

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
Національний університет «Запорізька політехніка»

Факультет будівництва, архітектури та дизайну

(повне найменування факультету)

Кафедра будівельного виробництва та управління проектами

(повне найменування кафедри)

Пояснювальна записка

до дипломного проекту (роботи)

магістра

(ступінь вищої освіти)

на ПРОЄКТ БУДІВНИЦТВА ПРОМИСЛОВОЇ БУДІВЛІ ДЛЯ
СКЛАДУВАННЯ ГОТОВИХ МЕТАЛЕВИХ ВИРОБІВ У М.
ЗАПОРІЖЖЯ

INDUSTRIAL FACILITY PROJECT FOR STORAGE OF FINISHED METAL
PRODUCTS NEAR ZAPORIZHZHYA

Виконав: студент(ка) 2 курсу, групи БАД-113м
Спеціальності 192 Будівництво та цивільна
інженерія

(код і найменування спеціальності)

Освітня програма (спеціалізація)

Промислове та цивільне будівництво

Тимошенко О.В.

(прізвище та ініціали)

Керівник Кулік М.В.

(прізвище та ініціали)

Рецензент _____

(прізвище та ініціали)

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
Національний університет «Запорізька політехніка»

Факультет Будівництва архітектури та дизайну
Кафедра будівельного виробництва та управління проектами
Ступінь вищої освіти другий (магістерський)
Спеціальність 192 Будівництво та цивільна інженерія
(код і найменування)
Освітня програма (спеціалізація) Промислове та цивільне будівництво
(назва освітньої програми (спеціалізації))

ЗАТВЕРДЖУЮ
Завідувач кафедри БВУП, к.т.н, доц.
О.М. Назаренко
“ ” 20__ року

З А В Д А Н Н Я
НА ДИПЛОМНИЙ ПРОЄКТ (РОБОТУ) СТУДЕНТА(КИ)

ТИМОШЕНКО Артем Володимирович
(ПРИЗВИЩЕ, ім'я, по батькові)

1. Тема проєкту (роботи) Проект будівництва промислової будівлі для складування готових металевих виробів у м. Запоріжжя. Industrial facility project for storage of finished metal products near Zaporizhzhya.

керівник проєкту (роботи) к.т.н., доцент КУЛПК Михайло Валерійович,
(науковий ступінь, вчене звання, ПРИЗВИЩЕ, ім'я, по батькові)

затверджені наказом закладу вищої освіти від “ ” 2024 року №

2. Строк подання студентом проєкту (роботи) 12 грудня 2024 року

3. Вихідні дані до проєкту (роботи) рекомендована література, технічне завдання, природно-кліматичні умови

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити) 1. Архітектурно-будівельний розділ. 2. Розрахунково-конструктивний розділ. 3. Організаційно-технологічний розділ. 4. Охорона праці та цивільна безпека.
5. Науково-дослідний розділ.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень) Слайди презентації, графічний матеріал 9 аркушів А1 розруковані на А3 зброшуровані

6. Консультанти розділів проекту (роботи)

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	прийняв виконане завдання
Архітектурно-будівельний розділ	Кулік М.В., доцент		
Розрахунково-конструктивний розділ	Кулік М.В., доцент		
Організаційно-технологічний розділ	Кулік М.В., доцент		
Охорона праці та цивільна безпека	Якімцов Ю.В., доцент		
Науково-дослідний розділ	Кулік М.В., доцент		
Нормоконтролер	Бобраков А.А., доцент		

7. Дата видачі завдання “ 14 ” жовтня 2024 року.

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів дипломного проекту (роботи)	Строк виконання етапів проекту (роботи)	Примітка
1	Постановка завдань по роботі	1 тиждень	Завдання
2	Виконання науково-дослідної частини	2–3 тижні	Розділ 6
3	Розробка архітектурно-будівельних рішень.	4–5 тижні	Розділ 1
4	Розробка розрахунково-конструктивної частини.	6 тиждень	Розділ 2
5	Прийняття організаційно-технологічних рішень	7–8 тижні	Розділ 3
6	Розробка заходів з охорони праці та цивільної безпеки.	10 тиждень	Розділ 5
7	Оформлення пояснювальної записки та документів до неї	11 тиждень	
8	Оформлення графічної частини	12-13 тиждень	
9	Нормоконтроль та рецензування	14–15 тижні	
10	Захист роботи.	16 тиждень	

Студент(ка)

_____ Артем ТИМОШЕНКО
(підпис) (ім'я ПРІЗВИЩЕ)

Керівник проекту (роботи)

_____ Михайло КУЛІК
(підпис) (ім'я ПРІЗВИЩЕ)

РЕФЕРАТ

Структура та обсяг роботи. Робота являє собою наукове дослідження, а також включає в себе вирішення інженерних задач на прикладі будівництва промислового складу, що виконано з металевих конструкцій в м. Запоріжжі. Робота складається із вступу, п'яти розділів (п'ятий розділ – наукові дослідження, інші – вирішення інженерних задач), висновків, списку використаних джерел та додатків.

Методи дослідження - у роботі проведено теоретичне дослідження з використанням, операційних досліджень, когнітивної структуризації знань, системного аналізу, теорії прийняття рішень, а також методів лінійного та нелінійного програмування.

Об'єкт дослідження – засоби посилення двотаврових гарячекатаних балок.

Предмет дослідження – теоретизовані можливості вдосконалення засобів підсилення гарячекатаних двотаврових балок.

Актуальність теми обумовлена необхідністю розробки надійних технологій підсилення балок та теоретизація оптимізаційних рішень організації робіт на місці.

Ключові слова: двотаврові балки, підсилення, напругу, деформації.

ЗМІСТ

ВСТУП.....	7
РОЗДІЛ 1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ.....	8
1.1 Загальна характеристика ділянки.....	8
1.1.1 Генплан	8
1.1.2 Об'ємно-планувальне рішення.....	8
1.2 Конструктивні рішення	9
1.3.1 Визначення класу наслідків (відповідальності) промислової будівлі складу металу.	9
1.4 Теплотехнічний розрахунок огорожуючих конструкцій.	11
1.4.1 Розрахунки зовнішньої стіни будівлі.	11
1.4.2 Теплотехнічний розрахунки покриття будівлі.	14
1.5 Світлотехнічний розрахунок.	17
1.6 Санітарно-технічне та інженерне встаткування.	19
РОЗДІЛ 2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ	20
2.1 Розрахунок та конструювання сталеві кроквяної ферми	20
2.2 Розрахунок та конструювання сталеві кроквяної ферми	31
2.3 Розрахунок та конструювання бази колони.....	35
2.4 Розрахунок основ та фундаментів	39
РОЗДІЛ 3. ОРГАНІЗАЦІЙНО-ТЕХНОЛОГІЧНИЙ.....	51
3.1 Технологічна карта на монтаж надземної частини будівлі.....	51
3.1.2 Область застосування.....	51
3.1.3 Характеристика будівлі.....	51
3.1.3 Підрахунок обсягів монтажних робіт.....	51
3.1.5 Вибір монтажних пристроїв	52
3.1.6 Монтажні характеристики елементів конструкцій.....	52
3.1.7 Розрахунок необхідних технічних параметрів кранів	53
3.1.8 Визначення техніко-економічних показників для порівняння варіантів кранів	53

3.1.9 Калькуляція трудових витрат та заробітної плати	57
3.1.10 Технологія виконання робіт.....	62
3.1.11 Контроль якості виконання робіт	63
3.1.12 Техніка безпеки під час виконання робіт.....	64
3.1.13 Потреба ресурсів	65
3.1.14 Техніко-економічні показники	66
3.2 Мережевий графік будівництва об'єкта	66
3.2.1 Послідовність розробки мережного графіка.....	66
3.3 Проектування будгенплану об'єкта	68
3.3.1 Загальні відомості.....	68
3.3.2 Організація доставки будівельних матеріалів на будівельний	69
майданчик автотранспортом	69
3.3.3 Розрахунок потреби у транспортних засобах	69
3.3.4 Тимчасові будівлі та споруди на будівельному майданчику.....	71
3.3.5 Організація складського господарства на будівельному майданчику	73
3.3.6 Тимчасове забезпечення будівельного майданчика електроенергією	77
3.3.7 Техніко-економічні показники	78
РОЗДІЛ 4. ОХОРОНА ПРАЦІ В БУДІВНИЦТВІ.....	81
4.1 Аналіз небезпечних і шкідливих виробничих факторів.....	81
4.2 Визначення межі небезпечної зони під час падіння будівельної конструкції з гака крана.....	81
4.3 Вибір грухозахоплювальних пристроїв та пристроїв.....	82
4.4 Забезпечення міцності та стійкості колон при монтажі.....	83
4.5 Засоби захисту для безпечної роботи робітників	85
5.1 Теоретичне обґрунтування роботи згинального двотавра.....	87
5.2 Теоретичне обґрунтування роботи згинального двотавра, посиленого смугою, прикріпленою до нижньої полиці на зварюванні.	93
5.3 Теоретичне обґрунтування роботи згинального двотавра, посиленого куточками 75x8	97
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ	103

ВСТУП

В Україні виникає необхідність у розробці легших і міцніших матеріалів, що дозволяють зменшити загальну вагу конструкцій, знижуючи навантаження на фундамент і зменшуючи витрати на матеріали. Композитні матеріали, високоміцні сталі та леговані сплави можуть значно покращити характеристики балок.

Актуальним є вдосконалення методів комбінування різних матеріалів для підсилення балок, зокрема металевих куточків, арматури та інших елементів.

Необхідне глибше вивчення поведінки металевих балок під впливом тривалих навантажень, які можуть викликати деформації та втрату жорсткості.

Дослідження в напрямку вдосконалення технологій захисту від прогину і зсуву мають вирішальне значення для будівель із великою прольотною довжиною, зокрема для мостів і висотних споруд.

Потрібні вдосконалені методи підсилення існуючих балок без значного збільшення їх маси або зміни зовнішніх розмірів. Наприклад, додаткове посилення за допомогою металевих куточків, вуглеволокна або інших матеріалів може стати ефективним рішенням.

Розробка надійних технологій монтажу, які дозволять здійснювати підсилення на місці, без потреби у демонтажі конструкції, є ключовою для зменшення затрат і часу проведення робіт.

Для сучасних будівельних проєктів важливо зменшувати екологічний слід. Використання металів вторинної переробки та розробка конструкцій, які можна легко демонтувати і переробляти, сприятимуть збереженню ресурсів.

Реалізація таких заходів сприятиме підвищенню ефективності, довговічності і безпеки конструкцій з металевих балок, забезпечуючи надійність у всіх типах будівельних проєктів — від інфраструктури до висотних споруд.

РОЗДІЛ 1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

1.1 Загальна характеристика ділянки

Одноповерхова промислова будівля — складування готових металевих виробів у м. Запоріжжя. Місце будівництва розташоване в III кліматичному районі. Ступінь вогнестійкості будівлі — II. Категорія будівлі щодо пожежної небезпеки — "Д". Швидкість вітрового тиску — $0,3 \text{ кН/м}^2$.

Глибину промерзання ґрунту приймаємо у 0,9 м. Об'єкт знаходиться у 3-му світловому поясі.

1.1.1 Генплан

Виробничий корпус розташований на ділянці з зеленими насадженнями. Будівля орієнтована на схід. До неї забезпечені зручні під'їзні шляхи.

Конструкція покриття під'їздів і доріг така: дрібнозернистий асфальтобетон товщиною 5 см на основі з щебеню твердих порід товщиною 18 см, на гранітному відсвіті товщиною 10 см.

Тротуари виконані з асфальту товщиною 5 см з основою з щебеню твердих порід товщиною 10 см. Краї проїжджої частини і тротуарів обрамлені бетонним бордюром.

Для озеленення території використані місцеві деревно-чагарникові рослини, з урахуванням їхніх санітарно-захисних властивостей та стійкості до шкідливих факторів.

1.1.2 Об'ємно-планувальне рішення

Склад металопродукту складається з двох прольотів. Планування будівлі передбачає ефективне використання всієї площі відповідно до технічних вимог.

Розміри будівлі в плані становлять 51x88 м.

Два поздовжні прольоти мають висоту від низу кроквяних конструкцій 12,05 м, крок колон — 12 м. Ширина першого прольоту — 27 м, другого — 20 м; довжина першого прольоту — 87,35 м, другого — 78 м.

Освітлення в прольотах забезпечується через вікна у стінових панелях. У кожному з прольотів встановлені крани вантажопідйомністю по 15 тонн, з висотою до головки рейки підкранової 9,42 м, що діють на всю довжину прольоту. В осях 1-2 розташована залізнична колія.

Вхід до будівлі здійснюється через двері та ворота для транспортування металопрокату та металевих виробів.

1.2 Конструктивні рішення

Основу будівлі складає несучий металевий каркас.

Фундамент окремо стоячий, з фундаментними ростверками довжиною 6 м.

Колони виконані з металу, ступінчасті, гратчастого типу. Підкранові балки мають довжину 12 м та висоту 1100 мм, виготовлені з металу. Металеві прогони довжиною 6 м з профілем швелера №27.

Кроквяні конструкції підтримуються металевими фермами з прольотами 29,135 м і 21,775 м.

1.3.1 Визначення класу наслідків (відповідальності) промислової будівлі складу металу.

Згідно з технологічними рішеннями режим роботи складу — 16 год. — кількість спіробітників приймаємо 36 осіб:

$$N_1 = 36 \text{ осіб.}$$

За кількістю осіб, які постійно перебувають на об'єкті, будівля відноситься до класу наслідків (відповідальності) СС1.

Кількість осіб, які періодично зовні об'єкта, тобто N_2 це водії, ураховуючи теоретичну максимаальну кількість відвантажень за зміни, кількість осіб, які періодично перебувають у будівлі становить:

$$N_2 = 30 \text{ осіб.}$$

За кількістю осіб, які періодично перебувають на об'єкті, бдівля відноситься до класу наслідків (відповідальності) СС1.

Кількість людей, які перебувають поза об'єктом, зовні складається з людей які постійно знаходяться на об'єкті та періодічно, отже кількість визначаємо таким чином:

$$N_3 = 30 + 36 = 66 \text{ осіб,}$$

За кількістю осіб, які перебувають зовні об'єкту, житловий будинок відноситься до класу наслідків (відповідальності) СС1.

Згідно з розрахунком кількість квадратних метрів в будинку дорівнює 4178.

Розрахункова вартість 1 м² приймаємо за об'єктом аналогом 15000 тис. грн..

Розрахункова вартість будинку складає:

$$15000 \times 4178 = 62\,670 \text{ тис. грн..}$$

Прогнозовані збитки визначаються за формулою

$$\Phi = 0,225 \sum_{i=1}^n P_i = 0,225 \times 62\,670 = 14\,100,75 \text{ тис. грн.} \quad (1.1)$$

Обсяг можливого економічного збитку у мінімальних заробітних платах (Відповідно до статті 8 Закону України «Про Державний бюджет України на 2024 рік» з 01.04.2024 розмір МЗП у місячному розмірі становитиме 8000 грн) складає:

$$62\,670 / 8 = 7\,833,75 \text{ м.р.з.п.}$$

Відповідно до таблиці 1, ДСТУ 8855:2019 житловий будинок відноситься до класу наслідків (відповідальності) СС2.

Будинок не розташований в охоронній зоні об'єктів культурної спадщини і не є об'єктом культурної спадщини.

Приймаємо, що відмова будинку не впливає на припинення роботи об'єктів транспорту, зв'язку, енергетики.

Висновок. Відповідно до ДСТУ 8855:2019 «Визначення класу наслідків (відповідальності)», клас наслідків (відповідності) об'єкту будівництва встановлюється за найвищою характеристикою можливих наслідків, отриманих за результатами розрахунків.

За критеріями таблиці 1 [1] «Можлива небезпека для здоров'я і життя людей, які постійно перебувають на об'єкті», «Можлива небезпека для життєдіяльності людей, які перебувають зовні об'єкта», «Обсяг можливого економічного збитку» будівля відноситься до класу наслідків (відповідальності) СС2.

1.4 Теплотехнічний розрахунок огорожуючих конструкцій.

Таблиця 1.2 - Кліматичні параметри м. Запоріжжя згідно ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Будівельна кліматологія.

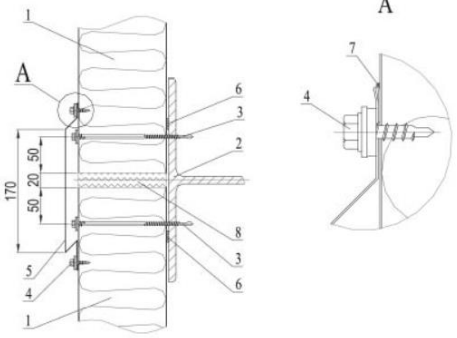
№ п/п	Розрахункова зимова t зовнішнього повітря й зона вологості	Значення
1	2	3
1	Абсолютна мінімальна	-27
2	Найбільш холодної доби	-27
3	Найбільш холодної п'ятиденки	-23
4	Зона вологості	II (суха)

1.4.1 Розрахунки зовнішньої стіни будівлі.

Згідно ДБН В.2.6-31:2021 мінімально допустиме значення приведенного опору теплопередачі огорожувальної конструкції будівель промислового та сільськогосподарського призначення - з сухим і нормальним режимом буде складати $R_{qmin}=2 \text{ м}^2 \cdot \text{К}/\text{Вт}$

Законструюємо огорожувальну конструкцію стіни будівлі, як сандвіч панель у розрахунках враховуємо тільки товщину самої теплоізоляції, так як метал не суттєво вплине на тепловий опір із за своєї незначної товщини.

Таблиця 1.3 - Конструкція стіни та розрахункові коефіцієнти.

Конструктивна схема стіни	Характеристика шарів			Розрахункове К.	
	№ шару	матеріал	t	$\lambda_p \text{ Вт/(м*К)}$	$S_1 \text{ Вт/(м}^2\text{*К)}$
 1 - Сандвіч-панель стінова 2 - Металоконструкція 3 - Самосвердлувальний шуруп для монтажу сандвіч-панелей 4 - Самосвердлувальний шуруп 5 - Фасонний елемент ФЕ-5 6 - Стрічка ущільнювача 7 - Герметик 8 - Утеплювач (мінеральна вата або монтажна піна)	3	Кам'яна вата ROCKWOOL $\rho_0 = 35 \text{ кг/м}^3$	0,1	0,044	0,37

Зробимо розрахунок згідно формули ДСТУ 9191:2022 та визначимо опір теплопередачі і-ї термічно однорідної частини конструкції, $\text{м}^2\text{*К/Вт}$

$$R_{\Sigma} = \frac{1}{h_{si}} + \sum_{i=1}^l R_i + \frac{1}{h_{se}} = \frac{1}{h_{si}} + \sum_{i=1}^l \frac{d_i}{\lambda_{ip}} + \frac{1}{h_{se}}, \quad (1.2)$$

$$h_{si} = 8,7 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^2 \cdot \text{К}}; \text{ - коеф. тепловіддачі внутрішньої поверхні};$$

$$h_{se} = 23 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^2 \cdot \text{К}}; \text{ - коеф. тепловіддачі зовнішньої поверхні};$$

$$\text{Отже: } R = 2,52 (\text{м}^2\text{*К)/Вт}$$

Приймаємо формулу 1 згідно ДСТУ 9191:2022 для визначення опору теплопередачі зовнішньої огорожувальної конструкції.

$$R_{\Sigma \text{пр}} = \frac{A_{\Sigma}}{\sum_i (A_i / R_{\Sigma i}) + \sum_m (l_m \cdot \Psi_m) + \sum_j (N_j \cdot \chi_j)}, \quad (1.3)$$

де, A_{Σ} - загальна площа огорожувальної конструкції, обчислена за внутрішнім виміром із додаванням площ укосів прорізів та відніманням площ прорізів, у проекті цей показник складе 4 422 м²

A_i – площа i-ої термічно однорідної частини непрозорої конструкції, що не містить площі внутрішніх укосів прорізів та площі ділянок зовнішніх огорожень будівлі, які контактують з іншими теплопровідними включеннями, у проекті цей показник складе 4260,4 м²

R_{Σ} – опір теплопередачі термічно однорідної частини конструкції м²*К/Вт, визначено вище та складає 4,9 (м²*К)/Вт

l_m – лінійний розмір (проекція) m-го лінійного теплопровідного включення в м, виходячи з загального периметру будівлі, а також швів та закладних деталей приймаємо 411,675 м.

Ψ_m – лінійний коефіцієнт теплопередачі m-го лінійного теплопровідного включення Вт/(м*К), приймаємо згідно ДСТУ 9191:2022, Додатку Г, як для вузла примикання металевого несучого елемента каркаса 0,045 Вт/(м*К);

χ_j – точковий коефіцієнт теплопередачі j-го точкового теплопровідного включення Вт/К, приймаємо згідно ДСТУ 9191:2022, Додатку Д, як для вузла улаштування пластикового дюбеля з пластиковим стрижнем для кріплення теплоізоляційного шару в фасадній системі з попорядженням штукатурками 0,045.

N_j – загальна кількість j-их точкових теплопровідних включень, що розташовані на загальній площі огорожувальної конструкції без урахування площ внутрішніх прорізів в шт, розраховуємо наступним чином на 1-ну сендвіч панель розміром 1,2х6 = 7,2 м² кількість самосвердлувальних шурупів для монтажу сендвіч-панелей, приймаємо 4-и дюбеля, приймаємо загальну площу не прозорих огорожуючих конструкцій (1532+1758+1532)-561,6=4260,4 м², тоді визначимо загальну кількість сендвічпанелей 4260,4/7,2=591,72 приймаємо

592 шт, визначаємо загальну кількість самосвердлювальних шурупів для монтажу сендвіч-панелей, $592 * 4 = 2368$ шт.

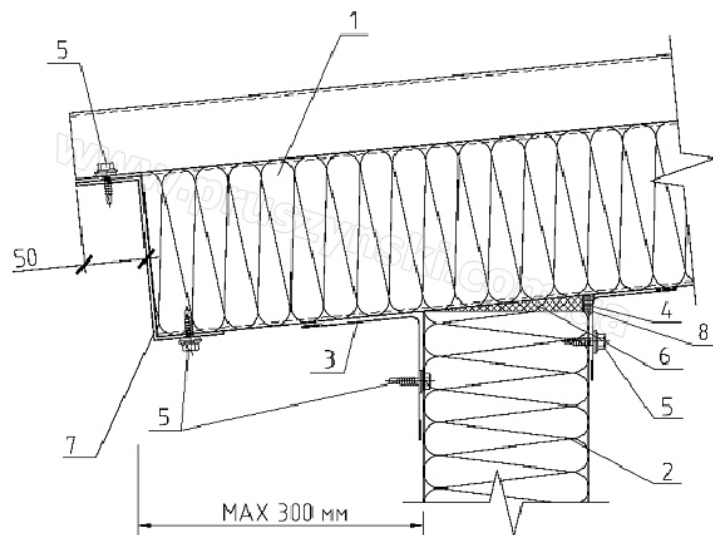
Визначаємо приведений опір теплопередачі зовнішньої огорожувальної конструкції.

