

НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ

Факультет (ННІ) конструювання та дизайну

72.012:658.2:621.57

ПОГОДЖЕНО

**Декан факультету (Директор ННІ)
конструювання та дизайну**
(назва факультету (ННІ))

_____ Ружи́ло З.В.
(підпис) (ПІБ)

“ ____ ” листопада 2024 р.

ДОПУСКАЄТЬСЯ ДО ЗАХИСТУ
Завідувач кафедри будівництва

(назва кафедри)
_____ Яковенко І.А.
(підпис) (ПІБ)

“ ____ ” листопада 2024 р.

МАГІСТЕРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА
на тему:

Проектвання цеху з виготовлення холодильного обладнання у місті Гайсин

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

Освітня програма
освітньо-наукової програми 192 – будівництво та цивільна інженерія
(назва)

Орієнтація освітньої програми
_____ освітньо-професійна програма
(освітньо-професійна або освітньо-наукова)

Гарант освітньої програми

К.Т.Н., доцент _____ Бакулін Євгеній Анатолійович
(науковий ступінь та вчене звання) (підпис) (ПІБ)

Керівник магістерської кваліфікаційної роботи

К.Т.Н., ст. викладач _____ Усенко Микола Володимирович
(науковий ступінь та вчене звання) (підпис) (ПІБ)

Виконав

_____ Махов Анатолій Леонідович
(підпис) (ПІБ студента)

КИЇВ – 2024 рік

НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ

Факультет (ННІ) _____ конструювання та дизайну _____

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри будівництва
кандидат технічних наук, професор
_____ **Яковенко І.А.**

“ _____ ” _____ **2024 року**

ЗАВДАННЯ
ДО ВИКОНАННЯ МАГІСТЕРСЬКОЇ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ
РОБОТИ СТУДЕНТУ

_____ **Махову Анатолію Леонідовичу**
(прізвище, ім'я, по батькові)

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

Освітня програма
освітньо-наукова програма **192 – будівництво та цивільна інженерія**
(назва)

Орієнтація освітньої програми
_____ **освітньо-професійна програма**
(освітньо-професійна або освітньо-наукова)

Тема магістерської кваліфікаційної роботи _____
Проектування цеху з виготовлення холодильного обладнання у місті Гайсин
затверджена наказом ректора НУБіП України від “22” грудня 2023 р. №2358 «С»

Термін подання завершеної роботи на кафедру _____ **14 листопада 2024 року**
(рік, місяць, число)

Вихідні дані до магістерської кваліфікаційної роботи:

Запроектована будівля цеху з виготовлення холодильного обладнання. Розроблені та запроектовані та законструйовані підкранова балка, колона, ферма покриття, фундамент. Проаналізовані останні наукові джерела, присвячені розрахунку основних елементів сталевих каркасів одноповерхових промислових будівель. Проведений аналіз можливих типів мостових кранів із урахуванням та класифікацією їхніх режимів експлуатації. Розглянуті неординарні конструктивні рішення поперечних рам одноповерхових виробничих будівель: поперечна рама з розвиненою середньою опорою,

поперечник з роздільними функціями конструкцій, будівлі з порталними кранами. Наведений алгоритм вибору сітки колон одноповерхових виробничих будівель та принципи застосування і улаштування температурних швів. Побудований алгоритм визначення кранових навантажень одноповерхових виробничих будівель із наявністю мостових кранів.

Перелік питань, що підлягають дослідженню:

1. Розробити архітектурно-будівельну частину з цеху з виготовлення холодильного обладнання (розробити головний та бокові фасади, плани, поперечний та поздовжній розрізи, навести специфікацію приміщень із відповідними архітектурними вузлами).

2. Виконати розрахунок та конструювання головних несучих конструкцій: підкранової балки, колони, ферми покриття, фундаменту

3. Розробити технологічну карту на монтаж металевих колон та ферм покриття. Навести параметри та засоби щодо організації будгенплану, технології виконання робіт щодо умови забезпечення будівництва; тривалості будівництва, складу та об'ємів будівельно-монтажних робіт, комплектів будівельних машин та механізмів, проектування будівельного генерального плану.

4. Навести основні відомості щодо побудови алгоритму статичного розрахунку металевих рам, колон, ферм покриття: Розглянути можливі варіанти каркасів одноповерхових виробничих будівель. Обґрунтувати доцільність використання сталевих каркасів. Побудувати алгоритм визначення кранових навантажень одноповерхових виробничих будівель із наявністю мостових кранів.

Перелік графічного матеріалу (за потреби) _____

1. Архітектурний розділ: головний та боковий фасади, поздовжній та поперечний розрізи, плани відповідних поверхів

2. Розрахунково-конструктивний розділ: розрахунок та конструювання головних несучих конструкцій: підкранової балки, колони, ферми покриття, фундаменту

3. Технологічна карта, буд генплан та календарний графік виконання робіт

Дата видачі завдання “ _____ ” лютого 2024 р.

Керівник магістерської кваліфікаційної роботи

кандидат технічних наук, старший викладач,

ст. викладач кафедри будівництва НУБіП України _____ /М.В. Усенко/

Завдання прийняв до виконання

студент 6 курсу БЦІ

денної форми навчання _____

/А.Л. Махов/

ЗМІСТ

Вступ.....
1. АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД.....
1.1. Основні принципи проектування сталевих каркасів одноповерхових виробничих будівель.....
1.2. Вимоги до каркасів сталевих одноповерхових виробничих будівель.....
1.3. Вибір матеріалу каркасу одноповерхових виробничих будівель.....
1.4. Вибір сітки колон одноповерхових виробничих будівель.....
1.5. Типи каркасів поперечних рам одноповерхових виробничих будівель.....
1.6. Неординарні конструктивні рішення поперечних рам одноповерхових виробничих будівель.....
2. НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА.....
2.1. Побудова алгоритму визначення кранових навантажень одноповерхових виробничих будівель із наявністю мотових кранів.....
2.2. Особливості статичного розрахунку поперечних рам.....
2.3. Просторова робота сталевих каркасів.....
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ.....
3. АРХІТЕКТУРНИЙ РОЗДІЛ.....
3.1. Загальна частина.....
3.2. Об'ємно–планувальне рішення.....
3.3. Конструктивне рішення.....
3.4. Теплотехнічний розрахунок стінного огородження.....
4. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ.....
4.1. Компонування каркасу.....
4.1.1. Характеристика кранів розрахункової рами.....
4.1.2. Вертикальні розміри каркасу.....
4.1.3. Горизонтальні розміри каркасу.....

4.1.4.	Конструкції покриття, огорожуючі конструкції.....	
4.1.5.	Схеми в'язей.....	
4.2.	Визначення навантажень на раму каркаса.....	
4.2.1.	Постійні навантаження.....	
4.2.2.	Снігове навантаження.....	
4.2.3.	Вітрове навантаження на розрахункову раму.....	
4.2.4.	Навантаження від кранів.....	
4.3.	Статичний розрахунок рами каркасу.....	
4.3.1.	Розрахункова схема рами.....	
4.3.2.	Статичний розрахунок рами.....	
4.3.3.	Схеми завантажень рами.....	
4.4.	Розрахунок і конструювання кроквяної ферми (прогон А – В).....	
4.4.1.	Навантаження на ферму.....	
4.4.2.	Розрахунок ферми. Результати.....	
4.4.3.	Матеріал і розрахункові довжини елементів ферми.....	
4.4.4.	Підбір перерізів стрижнів	
4.5.	Розрахунок і конструювання підкранової балки.....	
4.5.1.	Визначення навантажень кранів.....	
4.5.2.	Статичний розрахунок балки.....	
4.5.3.	Визначення розмірів поперечного перерізу підкранової балки.....	
4.6.	Розрахунок середньої колони ряду В.....	
4.6.1.	Розрахункові зусилля та їх поєднання.....	
4.6.2.	Компонування колони.....	
4.6.3.	Визначення розрахункових довжин колон.....	
4.	ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ.....	
4.1.	Аналіз інженерно–геологічних умов майданчика.....	
4.2.	Розрахунок пальових фундаментів.....	
4.2.1.	Вибір глибини залягання ростверка.....	
4.2.2.	Вибір несучого шару.....	

4.2.3. Розрахунок пальового фундаменту для колони ряду В	
4.2.4. Фактичне навантаження на палі, призначення вертикальних і горизонтальні розмірів фундаменту.....	
4.2.5. Розрахунок на продавлювання.....	
4.2.6. . Підбір арматури.....	
4.2.7. Перевірка тиску під нижнім кінцем палі.....	
6. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВНИЦТВА.....	
6.1. Межі застосування технологічної карти на встановлення опалубки.....	
6.2. Склад комплексного технологічного процесу.....	
6.3. Технологія й організація будівельного процесу.....	
6.4. Складування і запас матеріалів.....	
6.5. Механізація покрівельних робіт.....	
7. ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА.....	
7.1. Визначення розмірів котлованів.....	
7.2. Підрахунок об'ємів об'ємів робіт.....	
7.3. Формування комплектів машин і механізмів.....	
7.4. Техніко–економічні показники.....	
ПЕРЕЛІК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	

ВСТУП

Сучасні будівлі мають максимально задовольняти усі необхідні для повноцінного функціонування потреби.

Даний об'єкт запроектовано з виконанням цих потреб.

Об'єкт будівництва – цех з виготовлення холодильного обладнання у місті Гайсин.

Будівля цеху має наступні розміри в плані: довжина – 228 м, ширина – 108 м. Ширина прольотів будівлі 36 м. Крок колон – 12 м.

Будівля має 3 прольоти по 36 метрів в осях А, В, С, D.

В аналітичному огляді представлені системи ферм та область їх використання, а саме: кроквяні ферми, приведена класифікація ферм за контуром поясів та за схемою решітки.

У розрахунково-конструктивній частині проекту виконано компонування каркасу промислової будівлі з мостовими кранами, визначені відповідні навантаження на раму каркаса, виконано статичний розрахунок рами каркасу, розрахунок і конструювання кроквяної ферми (прогон А – В), розрахунок і конструювання підкранової балки та середньої колони ряду В. Результати конструювання та розрахунків найшли відображення на відповідних графічних кресленнях.

У спеціальній частині проекту наведені особливості розрахунку та конструювання опорних вузлів ферм покриття та аналітично показаний алгоритм виконання розрахунок та конструювання вузлів стику поясів ферм.

1. АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД

1.1. Основні принципи проєктування сталевих каркасів одноповерхових виробничих будівель

Сталевий каркас одноповерхових виробничих будівель – це просторова система, в яку входять (рис. 1.1): основні поперечні рами, у тому числі колони (стояки) і ригелі (ферми або балки); покриття, у тому числі кроквяні і підкроквяні ферми, ліхтарі; підкранові конструкції; в'язі; фахверк (каркас стін) [2, 4, 5].

