

Міністерство освіти і науки України
Центральноукраїнський національний технічний університет
Факультет будівництва, транспорту та енергетики
Кафедра будівельних, дорожніх машин і будівництва

“Допустити до захисту”
Зав. кафедри БДМБ канд. техн. наук, проф.
_____ Владислав НАСТОЯЩИЙ
" ____ " _____ 2025 р.

**Кваліфікаційна бакалаврська робота
на тему:**

" Проект критої ковзанки з центром реабілітації в м.Ковель Волинської області ."

Виконала: здобувач групи БІ-21 ПЗ
спеціальності 192 “ Будівництво та
цивільна інженерія ”

_____ Дар'я ШУТКА
" __ " _____ 2025 р.

Керівник кваліфікаційної
бакалаврської роботи,
к.т.н., професор

_____ Владислав НАСТОЯЩИЙ
" ____ " _____ 2025 р.

Кропивницький

2025

Центральноукраїнський національний технічний університет
(повне найменування вищого навчального закладу)

Факультет центр заочної та дистанційної освіти
Кафедра будівельних, дорожніх машин і будівництва
Освітньо-кваліфікаційний рівень «бакалавр»
Спеціальність 192 " Будівництво та цивільна інженерія",
Освітня програма " Будівництво та цивільна інженерія"

ЗАТВЕРДЖУЮ
Завідувач кафедри
Проф. Настоящий В.А.

“ ____ ” _____ 2025 року

З А В Д А Н Н Я
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ ЗДОБУВАЧУ

Шутці Дар'ї Вікторівній
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи "Проект критої ковзанки з центром реабілітації в м.Ковель Волинської області ."

Керівник роботи к.т.н. проф. Настоящий В.А.

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

Затверджені наказом вищого навчального закладу від " ____ " ____ 2025 року № ____

2. Строк подання здобувачем роботи 30 травня 2025 року

3. Вихідні дані до роботи

1. Клас відповідальності будівлі – 2.
2. Район будівництва – м. Ковель Волинської області
3. Ситуаційний план – додаток до завдання 1;
4. Розріз будівлі – додаток до завдання 2;
5. План будівлі – додаток до завдання 3.
6. Геологічний розріз – додаток до завдання 4

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити).

1. Об'ємно-планувальне та конструктивне рішення будівлі критої ковзанки, вибір елементів будівлі критої ковзанки.
2. Розрахунок і конструювання покриття, фундаментів.
3. Організація і технологія будівельного процесу зведення критої ковзанки.
5. Розробка заходів з охорони праці.

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

1. Генеральний план критої ковзанки.
2. Фасад і розріз будівлі
3. Плани поверхів будівлі
4. План фундаментів
5. Елементи покриття .

6. Консультанти розділів проекту

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Архітектурно-будівельний	Проф. Настоящий В.А.		
Розрахунково-конструктивний	Проф. Настоящий В.А.		

7. Дата видачі завдання

11 02 2025

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів дипломного проекту	Строк виконання етапів проекту	Примітка
1.	Складання генерального плану	10 03.-17 03.	
2.	Розробка архітектурно будівельного розрізу	18 03.-30-03.	
3.	Виконання розрахунків будівельних конструкцій та фундаментів.	01 04.-13 04.	
4.	Розробка архітектурно-будівельних креслень	15 04.-25 04.	
5.	Розробка креслень будівельних конструкцій	26 04.-4 05.	
6.	Розробка організації та технології будівельного виробництва.	06 05.-12 05.	
7.	Складання календарного плану та будженплану	13 05.-17 05.	
8.	Розробка заходів з охорони праці.	23 05.-26 05.	
9.	Оформлення альбому документів.	30 05.-01 06.	

Здобувач

(підпис)

Шутка Д.В.

(прізвище та ініціали)

Керівник роботи

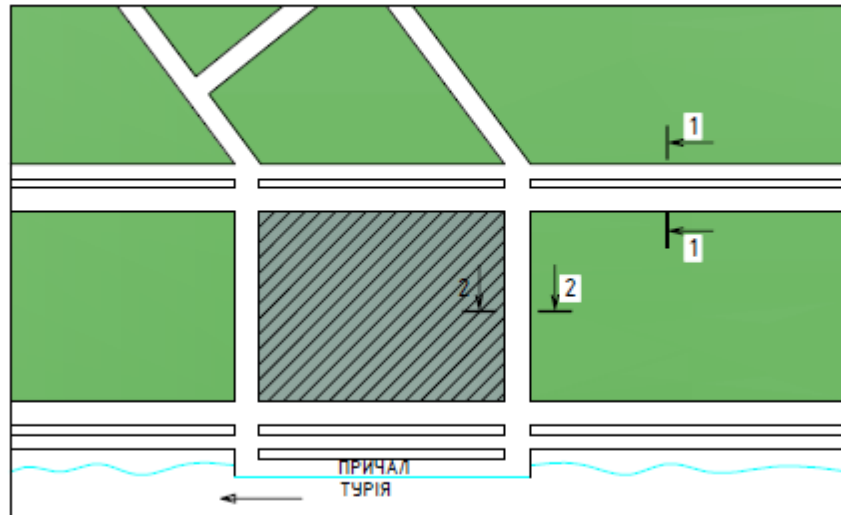
(підпис)

проф.Настоящий В.А.

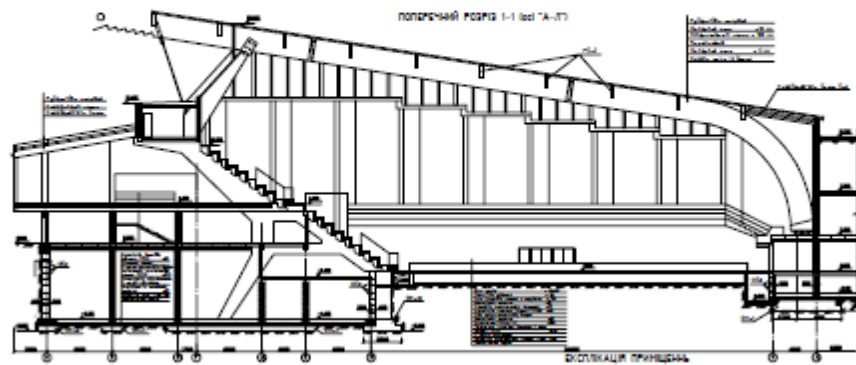
(прізвище та ініціали)

Додаток 1.

СИТУАЦІЙНИЙ ПЛАН (1:5000)



Додаток 2



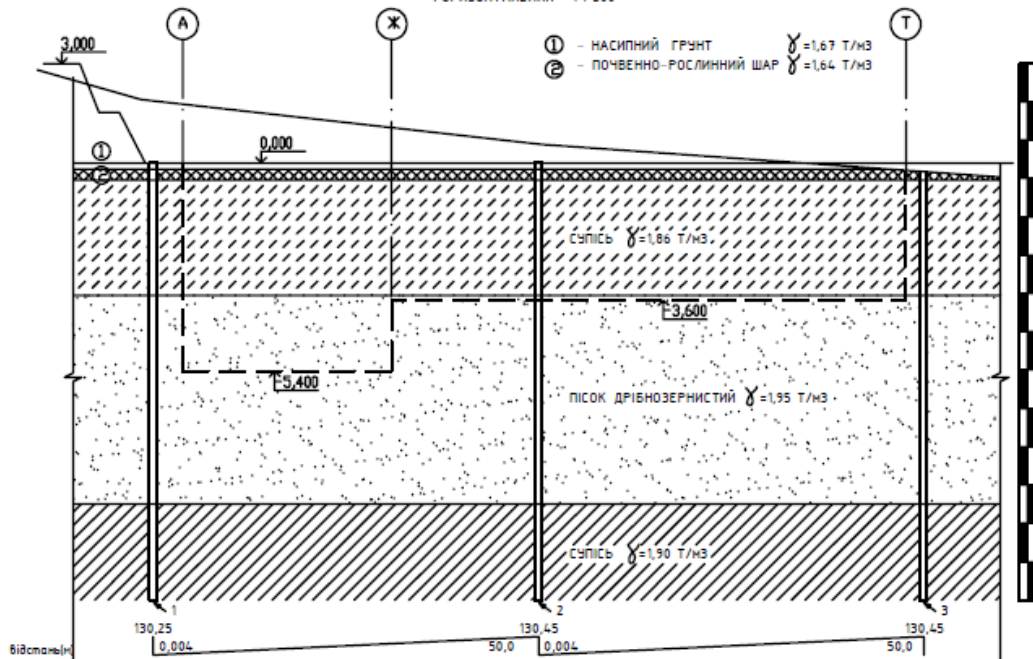
Додаток 3.



Додаток 4.

ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНИЙ ПЕРЕТИН

МАСШТАБ: ВЕРТИКАЛЬНИЙ 1 : 100
ГОРИЗОНТАЛЬНИЙ 1 : 500



ВСТУП

Актуальною задачею, вирішення якою передбачається Програмою відновлення України являється відновлення соціальної інфраструктури країни, що була зруйнована та пошкоджена внаслідок російської агресії.

Тому створення повсякденних сприятливих умов для проведення спортивно-оздоровчих та реабілітаційних занять серед населення, в тому числі осіб, що постраждали внаслідок військових дій, вимагає проектування і створення комплексів і окремих спортивних споруд.

Тож проектування і будівництво універсальної споруди, що сполучає льодову арену і демонстраційний зал, виконуючи спортивну, реабілітаційну і громадську функції являється актуальною проблемою, що вирішується в кваліфікаційній роботі. При цьому слід врахувати необхідність використання в будівництві нових ефективних матеріалів і полегшених конструкцій.

З урахуванням розвитку в регіоні деревообробної промисловості, буде доцільним будівництво дерев'яної критої ковзанки.

					<i>ККЦР 2106 ПЗ</i>			
<i>Змн.</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ документа</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>				
<i>Розроб.</i>	<i>Щитка</i>				<i>Крита ковзанка з центром реабілітації в м. Ковель Волинської області. Пояснювальна записка</i>	<i>Літ.</i>	<i>Арк.</i>	<i>Аркцифр</i>
<i>Перевір.</i>	<i>Настоящий</i>						1	
<i>Н. Контр.</i>	<i>Дарієнко</i>					<i>ЦНТУ</i>		
<i>Затверд.</i>	<i>Настоящий</i>					<i>гр. БІ-21 ПЗ</i>		

Підлога підвалу для сприймання протитиску ґрунтових вод підсилена монолітною залізобетонною плитою. Під плитою на бетонній підшві улаштовується ізоляційний килим з 5 шарів гідроізолю, наклеєних бітумними мастиками.

1.4.3. Колони і рами.

Колони і рами передбачені з монолітного бетону В20. Колони перерізом 400х400 і 500х400. По вісям 2 і 13 колони перерізом 600х4000.

1.4.4. Діафрагма жорсткості.

Перекрыття виконуються із збірних залізобетонних плит, що вкладаються на монолітні залізобетонні рами і цегляні стіни.

1.4.5. Покриття під допоміжними приміщеннями.

Над спортзалом і залом хореографії покриття улаштовується із збірних залізобетонних плит по збірним залізобетонним ригелям. Гребінка трибун виконана із збірних залізобетонних плит і балок, що спираються на монолітні залізобетонні рами.

1.4.6. Стіни і перегородки.

Зовнішні стіни виконуються з силікатної цегли М50 товщиною 51 см з облицюванням вапняком. Внутрішні стіни і перегородки виконуються із силікатної цегли на розчині М50.

1.4.7. Сходи.

Сходи виконуються із збірних залізобетонних елементів по металевим косоурам.

					<i>ККЦР 2106 ПЗ</i>	<i>Лист</i>
<i>Зм.</i>	<i>Лист</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>		5

1.4.8. Конструкція льодового поля.

Льодове поле ковзанки улаштовується по бетонній плиті товщиною 250мм, під якою вкладається гідроізоляція з 5 шарів гідроізола на бітумній мастиці.

Поверх бетонної плити улаштовується конструкція льодового поля, що складається з залізобетонної плити з прокладеними в ній трубами, захищеними гідроізоляцією і шаром керамзиту для зменшення витрат холоду в ґрунт, а також для забезпечення ґрунта основи від промерзання.

1.5. Захист конструкцій покриття.

Заходи, що забезпечують довговічність і пожежну безпеку дерев'яних конструкцій, поділяються на конструктивні та хімічні. Відповідно до ДЕСТ 30247.1-94, вогнестійкість дерев'яних конструкцій, як несучих, так і огорожувальних, повинна бути не менше 0,5 години. Це означає, що ці конструкції повинні витримувати вогонь протягом півгодини без руйнування та втрати несучих властивостей.

Конструктивні заходи передбачають використання сухих пиломатеріалів для виготовлення конструкцій, улаштування гідроізоляції від ґрунтової води, проектування конструкцій масивного перерізу без порожнин і виступів, ретельну обережність поверхні, захист від займання.

Хімічні заходи захисту конструкцій передбачаються наступні:

Противожежні

- а) деревина каркасу панелі і обрешітки обробляється антипіренами 3% розчином фтористого натрію або 20% розчином сульфату амонію з розрахунку 50 кг/м³, засобом глибокого просочування;
- б) клеєні елементи обробляються антипіренами засобом пофарбування поверхні безкольоровим складом;

						ККЦР 2106 ПЗ	Лист
Зм.	Лист	№ докum.	Підпис	Дата			7

1.7. Доступність ковзанки для маломобільних груп населення.

Проектована ковзанка, що призначена в тому числі для реабілітації інвалідів та громадян інших маломобільних груп населення повина створювати умови життєдіяльності, однакові для всіх категорій населення.

Це важлива складова створення інклюзивного середовища, яке забезпечує рівні можливості для всіх громадян, незалежно від їх фізичних можливостей.

Зокрема, важливими аспектами є:

1. Безперешкодний доступ до приміщень і територій передбачає, що всі приміщення, зони обслуговування та інші важливі місця мають бути доступними для осіб з обмеженими можливостями. Це включає, зокрема, пандуси, підйоми, та інші елементи, що дозволяють безперешкодно переміщатися на різні рівні та ділянки будівлі.
2. Пандуси та пониження тротуарів — важливо, щоб пандуси були розташовані в зручних і доступних місцях, таких як примикання тротуарів до проїзної частини, і були спроектовані з урахуванням вимог нормативів, таких як ДБН В.2.2-40:2018 "Інклюзивність будівель і споруд". Це гарантує, що пандуси будуть безпечними і зручними для використання людьми, які використовують інвалідні візки або мають інші фізичні обмеження.
3. Забезпечення інформації для МГН — доступність не тільки фізичних просторів, а й інформаційних ресурсів є важливою складовою. Це дозволяє людям з обмеженими можливостями легко орієнтуватися на території, отримувати необхідну допомогу та інформацію, а також користуватися послугами без обмежень.

						ККЦР 2106 ПЗ	Лист
Зм.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата			

2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ.

2.1. Вибір і розрахунок огорожуючих і несучих конструкцій покриття.

2.1.1. Розрахунок клеєфанерної панелі покриття.

1. Вихідні дані:

Шаг несучої конструкції – 6 м

Тип покрівлі – утеплено-рубіроїдна

Утеплювач – два шари мінераловатних плит товщиною по 50 мм

Матеріал – дошки соснові вологістю $W = 15\%$; фанера березова марки ФСФ, розміри листів 1525 x 1525мм.

Конструкція покриття наведена на рис. 2.1.

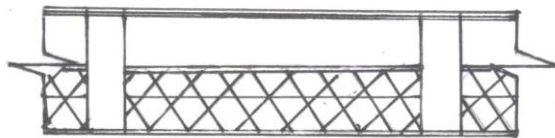


Рис.2.1. Конструкція покриття.

Приймаємо ребристу конструкцію панелі з номінальними розмірами 600 x 150 см з урахуванням перекриття прольоту, фактичні розміри 598 x 149 см для забезпечення з'єднання панелей.

Повздовжні ребра приймаємо з дощок висотою $h_p = l_0/35 = 6000/35 = 170$ мм.

Дошки соснові розміром 50 x 175, після стрижки 50 x 170 мм. Верхню обшивку приймаємо з семишарової фанери товщиною $\delta_{\phi}^B = 10$ мм. Нижню обшивку приймаємо з п'ятишарової фанери $\delta_{\phi}^H = 6$ мм.

На рис. 2.2. наведено переріз панелі.

					ККЦР 2106 ПЗ	Лист
Зм.	Лист	№ док.м.	Підпис	Дата		

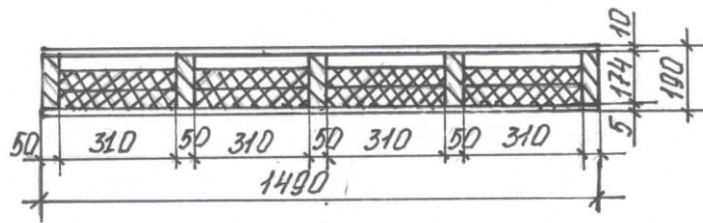


Рис 2.2. Переріз панелі

Стики листів фанери по довжині здійснюємо на «вус», довжина «вуса» 10б.

Для утримання утеплювача в проектному положенні решітку приймаємо з брусків 25 х 25 мм, які кріпляться цвяхами до ребер.

2. Статичний розрахунок панелі.

Статичний розрахунок панелі з повздовжніми ребрами на місцевий згин під дією зосередженого навантаження визначається з урахуванням впливу цього навантаження на верхню обшивку панелі.

$$p = p_n \gamma_f = 1 \times 1,2 = 1,2 \text{ к}$$

що розподіляється на ширину $b = 100 \text{ см}$

$$a \leq 4b \delta_b^2 R_{фго} / (3P)$$

$$R_{фго} M_b M_n / \gamma_n$$

де $R_{фго}$ - розрахунковий опір семишарової панелі з площини листа поперек волокон зовнішніх шарів $R_{фго} = 6,5 \text{ МПа}$

$m_b = 1$ – коефіцієнт умов роботи, що враховує температурно-вологісні умови експлуатації.

$m_n = 1,2$ – коефіцієнт, що враховує короткочасність прикладання монтажного навантаження.

$\gamma_n = 1$ – коефіцієнт відповідності споруди

$$R_{фго} = 6,5 \cdot 1 \cdot 1,2 / 1 = 7,8 \text{ МПа} = 0,78 \text{ кН/см}^2$$

$$a \leq 4 \cdot 10 \cdot 1^2 \cdot 0,28 / (3 \cdot 1,2) = 70,2 \text{ см}$$

Приймаємо панель з п'ятьма повздовжніми ребрами товщиною 50 мм.

$$\text{Крок } a = (149 + 5,0 \cdot 5) / 4 = 31,0 \text{ см}$$

Приймаємо ребра з дощок 50 х 174 після остружки. Загальна висота панелі

							ККЦР 2106 ПЗ	Лист
Зм.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата				

$$h = 174 + 0,6 + 1 = 190 \text{ см};$$

В таблиці 2.1 наведений збір навантажень

Таблиця 2.1

Вид навантаження	Нормативне навантаження	Коефіцієнт надійності	Розрахункове навантаження
1. Рубероїдна покрівля	0,1	1,3	0,13
2. Фанерні обкладинки (щільність = 700кг/м ²) (0,01+0,006)7.00	0,112	1,1	1,123
3. Повдовжні ребра = 500кг/м ² $\frac{0,05 \times 0,174 \times 5,00 \times 5}{1,5}$	0,145	1,1	0,16
4. Утеплювач (= 100кг/м ²) $\frac{0,05 \times 0,174 \times 5,00 \times 5}{1,5}$	0,083	1,2	0,1
5. Пароізоляція з поліетиленової плівки	0,005	1,1	0,0055
6. Всього постійне навантаження	0,445		0,5185
7. Тимчасове навантаження – сніг $S_y = mS_o = 1 \times 0,7 = 0,7$ При цьому = 1,6	0,7	1,6	1,12
Всього:	1,145		1,64

Навантаження на 1 пог.м довжини панелі

$$q^H = 1,145 \times 1,5 = 1,717 \text{ кН/м (нормативне)}$$

$$q = 1,64 \times 1,5 = 2,46 \text{ кН/м (розрахункове)}$$

Розрахунковий момент і поперечна сила

$$M = ql^2 = 2,46 \cdot 5,92^2 / 8 = 10,996 \text{ кН/м} = 1099,6 \text{ кН/см}$$

$$Q = 0,5 ql = 0,5 \cdot 2,46 \cdot 5,92 = 7,35 \text{ кН}$$

$$ql = 5,98 - 0,06 = 5,92$$

ql - розрахунковий прольот з урахуванням опирання панелі.