$R_{\Sigma \text{пр}} = 2,43 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт}$, що відповідає мінімально допустимому значенню приведенного опору теплопередачі огорожувальної конструкції, який складає $2 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт}$ для промислових та сільських будівель.

1.4.2 Теплотехнічний розрахунки покриття будівлі.

Мінімально допустиме значення приведенного опору теплопередачі будівель промислового та сільськогосподарського призначення покрівлі згідно ДБН В.2.6-31:2021 буде складати $R_{q \text{min}} = 2,1 \text{ м}^2 * \text{К/Вт}$

Законструюємо теоретизовану огорожувальну конструкцію покриття будівлі наступним чином.



1) покрівельна сендвіч-панель PWS-W $t=100$ мм; 2) стінова сендвіч-панель PWD-W $t = 100$ мм; 3) зовнішня планка ВК-2; 4) внутрішня планка ВК-1; 5) саморіз по металу 4,8х19 мм; 6) мінераловатний утеплювач (щільність 30-45 кг / м³); 7) лобова планка ЛП-1; 8) силіконовий герметик.

Рисунок 1.1 – Теоретична конструкція покриття.

Для розрахунку теплотехнічних характеристик покриття розглянемо матеріали що представлені в Таблиці 1.4.

Таблиця 1.4 - Конструкція покриття та розрахункові коефіцієнти.

Характеристика шарів			Розрахункові коеф.	
№ шару	Матеріал	δ_i , м	λ_p Вт/(м*К)	S_1 Вт/(м ² *К)
1	Теплоізоляція – мінеральна вата 200 мм $\rho_0=100$ кг/м ³	0.1	0,042	0,53

Визначаємо термічний опір покрівлі на рівні 20.850.

Зробимо розрахунок згідно формули ДСТУ 9191:2022 та визначемо опір теплопередачі і-ї термічно однорідної частини конструкції, м²*К/Вт

$$R_{\Sigma} = \frac{1}{h_{si}} + \sum_{i=1}^l R_i + \frac{1}{h_{se}} = \frac{1}{h_{si}} + \sum_{i=1}^l \frac{d_i}{\lambda_{ip}} + \frac{1}{h_{se}}, \quad (1.4)$$

$h_{si} = 10 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^2 \cdot \text{К}}$; - коеф. тепловіддачі внутрішньої поверхні;

$h_{se} = 23 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^2 \cdot \text{К}}$; - коеф. тепловіддачі зовнішньої поверхні;

Отже: $R_{\Sigma} = 4,9$ (м²*К)/Вт

Приймаємо формулу 1 згідно ДСТУ 9191:2022 для визначення опору теплопередачі зовнішньої огорожувальної конструкції.

$$R_{\Sigma \text{пр}} = \frac{A_{\Sigma}}{\sum_i (A_i / R_{\Sigma i}) + \sum_m (l_m \cdot \Psi_m) + \sum_j (N_j \cdot \chi_j)}, \quad (1.3)$$

де, A_{Σ} - загальна площа огорожувальної конструкції, обчислена за внутрішнім виміром із додаванням площ укосів прорізів та відніманням площ прорізів, у проекті цей показник складе 4178 м²

A_i – площа і-ої термічно однорідної частини непрозорої конструкції, що не містить площі внутрішніх укосів прорізів та площі ділянок зовнішніх

огорожень будівлі, які контактують з іншими теплопровідними включеннями, у проекті цей показник складе 4178 м^2

R_{Σ} – опір теплопередачі термічно однорідної частини конструкції $\text{м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт}$, визначено вище та складає $2,52 (\text{м}^2 \cdot \text{К}) / \text{Вт}$

l_m – лінійний розмір (проекція) m-го лінійного теплопровідного включення в м, виходячи з загального периметру покрівлі та ветниляційних виходів складає $698,8 \text{ м}$.

Ψ_m – лінійний коефіцієнт теплопередачі m-го лінійного теплопровідного включення $\text{Вт} / (\text{м} \cdot \text{К})$, приймаємо згідно ДСТУ 9191:2022, Додатку Г, як для вузла примикання металевого несучого елементу каркаса $0,045 \text{ Вт} / (\text{м} \cdot \text{К})$;

χ_j – точковий коефіцієнт теплопередачі j-го точкового теплопровідного включення $\text{Вт} / \text{К}$, приймаємо згідно ДСТУ 9191:2022, Додатку Д, як для вузла улаштування пластикового дюбелю з пластиковим стрижнем для кріплення теплоізоляційного шару в фасадній системі з порядженням штукатурками $0,045$.

N_j – загальна кількість j-их точкових теплопровідних включень, що розташовані на загальній площі огорожувальної конструкції без урахування площ внутрішніх прорізів в шт, розраховуємо наступним чином на 1-ну сендвіч панель розміром $1,2 \times 6 = 7,2 \text{ м}^2$ кількість самосвердлувальних шурупів для монтажу сендвіч-панелей, приймаємо 4-и дюбеля, приймаємо загальну площу не прозорих огорожуючих конструкцій 4178 м^2 , тоді визначимо загальну кількість сендвіч-панелей $4178 / 7,2 = 580,3$ приймаємо 581 шт, визначаємо загальну кількість самосвердлувальних шурупів для монтажу сендвіч-панелей, $581 \cdot 4 = 2324 \text{ шт}$.

Визначаємо приведений опір теплопередачі зовнішньої огорожувальної конструкції.

$R_{\Sigma \text{пр}} = 2,34 \text{ м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт}$, відповідає мінімально допустимому значенню приведенного опору теплопередачі огорожувальної конструкції, який складає $2,1 \text{ м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт}$.

Висновок: покриття заданої конструкції задовольняє теплотехнічним вимогам.

1.5 Світлотехнічний розрахунок.

Ось перефразований та перерахований розрахунок із урахуванням сучасних нормативних документів:

Висота підвіконня прийнята на рівні 1,2 м. Віконні рами — металеві, з можливістю відкривання. Висота віконних отворів становить 2,4 м. Середньозважений коефіцієнт відбиття дорівнює 0,4.

Для міста Запоріжжя, що знаходиться в IV світловому поясі, коефіцієнт природного освітлення (КЕО) визначається за сучасною нормативною формулою.

Коефіцієнт запасу приймаємо:

$$K_z = 1,3.$$

Загальний коефіцієнт світлопропускання (τ_0) розраховується через множення окремих коефіцієнтів:

$$\tau_0 = \tau_1 \cdot \tau_2 \cdot \tau_3 \cdot \tau_4 \cdot \tau_5, \text{ де:}$$

$$\tau_1 = 0,8 \text{ — для світлопропускання склопакета;}$$

$$\tau_2 = 0,7 \text{ — для втрат через раму.}$$

Тоді:

$$\tau_0 = 0,8 \times 0,7 = 0,56$$

Визначення КЕО при бічному освітленні:

Для врахування висоти та співвідношення вікон і поверхні підлоги використовуємо наступні значення:

Висота приміщення:

$$h_1 = 6,4 \text{ м,}$$

отримана з формули:

$$h_1 = (1,2 - 0,8) + 6 = 6,4$$

Ширина приміщення (В):

$$B=18 \text{ м.}$$

Тоді:

$$B/h_1=18/7,6\approx 2,3$$

Освітленість (Е):

$$E/B=18/18=1$$

При односторонньому бічному освітленні:

Коефіцієнт світлової характеристики (e_n/B)

$$e_n/B=72/18=4$$

Приймаємо коефіцієнт для бічного освітлення:

$$\tau_1=1,8$$

Врахування світлової характеристики вікна:

$$e_n/B=4$$

$$B/h_1=2,3$$

Приймаємо світловий коефіцієнт (η_0):

$$\eta_0=7,5$$

Затінення відсутнє, оскільки немає протилежних будівель, тому:

$$K_{\text{затінення}}=1$$

Розрахунок площі вікон:

Загальна площа приміщення становить:

$$S_n=108 \text{ м}^2$$

Для ефективного освітлення приймаємо віконні отвори розміром:

Ширина: 4,5 м,

Висота: 2,4 м.

Площа одного вікна:

$$S_0=4,5\times 2,4=10,8\text{м}^2$$

1.6 Санітарно-технічне та інженерне встаткування.

У промисловій будівлі передбачено гаряче та холодне водопостачання. Система водопостачання підключається до існуючої міської господарсько-протипожежної мережі водопроводу. Для забезпечення необхідного тиску води в системі запроектовано насосну станцію.

Джерелом тепlopостачання служить індивідуальний тепловпункт, з якого забезпечується опалення будівлі. Розрахункова температура теплоносія в системі опалення становить 105...70 °С. Для гарячого водопостачання можуть використовуватися теплообмінники, підключені до тепловпункту.

Побутові стічні води відводяться до міських очисних споруд через внутрішню каналізаційну систему будівлі. Система відведення дощових вод передбачає встановлення водоприймальних лійок на даху, з'єднаних з вертикальними стояками, які розташовані поблизу колон каркаса будівлі та відводять воду до зливової каналізації.

Електропостачання будівлі організоване через розподільче обладнання, встановлене в електрощитовій. Джерелами освітлення у приміщеннях є світлодіодні або енергоефективні люмінесцентні світильники. Напруга освітлювальної мережі складає 380/220 В. Управління освітленням здійснюється через групові щити: централізовано для коридорів, сходових кліток і зон входу, та індивідуально – через вимикачі при вході до кожного приміщення. Також передбачено можливість централізованого відключення освітлення всієї будівлі.

Для зовнішнього освітлення території використовуються світильники із захистом від зовнішніх умов, забезпечуючи рівномірне освітлення для безпечної роботи на відкритих майданчиках та прилеглих територіях.

РОЗДІЛ 2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ

2.1 Розрахунок та конструювання сталеві кроквяної ферми

Проліт ферми $L = 29$ м, крок ферм $B = 6$ м. Покрівля холодна, складається з 3 шарів руберойду, асфальтобетонної стяжки товщиною 10мм, які укладаються по панелях типу «Сендвіч». Розрахунковий район за масою снігового покриву - III. Коефіцієнт надійності за призначенням $\gamma_n = 0,95$. Ферму потрібно запроектувати з поясами та ґратами з парних куточків. Матеріал конструкції - сталь марки С235 за ДСТУ 8539: 2015.

Збір навантажень на ферму від маси елементів покриття, несучих елементів покриття та снігу наведено у таблиця 2.1.

Таблиця 2.1 - Розрахункові навантаження на ферму

Вид навантаження	Елементи покриття	Нормативне навантаження, кН/м ²	Коефіцієнт надійності навантаження, γ_f	Розрахункове навантаження, кН/м ²
Постійна	Руберойд, 3 шари	0,15	1,3	0,195
	Стяжка асфальтобетонна $\delta = 10$ мм, $\gamma = 2200$	0,22	1,3	0,286
	Плита «Сендвіч»	1,6	1,1	1,76
	Зв'язки	0,05	1,05	0,06
	Ферми	0,3	1,05	0,315
		$q_n = 2,32$		$q = 2,616$
Тимчасова	Снігове навантаження $\mu = 1$ (при ухилі покрівлі $\alpha < 25^\circ$) $S_0 \times \mu = 1,2 \times 1 = 0,5$	$S_n = 1,2$	1,4	$S = 1,68$

Коефіцієнт надійності для снігового навантаження $\gamma_f = 1,4$ був прийнятий в залежності від відношення $q^n / S^n = 1,55 > 1$

Вузлові навантаження на ферму з урахуванням коефіцієнта надійності за призначенням споруди $\gamma_n = 0,95$ від постійного навантаження:

$$Q_1 = qB (d/2) \gamma_n = 2,616 * 6 * 1,806 / 2 * 0,95 = 16,81 \text{ кН}$$

$$Q_2 = qB d \gamma_n = 2,616 * 6 * 1,5025 * 0,95 = 27,97 \text{ кН}$$

Від снігового навантаження:

$$S_1 = SB (d/2) \gamma_n = 1,68 * 6 * 1,806 / 2 * 0,95 = 8,65 \text{ кН}$$

$$S_2 = SB d \gamma_n = 1,68 * 6 * 1,5025 * 0,95 = 14,38 \text{ кН}$$

Навантаження від кранів.

$$T = 2700 \text{ мм}, A = 1700 \text{ мм}, F_{\max} = 30 \text{ кН}, G_e = 9 \text{ кН}, G_K = 50 \text{ кН}.$$

Схема крана представлена на рисунок 2.1

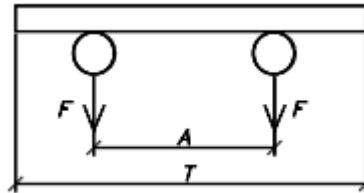


Рисунок 2.1 - Схема крана

Мінімальний тиск колеса крана

$$F_{\min.} = (Q + G_K) / n_k - F_{\max} = (30 + 50) / 2 - 30 = 10 \text{ кН, де}$$

Q - вантажопідйомність крана,

G_K - маса крана з візком,

n_k – кількість коліс з одного боку крана.

Розрахунковий тиск:

$$D_{\max} = n_n \gamma_f \gamma_n \sum_{n=1}^n F_{i \max} y_i + G_{n6} B \gamma_f \gamma_n =>$$

$$D_{\max} = 1 * 1,1 * 0,95 * 30 * (0,716 + 1 + 0,833 + 0,55) + 3,04 = 85,62 \text{ кН ,}$$

$$D_{\min} = n_n \gamma_f \gamma_n \sum_{n=1}^n F_{i \min} y_i + G_{n6} B \gamma_f \gamma_n =>$$

$$D_{\min} = 1 * 1,1 * 0,95 * 10 * (0,716 + 1 + 0,833 + 0,55) + 3,04 = 30,56 \text{ кН , де}$$

n_n - коефіцієнт об'єднання, для одного крана $n_n = 1$,

γ_f - коефіцієнт надійності по крановому навантаженню, $\gamma_f = 1,1$,

$F_{\max}$ - максимальний нормативний тиск колеса крана,

$\sum_{n=1}^n y_i$ - сума ординат ліній впливу,

G_{n6} - маса 1м підкранової балки,

B – крок рам.

Підрахуємо жорсткість елементів ферми:

для поясів

$$EA_f = E \frac{(q+s)BL^2}{8hR_y} = 2,1 \cdot 10^7 * \frac{(2,616+0,98) * 6 * 15,6^2}{8 * 2,25 * 24} * 10^{-4} = 30138,1 \text{ т}$$

для розкосів

$$EA_s = E \frac{(q+s)BL}{2 \sin \alpha R_y} = 2,1 \cdot 10^7 * \frac{(2,616+0,98) * 6 * 15,6}{2 * 0,696 * 24} * 10^{-4} = 5246,9 \text{ т}$$

$$EA_{s2} = 2,1 \cdot 10^7 * \frac{(2,616+0,98) * 6 * 15,6}{2 * 0,759 * 24} * 10^{-4} = 22908,2 \text{ т}$$

$$EA_{s3} = 2,1 \cdot 10^7 * \frac{(2,616+0,98) * 6 * 15,6}{2 * 0,799 * 24} * 10^{-4} = 21761,4 \text{ т}$$

$$EA_{s4} = 2,1 \cdot 10^7 * \frac{(2,616+0,98) * 6 * 15,6}{2 * 0,831 * 24} * 10^{-4} = 20923,4 \text{ т}$$

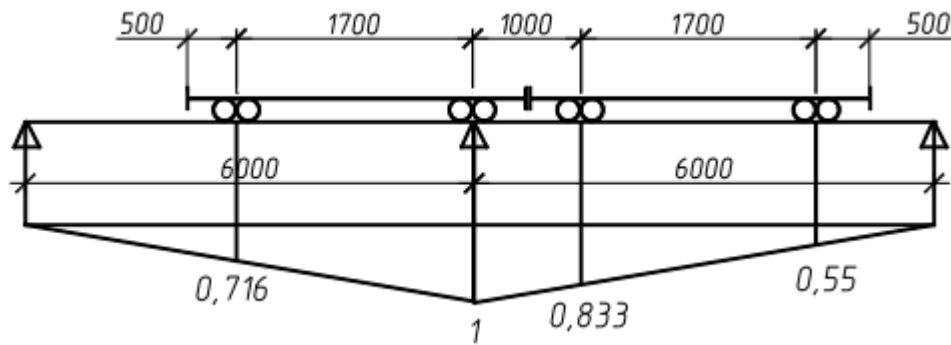


Рисунок 2.2 – Схема для розрахунку крана

$$EA_c = E \frac{(q+s)Bd}{R_y} = 2,1 \cdot 10^7 * \frac{(2,616+0,98) * 6 * 1,505}{24} * 10^{-4} = 3354,8 \text{ т}$$

Де E – модуль пружності сталі;

q, s - розрахункові значення постійного та снігового навантаження;

B - крок ферм;

L - проліт ферми;

h - Висота ферми в середині прольоту;

R_y - Розрахунковий опір сталі;

α – кут нахилу розкосів;

d - Панель верхнього пояса ферми.

Розрахунок ферми виконується за допомогою ПК "Lira".

Результати розрахунку зведено до таблиці 2.2

(0/ 1;ФЕРМА ДИПЛОМ 2/ 2; 1/
28; 0 1 0 0 0 1 1 0 0; /
33;M 1 CM 100 T 1 C 1 /
39;
1: ЗАГРУЖЕНИЕ 1 ; 2: ЗАГРУЖЕНИЕ 2 ; 3: ЗАГРУЖЕНИЕ 3 ; /)
(1/ 1 6 1 2 /1 6 2 3 /1 6 3 4 /1 6 4 5 /
1 6 5 6 /1 6 6 7 /1 6 7 8 /1 6 8 9 /
1 6 9 10 /1 6 10 11 /1 6 12 13 /1 6 13 14 /
1 6 14 15 /1 6 15 16 /1 6 16 17 /1 6 17 18 /
1 6 18 19 /1 6 19 20 /1 6 20 21 /1 6 21 22 /
1 11 1 12 /1 11 2 13 /1 11 3 14 /1 11 4 15 /
1 11 5 16 /1 11 6 17 /1 11 7 18 /1 11 8 19 /
1 11 9 20 /1 11 10 21 /1 11 11 22 /1 7 1 13 /
1 8 13 3 /1 9 3 15 /1 9 15 5 /1 10 5 17 /
1 10 17 7 /1 9 7 19 /1 9 19 9 /1 8 9 21 / 1 7 21 11 /)
(3/ 6 3.014E+004 / 7 5.246E+004 / 8 2.291E+004 / 9 2.176E+004 / 10 2.092E+004 / 11 3.355E+003 /)
(4/ 0.00000 0.00000 0.00000 /1.80000 0.00000 0.00000 /3.30000 0.00000 0.00000 /4.80000 0.00000 0.00000 /
6.30000 0.00000 0.00000 /7.80000 0.00000 0.00000 /9.30000 0.00000 0.00000 /10.80000 0.00000 0.00000 /
12.30000 0.00000 0.00000 /13.80000 0.00000 0.00000 /15.60000 0.00000 0.00000 /0.00000 0.00000 1.60000 /
1.80000 0.00000 1.74940 /3.30000 0.00000 1.87390 /4.80000 0.00000 1.99840 /6.30000 0.00000 2.12290 /
7.80000 0.00000 2.25000 /9.30000 0.00000 2.12290 /10.80000 0.00000 1.99840 /12.30000 0.00000 1.87390 /
13.80000 0.00000 1.74940 /15.60000 0.00000 1.60000 /)
(5/ 1 1 3 / 11 3 /)
(6/ 2 0 3 1 3 /10 0 3 2 3 /12 0 3 3 1 /12 0 3 4 2 / 13 0 3 5 1 /13 0 3 6 2 /14 0 3 5 1 /14 0 3 6 2 /
15 0 3 5 1 /15 0 3 6 2 /16 0 3 5 1 /16 0 3 6 2 / 17 0 3 5 1 /17 0 3 6 2 /18 0 3 5 1 /18 0 3 6 2 /
19 0 3 5 1 /19 0 3 6 2 /20 0 3 5 1 /20 0 3 6 2 / 21 0 3 5 1 /21 0 3 6 2 /22 0 3 3 1 /22 0 3 4 2 /)
(7 / 1 8.562 0 / 2 3.056 0 / 3 1.681 0 / 4 0.504 0 / 5 2.797 0 / 6 0.839 0 /)


```

6 N -1.68100 -1.68100 -2.79700 -2.79700
6 2 - ЗАГРУЖЕНИЕ 2
6 N -0.50400 -0.50400 -1.03900 -1.03900
6 3 - ЗАГРУЖЕНИЕ 3
6 N 7.46200 7.46200
6 -----
6 1_ 25-1 25-2 26-1 26-2 27-1 27-2 28-1 28-2
6 5 5 6 6 7 7 8 8
6 16 16 17 17 18 18 19 19
6 -----
6 1 - ЗАГРУЖЕНИЕ 1
6 N -2.84119 -2.84119 -2.84119 -2.84119
6 2 - ЗАГРУЖЕНИЕ 2
6 N -0.85225 -0.85225 -1.73225 -1.73225
6 3 - ЗАГРУЖЕНИЕ 3
6 N -0.60931 -0.60931 -0.00775 -0.00775
6 -----
6 1_ 29-1 29-2 30-1 30-2 31-1 31-2 32-1 32-2
6 9 9 10 10 11 11 1 1
6 20 20 21 21 22 22 13 13
6 -----
6 1 - ЗАГРУЖЕНИЕ 1
6 N -2.79700 -2.79700 -1.68100 -1.68100 -18.059 -18.059
6 2 - ЗАГРУЖЕНИЕ 2
6 N -1.03900 -1.03900 -0.50400 -0.50400 -5.4171 -5.4171
6 3 - ЗАГРУЖЕНИЕ 3
6 N 3.05600 3.05600 -13.773 -13.773
6 -----
6 1_ 33-1 33-2 34-1 34-2 35-1 35-2 36-1 36-2
6 13 13 3 3 15 15 5 5
6 3 3 15 15 5 5 17 17
6 -----
6 1 - ЗАГРУЖЕНИЕ 1
6 N 10.7167 10.7167 -9.57519 -9.57519 4.80008 4.80008 0.9154 0.9154
6 2 - ЗАГРУЖЕНИЕ 2
6 N 3.21465 3.21465 -2.00231 -2.00231 0.77993 0.77993 0.2746 0.2746
6 3 - ЗАГРУЖЕНИЕ 3
6 N -1.21374 -1.21374 1.53177 1.53177 -1.35211 -1.35211 1.2508 1.2508
6 -----
6 1_ 37-1 37-2 38-1 38-2 39-1 39-2 40-1 40-2
6 17 17 7 7 19 19 9 9
6 7 7 19 19 9 9 21 21
6 -----
6 1 - ЗАГРУЖЕНИЕ 1
6 N 0.91547 0.91547 4.80008 4.80008 -9.57519 -9.57519 10.716 10.716
6 2 - ЗАГРУЖЕНИЕ 2
6 N 0.27461 0.27461 0.77993 0.77993 -2.00231 -2.00231 3.2146 3.21465
6 3 - ЗАГРУЖЕНИЕ 3
6 N -0.30766 -0.30766 0.32978 0.32978 -0.37361 -0.37361 0.3936 0.39360
6 -----
6 1_ 41-1 41-2
6 21 21
6 11 11
6 -----
6 1 - ЗАГРУЖЕНИЕ 1
6 N -18.0592 -18.0592
6 2 - ЗАГРУЖЕНИЕ 2
6 N -5.41713 -5.41713
6 3 - ЗАГРУЖЕНИЕ 3
6 N -5.29633 -5.29633
6 -----

```

Таблиця 2.2 – Зусилля в стержнях ферми

Елементи ферми	Позначення стрижнів	Зусилля			
		від постійного навантаження	від снігового навантаження	від кранового навантаження	сумарне
Верхній пояс	11	0	0	0	0
	12	-199	-59	-88	-346
	13	-199	-59	-88	-346
	14	-255	-76	-98	-429
	15	-255	-76	-98	-429
Нижній пояс	1	129	38	111	278
	2	129	38	111	278
	3	239	71	83	393
	4	239	71	83	393
	5	249	74	91	414
Розкоси	32	-180	-54	-137	-371
	33	107	32	12	151
	34	-95	-20	15	-100
	35	48	7	-13	42
	36	9	2	12.5	-23.5
Стійки	21	16	5	0	0
	22	0	0	74	74
	23	27	10	0	-37
	24	0	0	0	0
	25	28	8	6	42
	26	0	0	0	0

Підбираємо переріз елементів ферми. Стислі елементи ферми підбираємо з умови їхньої стійкості за формулою:

$$A = \frac{N}{\phi R_y \gamma_c} = \frac{429}{0,6 * 24 * 0,95} = 31,35 \text{ см}^2;$$

Приймаємо тавр 10 ШТ $A = 34,4 \text{ см}^2$, де

N - зусилля в елементі,

R_y - розрахунковий опір сталі,

γ_c - коефіцієнт умов роботи,

φ - коефіцієнт поздовжнього вигину, приймаємо $\varphi = 0,6..0,8$ - для поясів, $\varphi = 0,5..0,7$ - для стрижнів ґрат.

