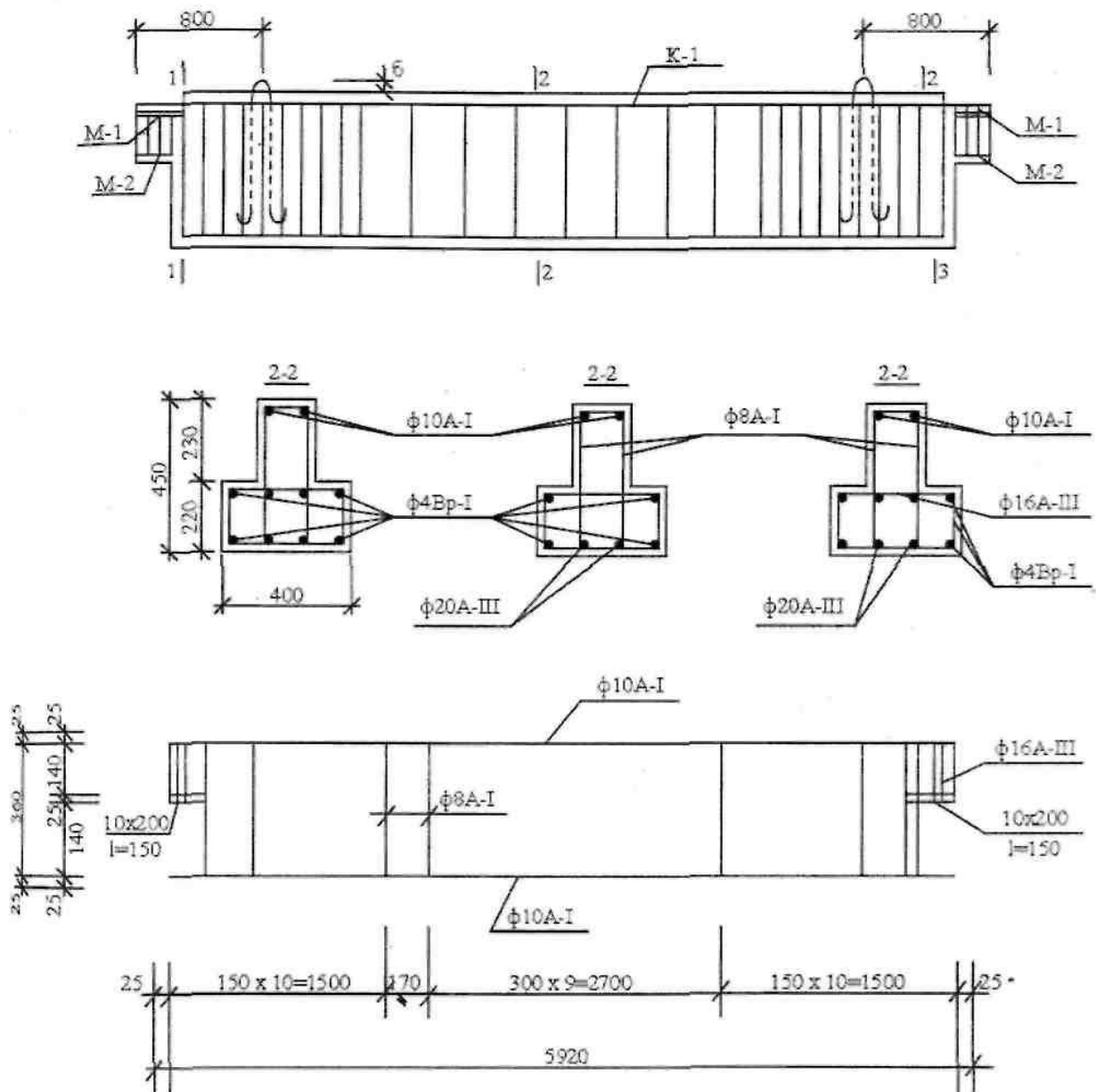


Рис. 2.14 Армування ригеля.

3. ТЕХНОЛОГІЧНО-ОРГАНІЗАЦІЙНИЙ РОЗДІЛ

3.1 Підрахунок об'ємів та трудоемкостей робіт

Таблиця 3.1

Зведена відомість об'ємів робіт

№ п/п	Назва робіт	Один. виміру	Об'єм робіт	Примітка
1	2	3	4	5
	<u>I. Підготовчий період</u>	л. дн	20	
	<u>II. Нульовий цикл</u>			
1	Розробка мокрого ґрунту	1000 м ³	8,26	
2	Зрізка недобр. ґрунту	100 м ³	5,26	
3	Забивання залізобетонних палів	шт.	693	план. фунд.
4	Зрізка оголовок палів	1 паля	693	план. фунд.
5	Влаштування підстиляючого бетонного шару	м ³	62,2	
6	Влаштування ростверка	м ³	438.72	
7	Влаштування фундаментів під колони	шт.	82	план 1-го пов.
8	Укладка фундаментних балок	шт.	30	план фунд.
9	Встановлення блоків спин підвалу, вагою до 1,5т.	шт.	544 '	
10	Гідроізоляція стін підвалу бітумом	100м ²	2,92-	
11	Монтаж колон	шт.	94	
12	Монтаж діафрагм жорсткості	шт.	18	
13	Монтаж ригелів	шт.	58	
14	Монтаж панелей перекриття	шт.	146	
15	Трамбування ґрунту щебенем	100м ²	11,14	
16	Влаштування підлог підвалів	100м ²	80,1	
17	Встановлення дверних блоків	м	16,4	
18	Зовнішнє облицювання цоколя	100м ²	45,6	
19	Внутрішнє облицювання підвалу	100м ²	11,14	

1	2	3	4	5
	<u>III. Наземна частика</u>			
20	Встановлення колон	шт.	274	
21	Укладка з/бет. ригелів	шт.	489	
22	Встановлення балок перекриття	м ³	26,72	
23	Монтаж плит перекриття	шт.	1329	
24	Влаштування монолітних ділянок	м ³	155,8	
25	Кладка стін з цегли	м ³	1621	
26	Встановлення перемичок	шт.	1053	
27	Влаштування монолітного кесонного покриття	м ³	123	
28	Встановлення дверних та віконних блоків	100 м ²	12,96	
29	Влаштування утеплювача з керамзиту	м ³	118,7	
30	Влаштування цементної стяжки	100 м ²	17,12	
31	Влаштування рулонної покрівлі	100 м ²	17,12	
32	Трамбування ґрунту щебенем	100 м ²	2,95	
33	Гідроізоляція під підлоги	100 м ²	2,95	
34	Влаштування стяжки під підлоги, товщиною 20 мм	100 м ²	81,9	
	<u>IV. Підлоги</u>			
35	Влаштування мозаїчних підлог	100 м ²	6,37	
36	Влаштування паркетних підлог	100 м ²	1,67	
37	Влаштування підлог з лінолеуму	100 м ²	22,54	
	<u>V. Оздоблювальні роботи</u>			
38	Зовнішнє тинькування фасаду декоративним тиньком	100 м ²	3750	
39	Поліпшене тинькування	100 м ²	103,57	
40	Клеєве пофарбування	100 м ²	80,8	
41	Поліпшене та високоякісне тинькування	100 м ²	76,79	

Таблиця 3.2

Підрахунок трудоемкостей робіт

№ п/п	Основа (ДБН ДСТУ)	Назва робіт	Склад ланки	Од. вим.	Об'єм	Норма часу на од. вим.		Трудом, на весь об'єм	
						л/год	л/дн.	л/дн.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
		<u>I. Підготовчий період</u>		л·дн	20			20	
		<u>II. Нульовий цикл</u>							
1	1-11	Розробка ґрунту ескалатором	маш. 5р-2	1000 м ³	8,26	13,2		13,2	
2	1-17	Зрізка недобр, ґрунту	маш. 5р-2	100 м ³	5,26	48,6		31	
3	5-1	Забивання з/бет. палів	копр. 4р-1 3р-2 2р-1	шт.	693	4,03		340	
4	5-9	Зрізка оголовків паль	-//-	1 паля	693	1,31		111	
5	11-1	Влаштування підстил. бетон, шару		м ³	62,2	2,9		22	
6	6-1	Влаштування ростверку	бетон 4р-1 3р-1	м ³	439	6,66		356	
7	7-13	Влаштування фонд. пвд колони	-//-	шт.	82	2,08		21	
8	7-16	Укладка фундамент, балок	Монт. 4р-1 3р-1 2р-1	шт..	30	4,51	ч	18	
9	7-400	Встанов. блоків стін підвалу масою до 0,5 т	Монт. 4р-1 3р-2 2р-1	шт.	544	1,04		60	
10	8-4	Гідроізоляція стін підвалу бітумом	Ізол. 3р-2	100 м ²	2,92	33,6		12	

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
11	7-404	Монтаж колон	МОНТ. 5р-1 4р-1 3р-2 2р-1	шт..	94	1,79		24	
12	7-147	Монтаж діафрагм жорсткості	-//-	шт.	18	12,1	-	24	
13	7-148	Монтаж ригелів	-//-	шт.	58	12,2		84	
14	7-400	Монтаж панелей перекр.	-//-	шт.	146	1,65		24	
15	11-2	Трамбування ґрунту щебенем	зем. 3р-2	100 м ²	11,14	7,19		9	
16	11-11	Влаштування підлог підвалу	Бетон. 4р-1 3р-1	100 м ²	80,1	7,2		78	
17	10-22	Встановлення двер. блоків	Штук. 4р-1 2р-1	м ²	16,4	1,6		2	
18	15-17	Зовнішнє облиц. цоколя	-//-	м ²	45,6	7,6		20	
19	15-297	Внутрішнє облиц. підвалу	-//-	100 м ²	11,1	29,8		40	
		<u>III. Наземна частина</u>							
20	7-408 411, 414	Встановлення колон	МОНТ. 5р-1	шт.	274	8,13		276	
21	7-110	Монтаж з/б ригелів	МОНТ. 5р-1 4р-1 3р-1 2р-1	шт.	489	2,9		150	

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
22	6-161	Влашт. балок перекр.	-//-	шт.	26,7	14,7		48	
23	7-109	Монтаж плит перекр.	-//-	шт.	1329	2,29		324	
24	2-66	Влаштування моноліт, ділянок	стол. 4р-1 3р-2 армат. 4р-1 2р-2 бетон 4р-1 2р-1 кам.	м ³	155,8	13,9		270	
25	8-34	Кладка з цегли	4р-1 3р-1	м ³	1621	7,32		1441	
26	7445- 7-127	Влаштування перемичок	-//-	шт.	1053	0,81		84	
27	2-66	Влаштування монолітного кесонного покриття	стол. 4р-1 3р-2 армат. 4р-1 2р-1 бетон. 4р-1 2р-1	м ³	123	19,5		292	

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
28	9-105 10-107	Встановл. дверних та вікон. блоків	монт. 4р-1 3р-1 2р-1 стол. 4р-1 3р-1	100 м ²	12,96	1,16		180	
29	12-9	Утеплення керамзитом	покр. 4р-1 2р-1	м ³	118,7	2,32		36	
30	12-10	Влаштув. цементної стяжки	-//-	100 м ²	17,12	14,3		24	
31	12-2	Влаштування рулонної покрівлі	-//-	100 м ²	17,12	7,63		156	
32	11-2	Трамбування грунту щебенем	бетон 3р-2	100 м ²	2,95	7,19		21	
33	11-3	Гідроізол. під підлоги	ізол. 3р-2 ч	100 м ²	2,95	5,13		18	
34	11-65	Влаштув. цементної стяжки під підлоги товщ. 20 мм	бетон. 3р-2	100 м ²	81,9	13,2		114	
<u>IV. Підлоги</u>									
35	11-72	Влаштування мозаїчних підлог	100 м ²	6,37	21		132		
36	11-135	Влаштування кераміч. підлог	100 м ²	1,67	10,8		12		
37	11-198	Влаштув. паркетних підлог	100 м ²	22,54	92,4		296		

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	11-106	Влаштування підлог з лінолеуму	ізол. 4р-1 2р-1	100 м ²	18, 9	75,5		176	
		<u>V. Оздоблювальні роботи</u>							
	8-201	Зовнішнє тинькування фасаду декоратив. тиньком з керам. крихти	штук 4р-1 3р-1	100 м ²	3750	7,6		750	
	15-256	Поліпшене тинькування	штук 4р-1 3р-1	100 м ²	103, 57	28,1		1037	
	15-102	Клеєве пофарбування	маляр 4р-1 3р-1	100 м ²	80,8	51		510	
	15-258	Високоякісне пофарбування	штук 4р-1 3р-1	100 м ²	76,7 9	77		721	
		<u>VI. Інші роботи</u>							
		Інші роботи	різнор.	л·дн	-	-		1050	
		Сантехнічні роботи	сант.	л·дн	-	-		1020	
		Електромонтажні роботи	електр.	л·дн	-	-		920	
		Слабострумні роботи	електр.	л·дн	-	-		60	

3.2. Розрахунок потреби основних будівельних матеріалів, навісів і складів.