Розрахункові характеристики матеріалів з урахуванням коефіцієнтів умов роботи і надійності по призначенню.

$$R_{фр} = \bar{R}_{фр} M_6 / \gamma_n = 14 \cdot 1/1 = 14 \text{ МПа}$$

- розрахунковий опір розтягуванню п'ятишарової фанери товщиною 6 мм.

$$R_{фс} = \bar{R}_{фс} M_6 / \gamma_n = 12 \cdot 1/1 = 12 \text{ МПа}$$

- розрахунковий опір стисканню семишарової фанери

$$R_{фск} = \bar{R}_{фск} M_6 / \gamma_n = 0,8 \cdot 1/1 = 0,8 \text{ МПа}$$

- розрахунковий опір фанери сколюванню

$$E_{ф} = \bar{E}_{ф} M_6 / \gamma_n = 9000 \cdot 1/1 = 9000 \text{ МПа}$$

- модуль потужності вздовж волокон зовнішніх шарів п'ятишарової і семишарової фанери

$$E = \bar{E} M_B / \gamma_n = 10^4 \cdot 1/1 = 10^4 \text{ МПа}$$

Геометричні характеристики перерізу (рис 2.3)

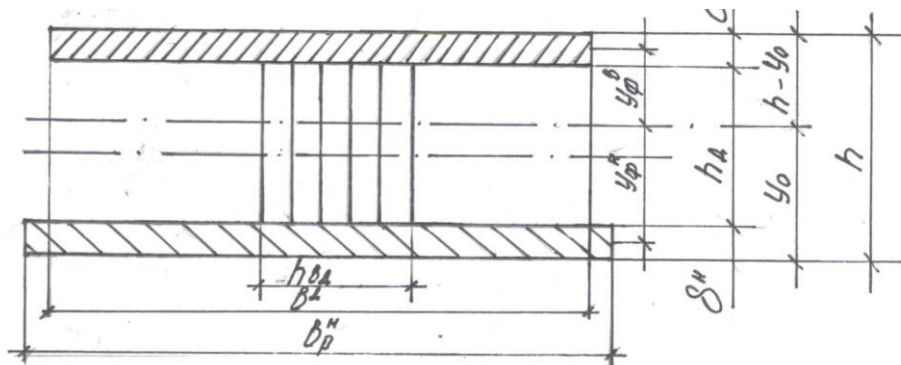


Рис. 2.3. Схема розрахункового перерізу панелі

Розрахункова ширина фанерних обкладинок приймається рівною 0,9 фактичної ширини

$$b_p^b = 0,9 \times 147 = 132,3 \text{ см}$$

$$b_p^H = 0,9 \times 149 = 134,1 \text{ см}$$

Матеріали, що входять в поперечний переріз панелі, приводимо до матеріалу обкладинок.

Коефіцієнт приведення: $\eta = \frac{E}{E_{\phi}} = \frac{10^4}{0,9 \cdot 10^4} = 1,11$

Площа попереднього перерізу верхньої обкладинки:

$$A_{\phi}^6 = b_p^b \delta_{\epsilon} = 132,3 \cdot 1 = 132,3 \text{ см}^2$$

нижньої обкладинки:

$$A_{\phi}^H = b_p^H \delta_n = 134,1 \cdot 0,6 = 80,5 \text{ см}^2$$

ребер:

$$A_D = 5,5 \cdot 17,5 = 437,5 \text{ см}^2$$

Приведена площа перерізу панелі:

$$A_{\text{пр}} = A_{\phi}^6 + A_{\phi}^H + \eta A_D = 132,3 + 80,5 + 437,5 \cdot 1,1 = 649 \text{ см}^2$$

Приведений статичний момент перерізу відносно нижньої його площини

$$\begin{aligned} S_{\text{пр}} &= 0,5 A_{\phi}^H \delta_n + A_{\phi}^6 (\delta_n + h_0 + 0,5 \delta_{\epsilon}) + \eta A_D (\delta_n + 0,5 h_0) = \\ &= 0,5 \cdot 80,5 \cdot 0,6 + 132,3 (0,6 + 17,4 + 0,5 \cdot 1) + 1,1 \cdot 437,5 (0,6 + 0,5 \cdot 17,4) = \\ &= 6947 \text{ см}^3 \end{aligned}$$

Відстань від нижньої площини до нейтральної від перерізу

$$y_0 = S_{\text{пр}} / A_{\text{пр}} = 6947 / 649 = 10,7 \text{ см}$$

Приведений момент інерції відносно нейтральної вісі

$$I_{\text{пр}} = A_{\phi}^H (y_{\phi}^H)^2 + A_{\phi}^6 (y_{\phi}^6)^2 + \eta (A_D y_D^2 + I_0)$$

$$y_D = y_0 - 0,5 h_D - \delta_n = 10,7 - 0,5 \cdot 17,4 - 0,6 = 1,4 \text{ см}$$

$$I_D = n b_D h_D^3 / 12 = 5 \cdot 5 \cdot 17,4^3 / 12 = 10975 \text{ см}^4$$

$$\begin{aligned} I_{\text{пр}} &= 80,5 (10,7 - 0,6/2)^2 + 132,3 (19 - 10,7 - 1/2)^2 + \\ &+ 1,11 (437,5 \cdot 1,4^2 + 10975) = 29856 \text{ см}^3 \end{aligned}$$

Приведені моменти опору відповідно верхньої і нижньої обкладинок

$$W_{\text{пр}}^B = I_{\text{пр}} / (h - y_0) = 29856 / (17,4 - 10,7) = 4456 \text{ см}^3$$

Зм.	Лист	№ докum.	Підпис	Дата

$$W_{пр}^H = I_{пр} / y_0 = 29856 / 10,7 = 2790 \text{ см}^3$$

Перевіряємо напруження в обкладинках панелі:

- верхньої стиснутої

$$\sigma_c = M / W_{пр}^B \varphi_{ср} \quad \varphi_{ср} = 1 - \frac{(d_0 / \delta_B)^2}{5000} = 1 - \frac{(31/1)^2}{5000} = 0,8$$

$$\sigma_c = 1099 / (4456 \cdot 0,8) = 0,35 \text{ кН/см}^2 = 3,5 \text{ МПа} < R_{\phi c} = 12 \text{ МПа}$$

- нижньої розтягнутої

$$\sigma_p = M / W_{пр}^H = 1099 / 2790 = 3,9 \text{ МПа} < R_{\phi p} K_{\phi} = 14 \cdot 0,6 = 8,4 \text{ МПа}$$

де $K_{\phi} = 0,6$ – коефіцієнт, що враховує фанери на розтяг при з'єднанні листів на вус.

Перевіряємо сколюючі напруження на клейовий шар фанерної обкладинки в межах ширини ребер:

$$\tau = \frac{Q \cdot S_{пр}^B}{I_{пр} \cdot n \cdot b_D}$$

$$S_{пр}^B = A_{\phi}^6 \cdot y_{\phi}^6 = 132,3 (19 - 10,7 - 0,5) = 1032 \text{ см}^3$$

- статичний момент верхньої обкладинки відносно нейтральної вісі

$$\tau = \frac{7,35 \cdot 1032}{29856 \cdot 5 \cdot 5} = 0,012 \text{ кН/см}^2 = 0,12 \text{ МПа} < R_{\phi ск} = 0,8 \text{ МПа}$$

Перевіряємо деформування панелі.

Відносний прогін

$$\frac{f}{l} = \frac{5q^H l^3}{384 \cdot 0,7 \cdot E_{\phi} I_{пр}} = \frac{5 \cdot 1,717 \cdot 592^3 \cdot 10^{-2}}{384 \cdot 0,7 \cdot 900 \cdot 29856} = \frac{1}{405} < \left[\frac{f}{l} \right] = \frac{1}{250}$$

Умови деформування виконуються.

						ККЦР 2106 ПЗ	Лист
Зм.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата			

2.1.2 Розрахунок несучих конструкцій.

1. Перекриття по трьохшарових арках колового обрису.

В якості несучих конструкцій покриття розглядаємо клеєні трьохшарові арки кроком $l = 6\text{м}$.

Розрахунок навантажень зведено в таблицю 2.2

Таблиця 2.2

Вид навантаження	Нормативне навантаження	Коефіцієнт надійності	Розрахункове навантаження
Всього панелі	0,445	1,1	0,5182
Власна арки	0,1	1,1	1,1

$$q_{ca} = \frac{p^H + q^H}{\frac{K_{CB} \cdot l}{1000} + 1}$$

$p^H = 0,445 \text{ кН/м}^2$ - постійне нормативне навантаження

$q^H = 0,7 \text{ кН/м}^2$ – тимчасове (снігове навантаження)

$K_{CB} = 6$ – коефіцієнт власної ваги арки

$$q_{ca} = \frac{0,445 + 0,7}{\frac{1000}{6 \cdot 6} + 1} = 1 \text{ кН/м}^2$$

Всього: постійне навантаження:

нормативне $= 1,445 \text{ кН/м}^2$

розрахункове $= 1,62 \text{ кН/м}^2$

тимчасове навантаження - сніг

нормативне $= 0,7 \text{ кН/м}^2$

розрахункове $= 1,12 \text{ кН/м}^2$

Розрахункове навантаження на 1 м арки:

постійне $q = 1,62 \times 6 = 9,92 \text{ кН/м}^2$

тимчасове $p = 1,12 \times 6 = 6,72 \text{ кН/м}^2$

загальне $g = 9,92 + 6,72 = 16,64 \text{ кН/м}^2$

На рис. 2.4 наведена схема навантаження арки.

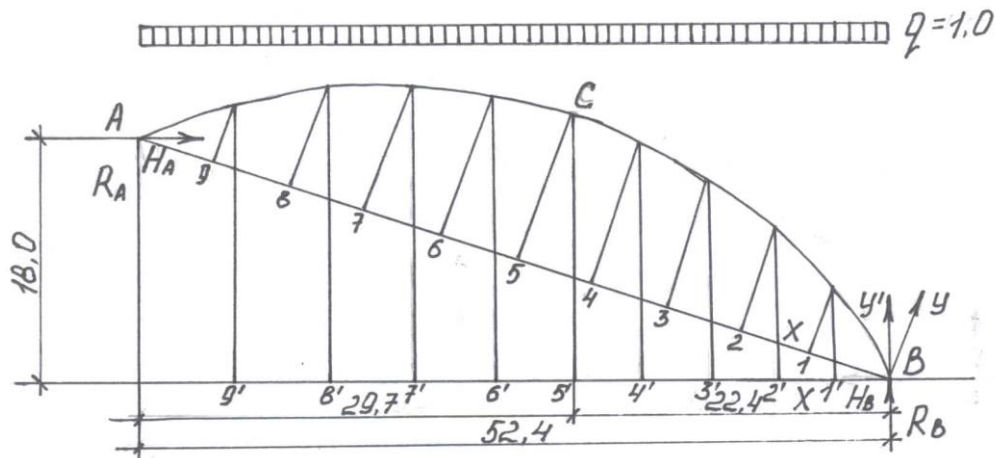


Рис. 2.4. Схема навантаження арки.

Геометричні розміри арки:

Прольот $l = 55,7$ м вигін $f = 11,0$ м

Радіус арки $R = \frac{l^2 + 4f^2}{8f} = \frac{55,7^2 + 4 \cdot 11^2}{8 \cdot 11} = 40,7$ м

$\text{tg } \alpha = \frac{18}{52,4} = 0,334$; $\alpha = 19^{\circ}$; $\sin \alpha = 0,3256$ $\cos \alpha = 0,9455$

Коефіцієнти x і y визначаємо через $0,1l$

$$Y_H = \sqrt{R^2 - \left(\frac{l}{2} - x_H\right)^2} - c \quad c = R - f = 40,7 - 11,0 = 29,7$$

$$X_1 = 0,1 \times 55,7 = 5,57 \text{ м} \quad Y_1 = \sqrt{40,7^2 - (27,85 - 5,57)^2} - 29,7 = 4,3 \text{ м}$$

$$X_2 = 0,2 \times 55,7 = 11,8 \text{ м} \quad Y_2 = 40,7 - (27,85 - 11,8) - 29,7 = 7,7 \text{ м}$$

$$X_3 = 0,3 \times 55,7 = 16,7 \text{ м} \quad Y_3 = 40,7 - (27,85 - 16,7) - 29,7 = 9,5 \text{ м}$$

$$X_4 = 0,4 \times 55,7 = 22,8 \text{ м} \quad Y_4 = 40,7 - (27,85 - 22,8) - 29,7 = 10,7 \text{ м}$$

$$X_5 = 0,5 \times 55,7 = 27,85 \text{ м} \quad Y_5 = 40,7 - (27,85 - 27,85) - 29,7 = 11,0 \text{ м}$$

$$X_6 = 0,6 \times 55,7 = 33,4 \text{ м} \quad Y_6 = 40,7 - (27,85 - 33,4) - 29,7 = 10,7 \text{ м}$$

$$X_7 = 0,7 \times 55,7 = 44,5 \text{ м} \quad Y_7 = 40,7 - (27,85 - 44,5) - 29,7 = 9,5 \text{ м}$$

$$X_8 = 0,8 \times 55,7 = 50 \text{ м} \quad Y_8 = 40,7 - (27,85 - 50) - 29,7 = 7,7 \text{ м}$$

$$X_9 = 0,9 \times 55,7 = 55,1 \text{ м} \quad Y_9 = 40,7 - (27,85 - 55,1) - 29,7 = 4,3 \text{ м}$$

$$X_{10} = 1 \times 55,7 = 55,7 \text{ м} \quad Y_{10} = 40,7 - (27,85 - 55,7) - 29,7 = 0 \text{ м};$$

Координати точок X_1^1, Y_1^1 :

$$X_1^1 = 3,86 \text{ м} \quad Y_1^1 = 5,9 \text{ м}$$

$$X_2^1 = 8,64 \text{ м} \quad Y_2^1 = 11,24 \text{ м}$$

$$X_3^1 = 12,75 \text{ м} \quad Y_3^1 = 14,54 \text{ м}$$

$$X_4^1 = 17,6 \text{ м} \quad Y_4^1 = 17,4 \text{ м}$$

$$X_5^1 = 22,8 \text{ м} \quad Y_5^1 = 19,78 \text{ м}$$

$$X_6^1 = 28,1 \text{ м} \quad Y_6^1 = 21,0 \text{ м}$$

$$X_7^1 = 32,8 \text{ м} \quad Y_7^1 = 21,5 \text{ м}$$

$$X_8^1 = 39,6 \text{ м} \quad Y_8^1 = 21,85 \text{ м}$$

$$X_9^1 = 45,8 \text{ м} \quad Y_9^1 = 20,4 \text{ м}$$

$$X_{10}^1 = 52,4 \text{ м} \quad Y_{10}^1 = 18,0 \text{ м}$$

Визначаємо опорні реакції з умови рівноваги системи

$$\sum M_c^{\text{лів}} = 0; \quad R_p \cdot 29,7 - H \cdot 1,8 - \frac{g29,7^2}{2} = 0;$$

$$\sum M_c^{\text{пр}} = 0; \quad R_e \cdot 22,7 - H \cdot 19,8 - \frac{g29,7^2}{2} = 0;$$

$$\sum Y = 0; \quad R_A + R_e - 52,4 = 0;$$

$$R_A = \frac{1,8H + 4,38q}{29,7}; \quad R_e = \frac{19,8H + 25,7q}{22,7};$$

$$U_3(3) = \frac{1,8H + 4,38q}{29,7} + \frac{19,8H + 25,7q}{22,7} - 52,4 = 0$$

$$H_A = H_e = 28,2 \text{ g} \quad R_A = 16,4 \text{ g} \quad R_e = 36,0 \text{ g}$$

Згинаючи моменти від одиничного навантаження по всьому прольоту:

$$M_n = R \cdot X_n - \frac{gx^2}{2} - H \cdot Y_n$$

Відраховуємо X від опори B :

$$M_1 = g (36,0 \cdot 3,86 \frac{3,86^2}{2} - 28,2 \cdot 5,9) = - 34,0 \text{ g}$$

$$M_2 = g (36,0 \cdot 8,64 \frac{8,64^2}{2} - 28,2 \cdot 11,24) = - 45,0 \text{ g}$$

$$M_3 = g (36,0 \cdot 12,75 \frac{12,75^2}{2} - 28,2 \cdot 14,54) = - 33,0 \text{ g}$$

$$M_4 = g (36,0 \cdot 17,6 \frac{17,6^2}{2} - 28,2 \cdot 17,4) = - 10,0 \text{ g}$$

$$M_5 = g (36,0 \cdot 22,7 \frac{22,7^2}{2} - 28,2 \cdot 19,8) = 0;$$

Відраховуємо X від опори A :

$$M_9 = g (16,4 \cdot 6,6 \frac{6,6^2}{2} - 28,2 \cdot 2,41) = 18,0 \text{ g}$$

$$M_8 = g (16,4 \cdot 19,8 \frac{19,8^2}{2} - 28,2 \cdot 3,85) = 20,0 \text{ g}$$

$$M_7 = g (16,4 \cdot 19,6 \frac{19,6^2}{2} - 28,2 \cdot 3,5) = 31,0 \text{ g}$$

$$M_6 = g (16,4 \cdot 24,3 \frac{24,3^2}{2} - 28,2 \cdot 3,0) = 19,0 \text{ g}$$

$$M_5 = g (16,4 \cdot 29,7 \frac{29,7^2}{2} - 28,2 \cdot 1,8) = 0$$

На рис. 2.5 наведена опора значних моментів, що діють на арку.

					ККЦР 2106 ПЗ	Лист
Зм.	Лист	№ докцм.	Підпис	Дата		

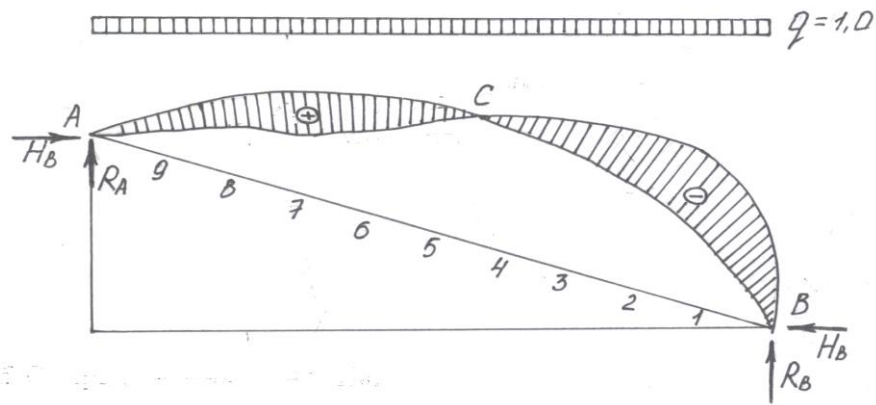


Рис. 2.5. Опора значних моментів.