Розрахункові довжини:

у площині ферми $l_{efx} = 150,5$ см,

із площини ферми $l_{efy} = 150,5$ см.

Гнучкість:

$$\lambda_x = \frac{l_{efx}}{i_x} = \frac{150,5}{3,39} = 44,4 < 120$$

$$\lambda_y = \frac{l_{efy}}{i_y} = \frac{150,5}{4,87} = 30,9 < 120,$$

де i_x, i_y - радіуси інерції прийнятого перерізу.

За більшою зі знайдених гнучкостей визначаємо коефіцієнт поздовжнього вигину $\varphi_{\min} = 0,87$

Напругу в прийнятому перерізі перевіряємо за формулою:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A} \leq R_y \gamma_c$$

$$\sigma = \frac{429}{0,87 * 34,4} \leq 24 * 0,95$$

$14,334 < 22,8$ умова виконується.

Розтягнуті елементи ферм підбираємо з умови їхньої міцності по формулі:

$$A = \frac{N}{R_y \gamma_c} = \frac{414}{24 * 0,95} = 27,8 \text{ см}^2.$$

Розрахункові довжини:

у площині ферми $l_{efx} = 150$ см,

із площини ферми $l_{efy} = 900$ см.

Гнучкості:

$$\lambda_x = \frac{l_{efx}}{i_x} = \frac{150}{2,76} = 54,3 < 400$$

$$\lambda_y = \frac{l_{efy}}{i_y} = \frac{900}{4,15} = 216,8 < 400,$$

Напругу в прийнятому перерізі перевіряємо за формулою:

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq R_y \gamma_c$$

$$\sigma = \frac{414}{27,8} \leq 24 * 0,95$$

Аналогічно підбираємо перерізи для всіх елементів ферми.

Результати розрахунку зведені у таблиця 2.3.

Таблиця 2.3 – Підбір перерізів стрижнів ферми

Відпр. марка	Збір карк	К-во		Перетин	Довжин а	Маса 6 кг			Примітка
		т	н			шт.	заг.	о.м.	
ФСІа	1	1		⊥ 11,5 ШТІ	11380	197,5	197,5	650	С235
	2	1		⊥ 10 ШТІ	11770	171,8	171,8		С235
	3	1	1	L 50 x 5	1800	6,8	13,6		С235
	4	1	1	L 80 x 6	2000	29,2	58,8		С235
	5	1	1	L 50 x 5	2120	15,6	31,2		С235
	6	1	1	L 80 x 6	2120	30,3	60,6		С235
	7	1	1	L 56 x 5	3050	13	26		С235
	8	1	1	L 56 x 5	3150	13,0	26,8		С235
	9	1		- 210 x 20	260	8,6	8,6		С235
	10	1		- 150 x 10	175	2,1	2,1		С235
	11	3		L 100 x 7	150	1,6	2,8		С235
	12	2	2	- 80 x 10	500	3,2	12,8		С235
	13	1		- 200 x 20	390	12	12		С235
	12	1		- 200 x 10	130	2	2		С235
	15	1		- 200 x 10	90	1,2	1,2		С235
	16	1		- 180 x 10	50	0,6	0,6		С235
	17	4		- 120 x 10	60	0,5	2		С235
	18	4		- 100 x 10	60	0,2	1,6		С235
	19	4		- 100 x 10	50	0,2	1,6		С235

20	1		- 70 x 10	250	1,8	1,8	C235
21	1		- 120 x 10	510	2,8	2,8	C235
22	1		- 120 x 10	170	1,6	1,6	C235
			1% на сірні шви			6,2	

Опорна реакція ферми від постійного та снігового навантаження

$$V = (q + S) BL \gamma_n / 2 = (3,266 + 0,7) * 6 * 36 * 0,95 / 2 = 407 \text{ кН},$$

Площа опорного ребра ферми

$$A_0 = \frac{V}{R_p \gamma_c} = \frac{407}{35,5} = 11,4 \text{ см}^2$$

Прийmemo ребро перетином 200×20 мм.

Визначимо катет кутових швів, які прикріплюють фасонку до опорного ребра.

$$l_w = 480 - 20 = 450 \text{ мм},$$

$$k_f = \frac{v}{2\beta_f l_w R_{wf} \gamma_{wf}} = \frac{407}{2 * 0,7 * 49 * 18} = 0,3 \text{ мм}$$

приймаємо мінімальний катет $k_f = 7 \text{ мм}$.

Перевіримо міцність кутових швів, що прикріплюють нижній пояс до фасонки.

$l_w = 150 \text{ мм}$, , зусилля в поясі $N = 278 \text{ кН}$, катети швів $k_{f,b} = 7 \text{ мм}$, $k_{f,p} = 5 \text{ мм}$.

Міцність шва у обушка:

$$\tau_b = \frac{0,7 * 278}{2 * 0,7 * 0,7 * 15} = 13,2 \text{ кН/см}^2 < R_{wf} \gamma_{wf} = 18 \text{ кН/см}^2$$

Міцність шва у пера:

$$\tau_b = \frac{0,3 * 278}{2 * 0,7 * 0,5 * 15} = 7,9 \text{ кН/см}^2 < R_{wf} \gamma_{wf} = 18 \text{ кН/см}^2$$

Зусилля у монтажному стику $N_6 = -429 \text{ кН}$. Прийmemo переріз

накладки

$$b_a * t_a = 100 * 10 \text{ мм.}$$

Міцність стику:

$$\sigma = \frac{1,2 N_b}{2b_a t_a + 2b_b t_b} = \frac{1,2 * 429}{2 * 10 * 1 + 2 * 20 * 1} = 8,58 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 24 \text{ кН/см}^2$$

Тоді зусилля, що сприймається горизонтальними накладками:

$$N_a = 2b_a t_a \sigma = 2 * 10 * 1 * 8,58 = 171,6 \text{ кН.}$$

Сумарна довжина швів, що прикріплюють одну накладку до пояса ферми:

$$l_{u1} = \frac{N_a}{\beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf}} = \frac{171,6}{2 * 0,7 * 1 * 18} + 4 = 11 \text{ см}$$

Кутові шви Ш2 розраховуються на велику з величин:

$$N_f = 1,2 N_b - N_a = 1,2 * 429 - 171,6 = 343,2 \text{ кН,}$$

$$N_f = 1,2 N_b / 2 = 1,2 * 429 / 2 = 257,4 \text{ кН.}$$

Необхідна довжина швів у обушка при $k_{f,b} = 10 \text{ мм}$:

$$l_{u2b} = \frac{N_b}{\beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf}} = \frac{0,7 * 343,2}{2 * 0,7 * 1 * 18} = 10 \text{ см}$$

Необхідна довжина швів у пера при $k_{f,b} = 5 \text{ мм}$:

$$l_{u2p} = \frac{0,3 * 343,2}{2 * 0,7 * 0,5 * 18} = 8 \text{ см}$$

Призначимо параметри накладки Б: $t_b = 10 \text{ мм}$, $b_b = 180 \text{ мм}$, висоту накладки h_b визначимо з умови міцності кутових швів, що прикріплюють накладку до фасонки

$$h_b = \frac{N_f}{2\beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf}} + 1 = \frac{343,2}{2 * 0,7 * 1 * 18} + 1 = 11 \text{ см}$$

З конструктивних міркувань призначимо $h_6 = 250 \text{ мм}$

2.2 Розрахунок та конструювання сталевій кроквяної ферми

Колона виконана із сталі С235. Коефіцієнт умов роботи

$\gamma_c = 1,1$. Повна висота колони 13,95 м. Висота перерізу колони – 120 см.

розрахунковий опір сталі $R_y = 230 \text{ МПа}$, $R_u = 350 \text{ МПа}$.

Розрахункові довжини колони в площині та з площини рами:

$$L_{efx} = 2 \times L = 2 \times 13,95 = 27,9 \text{ м},$$

$$L_{efy} = L = 13,95 \text{ м}.$$

Для підбору перерізу колони вибираємо з таблиці комбінації зусиль:

$$N_{\max} = 2340 \text{ кН}, M_{\text{соотв}} = 1015 \text{ кНм}.$$

$$M_{\max} = 1015 \text{ кНм}, N_{\text{соотв}} = 2340 \text{ кН}.$$

Перевіряємо прийняту площу перерізу колони

$$A_{mp} = \frac{N}{R_y} \left(1,25 + 2,2 \frac{e_x}{h_2} \right) = \frac{2340}{23} \left(1,25 + 2,21 \frac{433}{120} \right) = 252,3 < 260,8 \text{ см}^2$$

де

$$e_x = M / N = 1015 / 2340 = 0,433 \text{ м} - \text{абсолютний ексцентриситет}.$$

Ухвалений перетин задовольняє вимогам.

Характеристики перерізу колони знайдені за допомогою програми «Інженерний калькулятор»

Рисунок 2.31 – Вихідні дані для розрахунку колони

Перевірка стійкості колони у площині дії моменту:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_e A} \leq R_y \gamma_c$$

де $\varphi_y = 0,957$ - коефіцієнт визначається залежно від умовної гнучкості

$\overline{\lambda}_x$ та наведеного відносного ексцентриситету m_{ef} .

Умовна гнучкість у площині рами

$$\overline{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{R_y / E}$$

де $\lambda_x = L_{efx} / i_x = 572 / 49,4402 = 23,13 < 120$ - гнучкість стрижня,

$$m_{ef} = m_x \eta$$

де η – коефіцієнт впливу форми перерізу

$$m_x = e_x * A / W_x = 1,55 * 260,8 / 10624,7 = 0,038$$

$$\overline{\lambda}_x > 5, m_x < 5, A_f / A_w = 72 / 116,8 = 0,61$$

Отже:

$$\eta = (1,75 - 0,1m_x) - 0,02(5 - m_x)\bar{\lambda}_x = (1,75 - 0,1 * 0,038) - 0,02 * (5 - 0,038) * 0,765 = 1,67$$

$$m_{ef} = 0,038 * 1,67 = 0,063$$

$$\sigma = \frac{2340}{0,957 * 260,8} = 9,37 < 25,3 \text{ кН/см}^2,$$

умова виконується.

Перевірка стійкості із площини дії моменту:

$$\sigma = \frac{N}{c\varphi_y A} \leq R_y \gamma_c$$

де $\varphi_y = 0,94$ - коефіцієнт поздовжнього вигину при центральному стиску

$$\lambda_y = L_{efy} / i_y = 286 / 9,6546 = 29,62 < 120,$$

c - коефіцієнт, що залежить від значення відносного ексцентриситету

$$m_x = (M / N) * (A / W_x) = (1015 / 2340) * (260,8 / 10624,7) = 0,038 <$$

5,

$$c = \beta / (1 + \alpha_{mx}) = 1 / (1 + 0,7 * 0,038) = 0,974 \text{ де}$$

α, β - коефіцієнти, що визначаються в залежності від значень m_x, λ_y ,

$$\lambda_c = 3,14\sqrt{E/R_y} = 3,14\sqrt{2,1 * 10^5 / 230} = 94,8 \Rightarrow \beta = 1,$$

$$m_x < 1 \Rightarrow \alpha = 0,7.$$

$$\sigma = \frac{2340}{0,974 * 0,94 * 260,8} = 12,42 \leq R_y \gamma_c = 25,3 \text{ кН/см}^2,$$

умова виконується.

Перевірка місцевої стійкості колони:

Місцева стійкість поясів колони буде забезпечена, якщо відношення звису b_{ef} до товщини пояса t_f задовольняє умові:

$$b_{ef} / t_f \leq (0,36 + 0,1\bar{\lambda}_x) \sqrt{E / R_y}$$

$$217 / 16 < (0,36 + 0,1 * 0,765) \sqrt{2,1 * 10^5 / 230}$$

13,1 < 13,18 умова виконується.

Місцева стійкість стінки залежить від умовної гнучкості $\overline{\lambda}_x$ і параметра $\alpha = (\sigma_x - \sigma_{x1}) / \sigma_x$,

σ_x - найбільша стискаюча напружка у розрахунковій грані стінки:

$$\sigma_x = \frac{N}{A} - \frac{Mh_w}{2I_x} = \frac{2966,3}{260,8} - \frac{4597,8 * 116,8}{2 * 637483} = 10,95 \text{ кН/см}^2$$

$$\alpha = \frac{11,79 - 10,95}{11,79} = 0,07 < 0,5,$$

$$\overline{\lambda}_x = 0,765 < 0,8,$$

отже, стійкість стіни буде забезпечена за умови:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq \sqrt{\frac{E}{R_y}},$$

$$\frac{1168}{10} \leq \sqrt{\frac{2 * 10^5}{230}},$$

$$116,8 < 20,4,$$

Умови не дотримуються, отже, стінку необхідно зміцнити ребрами жорсткості у вигляді листа 1168 x 80 x 6 з кроком 1200 мм.

Оскільки наведений ексцентриситет $m_{ef} < 20$ перевірку міцності суцільного перерізу колони робити не потрібно.

2.3 Розрахунок та конструювання бази колони

База суцільної позакентрово-стиснутої колони

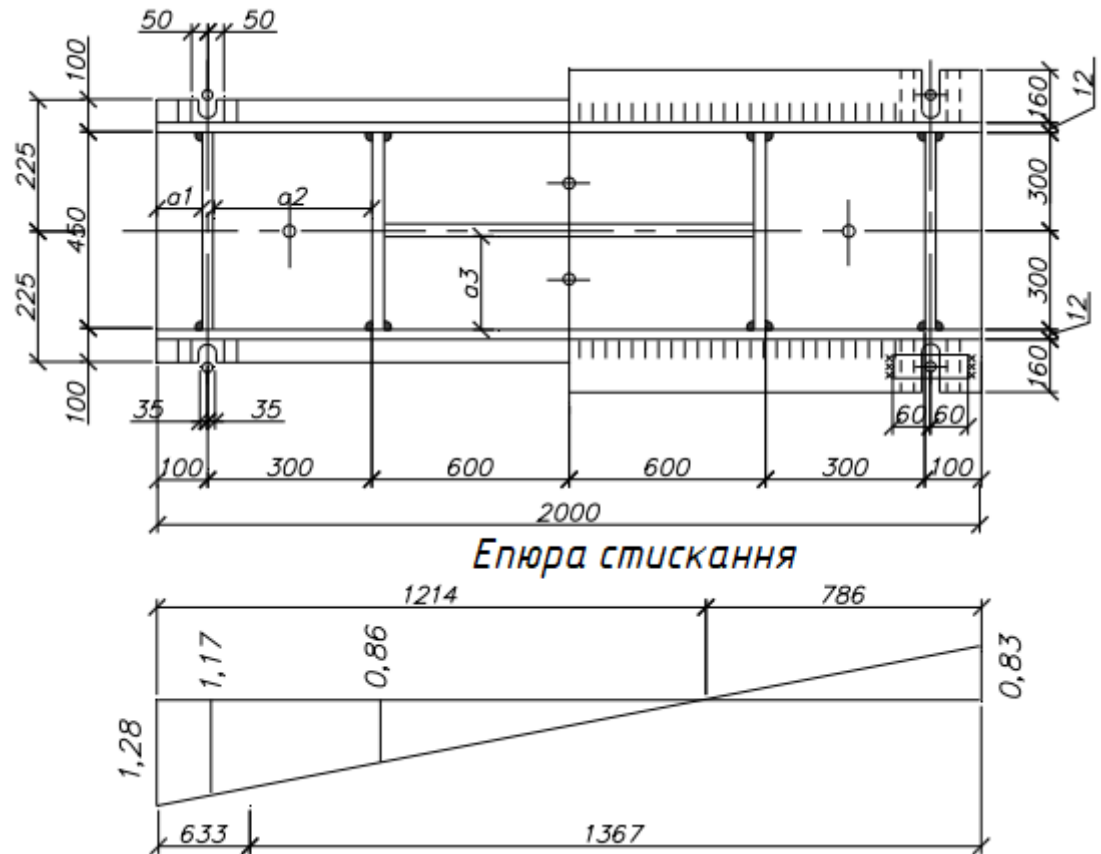


Рисунок 2.4 - Схема колони

Фундамент виконаний із бетону класу С10/15.

Ширина опорної плити

$$B_{pl} = b_1 + 2 \times (t_{tr} + c),$$

де t_{tr} - Товщина траверси,

c - величина консольного звису

$$B_{pl} = 450 + 2 (12 + 88) = 650 \text{ мм.}$$

Розрахунковий опір бетону фундаменту зім'яттю

$$R_{b,loc} = \xi R_b = 1,2 * 0,6 = 0,72 \text{ кН/ см}^2.$$

Довжину опорної плити знайдемо за формулою

$$N = 2340 \text{ кН}, M = 1015 \text{ кНм}$$

$$L = \frac{N}{2BRb} + \sqrt{\frac{N}{(2BRb)^2} + 6M / BRb}$$

$$L = \frac{2340}{2 * 65 * 0,72} + \sqrt{\frac{2340}{(2 * 65 * 0,72)^2} + \frac{6 * 1015 * 10^2}{65 * 0,72}} = 42,3 + 158,8 = 201,1 \text{ см}$$

Приймаємо $L = 200 \text{ см}$.

Обчислюємо крайові напруги в бетоні:

$$\sigma_{\max} = N/BL + 6 M/BL^2 = 2340/65 * 200 + 6 * 101500 / 65 * 200^2 = 1,28 \text{ кН/см}^2.$$

$$\sigma_{\max} = N/BL - 6 M/BL^2 = 2340 / 65 * 200 - 6 * 101500 / 65 * 200^2 = - 0,83 \text{ кН/см}^2.$$

Проміжні значення напруги

$$\sigma_2 = 1,17 \text{ кН},$$

$$\sigma_3 = 0,86 \text{ кН}.$$

Ділянка 1. Плита на цій ділянці працює на вигин як консольний елемент, оскільки співвідношення сторін $b / a_1 = 460/95 = 4,8 > 2$.

$$\text{Згинальний момент } M_1 = \sigma_{\max} a^2/2 = 0,23 * 9,5^2/2 = 10,3 \text{ кНсм}.$$

Ділянка 2. Плита спирається на дві сторони. Відношення сторін: $b / a_2 = 460/295 = 1,5 < 2$, коефіцієнт $\alpha_2 = 0,05$

$$M_2 = \alpha_2 \sigma_2 a_2^2 = 0,05 * 1,17 * 29,5^2 = 50,9 \text{ кНсм}.$$

Ділянка 3. Плита спирається на 3 сторони. Відношення сторін:

$$a_3 / b_3 = 220 / 300 = 0,73. \text{ Коефіцієнт } \alpha_3 = 0,091.$$

$$\text{Згинальний момент } M_3 = \alpha_3 \sigma_3 a_3^2 = 0,091 * 0,86 * 22^2 = 37,8 \text{ кНсм}.$$

Товщину опорної плити визначаємо за найбільшим моментом

$$M_2 = 50,9 \text{ кНсм}$$

$$t_{pl} = \sqrt{6M_2 / R_y} = \sqrt{6 * 50,9 / 23} = 29,8 \text{ см}. \text{ Приймаємо } t_{pl} = 30 \text{ см}.$$

Розрахуємо висоти траверси.

Призначаємо висоту траверси $h_{cp} = 538$ мм, товщину $t_{cp} = 12$ мм, товщина зварних швів $k_f = t_f = 12$ мм. Перевіряємо дотримання умови міцності швів:

$$\sigma = \sqrt{\sigma_w^2 + \tau_w^2} \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c$$

Послідовно визначаємо:

Нормальна напруга у швах

$$\sigma_w = M_{cp} / W_w = 48128 / 650,5 = 8,4 \text{ кН/см}^2, \text{ де}$$

$$M_{cp} = \sigma_{\max} B l_{cp}^2 / 2 = 1,28 * 23,5 * 40^2 = 48128 \text{ кНсм},$$

$$W_w = 2 \beta_f k_f (h_{cp} - 1)^2 / 6 = 2 * 0,7 * 1(53,8 - 1)^2 / 6 = 650,5 \text{ см}^3;$$

Дотичні напруги у швах

$$\tau_w = Q_{cp} / A_w = 1203,2 / 73,9 = 16,2 \text{ кН/см}^2, \text{ де}$$

$$Q_{cp} = \sigma_{\max} B l_{cp} = 1,28 * 23,5 * 40 = 1203,2 \text{ кН},$$

$$A_w = 2 \beta_f k_f (h_{cp} - 1) = 2 * 0,7 * 1(53,8 - 1) = 73,9 \text{ см}^2;$$

Наведені напруги у швах:

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_w^2 + \tau_w^2} = \sqrt{8,4^2 + 16,2^2} = 17,5 < R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c = 18 \text{ кН/см}^2.$$

Перевіряємо міцність траверси, що працює на вигин

$$\sigma = (M_{cp} / W_{cp}) \leq R_y \gamma_c$$

$$W_{cp} = t_{cp} h_{cp}^2 / 6 = 1,2 * 53,8^2 / 6 = 579 \text{ см}^3,$$

$$\sigma = 48128 / 579 = 8,31 < R_y \gamma_c = 23 \text{ кН/см}^2.$$

Розрахуємо анкерні болти.