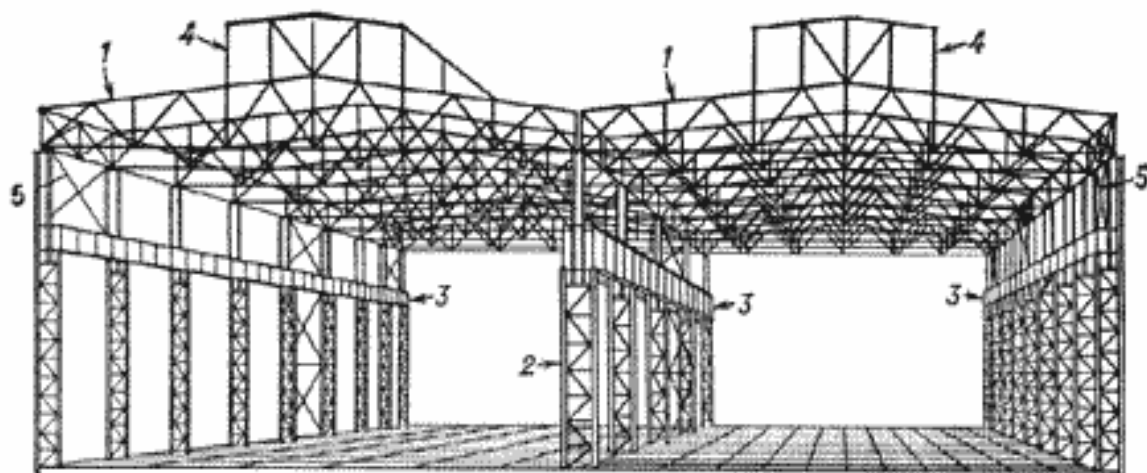


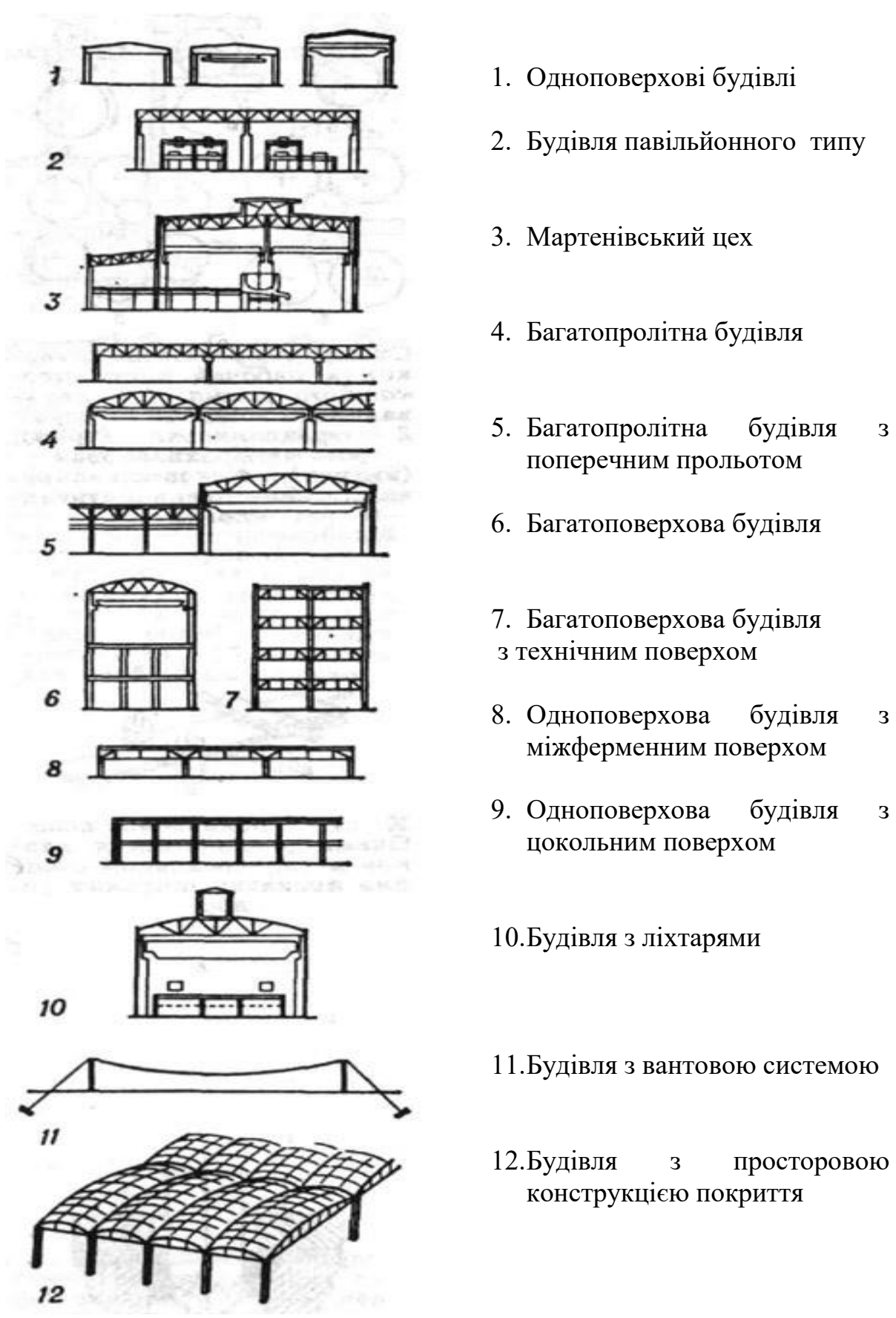
Рис. 1.1. Сталевий каркас одноповерхової виробничої будівлі:

1 – покриття; 2 – колони; 3 – підкранові конструкції;

4 – ліхтарі; 5 – в'язі

Слід зауважити, що в даному аналітичному огляді розглядається саме несуча основа ОВБ, її кістяк, всередині якого розміщується технологічне обладнання, а зовні – огорожуючі конструкції (покрівля, стіни). Слід підкреслити, що вміння розраховувати і конструювати сталевий каркас ОВБ відкриває перед інженером-будівельником можливості проєктувати будь-які конструкції [2].

Розглянемо найбільш поширені типи виробничих будівель, які виконані у сталевому каркасі (рис. 1.2).



1. Одноповерхові будівлі
2. Будівля павільйонного типу
3. Мартенівський цех
4. Багатопролітна будівля
5. Багатопролітна будівля з поперечним прольотом
6. Багатоповерхова будівля
7. Багатоповерхова будівля з технічним поверхом
8. Одноповерхова будівля з міжферменним поверхом
9. Одноповерхова будівля з цокольним поверхом
10. Будівля з ліхтарями
11. Будівля з вантовою системою
12. Будівля з просторовою конструкцією покриття

Рис. 1.2. Розповсюджені типи виробничих будівель [2]

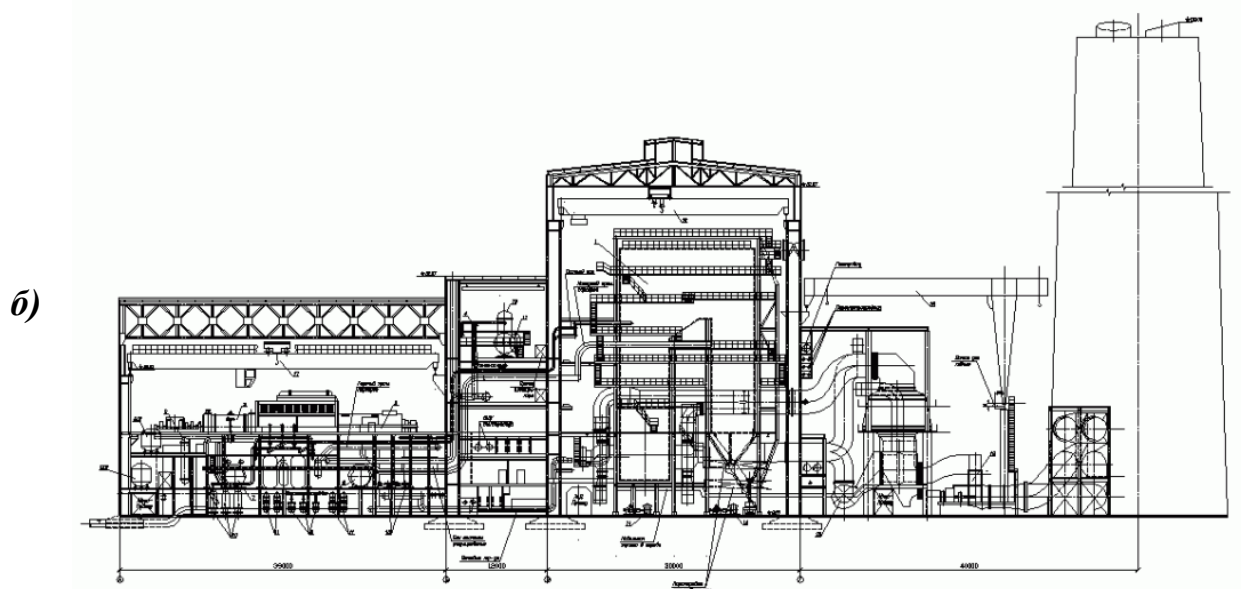
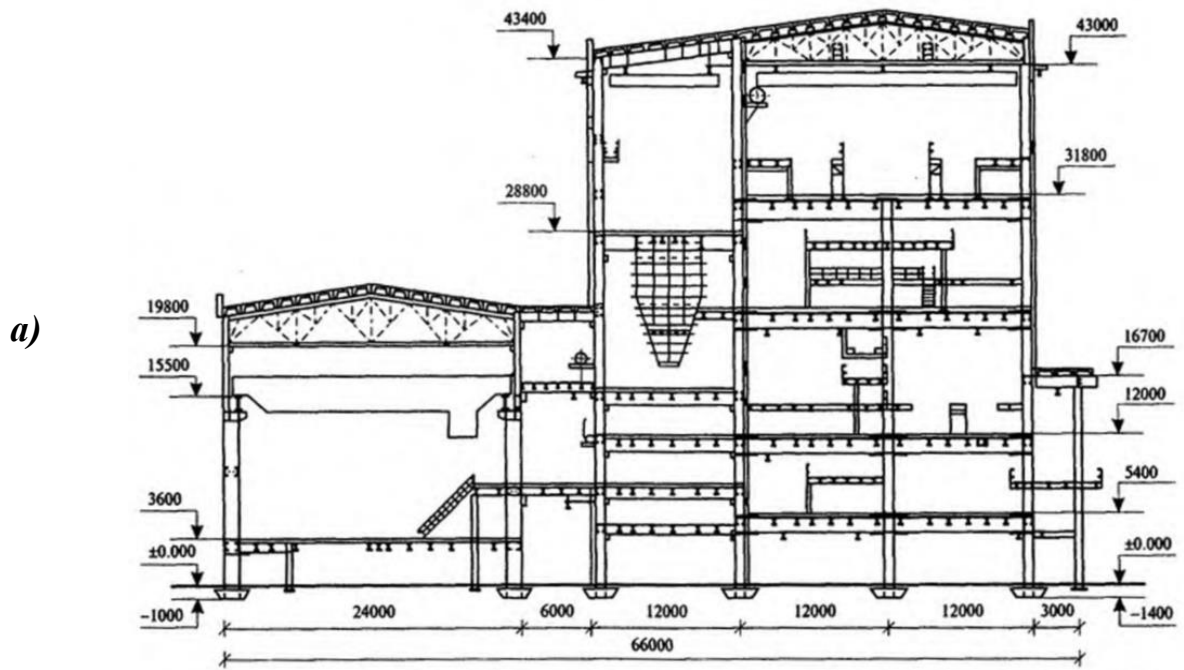


Рис. 1.3. Потужні каркаси виробничих будівель: *a* – головний корпус збагачувальної фабрики калійного комбінату; *б* – головний корпус теплової електростанції [2]

1.2. Вимоги до каркасів сталевих одноповерхових виробничих будівель

Група А. Технологічні і експлуатаційні вимоги

Це основні вимоги, що визначають як конструктивне, так і об'ємно-планувальне рішення виробничої будівлі. Не випадково тому, що для різних

технологічних процесів возводяться суттєво різні виробничі будівлі (рис. 1.2, рис. 1.3) [4].

1. Зручне розміщення і обслуговування технологічного обладнання, у тому числі підземного господарства.

2. Зручність роботи, обслуговування та ремонту вантажопідйомних механізмів (головним чином – мостових кранів), достатня поперечна і поздовжня жорсткість каркасу.

3. Урахування експлуатаційного режиму **мостових кранів**:

→ *легкий* (1К – 3К) – крани працюють епізодично, виконують монтажні або ремонтні роботи;

→ *середній* (4К – 6К) – крани забезпечують технологічний процес в механічних та складальних цехах;

→ *важкий* (7К) – крани обслуговують ковальські, пресові і деякі металургійні цехи;

→ *дуже важкий* (8К) – металургійні крани, у тому числі крани з жорстким підвісом вантажу (рис. 1.4), які працюють цілодобово, без перерви на протязі року, з вантажами, близькими до вантажопідйомності, в режимі безперервних вмикань-вимикань.

Якщо недостатньо враховувати режим роботи кранів, можуть відбутися швидке зношення і пошкодження металоконструкцій, особливо підкранових балок, внаслідок чого створюються перешкоди в роботі і навіть аварії мостових кранів (наприклад: падіння металургійного крану на заводі в м. Руставі, Грузія) .