Нормальна сила при значеннях моменту M_{\max} .

$$N = H_g \cdot \cos \alpha + R_g \cdot \sin \alpha - g x \sin \alpha;$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{Y_2^1}{X_2^1} = \frac{11,24}{8,64} = 1,3; \quad \alpha = 52^\circ 26'$$

$$\sin \alpha = 0,7927; \quad \cos \alpha = 0,6096$$

$$g = 16,64 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad H_g = 28,2 \cdot 16,64 \approx 470 \text{ кН}$$

$$R_g = 36,0 \cdot 16,64 \approx 600 \text{ кН}$$

$$N = 470 \times 0,6096 = 600 \times 0,7922 - 16,64 \times 8,64 \times 0,7927 = 648 \text{ кН}$$

Згинаючі моменти наведені в табл.2.3

Таблиця 2.3. Значення згинаючих моментів (кН/м)

№ перерізу	момент від одиночного навантаження	момент від постійного навантаження $d = 9,92 \text{ кН}\cdot\text{м}$	момент від тимчасового навантаження $p = 6,72 \text{ кН}\cdot\text{м}$	розрахункові величини моментів
В	0	0	0	0
1	-34,0	-338	215	-553
2	-43,0	-446	-285	-731
3	-33,0	-327	-202	-529
4	-10,0	-99,2	-63	-162,2
5	0	0	0	0
6	19,0	188	118,5	306,5
7	31,0	308	195	503
8	20,0	199	125	324
9	18,0	178	113	291
А	0	0	0	0

$$M_{\text{роз}} = 731 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$$N_{\text{роз}} = 648 \text{ кН}$$

Приймаємо переріз арки з дощок сосни після остружки 35 мм. По мірі перерізу арки складено з двох дощок шириною після остружки 175 і 125 мм (рис. 2.6)

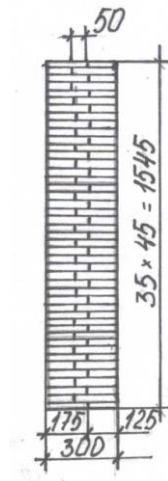


Рис . 2.6. Розміри перерізу арки.

$$\text{Площа перерізу } F = 30,0 \times 157,5 = 4740 \text{ см}^2$$

$$\text{Момент опору } W = \frac{30 \cdot 157,5^2}{6} = 124000 \text{ см}^2$$

$$\text{Гнучкість } \lambda = \left(\frac{30 \cdot 157,5^2}{6} = 124000 \right) \frac{0,5 S}{2} = \frac{0,5 \cdot 6100}{0,289 \cdot 157,0} = 67$$

Тут $S = 61000$ см – довжина дуги арки.

Коефіцієнт повздовжньої гнучкості

$$\eta = 1 - \frac{67 \cdot 88400}{3100 \cdot 4740 \cdot 130} = 1 - 0,208 = 0,79$$

					ККЦР 2106 ПЗ	Лист
Зм.	Лист	№ докцм.	Підпис	Дата		

Напруження стискання для стиснуто-згинаємих елементів

$$\sigma = \frac{648}{4740} + \frac{731 \cdot 100}{124000 \cdot 0,79} = 0,892 \text{ кН/см}^2 = 8,92 \text{ МПа}$$

Розрахунковий опір деревини арки згину

$$R_{32} = \overline{R}_{32} \cdot m_b \cdot m_{zn} / \gamma_n$$

m_b - коефіцієнт, який залежить від висоти перерізу = 0,9

m_{zn} - коефіцієнт умов роботи для гнучких елементів, який залежить від відношення радіуса кривизни елемента до товщини гнучкості дошки.

$$r / d = 40700/35 = 1162 > 500 \quad m_{zn} = 1$$

$$R_{32} = 13 \cdot 0,9 \cdot 1/1 = 11,7 \text{ МПа} \quad \tau_{32} = 8,92 \text{ МПа} < R_{32} = 11,7 \text{ МПа}$$

Умови міцності виконується.

1. Розрахунок клеєної дерев'яної балки Б-1. Навантаження на балку зведені в табл.. 2.4. Власна вага балки

$$q_{вб} = \frac{0,445 + 0,7}{\frac{1000}{5 \cdot 6,0} - 1} = 0,075$$

Таблиця 2.3. Збір навантажень на клеєну балку.

№п/п	Навантаження	Нормативне	Коефіцієнт надійності по навантаження	Розрахункові Р кН/м ²
1	Вага панелей покриття	0,445	1,1	0,52
2	Власна вага балки	0,075	1,1	0,08
3	Всього постійне навантаження	0,52		0,6
4	Тимчасове навантаження - сніг	0,7	1,6	1,12
	ВСЬОГО:			

На рис.2.7. наведена схема навантаження балки

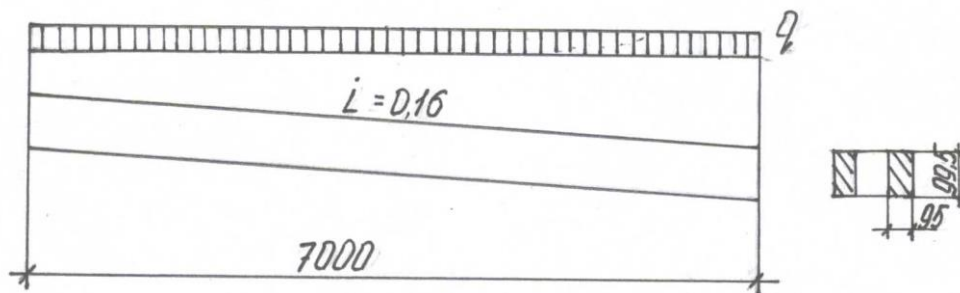


Рис.2.7. Схема навантаження клеєної балки.

Погонне навантаження на балку

нормативне: $q'' = 1,12 \times 6,0 = 6,72$ кН/м

розрахункове: $q = 1,72 \times 6,0 = 10,32$ кН/м

Згинаючий момент $M_{max} = \frac{10,32 \cdot 7,0^2}{8} = 63,2$ кН/м

Переріз

$$Q = \frac{10,32 \cdot 7,0}{2} = 36,12 \text{ кН}$$

Геометричні характеристики перерізу

Момент інерції $I = \frac{9,5 \cdot 49,5^2}{12} \cdot 2 = 191800$ см⁴

Момент опору $W = \frac{9,5 \cdot 49,5^2}{6} \cdot 2 = 7720$ см³

Статичний момент $S = \frac{9,5 \cdot 49,5^2}{8} \cdot 2 = 5800$ см³

Розрахунковий момент опору $W_{роз} = W \cdot m_{\delta}$

$m_{\delta} = 1,15$ – коефіцієнт, що враховує розміри перерізу

Напруження згину прямолінійної балки

$$\tau = \frac{M}{W_{роз}} = \frac{3,2 \cdot 100}{7720 \cdot 1,15} = 0,72 \text{ кН/м}^2 = 7,2 \text{ МПа}$$

Розрахунковий опір згину

$$R_{зг} = \overline{R_{зг}} \cdot m_{zn} \cdot m_{\delta} \cdot m_{\sigma} / \gamma_n$$

$$R_{зг} = 13 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,85 / 1 = 11,05 \text{ МПа}$$

$m_{\delta} = 0,85$ – коефіцієнт умов роботи с I , що приймається в залежності від

											Лист
Зм.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата							

висоти перерізу в найбільш напруженому місці балки ($h_6 = 99,5$ см)

$$\tau = 7,2 \text{ МПа} < R_{3z} = 11,05 \text{ МПа}$$

Умови міцності виконуються.

Сколюючі напруження на опорні балки

$$\tau = \frac{Q \cdot S}{I \cdot v_{роз}} \quad v_{роз} = v \cdot k$$

$k = 0,6$ - коефіцієнт зниження напружень при визначенні на клеєвому шву

$$\tau = \frac{32,12 \cdot 5800}{191800 \cdot 9,5 \cdot 2 \cdot 0,6} = 0,086 \text{ кН/м}^2 = 0,86 \text{ МПа}$$

Розрахунковий опір сколювання

$$R_{ск} = \overline{R}_{ск} \cdot m_{zn} \cdot m_v \cdot m_b / \gamma_n = 1,5 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 / 1 = 1,5 \text{ МПа}$$

$$\tau = 0,86 \text{ МПа} < R_{ск} = 1,5 \text{ МПа}$$

Умови міцності виконуються.

$$\text{Прогин балки } J = \frac{5 \cdot q^H \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_{cp} \cdot k_n} = \frac{5 \cdot 1,12 \cdot 1,12 \cdot 700^4}{384 \cdot 10^7 \cdot 191800 \cdot 1} = 1,98 \text{ см}$$

k_n - коефіцієнт, що враховує змінність перерізу по довжині балки, для балок з паралельними поясами $k_n = 1$

$$\text{Відносний прогин для балок } \frac{t}{l} = \frac{1,98}{700} = \frac{1}{353},$$

$$\text{Допустимий прогин балок } \left[\frac{t}{l} \right] = \frac{1}{300}$$

Умови міцності виконуються.

Розрахунок стику балки Б-1 і арки.

Геометричні розміри стику наведені на рис. 2.8.

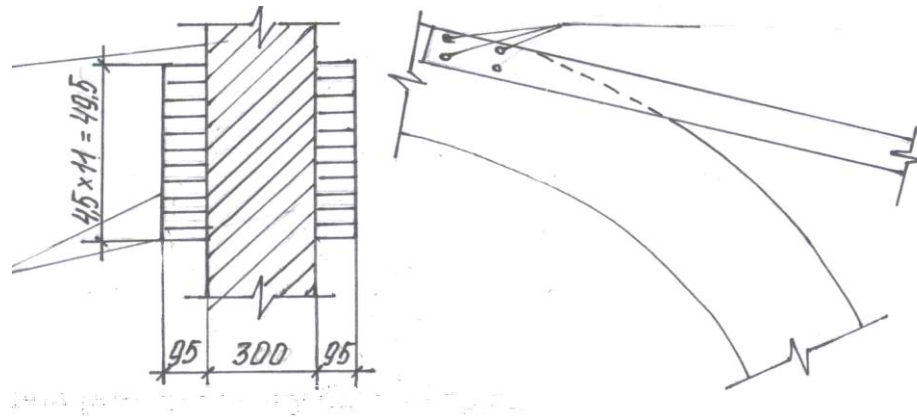


Рис. 2.8. Геометричні розміри стику балки і арки.

Необхідна кількість болтів $n = \frac{Q}{n_{\text{ср}} \tau_{\text{б}}}$

$n_{\text{ср}} = 2$ – кількість зрізів болта

$\tau_{\text{б}}$ - несуча здатність болта

Приймаємо болт діаметром $d = 20$ мм з умов зм'яття

$$\tau_{\text{зм}} = 0,8 \cdot a \cdot d \cdot k \cdot t = 0,8 \cdot 9,5 \cdot 2 \cdot 0,5 \cdot 5 = 8,38 \text{ кН}$$

$$\tau_{\text{зс}} = 2,5 \cdot d^2 \cdot \sqrt{kt} = 2,5 \cdot 2^2 \cdot \sqrt{0,5 \cdot 5} = 7,43 \text{ кН}$$

$$n = \frac{36,12}{2 \cdot 7,43} = 2,4$$

Приймаємо 4 болта діаметром 20 мм.

2. Вказівки по виконанню робіт.

Клеєдерев'яні конструкції виготовляються з пиломатеріалів хвойних порід товщиною 35 мм після острижки. Вологість деревини після остаточної острижки не повинна перевищувати $10 \pm 2\%$. З умов експлуатації споруди склеювання виконується на резерційно-формальдегідному клеї марки ФР-12. Склеювання окремих дошок по довжині здійснюємо на зубчастому з'єднанні у відповідності з ДБН В.2.6-161:201 «Дерев'яні конструкції. Основні

					ККЦР 2106 ПЗ	Лист
Зм.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата		

положення». Зовнішня поверхня клеєних елементів захищається водостійким лаком.

Дерев'яні елементи з'єднання деталей конструкцій з деревини – не нагелі, накладки повинні виконуватись із здорової деревини, прямо стійкої, без сучків, щільної деревини твердих листвяних порід вологістю не більше 15%. Після механічної обробки дерев'яні поверхні заготовок, що підлягають склеюванню, повинні запобігатися від забруднення, перезволоження або пересушування.

Виконувати склеювання конструкцій з заготовок слід не пізніше ніж через 6 – 8 годин після механічної обробки.

3. Варіант – покриття по гнучо клеєним рамам.

Розглядаємо в якості несучих конструкцій гнучо клеєні рами з кроком 6 м

Збір навантажень зводимо в табл..2.4.

Таблиця 2.4. Навантаження на раму

Навантаження	Нормативне кН/м ²	коефіцієнт надійності по навантаженню γ_f	розрахункове кН/м ²
1. Власна вага	0,445	1,1	0,52
2. Власна вага рами	1,16	1,1	1,28
Всього:	1,66		1,83
Тимчасове навантаження - сніг	0,7 1,2	1,6	1,12
Всього:	$q^n = 2,36$		$q = 2,95$

Власна вага рами при $K_{ев} = 7$

$$q_{ев} = \frac{0,445 + 0,7}{\frac{1000}{7 \cdot 52,4} - 1} = 1,66 \text{ кН/м}^2$$

Розрахункові навантаження на панель рами постійні

$$q = 1,83 \cdot 6,0 = 11 \text{ кН/м}$$

тимчасові снігові $q = 1,12 \cdot 6,0 = 6,72 \text{ кН/м}$

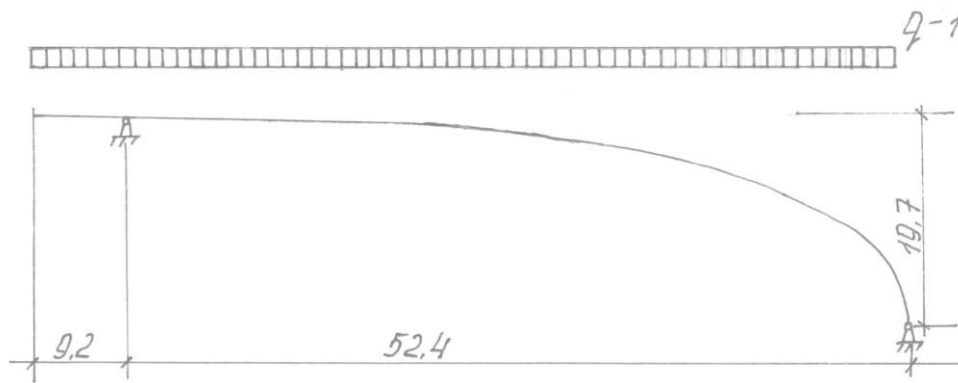


Рис. 2.9. Схеми навантаження рами одиночним навантаженням.

Визначаємо зусилля в перерізах рами. Для цього попередньо визначаємо зусилля в перерізах від одиночного навантаження. Система є рамою з одним зайвим зв'язком. Перетворюємо систему в статично визначену, для чого відкладаємо опорний стержень і замінюємо його дією невідомої сили H (рис. 2.9). Рівняння цих умов має вид:

$$\Delta_{11} x_1 + \Delta_{1p} = 0 \quad x_1 = - \frac{\Delta_{1p}}{\Delta_{11}}$$

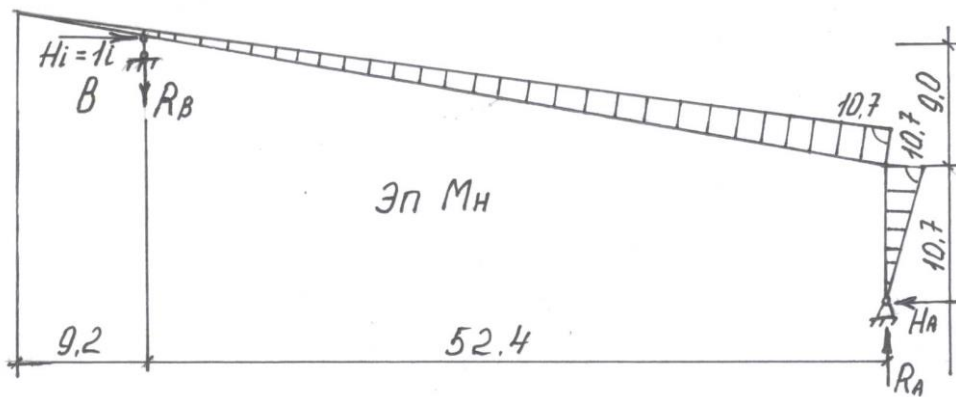


Рис. 2.10. Схема перетворення системи в статично визначену.

$$\sum M_A = 0 \quad H_B \cdot 19,7 - R_B \cdot 52,4 = 0; \quad R_B = \frac{19,7}{52,4} = 0,375$$

$$\sum y = 0 \quad R_B = R_A = 0,375$$

Епюра моментів для статичного визначення системи від одиничного навантаження наведено на рис. 2.11.

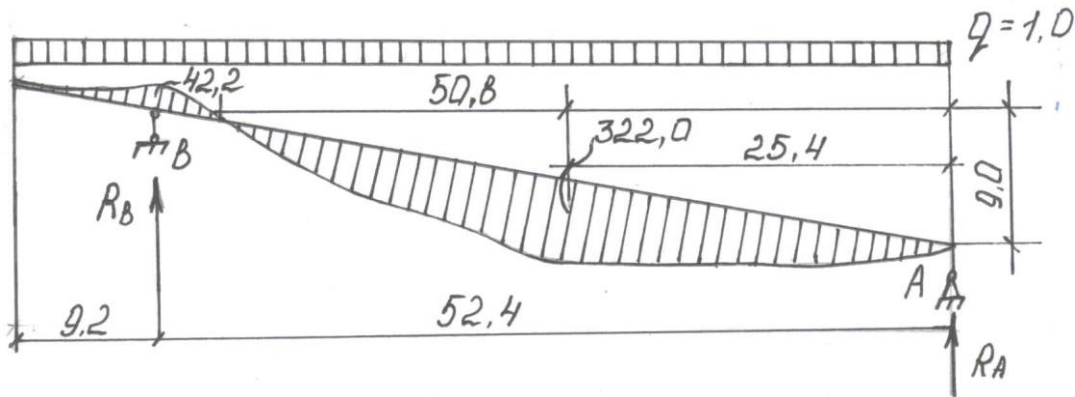


Рис. 2.11. Епюра моментів від одиничного навантаження.

$$\sum M_A = 0 \quad R_B \cdot 52,4 - \frac{1 \cdot 61,6^2}{2} = 0; \quad R_B = \frac{1897}{52,4} = 36,2$$

$$\sum y = 0 \quad R_A = 25,4; \quad M_x = R_A x - \frac{qx^2}{2}; \quad 25,4x - \frac{x^2}{2} = 0$$

$$x^2 - 50,8x = 0; \quad x(x - 50,8) = 0; \quad x = 50,8 \text{ м}^2$$

$$M_{max} = 322,0 \quad \text{при } x = 25,4$$

$$\delta_{II} = \frac{52,4 \cdot 10,7}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot 10^7 + \frac{10,7 \cdot 10,7}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot 10^7 = 2408$$

$$\Delta_{Ip} = 4 \cdot \frac{1,6}{6} \cdot 21,1 \cdot 0,33 - 4 \cdot \frac{50,8}{6} \cdot 322 \cdot 5,5 \approx -6000$$

$$x = - \frac{\Delta_{Ip}}{\delta_{II}} = \frac{6000}{2408} = 24,7; \quad H_A = H_B = 24,7$$

На рис. 2.12 наведена сумарна епюра згинаючих моментів від сумарної дії одиничного навантаження і визначених сил H_A і H_B

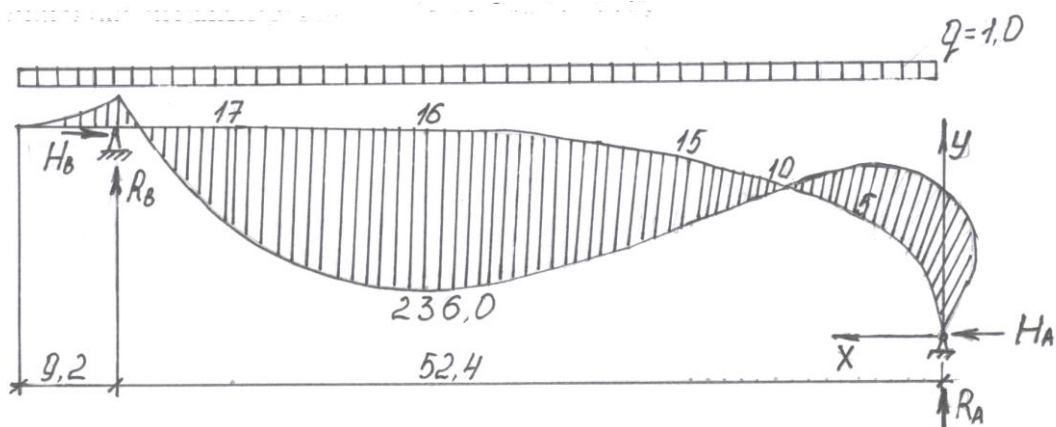


Рис. 2.12. Епюра згинаючих моментів від дії одиночного навантаження і сил H_A і H_B

$$\sum M_A = 0 \quad R_B \cdot 52,4 + H_B \cdot 19,7 - \frac{qx^2}{2} = 0;$$

$$R_B = \frac{1897 - 486}{52,4} = 27,0$$

$$\sum y = 0 \quad R_B = 34,6; \quad M_x = R \cdot x - Hy - \frac{qx^2}{2};$$

$$M_1 = 34,6 \times 1,0 - 24,7 \times 4,9 - 0,5 = -87$$

$$M_2 = 34,6 \times 2,0 - 24,7 \times 6,8 - 2,0 = -101,0$$

$$M_3 = 34,6 \times 3,0 - 24,7 \times 8,1 - 4,5 = -100,5$$

$$M_4 = 34,6 \times 4,0 - 24,7 \times 9,0 - 8,0 = -92,0$$

$$M_5 = 34,6 \times 5,0 - 24,7 \times 9,75 - 12,5 = -80,5$$

$$M_6 = 34,6 \times 6,0 - 24,7 \times 10,25 - 18,0 = -63,0$$

$$M_7 = 34,6 \times 7,0 - 24,7 \times 10,7 - 25,0 = -36,0$$

$$M_8 = 34,6 \times 8,0 - 24,7 \times 11,0 - 32 = -27,0$$

$$M_9 = 34,6 \times 9,0 - 24,7 \times 11,25 - 40,0 = 0,00$$

$$M_{10} = 34,6 \times 10,0 - 24,7 \times 11,45 - 50,6 = 13$$

$$M_{11} = 34,6 \times 11,0 - 24,7 \times 11,6 - 60,5 = 33,0$$

$$M_{12} = 34,6 \times 12,0 - 24,7 \times 11,75 - 72,0 = 53,0$$

$$M_{13} = 34,6 \times 13,0 - 24,7 \times 11,9 - 84,0 = 72,0$$

$$M_{14} = 34,6 \times 14,0 - 24,7 \times 12,0 - 96,6 = 93,0$$

$$M_{15} = 34,6 \times 15,0 - 24,7 \times 12,4 - 118,0 = 108,0$$

$$M_{16} = 34,6 \times 30,4 - 24,7 \times 14,77 - 460,0 = 236,0$$

$$M_{17} = 34,6 \times 45,4 - 24,7 \times 17,14 - 1020 = 132,0$$

$$M_{18} = \frac{qx^2}{2} = \frac{1,0 \cdot 9,2^2}{2} = 42$$

$$M_{19} = 0$$

Розрахунок моментів зводимо в таблицю 2.5.