Розрахункові зусилля:

$$N = 2250,2 \text{ кН}, M = 973,25 \text{ кНм}.$$

Визначаємо напругу під опорною плитою:

$$\sigma_{\max} = N / BL + 6 M / BL^2 = 2250,2 / 65 * 200 + 6 * 973,25 / 65 * 200^2 = 2,8 \text{ кН/см}^2.$$

$$\sigma_{\max} = N/BL - 6 M/BL^2 = 2250,2 / 65 * 200 - 6 * 972\,350 / 65 * 200^2 = -0,7 \text{ кН/см}^2.$$

Відстань:

$$d_1 = \frac{\sigma_{\max} * L}{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}} = \frac{2,8 * 200}{2,8 + 0,7} = 160 \text{ см.},$$

$$d_2 = L - d_1 = 200 - 160 = 40 \text{ см.}$$

Положення центру важкості

$$S_1 = d_1 / 3 = 53,3 \text{ см.}$$

$$\text{Відстань } S_2 = L_2 / 2 - S_1 = 200/2 - 53,3 = 46,7 \text{ см,}$$

Зусилля в анкерних болтах

$$F = (M - N * S_2) / y = (97325 - 2250,2 * 46,7) / 136,7 = 349,7 \text{ кН.}$$

$$Y = S_2 + h_k / 2 + m = 46,7 + 120/2 + 30 = 136,7 \text{ см,}$$

де m – відстань від грані колони до осі болтів.

Площа поверхні перерізу нетто одного анкерного болта:

$$A_n = F / n R_{ba} = 349,7 / 2 * 14,5 = 8,01 \text{ см}^2.$$

$R_{ba} = 14,5 \text{ кН/см}^2$ – розрахунковий опір розтягуванню анкерних болтів.

n - число анкерних болтів у розтягнутій зоні приймаємо $n = 2$.

Проектуємо болти діаметром 36 мм. $A_n = 16,32 \text{ см}^2$.

Розрахуємо плити під анкерні болти.

Плита працює на вигин як вільно лежача на ребрах траверси балка, навантажена зосередженою силою від анкерного болта ($N = 349,7/2 = 174,8 \text{ кН}$). Приймаємо просвіт між ребрами рівним $b_0 = 100 \text{ мм}$. Тоді згинальний момент:

$$M = Nb_0 / 4 = 174,8 * 10 / 4 = 437 \text{ кН см,}$$

Необхідний момент опору:

$$W_d = M / R_y \gamma_c = 437/23 = 20,5 \text{ см}^3.$$

Призначаємо переріз анкерної плитки розміром 160x50 мм. З отвором для болта діаметром 40 мм. Момент опору нетто плити:

$$W_n = bt^2 / 6 = (16 - 4) * 4^2 / 6 = 32 \text{ см}^2 .$$

Напруга в плитці за ослабленим перерізом становить:

$$\sigma = M / W_n = 437/32 = 13,6 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 23 \text{ кН/см}^2 .$$

2.4 Розрахунок основ та фундаментів

1. Розташування – м. Запоріжжя

2 . Відомості про наявність водоносного горизонту - підземні води залягають на глибині ~ 5.5 м від поверхні (відм. ~ 38.5 м)

2 . Підземні води сильноагресивні до бетонів марки W 4 за водонепроникністю на цементах за ДСТУ Б В.2.7-46:2010, неагресивні до арматури залізобетонних конструкцій при постійному зануренні, середньоагресивні при періодичному змочуванні; середньоагресивні до металевих конструкцій

Таблиця 2.4-Інженерно-геологічний розріз

№	Літологічне опис ґрунтів	Глибина залягання підшви шару, м	Потужність шару, м	Ур.грунтових вод, м
I	Насипні ґрунти - суглинки с-рі в суміші з будівельним му-срам	1.5-2.0	1.5-2.0	5.5
II	Суглинки лісові жовто-бурі, тверді, карбонатні	5.5	3.5-4.0	
III	Суглинки лісові жовто-бурі, м'якопластичні, карбонатні	7.0	1.5	
IV	Суглинки лісові жовто-бурі, напівтверді, карбонатні	гол. 11.0	>4.0	

Таблиця 2.5- Середні значення показників ґрунтів

№ ІДЕ	Щільність твердих частинок ґрунту, кН/м ³	Щільність природ. ґрунту, кН/м ³	Пори- стость, дол.	Коефіцієн- т пористості, дол.	Кут внут- рен. тертя , град.	Питоме зчеплення, МПа	Модуль деформації естес. водон., МПа	Початкови й просадкови й тиск, МПа	Відносна просадність ґрунту при Р, МПа	
									0.10	0.20
II	17.00	14.60	0.48	0.92	20	0.016	5.6	0.045	0.032	0.044
	19.00						2.1			
III	19.52	15.50	0.43	0.73	18	0.014	5.7	-	-	-
IV	19.63	16.30	0.39	0.63	16	0.029	8.9	'	-	-

Визначаємо тип ґрунтових умов щодо просідання $S_{np} = \sum \varepsilon \cdot h_i$, де ε - відносна просадність, h_i - потужність шару.

$S_{np} = 1,5 \cdot (0,032) = 0,048 < 0,05$ м, отже основа відноситься до І типу за просідком. Необхідне покращення основи.

Для попереднього вибору глибини закладення фундаменту необхідно враховувати:

Розрахункову глибину сезонного промерзання.

Нормативне значення глибини закладання підшви фундаменту з урахуванням сезонного промерзання визначаємо за формулою

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t} = 0,23 \cdot \sqrt{11,4} = 0,776 \text{ м, де}$$

$d_0 = 0,23$ м - для суглинків, [7]

$M_t = 11,4$ – безрозмірний коефіцієнт дорівнює сумі абсолютних середньомісячних негативних температур за зиму у цьому районі.

Розрахункове значення глибини сезонного промерзання визначається за формулою

$$d_f = k_h \cdot d_{fn} = 1,1 \cdot 0,776 = 0,853 \text{ м, де}$$

$k_h = 1,1$ - коефіцієнт, що враховує вплив теплового режиму споруди та прийнятий як для зовнішніх і внутрішніх фундаментів споруд, що не опалюються.

За наявності насипного або рослинного шару підшва фундаменту заглиблюється на 15...50 см нижче межі насипного або рослинного шару.

Таким чином з урахуванням вищезазначених вимог 2:

$$0,9 + 0,15 = 1,05 \text{ м, приймаємо глибину закладення фундаменту } 1,05 \text{ м.}$$

Фундамент запроектований із бетону класу C12/15; коефіцієнт умов роботи $\gamma_{b2} = 1,1$ ($R_b = 8,5$ МПа, $R_{bt} = 0,76$ МПа). Арматура сіток фундаменту зі стрижнів класу A240C ($R_s = 280$ МПа). Під підшвою фундаменту передбачена підбетонка завтовшки 100 мм з бетону класу B5, захисний шар бетону 3,5 см.

Розрахункове зусилля $N = 950$ кН передається колоною фундаменту.

Розрахунок ведемо за навантаженням шляхом послідовних наближень. Для визначення розмірів підшви фундаменту розрахунковий опір основи $R_0 = 200$ кПа.

Попередньо визначаємо розмір сторони підшви фундаменту, виходячи з його роботи на центральне завантаження максимальною поздовжньою силою

$$b = \sqrt{\frac{N_f}{R_0 - \gamma_m d_1}} = \sqrt{\frac{950}{200 - 20 * 1,05}} = 2,3 \text{ м, де}$$

$\gamma_m = 20$ кН/м³ – середня питома вага фундаменту та ґрунту на його уступах.

$$\text{Задаємося } a = b = 2,4 \text{ м}$$

Площа фундаменту

$$A = ab = 2,4 * 2,4 = 5,76 \text{ м}^2.$$

- Розміри підшви для стовпчастого фундаменту 240 смх 240 см з тиском під підшовою $950 \text{ кН} / 240 \text{ см} * 240 \text{ см} = 0,73 \text{ кг/см}^2$;

Основа під підшовою фундаментів – суглинки лесові жовто-бурі тверді, карбонатні.

$$\varphi = 25^\circ,$$

$z_{II} = 0,035$ МПа - розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що залягає безпосередньо під підшовою фундаменту,

$\gamma_{II} = 17,0$ кН/м³ - значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче підшви фундаменту,

$$\gamma_{II}' = 16,0 \text{ кН/м}^3, 0,25 < I_L < 0,5$$

$$\text{Співвідношення } L / H = 30 \text{ м} / 6,6 \text{ м} = 4,54$$

$$b = 0, \text{ т.к. підвалу немає}$$

$$k_z = 1 \text{ при } b < 10 \text{ м}$$

$$\gamma_{zI} = 1,2 - \text{для суглинків}$$

$$\gamma_{zII} = 1,0 - \text{для будівель з гнучкою конструктивною схемою, [6, табл. 3]}$$

$$M_v = 0,78, M_q = 4,11, M_c = 6,67$$

$$d_1 = 1,2 \text{ м} + 0,1 \times 20 \text{ кН/м}^3 / 16 \text{ кН/м}^3 = 1,325 \text{ - глибина закладення}$$

фундаментів.

при $b = 2,4 \text{ м}$ для стовпчастих фундаментів:

$$R_1 = \gamma_{3I} \times \gamma_{3II} [M_v \times k_z \times b \times \gamma_{II} + M_q \times d_1 \times \gamma_{II}' + (M_q - 1) \times d_b \times \gamma_{II}' + M_c \times 3_{II}]$$

k

$$R = \underline{1,2 \times 1} \times [0,78 \times 1 \times 2,4 \times 17 + 4,11 \times 1,325 \times 16 + 0 + 6,67 \times 35] = 421$$

кПа

1

$$= 0,421 \text{ МПа} = 4,21 \text{ кг/см}^2$$

$$P = 0,73 \text{ кг/см}^2 < R = 4,21 \text{ кг/см}^2$$

Перевіряємо прийняті розміри підшви фундаменту виходячи з того, що максимальний тиск на ґрунт $p_{n, \max}$ не повинно перевищувати $1,2 R$, мінімальне $p_{n, \min}$ не повинно бути менше нуля, а середнє $p_{n, \text{ср}}$ повинно бути не більше R .

Сумарний тиск на покрівлю підстиляючого шару

$$P = \sigma_{zg} + \sigma_{zp}$$

$$P_{sl} = 0,045 \text{ МПа} \times \gamma_g = 0,045 \times 1,5 = 0,0675 \text{ МПа}$$

$$g = 1,5$$

$$\text{При } Z = 1,5 \text{ м}$$

$$\sigma_{zp} = 0,0159 \times 1,7 = 0,0265 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{zg} = (1,5 \times 17 + 1,1 \times 16 + 0,1 \times 20) / 1000 = 0,0381 \text{ МПа}$$

$$P = 0,0265 \text{ МПа} + 0,0381 \text{ МПа} = 0,0646 \text{ МПа}$$

$$0,0646 \text{ МПа} < 0,0675 \text{ МПа}$$

$$R_2 = (P_{sl} - P_{zg} + \alpha P_g) / \alpha$$

$$\text{При } Z = 1,5 \text{ м} \quad \alpha = 0,3$$

$$R_2 = (0,0675 - 0,0196 + 0,03 \times 0,0381) / 0,3 = 0,16 \text{ МПа} = 160 \text{ кПа} = 1,6$$

кг/см²

Розрахунковий опір на ущільнений ґрунт за умови усунення просідання підстилаючого неущільненого лісоподібного суглинку природного додавання $R_2 = 1,6 \text{ кг/см}^2$

Зіставляючи $R_1 = 4,21 \text{ кг/см}^2$ і $R_2 = 1,6 \text{ кг/см}^2$ приймаємо найменший розрахунковий опір ґрунтів основи $R = 1,6 \text{ кг/см}^2$

Перевірка

$$P_{\max} = 0,73 \text{ кг/см}^2 < 1,2 R = 1,2 \times 1,6 \text{ кг/см}^2 = 1,92 \text{ кг/см}^2$$

Т.к. ґрунт (суглинки лесові) просадний для поліпшення основи розробляється ґрунтова подушка для створення в основі суцільного маловодопроникного контуру приймаємо 1,0 м від зовнішніх граней фундаментів будівлі та глибиною 1,5 м.

Ущільнення проводити пневмотрамбування з оптимальною вологістю ґрунту - для суглинків 17%

Глибина шару

$$h_c = k_c \times d = 1,8 \times 20 \text{ см} \times 10 \text{ см} = 36 \text{ см}$$

$k_c = 1,8$ – для суглинків

Щільність сухого ґрунту в ущільненому стані призначена виходячи з повного усунення просадних властивостей ґрунтів, забезпечення досить низької стисливості та високої міцності ущільнених ґрунтів та для лесових ґрунтів має бути не менше $1,7 \text{ т/м}^3$.

Величина недобору ґрунту до проектної позначки $0,15 - 0,25 h_c$:

- для суглинків щільністю сухого ґрунту $14,6 \text{ кН/м}^3$ ущільнюваного до густини сухого ґрунту $17,0 \text{ кН/м}^3$ дорівнює $0,16 h_c$ і становить –

$$0,16 \times 1,5 \text{ м} = 0,24 \text{ м.}$$

Для малоповерхових будівель з навантаженням на стрічковий фундамент до 150 кН (15тн) та на стовпчастий фундамент до 600 кН (60 тн) товщину ґрунтової подушки h_c і середній тиск по підшві фундаменту P визначається за формулами:

$$h_c = [(P - P_{sl}) / P_{sl}] \times b$$

$$P = P_{sl} \times (h_c / b + 1)$$

Виходячи з високого рівня ґрунтових вод -5,5 м та глибини закладення фундаменту 1,05 м прийнята мінімальна висота ґрунтової подушки 1,5 м.

Глибина закладення ґрунтової подушки -2,550 м від планувальної позначки поверхні землі (-0,150).

Підстилаючий шар ґрунтової подушки – суглинки лесові жовто-бурі тверді, карбонатні з початковим тиском просадки $P_{sl} = 0,045$ МПа

Для товщини ґрунтової подушки $h_c = 1,5$ м = 150 см:

- Середній тиск по підшві фундаменту становить $0,73$ кг/см²;

- Розміри підшви для стовпчастого фундаменту 240 смх 240 см з тиском під підшовою $950 \text{ кН} / 240 \text{ см} \times 240 \text{ см} = 0,73$ кг/см²;

$$h_c = [(0,73 - 0,45) / 0,45] \times 240 = 150 \text{ см.}$$

Для рівномірного тиску по підшві стовпчастого та стрічкового фундаменту

Ширина ґрунтової подушки внизу визначається за формулою:

$$b_c = b (1 + 2k_h)$$

при $P = 0,073$ МПа, $k_h = 0,3$

- для стовпчастих фундаментів $b_c = 2,4 \times (1 + 2 \times 0,3) = 4,8$ м;

тобто. при кроці колон 6,0 м доцільно влаштувати загальний котлован із ухилом від центру плями будівлі на краї рівним 0,03.

Для стовпчастих та стрічкових фундаментів виконати ґрунтову подушку із суглинку жовто-бурого ущільненого до щільності сухого ґрунту $17,0$ кН/м³ пошарово товщиною шару 36 см шириною 1,0 м від зовнішніх граней стрічкових фундаментів.

Визначасмо осідання центрально завантаженого фундаменту методом пошарового підсумовування.

Знаходимо значення епюри вертикальних напруг від дії власної ваги ґрунту за формулою

n

$$\sigma_{zg,i} = \sum_{i=1} \gamma_c * h_i$$

та допоміжною $0,2 * \sigma_{zg,i}$

На підосві насипного шару 1: $z_{g,1} = 0$

На рівні підосви фундаменту:

$$\sigma_{zg,0} = \sigma_{zg,1} + \gamma_2 * d_f = 0 + 14,6 * 1,05 = 15,3 \text{ кН/м}^2$$

$$0,2 * \sigma_{zg,0} = 0,2 * 15,3 = 3,06 \text{ кН/м}^2$$

На підосві ґрунтової подушки:

$$\sigma_{zg,2} = 15,3 + 17 * 1,5 = 40,8 \text{ кН/м}^2$$

$$0,2 * \sigma_{zg,2} = 0,2 * 40,8 = 8,16 \text{ кН/м}^2$$

На підосві шару 2:

$$\sigma_{zg,3} = 40,8 + 14,6 * 0,95 = 54,7 \text{ кН/м}^2$$

$$0,2 * \sigma_{zg,3} = 0,2 * 54,7 = 10,94 \text{ кН/м}^2$$

На підосві шару 3:

$$\sigma_{zg,4} = 54,7 + 15,5 * 1,5 = 78 \text{ кН/м}^2$$

$$0,2 * \sigma_{zg,4} = 0,2 * 78 = 15,6 \text{ кН/м}^2$$

Визначаємо додатковий тиск на основу

$$P_0 = P - \sigma_{zg,0} = 73 \text{ кН/м}^2 - 14,6 \text{ кН/м}^2 * 1,05 = 56,2 \text{ кН/м}^2$$

$$\text{Де } \sigma_{zg} = \gamma_c * d$$

Задаємося товщиною елементарного шару $z = 0,15 f = 0,15 * 2,4 = 0,36$

м.

Ординати додаткового тиску розраховуємо за формулою $\sigma_{zpi} = \alpha * P_0$.

α - коефіцієнт прийнятий залежно від форми підосви фундаменту, співвідношення сторін прямокутного фундаменту та відносної глибини, що дорівнює $\xi = 2 * z / b$ [6, дод. 2, табл. 1].

$$Z = H_{\text{розрах.}} = H_0 + t * b = 9 \text{ м} + 0,15 * 2,4 = 0,36 \text{ м} * 26 = 9,36 \text{ м}$$

n

$$S = \beta \sum_{i=1} \sigma_{zpi} * h_i / E_i$$

$$\beta = 0,8$$

$$\text{при } n = l / b = 2,4 \text{ м} / 2,4 \text{ м} = 1$$

Таблиця 2.6- Розрахунок опади основи

№п/п	Z , м	$\xi=2 * z / b$	α	σ_{zpi} , кПа	Е, Мпа
1	0	0	1	56,2	5,6
2	0,36	0,4	0,96	54	
3	0,72	0,8	0,8	45	
4	1,08	1,2	0,606	34	
5	1,44	1,6	0,449	25,2	
6	1,8	2,0	0,336	18,9	
7	2,16	2,4	0,296	16,7	
8	2,52	2,8	0,257	14,4	5,7
9	4.62	3,2	0,165	9,3	

Осаду ґрунту закінчується в шарі , де виконується умова $\sigma_{zp} \leq 0,2\sigma_{zg}$ при $E > 5$ МПа. Ця умова виконується на глибині 3,76 м від поверхні без урахування насипних ґрунтів.

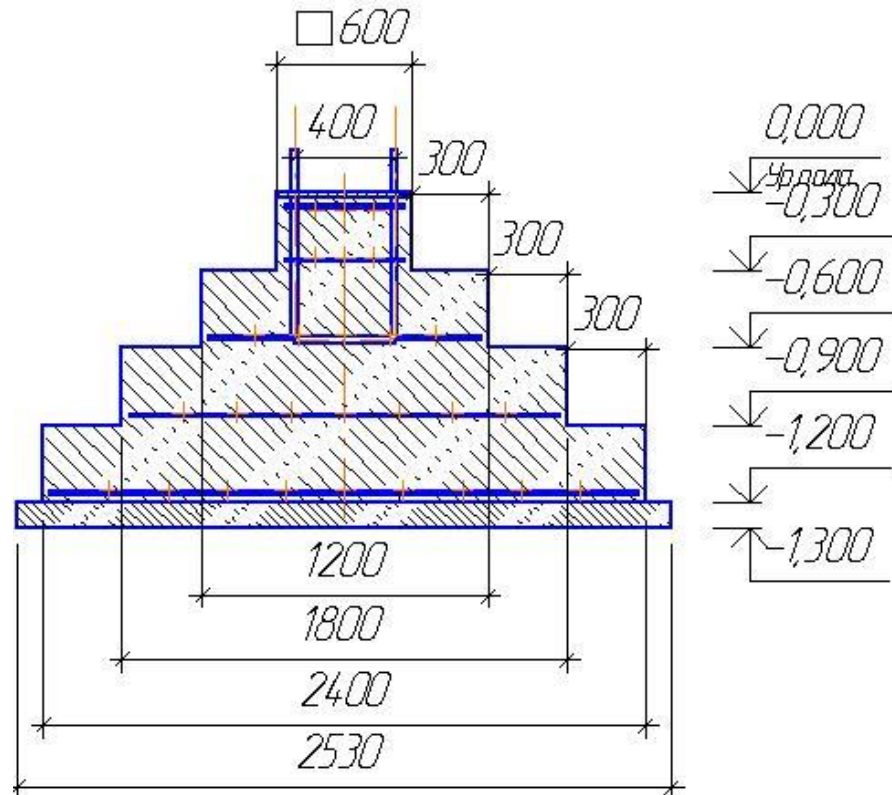


Рисунок 2.5 – Схема конструкції фундаменту

$$F < k \times R_{bt} \times b_a \times h_0 = 1 \times 0,76 \times 9,14 \times 0,87 = 6043 \text{ кН}$$

де: Бетон кл. С12/15 з $R_b = 8,5 \text{ МПа}$, $R_{bt} = 0,76 \text{ МПа}$

Розмір нижньої сторони грані площини продавливання

$$b_{a1} = 2(l_s + b_s + 2h_0) = 2(50 + 50 + 2 \times 87) = 548 \text{ см}$$

$$b_{a2} = 2(l_s + b_s + 2h_0) = 2(240 + 240 + 2 \times 87) = 1280 \text{ см}$$

$$b_a = (b_{a1} + b_{a2}) / 2 = (548 + 1280) / 2 = 914 \text{ см}$$

$$A_0 = A - A_p = 0,5 b (l - l_c - 2h_0) - 0,25 (b - b_c - 2h_0)^2 = 0,5 \times 2,4 (2,4 - 0,2 \times 0,87) - 0,25 (2,4 - 0,5 - 2 \times 0,87)^2 = 0,104 - 0,002 = 0,102 \text{ м}^2$$

$$P = 0,73 \text{ кг/см}^2 = 73 \text{ кН/м}^2$$

Розрахункова сила, що продавлює

$$F = A_0 \times P = 0,102 \times 73 = 7,44 \text{ кН} < 6043 \text{ кН}$$

Прийнятий фундамент відповідає умовам міцності на продавливання

Перевірку міцності фундаменту на розколювання

$$N_{\max} \leq 0,975(1 + b_c / h_c) A_{fa} R_{bt},$$

$$\text{де } b_c / h_c = 0,24 / 0,24 = 1 = A_{fb} / A_{fa} = 1,7 / 1,7 = 1$$

$$393 \text{ кН} < 0,975 * (1 + 1) * 1,7 * 760 = 2519,4 \text{ кН}, \text{ т. е. умова формули}$$

виконується, отже розколювання не відбудеться.