Таблиця 3.3

Відомість потреби основних будівельних матеріалів

№ п/ п	Основа	Назва робіт	Од. вим.	Об'єм	Витрата матеріалів на од. виміру			Потр. на весь об'єм
					Назва матер	Од. вим.	К-ть	
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	Табл. 8-5 "2"	Цементна кладка з ефективної цегли	м ³	1468,8	Цегла Розчин вапн.	тис. шт.	0,397 0,24	583
2	-//-	Кладка із звичайної цегли	м ³	152,1	Цегла Роз. вап- цем.	тис. шт.	0,397 0,24	60 37
3	Табл.- 10-20.	Заповнення двер.прорізів	1000 м ²	3,14	Блоки дверні Дошки 25 мм Пакля Толь	м ² м ³ кг м ²	100 0,08 131 89	314 0,25 411 279
4	29-278 27-308	Поліпшена штукатур. по сітці	м ²	1611	Розчин вапн. Сітка дротяна ткан.	м ³ м ²	0,031 1,08	50 1740
5	§2 27-74	Облиц. глазур. плиткою	м ²	5510	Плитка облиц. Клей казеїнов	м ² кг	1,02 3,25	5620 1790
6	табл. 27-24	Високоякісна штукатурка	м ²		Розчин вапн. Розчин цем- вапн. Гіпс	м ³ м ³ кг	0,025 0,002 0,1	108 8,4 420
7	табл. 27-27а	Поліпшена штукатурка	м ²	6157	Розчин вапн. Розчин цем-вап. Гіпс	м ³ м ³ кг	0,018 0,002 0,1	118 12 615

1	2	3	4	5	6	7	8	9
8	табл. 27-7а	Гіпсові перф. плити	м ²	57	Плита гіпс. Гіпс Пісок	м ² кг м ³	1,08 375 0,0139	68,4 274 0,76
9	табл. 27-47	Облицювання стін вапном	м ²	270	Плита облиц. Розчин цем.	м м ³	1,0 0,034	270 9
10	табл. 27-848	Високоякісне клеєве пофарб.	100 м ²	28,43	Клей маляр. Оліфа Фарби сухі Шпакл. купоро- сна	кг кг кг кг	1,16 0,02 1,7 36,25	33 0,5 18 1030
11	табл. 27-296	Штукатур, моноліт, перекриття	м ²	524	Розчин вап.- цем. Гіпс	м ³ кг	0,02 0,1	11 53
12	табл. 27-69д	Вапняне пофарбування	100 м ²	52,43	Фарби сухі. Вапно негаш. Шпак- лівка	кг кг кг	0,43 17,4 1,57	23 908 82,3
13	27-545	Олійне пофарбування моноліт. покриття	100 м ²	5,24	Білила Фарби терті Оліфа	кг кг кг	17,6 2,5 17,6	92 13 92
14	табл. 12-9 п.10	Олійне пофарбув. панелей	100 м ²	4,74	Оліфа Фарби терті	кг кг	14,9 2,1	71 9,95
15	27-546	Олійне пофарбув. дверей	100 м ²	2,44	Оліфа Білила Фарби терті Крейда	кг кг кг кг	16,8 20,5 0,14 25,9	41 50,02 1 63
16	табл. 27-55Г	Грунтівка	100 м ²	17,12	Бітумна мастика Грун- тівка	тн. тн.	0,26 0,08	4,45 17,63

1	2	3	4	5	6	7	8	9
17	табл. 12-9	Утеплення	100 м ²	17,12	Утеп- лювач	м ³	1,03	17,63
18	табл. 12-10	Влаштування цем. стяжки	100 м ²	17,12	Розчин цем.	м ³	2,6	46
19	12-2 гр.1	Влаштув. 3-х шаров. рулон. покр. на бітум. мастиці	100 м ²	17,12	Рубе- ройд Бітумна мастика Грун- тівка Гравій	м ² тн. тн. м ³	345,0 1,65 0,08 1,04	5906 28 1 18
20	11-20 гр.3	Улашт. підготов. під. підлоги	м ³	23	Бетон М100	м ³	1,02	24
21		Влаштув паркетної підлоги	100 м ²	22,34	Паркет Цвяхи Плінтус	м ² кг м	1,015 0,186 0,95	22,87 4,19 21,41
22		Влаштув. підлоги з лінолеумуму	100 м ²	0,39	Розчин цем. Розчин деко- ратив. Цемент	м ³ м ³ кг	0,0182 0,0209 41	11,6 13 255,6
23	15-206	Засклення вікон	100 м ²	8,81	Скло віконне Замазка	м ² кг	145 85	1277 748
24		Засклення вітражів дверей	100 м ³	1,3	Скло товщ. 6,5мм Прокл. резин.	м ² кг	103 59	133 16,1
25	11-20 гр-3	Влаштув. кераміч. підлоги	100 м ²	1,67	Кераміч. плита Розчин. цем.	м ² м ³	104 0,22	173 0,4

Таблиця 3.4

Відомість основних будівельних матеріалів.

№ п/п	Назва	Од. виміру	Кіль- кість
1	2	3	4
1.	Цегла	т.шт.	643
2.	Розчин вапняно - цементний	м ³	699
3.	Толь	м	279
4.	Пакля	кг	411
5.	Розчин вапняний	м ³	50
6.	Сітка дротяно - тканинна	м ²	1740
7.	Плита глазурована	м ²	5620
8.	Клей казеїновий	кг	17907
9.	Гіпс	кг	687+
10.	Плитка вапняка	м ²	616
11.	Оліфа	кг	270
12.	Фарби сухі	кг	204,5
13.	Шпаклівка	кг	85
14.	Білила	кг	112
15.	Крейда	кг	251
16.	Вапно негашене	кг	13
17.	Бітумна мастика	тн.	908
18.	Грунтівка	тн.	32,45
19.	Шлак	м ³	1,7
20.	Руберойд	м ²	17,63
21.	Гравій	м ³	5906
22.	Бетон	м ³	18
23.	Керамічна плитка	м ²	24
24.	Скло віконне 6,5 мм	м ²	173
25.	Замазка	кг	1330
26.	Прокладки резинові	кг	748
27.	Набірний паркет	м ²	76,7
28.	Цвяхи	кг	2287
29.	Плінтус	м	419
			2141

Таблиця 3.5

Розрахунок закритого складу.

№ п/п	Назва матеріалів	Од. вим.	Об'єм	Коеф. безпер. завою матеріалів	Коеф. безпер. потреби у матеріалах	Запас матеріалів в днях	Норма на 1м.кв.	Коеф. проходів	Добова потреба матер.	площа складу, S, м ²
1.	Скло	м ²	1330				70		311	11,2
2.	Замазка	тн.	0,74				0,6		0,22	1,18
3.	Фарба терта, оліфа, білила	тн.	0,5		1,1	1.3	0,8		0,6 1,5	0,89
4.	Крейда, гіпс	тн.	1,37				2,5		1,0	9,78
5.	Керамічна плитка	м ²	173				8,0		70	12,2
									Всього:	35,8

Приймаємо інвентарний закритий склад площею 37,7м² з розмірами W×3,8×2,6м.

Таблиця 3.6

Розрахунок навісу

№ п/п	Найменування матеріалу	Од. вим.	Об'єм	Норма склад.	Коеф. прох.	Добова потреба	Запас в днях	Площа навісу	
1.	Віконні блоки	м ²	882	45				6,3	
2.	Дверні блоки	м ²	314	44	0.6	24	3	7,13	
3.	Бітумна мастика	тн.	32,5	0,9		2,0		8,5	
4.	Руберойд	рул.	295	22		40		2,05	
								Всього:	23,98

Приймаємо навіс інвентарний площею 24 м з розмірами 3×8×3м.

3.3 Вибір крана

Для спорудження будівлі виходячи з особливостей конструкцій та їх ваги, а також технологій монтажу будинку необхідно прийняти основний монтажний кран.

Вага основних конструкцій:

1. Плити перекриття - 2,5 тн.;
2. Ригель - 1,95 тн.;
3. Колони - 1,7тн.;
4. Діафрагми жорсткості - 0,75 тн.;
5. Піддони з цеглою - 0,7 тн.

Вага монтажних засобів прийнята у табл. 3.7

Таблиця 3.7

Вага монтажних засобів

№п/п	Назва	Обл.. застосування	Од. вим.	Вага, кг
1.	Строп 4-х вітковий	МОНТАЖ ПЛИТ 6×1,5м	кг	27
2.	Траверса	МОНТАЖ КОЛОН	кг	135
3.	Двокутковий строп	МОНТАЖ РИГЕЛІВ	кг	127

Схема для визначення параметрів крану приведена на рис. 3.1.

L - необхідний виліт стріли крану, м;

b_k - ширина наземної частини будинку з ділянкою виступаючих конструкцій;

H_n - необхідна висота підйому гаку від основи крану в м;

h_1 - висота будинку в м;

h_2 - висота монтажного елемента в м;

h_3 - відстань від верхньої відмітки до низу вантажа (0,5÷1 м);

h_4 - висота захватних пристроїв (2÷4,5 м);

Виліт стріли $L=d+b_k = 5+54 = 59$ м;

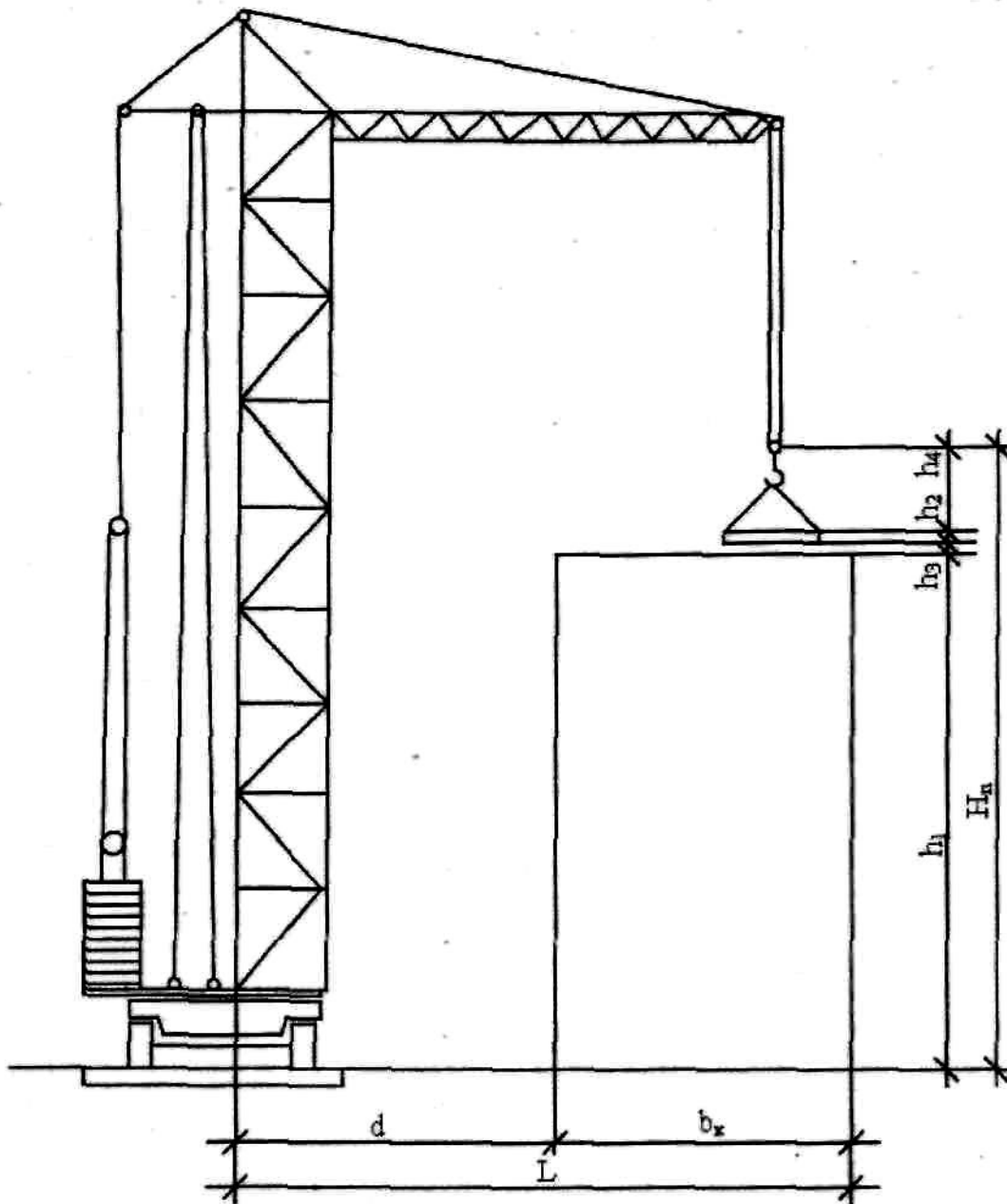


Рис. 3.1. Схема для визначення параметрів крану.