Нормальна сила при M_{max}

$$N = H_A \cdot \cos \alpha + R_A \cdot \sin \alpha - qx \cdot \sin \alpha$$

$$H_A = 24,7 (11 + 6,72) = 438 \text{ кН}$$

$$R_A = 34,6 (11 + 6,72) = 613 \text{ кН}$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{y_{16}}{x_{16}} = \frac{14,77}{30,4} = 0,485; \quad \alpha = 25^\circ 54'$$

$$\sin \alpha = 0,4368 \quad \cos \alpha = 0,8996$$

$$N = 438 \times 0,8996 + 613 \times 0,4368 - 17,72 \times 30,4 \times 0,4368 = 426,5 \text{ кН}$$

Приймаємо переріз рами з дошок товщиною після острижки 35 мм. По ширині переріз рами складено з трьох дошок шириною після острижки 175 мм, 125 мм, 125 мм (рис. 2.13)

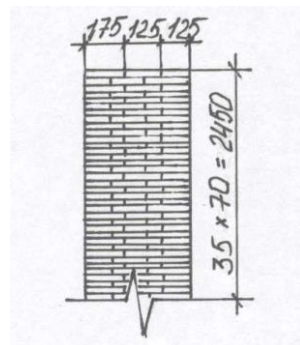


Рис. 2.13. Переріз рами.

Навантаження на раму визначаються по таблиці 2.4.

На рис. 2.14 наведені розрахункова схема і епюри значних моментів.

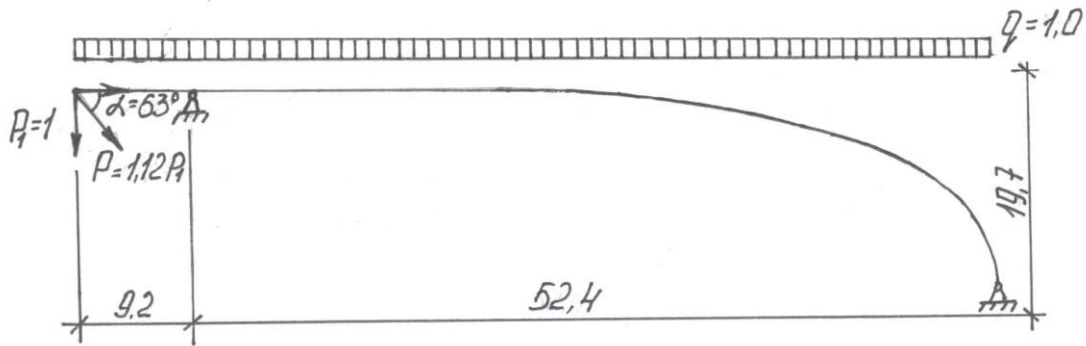


Рис. 2.14. Розрахункові схеми рами.

а – навантаження рами;

б – епюра згинаючих моментів від одиночної сили $H = 1$;

в – епюра згинаючих моментів від одиночної сили $p = 1$.

З урахуванням попередніх розрахунків

$$\sum M_B = 0 \quad R_B \cdot 52,4 + 0,4964 \cdot 21,0 - 1 \cdot 61,6 = 0;$$

$$R_B = 0,98p; \quad R_A = 0,02p; \quad H_A = 0,4964p$$

$$M_B = 1 \cdot 9,2 - 0,4964 \cdot 1,4 = 8,6$$

$$\delta_{11} = \frac{52,4 \cdot 10,7}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot 10,7 + \frac{10,7 \cdot 10,7}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot 10,7 = 2408$$

$$\Delta_{1p} = \frac{59,4}{6} \cdot (4 \cdot 7,1 \cdot 5,35 + 5,6 \cdot 10,7) + \frac{10,7}{6} \cdot (5,6 \cdot 10,7 + 42,8 \cdot 5,35) = 2064$$

$$x = - \frac{\Delta_{1p}}{\delta_{11}} = - \frac{2064}{2408} = - 0,86;$$

$$H_B = 0,86p; \quad \sum x = 0; \quad H_B = 0,364p$$

$$\sum M_P = 0 \quad 1 \cdot 61,6 + 0,86 \cdot 19,7 - 0,496 \cdot 21,0 = R_B \cdot 52,4 = 0$$

$$R_B = \frac{61,4 + 17,0 - 10,5}{52,4} = 1,3p$$

$$\sum y = 0; \quad R_A = 0,3p$$

Зм.	Лист	№ докцм.	Підпис	Дата

ККЦР 2106 ПЗ

Лист

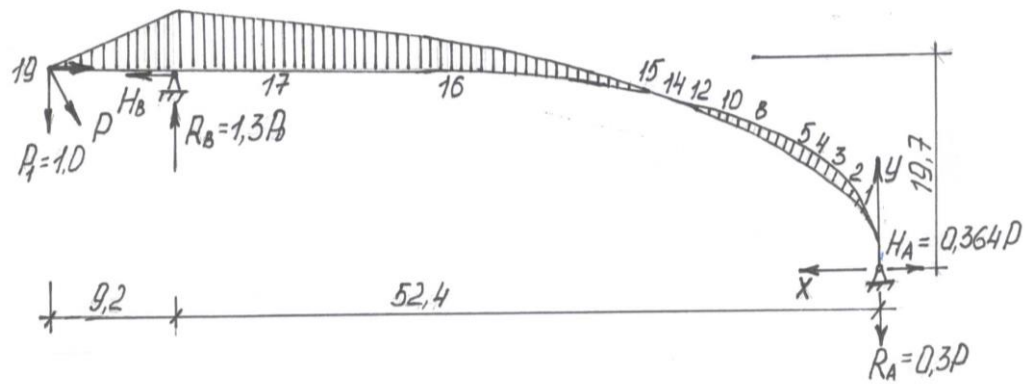


Рис. 2.15. Сумарна еюра згинаючих моментів від дії одиночних сил.

Таблиця 2.5. Розрахунок згинаючих моментів.

№ то-чок	координати x (м)	коєфіцієнти y (м)	момент від одиночного навантаження	момент від постійного навантаження	моменти від тимчасового навантаження	розрахунковий момент
1	1,0	4,9	-87,0	-960	-587	-1547
2	2,0	6,8	-101,0	-1110	-680	-1790
3	3,0	8,1	-100,5	-1105	-677	-1782
4	4,0	9,05	-92,0	-1010	-619	-1629
5	5,0	9,75	-80,5	-888	-544	-1432
6	6,0	10,25	-63,0	-694	-424	-1118
7	7,0	10,70	-46,0	-508	-309	-817
8	8,0	11,0	-27,0	-298	-181	-479
9	9,0	11,25	0,00	0	0	0
10	10,0	11,45	13,0	144	87,5	231,5
11	11,0	11,60	33,0	364	222	586
12	12,0	11,75	53,0	584	357	941
13	13,0	11,90	72,0	792	485	1277
14	14,0	12,05	93,0	1025	629	1654
15	15,0	12,40	108,0	1190	725	1915
16	30,4	14,77	236,0	2600	1580	4180
17	48,4	17,14	132,0	1450	885	2335
18	52,4	19,24	-42,0	-464	-280	-744
19	61,6	19,64	0	0	0	0

Площа перерізу $F = 47,5 \times 245,0 = 11620 \text{ см}^2$

Момент опору $W = \frac{47,5 \cdot 245^2}{6} = 474000 \text{ см}^3$

Гнучкість $\lambda = \frac{0,5 \cdot 6300}{0,289 \cdot 245} = 44,4$

Коефіцієнти $\eta = 1 - \frac{44,4^2 \cdot 426,5}{3000 \cdot 11620 \cdot 1,3} = 1 - 0,024 = 0,976$

Напруження в рамі

$\tau = \frac{426,5}{11620} + \frac{4180 \cdot 100}{474000 \cdot 0,976} = 0,94 \text{ кН/см}^2 = 9,4 \text{ МПа}$

З попередніх розрахунків $R_3 = 11,7$

$\tau = 9,4 \text{ МПа} < R_3 = 11,7 \text{ МПа}$

Умови міцності виконуються.

4. Варіант покриття по гнучкоклесним регулюємим рамам.

Таблиця 2.6. Згинаючі моменти від зосередженої сили P

м точки	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
x (м)	1,0	2,0	3,0	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0	11,0	12,0	13,0	14,0	15,0	30,4	45,4	52,4	61,6
y (м)	4,9	6,8	8,1	9,05	9,75	10,25	10,7	11,0	11,25	11,45	11,6	11,75	11,9	12,05	12,4	14,77	17,14	18,24	19,64
МОМЕНТ від сили p = 1кН	1,44	1,88	2,0	2,2	2,0	1,85	1,7	1,5	1,3	1,1	0,8	0,6	0,34	0	-0,22	-4,6	-7,4	-8,6	0
МОМЕНТ від сили p = 394кН	470	138	700	770	700	650	595	525	455	385	280	210	120	0	-77	-160	-258	-310	0

На рис. 2.16 наведена сумарна еюра згинаючих моментів.

																					Лист
Зм.	Лист	№ докцм.		Підпис	Дата																

Таблиця 2.7. Розрахунок згинаючих моментів.

№ точок	Координати		М кН.м від р=394	М (кН.м) від (q+p) (табл..2.5)	Сумарний згинаючий момент М (кН.м)
	x (м)	y (м)			
1	1,0	4,9	470	-1547	-1077
2	2,0	6,8	638	-1790	-1152
3	3,0	8,1	700	-1782	-1082
4	4,0	9,05	770	-1629	-859
5	5,0	9,75	700	-1432	-732
6	6,0	10,25	650	-1118	-468
7	7,0	10,70	595	-817	-222
8	8,0	11,0	525	-479	46
9	9,0	11,25	455	0	455
10	10,0	11,45	385	231,5	616,5
11	11,0	11,60	280	586	866
12	12,0	11,75	210	941	1151
13	13,0	11,90	120	1277	1397
14	14,0	12,05	0	1654	1654
15	15,0	12,40	-77	1915	1539
16	30,4	14,77	-160	4180	4020
17	48,4	17,14	-258	2335	2077
18	52,4	19,24	-300	-744	-1044
19	61,6	19,64	0	0	0

Зм.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата

ККЦР 2106 ПЗ

Лист

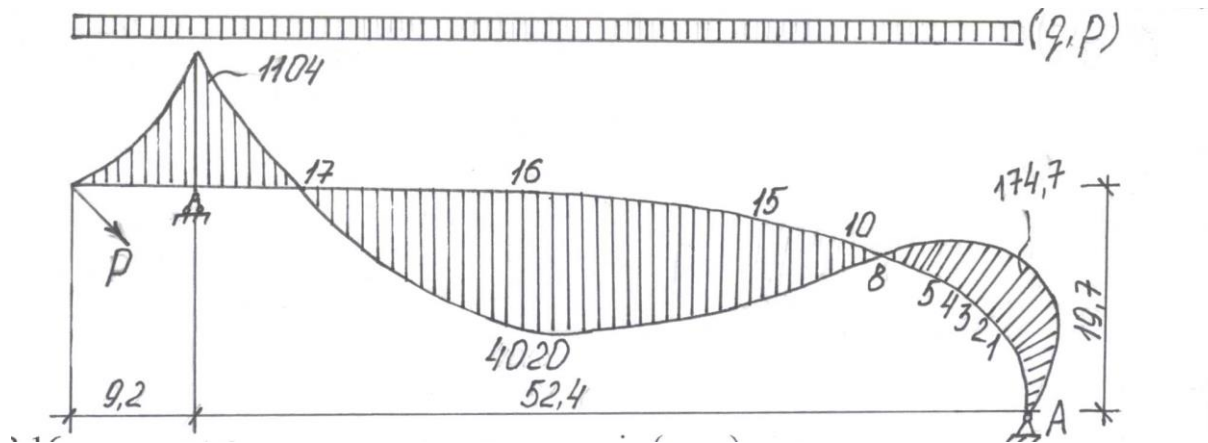


Рис. 2.16. Сумарна епюра згинаючих моментів. (кН/м)

Найбільший згинаючий момент в перерізі 16 $M_{max} = 4020$ кН/м

Нормальна сила при M_{max}

$$N = H_A \cdot \cos \alpha + R_B \cdot \sin \alpha - qx \cdot \sin \alpha$$

$$H_A = 24,7 \cdot (11 + 6,72) - 350 \cdot 0,364 = 310,3 \text{ кН}$$

$$R_B = 34,6 \cdot (11 + 6,72) - 350 \cdot 0,3 = 508 \text{ кН}$$

$$\alpha = 25^\circ 54'; \quad \sin \alpha = 0,4368 \quad \cos \alpha = 0,8996$$

$$N = 310,3 \cdot 0,8996 + 508 \cdot 0,4368 - (11 + 6,72) \cdot 30,4 \cdot 0,4368 = 265 \text{ кН};$$

Приймаємо переріз рами з дошок товщиною після острижки 35 мм.
(рис.2.17).

По ширині переріз рами складено з трьох дошок шириною після острижки
175 мм, 145 мм, 95 мм.

$$\text{Площа перерізу } F = 41,5 \cdot 217,0 = 9000 \text{ см}^2;$$

$$\text{Момент опору } W = \frac{41,5 \cdot 217,0^2}{6} = 324000 \text{ см}^3;$$

$$\text{Гнучкість } \lambda = \frac{0,6 \cdot 6300}{0,282 \cdot 217} = 50;$$

Зм.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата

ККЦР 2106 ПЗ

Лист

$$\text{Коефіцієнт } \eta = 1 - \frac{50^2 \cdot 265 \cdot 100}{3000 \cdot 9000 \cdot 130} = 0,987;$$

Напруження в рамі

$$\tau = \frac{265}{9000} + \frac{4020 \cdot 100}{324000 \cdot 0,987} = 1,286 \text{ кН/см}^2 = 12,86 \text{ МПа}$$

Розрахункові напруження з попередніх розрахунків $R_3 = 11,7 \text{ МПа}$,

$$\tau = 12,86 \text{ МПа} > R_3 = 11,7 \text{ МПа}$$

Умови міцності не задовольняються.

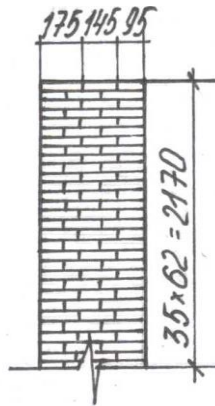


Рис. 2.17. Переріз рами.

Розглядаємо раму коробчатого перерізу висотою 240 см (рис.2.18).

					ККЦР 2106 ПЗ	Лист
Зм.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата		

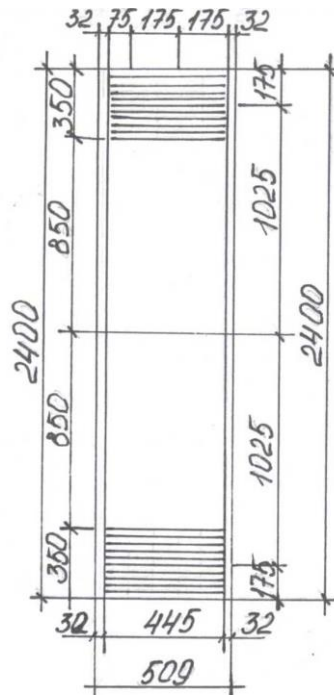


Рис. 2.18. Рама коробчатого перерізу.

Стінки фанерних плит товщиною 32 мм, пояса з дев'яти шарів дошок товщиною після острижки 35 мм. Дошки приймаємо шириною 95 мм, 175 мм, 175 мм.

Ширина поясу $B_n = 9,5 + 17,5 + 17,5 = 44,5$ см

Площа поясу $F_n = 44,5 \times 3,5 \times 10 = 1565$ см²

Зведена до деревини площа перерізу F_{np} , момент інерції I_{np} і момент опору

W_{np}

$$F_{np} = F_D + F_\Phi \cdot \frac{E_\Phi}{E_D} = 1565 \cdot 2 + 3,2 \cdot 240 \cdot 2 \cdot \frac{9000}{1000} = 4512 \text{ см}^2$$

$$I_{np} = I_D + I_\Phi \cdot \frac{E_\Phi}{E_D} = \frac{44,5 \cdot 240^3}{12} \cdot 2 + 1565 \cdot 102,5^2 \cdot 2 + \frac{3,2 \cdot 240^3}{12} \cdot 2 \cdot \frac{9000}{1000} = 45898000 \text{ см}^4$$

$$W_{np} = \frac{45898000^2}{240} = 382480 \text{ см}^3$$

$$\text{Гнучкість } \lambda = \frac{l_0}{\sqrt{I_{np}/F_{np}}} = \frac{6300 \cdot 0,6}{\sqrt{\frac{45898000}{4220}}} = 36,2$$

Зм.	Лист	№ докцм.	Підпис	Дата	ККЦР 2106 ПЗ	Лист

$$\eta = 1 - \frac{36^2 \cdot 265100}{3000 \cdot 4220 \cdot 1,3} = 0,972$$

Напруження стискання

$$\tau = \frac{265}{4220} + \frac{4020 \cdot 100}{382480 \cdot 0,972} = 1,144 \text{ кН/см}^2 = 11,44 \text{ МПа}$$

з попередніх розрахунків $R_3 = 11,7 \text{ МПа}$.

$$\tau = 11,44 \text{ МПа} < R_3 = 11,7 \text{ МПа}$$

Тобто умови міцності виконуються.

До розробки пропонується рама коробчатого перерізу.

Розрахунок клеєної дерев'яної балки Б-4.

Збір навантаження на балку приведений в таблиці 2.8.