Визначення площі перерізу арматури плитної частини

$$A_s = M_i / (0,9 h_i \times R_s)$$

Визначаємо згинальний момент :

$$M_i = 0,125 P_{sf} (a - a_1)^2 \times b$$

$$M_1 = 0,125 \times 73 (2,4 - 1,72)^2 \times 2,4 = 7,91 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_2 = 0,125 \times 73 (2,4 - 1,11)^2 \times 2,4 = 31,64 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_3 = 0,125 \times 73 (2,4 - 0,5)^2 \times 2,4 = 71,2 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$A_{s1} = 7,91 \cdot 10^5 / (0,9 \times 27 \times 280 \times 100) = 1,162 \text{ см}^2$$

$$A_{s2} = 31,64 \cdot 10^5 / (0,9 \times 54 \times 280 \times 100) = 2,32 \text{ см}^2$$

$$A_{s3} = 71,2 \cdot 10^5 / (0,9 \times 86,7 \times 280 \times 100) = 3,25 \text{ см}^2$$

Для першого ступеня приймаємо сітку з арматури Ø 10 А 240С з осередками

$$16 \times 16 \text{ смз } A_{s1} = 0,78 \times 15 = 11,7 \text{ см}^2.$$

Для другого ступеня приймаємо сітку з арматури Ø 10 А 240С з осередками

$$16 \times 16 \text{ смз } A_{s2} = 0,78 \times 11 = 8,58 \text{ см}^2.$$

Для третього ступеня приймаємо сітку з арматури Ø 10 А 240С з осередками 16 x 16 смз $A_{s1} = 0,78 \times 7 = 5,46 \text{ см}^2$.

Верхній ступінь армуємо конструктивно горизонтальними сітками з арматури Ø 8 А 400С з осередками 9 x 9 см, що встановлюються через 100мм за висотою. Розташування сіток фіксується вертикальними стрижнями Ø 24 А 240С, які одночасно є анкерами для кріплення заставної деталі колони, що встановлюється, і по краях сіток Ø 10 А 240С.

РОЗДІЛ 3. ОРГАНІЗАЦІЙНО-ТЕХНОЛОГІЧНИЙ

3.1 Технологічна карта на монтаж надземної частини будівлі

3.1.2 Область застосування

Дана технологічна карта розроблена на монтаж надземної частини проектованої в даному дипломному проекті будівлі.

3.1.3 Характеристика будівлі

Одноповерхова складська будівля розміром 88х50 м. Максимальна висота 17,3 м, несучі конструкції – металеві колони, ферми.

3.1.3 Підрахунок обсягів монтажних робіт

Підрахунок обсягів монтажних робіт наведено у таблиці 3.1.

Таблиця 3.1.1 - Обсяги монтажних робіт

Найменування конструкції	Марка	Кількість, шт	Маса, т	
			Одного ел-та	Загальна
Колона	K2	8	3,743	29,944
Колона	K1	10	2,625	26,250
Фахверк	СТ1	13	0,583	7,579
Фахверк	СФ1	14	0,475	6,650
Ферма	ФС1	16	3,270	52,320
Ферма	ФС2	14	2,680	37,520
Підкроквяна ферма	ПФ1	18	1,234	22,212
Зв'язок	С1	18	0,150	2,7
Зв'язок	С2	48	0,213	10,224
Зв'язок	ВС3	6	0,420	2,52

3.1.5 Вибір монтажних пристроїв

Вибір монтажних пристроїв представлений у таблиця 3.3.

Таблиця 3.1.3 - Монтажні пристрої

Пристосування	Вантажопі діймність, т	Монт. маса, т	Монт. висота, м	Кільк ість	Призначення
Траверса СКП- 5,0	6	0,12	12,8	2	Для монтажу колон
Траверса СКП- 3,2	6	0,12	12,8	2	Для монтажу ферм, підкранових балок, профлиста, зв'язків

3.1.6 Монтажні характеристики елементів конструкцій

Монтажну масу кожного елемента конструкцій визначаємо з урахуванням таблиця 3.3.

Колона металева $Q_m = 3,743 + 0,12 = 3,763$ т,

Ферма $Q_m = 3,27 + 0,12 = 3,39$ т.

Монтажну висоту конструкцій обчислюємо з урахуванням таблиця 3.2 та за формулою

$$H_m = h_0 + h_z + h_e + h_{ст}$$

де h_0 - Перевищення монтажного горизонту над рівнем стоянки крана,

h_z – запас по сотні для забезпечення безпеки монтажу (не менше 1 м) ,

h_e – висота або товщина елемента,

$h_{ст}$ – висота стропування.

Плита покриття $H_m = 7,5 + 1 + 0,3 + 3,3 = 12,1$ м

Колона металева $H_m = 11,5 + 1 + 1,5 + 3,36 + 1 = 18,6$ м,

Балка $H_m = 11,5 + 1 + 0,3 + 1,5 = 14,3$ м.

3.1.7 Розрахунок необхідних технічних параметрів кранів

У зв'язку з великим розміром будівлі (36х24) повнокаркасного металевого розрахуємо кран.

Кран

Висоту підйому гака над рівнем стоянки баштового крана визначаємо за формулою $H_k = h_0 + h_z + h_e + h_{ст} = 18,6$ м (див. вище).

Визначаємо виліт гака $L_k = a/2 + b + c$,

де a - ширина підкранового шляху [11, табл 4.6],

b – відстань від осі підкранової рейки до найближчої частини будівлі, що виступає [11, табл 4.6],

c – відстань від центру тяжкості елемента до частини будівлі, що виступає з боку крана.

$$L_k = 7,5 / 2 + 2,6 + 30,25 = 36,6 \text{ м.}$$

Орієнтовно приймаємо кран

$$\text{КБ-674А } Q = 8 \text{ т, } L = 40 \text{ м, } H = 46 \text{ м.}$$

3.1.8 Визначення техніко-економічних показників для порівняння варіантів кранів

Попередньо обчислимо прийняту трудомісткість робіт, що виконуються кожним краном.

I варіант

Кран МКГ-25 БР

II варіант

Кран СКГ-40

Для того, щоб визначити питомі витрати на монтаж 1 т конструкцій, попередньо знайдемо собівартість машино-години для кожного виду крана. Вихідні дані для розрахунку техніко-економічних показників варіантів механізації монтажних робіт приймаємо за [12, дод. 1] і зводимо в табл. 5.4.

Таблиця 3.1.4 - Дані визначення техніко-економічних показників роботи кранов

Марка крана	З _{ін} , грн	З _{од} , грн	З _р , грн	Е _р , грн /маш-година	Т _г	С-ть устр-ва та розбирання, грн/ланка
МКГ-25 БР	75,9	16,78	27,22	11,85	620	316,7
СКГ-40	101	40,59	46,3	16,8	3840	316,7

Собівартість однієї машино-години роботи крана

$$C_{\text{маш-час}} = \frac{C_{\text{од}}}{T_n} + \frac{C_r}{T_r} + E$$

де $C_{\text{од}}$ – одноразові витрати, які включають вартість монтажу, демонтажу та доставки крана,

T_n – нормативний час роботи кожного крана, що входить до комплекту,

C_r – річні амортизаційні відрахування та витрати на ремонт

T_r – нормативний час роботи кожного крана, що входить до комплекту,

E – експлуатаційні витрати на рік роботи крана.

$$\text{МКГ-25 БР } Z_{\text{маш-година}} = 16,78 / 8,2 + 27,22 / 8,2 + 11,85 / 8,2 = 6,81$$

$$\text{СКГ-40 } Z_{\text{маш-час}} = 40,59 / 8,2 + 46,3 / 8,2 + 16,8 / 8,2 = 12,65$$

Загальну собівартість монтажу конструкцій визначаємо приймаючи довжину підкранових шляхів 43,75 м (3,5 ланок по 12,5 м).

Загальна вартість всього обсягу монтажних робіт

$$C_0 = 1,08(\sum C_{\text{доп}} + \sum C_{\text{маш-час}} T_n) + 1,5 \sum Z$$

де 1,08 - коефіцієнт, що враховує накладні витрати на роботу кранів,

Додаткові витрати на влаштування підкранових шляхів,

$$Z_{\text{доп}} = Z_n Z,$$

де C_n – вартість пристрою однієї ланки підкранової колії, грн.,

Z – число ланок підкранової колії під кожен кран,

Z - середня заробітна плата робітників за зміну.

I варіант

МКГ-25 БР

$$З_0 = 1,08 (316,7 * 3,5 + 6,81 * 153,95) + 1,5 * 319870 = 482134 \text{ грн.}$$

II варіант

СКГ-40

$$З_0 = 1,08 (316,7 * 3,5 + 12,65 * 153,95) + 1,5 * 319870 = 483105 \text{ грн.}$$

Вартість монтажу однієї конструкції

$$З_e = З_0 / V$$

де $V = 337$ - обсяг конструкцій, т.I варіант

$$С_e = 482134 / 337 = 1431 \text{ грн / т,}$$

II варіант

$$С_e = 483105 / 337 = 1434 \text{ грн/т,}$$

Питомі капіталовкладення

$$K_{y\partial} = \sum (C_{ин} T_n) / T_z$$

I варіант

$$До_{уд} = 75900 * 153,95 / 3265 = 3578,8 \text{ грн,}$$

II варіант

$$Куд = 101000 * 153,95 / 3265 = 4762,3 \text{ грн.}$$

Питомі наведені витрати

$$З_{пр} = (З_0 + E_{н Куд}) / V$$

де $E_{н} = 0,15$ -нормативний коефіцієнт капітальних вкладень.I варіант

$$З_{пр} = (482134 + 0,15 * 3578,8) / 337 = 1432,3 \text{ грн / т,}$$

II варіант

$$З_{пр} = (483105 + 0,15 * 4762,3) / 337 = 1435,7 \text{ грн / т.}$$

Трудовісткість монтажу 1 т конструкції визначаємо за формулою

$$q_{ei} = \frac{Q_{pi} + \sum [Q_m + Q_{mg} + Q_n + Q_g]}{V}$$

де Q_p – витрати праці робітників-монтажників, які виконують роботи за участю кранів,

Q_m – витрати праці машиністів та робітників, які обслуговують кран,

Q_{mg} – витрати на монтаж та демонтаж кранів,

Q_n – витрати на пристрій ланок підкранових шляхів,

Q_g – Витрати праці на доставку крана на об'єкт.

Для зручності виконання розрахунків з трудомісткості монтажу 1 т конструкцій та подібні дані зводимо у табл. 5.5.

I варіант

$$q_e = \frac{1342,9 + (153,95 + 620 + 46 + 46 * 3,5)}{337} = 6,9 \text{ чол-ч/т.}$$

II варіант

$$q_e = \frac{1342,9 + (153,95 + 3840 + 480 + 480 * 3,5)}{337} = 22,3 \text{ чол-ч/т.}$$

Таблиця 3.1.5 - Розрахункові дані визначення трудомісткості монтажу конструкцій

Номер варіанта	Марка крана	Q_p , чол-ч	Q_m , чол-ч	Q_{mg} , чол-ч	Q_n , чол-ч	Q_g , чол-ч
I	МКГ-25БР	1342,9	153,95	620	$40 * 3,5 = 161$	46
II	СКГ-40	1342,9	153,95	3840	$480 * 3,5 = 1680$	480

Тривалість зайнятості кранів на об'єкті

$$T = T_n + T_{m.k.} + T_n + T_T$$

де T_n – нормативна тривалість роботи кожного крана,

$T_{m.k.}$ - тривалість монтажу крана та пусконаладжувальних робіт,

T_n – час, необхідний перестановку крана без демонтажу

T_T – тривалість організаційних та технологічних перерв.

I варіант

$$T = 18,8 + 620 / (6 * 8,2) = 31,4 \text{ зміни}$$

II варіант

$$T = 18,8 + 3840 / (16 * 8,2) = 48 \text{ зміни}$$

Техніко-економічні показники з обох варіантів зводимо в таблиці 3.6

Таблиця 3.1.6 – ТЕП варіантів вибору механізмів

Найменування варіанта	Одиниця	Знач. показників за варіантами		Отн. знач. показників, %	
		I	II	I	II
Питомі наведені витрати	грн/т	1432,3	1435,7	100	100,24
Трудомісткість монтажу	чол-ч/т	6,9	22,3	100	323
Тривалість роботи кранів	маш-змін	31,4	48	100	152,86
Разом				300	576,1

В результаті порівняння ТЕП обраних варіантів кранів приходимо до висновку, що економічнішим є варіант I .

3.1.9 Калькуляція трудових витрат та заробітної плати

Калькуляція – основа для технологічних розрахунків та визначення техніко-економічних показників. Вона складається у певній формі. Потім на її підставі складається таблиця технологічних розрахунків, яка використовується для розробки графіка виконання монтажних робіт.

При складанні калькуляції складається облік всіх витрат праці, машин, вести робітників як на основні процеси, а й у допоміжні операції та процеси, не враховані гаразд на основні роботи.

Після підсумкових сум за всіма видами витрат на монтажні роботи калькулюють витрати на процеси по остаточному закріпленню конструкцій, зварюванню, бетонуванню стиків, закладенню швів, герметизації, розшивці і т. д., після чого витрати на всі роботи з монтажу конструкцій підсумовуються.

Калькуляція трудових витрат та заробітної плати наведена в табл. 3.1.7.

Таблиця 3.1.7 - Калькуляція трудових витрат

№ п/ п	Найменування робіт	Од. змін.	Обсяг робіт	Н. часу.	Трудоємні сть	Склад ланки за нормами. профес. розряд	Загальна прод-ть робіт змін	Кількість змін
				<u>чол.-ч</u> маш.-ч	Чол.-ч/ маш. · год			
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	Вивантаження конструкцій	т	46,983	<u>0,17</u> 0,085	<u>7,99</u> 3,99	Маш. кр.5р-1, такелаж. 3р-1 ; 2р-1 ;	1	1
2	С ортування конструкцій	т	46,983	<u>0,65</u> 0,32	<u>30,53</u> 15,03	Монтаж. 4р-1; 3р-1 ; Маш.кр.- 1	2	1
3	Монтаж сталевих опорних плит	т	0,663	<u>4,98</u> 1,4	<u>3,3</u> 0,93	Монтаж.5р.-1; 4р-1; 3р- 1 ; звар . 4р; Маш.кр.-1	1	1
4	Встановлення металевих колон 1 поверху	шт	30	<u>3,5</u> 0,7	<u>105</u> 21	Монтаж. 6р-1; 4р-2 ; 3р- 2,; Маш. кр.-1	3	1
5	Установка болтів	100 шт	1,20	11,5	13,80	Монтаж. 4р-1; 3р-1 ;	1	1
6	Встановлення балок 1-го поверху	т	6,024	<u>0,3</u> 0,1	<u>12,05</u> 3,98	Монтаж. 6р-1; 5р-1 ; 4р-1, 3р- 1; Маш . кр.-1	1	1
7	Зварювання стиків ригелів з колонами 1-го поверху	10 м. шва	3,13	<u>3,6</u> -	<u>11,3</u> -	Електрозварювальник 5р-1	2	1
8	Монтаж сходів	т	3,6	<u>3,8</u> 0,94	<u>13,68</u> 3,38	Монтаж. 4р-1; 3р- 2 ; звар. 4р-1; Маш.кр.-1	1	1
9	Зварювання стиків лестн.площ ., сходів з балками	10 м. шва	1,89	<u>3,6</u> -	<u>6,8</u> -	Електрозварювальник 5р-1	1	1

10	Монтаж плит перекриття 1-го поверху	шт	59	<u>0,76</u> 0,19	<u>44,84</u> 11,2	Монтаж. 4р-1; 3р-2 ; 2р- 1,; Маш. кр 5р-1	2	1
9	Замонолічування швів	100 м.шва	4,76	<u>6,4</u> -	<u>30,46</u> -	Монтаж. 4р-1; 3р-1 ;	1	1
10	Встановлення металевих колон 2-го поверху К=1,5	шт	30	<u>5,25</u> 1,05	<u>157,5</u> 31,5	Монтаж. 6р-1; 4р-2 ; 3р- 2,; Маш. кр.-1	4	1
		т	4,71	<u>1,125</u> 0,225				
11	Зварювання стиків колон 2-го поверху з ригелями 1-го поверху	10 м. шва	3,72	<u>3,6</u> -	<u>13,4</u> -	Електрозварювальник 5р-1	2	1
12	Встановлення ригелів 2-го поверху	шт	48	<u>0,3</u> 0,1	<u>9,05</u> 2,98	Монтаж. 6р-1; 5р-1 ; 4р-1, 3р- 1; Маш . кр.-1	1	1
		т	4,542	<u>1</u> 0,33				
13	Зварювання стиків ригелів з колонами 2-го поверху	10 м. шва	3,7	<u>3,6</u> -	<u>13,3</u> -	Електрозварювальник 5р-1	2	1
14	Монтаж плит покриття 2-го поверху	шт	64	<u>0,88</u> 0,22	<u>56,32</u> 14,1	Монтаж. 4р-1; 3р-2 ; 2р- 1,; Маш. кр 5р-1	2	1
15	Замонолічування швів	100 м.шва	4,98	<u>6,4</u> -	<u>31,87</u> -	Монтаж. 4р-1; 3р-1 ;	1	1

16	Монтаж мауерлатів кола МК1...МК3	шт	10	<u>0,3</u> 0,1	<u>7,2</u> 2,42	Монтаж. 6р-1; 5р-1 ; 4р-1, 3р- 1; Маш . кр.-1	1	1
		т	4,298	<u>1</u> 0,33				
17	Зварювання стиків мауерлатів з колонами	10 м. шва	0,68	<u>3,6</u> -	<u>2,45</u> -	Електрозварювальник 5р-1	1	1
18	Зварювання стиків колон з ригелями 2-го поверху	10 м. шва	3,72	<u>3,6</u> -	<u>13,4</u> -	Електрозварювальник 5р-1	1	1
19	Монтаж кутових зв'язків СУ1, СУ2	шт	4	<u>0,3</u> 0,1	<u>1,89</u> 0,63	Монтаж. 6р-1; 5р-1 ; 4р-1, 3р- 1; Маш . кр.-1	1	1
		т	0,686	<u>1</u> 0,33				
20	Зварювання стиків зв'язків із колонами	10 м. шва	0,16	<u>3,6</u> -	<u>0,58</u> -	Електрозварювальник 5р-1	1	1
21	Монтаж перемичок металіч.	т	7,34	<u>5,5</u> 2,2	<u>40,37</u> 16,2	Монтаж. 5р-1 ; 4р-1, 3р- 1; Маш . кр.-1	2	1
22	Зварювання стиків перемичок	10 м. шва	8,8	<u>3,6</u> -	<u>31,7</u> -	Електрозварювальник 5р-1	4	1
23	Кладка зовнішніх стін з черепашника	м ³	110	<u>2,3</u> -	<u>253</u> -	Каменяр 3р-12	3	1
24	Розшивка швів	100 м ² .	5,5	<u>0,53</u> -	<u>2,92</u> -	Каменяр 4р-1	1	1

25	Кладка зовнішніх стін із силікатної цегли	т	20,406	<u>2,3</u> -	<u>253</u> -	Каменяр 3р-12	3	1
26	Розшивка швів	100 м ² .	5,84	<u>0,53</u> -	<u>3,1</u> -	Каменяр 4р-1	1	1
	Разом				<u>1218,84</u> 153,95			

3.1.10 Технологія виконання робіт

Монтаж опорних плит

Підготовку фундаментів під монтаж опорних плит виконують монтажники-стропальники, використовуючи скребки, гайкові ключі та метр. Потім вони перевіряють наявність на фундаменті осьових рисок. Стропування та укладання виконується всією бригадою за допомогою гачків для підйому монтажних плит та монтажних брухтів. Машиніст крана опускає гак, на який надівається серезки зі стропом та гачками. Потім гачки заводять під опорну плиту з протилежних довгих сторін. Перевіливши надійність стропування, кран подає опорну плиту до фундаменту. Плита укладається на прокладки, укладені на фундаменті. За допомогою ломів поєднуються осьові ризики на опорній плиті та фундаменті. Установка кондуктора на фундамент виконується за допомогою чотиригільового стропа та гайкових ключів. Кран подає кондуктор монтажникам, які утримують його від розгойдування і поєднують отвори нижньої траверси кондуктора з анкерними болтами біля кожної плити, після чого кондуктор опускають уздовж анкерних болтів до упору з контргайками. Потім кондуктор розстроповують та закручують на анкерних болтах гайки, закріплюючи кондуктор на фундаменті. Вивіряння та закріплення опорних плит виконує вся бригада за допомогою гайкових ключів, брухтів, рівня, нівеліру та нівелірної рейки. Монтажники розкручують гайки, приварені до вивірювальних болтів, опускають по три вивірювальні болти кондуктора до кожної опорної плити, поєднують і заводять їх в отвори куточків, приварених по контуру опорної плити. Потім знизу до вивірювальних болтів прикручуються контргайки, з'єднуючи опорні плити з болтами вивірочними кондуктора. Далі вивіряється положення плити за допомогою нівеліру та нівелірної рейки по висоті. Горизонтальність плити перевіряється рівнем. Після цього гайки закручуються, фіксуючи проектне положення опорної плити.

Монтаж колон

Підготовка фундаменту виконується монтажниками за допомогою стропу, кувалд, щіток, скрапелів. Потім наносяться на плити осьові ризики. Зрізаються тимчасово закріплені на колоні шайби та приварюють до колони кишені для

кріплення кронштейнів та навісних сходів. Крокають колону посередині «на удав», перекантують і потім розстропують. Донизу колони прив'язують відтяжки. Після цього колона перетворюється на вертикальне положення. Монтажники притримують та спрямовують гілки колони на опорні плити. Потім заводять анкерні болти фундаментів в отвори траверси колони і за допомогою брухту поєднують осі гілок колони з ризиками на опорних плитах. На анкерні болти надягають сталеві шайби та загвинчуються.

3.1.11 Контроль якості виконання робіт

Фактичні відхилення встановлених опорних плит не повинні перевищувати допустимих:

- верхня площина опорної плити по висоті $\pm 1,5$ мм, по ухилу 1/500;
- поверхня фундаменту та опорних деталей по висоті ± 5 мм, по ухилу 1/1000;
- Зміщення в плані анкерних болтів, розташованих усередині контуру опори 5 мм, розташованих поза контуром опори конструкції 10 мм;
- відхилення позначки верхнього торця анкерного болта від проектної + 20 мм;
- Відхилення довжини нарізки анкерного болта + 30 мм.

Граничні відхилення фактичного положення змонтованих колон не повинні перевищувати під час приймання наступних значень:

- відхилення відміток опорних поверхонь колон від проектних 5 мм;
- Різниця відміток опорних поверхонь сусідніх колон по ряду в прольоті 3 мм;
- Зміщення осей колон щодо розбивних осей в опорному перерізі 5 мм;
- відхилення осей колон від вертикалі у верхньому перерізі при довжині колон: понад 8000 до 16000 мм- 12 мм;
- стріла прогину колони 0,0013 відстані між точками закріплення, але не більше 15 мм.

Граничні відхилення фактичного положення змонтованих балок не повинні перевищувати під час приймання наступних значень:

- відхилення опорних вузлів 10 мм;
- Зміщення балок на оголовках колон з площини рами 15 мм;
- стріла прогину між точками закріплення стислих ділянок балки $0,0013$ довжини закріплюваної ділянки, але не більше 15 мм;

3.1.12 Техніка безпеки під час виконання робіт

Усі роботи повинні виконуватись з дотриманням вимог «Техніка безпеки у будівництві».

На ділянці, де ведуться монтажні роботи, не допускаються сторонні особи, які не беруть участь у монтажних роботах, а також не допускається під час монтажу інших робіт.

Робітники, які беруть участь у монтажних роботах, повинні мати допуск до монтажних робіт, страхові пояси, каски.