Необхідна висота підйому гаку: $H_n = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 = 22,8 + 1 + 0,3 + 4,5 = 28,6\text{м}$.

Необхідна вантажопідйомність крану приймається більше суми ваги вантажу і вантажозахватних засобів: $Q = k_m \cdot g = 112 \cdot 4,75 = 5,3\text{ т}$;

k_m - коефіцієнт, який враховує масу вантажозахватних засобів і величину відхилення (1,08÷1,12);

По визначених вище параметрах для монтажу будівлі приймаємо два баштових крани КБК160.2 та КБ-503 зі стрілою 30 м і вантажопідйомністю 8 т.

3.4 Техніко - економічне порівняння кранів

Для кінцевого вибору монтажного крану необхідно виконати співставлення техніко - економічних показників двох кранів, близьких по своїх параметрах.

Для порівняння приймаємо два крани: КБК-160.2 і КБ-503. Порівняння виконуємо у таблиці 3.8.

Таблиця 3.8

Техніко-економічне порівняння кранів

№ п/п	Назва параметрів	Кран КБК-160.2	Кран КБ-503
1.	Довжина стріли	30	35
2.	Вантажопідйомність при мін. висоті, тн	8	10
3.	Вантажопідйомність при макс. висоті, тн	5	1,5
4.	Висота підйому гаку при мінім. вильоті, м	17,5	53
5.	Висота підйому гаку при макс. вильоті, м	29,8	67,5

Для визначення більш економічного крану необхідно порівняти вартість їх машино-змін. В загальному виді собівартість машино-змін визначається по формулі:

$$C_{\text{маш-зм}} = \frac{C_e}{T_0} + \frac{O+C_1}{T_n} + C_2, \text{ де:}$$

C_e -затрати на перебазування з об'єкта на об'єкт;

O - річні амортизаційні витрати;

T_0 - число змін роботи крану на майданчику без зупинки;

C_1 - річні витрати на утримання підкранових шляхів;

T_n - число змін роботи крану в році у відповідності з встановленим режимом роботи;

C_2 – змінні експлуатаційні витрати.;

Змінні експлуатаційні витрати визначаються

$$C_2 = C_p - C_o + C_3 + C_e + 3.$$

Собівартість машино-змін для кранів КБК - 160.2 і КБ - 503 прийнята у табл. 3.9.

Таблиця 3.9

Собівартість машино-змін для кранів КБК - 160.2 і КБ – 503

№ п/п	Назва показників	Од. вим.	КБК-160.2	КБ-503
1.	Тривалість роботи крану:			
	T_1 - в рік	змін	400	400
	T_0 - на майданчику	змін	800	800
2.	О - річні амортизаційні витрати	т.грн	17,60	17,62
3.	C_e - витрати на перем. з об'єкту на об'єкт	грн.	11380	12540
4.	C_1 -річні витрати на утр. підкр. шляхів	грн..	334,5	334,5
5.	C_2 - змінні експлуат. витрати:			
	C_p - витрати на ремонт;	грн.	5,8	7,4
	C_o - витрати на ремонт оснастки;	грн.	7,0	8,3
	C_1 - витрати на енергомат.	грн.	0,18	0,31
	3 - зарплата персоналу.	грн.	7,7	9,7

Вартість машино-зміни крану КБК - 160.2 складає: $C_{м.зм.}=21,29$ грн.
Вартість машино-зміни крану КБ - 503 складає: $C_{м.зм.}=26,43$ грн., приймаємо баштовий кран КБК - 160.2 з стрілою $L=30$ м як більш економічний.

3.5. Проведення робіт в зимовий час

Проведення основних будівельно - монтажних робіт в зимовий період передбачається з врахуванням заходів необхідних для планомірного розвитку всього будівництва в інші періоди року.

Роботи ведуться без зниження тисків в порівнянні з теплими періодами року. При виконанні робіт в зимовий час проектом організації будівництва передбачено наступні заходи:

- ґрунт в зимовий період захищається від глибокого промерзання шляхом вибирання та боронування ділянок, які підлягають розробці до наступу холодів. Після опадання снігу в цих місцях ведуться роботи з снігозатримання мерзлого ґрунту;

- влаштування бетонних та залізобетонних фундаментів методом термоса з застосуванням термоактивного утеплювача;

- розробка ґрунту в котлованах ведеться з недобором не менше 20 см.

Після зачистки недобору зразу монтуються фундаменти. При необхідності основи утеплюються. Розчин і бетон в момент укладки повинен мати температуру не менше 45⁰.

Бетонна суміш вкладається в фундаменти до початку засипки повинна досягнути не менше 70 - 50% від проектної і не менше 50 кг/см². Такий бетон твердіє після відтаювання майже без втрат міцності. Бетонну суміш транспортувати в утеплених бункерах, самоскидах з підігрівом бетонної суміші відпрацьованими газами.

Облицювальні роботи повинні вестися в закритих, опалювальних приміщеннях. Внутрішні штукатурні та малярні роботи виконуються тільки в опалювальних приміщеннях при температурі згідно [21]. Влаштування покрівлі з рулоонних матеріалів допускається при температурі зовнішнього повітря - 20⁰С.

3.6 Розрахунок тимчасових будівель та споруд

Розрахунок площ інвентарних будівель адміністративного призначення проводиться виходячи з чисельності працюючих, зайнятих на будівельному майданчику в найбільш багаточисельну зміну (табл. 3.11). Розрахунок тимчасових споруд санітарно-побутового та адміністративного призначення виконаний на максимально - напружений рік будівництва (табл. 3.22).

Таблиця 3.10

Кількість окремих категорій працюючих.

№ п/п	Категорії працюючих	%	К-ть чоловік
1.	Робітників	84,5	42
2.	УТР	11,0	5
3.	Службовців	3,5	2
4.	МОП та охорона	1,7	1
Всього:		100	50

Для розрахунку використано 2-х змінну роботу:

- I зміна – 70%, робітників - 30 чол,
80% службовців та УТР - 6 чол.
- II зміна - 30% робітників - 12 чол.
20% службовців та УТР - 1 чол.

3.7 Розрахунок тимчасових побутових приміщень

Кількість чоловіків приймається 70%, а жінок-30% від загальної кількості працюючих.

Таблиця 3.11

Розрахунок тимчасових побутових приміщень

№ п/п	Назва приміщень	Норма на люд.	К-ть чоловік	Потрібна площа, м ²
1	Гардеробні	0,6 м ²	42	25,2
2	Кімната відпочинку та прийому їжі	1 м ²	30	30
3	Душові	1 га - 5 чол.	30	12,58
4	Умивальники	0,43 м ² 1 пр. - 15 чол., 0,5 м ²	30	1
5	Туалет чоловічий	0,07	21	1,47
6	Туалет жіночий	0,14	9	1,26
7	Контора виконробів	4	2	8

3.8 Розрахунок тимчасового водопостачання

Розрахунок тимчасового водопостачання проводиться на основі максимальної витрати води для будівельного майданчика.

Визначаємо витрату води в метрах на господарсько - питні , виробничі та протипожежні потреби.

1. Витрата води на виробничі потреби:

$$Q_{\text{вир}} = \frac{S \cdot v \cdot K_{\text{год}}}{n_{\text{год}} \cdot 3600}, \text{ де:}$$

S - об'ємна витрата води на виробничо - будівельні потреби;

v - об'єм будівельних робіт за добу чи зміну;

$K_{\text{год}}$ - коефіцієнт годинної нерівномірності водопостачання;

$n_{\text{год}}$ - число годин роботи

Розрахунок потреб води на виробничі потреби зведено в таблицю 4.4.

Таблиця 3.12

Розрахунок витрати води на виробничі потреби.

№ п/п	Назва споживача	Од. вим.	Об'ємна витрата води на од. вим., S	Об'єм	Коеф., K _{год}	Число год. роботи в зміну, n _{год}	Витрата води в літрах, Q _{вир}
1	Шнековий змішувач	шт.	60	2	1,6	8,0	0,0066
2	Цементна кладка	м ³	45	1621	1,6	8,0	4,05
3	Штукатурні роботи	м ²	8	12893	1,6	8,0	5,13
4	Малярні роботи	м ²	1,0	8086	1,6	8,0	0,45
Всього:							10,2

2. Витрата води на господарські потреби:

$$Q_{\text{госп.}} = \frac{V \cdot n_1 \cdot K_{\text{год}}}{n \cdot 3600}, \text{ де:}$$

V - витрата води по нормі на одного робітника в зміну 25 л/сек.;

n₁ - число робітників в зміну;

K_{год} - коефіцієнт нерівномірності споживачів - 2,7;

n - кількість годин в зміну;

3. Витрата води на душові установки:

$$Q_{\text{душ.}} = \frac{C \cdot N}{m \cdot 60} = \frac{30 \cdot 42}{50 \cdot 60} = 0,42 \text{ л/с, де}$$

C - витрата води на одного робітника, який приймає душ - 30 л/сек.;

m - час роботи душу - 50 хв;

4. Витрата води на зовнішнє пожежогасіння: $Q_{\text{пож.}} = 10 \text{ л/сек}$

5. Сумарна витрата води: .

$$Q = Q_{\text{вир.}} + Q_{\text{госп.}} + Q_{\text{душ.}} + Q_{\text{пож.}} = 10,23 + 0,098 + 0,42 + 10 = 20,7 \text{ л/сек.}$$

6. Розрахунок діаметра труби.

При гідравлічному розрахунку водопровідної мережі діаметр труби визначається за формулою:

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot v \cdot 1000}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 20,7}{3,14 \cdot 1,4 \cdot 1000}} = 0,1 = 100 \text{ мм, де:}$$

v - швидкість руху води в трубі м/сек..

Приймаємо діаметр труби тимчасового водопроводу 100 мм.

3.9. Розрахунок тимчасового енергопостачання

Для визначення потреби в електроенергії будівельного майданчика необхідно визначити кількість та потужність споживачів електроенергії, місце їх розташування (табл. 4.5, 4.6).

Таблиця 3.13

Освітлення тимчасових будівель та споруд

№ п/п	Назва приміщення	Потужність на 1м ² , Вт	Площа S, м ²	Необхідна потужність, Вт
1.	Контора виконроба	15	8	120
2.	Побутові приміщення	15	62	930
3.	Закритий склад	5,0	36	170
4.	Навіс	3,0	24	72
Всього:				1302

Необхідна потужність трансформатора визначається в наступній послідовності (табл.. 4.7):

Навантаження: активне кВт: $P_M = K_c \cdot P_y$

реактивне в квар. $Q_M = P_M \cdot \operatorname{tg}\varphi$, де:

P_M - активне навантаження, кВт;

Таблиця 3.14

Зовнішнє освітлення

№ п/п	Назва діляниць	Потужність на 1 м ² , Вт	Освітл. площа, м ²	Потужність, кВт
1.	Автодороги	5 кВт/км	0,25	1,25
2.	Охоронне освітл.	11,5 кВт/км	0,32	0,48
3.	Місцеві констр. та тимчасові споруди	3Вт	324	0,972
4.	Місця складування	2 Вт	120	0,240
Всього:				2,94

Q_M - реактивне навантаження;

K_c - коефіцієнт запасу струмоприймачів;

P_y - установча потужність струмоприймачів кВт.

Таблиця 3.15

Розрахунок необхідної потужності трансформатора:

№ п/п	Група споживачів електроен.	К-ть, шт.	P_y , кВт/од.	К-ть од.	Коефіцієнти			Розр. потуж.	
					K_c	$\cos\varphi$	$\operatorname{tg}\varphi$	актив., P_M ,кВт	реактив., Q_M , кВт
1.	Кран	2	45	40	0,3	0,4	1,65	2,7	44,6
2.	Компресор	2	4,0	1,0	0,7	0,85	0,75	5,6	4,2
3.	Зварювальний апарат	4	32	128	0,74	0,4	2,35	44,8	105,28
4.	Освітлення:								
	а) зовнішнє			1,3	0,8	1,0	-	1,2	-
	б) внутрішнє	-	-	2,94	1,0	1,0	-	2,94	-
Всього:								83,34	154,08

Визначаємо розрахунковий коефіцієнт потужності по формулі:

$$\operatorname{tg}\varphi = Q_M/P_M = 154,08/83,38 = 1,8.$$

$$\cos\varphi = 0,47$$

Сумарні навантаження в кВт визначаємо по формулі:

$$N_M = P_M/\cos\varphi = 83,34 / 0,47 = 177,3 \text{ кВт.}$$

Необхідну потужність трансформатора визначаємо за формулою:

$$P_{\text{потр}} = N_M \cdot K_{\text{нм}} = 177,3 \cdot 0,75 = 132,98 \text{ кВт.}$$

$K_{\text{нм}}$ - коефіцієнт навантажень (0,75÷0,85).