Таблиця 2.8. Збір навантажень на балку.

Вид навантаження	Нормативне навантаження	Коефіцієнт навантаження	Розрахункове навантаження
Вага панелі покриття	0,445	1,1	0,52
Власна вага балки	0,042	1,1	0,046
Всього	0,487		0,566
Тимчасове навантаження	0,7	1,6	1,12
Всього	1,187		1,686

$$\text{Власна вага балки } q_{вв} = \frac{0,445 + 0,7}{\frac{1000}{5 \cdot 7,0} - 1} = 0,042 \text{ кН/м}^2$$

Навантаження на 1 погонний метр балки (рис. 2.19)

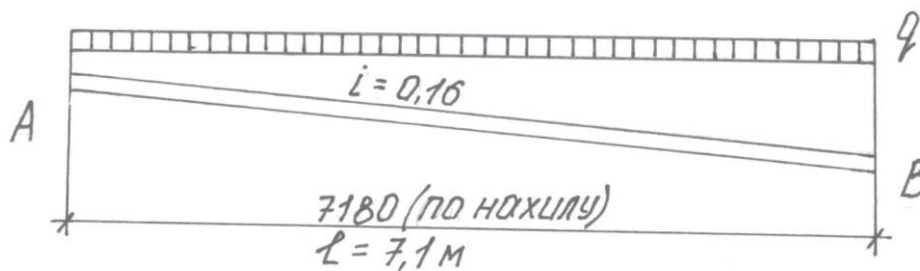


Рис. 2.19. Схема навантаження балки.

$$q'' = 1,187 \cdot 6,0 = 7,12 \text{ кН/м}$$

$$q = 1,688 \cdot 6,0 = 10,13 \text{ кН/м}$$

$$\text{Згинаючий момент } M_{max} = \frac{10,13 \cdot 7,1^2}{8} = 63,8 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$$\text{Перерізуюча сила } Q_{max} = \frac{10,13 \cdot 7,1}{2} = 36 \text{ кН}$$

У відповідності з сортаментом дощок приймаємо ширину балки $b = 12,0$ см.

По висоті складаємо 16 дощок товщиною 4,5 см (після остружки)

$$\text{Висота перерізу балки } h = 4,5 \times 16,0 = 72 \text{ см}$$

Геометричні характеристики перерізу (рис. 2.20).

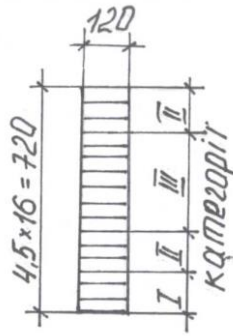


Рис. 2.20. Переріз балки.

$$I = \frac{12 \cdot 72^3}{12} = 370000 \text{ см}^4$$

$$W = \frac{12 \cdot 72^2}{6} = 10400 \text{ см}^3$$

$$S = \frac{12 \cdot 72^2}{8} = 7800 \text{ см}^3$$

$$W_{роз} = W \cdot m_{\delta}$$

де $m_{\delta} = 0,9$ – коефіцієнт, що залежить від розміру перерізу.

$$\tau = \frac{M}{W_{роз}} = \frac{63,8 \cdot 100}{10400 \cdot 0,9} = 0,68 \text{ кН/см}^2 = 6,8 \text{ МПа}$$

З попередніх розрахунків розрахунковий опір згину $= 11,05$ МПа, тобто умови міцності виконуються.

					ККЦР 2106 ПЗ	Лист
Зм.	Лист	№ докum.	Підпис	Дата		

Напруження сколу на опорі

$$\tau = \frac{Q \cdot S}{I \cdot b_{\text{роз}}} = \frac{36 \cdot 7800}{370000 \cdot 12 \cdot 0,6} = 0,105 \text{ кН/см}^2 = 1,05 \text{ МПа}$$

З попередніх розрахунків розрахунковий опір згину $R_{ck} = 1,5 \text{ МПа}$.

$$\tau = 1,05 \text{ МПа} < R_{ck} = 1,5 \text{ МПа}.$$

Умови міцності виконуються.

$$\text{Прогін балки } f = \frac{5 \cdot q^H l^4}{384 \cdot E \cdot I \cdot K}$$

$k - 1$ - коефіцієнт, що враховує змінність перерізу по довжині балки для балок з паралельними поясами

$$f = \frac{5 \cdot 7,12 \cdot 7,1^4}{384 \cdot 10^7 \cdot 0,037 \cdot 1} = 0,0056 \text{ м} = 0,56 \text{ см}$$

$$\frac{f}{l} = \frac{0,56}{710} = \frac{1}{1260} < \frac{1}{300};$$

де допустимий відносний прогін для балок $\left[\frac{f}{l} \right] = \frac{1}{300}$

Розрахунок стика балки Б-4 і рами (рис. 2.21)

Необхідна кількість болтів:

$$n = \frac{Q}{n_{\text{ср}} \tau_b}$$

τ_b – розрахункова несуча здатність болтів

$$\tau_{cm} = 0,5cdka = 0,5 \cdot 12 \cdot 2 \cdot 0,55 = 6 \text{ кН}$$

$$\tau_{зр} = 0,8adka = 0,8 \cdot 14,5 \cdot 2 \cdot 0,55 = 12,8 \text{ кН}$$

$$\tau_{32} = 2,5d^2 \sqrt{k\alpha} = 2,5 \cdot 2^2 \cdot \sqrt{0,55} = 7,43 \text{ кН}$$

$$n = \frac{36}{2 \cdot 6} = 3$$

Приймаємо 4 болта діаметром 20 мм і два ногеля діаметром 20 мм.

Розрахунок опорного вузла рами (рис. 2.22)

						ККЦР 2106 ПЗ	Лист
Зм.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата			

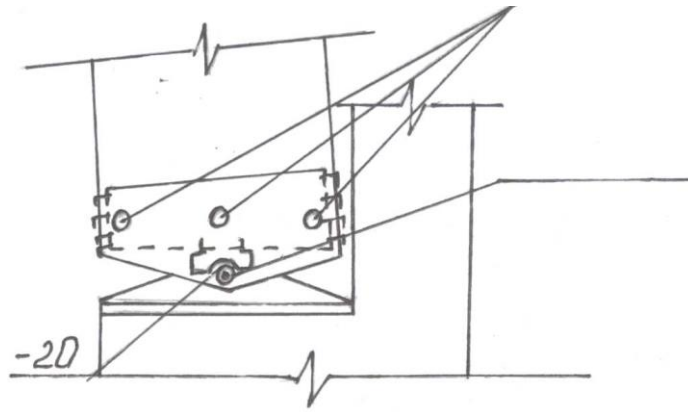


Рисунок 2.22. Конструкція опорного вузла.

Розрахункове зусилля повздожнє в вузлі.

$$N_p = H \sin \alpha + R \cos \alpha; \quad \alpha = 10^\circ;$$

$$N_p = 310,9 \cdot \sin 10^\circ + 508 \cdot \cos 10^\circ = 554 \text{ кН}$$

Перевіряємо на зм'яття торець рами при опиранні її в опорну плиту башмака:

$$F_{зм} = 41,5 \times 217 = 9000 \text{ см}^2$$

$$\tau_{зм} = \frac{N}{F_{зм}} \quad \tau_{зм} = \frac{554}{9000} = 0,06 \text{ кН/см}^2 = 0,6 \text{ МПа}$$

Розрахунковий опір зм'яття $R_{зм} = 13 \text{ МПа}$

$$\tau_{зм} = 0,6 \text{ МПа} < R_{зм} = 13 \text{ МПа}$$

Умови міцності виконуються.

Розраховуємо валковий шарнір. З умови розрізу валика підбираємо його діаметр:

$$\tau_{зр} = \frac{\pi d^2}{4} R_{зр} \cdot n_{зр} \geq N_{зр};$$

$$d = \sqrt{\frac{4 N_{зр}}{\pi R_{зр} n_{зр}}}$$

$R_{зм}$ - розрахунковий опір зрізу, для сталі $R_{зм} = 150 \text{ МПа}$

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot 554}{3,14 \cdot 150 \cdot 10^3 \cdot 2}} = 0,0485 \text{ м}$$

Приймаємо шарнірний болт = 60мм;

Зм.	Лист	№ докцм.	Підпис	Дата

2.2. Основи і фундаменти

2.2.1. Оцінка інженерно-геологічного розрізу.

Оцінка інженерно-геологічного розрізу в умовах ділянки наведена в таблиці 2.9.

Таблиця 2.9.

№ шару	Найменування ґрунту	Потужність шару в м											
1	Насипний	1,7	0,6	0,0	-	1,67							
2	Ґрунтово-рослинний	0,3	0,3	0,1	-	1,64							
3	Супісок	2,9	2,7	2,6	2,67	1,86	0,20	0,22	0,15	8	22	8	
4	Пісок дрібнозернистий	5,5	5,8	6,1	2,65	1,95	0,81	-	-	2	30	17	
5	Супісок	4,4	4,7	4,8	2,68	1,90	0,18	0,20	0,14	9	23	10	
6	Суглинок	5,1	5,0	4,7	2,70	2,0	0,21	0,30	0,17	19	20	12	

Ґрунтові води розташовані на глибині 4,7 м від поверхні.

1. Насипний ґрунт несучим бути не може і має бути повністю прорізан.
2. Ґрунтово-рослинний шар несучим бути не може і має бути повністю прорізан.
3. Супісок.

Коефіцієнт пористості

$$l = \frac{Q_s}{Q_n} (1 + W) - 1 = \frac{2,67}{1,86} \cdot (1 + 0,20) - 1 = 0,72$$

Ступінь вологості

$$G = \frac{Q_s \cdot W}{l} = \frac{2,67 \cdot 0,20}{0,72} = 0,742$$

Число пластичності

$$I_p = W_2 - W_p = 0,22 - 0,15 = 0,07$$

Зм.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата	ККЦР 2106 ПЗ	Лист

Показник консистенції

$$I_L = \frac{W - W_p}{W_1 - W_p} = \frac{0,20 - 0,15}{0,22 - 0,15} = \frac{0,05}{0,07} = 0,716$$

так як $1 > I_L = 0,716$, то супісок пластичний

Оцінка властивостей супіска з точки зору просідання і набрякання.

l_L - коефіцієнт пористості при вологості на границі текучості

$$l_L = W_L \cdot \frac{q_s}{q_w} = 0,22 \cdot \frac{2,67}{1,0} = 0,588$$

Показник просідання Π

$$\Pi = \frac{l_L l}{1 + l} = \frac{0,588 - 0,72}{1 + 0,72} = - 0,075$$

Згідно показника просідання, супісок має просадкові властивості. Висновок: супісок пластичний, непросадочний, не набухлий, може використовуватись в якості несучого ґрунту.

$$R_{SC} = 210 \text{ кН/м}^2$$

4. Пісок дрібнозернистий

$$l = 2,65 / 1,95(1 + 0,21) - 1 = 0,64 \text{ - пісок середньої щільності}$$

$$G = \frac{2,65 \cdot 0,21}{0,64 \cdot 1,0} = 0,87 \text{ - пісок насичений водою}$$

Пісок дрібнозернистий має початковий посадовий тиск

$$R_{SC} = 200 \text{ кН/м}^2$$

5. Супісок

$$l = 2,68 / 1,90(1 + 0,18) - 1 = 0,66$$

$$G = \frac{2,68 \cdot 0,18}{0,66} = 0,732$$

$$I_p = W_L - W_p = 0,20 - 0,14 = 0,06$$

Так як $1 > I_c = 0,608 > 0$ супісок пластичний

$$l_L = \frac{0,20 \cdot 2,68}{1 + 0,66} = - \frac{0,122}{1,660} = - 0,75$$

Згідно ДБН В.2.1-10-2018 "Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення" супісок має просадкові властивості. По даним лабораторних досліджень ґрунт непросадковий.

$$R_0 = 235 \text{ кН/м}^2$$

б. Суглінок

$$l = 2,7/2,0 (1+0,21) - 1 = 0,63$$

$$G = \frac{2,7 \cdot 0,21}{0,63 \cdot 1} = 0,9$$

$$I_p = 0,30 - 0,17 = 0,13$$

$$I_L = \frac{0,21 \cdot 0,17}{0,30 - 0,17} = 0,37$$

Суглінок тугопластичний

$$I_L = \frac{0,30 \cdot 2,7}{1} = 0,81$$

$$II = \frac{0,81 - 0,63}{1 + 0,63} = \frac{0,18}{1,63} = 0,11$$

Суглінок не просадковий.

2.2.2. Вибір глибини закладання фундаментів.

Вибір глибини закладання фундаментів залежить від кількох факторів, серед яких — конструктивні особливості будівлі, тип ґрунтів, рівень ґрунтових вод та навантаження на фундамент. Якщо наводиться вимога, що глибина закладання фундаменту повинна бути не менше 3,0 м, це означає, що проектування має враховувати ці фактори для забезпечення надійності та стабільності будівлі.

З геологічних умов площадки - на відмітці 3,6 м;

З гідрогеологічних умов – не більше ніж на відмітці 4,7 м.

Нормативна глибина промерзання ґрунту $H^n = 120$ см.

												Лист
Зм.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата								

ККЦР 2106 ПЗ

Згідно таблиці 15 ДБН В.2.1-10-2018 "Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення" глибина залягання фундаментів з умов тертя ґрунтів при промерзанні повинна бути не менше ніж на відмітці 1,2 м.

В результаті аналізу всіх умов призначаємо глибину закладання фундаментів – 3,6 м.

При цьому основою фундаментів мілкового закладання служить пісок дрібнозернистий.

2.2.3. Збір навантажень на фундамент.

Реакції від клеєної дерев'яної рами передаються на монолітну залізобетонну раму.

Розрахункові схеми наведені на рисунку 2.25.

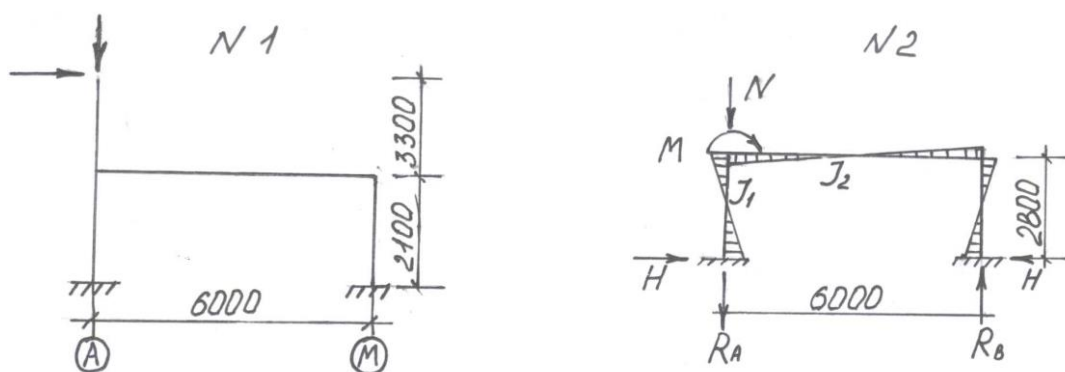


Рисунок 2.25. Розрахункові схеми рами.

Опорні реакції рами знаходимо по рис. 2.25

$$R_A = 6\mu k \frac{M}{l}; \quad H = 3k \frac{m}{2h}; \quad M_A = (k - L) \frac{m}{2}$$

$$\mu = \frac{I_2 h}{I_1 l}; \quad k = \frac{1}{2 + \mu}; \quad L = \frac{1}{1 + 6\mu}$$

З урахуванням попередніх розрахунків:

$$I_1 = \frac{bh^3}{12} = \frac{50 \cdot 335^3}{12} = 156 \cdot 10^6 \text{ см}^4$$

$$I_2 = \frac{50 \cdot 100^3}{12} = 4,15 \cdot 10^6 \text{ см}^4$$

$$k = \frac{1}{2 + \mu} = \frac{1}{2 + 0,0093} = 0,497$$

$$\mu = \frac{I_2 h}{I_1 l} = \frac{4,15 \cdot 10^6 \cdot 2,1}{6,0 \cdot 156 \cdot 10^6} = 0,0093$$

$$L = \frac{1}{1 + 6\mu} = \frac{1}{1 + 6 \cdot 0,0093} = 0,95$$

$$R_A = 6\mu k \frac{M}{l} = \frac{6 \cdot 0,0093 \cdot 0,497 \cdot 820}{6,0} = 3,66 \text{ кН}$$

$$M_A = (k - L) \frac{m}{2} = (0,497 - 0,92) \cdot \frac{820}{2} = - 185 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Корисне навантаження на раму по ДБН В.1.2-2:2006 "Навантаження і впливи. Норми проектування" $q = 4 \text{ кН/м}^2$

На рисунку 2.26 наведено навантаження на раму.

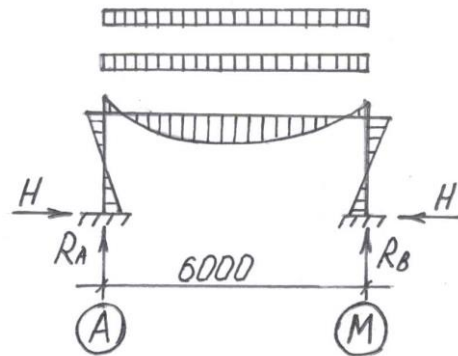


Рисунок 2.26. Схема навантаження на раму.

$$H_A = k \frac{ql^2}{4h} = \frac{0,497 \cdot 42 \cdot 6,0^2}{4 \cdot 2,1} = 80 \text{ кН}$$

$$R_A = \frac{ql^2}{2} = \frac{42 \cdot 6,0^2}{2} = 756 \text{ кН}$$

$$M = k \frac{ql^2}{2} = \frac{0,497 \cdot 42 \cdot 6,0^2}{2} = 248 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

					ККЦР 2106 ПЗ	Лист
Зм.	Лист	№ докцм.	Підпис	Дата		

Всього: $M = 185 + 62,8 = 248$ кН·м

$H = 19,0 + 9,0 = 330$ кН

$N = 754 + 346 = 1100$ кН

2.2.4. Розрахунок фундаментів м'якого закладення.

Схема фундаменту наведена на рисунку 2.27.

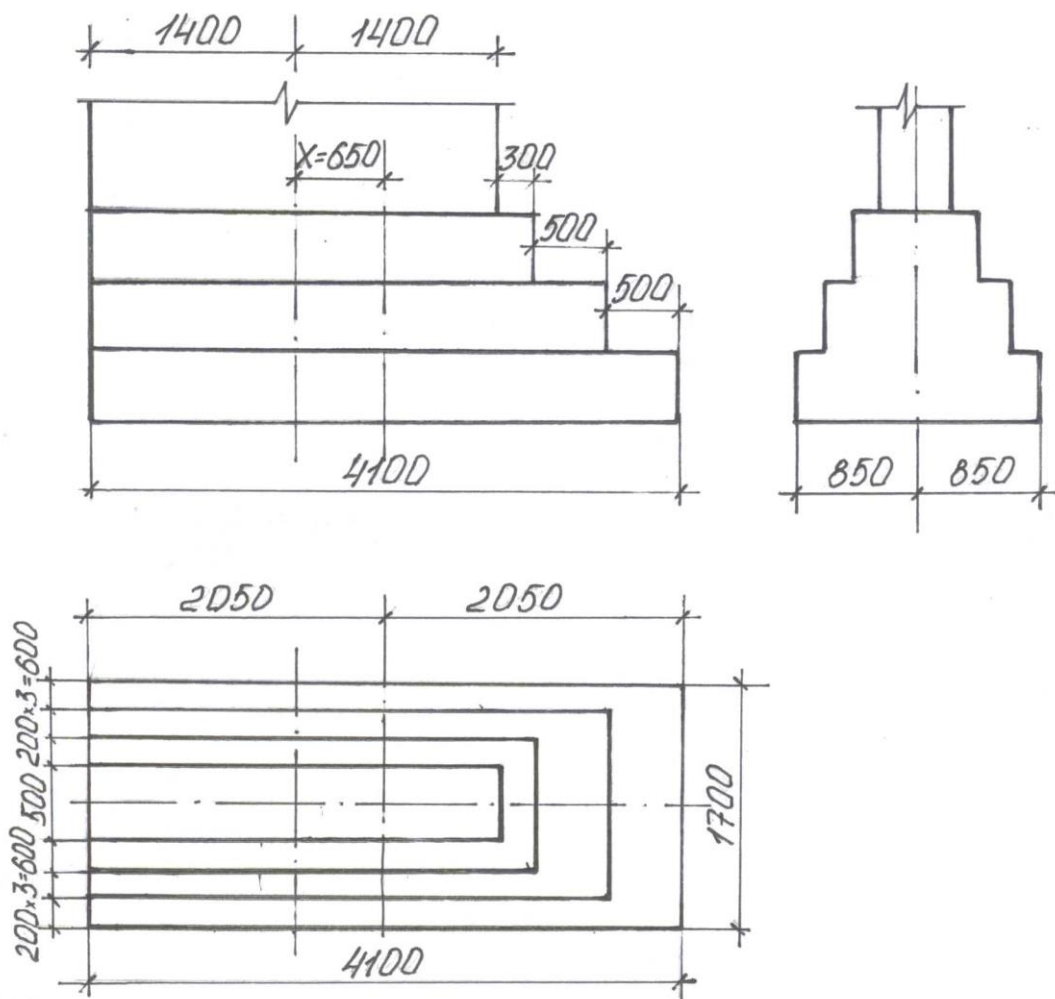


Рисунок 2.27. Схема фундаменту.