При монтажних роботах всі зони видимості машиніста крана між ним та робочими місцями монтажників встановлюють радіозв'язок або призначають сигнальників.

Виконувати будівельно-монтажні роботи, пов'язані зі знаходженням людей в одній захватці на поверсі, над якими переміщують, встановлюють або тимчасово закріплюють елементи, не можна.

При монтажних роботах на висоті повинна бути визначена і добре позначена видимими попереджувальними знаками небезпечна зона для знаходження та переміщення людей, виділені небезпечні зони для крана, відкриті отвори огорожені.

Спосіб стропування сталеві колони повинен забезпечити її подачу до фундаменту в положенні близькому до проектного, виключити можливість падіння та ковзання. Стропування колони слід проводити

вантажозахоплювальними засобами, що забезпечують можливість дистанційного розстропування.

Колона до підйому має бути обладнана пристроями для безпечного виконання робіт. Під час підйому та переміщення колону слід утримувати від розгойдування та обертання. Встановлена в проектне положення колона має бути стійко закріплена. Розсмоктують колону після надійного закріплення. Не допускається переміщення колони після розстроповки. Під час перерв у роботі не можна залишати підняту колону на вазі.

3.1.13 Потреба ресурсів

Таблиця 3.1.7 - Відомість потреби в інструменті, інвентарі та пристосуваннях

№ п/п	Найменування	Од. змін.	К-ть
1	2	3	4
1	Траверса з дистанційним розстропуванням	шт .	1
2	Напівавтоматичний замок	шт	2
3	Відтяжки з прядив'яного каната	шт	1
4	Строп двогілковий	шт.	1
5	Засоби індивідуального захисту (каска, рукавиці)	шт	21
6	Теодоліт Т-10	шт	2
7	Нівелір НР-1	шт	2
8	Рулетка сталева РС-50	шт	4
9	Метр сталевий металевий	шт	3
10	Лом монтажний	шт	2
11	Кувалда,4 кг	шт	2
12	Струбцина	шт	2
13	Скребок	шт	5
14	Щітка сталева	шт	2
15	Виска	шт	2
16	Рівень	шт	2
17	Строп універсальний	шт	1
18	Ключі гайкові двосторонні	шт	5

19	Інструмент для зварювальника	шт	2
20	Конусні оправки	шт	8
21	Пересувні контейнери для інструментів та пристроїв	шт	2
22	Стенд для збирання ферм	шт	2
23	Навісні люльки	шт	5
24	Вертикальні касети	шт	2
25	Газополум'яний пальник	шт	1
26	Сходи драбини	шт	6
27	Зварювальний апарат	шт	1
28	Ручні скрапелі	шт	2

3.1.14 Техніко-економічні показники

Таблиця 3.1.8 - Техніко-економічні показники

№ п/п	Найменування показника	Од. змін.	Позна-чення	Величин а показ-ля
1	Тривалість буд-ва об'єкта,	дн	$T_{кр}$	47
2	Трудовитрати на об'єкті	чол.дн	$Q_{заг}$	145,10
3	Витрати праці в 1 м ³ будівлі	чол.дн	q	0,0240
4	Витрати праці в 1 м ² будівлі	чол.дн	q	0,182

3.2 Мережевий графік будівництва об'єкта

3.2.1 Послідовність розробки мережного графіка

Мережевий графік будівництва об'єкта розробляється в такій послідовності:

З обсягів робіт і методів їх виконання встановлюють номенклатуру робіт. При цьому роботи групуються так, щоб вони могли бути виконані однією бригадою, а їх трудовитрати підсумовуються.

У відповідність до технологічної послідовності виконання робіт на об'єкта будують мережеву модель. Складається картка визначник робіт та ресурсів. У КОР включають всі роботи у відповідність до мережевої моделі. Кількість робочих за зміну, тривалість робіт, змінність, визначена в КОР переноситься на мережеву модель.

Розраховуються часові параметри мережного графіка.

За потреби проводиться коригування мережного графіка.

Виконується побудова графіка руху робітників.

Розрахунок ведемо в табличній формі за допомогою Microsoft Excel .

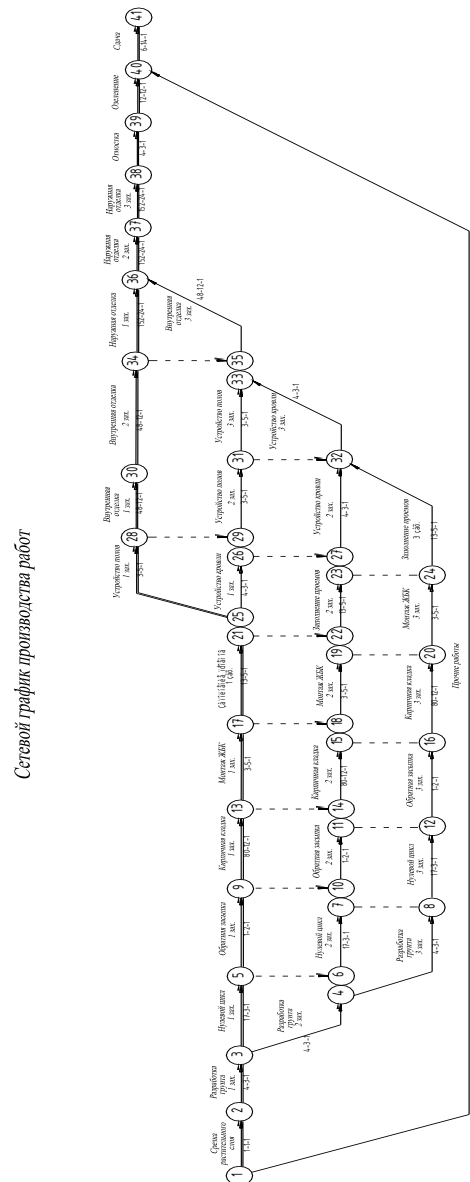


Рисунок 3.1 - Побудова мережного графіка

3.3 Проектування будгенплану об'єкта

3.3.1 Загальні відомості

Будгенплан - генеральний план майданчика , у якому показується розстановка основних монтажних і вантажопідйомних машин і механізмів, тимчасових будівель та споруд, споруджуваних і використовуваних під час будівництва, мережі, дороги, підкранові колії, складське господарство. Будгенплан об'єкта будівництва проектують на стадії розробки ПВР. основою будгенплану є ступінь деталізації та точності основних рішень та розрахунків із встановленням характеристик об'єкта розміщених на будмайданчику, при виконанні всіх вимог техніки безпеки.

Всі елементи стройгенплану розміщуються на будівельному майданчику, попередньо групуються, таким чином:

1 група:

Виробничі об'єкти (майстерні, автомобільні дороги, дороги та майданчики для розміщення кранів, склади, майданчики укрупненого складання конструкцій та обладнання).

2 група:

Адміністративні та санітарно-побутові будівлі (контора виконроба та начальника ділянки, прохідна, диспетчерський пункт, приміщення для прийому їжі, обігріву робітників та сушіння одягу, вбиральні, душові, санітарні вузли).

3 група:

Мережі та пристрої водо- та енергопостачання.

4 група:

Слаботкові мережі та пристрої.

3.3.2 Організація доставки будівельних матеріалів на будівельний майданчик автотранспортом

Залежно від вантажу, який необхідно перекласти, умов та відстані перевезення при розрахунках на стадії ПВР приймаю такі види транспорту:

- для конструкцій фундаментів – МАЗ-504;
- Для цегли - МАЗ-200;
- для перегородок – МАЗ-200В з напівпричепом МАЗ-5203;
- Для плит перекриття - МАЗ 200В з напівпричепом 7-790;
- для сходових майданчиків та маршів - ЗІЛ-120Н з напівпричепом 584;

3.3.3 Розрахунок потреби у транспортних засобах

Кількість машин M , які необхідні перевезення певного виду вантажу, автотранспортом по заданому маршруту визначають за такою формулою:

$$M = Q_{\text{добу}} / q_{\text{добу}}$$

де $Q_{\text{сут}}$ - добовий вантажопотік цього виду вантажу, т

$$Q_{\text{добу}} = Q_p / T_p$$

Q_p -сумарна кількість даного виду вантажу, який потрібно перевезти за розрахунковий період (приймають на основі графіка потреб у матеріалах)

T_p - Тривалість розрахункового періоду вживання даного виду вантажу, дн. (Приймаю за графіком)

$q_{\text{добу}}$ - кількість вантажу , який перевозять транспортним засобом за добу, т

$$q_{\text{добу}} = q_{\text{ф}} \times T_m \times K_t / t_{\text{ц}}$$

$q_{\text{ф}}$ - фактична маса вантажу, якого перевозять на прийнятому вигляді транспорту (перевантаження не більше 5%), т

T_m - тривалість розрахункового періоду роботи транспортного засобу протягом зміни (при 8-ми годинний зміні прийняти 7,5 години);

K_T - коефіцієнт змінності роботи транспортних засобів (приймають рівним 1 або 2)

$t_{\text{ц}}$ - тривалість циклу транспортного засобу, год

$$t_{\text{ц}} = t_{\text{п}} + (2 \times l) / V + t$$

$t_{\text{п}}$ - тривалість навантаження та розвантаження транспортного засобу

l - відстань перевезення вантажу в один кінець (приймається у відповідність із завданням на курсовий проект), км;

V - середня швидкість руху транспортного засобу (приймаю 63 км/год);

T - тривалість маневрів транспортних засобів при завантаженні та розвантаженні (приймають рівним 0,02-0,05 години), год ;

У разі отримання при розрахунку M результату менше одиниці (або дрібного числа) приймаю кількість транспортних засобів рівним одиниці (або ближче до цілого числа) або змінюють кількість змін роботи транспорту K_T .

Необхідну кількість днів на перевезення вантажу цього виду визначають за формулою:

$$T_{\text{п}} = Q_{\text{р}} / M \times q_{\text{добу}}$$

Розрахунок ведемо у табличній формі.

Таблиця 3.2.1 - Потреба транспортних засобів

Найме- ня вантажу	Кількість вантажу, т	Прод-ть .	Суточний вантажопотік	факт. маса вантажу, т	Продовж-ть циклу, дн	Кільк.гр.пер за добу. q добу т	Кільк.М	Кількість днів	Найменованій транспорту	$t_{\text{п}}$	v	Вантажопід., т
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Фунтні блоки / м = 0,74 т /	184,3	16	11,52	12,6	2,7	35	1	6	МАЗ 504	1,04	60	13
Фунтні подушки / м = 1,9 т /	436,4	35	12,47	12,6	2,7	35	1	13	МАЗ 504	1,04	60	13

Цегла /1 під. = 1т/	2183,2	80	27,29	7	2,73	19,23	2	114	МАЗ 200	1,19	65	7
Плити / м = 2,95 т /	1573,5	9	174,8	15,78	2,23	52,86	4	30	МАЗ 200В	1,04	85	17
Сходи. марші / м = 1,23 т /	184,5	2	92,25	6,15	2,06	22,39	4	8	ЗІЛ 120Н	0,52	65	7
Перемич- ки / м = 0,3 т /	45	1	45	6,15	2,06	22,39	1	2	ЗІЛ 120Н	0,52	65	7

3.3.4 Тимчасові будівлі та споруди на будівельному майданчику

Проектування ВЗІС виконують у наступній послідовності:

1. встановлюється розрахункова кількість робітників, інженерно-технічних працівників, службовців та молодшого обслуговуючого персоналу (МОП);
2. визначається номенклатура потрібних площ та кількості відповідних видів ВЗІС;
3. складаються списки титульних та нетитульних ВЗІС.

Розрахункова кількість робітників приймається на основі графіка руху робітників,

згідно з яким $N_{\text{мах}} = 36$ чол (у тому числі чоловіків-60%, жінок-40%).

Таблиця 3.3.1 - Співвідношення категорій працюючих

Житлове будівництво	робітник.	ІТП	служ.	МОП	Усього
%	85	8	5	2	100
людина	36	4	2	1	43

$$N_{\text{заг}} = (N_{\text{раб}} + N_{\text{ітр}} + N_{\text{сл}} + N_{\text{моп}}) \times k = (36 + 4 + 2 + 1) \times 1,05 = 46 \text{ чол}$$

Визначення номенклатури, площі та кількості ВЗІС

Адміністративні будівлі:

- контора майстра (за кількості працівників до 50 осіб); контора виконроба (при кількості працівників до 200 осіб); контора начальника ділянки (при кількості працівників до 300 осіб);

- диспетчерська;

- табельна;

- Прохідна.

Виробничі будинки:

- Майстерні;

- Склади.

Санітарно-побутові будівлі:

- вбиральні;

- душові;

-санвузли;

-їдальні;

-медпункти;

- приміщення для обігріву робітників у зимовий час;

- кімната для сушіння одягу.

Потреба площах розраховується у табличній формі.

Таблиця 3.3.2 – Тимчасові будівлі та споруди

№	ВЗІС	Розрах. у раб.чол.	Норма площі на 1-	Розрах.п, м ²	Розміри, м	Корисн .. м ²	Тип тип. проекту	Тип	Кількість з
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Адміністративні								
1.1	Контора майстра	2	4	8	9*2.7*2.6	22	420-0.1-3	п	1
1.2	АТС та радіовузол	1	7	7	9*2.7*2.6	22	420-01-12	п	1
1.3	Диспетчерська з прохідною	1	8	8	2.7*6*3.6	14.45	420-04-80	до	1
2	Санітарно-побутові								
2.1	Гардероб із душовою								
	чоловічий	28	0.82	22.96	9*2.7*2.6	22	420-01-6	п	1

	жіночий	18	0.82	14.76	9*2.7*2.6	22	420-01-6	п	1
2.2	Приміщення для об-								
	гріву робітників з суш-	36	0.2	7.2	9*2.7*2.6	22	420-01-13	п	1
	лой								
2.3	Туалет								
	чоловічий	22	0.07	1.54	6*2.7*2.6	14.45	420-04-23	до	1
	жіночий	14	0.14	1,96	6*2.7*2.6	14.45	420-04-23	до	1
2.4	Медпункт				7.9*2.7*2.6	19.8	ВМ	до	1
2.5	Буфет	46	0.67	30,82	9*2.7*2.6	22	420-01-6	п	2
3	Складські								
3.1	Склад неопалюва-								
	ний закритий	-	-	1034	12*9*3.92	108	420-09-16	з	4
3.2	Навіс	-	-	135	18*12*4.8	216	420-06-34	з	1
3.3	Склад відкритий								
4	Виробничі								
4.1	Штукатурний агрегат								
	СО-57А	-	-	-	4.25*2.5*2.57	10.6	ПМС	п	1
4.2	Бетонозмішувач	-	-	-	3.85*2.21*2.4	8.45	ПРІШС-1М	п	1

3.3.5 Організація складського господарства на будівельному майданчику

Розміри складів на будівельному майданчику приймають з огляду на такі фактори:

1. одноразовий максимальний запас матеріальних ресурсів, призначений зберігання на складах;
2. вид матеріальних ресурсів та кількість їх за нормами складування на один квадратний метр площі складу;
3. тип складського приміщення;
4. вид транспортних засобів та кількість транспортних одиниць, які одночасно прибувають на склад для розвантаження;
5. Метод механізації навантажувально-розвантажувальних работ.

Максимальну добову потребу в матеріальних ресурсах цього виду можна визначити за формулою:

$$Q_{\text{добу}} = Q_p * k_1 * k_2 / T_p$$

$Q_{\text{добу}}$ - кількість матеріальних ресурсів, необхідних для виконання заданого обсягу робіт протягом розрахункового періоду

k_1 - коефіцієнт нерівномірності надходження матеріалів складу (=1,3), k_2 - коефіцієнт нерівномірності споживання матеріальних ресурсів (=1,3)

T_p – Тривалість розрахункового періоду.

Запас матеріальних ресурсів складі у натуральному вигляді можна визначити за формулою:

$$Q_{\text{скл}} = Q_{\text{добу}} * n \text{ де}$$

n – норма запасу матеріальних ресурсів цього виду складі, днів

Повну площу складу без проходів та проїздів можна визначити за формулою:

$$S_{\text{підлога}} = Q_{\text{скл}} / q_{\text{скл}}$$

де $q_{\text{скл}}$ – норма складування матеріальних ресурсів даного виду Загальну корисну площу можна визначити за формулою:

$$S_{\text{заг}} = S_{\text{підлога}} / k ,$$

k – коефіцієнт використання складської площі.

Результати обчислення площі складів ведемо у табличній формі.

6.6.6 Тимчасове водопостачання будівельного майданчика

Загальна максимальна годинна витрата води на виробничі та господарські потреби розраховується підсумовуванням витрат води на окремого споживача:

$$Q_{\text{заг}} = Q_{\text{вр}} + Q_{\text{госп}} + Q_{\text{душ}}, \text{ м}^3 / \text{час}$$

а) Витрата води на виробничі та технологічні потреби :

$$Q_{\text{пр}} = V_{\text{сут}} * q_1 * k_1 / 1000 * t, \text{ м}^3 / \text{час}$$

$Q_{\text{пр}}$ - максимальна годинна витрата на будівельні процеси

$V_{\text{добу}}$ - добовий обсяг певного виду БМР або кількість працюючих одиниць транспорту за зміну

q_1 – норма шуканої витрати води на відповідний вимірник

t – кількість годин робочої зміни

б) Витрата води на господарсько-побутові потреби:

$$Q_{\text{госп}} = N * q_2 * k_2 / 1000 * t \text{ м}^3 / \text{час}$$

$Q_{\text{госп}}$ - максимальна годинна витрата на побутові потреби

N – кількість працівників у найбільш численну зміну

q_2 - норма шуканої витрати води на одного працюючого за зміну

k_2 - коефіцієнт годинної нерівномірності споживання води для цього виду потреб

в) Витрата води на душові установки:

$$Q_{\text{душ}} = N * q_3 * k_3 / 1000 * t_1, \text{ м}^3 / \text{час}$$

$Q_{\text{душ}}$ - максимальна годинна витрата на душові установки

N - кількість працівників, які приймають душ (30% від N_{max})

q_3 - норма шуканої витрати води на одного працюючого, що приймає душ

k_3 - коефіцієнт годинної нерівномірності споживання води

t_1 - тривалість роботи душових установок ($t = 0,75$ год)

г) Витрата води на зовнішнє гасіння пожежі:

$$Q_{\text{пож}} = 10 * 3600 / 1000 = 36 \text{ м}^3 / \text{час}$$

$$Q_{\text{общ1}} = Q_{\text{пр}} + Q_{\text{госп}} + Q_{\text{душ}} = 11,74 + 143,2 + 1,03 = 155,97 \text{ м}^3 / \text{час}$$

$$Q_{\text{общ2}} = Q_{\text{пож}} + 0,5 * Q_{\text{общ1}} = 36 + 0,5 * 155,97 = 113,99 \text{ м}^3 / \text{час}$$

Розрахунок діаметра труби:

$$D = \sqrt{\frac{4 * Q_{\text{расч}}}{\pi * V * 3600}} = \sqrt{\frac{4 * 155,97}{3,14 * 1,5 * 3600}} = 0,19 \text{ м}$$

Приймаємо $D = 200$ мм

Таблиця 3.3.3 - Розрахунок води на виробничі потреби

Види процесів (робіт), для яких необхідна вода	одиниця вимірювання	$V_{\text{добу}}$	q_1	k_1	$Q_{\text{пр}}, \text{ м}^3 / \text{час}$
3	4	5	6	7	8
<u>ВИРОБНИЧІ ПОТРІБИ:</u> Заправка екскаватора Зволоження ґрунту при ущільненні	маш м^3	1 500	100 150	1,5 1,25	0.01 8 11,72
					Σ 11,74
<u>ТЕХНОЛОГІЧНІ ПОТРІБИ:</u> Штукатурні роботи Малярні роботи Цегляна кладка Полив цегла.	м^2	237,1	8	1,5	0,36
	м^2	819	1	1,5	0,15
	тис.шт.	2056	150	1,5	57,8
	тис.шт.	2056	220	1,5	84,81
					Σ 143,2
<u>САНІТАРНО-ГОСПОДАРСЬКІ ПОТРІБИ</u> Господарсько-питні Душові установки Їдальня	1чол	36	20	2	0,18
	1чол	14	40	1	0,58
	1чол	36	40	1,5	0,27
					Σ 1,03

3.3.6 Тимчасове забезпечення будівельного майданчика електроенергією

Для організації тимчасового електропостачання будівельного майданчика

необхідно:

- Визначити споживачів електроенергії на майданчику
- Встановити необхідну потужність трансформатора
- Вибрати джерело отримання енергії
- запроєктувати електромережу

Розрахунок необхідної потужності трансформатора:

$$P = 1.1 \left(\sum \frac{P_{np} * k_1}{\cos \varphi} + \sum \frac{P_m * k_2}{\cos \varphi} + \sum P_{e.o.} * k_3 + \sum P_{n.o.} * k_4 \right)$$

де Р – необхідна потужність трансформатора, кВА

1,1 - коефіцієнт, що враховує втрати напруги в мережі

Р пр - необхідна потужність на виробничі потреби, тобто силова потужність будівельних машин чи установок, кВт

Р т.в. - необхідна потужність для внутрішнього освітлення приміщень, кВт

Р т - необхідна потужність на технологічні потреби, кВт

Р н. - необхідна потужність для зовнішнього освітлення, кВт

к 1- к 4 - коефіцієнти попиту, які залежать від кількості споживачів.

Результати розрахунків представлені у табл. 6.9.

Приймаю трансформаторну підстанцію КТПУ-630.

Тип трансформатора ТМЗ-630/10

Розрахунок ведемо у табличній формі.

Таблиця 3.3.4 - Розрахунок потреби електроенергії

Споживачі	Одиниця вимірювання	Кількість	Норма на од. потужний, кВт	Коефіц. Попиту	Коефіц. потужності cos	заг. витр. енергії, кВА
2	3	4	5	6	7	8
<u>ВИРОБНИЧІ І ТЕХНОЛОГІЧНІ</u>						
Гусеничний кран	шт	1	40	0,3	0,5	24
Зварювальний апарат СТЕ-24	шт	1	54	0,35	0,4	47,25
Машина для подавання бітумних мастик на покрівлю СО-100А	шт	1	60	0,1	0,4	15
Компресор пересувний СО-57А	шт	2	5,25	0,1	0,4	2,625
Фарбувальний агрегат СО-74А	шт	2	0,27	0,1	0,4	0,135
Віброрейка СО-47	шт	3	0,6	0,1	0,4	0,45
Глибинний вібратор Н-18	шт	3	0,8	0,1	0,4	0,6
<u>ЕЛЕКТРООСВІТЛЕННЯ</u>						
<u>Внутрішнє:</u>						
- адміністративні	100 м ²	0,585	0,015	0,8	1	0,007
- побутові приміщення		1,37	0,012	0,8	1	0,013
- склади	100 м ²	1,08	0,007	0,35	1	0,003
<u>Зовнішнє:</u>						
- Територія будівництва			0,015	1	1	
- внутрішніх доріг	900 м ²		3	1	1	
	1 км					

3.3.7 Техніко-економічні показники

За результатами підрахунків у ході організації будівельного виробництва визначаються техніко-економічні показники та зводяться до таблиці 3.3.5.