4. Урахування особливостей внутрішнього і зовнішнього середовища:

а) ступінь агресивності внутрішнього середовища виробничої будівлі –

згідно швидкості корозії незахищеного металу (рис. 1.5, в, з):

- слабоагресивне середовище – до 0,1 мм/рік;
- середньоагресивне середовище – до 0,5 мм/рік;
- сильноагресивне середовище вище 0,5 мм/рік;

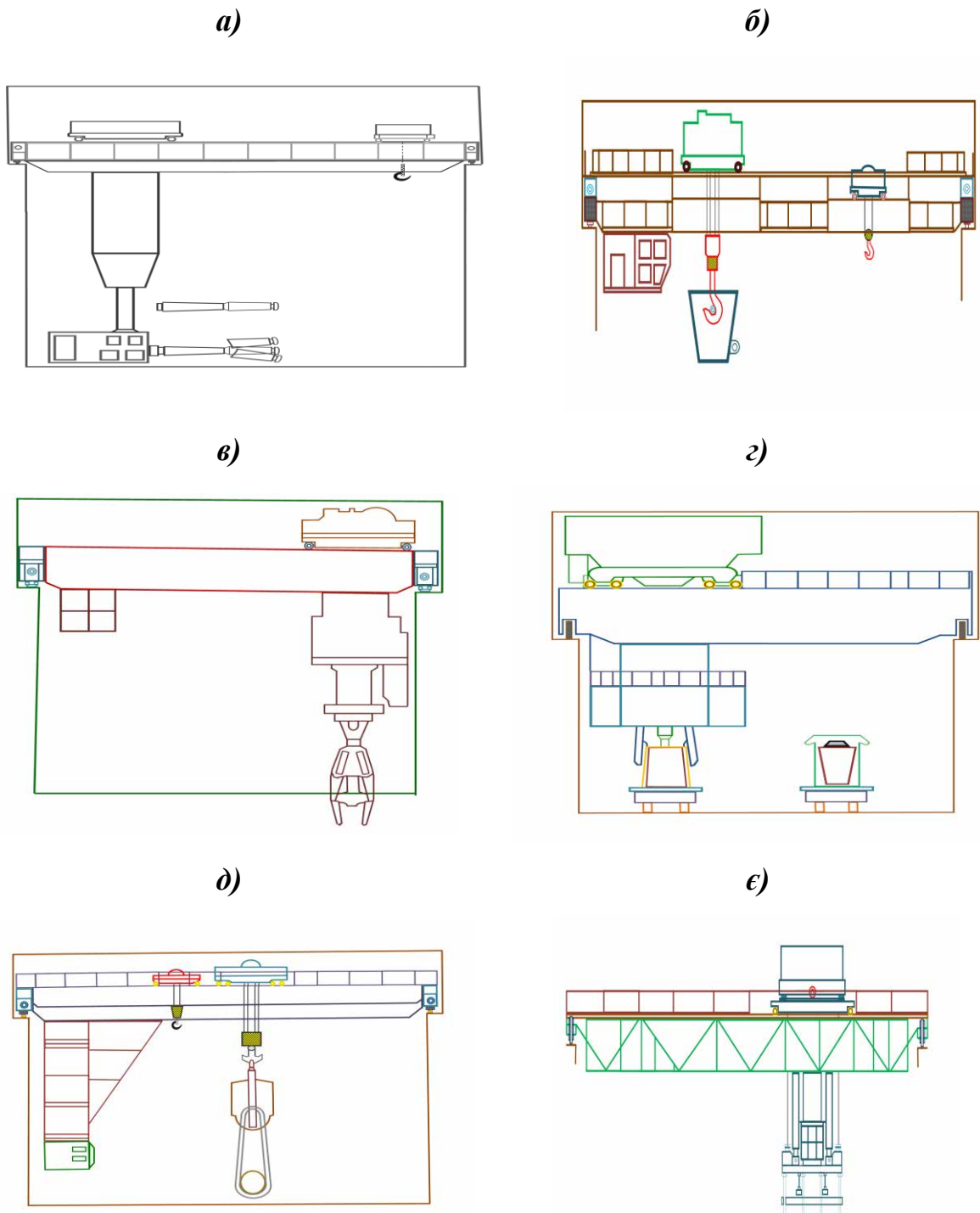


Рис. 1.4. Металургійні мостові крани [2]: *а* – мульдo-завалочний кран; *б* – ливарний кран; *в* – стрипер-кран; *г* – колодязний кран; *д* – кувальний кран; *е* – кран прокатного цеху



Рис. 1.5. Інтер'єри цехів різного призначення [2]: *а* – ливарний цех; *б* – прокатний цех; *в* – травильне відділення листопрокатного цеху; *г* – мідеплавильний цех; *д, е* – механоскладальні цехи; *є* – склад готової продукції трубопрокатного цеху; *ж* – складське приміщення

- б) високі теплові впливи (нагрівання до $+150^{\circ}\text{C}$ і більше), іноді дія розплавленого металу або вогню (рис. 1.5, а, б);
- в) низькі температури зовнішнього повітря (до $-40 - 60^{\circ}\text{C}$), що підвищує небезпеку крихкого руйнування сталевих конструкцій у разі їх охолодження (приклад: падіння сталевого покриття покутного цеху на Уралі після зупинки виробництва у сильний мороз).

4. Урахування перспективи розвитку і змін виробництва:

- а) зростання (зміна) розмірів виробів і технологічних агрегатів; наприклад, за 30...80-ті роки минулого століття ємкість сталеплавильних печей збільшилася з 100 т до 1000 т, літаки зросли від біпланів ПО-2 до рекордних «Антею» і «Мрії», вантажні автомобілі розвинулися від довоєнної полуторки до гігантських кар'єрних самосвалів КРАЗ тощо (рис. 1.6, 1, 2);
- б) зміни призначення одноповерхових виробничих будівель, особливо актуальні у теперішній час (приклад: переобладнання корпусів заводу «Продмаш» у супермаркет «Екватор»); перспективність возведення великопролітних універсальних (гнучких) цехів, пристосованих до змін технології виробництва (рис. 1.6, 3).

Група Б. Економічні вимоги

1. Раціональний вибір матеріалу конструкцій.
2. Оптимальне рішення конструктивної схеми будівлі; наприклад, при відомій висоті будівлі підбирається проліт і крок конструкцій таким чином, щоб витрати матеріалу були мінімальними.
4. Уніфікація розмірів, застосування модульної системи.
4. Уніфікація схем будівель, використання типових (не обов'язкових зараз) схем будівель і секцій різного призначення.

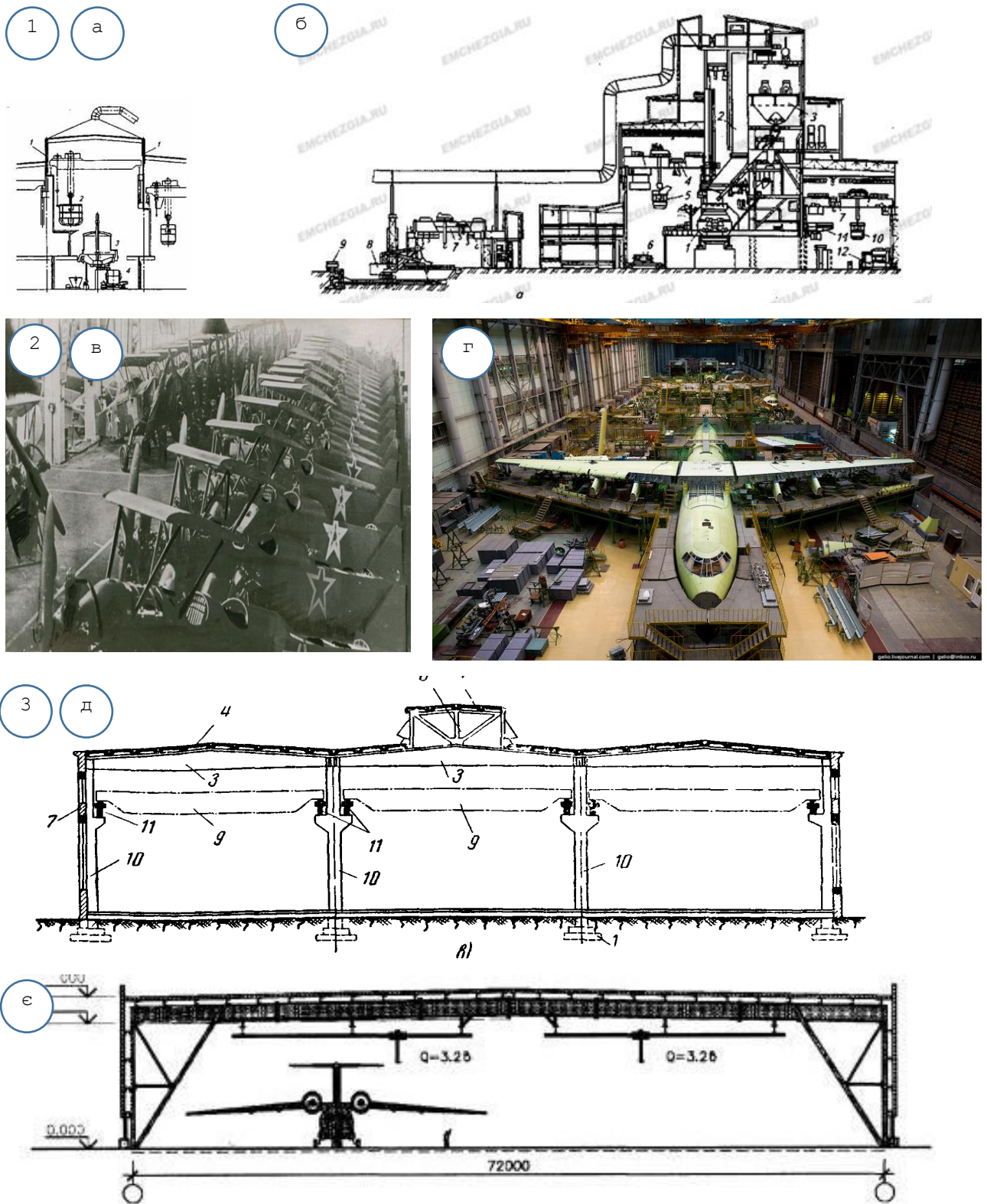


Рис. 1.6. Ілюстрація розвитку виробництва [2]: 1 – збільшення сталеплавильних агрегатів: а – пічка кінця XIX сторіччя; б – сучасний конвертерний цех; 2 – прогрес літаків: в – біплан ПО-2; г – літак Боїнг; 3 – перехід до гнучких цехів: д – цех з кількома дрібними прольотами; е – універсальний великопролітний цех

4. Типізація конструкцій, застосування типових проектів каркасів виробничих будівель різного призначення, не обов'язкових зараз, але корисних як досвід багаторічного проектування і успішного будівництва.

1.3. Вибір матеріалу каркасу одноповерхових виробничих будівель

Загалом у якості матеріалів для будівельних конструкцій можуть використовуватися наступні будівельні матеріали: сталь, алюміній, бетон, залізобетон, кам'яна кладка, дерево, пластмаса тощо. Однак у реальності вибір матеріалу для несучих конструкцій будівель зводиться до дилеми: **сталь або залізобетон?** На практиці можливі такі варіанти каркасів ОБВ: сталеві, залізобетонні і змішані (колони залізобетонні, ригелі сталеві) (рис. 1.7) [2, 4, 5, 6].

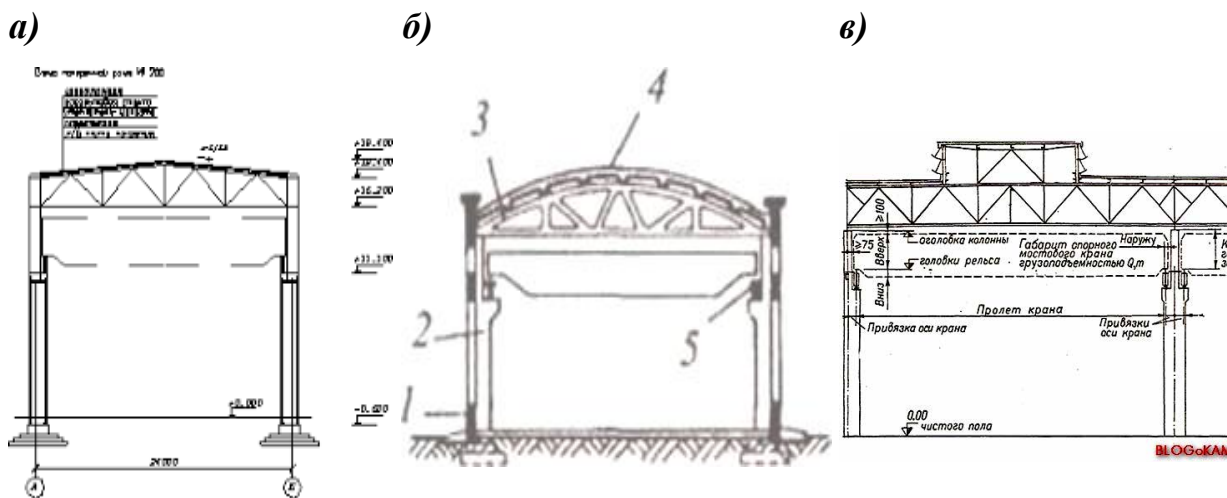


Рис. 1.7. Варіанти каркасів одноповерхових виробничих будівель:
а – сталевий; *б* – залізобетонний; *в* – змішаний

Можна окреслити галузь застосування, де можливо використання тільки сталевих конструкцій.