Перевіряємо величину розрахункового тиску на ґрунт при даних розмірах фундаменту (ДБН В.2.1-10-2018)

$$R = \frac{m_1 m_2}{\gamma_n} (A \cdot \sigma \cdot \gamma_n + B \cdot h \cdot \gamma_1' + D \cdot C_n)$$

де: m_1 ; m_2 - відповідно коефіцієнт умов роботи будівлі в взаємодії з основою і коефіцієнт умов роботи ґрунтової основи: $m_1 = 1,2$; $m_2 = 1,1$;

γ_n - коефіцієнт надійності за призначенням $\gamma_n = 1$;

А.Б.Д. – безрозмірні коефіцієнти, що приймаються в залежності від розрахункового значення кута внутрішнього тертя μ_n

$$\mu_n = 30^\circ; \quad A = 1,15; \quad B = 5,59; \quad D = 7,95$$

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,1}{1,0} (1,15 \cdot 1,7 \cdot 1,95 + 5,59 \cdot 1,5 \cdot 1,86 + 7,95 \cdot 0,2) = 264 \text{ кН/м}^2 =$$

$$= 0,264 \text{ мПа}$$

Найбільший крайовий розрахунковий тиск

$$R_{max} = 1,2 \cdot R = 1,2 \cdot 264 = 315 \text{ кН/м}^2 = 0,315 \text{ мПа}$$

Умови $P = 0,2 < R = 0,264$ мПа виконуються і розміри вибрані правильно.

2.2.5. Розрахунок фундаменту на зсув.

Для перевірки на зсув визначаємо силу тертя на підшві фундаменту

$$T = N \cdot \sigma = 1320 \cdot \text{tg}30^\circ = 1320 \cdot 0,576 = 760 \text{ кН}$$

Величина сили, що зрушується $H = 380$ кН, відповідно коефіцієнт стійкості на зсув.

$$k_{уст} = \frac{T}{H} = \frac{760}{380} = 2 > 1,3$$

Умови стійкості на зсув виконуються.

										Лист
Зм.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата						

ККЦР 2106 ПЗ

2.2.6. Розрахунок осідання фундаменту методом пошарового сумування.

Природний тиск

а) на рівні підоскви фундаменту

$$P_{\delta} = \frac{\gamma_n \cdot n \cdot 10}{1000} = \frac{1860 \cdot 1,5 \cdot 10}{1000} = 28 \text{ кН/м}^2 = 0,028 \text{ мПа}$$

б) на рівні ґрунтових вод

$$P_{\delta}^{\text{УТВ}} = 0,028 + \frac{1950 \cdot 1 \cdot 10}{1000} = 0,0475 \text{ мПа}$$

в) на рівні підоскви піска

$$\gamma_{\text{II}}^{\text{ВЗ}} = \frac{\gamma_z - 1}{1 + l} = \frac{2,65 - 1}{1 + 0,66} = 1,01 \text{ т/м}^3 \approx 10 \text{ кН/м}^3$$

$$P_{\delta} = 0,475 + \frac{1,01 \cdot 4,8}{10} = 0,96 \text{ кН/м}^2 = 0,096 \text{ мПа}$$

г) на рівні підоскви супіску

$$\gamma_{\text{II}}^{\text{ВЗ}} = \frac{2,68 - 1}{1 + 0,66} = 1,02 \text{ т/м}^3 \approx 10,2 \text{ кН/м}^3$$

$$P_{\delta} = 0,96 + \frac{1,02 \cdot 4,7}{10} = 1,44 \text{ кН/м}^2 = 0,144 \text{ мПа}$$

д) на рівні підоскви суглинку

$$\gamma_{\text{II}}^{\text{ВЗ}} = \frac{2,7 - 1}{1 + 0,63} = 1,04 \text{ т/м}^3 \approx 10,4 \text{ кН/м}^3$$

$$P_{\delta} = 1,44 + \frac{1,04 \cdot 5,0}{10} = 1,96 \text{ кН/м}^2 = 0,196 \text{ мПа}$$

									Лист
Зм.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата	ККЦР 2106 ПЗ				

Дробовковий тиск

а) на рівні підшви фундаменту

$$P = 0,2 - 0,028 = 0,172 \text{ мПа}$$

б) на глибині

$$Z = 0,4 \cdot \epsilon = 0,4 \cdot 1,7 = 0,68 \text{ м}$$

Розрахунок просідання фундаменту виконуємо в табличній формі (таблиця 2.10)

Таблиця 2.10. Розрахунок просідання фундаменту

Відстань від підшви (м)		при		Середнє для шару		Просідання елементарного шару
0	0	1	0,172	-	-	-
0,68	0,8	0,874	0,15	1,156	17	0,50
1,36	1,6	0,608	0,104	0,128	17	0,41
2,04	2,4	0,410	0,077	0,087	17	0,25
2,72	3,2	0,285	0,049	0,060	17	0,19
3,40	4,0	0,208	0,036	0,042	17	0,13
4,08	4,8	0,168	0,028	0,032	17	0,10
4,72	5,6	0,116	0,020	0,024	17	0,08
5,44	6,4	0,094	0,016	0,018	17	0,06
6,12	7,2	0,076	0,013	0,015	17	-
6,8	8,0	0,064	0,011	0,012	17	-

$$\sum S_i = 1,02 \text{ см}$$

Як видно з таблиці 2.10 на глибині 5,44 м від підшви фундаменту природний тиск складає 0,09 мПа. Повний ущільнюючий тиск на цій глибині складає 0,016 мПа, що складає $(0,016/0,09) \cdot 100\% = 17,8\%$ природного тиску.

Відповідно ця глибина може бути прийнята за нижню границю товщі, що стискається і повне розрахункове просідання буде 1,62 см.

Гранична величина середнього просідання в даному випадку не повинна перевищувати 8см. Ці умови виконуються.

На рисунку 2.28 наведена розрахункова схема до визначення просідання методом пошарового сумування.

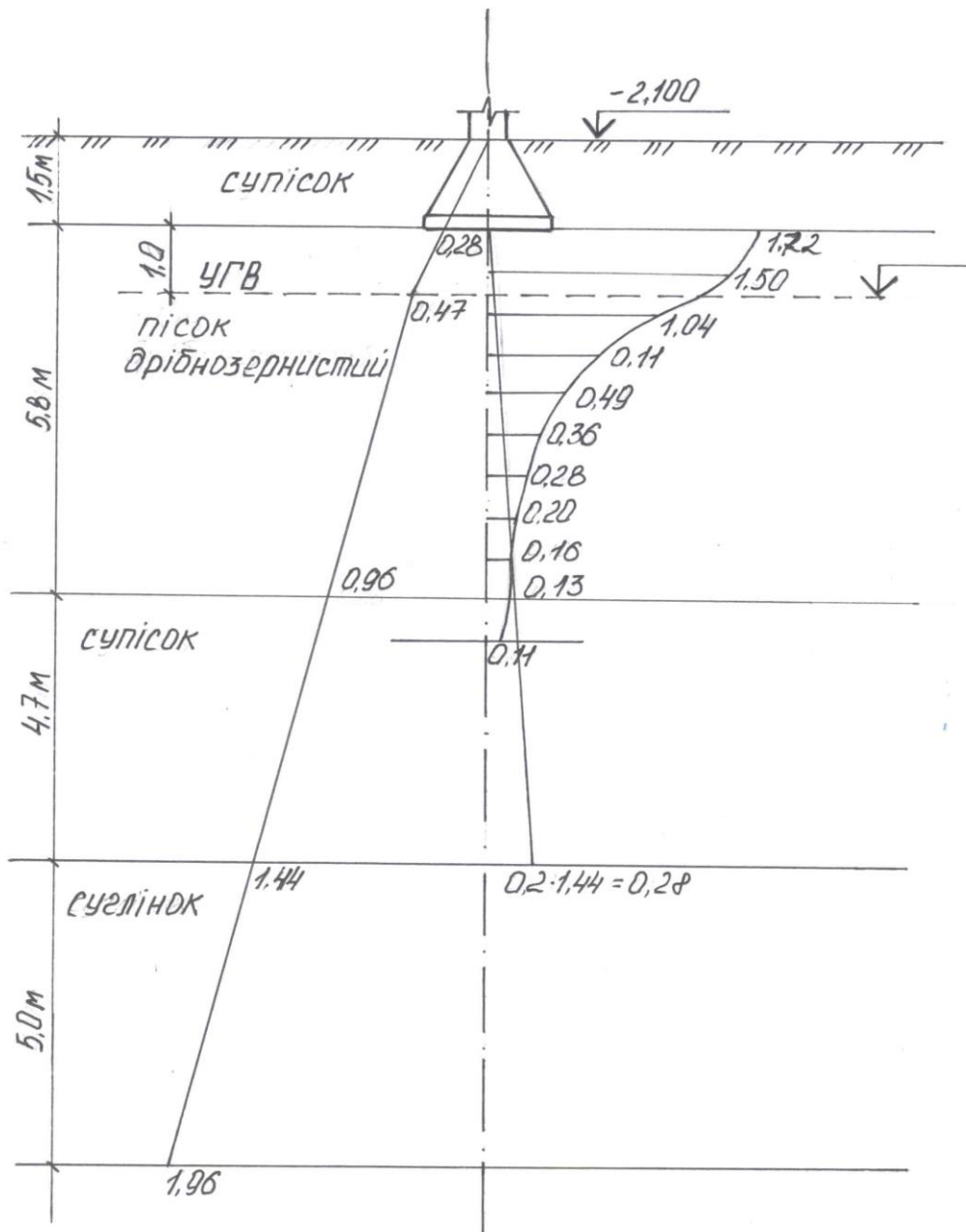


Рисунок 2.28. Розрахункова схема до визначення просідання методом пошарового сумування.

2.2.7. Розрахунок стрічкового фундаменту.

На рисунку 2.29 наведена схема стрічкового фундаменту.

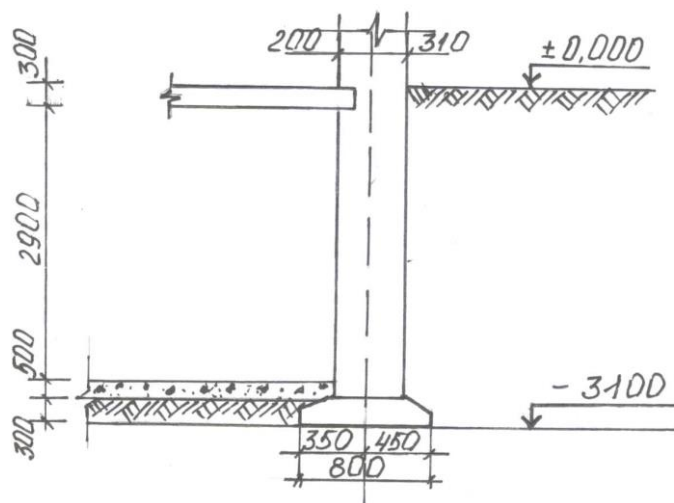


Рисунок 2.29. Схема стрічкового фундаменту.

1. Глибина закладання фундаменту – 3,1м

2. Навантаження:

а) на 1 погонний метр фундаменту без урахування перекриття 148 кН;

б) навантаження на 1 погонний метр від ваги перекриття, ваги перегородки і тимчасового навантаження – 52 кН.

в) навантаження від стіни підвалу на 1 погонний метр

$$2,8 \cdot 0,5 \cdot 1,0 \frac{2400 \cdot 10}{1000} = 33,6 \text{ кН}$$

3. Визначення критичного тиску:

а) середньозважене значення об'ємної ваги ґрунту в межах глибини закладання фундаменту

$$\gamma_{II} = \frac{0,2 \cdot 1,67 + 0,3 \cdot 1,64 + 2,6 \cdot 1,86}{0,2 + 0,3 + 1,6} \cdot \frac{10}{1000} = 18,2 \text{ кН/м}^3$$

б) зведена глибина закладання фундаменту

Зм.	Лист	№ докum.	Підпис	Дата	ККЦР 2106 ПЗ					Лист

$$h_n = h_1 - h_2 \frac{\gamma_n}{\gamma_{II}} = 0,3 + 0,5 \frac{2,2}{1,7} = 0,95 \text{ м}$$

в) глибина до підлоги підвалу

$$h_0 = h - h_n = 3,1 - 0,95 = 2,15 \text{ м}$$

4. Критичний тиск при $\varphi = 30^\circ$, $c = 2 \text{ кН/м}^2$

$$R_{кр} = \frac{m_1 \cdot m_2}{\gamma_n} (B \cdot n \cdot \gamma_n' + D \cdot c_n - \gamma_n' \cdot h_0)$$

$$R_{кр} = \frac{1,1 \cdot 1,2}{1} (5,59 \cdot 3,1 \cdot 1,82 + 7,95 \cdot 0,2 - 1,82 \cdot 2,15) = 28,5 \text{ тс/м}^2 = 285 \text{ кН/м}^2$$

5. Визначення попередньої ширини підосви фундаменту

$$b_{non} = \frac{N^H}{R_{кр} - \gamma h} = \frac{234}{285 - 20 \cdot 3,1} = 0,73 \text{ м}$$

6. Розрахунковий тиск на ґрунт

$$R = \frac{m_1 \cdot m_2}{\gamma_n} (A \cdot n \cdot \gamma_n' + B \cdot n \cdot \gamma_n' + D \cdot c_n - \gamma_n' \cdot h_0)$$

$$R = \frac{1,1 \cdot 1,2}{1} (1,15 \cdot 0,73 \cdot 1,95) + 285 = 306 \text{ кН/м}^2$$

7. Уточнена ширина підосви фундаменту

$$b_{ум} = \frac{N^H}{R - \gamma h} = \frac{234}{306 - 20 \cdot 3,1} = 0,68 \text{ м}$$

8. Ширина підосви фундаменту

$$b = b_{np} - 0,75(b_{np} - b_{ум}) = 0,73 - 0,75(0,73 - 0,68) = 0,70 \text{ м}$$

9. Приймаємо згідно вимог $b = 0,8 \text{ м}$

10. Фактична власна вага подушки і ґрунта на її уступах

$$G^H = 0,8 \cdot 0,3 \cdot 1,0 \cdot 2,4 + \frac{0,8 - 0,5}{2} \cdot (3,1 - 0,3) \cdot 1,0 \cdot 1,82 = 1,35 \text{ т} = 13,5 \text{ кН}$$

11. Визначення середнього тиску під подушкою фундаменту

$$R_{cp} = \frac{N^H G^H}{B \cdot 1,0} = \frac{234 + 13,5}{0,8} = 310 \text{ кН/м}^2$$

12. Розрахунковий тиск з урахуванням прийнятої ширини

Зм.	Лист	№ докum.	Підпис	Дата	ККЦР 2106 ПЗ	Лист

$$R_{кр} = \frac{1,1 \cdot 1,2}{1} (1,15 \cdot 0,8 \cdot 5,59 \cdot 3,31 \cdot 1,82 + 7,95 \cdot 0,8 - 1,82 \cdot 2,15) =$$

$$= 334 \text{ кН/м}^2$$

Має місце деякий запас, що складає

$$\frac{334 - 310}{310} = 7,7\% < 10\%$$

13. Визначення величини допустимого моменту:

а) допустимий ексцентрисмент

$$l_{дон} = 0,033 \cdot e = 0,0033 \cdot 0,8 = 0,00264 \text{ м}$$

б) допустимий момент

$$M_{дон} = N^u \cdot l_{дон} = (234 + 13,5) \cdot 0,026 = 6,5 \text{ кН.м}$$

15. Фактично діючий момент на рівні підшви фундаменту

а) вибір розрахункової схеми

$$\frac{v_{ст}}{v} = \frac{0,5}{0,8} = 0,62 < 0,7$$

Фундамент підвальної стіни приймається частково заправленим в ґрунт. Низ балок перекриття над підвалом співпадає з відміткою тротуару, відповідно приймаємо розрахункову схему I (рисунок 2.30)

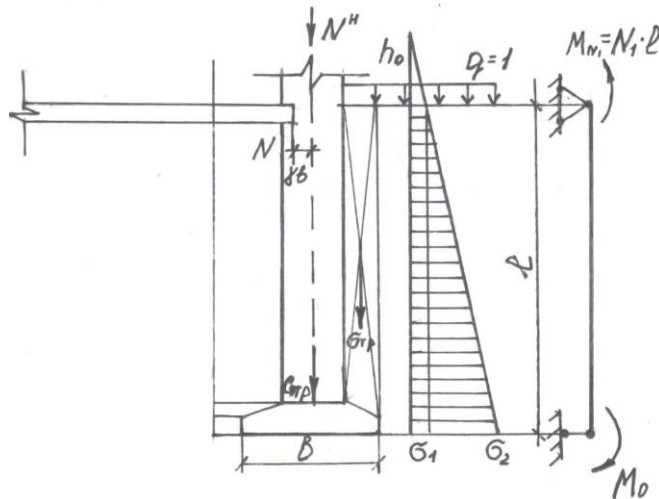


Рисунок 2.30. Розрахункова схема стрічкового фундаменту.

б) визначення навантаження, що діють на стіну підвалу

1. Визначаємо середньозважене значення γ_n^I та g_{II}^H

$$\gamma_n^I = \frac{0,2 \cdot 1,67 + 0,3 \cdot 1,64 + 2,6 \cdot 1,86}{0,8 + 0,3 + 2,6} = 1,82 \text{ т/м}^3 = 18,2 \text{ кН/м}^3$$

$$g_{II}^H = \frac{0,2 \cdot 2,0 + 0,3 \cdot 2,9 + 1,6 \cdot 3,0}{0,2 + 0,3 + 2,6} = 29^\circ$$

2. Визначаємо активний тиск ґрунта в стінку з урахуванням

тимчасового навантаження на поверхні ґрунту інтенсивністю $q = 10 \text{ кН/м}^2$

$$h_{np} = \frac{q}{\gamma_n^H} = \frac{10}{18,2} = 0,55 \text{ м}$$

в площині поверхні ґрунта

$$\sigma_I = h_{np} \gamma_n^H \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_n^H}{2}\right) = 0,55 \cdot 1,82 \cdot \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{29}{2}\right) = 0,347 \text{ тс/м}^2 = 3,47 \text{ кН/м}^2$$

в площині підшви фундаменту

$$\begin{aligned} \sigma_3 &= \sigma_I + \tau_2 = \sigma_I + \gamma_n^I (h_1^I + h_2^I) \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_n^H}{2}\right) = 3,47 + 18,2 \cdot 3,1 \cdot 0,59^2 = \\ &= 23,7 \text{ кН/м}^2 \end{aligned}$$

в) момент від перекриття над підвалом

$$M_{NI} = N_I \cdot l = 20 \cdot 0,81 = 4,1 \text{ кН.м}$$

$$l = \frac{b_{ст}}{2} - \frac{l_{зад}}{3} = \frac{0,5}{2} - \frac{0,12}{3} = 0,81 \text{ м}$$

г) знижуючий ефект в пружньому напрямленні

$$M_y = \frac{M_0}{1 + \frac{3E}{czl} \cdot \frac{b_{ст}^3}{B^3}}$$

$$E = 0,5 \alpha R^H = 0,5 \cdot 1500 \cdot 3,4 = 4050$$

$$l_z = 6000 \text{ т/м}^2; \quad l = 2,8 \text{ м}; \quad b_{ст} = 0,5 \text{ м}; \quad b = 0,8 \text{ м}$$

визначаємо по прийнятій розрахунковій схемі

$$M_0 = \frac{\tau_1 l^2}{8} - \frac{\tau_1 l^2}{15} + \frac{M_{H1}}{2}$$

$$M_0 = - \frac{0,347 \cdot 1,8^2}{8} - \frac{1,96 \cdot 1,8^2}{15} + \frac{0,41}{2} = - 1,15 \text{ тс.м} = 11,5 \text{ кН.м}$$

2.3. ВИСНОВОК

В кваліфікаційній роботі розроблена універсальна споруда, що сполучає льодову арену і демонстраційний зал, виконуючи спортивну, реабілітаційну і громадську функції. У приміщенні, що спроектовано передбачено весь набір приміщень, необхідних для тренувальної, оздоровчої, реабілітаційної та глядацької діяльності.