Таблиця 3.3.5 - ТЕП

№ п/п	Найменування показника	одиниця вимірювання	Узна-чення	Значення
1	2	3	4	5
1	Тривалість будівництва об'єкту	день	$T_{кр}$	709
2	Кошторисна вартість у тому числі БМР	тис. грн. тис. грн.	$C_{заг}$ $Zi_{смп}$	
3	Вартість $1м^3$ будівлі	грн.		
4	Вартість $1м^2$ виробничої площі	грн.		
5	Трудові витрати	чол-година	$Q_{заг}$	
6	Трудові витрати на $1м^3$ будівлі	чол-година	q	
7	Денне вироблення одного працюючого	грн.	$B = \frac{3_{заг}}{Q_{заг}}$	
8	Коефіцієнт використання робочих		k	
9	Енергооснащеність робітника	кВт	E	
10	Показники будгенплану: - Довжина тимчасових доріг - Довжина огорожі - Довжина інженерних комунікацій: * Водопровід * електромережа * каналізація - площа забудованої частини будмайданчика - площа будмайданчика - Коефіцієнт використання території будівництва	км м км км км $100 м^2$ $100 м^2$ %	 $S_{стор}$ $S_{заг}$ $K_{тер} = \frac{S_{стор}}{S_{заг}}$	

3.3.8 Техніка безпеки

Під час облаштування будівельного майданчика визначаються небезпечні зони для працівників, де можливе виникнення виробничих ризиків. Ці зони мають бути позначені спеціальними знаками.

Будівельний майданчик, робочі ділянки, місця виконання робіт і проїзди освітлюються в темний час доби. Працювати у неосвітлених зонах заборонено.

Земляні роботи в зоні розташування діючих комунікацій проводяться під наглядом виконроба або майстра, а при роботі поруч із кабелями під напругою – за участі працівників електрогосподарства.

Заборонено перебування людей під монтажними елементами конструкцій та обладнання, доки ті не будуть закріплені у проектному положенні.

Для підйому цегли на поверхи краном слід використовувати піддони із чотиристінковими футлярами, які запобігають випадінню цегли.

Кладка стін у будівлях висотою більше двох поверхів повинна проводитися тільки після облаштування міжповерхових перекриттів, сходів, площадок та огорож.

При виконанні покрівельних робіт робоче місце необхідно огородити тимчасовими бар'єрами висотою 1 метр із бортовими дошками не нижче 15 см

Оклеювання шпалерами слід виконувати в добре провітрюваних приміщеннях.

РОЗДІЛ 4. ОХОРОНА ПРАЦІ В БУДІВНИЦТВІ

4.1 Аналіз небезпечних і шкідливих виробничих факторів

Передбачено низку заходів при будівництві та експлуатації будівлі: враховано небезпечні зони під час падіння будівельної конструкції з гака кранів; обрані вантажозахоплювальні пристрої та пристрої для підйому будівельних конструкцій, їх вивіряння та тимчасового закріплення; забезпечена міцність та стійкість сталевих колон при монтажі; розроблено заходи безпеки при електрозварювальних роботах; розроблено заходи щодо підвищення вогнестійкості сталевих колон, балок та ферм, захист МК від корозії.

Відповідно до цих заходів, прийнятих для запобігання виявленим небезпечним факторам, обґрунтовано головні завдання, прийняті в даному проекті. Перше завдання – розробити норми щодо усунення небезпечних напруг під час підйому та встановлення конструктивних елементів; підібрати пристрої та пристрої для монтажу; вибрати та обґрунтувати спосіб підйому людей на висоту; розробити схему організації робочих місць монтажників. Друге завдання – перевірити стійкість конструкції під час монтажу. Зробити перевірочний розрахунок конструкцій на монтажні навантаження: стійкість сталевих балок та ферм під час підйому, стійкість розчалених колон.

4.2 Визначення межі небезпечної зони під час падіння будівельної конструкції з гака крана

$$R = r + S = r + \sqrt{h[l(1 - \cos\alpha) + a]},$$

де r - максимальний виліт стріли, м,

S – гранично можливий відліт конструкції у бік від первісного становища її центру тяжкості при вільному падінні,

l – довжина стропів, м,

α – кут між вертикаллю та стропом,

a – половина довжини конструкції, м,

h – висота підйому конструкції над рівнем землі у процесі монтажу, м.

$$R = 21 + \sqrt{17,4[8,1(1 - \cos 75) + 14,5]} = 39,8 \text{ м.}$$

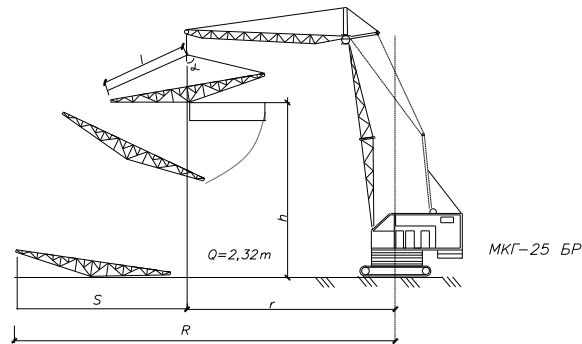


Рисунок 4.1 - Схема визначення меж небезпечної зони при падінні будівельної конструкції

4.3 Вибір грухозахоплювальних пристроїв та пристроїв

Стропування сталевих конструкцій виконуємо за розробленими схемами. Для стропування застосовуємо інвентарні стежки. Число гілок строп, на які підвішують вантаж, вибираємо в залежності від маси вантажу, що піднімається, і діаметра каната. Для підбору перерізу гнучких строп визначаємо натяг в одній гілки строп

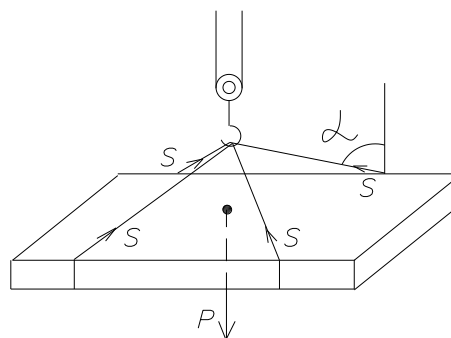


Рисунок 4.2 – Схема зусиль у гілках строп

$$S = P / \cos \alpha * n,$$

де P - маса вантажу, що піднімається, кг,

n – загальна кількість гілок стропа,

α – кут між вертикаллю та гілкою стропа.

Розривне зусилля у гілки стропа:

$S_p = Sk_z$ де k_z - Коефіцієнт запасу міцності для стропа . За знайденим розривним зусиллям підбираємо канат і визначаємо його технічні дані. Застосовуємо стропи СКП-3,2.

Спосіб стропування і конструкція стропа залежать від габаритів і маси елемента, що монтується, параметрів вантажопідіймального обладнання, умов підйому і положення елемента при його підйомі і установці.

Для монтажу сталевих конструкцій застосуємо напівавтоматичне захоплення. Таке захоплення дозволяє здійснити розстропування без підйому до місця монтажу. При монтажі використовуємо жорсткі стропи-траверси, що працюють на вигин та стиснення.

4.4 Забезпечення міцності та стійкості колон при монтажі

Монтажну стійкість колон, закріплених розчалками, визначають при строго вертикальному положенні на дію вітрового навантаження за формулою

$$k_3 \cdot M_0 \leq M_y + S r,$$

де $k_3 = 1,4$ - коефіцієнт запасу,

M_0 - перекидальний момент,

M_y – утримуючий момент, створюваний масою колони,

S - зусилля в розчалці,

r – плече зусилля S .

Перекидальний момент визначається з умови найбільш невідного напрямку вітру в площині однієї з розчалок

$$M_0 = w_1 (h_1 / 2) + w_2 (h_1 + h_2 / 2),$$

де w_1 і w_2 - тиск вітру,

h_1 – висота дії вітрового навантаження;

h_2 – те від рівня понад 10 м над поверхнею землі.

$$W_1 = v C_d h_1$$

де v - Розрахунковий вітровий натиск на висоті $h_1 \leq 10$ м;

C - аеродинамічний коефіцієнт,

d – ширина вантажного майданчика, нормального напрямку вітру

$$d = (a + b) \cos \alpha.$$

Тиск вітру

$$W_2 = v_p d h_2.$$

де $v_p = 2,2 v$ - розрахунковий вітровий натиск на висоті більше 10 м

$$d_1 = (0,24 + 0,24) * \cos 45 = 0,34 \text{ м}$$

$$W_1 = 2,5 * 0,8 * 0,34 * 10 = 6,8 \text{ кНм}$$

$$W_2 = 2,2 * 0,8 * 0,34 * 7 = 4,181 \text{ кНм}.$$

Перекидальний момент

$$M_0 = 6,8 * (10 / 2) + 4,181 * (10 + 7 / 2) = 90,44 \text{ кНм}.$$

Утримуючий момент від власної маси колони щодо точки перекидання

$$M_y = m_k a_1 = \text{кНм},$$

де $m_k = 0,24$ маса колони.

Момент, що сприймається розчалкою

$$S_r = k M_0 - M_y = 3 * 90,44 - 0,04 = 271,28 \text{ кНм},$$

де $k = 3$ - Коефіцієнт стійкості.

Рівняння стійкості колони

$$1,4 * 90,44 \leq 0,04 + 271,28$$

$$126,61 \text{ кНм} \leq 271,32 \text{ кНм}, \text{ умова виконується.}$$

У тих випадках, коли за розрахунком стійкість не забезпечується, застосовують інвентарні клинові вкладки і сталеві кондуктори.

4.5 Засоби захисту для безпечної роботи робітників

Під час монтажу сталевих конструкцій використовуються приставні алюмінієві сходи, що закріплюються на конструкції перед її підйомом. Це дозволяє монтажникам мати доступ до вузлів примикання сусідніх елементів. Для кріплення гачків сходів на сталевих фермах у потрібних місцях приварюють короткі сталеві куточки.

Для безпеки роботи на висоті, крім риштувань і сходів, застосовуються різноманітні види огорож. Риштування встановлюються у вузлах з'єднання балок з колонами, ферм з колонами та в місцях стиків колон, якщо вони монтуються частинами. Для монтажу вузлів кріплення балок і ферм до колон використовують приставні сходи з платформами, підвісні люльки й автовежі.

Перед зварюванням і під час робіт зварник повинен перевірити ізоляцію зварювальних проводів. Під час дощу, грози або снігопаду зварювальні роботи не дозволяються. Для підведення струму до електродотримачів використовують ізольовані гнучкі кабелі.

При виконанні зварювальних робіт на висоті облаштовують майданчики з негорючих матеріалів; якщо це неможливо, зварники використовують вогнестійкі пояси. Зварювальні роботи на риштуваннях дозволяються лише після перевірки майстром, а також вживаються заходи для запобігання загорянню настилів і падінню розплавленого металу на працівників. Після завершення зварювання слід ретельно оглянути робоче місце та прилеглі нижні площадки, усуваючи всі ризики займання.

Для безпеки обслуговування електроустановок на будівельному майданчику забезпечуються такі заходи:

- підтримка належного стану ізоляції, а за необхідності – застосування посиленої ізоляції;
- обмеження доступу до електромереж;
- використання ізолюючих підставок;
- виконання корпусів електрообладнання з ізоляційних матеріалів;

- блокування пускових апаратів;
- застосування захисних огорожень;
- заземлення корпусів електрообладнання та елементів електроустановок;
- застосування пристроїв швидкого автоматичного відключення частин електрообладнання, що випадково опинилися під напругою, або пошкоджених ділянок електромережі;

використання роздільних трансформаторів.

Для захисту зварювальників під час електрозварювання застосовують установки з електроблокуванням, що забезпечують автоматичне включення та вимкнення ланцюга або зниження напруги до 12 В протягом не більше 0,5 секунд.

Зварювальний агрегат складається з низьковольтного трансформатора, дроселя зі змінним індуктивним опором та зварювальних проводів, які підключаються до зварюваного виробу й електродотримача.

РОЗДІЛ 5. НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ РОЗДІЛ

5.1 Теоретичне обґрунтування роботи згинального двотавра

Теоретичні дослідження виконувалися з урахуванням теоретизованого подальшого, вже не в рамках магістерської роботи можливостей проведення експериментів на установці для випробувань балкових конструкцій. Ця установка дозволяє тестувати балки довжиною 1,5 м, застосовуючи навантаження двома симетричними силами, розташованими на відстані 0,5 м від опор, як показано на рисунку 5.1

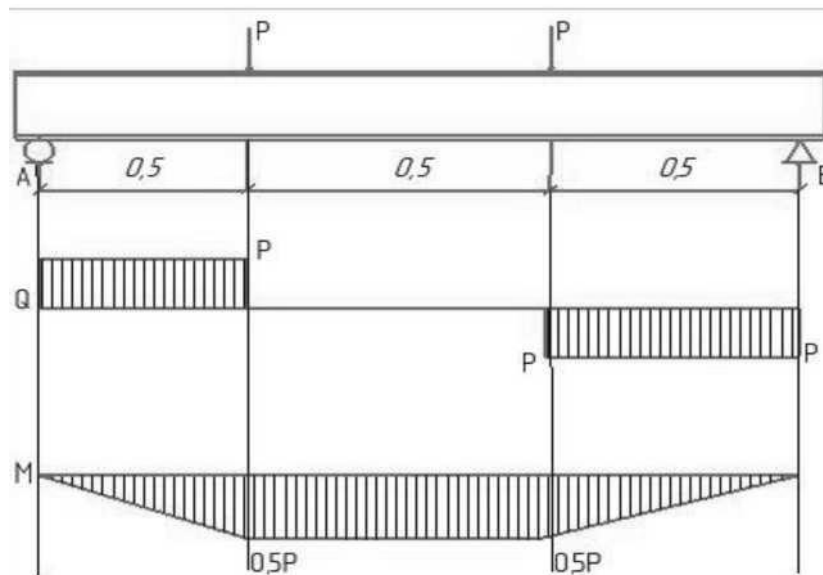


Рисунок 5.1 – Схема навантаження двотаврової балки

Балка закріплена за шарнірно-опорним принципом, а прикладене навантаження складається з двох однакових зосереджених сил, симетрично розташованих відносно центру прольоту.

Прямий вигин балки зазвичай поділяють на чистий та поперечний вигини. При чистому вигині у перерізі балки виникає лише один внутрішній силовий фактор — згинальний момент. Під час поперечного вигину в перерізах балки з'являються два внутрішні силові фактори: згинальний момент

М та поперечна сила Q.

На практиці згинальний момент часто є основним фактором при визначенні перерізу та перевірці міцності балкових конструкцій. Під впливом навантажень балка прогинається так, що її нижні волокна рівномірно подовжуються, а верхні коротшають, що призводить до виникнення нормальних напруг.

Крім рівномірно подовжених та скорочених волокон, існує нейтральний шар із волокнами, що не змінюють свою довжину. Цей шар називається нейтральною лінією або нейтральною віссю і є місцем, де нормальні напруги дорівнюють нулю. Щоб дослідити розподіл і значення напруг, викликаних згинальним моментом, розглянемо випадок чистого вигину. При чистому вигині деформації волокон пропорційні їхній відстані від нейтрального шару, а нормальні напруги змінюються лінійно по висоті перерізу.

Згинальний момент

Mx і координату y доцільно розглядати в абсолютному значенні, встановлюючи знак напруги відповідно до характеру деформування балки (плюс — при розтягуванні, мінус — при стисканні). Максимальні напруги виникають у точках, найбільш віддалених від нейтральної лінії. Під час поперечного вигину діють як нормальні, так і дотичні напруги, що ускладнює деформування та може призвести до викривлення поперечного перерізу балки. Це дещо порушує гіпотезу плоских перерізів.

Проте, згідно з дослідженнями, дотичні напруги мають незначний вплив на нормальні напруги, тому теорія чистого вигину є застосовною для оцінки нормальних напруг у разі поперечного вигину, а дотичні напруги здебільшого не враховуються у розрахунках на міцність.

Розрахункові перерізи і контрольні точки для аналізу показано на рисунку 6.4, де представлено схему балки, епюри згинальних моментів та поперечних сил. За формою епюр видно, що в середній частині балки між зосередженими силами діє чистий вигин під впливом максимального згинального моменту $M_{\max}$, а в крайніх частинах — поперечний вигин зі змінним моментом від 0 до $M_{\max}$ при постійній поперечній силі $Q_{\max}$.

Конструктивний розрахунок за граничними станами виконується в точках, де виникають максимальні нормальні, дотичні та головні напруги. У розглянутій балці максимальні нормальні напруги з'являються там, де $M=M_{\max}$. Найбільші дотичні напруги діють на рівні нейтрального шару, де $Q=Q_{\max}$, у приопорних ділянках уздовж осі балки. Максимальні головні напруги в стінках балки зосереджуються в точках сполучення з полицями (у крайніх нижніх та верхніх точках), що разом з головною стискаючою напругою на рівні нейтрального шару може призвести до втрати стійкості тонкої стінки. Ймовірним місцем втрати стійкості є середина приопорних ділянок.

Отже, можливості установки обмежені умовами роботи балок на чистий вигин.

Максимальне навантаження, яке може сприймати сталевий двотавр у межах пружної роботи, можна визначити за формулою:

$$P_{\max} = (W_x \sigma_m) / a$$

де σ_m - межа плинності сталі балки;

a - відстань від опори до прикладених двох зосереджених навантажень $P_{\max}$;

W_x - момент опору перерізу бруто щодо осі x .

Максимальний розрахунковий згинальний момент для еталонного зразка визначається за формулою, виходячи з епюри моментів, вказаних на рисунку 5.4:

$$M_{\max} = 0,5 P_{\max}$$

де $P_{\max}$ - - максимальне навантаження, яке може сприймати двотавр.

Опорні реакції балки опертою на двох шарнірах визначаються за формулою3:

$$A = B = P_{\max}$$

Напружено-деформований пружний стан балки

Для балок 1-го класу, коли напруги, що виникають по всій площі перерізу, не можуть перевищити розрахункового опору, балка розраховується на вигин і на зріз згідно.

На вигин при дії моменту в одній із головних площин:

$$\frac{M}{W_{xn,min} R_y \gamma_c} \leq 1$$

де R_y - розрахунковий опір сталі на стиск, розтяг, вигин, визначений за межею плинності;

γ_c - коефіцієнт умов роботи;

M - максимальний розрахунковий згинальний момент;

$W_{xn,min}$ - момент опору перерізу нетто відносно щодо осі x .

На зріз при дії у перерізі поперечної сили:

$$\frac{PS}{ItR_s \gamma_c} \leq 1,$$

де P – поперечна сила;

S - статичний момент зсувної частини перерізу бруто щодо нейтральної осі;

I - момент інерції перерізу бруто;

t – товщина стінки двотавра;

R_s - розрахунковий опір сталі зсуву;

γ_c - коефіцієнт умов роботи.

Розрахунковий опір сталі зсуву визначається за формулою:

$$R_s = 0,58R_y.$$

Епюри нормальних (σ) напруг та дотичних (τ) напруг для пружного стану перерізу балки показано на рисунку 5.2.

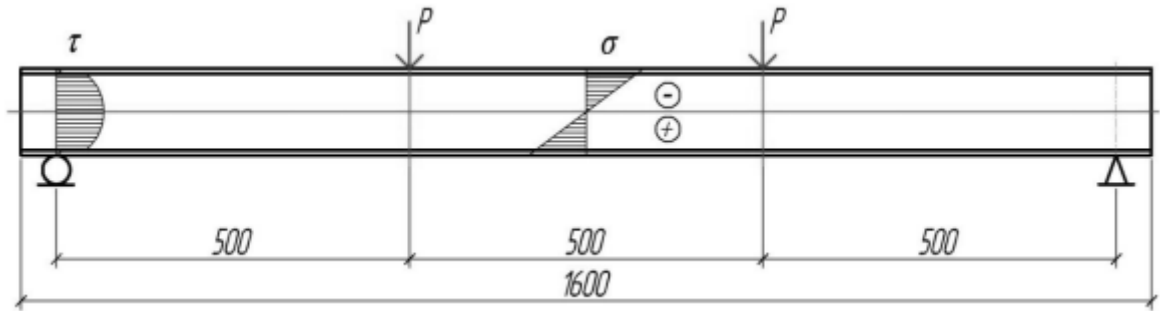


Рисунок 5.2 - Епюри нормальних та дотичних напруг для пружної роботи

Таким чином, нормальні напруги в перерізах двотаврових балок визначаються за такою формулою:

$$\sigma = \frac{M}{W_x} \leq R_y$$

де M - максимальний згинальний момент;

W_x - момент опору перерізу бруто щодо осі x ;

R_y - розрахунковий опір стали на стиск, розтяг, вигин, визначений за межею плинності.

Дотичні напруги в перерізах двотаврових балок визначаються за такою формулою:

$$\tau = \frac{QS_x}{I_x s} \leq R_s$$

де Q - зусилля, що перерізує;

I_x - відповідно момент інерції та перерізу щодо осі x ;

S_x - статичний момент зсувної частини перерізу щодо осі x ;

s – товщина стінки;

R_s - Розрахунковий опір сталі на зріз.

Робота на зріз у прокатних балках за відсутності ослаблення опорних перерізів зазвичай забезпечена, внаслідок відносно великої товщини стінок

балок. Таким чином, основним є забезпечення умов роботи на вигин нормальних напруг.

Напружено-деформований пружно-пластичний стан балки

При подальшому навантаженні плинність починає проникати всередину перерізу. З'являються верхні та нижні зони плинності за збереження пружного внутрішнього ядра. Такий стан характеризується як напружено-деформований стан називається пружно-пластичним. Відповідно до вимог, допускається розвиток деякої частки пластичних деформацій.

Епюри нормальних (σ) напруг та дотичних (τ) напруг для пружно-пластичного стану перерізу досліджуваної балки показані на рисунку 5.3.

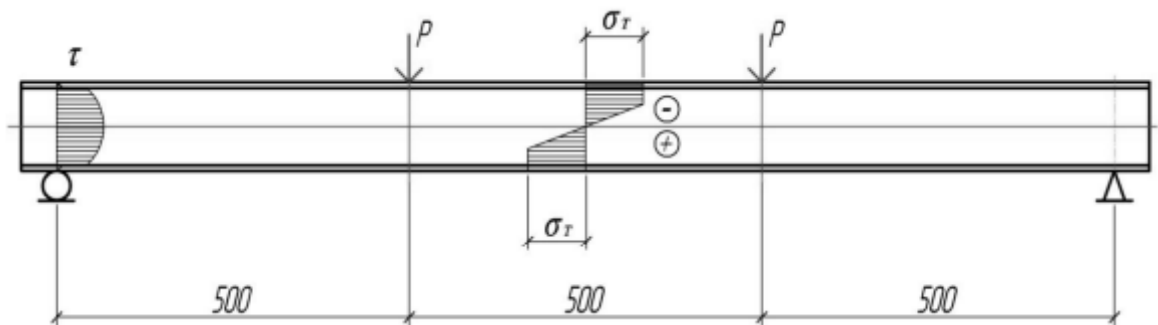


Рисунок 5.3 - Епюри нормальних та дотичних напруг для пружнопластичної роботи

Нормальні напруження з урахуванням можливості розвитку пластичних деформацій визначаються за формулою відповідно до вимог:

$$\sigma = \frac{M}{c_x \beta W_x} \leq R_y \gamma_c$$

де M - максимальний розрахунковий згинальний момент, знайдений у даному випадку за формулою2;

W_x - момент опору перерізу бруто щодо осі x ;

β - коефіцієнт, що приймається залежно від величини дотичних напружень;

c_x - коефіцієнт обліку розвитку пластичних деформацій, визначається залежно від схеми перерізу; для двотаврових балок можна спрощення з достатньою точністю прийняти $c_x = 1,1$;

γ_c - коефіцієнт умов роботи.