А. Кроквяні і підкроквяні ферми

1. У теплих будівлях з прольотами $l \geq 30$ м, у холодних будівлях з прольотами $l \geq 18-24$ м, при наявності підвісного транспорту – з прольотами $l \geq 12-18$ м.

2. При підвісному підйомному обладнанні вантажопідйомністю $Q \geq 50$ кН, при наявності підвісного конвейерного транспорту.

4. У будівлях з розрахунковою сейсмічністю 8 балів з прольотами $l \geq 24$ м, з сейсмічністю 9 балів з прольотами $l \geq 18$ м (приклад: конструкції Байкальського целюлозного заводу в зоні 9-бальної сейсміки).

4. У будівлях з великими динамічними навантаженнями (копрові цехи, вибухові відділення).

4. Над гарячими ділянками цехів при нагріві конструкцій з температурою $t \geq 100^\circ \text{C}$ (холодильники прокатних цехів, відділення нагрівальних криниць, пічні та розливочні відділення).

6. В ОВБ, де колони виконані сталевими.

7. У важкодоступних районах (приклад: освоєння діамантового родовища в м. Мирний, Якутія).

Б. Колони

1. При висоті від підлоги до низу кроквяних конструкцій $H \geq 18$ м.

2. При мостових кранах вантажопідйомністю $Q \geq 500$ кН, при кранах режиму 8К.

4. При кроці колон $B > 12$ м.

При розміщення мостових кранів у двох рівнях.

В. Інші конструктивні елементи ОВБ

Підкранові балки (у більшості випадків), ліхтарі, в'язі, фахверк (якщо колони виконані сталевими).

Г. Легкі металеві конструкції комплектної поставки

В усіх інших випадках і умовах для конструкцій може застосуватися як сталь, так і залізобетон в залежності від технічних, матеріальних і фінансових можливостей замовника.

1.4. Вибір сітки колон одноповерхових виробничих будівель

Якщо немає технологічних або інших особливостей і вимог до каркасів ОВБ, при компоновці сітки колон можна використовувати модуль 6 м (що не є зараз обов'язковим) (рис. 1.8) [6].

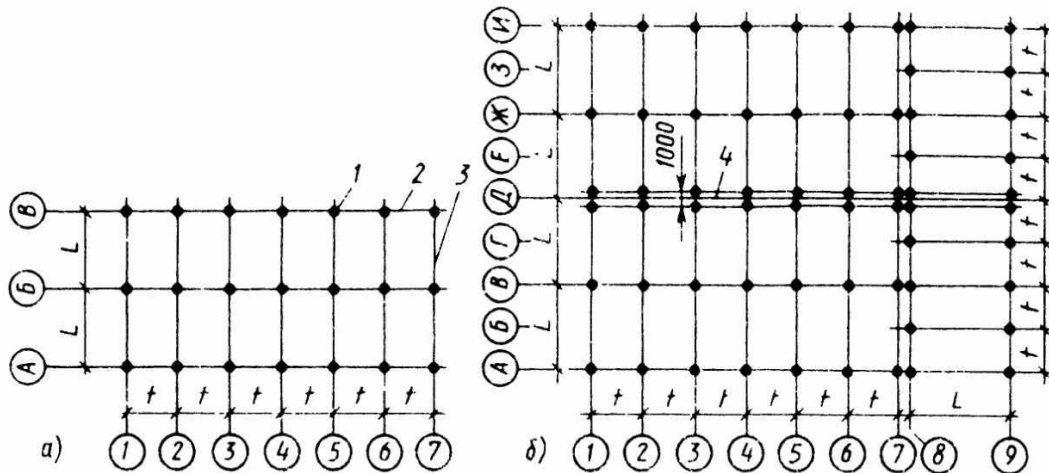


Рис. 1.8. Можливе використання сітки колон під час проектування одноповерхових виробничих будівель

У таких умовах проліт (поперечний розмір) ОВБ може дорівнювати $L = 12, 18, 24, 30, 36, 42$ м і більше. При цьому максимальний проліт ОВБ, оснащених мостовими кранами, обмежується розміром $L=36$ м, пов'язаним з максимально можливим прольотом мостових кранів. Крок колон може дорівнювати $B=6, 12, 18$ м і більше.

У деяких виробничих будівлях ставляться певні обмеження у розміщенні колон із врахуванням [6]:

- в'їздів у цех і виїздів з цеху;
- розміщення технологічного обладнання;
- наявності підземного господарства;
- транспорту у сусідні прольоти.

В якості прикладу розміщення колон з наявністю обмежень на *рис. 4.9* наводиться фрагмент плану сталеплавильного цеху.

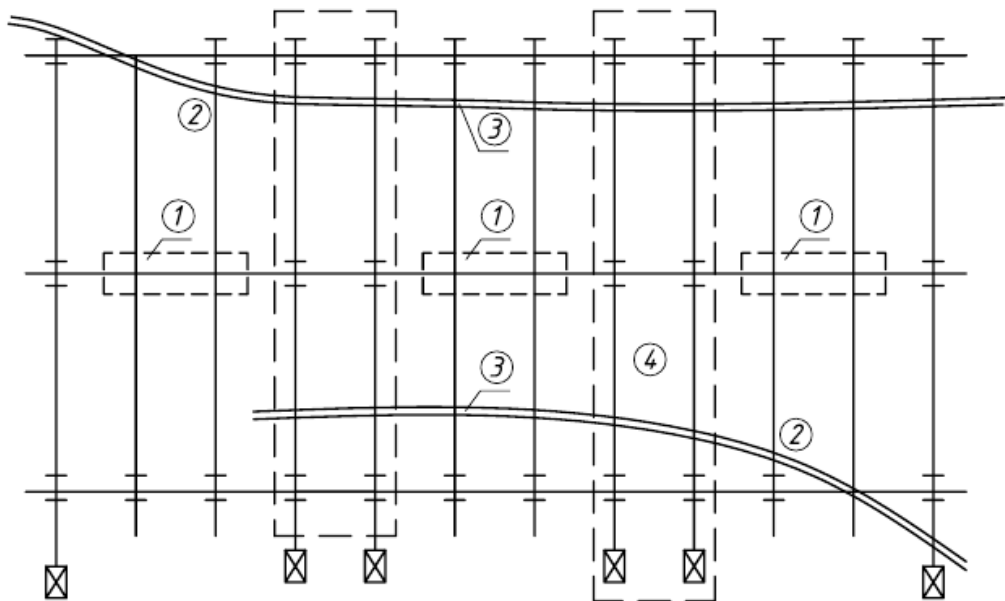


Рис. 1.9. План сталеплавильного цеху (фрагмент):

1 – сталеплавильні агрегати; 2 – косі в'їзди і виїзди;

3 – залізнична колія; 4 – поперечні рами

Типовим для сталеплавильних цехів є розміщення сталеплавильних агрегатів (мартеновських і електричних печей, конверторів) посередині прольоту (рис. 1.9, поз. 1), внаслідок чого крок колон середнього ряду

збільшується до 36 – 48 м. Для улаштування входу і виходу з цеху залізничних колій влаштовуються косі в'їзди і виїзди (рис. 4.9, поз. 2), де крок крайніх колон збільшується до 24 – 36 м. Незважаючи на вказані особливості планування цеху, в ньому обов'язково повинні влаштовуватися основні поперечні рами з колонами всіх рядів (рис. 4.9, поз. 4), які є несучою основою каркасу цеху.

Якщо технологічні обмеження відсутні, вибір сітки колон стає економічною задачею.

При цьому проявляється відома тенденція: зі збільшенням висоти будівлі відповідно збільшується економічно обґрунтований крок колон як ілюстрація відомого «принципу концентрації матеріалу» [2].

Доречно нагадати тут про раціональність великих прольотів будівлі, що дозволяє врахувати перспективи розвитку або зміни виробництва в цеху.

При виборі сітки колон необхідно ділити будівлю на температурні блоки і виконувати температурні шви (табл. 1.1, рис. 1.10).

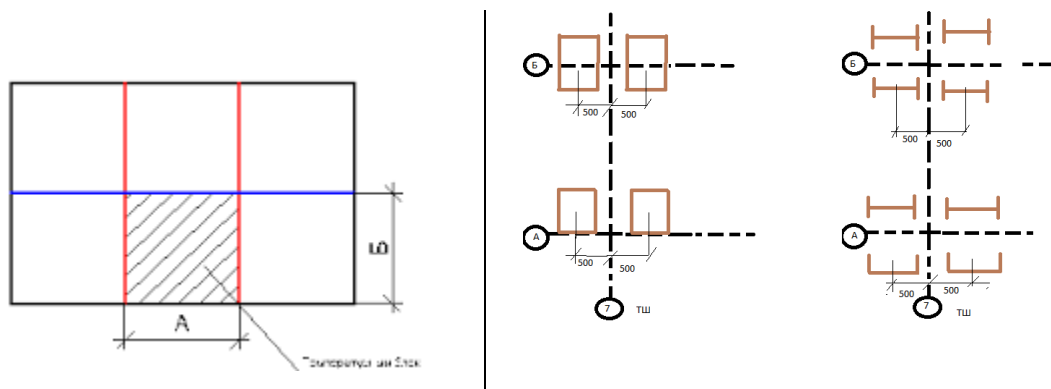


Рис. 1.10. Температурні шви в одноповерхових виробничих будівлях:
a – поділ ОВБ на температурні блоки (поз.1); 2 – температурні шви; *б* – влаштування температурного шва

Примітки до табл. 4.1.

1. Якщо висота колон у блоці перевищує $h > 12$ м, граничний розмір блоку l_u , допускається збільшувати множенням на $k_1 = h_1/12 \leq 1,5$ – вздовж блока і на $k_2 = h_2/12 \leq 1,5$ – впоперек блока.

2. Відстань від торця температурного блоку до в'язі не повинна перевищувати $0,5l_u k_1$, відстань між в'язями – не більше $0,3l_u k_1$.

4. Якщо граничні розміри температурних блоків будуть перевищені, слід виконувати додатковий розрахунок каркасу на температурні впливи.

Таблиця 1.1 (табл. 17.1 ДБН)

Найбільша відстань між температурними швами

Характеристика		Найбільша відстань l_u , м, між температурними швами для районів із середньомісячною температурою повітря у січні	
		вища 0°C	нижча 0°C
Будівлі і споруди	Відстані		
Опалюваний будинок	вздовж блока	350	280
	поперек блока	230	180
Неопалюваний будинок	вздовж блока	300	240
	поперек блока	180	150
Гарячий цех	вздовж блока	230	180
	поперек блока	140	120
Відкрита естакада	вздовж осі	180	150

1.5. Типи каркасів поперечних рам одноповерхових виробничих будівель

Розглянемо класифікацію існуючих та найбільш ефективних та раціональних типів поперечних рам одноповерхових промислових будівель, які виконані зі сталевих елементів та доволі широко використовуються у промисловості, табл. 1.2 [2, 4–6].