3.10 Розрахунок прожекторного освітлення

Необхідна кількість прожекторів для освітлення будівельного майданчика:

$$n = \frac{K \cdot E \cdot S \cdot (0,16 \div 0,25)}{P_n}, \text{ де}$$

K - коефіцієнт запасу 1,5;

E -освітлення в лк;

S - освітлювальна площа в м^2 ;

P_n - потужність лампи в Вт;

При освітленні території прожекторами ЛЗС - 250:

$$n = \frac{1,5 \cdot 0,53 \cdot 600 \cdot (0,2)}{500} = 1 \text{ шт.}$$

Освітлення складських майданчиків та автодоріг здійснюється прожекторами АВС- 500, встановленими на висоті 9 м:

$$n = \frac{1,5 \cdot 1,0 \cdot 120 \cdot (0,2)}{500} = 2 \text{ шт.}$$

3.11 Розрахунок автотранспорту

Для забезпечення будівництва автотранспортом необхідно виконати розрахунок кількості одиниць автотранспорту для безперебійного постачання конструкціями та матеріалами.

Розрахунок проводиться по формулі:

$$N = \frac{Q \cdot \left(\frac{2 \cdot \ell}{V_{\text{сер}}} + t_{\text{зав}} + t_{\text{роз}} \right)}{g \cdot v \cdot t}, \text{ де}$$

Q - кількість матеріалу;

$V_{\text{сер}}$ - середня швидкість машин, км/год;

ℓ - дальність перевезення, км.

$t_{\text{зав}}, t_{\text{роз}}$ – час завантаження і розвантаження матеріалу.

1 колона:

$$N = \frac{552 \cdot \left(\frac{2 \cdot 25}{20} + 0,33 + 0,33 \right)}{8,2 \cdot 1 \cdot 25} = 9 \text{ машин};$$

2 ригелі:

$$N = \frac{1094 \cdot \left(\frac{2 \cdot 25}{20} + 0,33 + 0,33 \right)}{8,2 \cdot 2 \cdot 25} = 8 \text{ машин};$$

3 плити перекриття:

$$N = \frac{3122 \cdot \left(\frac{2 \cdot 25}{20} + 0,33 + 0,33 \right)}{8,2 \cdot 3 \cdot 25} = 24 \text{ машини.}$$

4. РОЗДІЛ ЕКОНОМІКИ БУДІВНИЦТВА

Вихідні дані

Найменування об'єкту: “Державна бібліотека на 950 тис. томів у м. Запоріжжі з розробкою різних варіантів фундаментів”.

Кошторисна документація складена з застосуванням:

- Правил визначення вартості будівництва (ДСТУ Б Д.1.1-1:2013);
- Ресурсних елементних кошторисних норм на будівельні роботи (ДСТУ Б Д.2.2-XX:2012);
- Ресурсних елементних кошторисних норм на монтажні роботи (ДСТУ Б Д.2.3-XX:2012);
- Ресурсних елементних кошторисних норм на ремонтно-будівельні роботи (ДСТУ Б Д.2.4-XX:2012);
- Ресурсних елементних кошторисних норм на пусконаладжувальні роботи (ДСТУ Б Д.2.6-XX:2012)
- Ресурсних кошторисних норм експлуатації будівельних машин та механізмів (ДСТУ Б Д.2.7-1:2012).

Інвесторська кошторисна документація складена в поточних цінах на трудові та матеріально-технічні ресурси станом на 24.12.2023 р.

При складанні розрахунків прийняті наступні показники та нарахування:

1. Загальновиробничі витрати розраховані у відповідності з усередненими показниками ДСТУ-Н Б Д.1.1-3:2013 Додаток Б.
2. Усереднений показник ліміту коштів на зведення и розбирання титульних будівель і споруд, Розрахунок №2 - 1,30%
3. Показник витрат на покриття ризику всіх учасників будівництва, ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 п.5.8.16 - 2,00%
4. Усереднений показник розміру кошторисного прибутку, Розрахунок №5 - 2,96грн./люд.год.;
5. Показник відрахувань на покриття адміністративних витрат будівельно-монтажних організацій - Розрахунок №6 - 1,38грн./люд.год..
6. Тарифні сітки прийняті виходячи з:

Тривалості робочого часу, 166,08 люд-г.

Середньомісячної заробітної плати, 14 800,00грн.

Державна бібліотека на 950 тис. томів у м. Запоріжжі з розробкою різних варіантів фундаментів

Форма №3

Кошторис у сумі 384884,683 тис.грн.

Затверджено

Замовник

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

“ ” 20__ р.

ОБ`ЄКТНИЙ КОШТОРИС № 2-1

на будівництво : Державна бібліотека на 950 тис. томів у м. Запоріжжі з розробкою різних варіантів фундаментів

Кошторисна вартість об`єкта 213514,128 тис.грн.
 Кошторисна трудомісткість 7869,671 тис.люд.-год.
 Кошторисна заробітна плата 140515,961 тис.грн.
 Вимірник одиничної вартості
 Будівельні обсяги

Складений в поточних цінах станом на 15 січня 2024 р.

№ п/п	Номери кошторисів і кошторисних розрахунків	Найменування робіт і витрат	Кошторисна вартість, тис.грн.					Кошторисна трудомісткість, тис. люд.-год.	Кошторисна заробітна плата, тис. грн.	Показники одиничної вартості
			будівельних робіт	монтажних робіт	устаткування, меблів та інвентарю	інших витрат	всього			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	Л.кошторис 2-1-1	на Державна бібліотека на 950 тис. томів у м. Запоріжжі з розробкою різних варіантів фундаментів	213514,128	-	-	-	213514,128	7869,671	140515,961	-
		Всього:	213514,128	-	-	-	213514,128	7869,671	140515,961	-
2	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.14	Кошти на зведення та розбирання тимчасових будівель і споруд виробничого та допоміжного призначення, передбачених даним проектом (робочим проектом) (3,1 %)	6618,938	-	-	-	6618,938	-	-	-
3	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.2.10	Додаткові витрати при виконанні будівельно-монтажних робіт у зимовий період (1,3X0,9)%	2575,557	-	-	-	2575,557	-	-	-

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
4	ДБН Д.1.1-1-2000 Додаток Б п.49	Утримання служби замовника (включаючи витрати на технічний нагляд) (2,5 %)	-	-	-	5567,716	5567,716	-	-	-
5	ДБН Д.1.1-1-2000 Додаток Б п.55	Кошторисна вартість проектних робіт	-	-	-	2984,296	2984,296	-	-	-
6	Пост. Кабміну України від 05.04.06 №427	Кошторисна вартість комплексної державної експертизи проектно- кошторисної документації (K=1,1)	-	-	-	122,490	122,490	-	-	-
		Разом:	222708,623	-	-	8674,501	231383,12 4	-	-	-
	ДБН Д.1.1.1- 2000 п.3.1.18	Кошторисний прибуток	65767,459	-	-	-	65767,459	-	-	-
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.18.4	Кошти на покриття адміністративних витрат будівельно-монтажних організацій	-	-	-	15170,587	15170,587	-	-	-
	ДБН Д.1.1-1-2000 п 3.1.19	Кошти на покриття ризику всіх учасників будівництва	8017,510	-	-	312,282	8329,792	-	-	-
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.20	Кошти на покриття додаткових витрат, пов'язаних з інфляційними процесами	-	-	-	-	-	-	-	-
		Податки, збори, обов'язкові платежі, встановлені чинним законодавством і не враховані складовими вартості будівництва (крім ПДВ) у тому числі:	-	-	-	86,274	86,274	-	-	-
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.22	- Комунальний податок	-	-	-	86,274	86,274	-	-	-
		Разом крім ПДВ	296493,592	-	-	24243,644	320737,23 6	-	-	-
		Податок на додану вартість (ПДВ) (20 %)	-	-	-	64147,447	64147,447	-	-	-
		Всього по кошторису	296493,592	-	-	88391,091	384884,68 3	-	-	-

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
		Зворотні суми у тому числі:	-	-	-	-	992,841	-	-	-
		- від тимчасових будівель і споруд (15 %)	-	-	-	-	992,841	-	-	-

Директор (або головний інженер) проектної організації _____
Головний інженер проекту _____

Начальник відділу _____

Узгоджено:

Замовник _____

(назва організації, що затверджує)

Затверджено

Зведений кошторисний розрахунок у сумі 384884,675 тис.грн.
У тому числі зворотних сум 992,841 тис.грн.

^
(посилання на документ про затвердження)

“ ___ ” _____ 20__ р.

ЗВЕДЕНИЙ КОШТОРИСНИЙ РОЗРАХУНОК ВАРТОСТІ БУДІВНИЦТВА

Державна бібліотека на 950 тис. томів у м. Запоріжжі з розробкою різних варіантів фундаментів

Складений в поточних цінах станом на 15 січня 2024 р.

№ п/п	Номери кошторисів і кошторисних розрахунків	Найменування глав, об'єктів, робіт і витрат	Кошторисна вартість, тис.грн.			Інші витрати, тис.грн.	Загальна кошторисна вартість, тис.грн.
			будівельних робіт	монтажних робіт	устаткування, меблів та інвентарю		
1	2	3	4	5	6	7	8
1	2-1	Глава 2. Основні об'єкти будівництва Державна бібліотека на 950 тис. томів у м. Запоріжжі з розробкою різних варіантів фундаментів	213514,128	-	-	-	213514,128
		-					
		Разом по главі 2:	213514,128	-	-	-	213514,128
		Разом по главах 1-7:	213514,128	-	-	-	213514,128
2	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.14	Глава 8. Тимчасові будівлі і споруди Кошти на зведення та розбирання тимчасових будівель і споруд виробничого та допоміжного призначення, передбачених даним проектом (робочим проектом) (3,1 %)	6618,938	-	-	-	6618,938

1	2	3	4	5	6	7	8
		-					
		Разом по главі 8:	6618,938	-	-	-	6618,938
		Разом по главах 1-8:	220133,066	-	-	-	220133,066
3	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.2.10	Глава 9. Інші роботи та витрати Додаткові витрати при виконанні будівельно-монтажних робіт у зимовий період (1,3X0,9)%	2575,557	-	-	-	2575,557
		-					
		Разом по главі 9:	2575,557	-	-	-	2575,557
		Разом по главах 1-9:	222708,623	-	-	-	222708,623
4	ДБН Д.1.1-1-2000 Додаток Б п.49	Глава 10. Утримання служби замовника і авторський нагляд Утримання служби замовника (включаючи витрати на технічний нагляд) (2,5 %)	-	-	-	5567,716	5567,716
		-					
		Разом по главі 10:	-	-	-	5567,716	5567,716
5	ДБН Д.1.1-1-2000 Додаток Б п.55	Глава 12. Проектні та вишукувальні роботи Кошторисна вартість проектних робіт	-	-	-	2984,296	2984,296
6	Пост. Кабміну України від 05.04.06 №427	Кошторисна вартість комплексної державної експертизи проектно-кошторисної документації (К=1,1)	-	-	-	122,490	122,490
		-					
		Разом по главі 12:	-	-	-	3106,785	3106,785
		Разом по главах 1-12:	222708,623	-	-	8674,501	231383,124
		Кошторисний прибуток	65767,454	-	-	-	65767,454
	ДБН Д.1.1.1-2000 п.3.1.18	Кошти на покриття адміністративних витрат будівельно-монтажних організацій	-	-	-	15170,585	15170,585
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.18.4	Кошти на покриття ризику всіх учасників будівництва	8017,510	-	-	312,282	8329,792
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.19	Кошти на покриття додаткових витрат, пов'язаних з інфляційними процесами	-	-	-	-	-
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.20						

1	2	3	4	5	6	7	8
		Разом	296493,587	-	-	24157,368	320650,955
		Податки, збори, обов'язкові платежі, встановлені чинним законодавством і не враховані складовими вартості будівництва (крім ПДВ)	-	-	-	86,274	86,274
		у тому числі:					
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.22	- Комунальний податок	-	-	-	86,274	86,274
		Разом крім ПДВ	296493,587	-	-	24243,642	320737,229
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.22	Податок на додану вартість (ПДВ) (20 %)	-	-	-	64147,446	64147,446
		Всього по зведеному кошторисному розрахунку	296493,587	-	-	88391,088	384884,675
		Зворотні суми	-	-	-	-	992,841
		у тому числі:					
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.2.8.18.1	- від тимчасових будівель і споруд (15 %)	-	-	-	-	992,841

Директор (або головний інженер) проектної організації _____
Головний інженер проекту _____

Начальник відділу _____

Узгоджено:

Замовник _____

5. НАУКОВИЙ РОЗДІЛ “РОЗРОБКА РІЗНИХ ВАРІАНТІВ ФУНДАМЕНТІВ”

5.1 Аспекти варіантності при проектуванні фундаментів

Найбільш важливими аспектами для проектування основ та фундаментів будівель і споруд такі:

економічність (вартість конструкції, проведених робіт, експлуатації машин і механізмів і т. п. повинна бути найнижчою);

термін будівництва (роботи з виготовлення фундаментів повинні бути виконаними якнайшвидше);

максимальне використання несучої здатності основ і фундаментів (застосування найпрогресивніших конструкцій фундаментів та сучасних методів їх);

надійність (здатність основ фундаментів сприймати експлуатаційне навантаження протягом усього терміну їх служби).