Напружено-деформований пластичний стан балки

Епюри нормальних (σ) напруг та дотичних (τ) напруг для пластичного стану перерізу балки показані на рисунку 5.4.

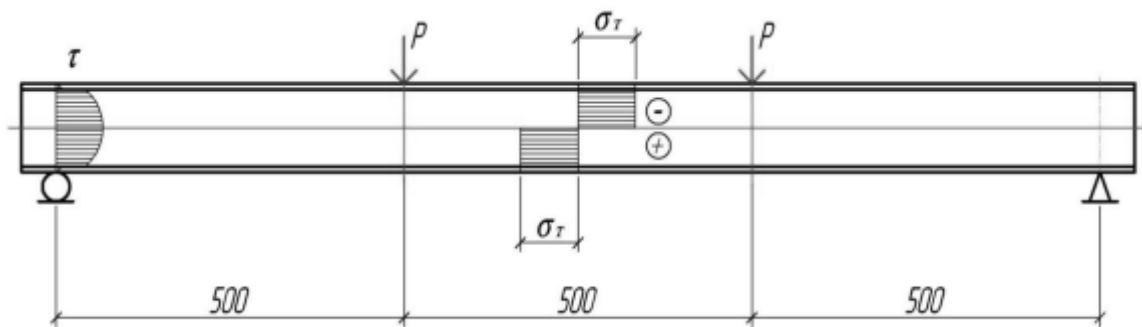


Рисунок 5.4 - Епюри нормальних та дотичних напруг пластичної роботи (умовний пластичний шарнір).

При подальшому навантаженні напруги плинності продовжують поширюватися і межі пронизують весь переріз. Настає напружено-деформований стан 3-го класу, коли по всій площі перерізу $|\sigma| = \sigma_y$, тобто. у розглянутого нами двотаврового перерізу настає пластичний стан. Такий стан називають умовним шарніром пластичності.

5.2 Теоретичне обґрунтування роботи згинального двотавра, посиленого смугою, прикріпленою до нижньої полиці на зварюванні.

Для випробування було підготовлено п'ять зразків: двотаври №12 за ДСТУ 8768:2018, довжиною 1600 міліметрів (проліт 1500 міліметрів); форма перерізу представлена малюнку 5.5.

За наведеними даними із сертифікату металу марка стали всіх підготовлених зразків – Ст3пс.

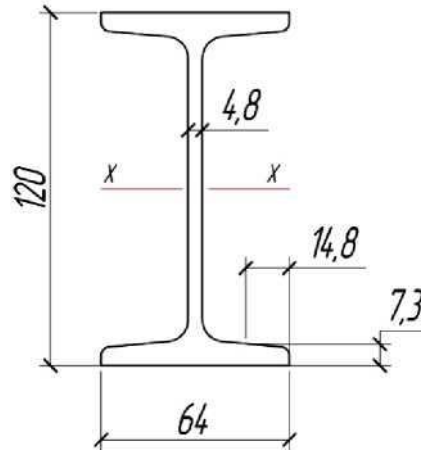
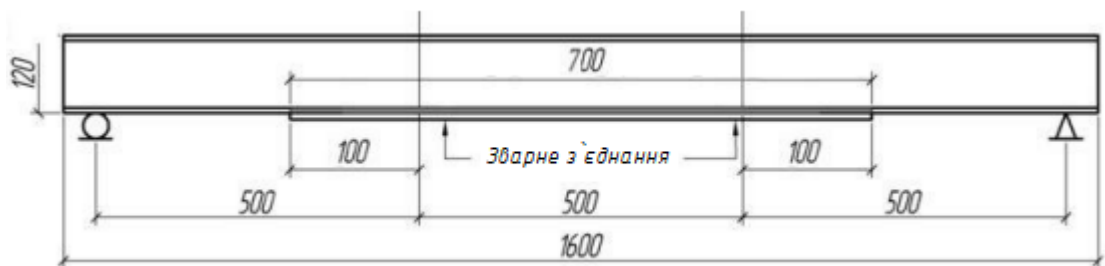


Рисунок 5.5 - Поперечний перетин двотавра

Таблиця 5.1 - Довідкові дані двотавра №12

№	Розміри					Площа попересілля	Маса 1м	Довідкові значення для осей						
								X-X				Y-Y		
	<i>h</i>	<i>b</i>	S	t	<i>R</i>			<i>I_x</i>	<i>W_x</i>	<i>i_x</i>	<i>S_x</i>	<i>I_y</i>	<i>W_y</i>	<i>I_y</i>
	мм							см ²	кг	см ⁴	см ³	см	см ³	см ⁴
12	120	64	4,8	73	7,5	14.7	11.5	350	58,4	4,88	33,7	27,9	8,72	1,38

Посилення двотавра проводиться смуговим елементом: переріз 100x10мм, довжиною 700 мм відповідно до рисунку 5.6.



Масштаб: торець балки – 1:2, вид збоку – 1:10

Рисунок 5.6 – Схема посилення

При посиленні поперечний переріз змінюється; змінюється положення центру тяжкості, що змінює момент опору в перерізі щодо осі x .

Для визначення нормальної напруги необхідно визначити положення горизонтальної осі з урахуванням зміни перерізу: прикріплення смуги. Для

цього необхідно визначити центр тяжкості нового перетину. Розрахунок центру тяжіння ведеться щодо осі x - рисунок 5.7.

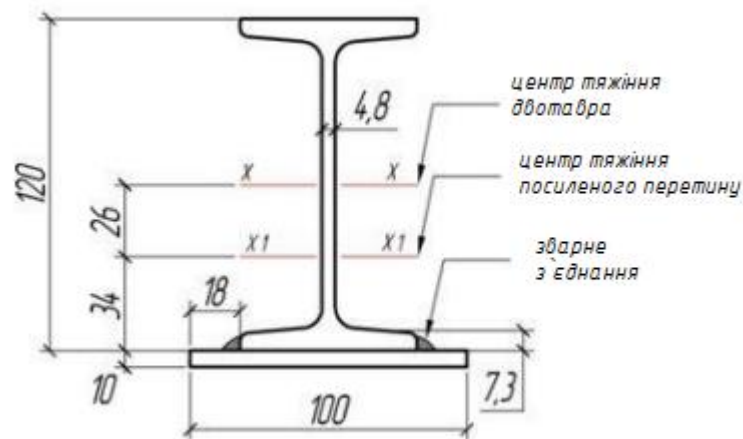


Рисунок 5.7 - Посилений перетин

Центр тяжкості щодо осі x для посиленого елемента визначається за формулою:

$$y_{ц.т.} = \frac{\sum S_x}{\sum A} = \frac{10 \cdot 1 \cdot 6.3}{14.7 + 10 \cdot 1} = 26 \text{ мм}$$

де: $\sum A$ - сума площ;

$\sum S_x$ - сума статичних моментів щодо осі.

Центр тяжкості посилених збільшенням перерізу зразків щодо центру тяжкості еталонного зразка зміщений на $y_{\max} = 2.6$ см щодо осі x .

Для визначення моменту опору перерізу посиленої балки необхідно визначити момент інерції щодо осі x_1 . Момент інерції визначається за формулою, відповідно до рисунка 5.10:

Момент інерції посиленого перерізу щодо осі x :

$$\begin{aligned} I_x &= I_x^{\partial\partial} + A_{\partial\partial} \cdot 2.6^2 + 10 \cdot 1^3/10 + 10 \cdot 1 \cdot 3.7^2 = \\ &= 350 + 14.7 \cdot 2.6^2 + 10 \cdot 1^3/10 + 10 \cdot 1 \cdot 3.7^2 = 587.27 \text{ см}^4 \end{aligned}$$

Момент опору посиленого перерізу щодо осі x для розтягнутого волокна визначається за формулою:

$$W_x^{\text{розт}} = \frac{I_x}{3.7} = \frac{587.27}{3.7} = 158.7 \text{ см}^3$$

Момент опору посиленого перерізу щодо осі x для стисненого волокна визначається за формулі:

$$W_x^{\text{стис}} = \frac{I_x}{8.6} = \frac{587.27}{8.6} = 68,3 \text{ см}^3$$

Оскільки $W_x^{\text{стис}} < W_x^{\text{розт}}$, максимальне навантаження на момент настання плинності буде визначатися в даному випадку для стиснутих волокон за формулою:

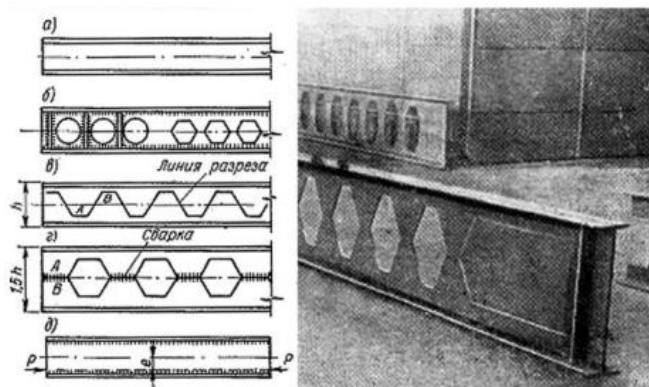
$$P_{\text{max}} = \frac{W_x^{\text{стис}} \sigma_m}{a} = \frac{68,3 \cdot 42,8}{50} = 58,46 \text{ кН},$$

де σ_m - межа плинності СтЗпс;

a - відстань від опори до прикладених двох зосереджених навантажень P_{max} ;

$W_x^{\text{стис}}$ - момент опору перерізу щодо осі x_1 .

Максимальний розрахунковий згинальний момент при моменті опору для розтягнутих волокон для посиленого зразка визначається за формулою, також виходячи з епюри моментів зазначених на рисунку 5.8:



а) суцільна; б) перфорована отворами; г) перфорована шляхом розрізання та зварювання стінки прокатного двотавра; д) попередньо напружена

Рисунок 5.8 – Класифікація балок типу стінки

$$M_{\text{max}} = 0,5P_{\text{max}}$$

де $R_{\max}$ - максимальне навантаження, яке може сприймати посилений сталевий двотавр.

Момент опору посиленого перерізу для стисненого волокна $68,3 \text{ см}^3$ волокон лише трохи більше моменту опору непідсиленого двотавра $W_x = 58,4 \text{ см}^3$ що є передумовою для висновку про недостатню ефективність запропонованого варіанта посилення. Для остаточного висновку потрібне проведення експериментального дослідження.

Еталонний двотавр №12:

Ядрова відстань в напрямку осі «Y»:

$$\rho_y = W_x / A = 58.4 / 14.7 = 3.98 \text{ см};$$

Ядрова відстань в напрямку осі «X»:

$$\rho_x = W_y / A = 8.72 / 14.7 = 0.59 \text{ см};$$

Момент опору посиленого перерізу щодо осі l для розтягнутого волокна визначається як:

$$W_x^{\text{розт}} = \frac{I_x}{3.7} = \frac{587.27}{3.7} = 158.7 \text{ см}^3$$

Момент опору посиленого перерізу щодо осі V для стисненого волокна визначається як:

$$W_x^{\text{ст}} = \frac{I_x}{8.6} = \frac{587.27}{8.6} = 68,3 \text{ см}^3$$

$$\text{- для стиснутого волокна } \rho_y^{\text{ст}} = W_x^{\text{ст}} / \Sigma A = 68,3 / 24,7 = 2,77 \text{ см},$$

$$\text{- для розтягнутого волокна } \rho_y^{\text{розт}} = W_x^{\text{розт}} / \Sigma A = 158,7 / 24,7 = 6,43 \text{ см},$$

$$\text{де } \Sigma A = A_{\text{дв}} + A_{\text{пол}} = 14,7 + 10 = 24,7 \text{ см}^2.$$

Аналіз: $2,77 \text{ см} \ll 3.98 \text{ см}; 6,43 \text{ см} \gg 3.98 \text{ см}$.

Висновок: посилення неефективне, слабка стисла зона.

5.3 Теоретичне обґрунтування роботи згинального двотавра, посиленого куточками 75x8 .

Для посилення двотаврових балок №12 (висота близько 120 мм) при заданому навантаженні є доцільним використання додаткових металевих

елементів, таких як сталеві куточки 75х8 мм, приварені вздовж полицок балки. Такі куточки можуть покращити несучу здатність балки, знижуючи деформації та напруги.

Початкові умови:

Довжина балки, $L=1.5$ м.

Тип навантаження: дві зосереджені сили по $F=0.5$ кН кожна, прикладені на відстані $a=0.5$ м від обох опор балки.

Закріплення балки: шарнірно-опорне.

Посилення: приварювання металевих куточків 75×8 уздовж полицок двотавра, що збільшить момент інерції перерізу та опір поперечному вигину.

Розрахункові навантаження, напруги та вигин балки

1. Визначення згинального моменту та поперечної сили

Для розрахунку моментів та поперечних сил:

Балка з двома зосередженими навантаженнями F на відстані a від опор створює згинальний момент M у середній частині балки.

Максимальний згинальний момент виникає між точками прикладання сил і розраховується як:

$$M_{\max}=F \cdot a$$

Підставимо значення:

$$M_{\max}=0.5 \text{ кН} \cdot 0.5 \text{ м} = 0.25 \text{ кН} \cdot \text{м} = 250 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

2. Визначення моменту інерції та напруг для підсиленої балки

Момент інерції вихідного двотавру: Для гарячекатаних двотаврових балок №12 момент інерції I зазвичай дорівнює $I_{xx} \approx 96 \times 10^4 \text{ мм}^4$.

Підсилення сталевими куточками: Додавання куточків підвищує момент інерції. Для куточка 75×8 мм момент інерції щодо його осі становить приблизно $I_{\text{кут}} \approx 28.4 \times 10^3 \text{ мм}^4$. У підсиленому варіанті результуючий момент інерції можна обчислити як суму моментів інерції балки та куточків, з урахуванням відстані між осями.

Розрахунок нормальних напруг: Нормальні напруги у підсиленій балці:

$$\sigma = (M_{\max} \cdot y) / I_{\text{підс}}$$

де y – відстань до крайньої волокнини балки, а $I_{\text{підс}}$ – результуючий момент інерції підсиленого перерізу.

Прогин балки: Прогин у центральній частині балки визначимо як:

$$\delta = (F \cdot a^2 \cdot ((3L - 4a))) / (24 \cdot E \cdot I_{\text{підс}})$$

де $E \approx 210$ ГПа — модуль пружності сталі.

Практичний результат

Ці розрахунки дозволяють порівняти прогин та напруги для вихідної та підсиленої балки, демонструючи ефективність підсилення куточками у зниженні згину та зменшенні ризику локальних руйнувань.

Для розрахунку напруг і прогину балки з використанням початкових даних та підсилення куточками виконаємо такі обчислення.

Початкові параметри та дані

Довжина балки $L = 1.5$ м

Зосереджені сили $F = 0.5$ кН = 500 Н

Відстань від опор до місця прикладання навантаження $a = 0.5$

Тип балки: двотаврова гарячекатана балка №12, зі стандартним моментом інерції $I_{\text{балка}} = 96 \times 10^4 \text{ мм}^4 = 9.6 \times 10^{-8} \text{ м}^4$

Модуль пружності сталі $E = 210$ ГПа = $210 \times 10^9 \text{ Н/м}^2$

Розрахунок згинального моменту

Максимальний згинальний момент M_{max} у центральній частині балки (між точками прикладання навантаження) обчислюється як:

$$M_{\text{max}} = F \cdot a = 500 \text{ Н} \cdot 0.5 \text{ м} = 250 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

Напруги в балці (без підсилення)

Нормальні напруги у крайньому волокні балки обчислюються за формулою:

$$\sigma = (M_{\text{max}} \cdot y) / I_{\text{балка}}$$

де $y = h/2 = (120 \text{ мм})/2 = 0.06 \text{ м}$ (висота двотаврової балки №12).

Підставимо значення для обчислення напруги:

$$\sigma = 250 \text{ Н} \cdot \text{м} \cdot 0.06 \text{ м} / 9.6 \times 10^{-8} \text{ м}^4$$

Прогин балки (без підсилення)

Формула для прогину балки з двома зосередженими навантаженнями, що діють на відстані a від опор:

$$\delta = (F \cdot a^2 \cdot (3L - 4a)) / (24 \cdot E \cdot I_{\text{балка}})$$

Підставимо значення для обчислення прогину:

$$\delta = (500 \text{ Н} \cdot (0.5 \text{ м})^2 \cdot (3 \cdot 1.5 \text{ м} - 4 \cdot 0.5 \text{ м})) / (24 \cdot 210 \times 10^9 \text{ Н/м}^2 \cdot 9.6 \times 10^{-8} \text{ м}^4)$$

Виконаємо обчислення.

Розраховані значення для балки без підсилення:

Нормальні напруги: $\sigma = 156.25 \text{ МПа}$

Прогин: $\delta = 0.6459 \text{ мм}$

Ці результати показують, наскільки вигинається балка та які напруги виникають у її перерізі під заданим навантаженням. Якщо потрібно зменшити прогин або напруги, можна розглянути підсилення балки металевими куточками, що додасть жорсткості конструкції.

ВИСНОВКИ

При посиленні двутавра №12 слід йти шляхом збільшення жорсткості при згинанні.

При теоретичному розрахунку з'ясувалося, що несиметричне посилення зразка Б2, посиленого смугою, що прикріплена до нижньої полиці недостатньо ефективно.

Найбільша ефективність для двутавра №12 - посилення з двох сторін стінки симетрично.

З отриманих розрахунків можна зробити такі висновки:

Нормальні напруги в балці становлять 156.25 МПа, що є значним показником. Вони мають не перевищувати межу міцності матеріалу (наприклад, для сталі це близько 250–300 МПа). Отже, за даних умов балка працює в допустимих межах, але її використання у важчих умовах потребуватиме посилення, щоб уникнути небезпеки руйнування.

Прогин балки становить 0.6459 мм що може бути прийнятним для короткострокового навантаження. Проте в умовах постійного навантаження або додаткових вібрацій та деформацій бажано зменшити цей прогин для підвищення жорсткості конструкції.

Підсилення балки металевими куточками (розміром 75x8 мм) може суттєво зменшити прогин та підвищити її жорсткість і стійкість до згинальних моментів. Це буде особливо корисно для забезпечення запасу міцності, якщо балка використовуватиметься в умовах з підвищеним або тривалим навантаженням.

Металеві куточки можуть збільшити момент інерції балки, що дозволить ефективніше розподіляти навантаження та зменшити згинальні напруги. Це сприятиме збереженню форми перерізу і зменшенню деформацій навіть за тривалого навантаження.

Отже, підсилення допоможе зробити балку надійнішою і довговічнішою, зокрема у випадках з підвищеними вимогами до жорсткості, а також при можливих збільшеннях навантаження в експлуатаційних умовах.

Ця робота може слугувати основою для подальшого можливого удосконалення освітніх компонентів за спеціальністю.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Павліков А.М.. Залізобетонні конструкції: будівлі, споруди та їх частини : Підручник. Полтава, ПолтНТУ. 2017
2. Бамбура А.М. Проектування залізобетонних конструкцій : посібник / А.М. Бамбура, І.Р. Сазонова, О.В. Дорогова, О.В. Войцехівський; за ред. А.М. Бамбури. – К. : Майстер книг, 2018. 240 с.
3. Бліхарський З.Я., Кархут І.І., Струк Р.Ф. Розрахунок і конструювання нормальних та похилих перерізів залізобетонних елементів. Навчальний посібник. Львів: В-во Львівської політехніки, 2014. 144 с
4. Павліков А.М. Кам'яні та армокам'яні конструкції: Навчальний посібник / А.М. Павліков; Національний університет«Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка», 2021. 212 с.
5. Лівінський О. М., Хоменко О.Г., Терещук М. О., Любченко І.Г., Ратушняк Г. С., Єсипенко А. Д. Металеві конструкції . Підручник для студентів вищих навчальних закладів.- К.: «МП Леся», 2018. 306 с.
6. Клименко Ф.Є., Барабаш В.М., Стороженко Л.І. Металеві конструкції Львів: Світ, 2002 р. 312с.
7. Металеві конструкції: підруч. для студ. вищ. навч. закл. / О. О. Нілов [та ін.] ; під заг. ред. дійсн. чл. Акад. буд-ва України, проф. О. О. Нілова та засл. діяча науки і техн. України, д-ра техн. наук, проф. О. В. Шимановського. 2-е вид., переробл. І допов. К. : Сталь, 2010. 869 с.
8. Клименко В. З. Конструкції з дерева і пластмас: Підручник. К.: Вища школа, 2000. 304 с.
9. Гомон С.С. Г64 Конструкції із дерева та пластмас. Навчальний посібник. Рівне: НУВГП, 2016. 219 с
10. Основи та фундаменти. Навчальний посібник для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія / І.О.Парфентьєва, О.В. Верешко, Д.А. Гусачук. Луцьк: ЛНТУ, 2017. 296с

11. Лучко Й. Й. Методи випробування та дослідження будівельних матеріалів, конструкцій будівель і споруд: [підручник] / Й. Й. Лучко ; за ред. д-ра техн. наук, проф. Й. Й. Лучка ; Львів. нац. аграр. ун-т. Львів : Світ, 2021. 485 с.
12. Zienkiewicz O.C., Taylor R.L. The Finite Element Method for Solid and Structural Mechanics. 7th Edition. Butterworth-Heinemann, 2013. 756 p.
13. Дубенець В.Г., Хільчевський В.В., Савченко О.В. Основи методу скінченних елементів: Навчальний посібник. Чернігів: ЧДТУ, 2007. 288 с.
14. Ковальчук Я.О. Технологія та організація будівництва: Навчальний посібник. Тернопіль, 2017. 191 с
15. Черненко В.К. Технологія будівельного виробництва./ Черненко В.К. і інші // К.: Вища шк., 2002. 430 с.
16. Ушацький С.А., Шейко Ю.П., Тригер Г.М. Організація будівництва : підручник. К. Кондор, 2007. 521 с.
17. Організація та управління будівництвом: підручник / О.А. Тугай та ін. Київ: Видавництво Ліра. К, 2024. 400 с.
18. Клименко Ф.Є., Барабаш В.М., Стороженко Л.І. Металеві конструкції. –Львів: Світ, 2002. –313с.
19. Металлические конструкции / Ю.И. Кудишин, Е.И. Беленя, В.С. Игнатьева и др. - М.: Издательский центр «Академия», 2007. –688с.
20. ДБН В.2.6-198-2014. Сталеві конструкції Норми проектування. –К.: Мінбуд України, 2006. –60 с.
21. Пермяков В.О., Нілов О.О., Шимановський О.В. Металеві конструкції: Підручник / Під загальною редакцією В.О. Пермякова. – К.: Видавництво «Сталь», 2008. – 812с.