Об'ємно-планувальні рішення будівлі прийняті з урахуванням її технологічного призначення.

Виконані розрахунки огорожуючих і дерев'яних несучих конструкцій покриття, саме і клеєфанерної панелі, деревоклеєних арок, гнучкоклеєних рам.

Таким чином спроектована архітектурно виразна будівля з широким використанням таких ефективних матеріалів і полегшених конструкцій як дерев'яні конструкції.

					ККЦР 2106 ПЗ	Лист
Зм.	Лист	№ докцм.	Підпис	Дата		

2.4. Література до розділу.

1. ДБН В.2.6-161:2010 Конструкції будинків і споруд. Дерев'яні конструкції / Міненергобуд України. К: ДПУкрарбудінформ, 2011. – 102 с.
2. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи / Мінбуд України. К: Сталь, 2006. – 70 с.
3. Гомон С.С. Конструкції із дерева та пластмас. Навчальний посібник. – Рівне: НУВГП, 2016. – 219 с.
4. Клименко В.З. Конструкції з дерева і пластмас. – К.: Вища школа, 2000. – 304с.
5. Погореляк А.П., Романюк В.В., Чернолоз В.С., Погореляк О.А. Конструкції з деревини і пластмас. – Рівне: РДТУ, 2001. -392 с.
6. Бучок Ю.Ф. Будівельні конструкції. Основи розрахунку: Підручник. Київ «Вища школа», 1994. –447с.
7. Давидова Н. Б., Статкус В. О. Конструкції та розрахунок дерев'яних конструкцій, які застосовуються у сучасному будівництві : реком. список літ. / Бібліотека Харків. нац. ун-ту міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова. – Харків : ХНУМГ ім. О.М. Бекетова, 2015. – 14 с.
8. Будівельні конструкції : метод. вказ. до вик. практич. робіт для студ. спец. 192 - Будівництво та цивільна інженерія усіх форм навчання / [уклад. : В. А. Настоящий, В. В. Дарієнко, І. О. Скриннік, О. А. Плотніков, І. П. Заворуєва] ; М-во освіти і науки України, Центральноукраїн. нац. техн. ун-т, каф. будівельних, дорожніх машин і будівництва. - Кропивницький :ЦНТУ, 2020. – 31 с. <http://dSPACE.kntu.kr.ua/jspui/handle/123456789/10380>.

									Лист
Зм.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата					

ККЦР 2106 ПЗ

9. Будівельні конструкції : метод. вказ. до виконання курсового проекту
 “Проектування каркасної дерев’яної будівлі” для студ. спец. 192 -
 Будівництво та цивільна інженерія усіх форм навчання / [уклад. : В. А.
 Настоящий, В. В. Дарієнко, І. О.Скриннік, О. А. Плотніков, І. П.
 Заворуєва] ; М-во освіти і науки України, Центральноукраїн. нац. техн.
 ун-т, каф. будівельних, дорожніх машин і будівництва. - Кропивницький :
 ЦНТУ, 2020. -51с.

<http://dspace.kntu.kr.ua/jspui/handle/123456789/10379>

					ККЦР 2106 ПЗ	Лист
Зм.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата		

5. Основні вимоги до розміщення будівельного господарства:

Протипожежна безпека:

Тимчасові будівлі та споруди повинні бути розташовані на відстані від основних будівель і робіт, з урахуванням норм протипожежної безпеки. Це допомагає мінімізувати ризики в разі виникнення пожежі.

6. Санітарно-технічні умови:

Всі тимчасові споруди мають відповідати санітарним нормам для забезпечення комфортних умов роботи персоналу. Це стосується наявності туалетів, місць для відпочинку, належних умов для зберігання інструментів і матеріалів.

7. Техніка безпеки:

Необхідно розміщувати будівельне господарство так, щоб працівники могли працювати в умовах, які відповідають вимогам техніки безпеки. Це включає в себе забезпечення достатнього простору для руху техніки, безпечне зберігання матеріалів і устаткування, а також організацію зон для відпочинку.

Врахування цих аспектів допомагає забезпечити безперебійний процес будівництва, знижує ризики аварій та нещасних випадків, а також підвищує ефективність робіт.

З боку вулиці передбачено глухе тимчасове огородження будівельного майданчика

На будівельному майданчику використовуються наступні типи складів: Закриті склади призначені для зберігання матеріалів, які потребують захисту від впливу атмосферних умов, таких як волога або низькі температури. До таких матеріалів відносяться в'язкі речовини, утеплювачі, дерев'яні вироби, плитка для облицювання та інші матеріали, що можуть пошкоджуватись або псуватись під впливом зовнішнього середовища.

Відкриті майданчики використовуються для зберігання будівельних матеріалів, які не бояться впливу погоди, таких як залізобетонні елементи,

											Лист
Зм.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата							

ККЦР 2106 ПЗ

цегла, стінові і фундаментні блоки, а також різні конструкції, що не вимагають спеціального захисту від вологи.

На будівельному майданчику необхідна вода для виробничих потреб (наприклад, для виготовлення бетону або миття інструментів), господарських потреб (питна вода, санітарія) та забезпечення протипожежної безпеки.

Основним джерелом водопостачання є міська водопровідна мережа. Важливо, щоб вода відповідала вимогам санітарних норм, тому її якість перевіряється відповідними контролюючими органами. На великих майданчиках можуть також використовуватися додаткові джерела води, наприклад, свердловини чи резервуари для зберігання води.

3.2. Розрахунки потреби у воді на будівельному майданчику.

Розрахунки потреби у воді на будівельному майданчику в період найбільше інтенсивного використання води на виробничі і господарські потреби зводимо в таблицю 3.1.

Таблиця 3.1 – Розрахунок потреби у воді

Потреба води в змiну	Обсяг роботи		Витрати води, л	
	од. виміру	кількість	на од. виміру	загальна
1. На виробничі потреби: - штукатурні роботи (при готовому розчині)	м ²	10140	5	50700
Разом:				300
2. На господарські потреби: - питна витрата - користування душем	чол. чол.	72 29	35 25	2520 725
Разом:				600
На протипожежні цілі (площа, м ²)	Га	3,53	10	35,3
Разом:				53980,3

Розрахункова витрата води на виробничі і господарсько-питні потреби визначається наступним чином.

Тип світильників: Прожектори типу ПЗС з лампами типу ДРЛ є підходящими для цього виду освітлення. Лампи ДРЛ мають хороші світлотехнічні характеристики, зокрема вони дають достатньо високий світловий потік і є економічними.

Ширина майданчика: 75 м.

3. Розрахунок кількості світильників:

Щоб забезпечити необхідну освітленість 0,5 лк, треба врахувати такі основні параметри:

Світловий потік одного світильника (люмен), який залежить від типу лампи і прожектора.

Коефіцієнт використання світла (K_v), який враховує втрати через розсіювання світла та інші фактори.

Розподіл світла на території: розподіл прожекторів повинен бути рівномірним.

4. Розрахунок за допомогою формули:

Для визначення кількості світильників можна використати спрощену формулу, в якій розрахунок зводиться до визначення кількості прожекторів для створення нормальної освітленості

$$n = \frac{m \cdot E_p \cdot S}{P_n},$$

де: m - коефіцієнт враховуючий світлову віддачу джерел світла, КПД прожекторів і коефіцієнтів використання світлового потоку, прийнятий по ДБН А.3.2-2-2009 Система стандартів безпеки праці.

S - площа території, що освітлюється, m^2 ; $= 35328m^2$;

P_n - потужність лампи прийнятих типів прожекторів (500 Вт);

E_p - необхідне освітлення:

$$E_p = h \cdot E_n$$

h - коефіцієнт запасу;

E_n - нормована освітленість, лк;

Під час приготування бетону та його розчину в повітря попадає цемент, пісок, вапно. Штукатурні роботи з використанням сухої штукатурки та гіпсу, а також столярні роботи супроводжуються запиленням повітря. Під час роботи будівельних машин у повітря потрапляє пил внаслідок переміщення землі.

Часто на будівельному майданчику через недостатній нагляд за дорогами в літній час утворюються цілі хмари пилу.

Робота в умовах пилу може призвести до захворювання верхніх дихальних шляхів. Потрапляючи на слизову оболонку, пил травмує і подразнює її, спричиняючи запалення, яке поступово розвивається в хронічні реніти, фарингіти, бронхіти, трахеїти.

Деякі види пилу (цементний, гіпсовий) значною мірою подразнюють не лише верхні дихальні шляхи, а й слизову оболонку очей, що спричиняє такі захворювання, як кон'юнктивіт, дерматит та екземи.

Пил цементу, гіпсу, електрозварювальних аерозолів спричиняє захворювання легенів – пневмоколіози.

4. 1.3. Отруйні речовини та їх вплив на організм людини.

У зв'язку з широкою хімізацією народного господарства у будівельному виробництві використовують велику кількість хімічних речовин. Хімічні речовини, що потрапляють в організм людини в умовах будівельного виробництва навіть у відносно невеликих кількостях сприяють отруєнню. Гострі і хронічні отруєння призводять до часткової або постійної втрати працездатності, а інколи навіть й до смерті. Незначні отруєння можуть виникати і не залишати явищ захворювань в організмі людини.

Токсичні речовини використовують у будівництві під час виконання оздоблювальних, кам'яних, бетонних, штукатурних та інших роботах.

Велику небезпеку для робітників становлять ефіри (етиловий, аліловий), пари летючих розчинників і суміш повітря з горючими газами чи рідинами. Їх надмірний вміст у повітрі може призвести до пожежі чи вибуху.

4. 1.4. Шум та його вплив на організм людини.

5.

Шум, що перевищує межі звучності й частоти звукових коливань є професійно шкідливим.

Від шуму в людини можуть змінюватися кров'яний тиск, робота шлунково-кишкового тракту, а тривалий його вплив у ряді випадків призводить до часткової чи повної втрати слуху.

Шум впливає на продуктивність праці робітників, послаблює увагу, спричиняє глухоту, подразнює нервову систему, внаслідок чого знижується увага до сигналів небезпеки, що може привести до підвищення травматизму.

Значний шум на будівельному майданчику виникає під час: забивання паль, розробки ґрунту бульдозерами, екскаваторами, руху автотранспорту та при використанні засобів малої механізації.

4.2. Заходи по усуненню небезпечних і шкідливих факторів на будівельному майданчику.

Для забезпечення нормальних умов праці на робочому місці з підвищеною температурою проводять такі заходи:

- механізація та автоматизація технологічних процесів, забезпечення природного провітрювання;
- застосування індивідуальних захисних засобів, що запобігають дії тепла чи холоду (спецодяг);
- забезпечення працюючих необхідними умовами для відпочинку та підсоленою газовою водою, душовими;

Боротьба з підвищеною запиленістю повітря має бути комплексною.

Головні заходи:

- механізація та автоматизація робіт;
- виведення робітників із зони з підвищеною запиленістю повітря;
- зменшення фізичних зусиль, що знижує вентиляцію легень, тобто зменшує пошкодження пилу у дихальні шляхи;
- використання води для змочування матеріалів, при обробці яких виділяється пил.

Добрий ефект дає поливання запилених доріг сумішшю води і 20%-го розчину хлорного вапна.

Для видалення пилу при внутрішніх роботах слід використовувати природну або штучну вентиляцію.

Для знесилення одягу слід виділяти спеціальні приміщення.

Індивідуальні засоби захисту від пилу – респіратори, а також пилозахисний спецодяг, захисні окуляри.

Щоб запобігти дії отруйних речовин, використовують загальні та індивідуальні засоби захисту.

До загальних засобів належать:

- механізація та автоматизація процесів праці, використання сучасного технологічного обладнання;
- вентиляція і відсмоктування;
- ізоляція шкідливих процесів в окремі приміщення (майстерня для приготування сумішей для фарбування);
- заміна отруйних речовин нешкідливими (свинцеві білила цинковими);
- організація медичних оглядів та інструктування робітників.

Велике значення має особиста гігієна робітників (миття рук, підтримання в чистоті одягу, правильне чергування праці та відпочинку).

Для захисту від дії шуму користуватися загальними та особистими засобами.

Для загальних засобів належать:

						ККЦР 2106 ПЗ	Лист
Зм.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата			723

- вдосконалення будівельних машин;
- звукоізоляція обладнання;
- застосування приглушувачів у системах вентиляції і кондиціонування повітря;
- раціональне з акустичної точки зору об'ємно-планувальне рішення будівлі та території забудови.

До індивідуальних засобів захисту від шкідливого шуму належать проти шуми і заглушки.

4. 3. Протипожежна безпека.

До початку будівництва зносять усі споруди, розміщені в протипожежних розривах між будівлями, що зводяться.

До початку основних будівельних робіт влаштовують під'їзні і внутрішні дороги завширшки не менш як 3,5 м для одного і 6 м – для двостороннього руху.

Через прокладені на території будівництва трубопроводи, електролінії, де є проїзд автомобілів, влаштовують переїзні містки чи об'їзди.

Будівельний майданчик і будівля, що споруджується, повинні утримуватись у постійному порядку, чистоті і пожежобезпечному стані.

Складування спалимих будівельних матеріалів у протипожежних розривах між будинками не допускається.

Тимчасові санітарно-побутові та адміністративно-господарські будівлі розташовують групами не більше 10 і на відстані не менше ніж 24 м від будівлі, що будується.

На територію буд майданчика від міської пожежної лінії проводять пожежний водопровід та влаштовують пожежні резервуари.

Дороги, проїзди в місце джерел пожежного водопостачання (гідранти) освітлюють, щоб ними можна було користуватись вночі.

						ККЦР 2106 ПЗ	Лист
Зм.	Лист	№ докцм.	Підпис	Дата			

Територію будівельного майданчика забезпечують засобами пожежогасіння, місцем для куріння та знаками пожежної безпеки.

Тимчасову електромережу на буд майданчику виконують ізольованим проводом і підвішують на тросах на висоті, не меншій ніж 2,5 м над робочим місцем, 3 м над проводами і 6 м над проїздами.

На буд майданчику слід проводити протипожежний інструктаж і навчання всіх робітників і службовців. При будівництві об'єкту створюють добровільні пожежні дружини.

4. 4. Охорона навколишнього середовища на будівництві.

При неправильній експлуатації будівельних машин вони можуть здійснювати негативний вплив на навколишнє середовище, що може відбуватися при підвищеному вмісті окису вуглецю у відпрацьованих газах, неповному згоранні палива, виливанні робочої рідини та мастильних матеріалів при заправці машин або заміні мастил.

Велику шкоду приносять паливно-мастильні матеріали у випадку, коли вони попадають на рослинний шар.

Мити та чистити машини необхідно в стаціонарних умовах або спеціально відведених місцях. Мити машини у водоймах, річках забороняється, так як мастила та отруйні рідини, що попадають у воду завдають великої шкоди. Для захисту навколишнього середовища важливо організувати утилізацію відходів від роботи машин.

Не допускається спалювання на будівельному майданчику відходів та залишків матеріалів. Скидати з поверхів відходи та та сміття дозволяється тільки із застосуванням закритих лотків. Рослинний шар, що зрізається повинен бути збережений і використаний для наступної рекультивації земель. Всі виробничі та побутові стоки, що утворюються на будівельному майданчику повинні бути очищені.

						ККЦР 2106 ПЗ	Лист
Зм.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата			74

4.5. Інженерне рішення з охорони праці.

ЗАПРОЕКТУВАТИ ТА РОЗРАХУВАТИ ГРОМОВІДВІДНІ БУДІВЛІ.

Будівля в плані являє собою прямокутник 58,5 х 41,8 м. але будівлю можливо розбити на 3 складових у вигляді прямокутників

- а) 22,5 х 18,2 м;
- б) 25,9 х 5,7 м;
- в) 25,8 х 15,8 м.

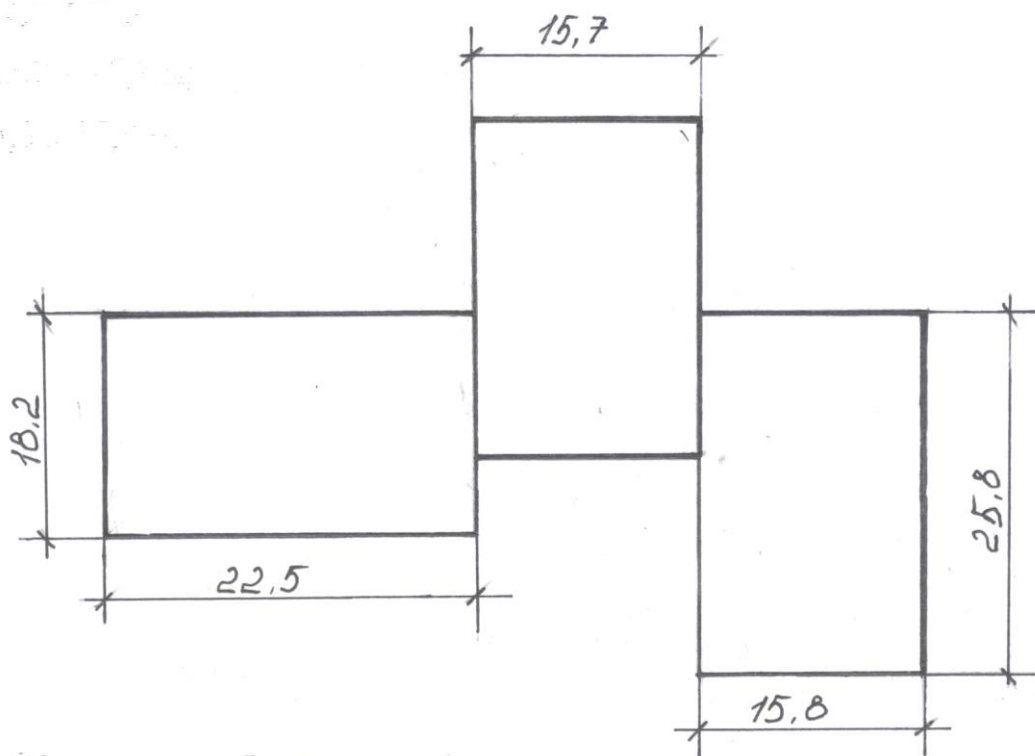


Рис. 4. 1 – Схема розбивки будівлі

Будівля повинна вписуватись під захист блискаво-приймача.

Оскільки відомо, що блискавка б'є в найбільш високе місце, тому що на покрівлі будівлі встановлюється незаізольовані стержні (блискаво-приймачі), а вони в свою чергу заземлюються.