В результаті порівняння варіантів приймають найбільш надійне економічне та технологічне рішення, для встановлення якого часто виконують техніко-економічне порівняння варіантів.

Вибір найбільш оптимального рішення є складним комплексним завданням, що враховує багаточисленні фактори, зокрема інженерно-геологічні умови, рельєф, конструкції будівель, технологію виконання робіт тощо.

Прийmemo умовний розподіл ґрунтів на три категорії: *придатні для природної основи, слабкі, щільні*.

За рельєфом ділянки будівництва поділяють на рівнинні і косогірні. У великій мірі на вибір конструкції фундаменту впливає наявність ґрунтових вод.

Послідовність вибору оптимального варіанту фундаментів переважно така: приймають конструктивні рішення фундаментів у конкретних інженерно-геологічних умовах, проводять розрахунки несучої здатності основи та приймають їх розміри.

Варіанти фундаментів під несучі стіни будівлі приведені на рисунку 6.1., а схеми напластувань ґрунтів за складністю приведені на рисунку 6.2.

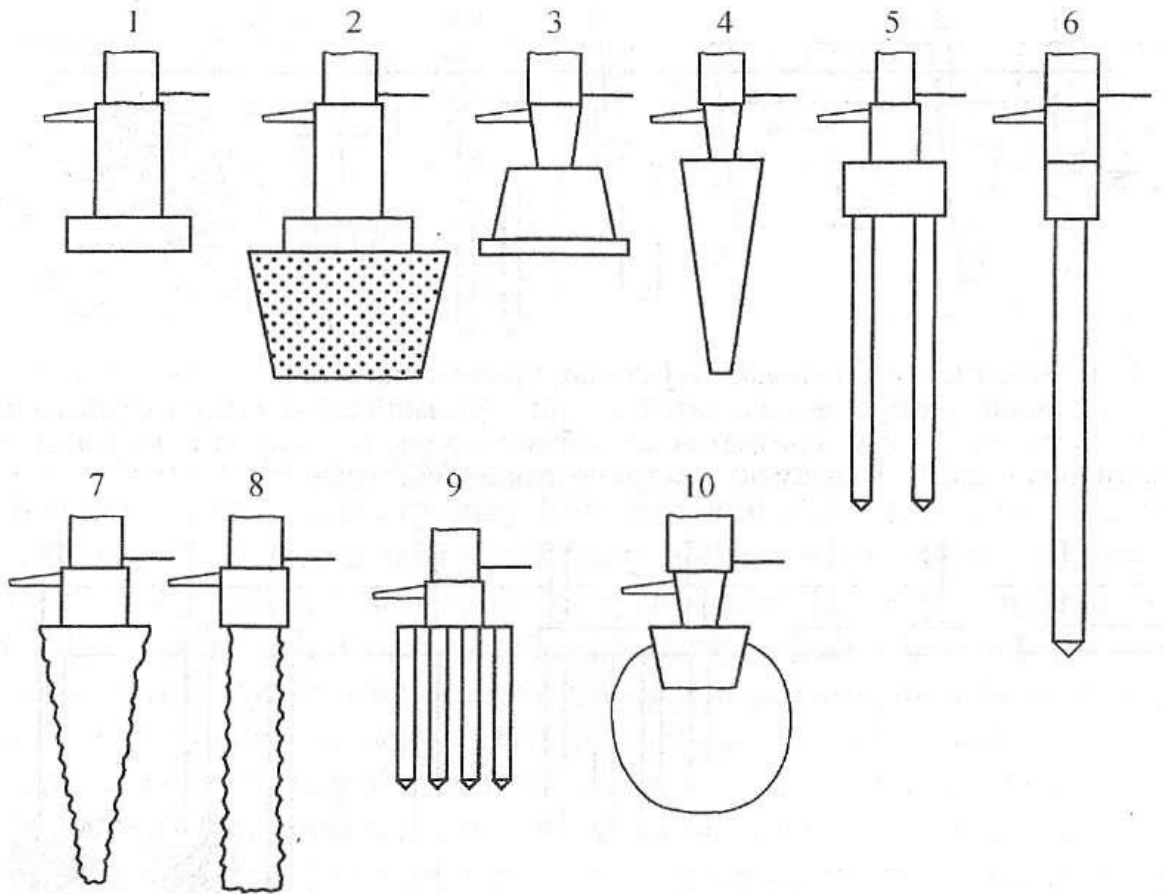


Рис. 6.1 Варіанти фундаментів під несучі стіни безкаркасних будівель:
 1 - стрічкові; 2 - на штучних основах; 3 - окремі фундаменти з балками; 4 - пірамідальні палі; 5, 6 - призматичні забивні палі; 7 - конусоподібні набивні палі; 8 - циліндричні набивні палі; 9 - мікропалі; 10 - фундамент у витрамбованому котловані.

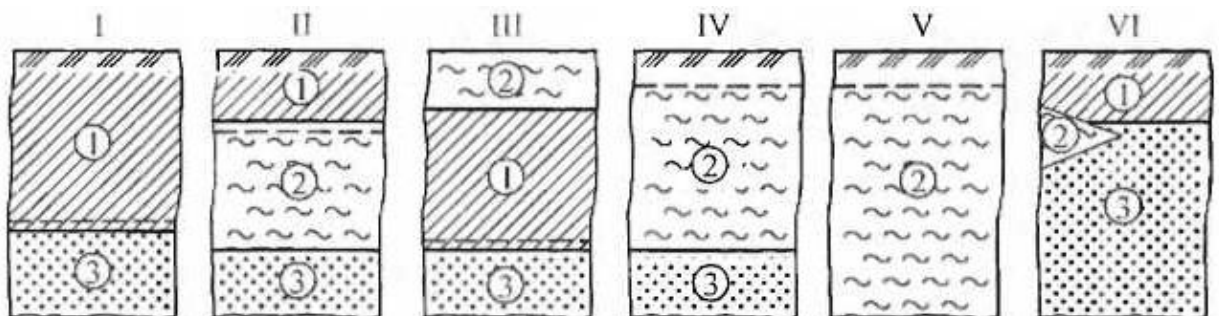


Рис. 6.2 Схеми типових напластувань ґрунтів (I - VI): 1 – придатні; 2 – слабкі; 3 – щільні.

Для попереднього призначення варіантів фундаментів можна скористатися рекомендаціями таблиці 5.1.

Таблиця 5.1

Рекомендовані конструкції фундаментів під несучі стіни безкаркасних будівель

№ п/п	Конструкція фундаментів	Ґрунтові умови					
		I	II	III	IV	V	VI
1	Стрічкові	+	+	+	-	-	-
2	Стовпчасті	+	+	+	-	-	-
3	Плитні	-	-	-	-	-	-
4	На штучній основі	-	+	-	+	+	+
5	У витрамбовуваних котлованах:						
	- звичайних	+	-	+	-	-	-
	- з розширенням	+	-	+	-	-	-
6	Забивні призматичні палі	+	+	+	+	+	+
7	Забивні пірамідальні палі	+	+	+	-	-	-
8	Забивні палі-колони	-	-	-	-	-	-
9	Забивні таврові палі з консоллю	-	-	-	-	-	-
10	Пірамідальні і призматичні палі	-	-	+	-	-	-
11	Короткі буронабивні палі	+	-	+	-	-	-
12	Конічні набивні палі	+	-	+	-	-	-
13	Мікропалі	+	+	-	-	-	-

5.2 Найбільш поширені варіанти фундаментів

Будівництво будь-якого будинку, починається з підготовки фундаменту. Правильний розрахунок і монтаж фундаменту є гарантією тривалої експлуатації будівлі без зсувів, появи тріщин в стінах, виникнення інших проблем з порушенням геометрії. У сучасному будівництві використовуються різні види і типи фундаментів, вибір яких залежить від: характеристики ґрунтів, на яких будується будинок; розмірів будівлі; стінових та конструкційних матеріалів; кліматичних умов; рівня залягання ґрунтових вод. Ці та інші фактори визначають вибір варіанту конструкції, оптимальної для конкретного будинку. Фундамент повинен не просто витримати вагу будівлі, але і володіти достатнім запасом міцності для компенсації непередбачених навантажень, стихійних лих (наприклад, повеней, сильних морозів, що викликають спучування ґрунту і т. д.) і збільшення ваги будівлі за рахунок додаткової зовнішньої і внутрішньої обробки, перепланування, збільшення поверховості, снігу на даху. У житловому та промисловому будівництві застосовуються різні фундаменти, що відрізняються за складністю монтажу, несучою здатністю, вартістю. Види фундаментів для приватного будинку обмежуються кількома варіантами: стрічкові; плитні; пальові.

Стрічкові фундаменти найбільш поширені у приватному будівництві. Хоча стрічковий фундамент вимагає певного обсягу земляних робіт і значної витрати бетону, він є самим надійним рішенням для кам'яних, цегляних, блокових, керамзитобетонних і шлакобетонних будинків. Він витримує значну вагу стін, рівномірно розподіляючи її по усьому периметру і має рівномірний, але не надмірний, тиск на ґрунт, за рахунок великої площі опори. Конструктивно стрічковий фундамент являє собою монолітну залізобетонну конструкцію, що йде по всьому периметру будинку і під всіма несучими стінами. Часто заливається бетонна основа і під перегородками – це трохи здорожує конструкцію, але значно підвищує її надійність. Стрічкові фундаменти дозволяють обладнати під будинком підвали,

цокольні поверхи, гаражі — в цьому випадку фундамент заглиблюється на висоту підземного приміщення і його несучі здібності нітрохи не зменшуються.

Збірні фундаменти монтуються з готових блоків заводського виробництва. Вони встановлюються у готову траншею, зв'язуються сталевим дротом, а шви заповнюються цементним розчином. Для монтажу такого фундаменту необхідна вантажопідйомна техніка середньої потужності. Збірні стрічкові фундаменти дуже міцні й довговічні — термін експлуатації перевищує 150 років. Але у застосуванні блоків є одне обмеження - з них зручно монтувати фундаменти тільки прямокутної конфігурації, розмірам кратні довжині блоку. Різати блок - складна і дорога операція. Також збірні фундаменти обмежені по глибині. Цокольні приміщення і підвали будувати з блоків недоцільно - рано чи пізно крізь шви почне просочуватися вода.



Рис. 5.3 Збірний стрічковий фундамент

Мілкозаглиблений фундамент кращий для одноповерхових цегляних і дерев'яних будинків на ґрунтах всіх типів. Особливо він доречний при високому заляганні ґрунтових вод. Він являє собою бетонну стрічку на

піщаній подушці. Заглиблення в землю не перевищує 50 см (на м'яких ґрунтах — до 70). Практика показує, що при правильно підготовленій піщаній подушці заввишки не менше 15 см та встановленого за всіма правилами армопоясу, такий фундамент відмінно справляється зі своїми обов'язками. Для підвищення надійності основи необхідно встановити утеплене вимощення шириною не менше 50 см, служить для відводу дощових вод та захисту ґрунту по периметру будинку від промерзання.