Класифікація поперечних рам ОБВ

№ з/п	Показник	Тип рами	Галузь застосування
1	кількість поверхів	багатоповерхова	за технологічними умовами
		одноповерхова	основний тип в ВБ
2	кількість прольотів	однопролітна	за технологічними умовами
		багатопротітна	
3	кількість рівнів кранів	в одному рівні	основний тип в ОБВ
		у двох і більше	рідко, для окремих виробництв
4	конструктивна схема	жорстке приєднання ригеля до колони	однопролітні ОБВ, підвищені вимоги до поперечної жорсткості
		шарнірне приєднання ригеля до колони	багатопротітні ОБВ, змішані каркаси

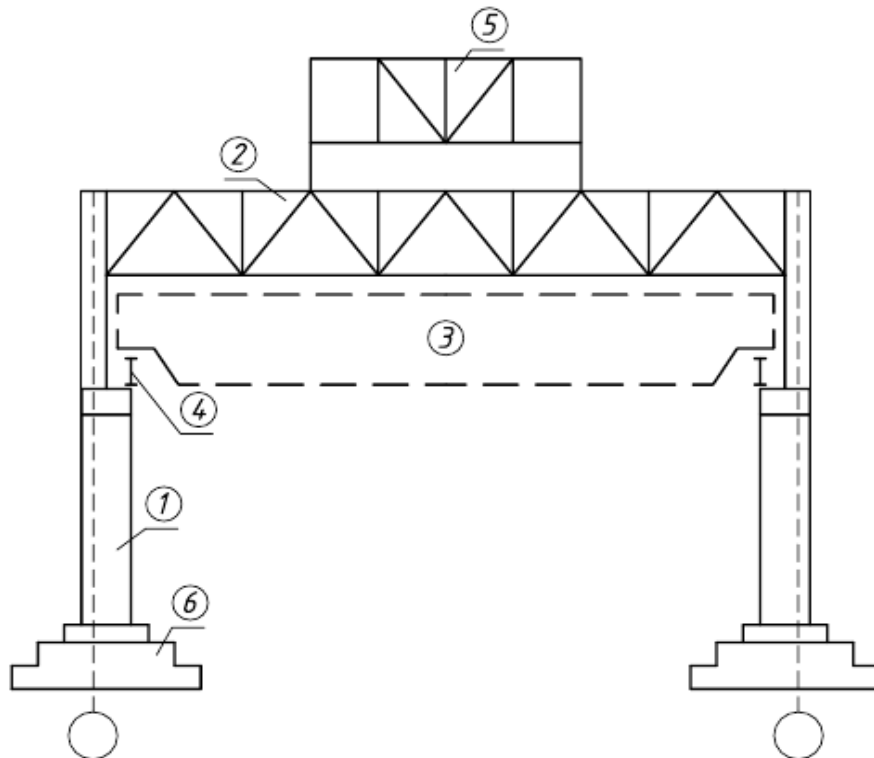


Рис. 1.11. Основний варіант поперечної рами одноповерхової виробничої будівлі [2]:

1 – ступінчаста колона; 2 – ригель; 3 – мостовий кран; 4 – підкранова балка; 5 – ліхтар; 6 – фундамент

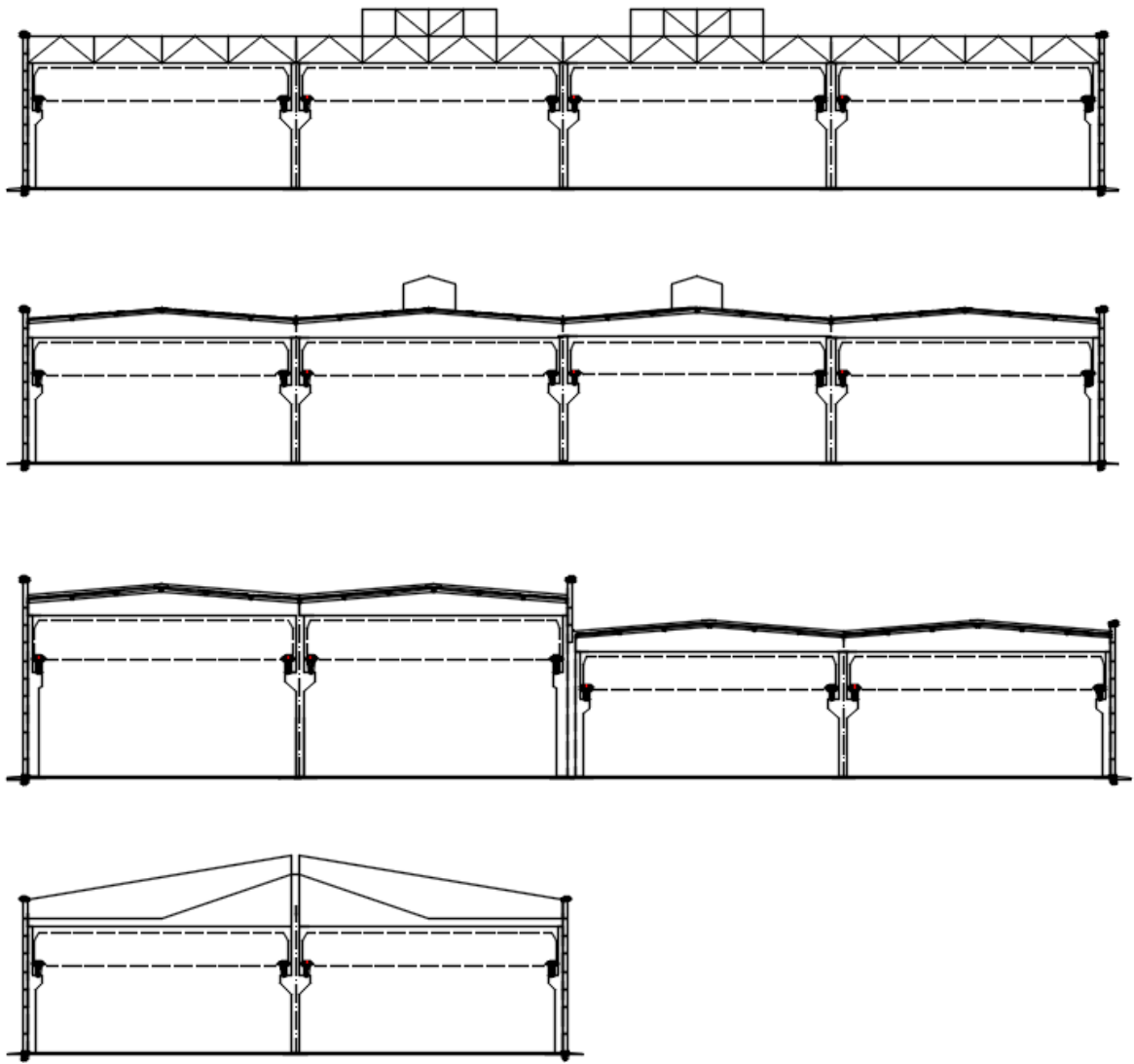


Рис. 1.12. Існуючі типи поперечних рам одноповерхової виробничої будівлі [6]

Основний тип поперечної рами виробничої будівлі: одноповерхова, однопролітна або багатопролітна, з мостовими кранами в одному рівні, з жорстким приєднанням колон до фундаменту, з жорстким або шарнірним приєднанням ригеля до колон (рис. 1.11).

Розповсюджені типи поперечних рам ОВБ наведені на рис. 1.12. Як показано на цьому рисунку, багатопролітні рами утворюються з однопролітних шляхом доповнення прольотів аналогічної схеми. Поз.1 ілюструє багатопролітну раму опалюваної будівлі з утепленням легким (сталевим) покриттям і внутрішнім водовідведенням. Поз. 2 показує

багатопролітну раму опалюваної будівлі з внутрішнім водовідведенням з важкою (залізобетонною) покрівлею і рулонною покрівлею. На поз. 3 наведена багатопролітна рама з прольотами різної висоти. Поз. 4 показує раму гарячого (неопалюваного) цеху із зовнішнім водовідведенням.

1.6. Неординарні конструктивні рішення поперечних рам одноповерхових виробничих будівель

1. Поперечна рама з розвинутою середньою опорою (рис. 1.13). У зв'язку з великим впливом кранового навантаження буває доцільно передати значне поперечне кранове навантаження на одну жорстку (середню) опору (рис. 1.13, поз. 1), внаслідок чого інші колони (рис. 1.13, поз. 2) сприймають тільки вертикальне кранове навантаження [2].

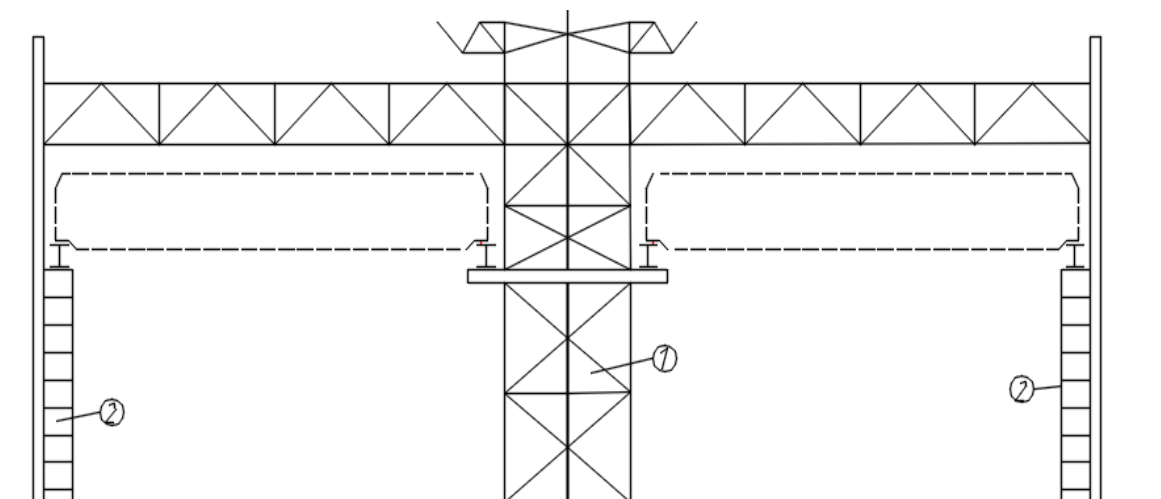


Рис. 1.13. Поперечна рама з розвинутою середньою опорою:

1 – розвинена середня опора; 2 – крайні колони

Переваги такого рішення обумовлені підвищеною поперечною жорсткістю рами та економічністю внаслідок реалізації принципу концентрації матеріалу. Недолік – необхідність збільшення прольоту внаслідок розширення середньої колони. Цей недолік не є суттєвим, зокрема,

для сталеплавильних цехів, до по середньому ряду встановлюються плавильні агрегати (рис. 1.9).

2. *Поперечник з роздільними функціями конструкцій.* Розвиваючи попереднє рішення поперечної рами, логічно перейти до варіанту, в якому середня колона відділяється від поперечної рами (рис. 1.14). Тоді всередині ОВБ створюється окрема кранова естакада у складі середньої опори і підкранових гілок крайніх колон (рис. 1.14, поз. 1), яка сприймає кранові навантаження, у той час як навантаження атмосферні і від ваги огорожуючих конструкцій передаються на поперечну раму (рис 1.14, поз. 2, 3). Це рішення особливо ефективно для виробництв з частою реконструкцією і підвищенням вантажопідйомності мостових кранів.

Успішним прикладом застосування принципу розділення функцій конструкцій ОВБ є виробничі будівлі, збудовані на Уралі за проектом славетного академіка-інженера В.Г. Шухова, які існують і експлуатуються з кінця ХІХ-го сторіччя до теперішнього часу (рис. 1.15) [4].

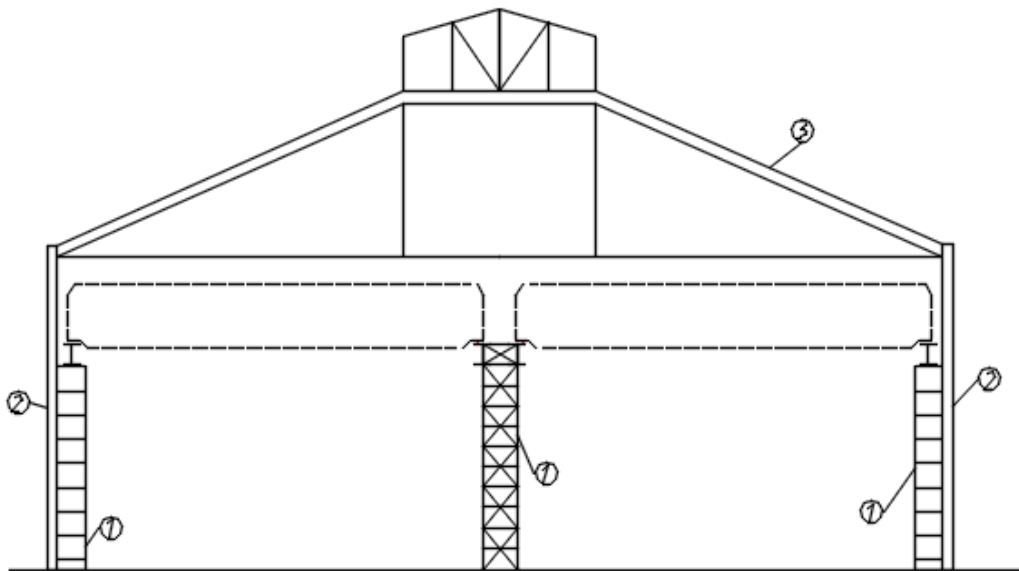


Рис. 1.14. Поперечна рама з роздільними функціями конструкцій [2]:

1 – кранова естакада; 2 – шатрові гілки колон; 3 – ригель.