Для того щоб розрахувати громовідвід необхідно зразу встановити до якої категорії і типу захисту відноситься дана будівля по формулі

Зм.	Лист	№ докцм.	Підпис	Дата

ККЦР 2106 ПЗ

Лист

75

$$N = (S + 6hx) \cdot (L + 6hx) \cdot 10^{-6}$$

де S, L, hx – відповідно ширина, довжина, найбільша висота будівлі, яку захищають, м

n – середнє число ударів блискавки на 1 км^2

Якщо $T > 2$, то будівлі III категорії приймають зону типу А, а при $N < 2$ – типу Б

$$N = (41,8 + 6 \cdot 13,3) \cdot (58,5 + 6 \cdot 13,3) \cdot 3 \cdot 10^{-6} = 0,050 < 2$$

Будівлю відносять до III категорії типу Б.

Розраховуємо одиничний стержневий громовідвід.

Зона захисту являє собою конус, вершина якого знаходиться на рівні $h_0 < h$.

Біля землі зона захисту у вигляді кола радіусом R_0 . Для зони «Б» висота одиничного стержневого громовідводу при відомих:

$$h = (Rx + 1,63hx) / 1,5$$

де Rx і hx для ділянки «б» $Rx = 8 \quad hx = 13,3$

$$h = (8 + 1,63 \cdot 13,3) / 1,5 = 13,3 \text{ м}$$

А оскільки стержень встановлюється на покрівлі будівлі, то його довжина складає бм.

Визначаємо зони захисту:

$$h_0 = 0,92 \cdot 19,3 = 17,8 \text{ м}$$

$$R_0 = 1,5h = 1,5 \cdot 19,3 = 29 \text{ м}$$

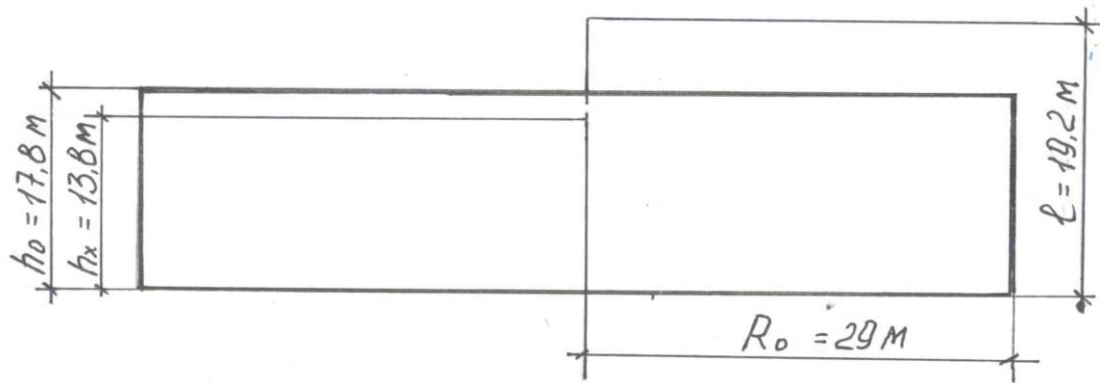


Рисунок 4. 2. Одиничний стержневий громовідвід.

В довжину будівлі громовідведення забезпечено тільки на одному прямокутнику (на половину). Тому потрібно ще один громовідвід.

Для ділянки будівлі «а»: $R_x = 7,9$ $h_x = 10,3$

$$h = (7,9 + 1,63 \cdot 10,3) / 1,5 = 16,3 \text{ м}$$

$$h_0 = 0,92 \cdot 16,3 = 15 \text{ м}$$

$$R_0 = 1,5 \cdot 16,3 = 24,5 \text{ м}$$

По довжині будівлі потрібен ще один громовідвід. Для ділянки будівлі «в»:

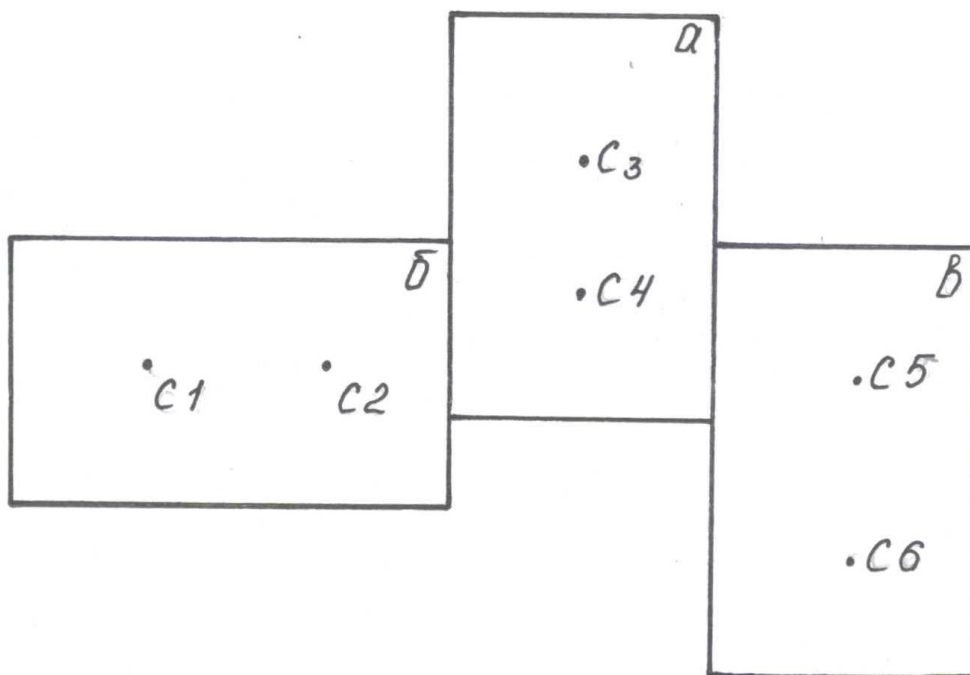
$R_x = 7,85$ $h_x = 10,3$

$$h = (7,85 + 1,63 \cdot 10,3) / 1,5 = 16,3 \text{ м}$$

$$h_0 = 0,92 \cdot 16,3 = 15 \text{ м}$$

$$R_0 = 1,5 \cdot 16,3 = 24,5 \text{ м}$$

Схема громовідводу як для ділянки «а»



C1, C2, C3, C4, C5, C6 – стержні громовідводів.

Рисунок 4. 3. Схема громовідведення будівлі.

4. 6. Оцінка стійкості об'єкту до впливу гідродинамічних аварій.

Практично ні одна сфера життєдіяльності населення не можливе без використання води. Тому, на відміну від інших галузевих комплексів, що склалися на основі територіального зосередження сировинних та трудових ресурсів, водогосподарський комплекс охоплює всю територію країни і являє собою одну з найважливіших ланок господарства.

Поєднуючи в собі водні ресурси, суб'єкти водокористування, управлінські та контролюючі органи, водогосподарський комплекс функціонально поділяється на водозабезпечуючі, водо споживні, водозахисні та водоохоронні елементи. Функціонування кожного з цих елементів пов'язано з будівництвом і експлуатацією гідротехнічних споруд, які мають багатофакторний вплив на природне середовище і господарську діяльність.

Водозабезпечення вирішується шляхом регулювання та перерозподілу стоку в часі та територіально з допомогою таких господарських комплексів та гідротехнічних споруд, як водосховища, канали, водогони. Для безперебійного водо забезпечення народногосподарського комплексу побудовано 1087 водосховищ загальним об'ємом 55,1 млрд.м³, що вкривають близько 16% території України.

Водосховище – це гідродинамічні об'єкти напірного фронту. Великі обсяги води, акумульовані в крупних водосховищах із значним перепадом рівнів у верхньому і нижньому б'єфах. Становлять суттєву потенційну небезпеку.

ГРЕБЛЯ

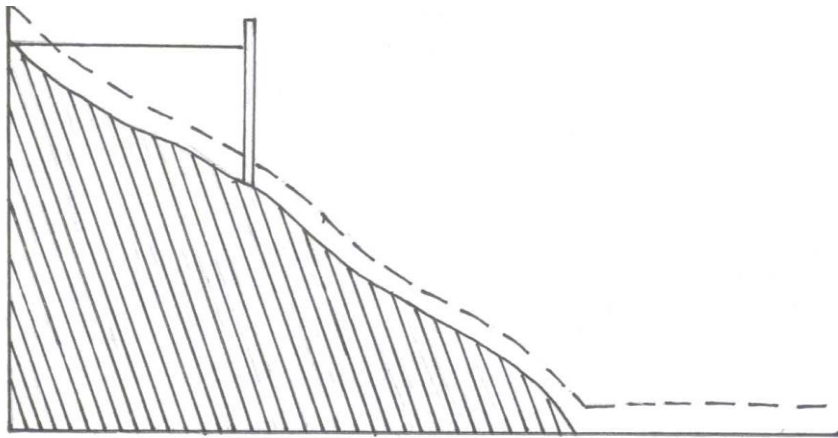


Рисунок 4. 3. Схема підвищення рівня річки за рахунок встановлення греблі.

В умовах надзвичайної ситуації (катастрофічні повені, паводки, землетруси, руйнування греблі) порушення стійкості греблі чи її основи може спричинити катастрофічне затоплення населених пунктів з пошкодженням та руйнуванням об'єктів народногосподарського комплексу.

При прориві греблі в ній виникає проран, від розмірів якого залежить обсяг, швидкість, падіння води з верхнього б'єфу в нижній і параметри хвилі

прориву - головного вражаючого фактора цього виду аварії. Головними характеристиками прориву, які визначають руйнівну дію, є глибина і швидкість потоку в певному створі, які залежать від висоти греблі, розмірів прорану, гідродинамічних характеристик русла та топографічних умов заплави ріки. За критичні параметри хвилі прориву, при яких настає загибель або тяжке ураження людей, приймається її висота 1,5 м і більше та швидкість поширення 2,5 м/с і більше.

Реальний рівень потенційної небезпеки водосховищ, що може призвести до катастрофічного затоплення, визначається виключено технічним станом підпірних гідротехнічних споруд-гребель. За визначенням ЧІГБ (міжнародна комісія з великих гребель), у світі побудовано 35 тисяч великих гребель. На основі аналізу 1213 випадків пошкоджень та зруйнувань гребель, що мали місце у світовій практиці СІГБ визначено середньорічну частоту зруйнувань $(0,5-2) \times 10$ для бетонних і $(2,5-5) \times 10$ для ґрунтових гребель. Середній прийнятий рівень ризику в світовій практиці управління ризиком становить 2×4 /рік. Для порівняння інтенсивність промислового ризику від середнього зростає в гірничо-добувних галузях до 8/рік і вище.

Враховуючи велику насиченість території України гідротехнічними спорудами і штучними водоймами та велику потенційну небезпеку є реальна загроза виникнення гідродинамічних аварій.

Гідродинамічна аварія – це надзвичайна ситуація, пов'язана з виходом з ладу (руйнуванням) гідротехнічної споруди (греблі) або її частини і некерованим переміщенням великих мас води, що призводить до значних руйнувань і затопленню великих територій.

Руйнування (прорив) гідротехнічних споруд і гребель відбувається в результаті дії природних сил (землетрусів, ураганів, розливів), при впливі людини (диверсії, використання зброї) або внаслідок конструктивних дефектів, помилок в проектуванні і експлуатації.

					ККЦР 2106 ПЗ	Лист
Зм.	Лист	№ докum.	Підпис	Дата		81

Аналіз аварій на гідротехнічних спорудах за 70 років показує, що основними причинами гідродинамічних аварій є: руйнування основи (40%) і недостатність водоскидів, тобто переливання води через гребінь гребель (23%).

Дільниця річки між двома сусідніми гідротехнічними спорудами або дільницю каналу між шлюзами називають б'єфом. Верхній б'єф річки (каналу вище греблі (шлюзу), нижній б'єф – нижче платини (шлюзу). Прорив греблі є початковою фазою гідродинамічної аварії і уявляє процес утворення прорану і некерованого потоку води від верхнього б'єфа до нижнього.

Проран – вузький потік в тілі (насипу) греблі, косі, міліні через який виходить вода і утворює вал у прориві. Хвиля прориву утворює фронт хвилі і гребень.

Висота хвилі прориву (або глибина потоку хвилі) залежить від розмірів прорану (В), висоти гідротехнічної споруди (H_r), нахилу річки, висоти місця об'єкта. Для рівнинних річок висота хвилі $h = 2-12$ м, швидкість 3- 25км/год. Для гірських річок швидкість досягає 100 км/год.

Час приходу фронту хвилі прориву завжди менше часу приходу гребня. Хвиля прориву – це хвиля, яка утворюється на фронті стрімкого руху води в проран.

Ця хвиля має значну висоту гребня і швидкість руху. Хвиля прориву має велику руйнівну силу. Висота хвилі прориву і тривалість її утворення залежить від розміру прорану, глибини води перед греблею, об'єму водосховища. Швидкість руху хвилі становить від 3 до 25 км/год (для гірських районів до 100 км/год). Розрахунок окремих параметрів хвилі прориву наведені в таблиці 4.1.

					ККЦР 2106 ПЗ	Лист
Зм.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата		82

Розрахунок окремих параметрів хвилі прориву.

Види параметрів	Відстань від греблі, км						
	0	25	50	100	150	200	250
Висота хвилі прориву Н.м	0,25	0,2	0,15	0,075	0,05	0,03	0,02
Тривалість проходження хвилі Т.год	1т	1,7т	2,6т	4т	5т	6т	7т

Час спорожнення водосховища можна визначити за формулою:

де, W - об'єм водосховища, м³.

B – ширина прориву, м.

N – максимальна втрата води на 1 м ширини прорану.

В залежності від глибини водосховища перед греблею можна визначити параметр N по таблиці 2.

Таблиця 4. 2

Визначення параметрів N

$H, м$	5	10	25	50
	10	30	125	350

В залежності від початкового часу затоплення $t_{пз}$ (час підходу хвилі прориву) визначається три ділянки затоплення:

- надзвичайно небезпечного затоплення ($t_{пз} > 1$ год);
- катастрофічного затоплення ($t_{пз} < 1- 4$ год);
- великого затоплення ($t_{пз} > 4$ год).

Таким чином знаючи параметри, можна спрогнозувати територію затоплення, можливий прямий і непрямий збиток, а також визначити ступінь впливу повеню на життєдіяльність людей.

Основними наслідками гідродинамічної аварії є:

- тривале руйнування гідротехнічної споруди, що призводить до дефіциту електроенергії та спаду виробництва;
- ураження людей і руйнування споруд, доріг хвилею прориву;

- забруднення навколишнього середовища (води, місцевості), можливість виникнення епідемії;
- катастрофічне затоплення великих територій.

Катастрофічне затоплення – гідродинамічне лихо в результаті прориву гідротехнічної споруди, що полягає в стрімкому затопленні місцевості і виникненню повеню.

Тривалими наслідками гідродинамічної аварії є залишкові наслідки затоплення – наноси, забруднення навколишнього середовища.

Приклад: На гідротехнічній споруді (греблі) в результаті випадкового водоспуску утворився проран. На відстані $L=40$ м, вниз за течією знаходиться ремонтно-механічний завод. Висота рівня води $H_0 = 40$ м, висота місця $= 2$ м, гідравлічний нахил i , проран розміром $B = 0,5$, глибина річки в нижньому б'єфі $= 4$ м. Оцінити ступінь руйнування будівель і об'єктів на заводі (2 цехи, цегляні будівлі майстерень).

Розв'язок.

1. Визначаємо час приходу гребня і фронту хвилі прориву (табл. 1)

$$t_{гр} = 7 \text{годин} \quad t_{фр} = 2 \text{години}$$

Таблиця 4. 3

Визначення часу приходу гребня і фронту хвилі прориву

L, км	$H_0 = 20$				$H_0 = 40$				$H_0 = 80$			
	$i = 10^{-4}$		$i = 10^{-3}$		$i = 10^{-4}$		$i = 10^{-3}$		$i = 10^{-4}$		$i = 10^{-3}$	
	$t_{фр}$	$t_{гр}$	$t_{фр}$	$t_{гр}$	$t_{фр}$	$t_{гр}$	$t_{фр}$	$t_{гр}$	$t_{фр}$	$t_{гр}$	$t_{фр}$	$t_{гр}$
5	0,2	1,8	0,2	1,2	0,1	2	0,1	1,2	0,1	1,1	0,1	0,2
10	0,6	4	0,6	2,4	0,3	3	0,3	2	0,2	1,7	0,1	0,4
20	1,6	7	2	5	1,0	6	1	4	0,5	3	0,4	1
40	5	14	4	10	3	10	2	7	1,2	5	1	2
80	13	30	11	21	8	21	6	14	3	9	3	4

2. Визначаємо висоту (h) і швидкість (v) хвилі прориву за формулами (табл. 2)

Таблиця 4. 4

Визначення висоти (h) і швидкості (v) хвилі прориву

H ₀ , м	В безр.	Значення коефіцієнтів при нахилах							
		i				i			
		Ah	Bh	Av	Bv	Ah	Bh	Av	Bv
20	1	100	90	9	7	40	10	16	21
40		280	150	20	9	110	30	321	24
80		720	286	39	12	300	60	62	29
20	0,5	128	204	11	11	56	51	18	38
40		340	332	19	14	124	89	32	44
80		844	588	34	17	310	166	61	52
20	0,25	140	192	8	21	40	38	15	43
40		220	388	13	21	108	74	30	50
80		880	780	23	21	316	146	61	65

3. Визначаємо тривалість затоплення території об'єкта.

де, λ - коефіцієнт, який залежить від висоти греблі, гідравлічного нахилу і відстані до об'єкту (табл. 3)

Таблиця 4. 5

Значення коефіцієнту

λ	Висота греблі в частках від середньої глибини в нижньому об'єкті	
0,05	15,5	18
0,1	14,0	16
0,2	12,5	14
0,4	11,0	12
0,8	9,5	10,8
1,6	8,3	9,9

4. Визначаємо ступені ураження об'єкта за табл. 4.

Таблиця 4. 6

Характеристика руйнувань від хвилі прориву

Об'єкт	Сильні		Середні		Слабкі	
Цегляні будівлі	4	2,5	3	2	2	1
Корпус цеха	7,5	4	6	3	3	1,5
Пірс	5	6	3	4	1,5	1
Глав.док.	8	2	5	1,5	3	1,5
Глав.кран	7	2	5	1,5	2,5	1,5
Судна до 2м	5	2	4	1,5	2	1,5

Висновок. Хвиля прориву в 11 м здійснює повне руйнування будівель і споруд на заводі.

Література до розділу

1. ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці та промислова безпека у будівництві».
2. ДБН В.1.1-7:2016 «Пожежна безпека об'єктів будівництва».
3. Інженерні рішення з охорони праці при розробці дипломних проектів інженерно-будівельних спеціальностей / За ред. В. В. Сафонова.– Київ: Основа, 2020.– 480 с.
4. Охорона праці в будівництві: Навч. посіб. посібник / за редакцією Коржика Б. М. і Іванова В.М. - Харків: Форт, 2010. - 388 с.
5. Ярошевська В. М., Чабан В.Й. Охорона праці в будівельній галузі: Навч. посіб. - Рівне: НУВГП, 2005. - 313 с.
6. ДСТУ 7239:2011 Система стандартів безпеки праці. Засоби індивідуального захисту. Загальні вимоги та класифікація.
7. ДСТУ Б В.2.5-82:2016 «Електробезпека в будівлях і спорудах».

					<i>ККЦР 2106 ПЗ</i>	<i>Лист</i>
<i>Зм.</i>	<i>Лист</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>		

Зміст.

	стор.
Вступ.....	1
1. Архітектурно-будівельний розділ.....	3
1.1. Проектування генерального плану.....	3
1.2. Спортивно-технологічний процес.....	4
1.3. Об'ємно-планувальне рішення.....	5
1.4. Конструктивні рішення.....	5
1.5. Захист конструкцій покриття.....	8
1.6. Безпека евакуації людей.....	8
1.7. Доступність ковзанки для маломобільних груп населення...	9
2. Розрахунково-конструктивний розділ.....	10
2.1. Вибір і розрахунок огорожуючих та несучих конструкцій покриття.....	10
2.2. Основи і фундаменти.....	47
2.3. Висновки.....	
2.4. Література.....	
3. Організація будівництва.....	57
4. Охорона праці.....	
Зміст.	68

					<i>ККЦР 2106 ПЗ</i>	<i>Лист</i>
<i>Зм.</i>	<i>Лист</i>	<i>№ докцм.</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>		