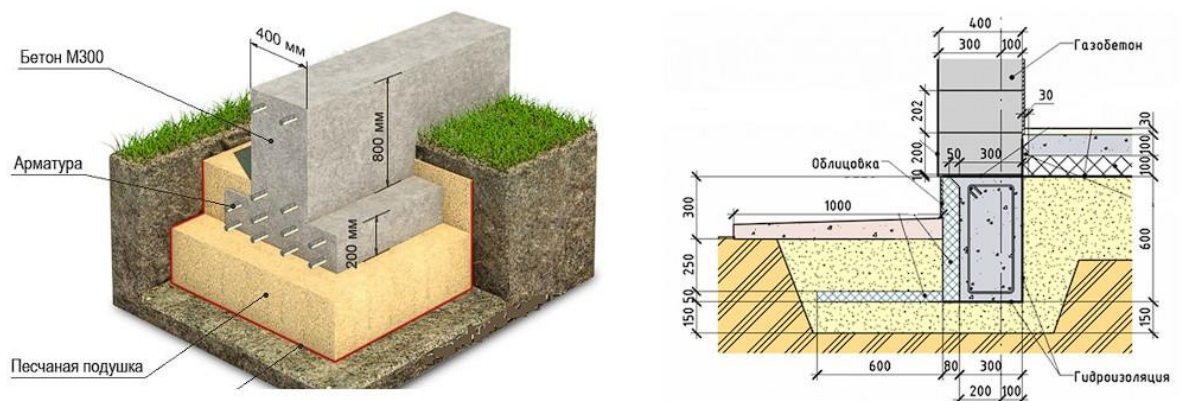


Рис. 5.4 Мілкозаглиблений стрічковий фундамент

Повнозаглиблений стрічковий фундамент застосовується при будівництві будинків в два і більше поверхів, з масивними стінами і бетонними перекриттями. Глибина його монтажу – на 20-30 см нижче глибини промерзання ґрунту в кліматичній зоні будівництва. Це надзвичайно міцна і надійна конструкція, практично несхильна до температурних деформацій і не боїться підйому ґрунтових вод. Надійність фундаменту збільшує армування, яке виконується шляхом в'язки каркаса з арматури. Іноді заглиблені стрічкові фундаменти будуються без армування, але це доречно лише на щільних і кам'янистих ґрунтах. Вартість фундаменту досить висока – потрібна велика кількість бетону і значний обсяг земляних робіт.

Фундаменти будинку у вигляді суцільної або збірної плити на всю площу будівлі менш популярні, ніж стрічкові фундаменти, але в деяких випадках є єдино можливим варіантом. При будівництві на нестійких,

піщано – глинистих, пучинистих ґрунтах, при високому заляганні ґрунтових вод (вище 1 м), глибоко промерзаючих ґрунтах, найкраще залити суцільну залізобетонну плиту, на якій зводяться будівлі будь-якої поверховості. Для каркасних одно та двоповерхових будинків плитний фундамент практично ідеальне рішення. Він менш складний, ніж стрічковий і на сваях, але порівняно з ними більш витратний в плані розхідних матеріалів та необхідної кількості робочого часу. Такі фундаменти часто називають плаваючими — вони споруджуються без заглиблення і впливають практично тільки на поверхню ґрунту. Температурні і інші переміщення ґрунту на стійкість фундаменту, а, значить, і всього будинку, впливу практично не мають. Плитні види фундаментів застосовуються в будівництві і поділяються на монолітні та збірні. Другий варіант частіше використовується при спорудженні габаритних будинків з великою площею основи і складною конфігурацією периметра. Для житлового будинку краще зупинитися на монолітному фундаменті з литого армованого бетону.



Рис. 5.5 Повнозаглиблений стрічковий фундамент

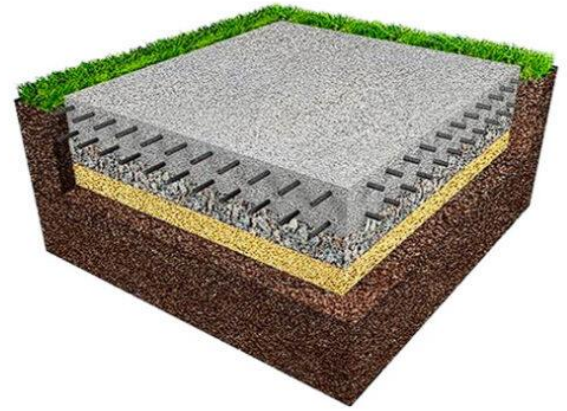


Рис 5.6 Плитні фундаменти

Стовпчасті фундаменти набули поширення разом із зростанням популярності каркасних і панельних будинків, а також будинків з клеєного і пиляного бруса. Витрати на такий фундамент в кілька разів нижчі, ніж на стрічковий або плитний. Головна особливість такого фундаменту – необхідність монтажу нижньої обв'язки з бруса або балок, яка служить основою будинку. Стовпи встановлюються під усіма стінами периметра і внутрішніми перегородками з інтервалом до 2,5 м (оптимально 1,5 ÷ 2 м). Вони заглиблені в землю на глибину більше, ніж рівень промерзання і піднімаються над рівнем ґрунту на необхідну висоту. Дуже зручні такі фундаменти на майданчиках нерівного ландшафту – варіюючи висоту стовпів легко добитися ідеально горизонтального положення обв'язки. Розміри стовпів залежать від матеріалу виготовлення, їх будують з: бетону; природного каменю; цегли; плитняку. Розміри варіюються в діапазоні 38 – 50 см по стороні, як правило, у поперечному перерізі вони представляють квадрат, рідше - прямокутник.

Вибір варіанту стовпчастого монолітного фундаменту визначається властивостями ґрунтів на майданчику, де будується будинок. При глибокому заляганні ґрунтових вод ідеальним вибором буде стовпчастий монолітний фундамент з армованого бетону. Як і в стрічковому фундаменті, арматурний каркас в стовпі обов'язковий в будь-яких кліматичних умовах. Монтаж стовпчастого фундаменту проводиться в кілька етапів: підготовка

ями (свердловини); монтаж опалубки; складання арматурного каркаса; заливка бетону. У проміжок між стовпом і краєм свердловини (відстань має становити не менше 10 см) засипається дрібний гравій або пісок – таким чином знижуються навантаження на фундамент з боку ґрунту при замерзанні або інших переміщеннях. Але на ґрунтах з ризиком горизонтальних рухів (пливунах та інших нестійких ґрунтах) встановлювати стовпчасті фундаменти не рекомендується – вони мають невисоку стійкість до перекидання і завжди існує ризик порушення стійкості будинку.



Рис. 5.7 Стівпчастий монолітний фундамент

Збірні стівпчасті фундаменти являють собою стівпи бетонні платформи, виготовлені на заводі. Вони збираються у вигляді конструктора на ділянці і з'єднуються між собою зварюванням арматури та бетонуванням стиків. При всій дешевизні і простоті монтажу, стівпчасті фундаменти досить обмежені в сфері застосування. Вони виправдані на міцних і стійких ґрунтах для будівель не вище 2 поверхів, без підвалів і цоколів. Але «вузька спеціалізація» не знижує їх привабливості для приватного будівництва.

Фундаменти на палях є найпопулярнішими фундаментами в промисловому і багатопверховому житловому будівництві. Часто використовуються при зведенні невеликих приватних будинків і котеджів за сучасними технологіями. Якщо при будівництві промисловим способом

на пильових фундаментах будують будинки з будь-яких матеріалів, то в приватному секторі на палях стоять переважно легкі споруди із СП-панелей, клеєного бруса, колоди. Різні види свайних фундаментів дозволяють вибрати підходящий для будь-якого типу будівлі, практично на будь-якому ґрунті. Дуже зручні палі для будівництва на ділянках складного рельєфу, в тому числі і на нестійких ґрунтах. Справа в тому, що довжина свай практично не лімітується – вони можуть досягати глибини 50 і більше метрів, що дозволяє гарантовано досягти стійких шарів ґрунту, на які може спертися будівля будь-якого розміру і маси.



5.8 Ступчастий фундамент збірний

Найбільш популярні в малоповерховому будівництві гвинтові палі – звичайні металеві товстостінні труби з гвинтом в нижній частині. Вони вкручуються в землю як звичайні шурупи, це робиться вручну або за допомогою спеціальних машин. Довжина палі може досягати 10 – 12 м при діаметрі 50 – 150 мм. Після вкручування таких опор, вони зрізаються на заданій висоті і з'єднуються горизонтальними балками — ростверком, що

виконує роль фундаменту, на яку укладається обв'язка, настеляється підлога і потім зводяться стіни.



Рис. 5.9 Фундамент на гвинтових палях

Буронабивні палі монтується за іншою технологією – спочатку буриться свердловина, в якій монтується арматурний каркас. Потім вся конструкція заливається бетоном. Виступаючі над землею оголовки зрізаються на заданій висоті і з'єднують ростверком. Глибина таких палей може досягати 50 метрів.



Рис. 5.10 Фундаменти на буронабивних палях

Фундамент на забивних палях. Забивні палі – бетонні вироби у вигляді балок квадратного або круглого перерізу великої довжини – 12 і більше метрів. Вони забиваються в землю ударними пристроями або способом вібропогруження. Використовуються переважно в промисловому будівництві – для забивання потрібна складна і дорога техніка.



Рис. 5.11 Фундамент на забивних палях

Розглянувши основні види фундаментів для житлового і громадського будівництва вибір оптимального варіанта спрощується. Для цегляних, блокових і кам'яних будівель оптимальний фундамент стрічковий. Для каркасного будівництва будинків з бруса і колоди більш підходять плитні або пальові, на міцних ґрунтах – стовпчасті. Але в кожному окремому випадку вибирається свій варіант, головне, щоб фундамент виконував свою основну функцію – служив надійною опорою для дому.

6. ОХОРОНА ПРАЦІ ТА ДОВКІЛЛЯ

6.1 Техніка безпеки

На об'єкті, що будується, суворо дотримуватися правил охорони праці та техніки безпеки у відповідності з вимогами ДБН "Техніка безпеки в будівництві" [16], типовими положеннями про службу техніки безпеки в будівельно-монтажних організаціях та на підприємствах будівельної індустрії.

6.1.1 Організація будівельного майданчика, ділянок робіт і робочих місць.

При організації будівельного майданчика, ділянок робіт і робочих місць повинна бути забезпечена безпека праці працюючих на всіх етапах виконання робіт.

При організації будівельного майданчика, ділянок робіт, робочих місць, проїздів будівельних машин і транспортних засобів, проходів для людей встановлені небезпечні для людей зони, у межах яких постійно діють або потенційно можуть діяти небезпечні виробничі фактори. Небезпечні зони повинні бути позначені знаками безпеки й написами встановленого формату й форми.

Для того, щоб забезпечити відсутність сторонніх осіб на будівельній ділянці, її необхідно огородити парканом висотою 2м. Необхідно звільнити будівельну ділянку від всіх дерев, що заважають будівництву, її плануванню.

Складування матеріалів, прокладка рейкових шляхів, установка опор для повітряних ліній електропередачі й зв'язку повинні виконуватись, як правило, за межами можливого обвалення ґрунту виїмки (котловану, траншеї), стінки якої не закріплені.

Швидкість руху автотранспорту поблизу місць проведення робіт не повинна перевищувати 5км/год .

Входи в споруджуваний будинок повинні бути захищені зверху

суцільним навісом шириною не менше ширини входу з вильотом на відстань не менш 2м від стіни будинку. Проїзди й проходи необхідно постійно очищати й не захаращувати, а в зимовий час посипати піском або шлаками. Ширина проходу до робочих місць повинна бути не менше 0,6м, висота проходу не менше 1,8м.

Будівельна ділянка, робочі місця, проїзди, проходи до них у нічний час необхідно освітлювати. Освітлення повинне бути рівномірним.

6.1.2. Земляні роботи

Земляні роботи являються достатньо трудомістким видом робіт, при їх виконанні застосовують різного роду механізми, що вимагає дотримання техніки безпеки при їх експлуатації.

Виробництво земляних робіт у зоні дії підземних комунікацій варто здійснювати під безпосереднім керівництвом виконроба або майстра, а в охоронній зоні кабелів, що перебувають під напругою, або діючого газопроводу, крім того, під спостереженням працівників електро- і газового господарства.

Ґрунт, вийнятий із котлованів і траншей, варто розміщати на відстані не менш 0,5м від бровки виїмки.

Розробляти ґрунт у котлованах і траншеях підкопом не допускається.

Валуни й камені, а також відшарування ґрунту, виявлені на укосах, повинні бути вилучені.

Риття котлованів і траншей з вертикальними стінками без кріплень у нескельних і некрижаних ґрунтах вище рівня ґрунтових вод і при відсутності поблизу підземних споруджень допускається на глибину не більше: 1 м - у насипних, піщаних і великоуламкових ґрунтах; 1,25м - у супісках; 1,5м - у суглинках і глинах.