Рис. 1.15. Сталеві каркаси одноповерхової виробничої будівлі конструкції В.Г. Шухова [4]

4. *Будівлі з портальними кранами.* Заслужують уваги конструктивні рішення ОВБ, на конструкції яких взагалі не передаються кранові навантаження. Це будівлі, оснащені портальними, козовими або напівкозовими кранами (рис. 1.16).

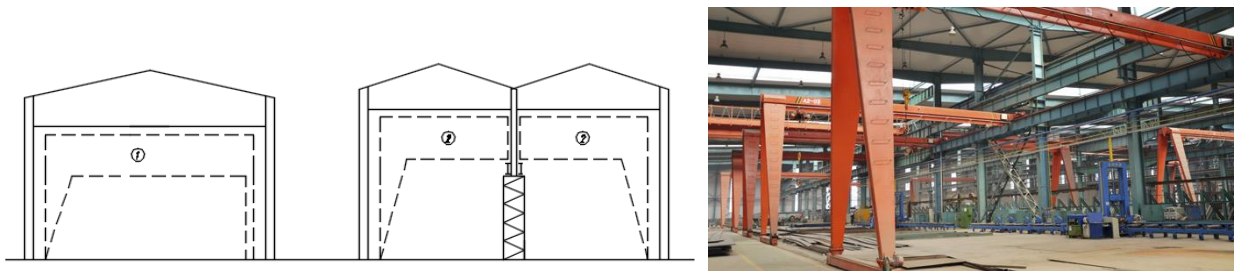


Рис. 1.16. Поперечні рами з напольними кранами [2]:

1 – козовий кран; 2 – напівкозовий кран;

Переваги такого технічного неординарного рішення очевидні – зменшення або повна відсутність кранових навантажень і відповідно знижена маса і економічність поперечних рам таких ОВБ. Недоліки – понижені швидкості портальні кранів і підвищені експлуатаційні витрати на їх обслуговування.

4. *Застосування ефективних несучих конструкцій.* У промислових каркасах одноповерхових виробничих будівель, у тому числі в їхніх поперечниках, можуть застосовуватися різноманітні ефективні конструкції: просторові системи, оболонки, складки, висячі системи тощо, рис. 1.2.

2. НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА

2.1. Побудова алгоритму визначення кранових навантажень одноповерхових виробничих будівель із наявністю мотових кранів

Мостові крани поділяються [2, 4, 5]:

- за способом підвісу вантажу – крани з гнучким та жорстким підвісом вантажу;
- за приводом механізму руху моста крана – з центральним та роздільним приводом.

Кранові навантаження поділяються на:

- вертикальні;
- горизонтальні поперечні;
- горизонтальні поздовжні.

Навантаження від мостових і підвісних кранів – це змінні навантаження, для яких встановлено чотири види розрахункових значень:

- граничні розрахункові значення;
- експлуатаційні розрахункові значення;
- циклічні розрахункові значення;
- квазіпостійні розрахункові значення.

1. Граничні розрахункові значення вертикального кранового навантаження. Для мостових і підвісних кранів вони визначаються за формулою:

$$F_m = \gamma_{fm} \psi F_0, \quad (2.1)$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням кранового навантаження (за табл. 2.1);

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

ψ – коефіцієнт сполучень кранових навантажень.

За необхідності виконати розрахунки або відсутності паспортних даних характеристичні значення вертикального тиску на колесо крана можуть бути визначені за наступними формулами (рис. 2.1) [2]:

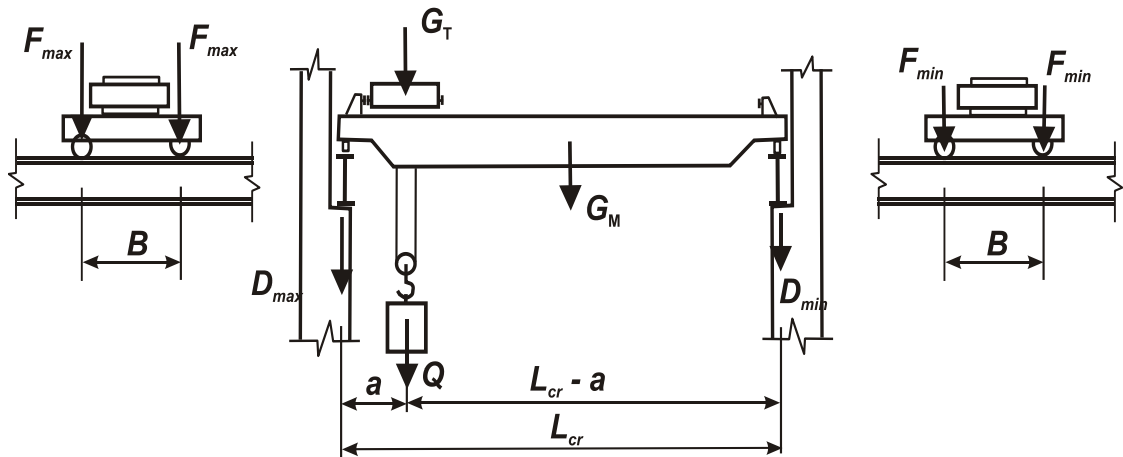


Рис. 2.1. Розрахункова схема до визначення тиску на колеса мостового крана [2, 8]

а) максимальний тиск на колесо на боці крана, до якого максимально наближений візок з вантажем

$$F_{\max}^n = \left[\frac{G_M}{2} + \frac{(Q + G_T)(L_{cr} - a)}{L_{cr}} \right] \frac{1}{n_0}, \quad (2.2)$$

где Q – вантажопідйомність крана, G_M – вага моста крана, G_T – вага візка крана, L_{cr} – проліт крана, a – мінімальне наближення гака крана до осі кранової рейки, n_0 – кількість колес з одного боку крана;

б) мінімальний тиск на колесо на протилежному боці крана

$$F_{\min}^n = \left[\frac{G_M}{2} + \frac{(Q + G_T)a}{L_{cr}} \right] \frac{1}{n_0}. \quad (2.3)$$

Аналогічний результат дає формула

$$F_{\min}^n = \frac{Q + G_T + G_M}{n_0} - F_{\max}^n. \quad (2.4)$$

Граничні розрахункові значення вертикальних навантажень на поперечну раму ОВБ визначаються як

$$D_{\max} = \gamma_{fm} \psi F_{0\max} + G_{nk} = \gamma_{fm} \psi F_{\max}^n \sum_{i=1}^n y_i + G_{nk};$$

$$D_{\min} = \gamma_{fm} \psi F_{0\min} + G_{nk} = F_{\min}^n \sum_{i=1}^n y_i + G_{nk}, \quad (2.5)$$

де $\sum_{i=1}^n y_i$ – сума ординат лінії впливу опорного тиску на колону;

G_{nk} – вага підкранових конструкцій.

Коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням кранового навантаження γ_{fm} визначається залежно від заданого середнього періоду повторюваності T за табл. 2.1.

Таблиця 2.1

Коефіцієнти надійності за граничним розрахунковим значенням

T , років	≥ 50	10	1	0,1
γ_{fm}	1,1	1,07	1,02	0,97

Проміжні значення коефіцієнта γ_{fm} слід визначати лінійною інтерполяцією.

2. Граничні розрахункові значення горизонтального навантаження мостових кранів, спрямованого поперек кранової колії.

А. Чотириколісні крани. З точки зору величин і характеру горизонтальних навантажень ці крани виділяються в окрему групу кранів, схильних до перекосу при русі. Особливо ця схильність проявляється для кранів з відношенням проліта до бази $L_{cr}/B \geq 5$.

Найбільші навантаження чотириколісні крани реалізують у так званому «найбільш косому положенні», коли перекіс моста крана обмежується ребордами коліс, що контактують з рейками. Обмеження перекосу може здійснюватися колесами однієї сторони крана або колесами, що знаходяться по діагоналі крана.

Граничне розрахункове значення поперечного кранового навантаження визначається за формулою:

$$H_m = \gamma_{fm} H_{01}, \quad (2.6)$$

де H_{01} – характеристичне значення бічної сили від *одного крана*, найбільш несприятливого за впливом із кранів, розташованих на одній крановій колії або в одному створі.

Характеристичне значення горизонтального навантаження чотириколісних мостових кранів, спрямованого поперек кранового шляху, яке спричиняється перекосами мостових електричних кранів і непаралельністю кранових колій (*бічну силу*), для колеса крана слід визначати за формулою:

$$H_k^n = 0,1F_{\max}^n + \frac{\alpha(F_{\max}^n - F_{\min}^n)L_{cr}}{B}, \quad (2.7)$$

де F_{\max}^n , F_{\min}^n – характеристичне значення вертикального тиску на колесо, відповідно на більш або на менш навантаженій стороні крана;

B , L_{cr} – відповідно база і проліт крана;

α – коефіцієнт, прийнятий таким, що дорівнює 0,03 при центральному приводі механізму руху моста і 0,01 – при роздільному приводі.

Бічні сили H_k^n , обчислені за формулою (2.7), можуть бути прикладені:

- до коліс однієї сторони крана і спрямовані в різні сторони (всередину або назовні прольоту будівлі, що розглядається), що відповідає обмеженню перекоосу крана колесами однієї сторони (рис. 2.2, а);

- до коліс по діагоналі крана і спрямовані в різні сторони (всередину або назовні прольоту будівлі, що розглядається), що відповідає випадку обмеження перекоосу крана колесами, що знаходяться на діагоналі крана (рис. 2.2, б).

При цьому до інших коліс прикладаються сили, що дорівнюють $H_c^n = 0,1F_{\max}^n$ або $H_c^n = 0,1F_{\min}^n$ (приймається не вигідний варіант), кожна з яких може бути спрямована як назовні, так і всередину прольоту.

Для розрахунку конструкцій слід вибрати з наведених схем найбільш

невигідні схеми завантаження конструкцій, що розраховуються.

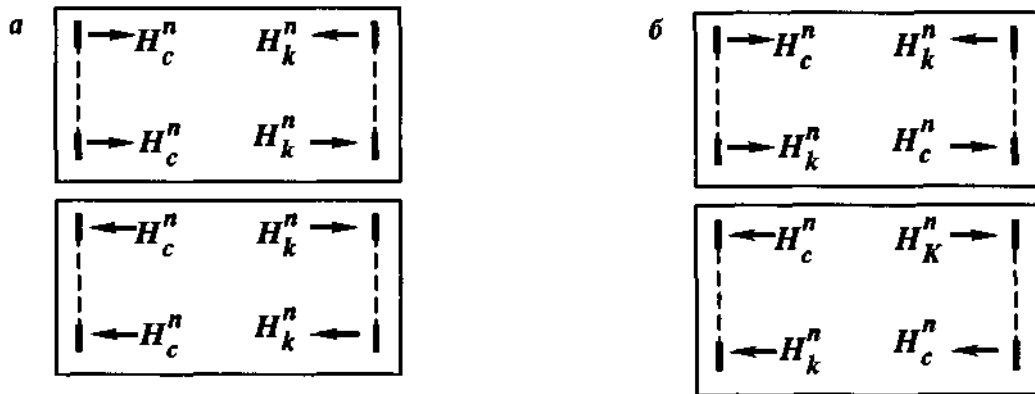


Рис. 2.2. Варіанти прикладення бічних сил для чотириколісних кранів

У формулі (2.7) перша складова виражає граничну силу при перекосі площини колеса відносно поздовжньої осі рейки при відсутності контакту реборди колеса з рейкою. Тут використовується багатократно підтверджений експериментально коефіцієнт пропорційності, який зв'язує силу поперечного ковзання рухомого колеса і вертикальне навантаження, що діє на колесо.

Друга складова враховує вплив на бічну силу наявність моменту від перекосу моста у плані. Тут видно визначальний вплив відношення прольоту крана до бази L_{cr}/B , а також типу приводу механізму руху моста крана, оскільки при роздільному приводі перекіс моста при русі крана зменшується у порівнянні з центральним приводом.

Експериментальні випробування реальних кранів у діючих цехах показали, що бічні сили від проїздів двох зближених кранів незначно відрізняються від бічних сил одного крана. Тому в ДБН нормується бічна сила від одного чотириколісного крана на кожній крановій колії.

Б. Багатоколісні (вісім коліс і більше) крани. Граничне розрахункове горизонтального навантаження багатоколісних кранів, спрямованого поперек кранової колії, визначається як:

$$H_m = \gamma_{fm} H_0, \quad (2.8)$$

де H_0 – характеристичне значення бічної сили від *двох* найбільш несприятливих за впливом кранів, розташованих на одній крановій колії або на різних коліях в одному створі.