При розробці, транспортуванні, розвантаженні, плануванні й ущільненні ґрунту двома й більше самохідними або причепними машинами (скрепери, грейдери, ковзанки, бульдозери й т.д.), що йдуть одна за іншою,

відстань між ними повинна бути не менше 10м.

6.1.3. Кам'яні роботи

Дані роботи проводити у відповідності з вимогами нормативних документів.

При переміщенні й подачі на робоче місце вантажопідійомними кранами цегли, керамічних каменів і дрібних блоків варто застосовувати піддони, . контейнери й вантажозахватні пристрої, що виключають падіння вантажу при підйомі.

Рівень кладки після кожного переміщення засобів підмащування повинен бути не менш ніж на 0,7м вище рівня робочого настилу або перекриття. Якщо буде потреба виробництва кладки нижче цього рівня кладку слід виконувати, застосовуючи запобіжні пояси або спеціальні сітчасті захисні огороження.

Не допускається кладка стін наступного поверху без установки несучих конструкцій міжповерхового перекриття, а також площадок і маршів у сходових клітках. Не допускається кладка стін у положенні стоячи на стіні. При виробництві цегляної кладки, а також при організації будівельного майданчика в цілому необхідно дотримуватись вимог норм. Забороняється залишати матеріал й інструменти на стіні під час перерви. Над входом у сходові клітки встановити козирки.

Забороняється подавати пакет цегли (470шт) на перекриття або підмости, якщо вони не розраховані на навантаження 2,2 т/м².

Забороняється ходити по захисних козирках, використовувати їх як риштування, а також складувати на них матеріали.

У процесі кладки муляр:

- стежить за справністю ручного інструмента, робочі поверхні якого повинні бути рівними, а дерев'яні ручки щільно насаджені й розклинені;
- працювати в рукавицях;
- рубання й теску цегли виконувати в захисних окулярах;

- кладку в рівні перекриття завершує у вигляді уступу (бортика), що піднімається на 150мм над перекриттям.

Всі ці вимоги з раціональною організацією праці й робочого місця при строгому виконанні техніки безпеки виключають випадки травматизму при виробництві цегляної кладки.

6.1.4. Бетонні та залізобетонні роботи

Опалубку, яку застосовують для зведення монолітних конструкцій, необхідно застосовувати у відповідності із проектом виконання робіт, затвердженим у встановленому порядку.

При встановленні елементів опалубки в декілька ярусів кожен наступний ярус варто встановлювати тільки після закріплення нижнього ярусу.

Заготівля й обробка арматури повинні виконуватися в спеціально призначених для цього й відповідно обладнаних місцях.

При приготуванні бетонної суміші з використанням хімічних добавок необхідно прийняти міри для попередження опіків шкіри й ушкодження очей працюючих.

Щодня перед початком укладання бетону в опалубку необхідно перевіряти стан опалубки. Виявлені несправності варто негайно усувати.

Перед початком укладання бетонної суміші за допомогою віброхобота необхідно перевіряти справність і надійність закріплення всіх ланок віброхобота між собою й до страховочного каната.

Під час прочищення бетонопроводів стисненим повітрям робітники, не зайняті безпосередньо виконанням цієї операції, повинні бути віддалені від бетонопроводу на відстань не менше 10м.

6.1.5. Монтажні роботи

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

Способи стропування елементів конструкцій й устаткування повинні забезпечити їхню подачу до місця установки в положенні, близькому до проектного.

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

Не допускається виконувати монтажні роботи на висоті у відкритих місцях при швидкості вітру 15 м/с і більше, при ожеледі, грозі й тумані, що виключають видимість у межах фронту робіт. Роботи з переміщення й установки вертикальних панелей і подібних їм конструкцій з великою парусністю потрібно зупинити при швидкості вітру 10 м/с і більше.

Не допускається знаходження людей під елементом конструкції, що монтується, та устаткуванням до установки їх у проектне положення й закріплення.

6.1.6. Електромонтажні роботи

На трансформаторах, що монтуються, первинні і вторинні обмотки повинні бути закорочені й заземлені на увесь час електромонтажних робіт. При монтажі повітряних ліній електропередач необхідно:

- заземлити ділянки змонтованої лінії електропередачі, при цьому відстань між заземлювачами повинна бути не більше 0,1 км;
- розміщувати проводи та підйомні троси на висоті не менше 4,5 м, а в місцях проїзду транспорту — на висоті >6 м.

Не допускається знаходження робітників з боку внутрішнього кута, утвореного проводами або тросами, розташованими на опорах або на землі. Основними причинами, які призводять до травматизму, є:

1. Несподівана поява напруги там, де її в нормальних умовах не повинно бути (пробої або пошкодження ізоляції обмотки).
2. Дотик людини до неізольованих частин електрокабелів

Всі роботи із влаштування, включення, ремонту й нагляду за зварювальним апаратом повинні проводитися електротехнічним

персоналом.

Електрозварювальні апарати потрібно включати тільки через рубильник; підключати до рубильника більше одного трансформатора не дозволяється.

Напруга в затисках біля зварювальних трансформаторів у момент загартовування дуги повинна бути не більше ніж 90 В.

Електродотримач повинен добре тримати електрод і допускати, можливість затиску електроду не менше ніж в 2-х положеннях перпендикулярно й під кутом 119° до осі електродотримача.

Електрозварювальний апарат повинен бути захищений кожухом.

6.1.7. Вантажно - розвантажувальні роботи

Стропування вантажів варто робити інвентарним способом (стропами) або спеціальними вантажозахватними пристроями, виготовленим по затвердженому проєкті (кресленню). Способи стропування повинні виключати можливість падіння або ковзання застропованого вантажу.

Вантажно-розвантажувальні операції з пилоподібними матеріалами (цемент, вапно, гіпс і т.д.) необхідно виконувати механізованим способом. Ручні роботи з розвантаження цементу, у вигляді виключення, дозволяється застосовувати при його температурі не вище 40°C .

При розвантаженні автомобілів екскаватором або кранами водію й іншим особам забороняється перебувати в кабіні автомобіля.

6.1.8. Електрозварювальні роботи

Місця виробництва електрозварювальних робіт повинні знаходитись (при відсутності неспалювального захисного настилу).

Е радіусі не менше 10м від вибухонебезпечних матеріалів й установок (у тому числі газових балонів і газогенераторів).

При різанні елементів конструкцій повинні бути вжиті заходи проти випадкового обвалення відрізаних елементів.

При виконанні електрозварювальних і газоплазменних робіт усередині закритих приміщень, ємкостей або порожнин конструкцій робочі місця слід забезпечувати витяжною вентиляцією.

Швидкість руху повітря усередині ємкості (порожнини) повинна бути при цьому в межах 0,3-1,0 м/с. У випадках виконання зварювальних робіт із застосуванням зріджених газів (пропану, бутану) і вуглекислоти, витяжна вентиляція повинна мати відсос знизу.

6.1.9. Ізоляційні роботи

При виконанні ізоляційних (гідроізоляційних, теплоізоляційних) робіт і застосуванні вогнебезпечних матеріалів, що також виділяють шкідливі речовини, варто забезпечувати захист працюючих від впливу шкідливих речовин, а також від термічних і хімічних опіків.

Бітумну мастику варто доставляти на робоче місце, як правило, у бітумовозі або за допомогою вантажопідйомних машин. При необхідності переміщення гарячого бітуму на робоче місце вручну, варто застосовувати металеві бочки, що мають форму усіченого конуса, зверненого широкою частиною вниз, із щільними кришками, що закриваються, і запірними пристроями.

При виконанні робіт із застосуванням гарячого бітуму декількома робітниками або ланками відстань між ними повинна бути не менше 10м.

6.1.10. Експлуатація будівельних машин

До початку робіт із застосуванням машин виконроб повинен визначити схему руху й місце установки машин, місця й способи занулення (заземлення) машин, що мають електропривід, указати способи взаємодії й сигналізації машиніста (оператора) з робітником - сигнальником, що обслуговує машину, визначити (при необхідності) місце знаходження сигнальника, а також забезпечити надійне освітлення робочої зони.

Місце роботи машин повинно бути визначене так, щоб був

забезпечений простір, достатня для огляду робоча зона й маневрування. У випадку, коли машиніст або моторист, що управляє машиною, не має достатню оглядовість робочого простору або не бачить робітника-сигнальника, між машиністом і сигнальником необхідно встановити двосторонній радіозв'язок або телефонний зв'язок.

При експлуатації машин повинні бути вжиті заходи, що попереджають їхнє перекидання або мимовільне переміщення під дією вітру або при наявності ухилу місцевості.

6.1.11. Транспортні роботи

Організація-власник транспортних засобів зобов'язана забезпечити своєчасне технічне обслуговування й ремонт транспортних засобів відповідно до інструкції заводу-виготовлювача.

Транспортування довгомірних, або великогабаритних вантажів повинне здійснюватися, як правило, на засобах спеціалізованого транспорту.

Щоб запобігти перекочуванню (чи падінню при русі транспорту) вантажі повинні бути розміщені та закріплені на транспортних засобах у відповідності з технічними умовами завантаження й кріплення даного виду, вантажу.

6.1.12. Покрівельні роботи

Допуск робітників до виконання покрівельних робіт дозволяється після огляду виконробом або майстром разом із бригадою справності несучих конструкцій даху й огорожень.

При виконанні робіт на даху з ухилом $>20^\circ$, робітники повинні застосовувати запобіжні пояси. Місця закріплення запобіжних поясів повинні бути зазначені майстром або виконробом.

Розміщувати на даху матеріали допускається тільки в місцях, передбачених проектом виконання робіт, із застосуванням мір проти

їхнього падіння, у тому числі під впливом вітру.

Не допускається виконання покрівельних робіт під час ожеледі, туману, що виключає видимість у межах фронту робіт, грози й вітру швидкістю 15 м/с і більше.

При виконанні робіт по влаштуванню рулонного настилу з гарячими мастиками необхідно виконувати наступні вимоги :

- приготування бітумної мастики виконувати на відведеній для цього території, віддаленій від вогнебезпечних будівель і складів не менше, ніж 50 м і не менше 15 м від бровки траншей чи котлованів;

- перенесення мастики у відкритій тарі забороняється, біля варочного котла повинен бути комплекс протипожежних засобів - вогнегасники, лопати, сухий пісок.

6.1.13. Оздоблювальні роботи

При виробництві штукатурних робіт із застосуванням розчинонасосних установок необхідно забезпечити двосторонній зв'язок оператора з машиністом установки.

Малярські склади варто готувати, як правило, централізовано. При їхньому готуванні на будівельному майданчику необхідно використати для даної мети приміщення, обладнані вентиляцією, що не допускають перевищення гранично допустимих концентрацій шкідливих речовин у повітрі робочої зони. Приміщення повинні бути забезпеченими нешкідливими мийними засобами й теплою водою.

У місцях застосування нітрофарб й інших лакофарбових матеріалів і складів, що утворюють вибухонебезпечні пари, забороняються дії із застосуванням вогню та іскроутворення. Електропроводка в цих місцях повинна бути забезпечена або виконана у вибухобезпечному виконанні.

Всі внутрішні малярні роботи, а також влаштування підлог з пластику, при яких застосовуються речовини, що виділяють шкідливе випаровування, виконувати при відкритих вікнах.

6.1.14 Охорона навколишнього середовища

Міські екосистеми

Місто — це антропогенна екосистема, що являє собою концентроване розміщення промислових і побутових споруд та населення, яке знаходиться на його території. На відміну від сільських населених пунктів, мешканці міст зайняті трудовою діяльністю в основному в сфері промисловості, управління або культури. Для міст характерна чисельність населення не менше 5 — 10 тисяч та багатоповерхова забудовля. Міста відрізняються високою щільністю заселення. У Лондоні, Нью-Йорку та Токіо вона дорівнює 10— 12 тисяч чоловік на 1 кв. км. Ємність міського середовища залежить від інфраструктури міста та розвитку транспортних мереж.

Процес розвитку населених пунктів типу міста називають урбанізацією. Способи виникнення міст в історії людства були різними. Міста виникали як сумісні поселення ремісників, що полегшувало їхню виробничу діяльність, як центри торгівлі, як воєнні укріплення (фортеці), що забезпечувало захист сконцентрованого в них населення від нападу ворога. Свій вплив на природне середовище міста поширюють за свої межі. Вони оточені більш чи менш протяжними зонами двох типів: сільськогосподарськими з виробництвом, що визначається потребами даного міста, та рекреаційними, що використовуються мешканцями міста для відпочинку.

Темпи урбанізації наприкінці ХХ століття дуже високі. У 1960 році в містах світу проживало 735 млн. людей, а в 1985 році — вже 2 млрд. Якщо в 1975 році в світі було 8 міст з населенням більше 10 млн. людей, із них 5 — в розвинених країнах, то до 2000 року їх буде 25, із них 20 міст в країнах, що розвиваються. В Україні з 1913 до 1987 року міське населення зросло в 6,5 раза, тоді як чисельність населення країни збільшилося лише в 1,8 раза.

Урбанізація стала результатом промислової революції і одночасно стимулом та основою швидкого прогресу промислового виробництва за рахунок концентрації виробництва та кадрів. Але урбанізація як соціальний

процес має й негативні сторони:

- а) скорочується сільське населення,
- б) міста перевантажуються переробними виробництвами, в тому числі й сільськогосподарської продукції,
- в) погіршуються умови життя населення не тільки в межах міста, але й у селі.

Міські споруди. Будівельні матеріали та водозабезпечення

У містах переважають споруди трьох типів: виробничі, адміністративні та побутові.

Для міського будівництва важливим елементом є створення санітарно-захисних зон навколо промислових об'єктів. Жилі райони міста намагаються розмістити на відстані від заводів та фабрик, але це створює іншу проблему — виникає необхідність будівництва транспортних артерій, які забруднюють міське середовище.

Багато в чому якість міського життя залежить від розумного зонування міської території на виробничі, побутові та рекреаційні зони та від розміщення транспортної мережі міста та передмістя. Існує два основних типи забудови міст. При розосередженій забудові виробничі та побутові приміщення споруджуються в достатній ізоляції одне від одного, а при кластерній — вони згруповані. І той, і інший типи забудови мають свої позитивні та негативні сторони. Розосереджена забудівля підвищує комфортність, але продовжує транспортні та енергетичні магістралі, а кластерна за рахунок скупченості споруд та населення створює екологічні та соціальні стреси.

Екологічне нормування в містобудуванні недосконале і часто порушується суто з місцевих міркувань або через економію засобів. У жертву економіці приноситься комфортність жилих районів. Розташування жилих кварталів таке, що не забезпечує достатньої вентиляції або, навпаки, створює постійні протяги.

Відсутність медико-екологічного контролю при спорудженні жилих та виробничих приміщень веде до появи все більшої кількості «хворих будинків». Люди, які мешкають у них, скаржаться на постійну втомленість, дратівливість, депресію. Як правило, «хвороба» будинку пов'язана з виділенням із будівельних матеріалів шкідливих речовин. Серйозним забруднювачем повітря в побутових та виробничих приміщеннях можуть бути лаки та фарби, складові частини яких на 50% при висиханні переходять у повітря. Використання таких матеріалів у розвинених країнах світу складає 25 кг/рік на одну людину, а в країнах, що розвиваються — 45 кг/рік.

У ХХ столітті в містобудівництві почали широко застосовувати азбест. Це волокниста форма силікату магнію. Азбест вміщує залізо, кальцій та алюміній. Він підвищує міцність будівельних матеріалів. За підрахунками спеціалістів, в містах світу вже накопичено до 1 тисячі волокон азбесту на 1 м³ міського повітря. Азбест біологічно дуже активний матеріал. Його волокна потрапляють в легені та викликають ушкодження тканин. Це захворювання навіть отримало свою назву — азбестоз. Хвороба може завершитися розвитком ракової пухлини. У США азбест віднесено до речовин 1 групи небезпечності. Його кількість в повітря не повинна перевищувати 0,5 мг/м³, що складає приблизно 1 тисячу волокон в 1 м³ повітря. Небезпека азбестових впливів особливо велика в зв'язку з відстроченою дією — хвороба розвивається через 20 — 40 років після отримання надприпустимої дози. В Україні, на жаль, азбест та азбестоцементні вироби (шифер, труби) застосовуються досить широко без належного медико-екологічного контролю.

Промислове будівництво зі шлакоблочних матеріалів, природна радіоактивність яких не контролюється, призвело до забруднення приміщень радоном. У Великобританії при обстеженні населених пунктів знайдено більше 100 тисяч (це 0,5% від загальної кількості), в яких випромінювання радону перевищувало 200 Бк/м³. У ФРН у 10% жилих будинків вміст радону перевищує 80 Бк/м³. У Китаї жилих приміщень з

концентрацією радону більше, ніж 60 Бк/м³, 10% від загального житлового фонду. У США зареєстровано 3% будинків від загального житлового фонду з концентрацією радону вище санітарних норм. В Україні цей показник поки що не контролюється.

В архітектурі міст чималу увагу починають приділяти візуальному сприйняттю міських споруд. На думку В.А.Філіна (1990), у сучасному містобудівництві склалася небезпечна тенденція спорудження величезних будівель з елементів, що повторюються. В.А.Філін називає такі елементи — це великі, іноді на цілий квартал будівлі з бетону та скла — «агресивними полями». У зв'язку з особливостями зору такі агресивні поля мають несприятливу дію на психіку людини та зоровий апарат. Певну роль відіграє кольорова гама міста. Це багато в чому визначається національними традиціями. У багатьох містах Японії переважають блакитні відтінки, в Південній Кореї — сірі. Для будівництва міст України 60 — 80-х років була характерна одноманітність та стандартність архітектурних рішень.

Енергетичні системи міст

Міста — основні споживачі енергії. У розрахунку на 1 га тут споживається енергії у тисячі разів більше, ніж у сільській місцевості. Місто споживає енергію в різних формах. Досить широко використовується викопне паливо — кам'яне вугілля, нафтопродукти та природний газ. Це вже само по собі визначає забруднення міст продуктами згорання. До жилих будинків та виробничих приміщень енергія потрапляє у формі електрики, газу, парового опалення. Широко застосовується гаряча вода.

Але в цілому в місті життя з погляду енергетичних витрат більш економна, ніж в селі. Квартирні комплекси багатопверхових будинків легше обігріти та забезпечити комунікаціями порівняно з індивідуальною забудівлею на селі. Але в споживанні енергії спостерігається високе марнотратство. Низьку ефективність мають теплопроводи, завдяки яким розподіляється гаряча вода та пара серед промислових та побутових споруд

на території міст.

Чимало можна зробити для економії енергії в суто побутовій сфері. Це розумна витрата ресурсів, які місто надає своїм жителям — холодна та гаряча вода, електрика. Тільки дбайливе зимове утеплення побутових та промислових приміщень в масштабах міста забезпечує значні скорочення витрат енергоносіїв.

Певну роль в економії енергії повинно зіграти перепрофілювання міського виробництва. У наш час в Україні селу відведена роль виробництва не продуктів харчування, а сировини для їх виробництва: переробні підприємства перемістилися до міст. Треба повернути селу функцію виробника продуктів харчування в повному об'ємі, від вирощування врожаю та отримання тваринницької продукції до повної їх переробки та пакування.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

У кваліфікаційній роботі розроблено 6 розділів, а саме: архітектурно-будівельний, розрахунково-конструктивний, технологічно-організаційний, економічний, заходи з охорони праці та довкілля та науковий. Пояснювальна записка має 109 сторінок. У ній розроблено об'ємно-планувальне рішення будівлі, проведено розрахунки і законструйовано елементи елементів металевої рами, фундаментів. Розроблено технологічну карту на влаштування металевого каркасу, об'єктний та зведений кошториси, міроприємства з охорони праці та довкілля, а також науковий розділ розробкою різних варіантів фундаментів. Графічна частина налічує 7 листів, у яких розроблено генплан, плани, фасади і розрізи будівлі, конструкції каркасу та фундаментів будівлі, технологічну карту, календарний графік проведення робіт, будгенплан на проведення будівництва об'єкту.

У цілому у проекті детально розроблено основні конструкції і технологічні міроприємства для будівництва адміністративної будівлі. Розроблені у проекті рішення можна використати при проектуванні об'єктів такого типу, чи в реальному будівництві.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. ДБН 360-92 “Містобудування. Планування і забудова міських і сільських поселень”. - К. : Мінрегіонбуд України, - 26 с
2. ДСТУ Н Б В.1.1-27-2010 Будівельна кліматологія.
3. ДБН В.2.6-31:2006 Конструкції будівель і споруд. Теплова ізоляція будівель.
4. ДБН В.2.5-28-2006. Природне і штучне освітлення
5. ДБН В.2.5 - 74:2013. Водопостачання. Зовнішні мережі та споруди.
6. ДБН В.2.5-64:2012. Внутрішній водопровід та каналізація.
7. ДБН В.2.5 - 75:2013. Каналізація. Зовнішні мережі та споруди.
8. ДБН В.2.5-67:2013. Опалення, вентиляція та кондиціонування.
9. ДБН В.1.1.7–2002. Пожежна безпека об’єктів будівництва
10. ДСТУ Б В.2.7-61-97 Цегла та камені керамічні рядові та лицьові. Технічні умови.
11. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування
12. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування
13. ДБН В.2.1.-10-2009 Основи і фундаменти будівель і споруд.
14. ДБН В.1.1-12:2006 “Будівництво у сейсмічних районах України” — К.: Мінбуд України, 2006.— 84 с.
15. ДСТУ Б В.2.1- 2-96 (ГОСТ 25100-95). Ґрунти. Класифікація.
16. ДБН А.3.2-2-2009 Система стандартів безпеки праці. Промислова безпека у будівництві.
17. ДБН Д.2.2-99 Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи.
18. ДСТУ Б В.2.1-8-2001 Відбирання, упакування, транспортування і зберігання зразків
19. ДБН А.2.1-1-2014 Інженерні вишукування для будівництва
20. ДБН В.2.5-23:2010. Інженерне обладнання будинків і споруд. Проектування електрообладнання об’єктів цивільного призначення.
21. Барашиков А.Я. Залізобетонні конструкції. – К.: Вища школа, 1995. – 592 с.
22. Практичний посібник із розрахунку залізобетонних конструкцій за діючими нормами України (ДБН 2.6.В–98:2009) та новими моделями деформування, що розроблені на їхню заміну / [Бамбура А.М., Павліков А.М., Колчунов В.І. та ін.]. – К. : Толока, 2017. – 485 с.

23. Моргун А.С. Моделювання ефекту взаємодії «будівля–фундамент–основа» числовим методом граничних елементів : монографія / А.С. Моргун, І.М. Меть, А.В. Ніцевич. – Вінниця : ВНТУ, 2010. – 132 с.
24. Металеві конструкції / За редакц. Ф.Є.Клименка: Підручник. – 2-ге вид., випр. і доп. – Львів: Світ, 2002. - 312с.: 320 іл.
25. Рунова Р.Ф., Дворкін Л.Й., Дворкін О.Л., Носовський Ю.Л. В'язучі речовини: Підручник. – К.: Основа, 2012. – 448 с.
26. О.М. Шаповалов. Залізобетонні конструкції. – Харків: ХНАМГ. 2005. – 147с.
27. Горбатов В.С., Першаков В.М., Ткаченко С.І. Метали і зварка в будівництві: Навчальний посібник (англійською мовою). –К.:НАУ, 2005. 184с.
28. Васильченко О.В. Основи архітектури і архітектурних конструкцій / О.В. Васильченко. – Харків : УЦЗ України, 2007. – 257 с
29. Кінаш Р.І. Архітектурні конструкції виробничих будівель / Р.І. Кінаш. – Львів: Львівська політехніка, 2015. – 288 с.
30. Гнідець Б.Г. Збірно-монолітні залізобетонні конструкції. Проектування, дослідження і впровадження в будівництво / Б.Г.Гнідець. – Львів: Львівська політехніка, 2014. – 260 с.
31. Котеньова З.І. Архітектура будівель і споруд: навчальний посібник / З.І.Котеньова. – Харків: ХНУБА, 2007. – 170 с.
32. Світлопрозорі огороження будинків. навч. посібник / О.Л. Підгорний, І.М. Щепетова, О.В. Сергейчук та ін. – К. : Видавець, 2005. – 282 с
33. Будинки адміністративного та побутового призначення. Будинки і споруди: ДБН В.2.2-28:2010. – [Чинний від 2011-01-10]. – К. : КИЇВЗНДІЕП, 2011. –28 с. – (Державні будівельні норми України)
34. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ : ДБН В.1.2-14:2018. –К. : УкрНДІпроектстальконструкція, 2018. – 60 с.
35. Білявський Г.О., Буйленко Л.І., Навроцький В.М. Основи екології - теорія та практикум. К.: Лібра, 2002. 351 с.
36. Король В.П. Архітектурне проектування житла. Навчальний посібник. - К.: Фенікс.-2006.-274 с.
37. Охорона праці в будівництві: Навч. посіб. посібник / за редакцією Коржика Б. М. і Іванова В.М. - Харків: Форт, 2010. - 388 с.
38. Виробнича санітарія: Навч. посіб./Ткачук К. Н., Каштанов С. Ф. Зацарний В. В., Ткачук К. К. - К.: НТУУ«КПІ», 2009. - 323 с.