Характеристичне значення бічної сили, прикладеної до колеса багатоколісних кранів з гнучким підвісом H_k^n , приймається таким, що дорівнює 0,1 від вертикального навантаження на колесо, підрахованого при розташуванні візка з вантажем, що дорівнює паспортній вантажопідйомності крана, посередині моста. Характеристичне значення H_k^n для багатоколісних (вісім коліс і більше) кранів з жорстким підвісом приймається таким, що дорівнює 0,1 від максимального вертикального навантаження на колесо. При цьому приймається, що бічні сили всіх коліс кожної із сторін крана мають один напрямок – усередину або назовні розглядуваного прогону будівлі (рис. 4.6, а, б).

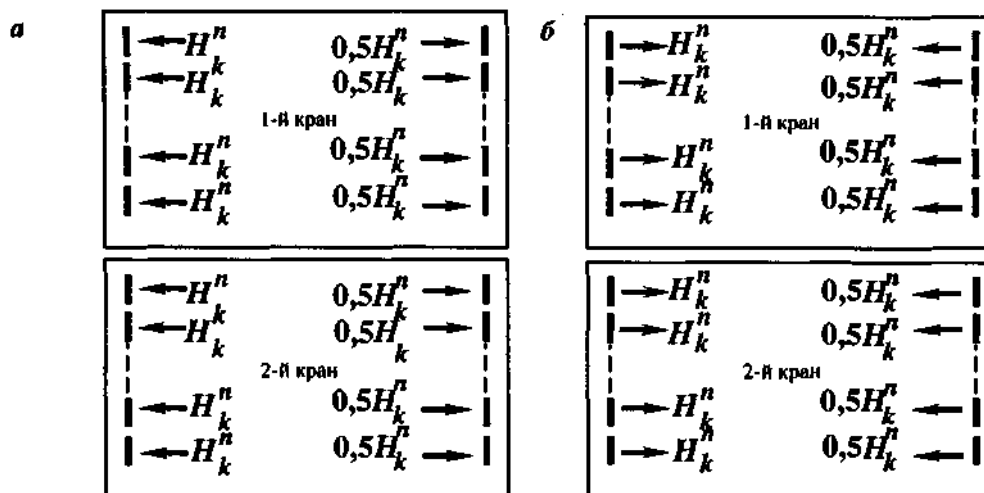


Рис. 2.3. Варіанти прикладення бічних сил для багатоколісних кранів

При визначенні характеристичних значень навантажень H_k^n слід враховувати, що бічні сили багатоколісних кранів передаються на обидві сторони кранової колії. На кожній стороні крана бічні сили мають один напрямок – назовні або всередину прольоту, на різних коліях вони

спрямовані у протилежні боки (обидві всередину прольоту або обидві назовні). На одній із колій приймається повна бічна сила, на іншій колії приймається половина від бічної сили.

4. Кількість кранів і коефіцієнт сполучень

А. Кількість кранів, що враховується у розрахунках. Вертикальні навантаження при розрахунку міцності і стійкості балок кранових колій слід враховувати не більш як від **двох** найбільш несприятливих за впливом мостових або підвісних кранів [8].

Вертикальні навантаження при розрахунку міцності і стійкості рам, колон, фундаментів, а також основ у будівлях із мостовими кранами в декількох прольотах (у кожному прольоті на одному ярусі) слід приймати на кожній колії не більш як від **двох** найбільш несприятливих за впливом кранів, а при врахуванні суміщення в одному створі кранів різних прольотів – не більш як від **чотирьох** найбільш несприятливих за впливом кранів.

Горизонтальні навантаження при розрахунку міцності і стійкості балок кранових колій, колон, рам, кроквяних і підкроквяних конструкцій, фундаментів, а також основ слід враховувати не більш як від **двох** найбільш несприятливих за впливом кранів, розташованих на одній крановій колії або на різних коліях в одному створі (для чотириколісних кранів – від **одного** крану на кожній крановій колії). При цьому для кожного крана необхідно враховувати тільки одне горизонтальне навантаження (поперечне або поздовжнє).

При наявності на крановій колії одного крана і за умови, що другий кран не буде встановлений під час експлуатації споруди, навантаження на цій колії повинні бути враховані тільки від одного крана.

Коефіцієнт сполучення ψ , що враховується для навантажень від двох кранів, визначається таким чином:

$$\psi = 0,85 \text{ – для груп режимів роботи кранів 1К-6К;}$$

$\psi = 0,95$ – для груп режимів роботи кранів 7К, 8К.

При врахуванні чотирьох кранів навантаження від них необхідно помножити на коефіцієнт сполучень:

$\psi = 0,7$ – для груп режимів роботи кранів 1К-6К;

$\psi = 0,8$ – для груп режимів роботи кранів 7К, 8К.

2.2. Особливості статичного розрахунку поперечних рам

Просторовий каркас виробничої будівлі у розрахунках поділяється на плоскі поперечні рами і поздовжні конструкції.

1. Збирання навантажень на поперечну раму (рис. 2.4)

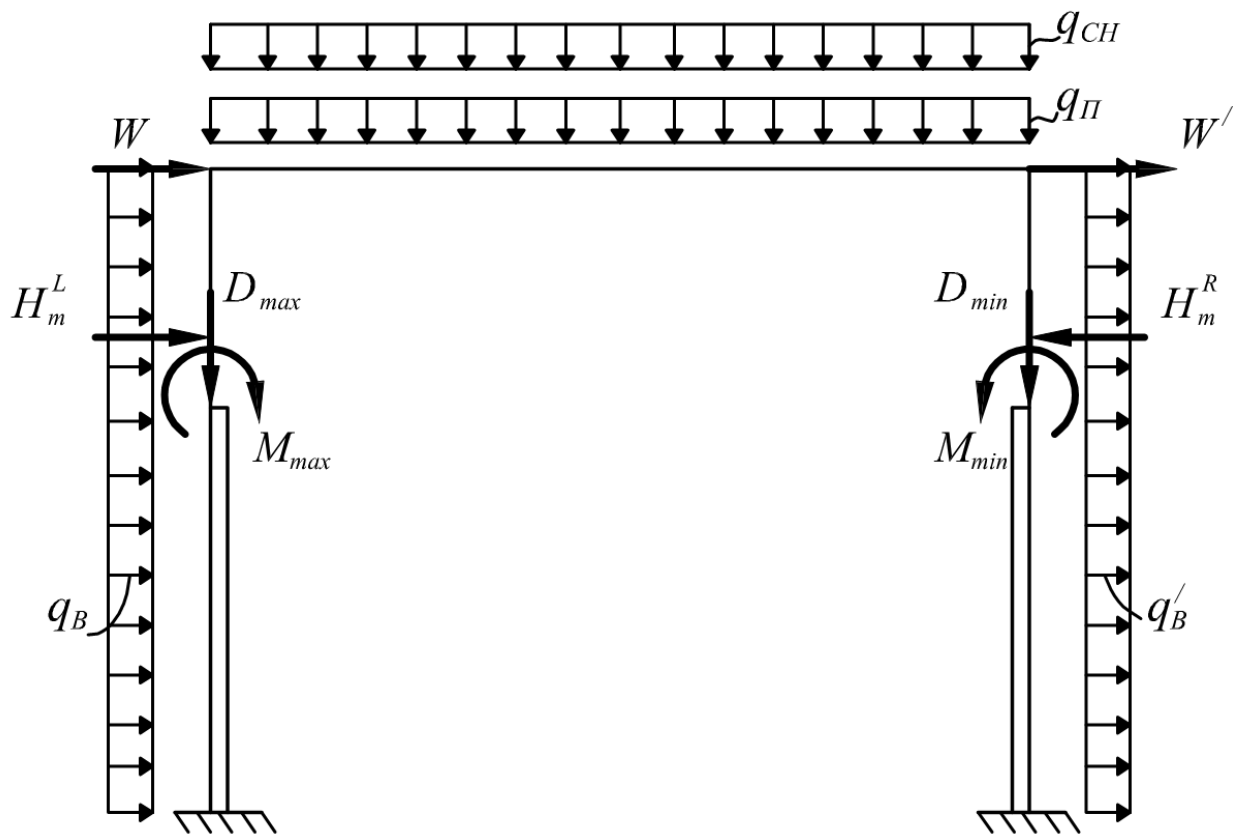


Рис. 2.4. Схема прикладення навантажень на поперечну раму одноповерхової виробничої будівлі із мостовими кранами [2, 4]

а) *Постійне* навантаження від покриття прикладається на раму у вигляді рівномірного погонного навантаження на ригель:

$$q_n = q_0 B, \quad (2.9)$$

де q_0 – граничне розрахункове значення постійного навантаження на 1 м^2 , що збирається у залежності від складу покрівлі з урахуванням ваги кожного шару; B – крок рам.

б) *Снігове* навантаження на покриття, незважаючи на можливу нерівномірність, також прикладається на раму у вигляді рівномірного погонного навантаження на ригель:

$$q_{cn} = S_m \cdot B, \quad (2.10)$$

де S_m – граничне розрахункове значення снігового навантаження на 1 м^2 .

в) *Кранове* навантаження прикладається до колон рами у вигляді граничних розрахункових вертикальних навантажень D_{\max} і D_{\min} , які з урахуванням ексцентриситету створюють моменти M_{\max} , M_{\min} , а також нерівних бічних сил H_m^L і H_m^R , які визначаються у відповідності до схем горизонтальних навантажень на колеса кранів, наведених у ДБН [8].

г) *Вітрове* навантаження (погонне значення на колону) визначається аналогічно:

$$q_s = W_m B, \quad (2.11)$$

де W_m – граничне розрахункове значення вітрового навантаження на 1 м^2 .

При цьому нерівномірно розподілене за висотою вітрове навантаження замінюється еквівалентним рівномірно розподіленим навантаженням.

Дія вітру на покриття враховується у вигляді зосереджених сил W , прикладених у рівні нижнього поясу ригеля (рис. 2.5) [8].

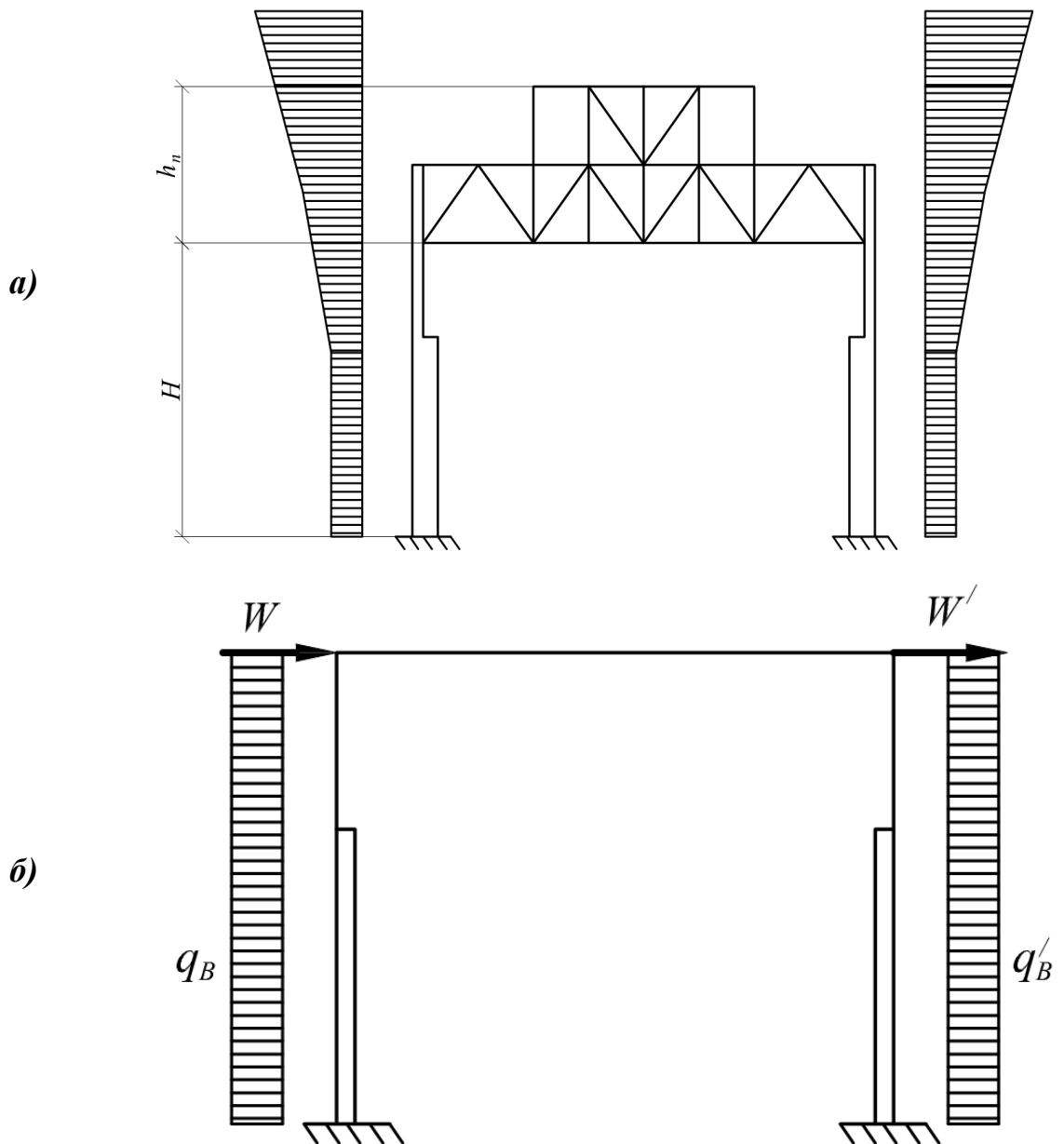


Рис. 4.8. Спрощення у збиранні вітрового навантаження на раму:
a – епюри вітрового навантаження за ДБН [8]; *б* – еквівалентна схема навантаження

2. Спрощення у статичному розрахунку поперечних рам

Типова поперечна рама одноповерхової виробничої будівлі – це комбінована система із суцільними частинами, що працюють на згин (верхні частини ступінчастих колон), і наскрізними ділянками, що працюють на поздовжні сили (ригелі, нижні частини колон).

Точний розрахунок поперечних рам виконується на ПЕОМ із

застосуванням сучасних обчислювальних комплексів (СКАД, ЛІРА [14] та ін.).

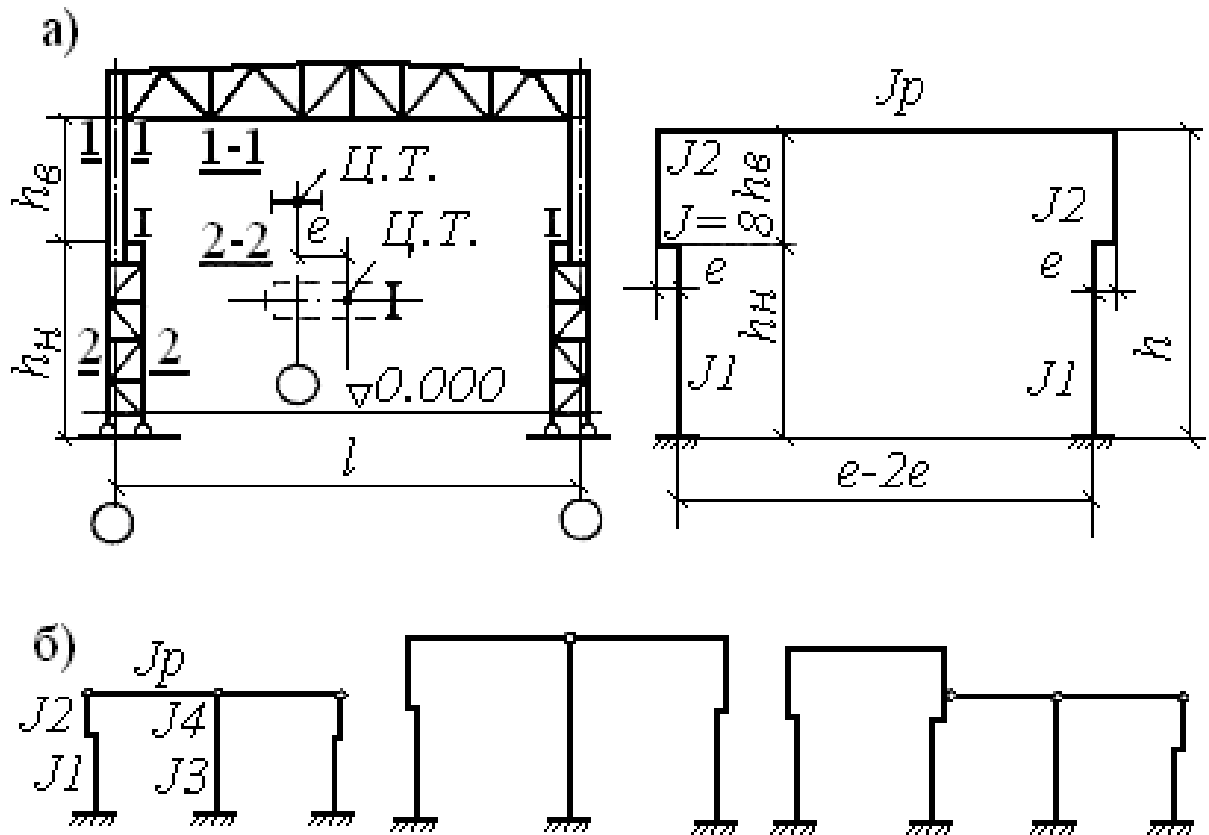


Рис. 2.6. Спрощення статичного розрахунку рам:

a – заміна решітчастого ригеля суцільним; *б* – поділ складних рам на прості схеми

При цьому залишаються актуальними спрощення, які можуть вноситися у статичний розрахунок рам.

1. Решітчастий ригель замінюється суцільним, показується віссю, що знаходиться у рівні нижнього поясу ферми (рис. 2.6, *a*).

2. У розрахунках на рами на навантаження, прикладені до стояків, ригель може вважатися безкінечно жорстким ($EI_{\text{риг}} = \infty$).

4. У розрахунках рами на навантаження, прикладені до ригеля, наскрізний ригель замінюється суцільним еквівалентної жорсткості

$$I_{\text{риг}} = \mu(A_{\text{ен}}z_{\text{ен}}^2 + A_{\text{нн}}z_{\text{нн}}^2), \quad (2.12)$$

де A_{en}, A_{nn} – площі перерізу бруто верхнього і нижнього поясів посередині прольоту;

z_e, z_n – відстані від центрів ваги поясів до нейтральної осі ригеля посередині прольоту;

μ – коефіцієнт, що враховує деформативність решітки ригеля і нахил верхнього поясу ригеля:

$$i = 1/8, \mu = 0,7; \quad i = 1/10, \mu = 0,8; \quad i = 1/0, \mu = 0,9.$$

4. У багатопролітних рамах (при кількості прольотів три і більше) переміщення у рівні ригеля не враховується, і колони можна вважати такими, що мають у цьому рівні нерухомі опори.

4. Рами складної конфігурації допускається ділити на окремі розрахункові схеми і розраховувати їх окремо (рис. 4.9, б).

2.3. Просторова робота сталевих каркасів

Якщо поперечна рама була б окремо стоячою (плоскою), вона б мала переміщення від горизонтального навантаження Δ_{nl} (плоске) (рис. 2.7). Фактичне переміщення (просторове) менше плоского за рахунок роботи каркаса як просторової системи, яка моделюється у вигляді пружної опори і реакції R_{eion} у рівні ригелю (рис. 2.7, а) [2, 5, 6].

Просторова робота каркаса – це участь у роботі кількох рам при навантаженні однієї з них, в результаті чого $\Delta_{np} < \Delta_{nl}$ (рис. 2.7, б).

Просторове переміщення рами визначається як

$$\Delta_{np} = \alpha_{np} \Delta_{nl}, \quad (2.13)$$

де $\alpha_{np} \leq 1$ – коефіцієнт просторової роботи каркаса.

Просторова робота сталевих каркасів одноповерхової виробничої будівлі забезпечується:

→ покрівлею, особливо жорсткою із залізобетонних панелей;

→ в'язями, в основному поздовжніми в'язевими фермами по нижнім поясам кроквяних ферм.

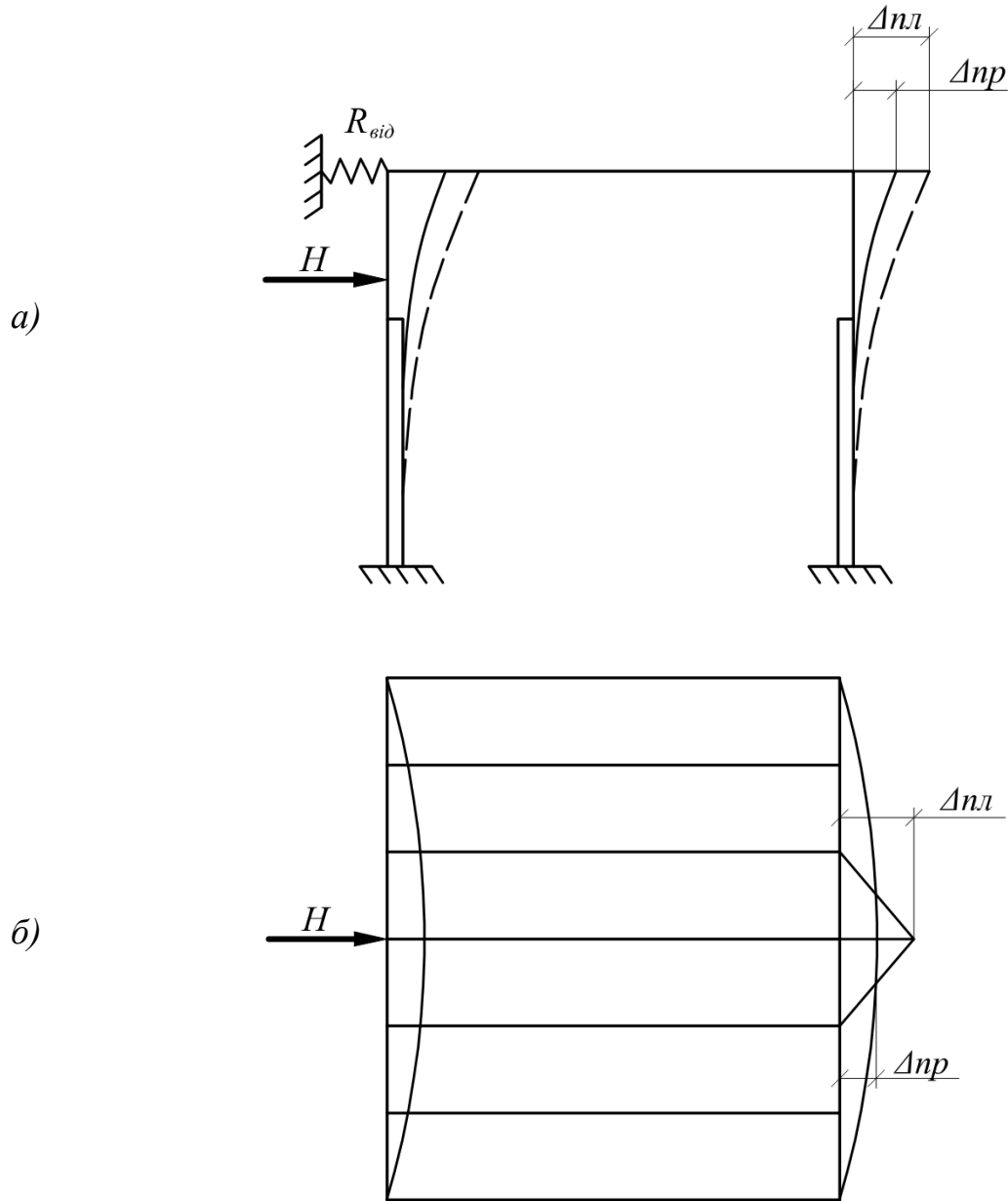


Рис. 2.7. Просторова робота сталевого каркасу [2, 3, 4 та ін.]:

a – співвідношення переміщень рами; *б* – участь у роботі кількох рам при завантаженні однієї з них

Ефект просторовості проявляється тільки для місцевих, зосереджених горизонтальних навантажень (кранових); для навантажень, що діють на всю будівлю (вітрових) цей ефект відсутній [2].

1. Врахування просторової роботи каркаса при жорсткій покрівлі

Жорсткою вважається покрівля із залізобетонних панелей; армоцементних, армопенобетонних та ін. плит, які приварюються до кроквяних ферм і замоноличуються. Тоді можна прийняти, що всі рами температурного блоку зв'язані безкінечно жорстким диском у рівні верхніх поясів ригелів.

Для спрощення розв'язання задачі зовнішні сили, що діють на раму, замінюються однією еквівалентною силою F_e , прикладеною у рівні ригелю рами, яка викликає ті ж горизонтальні переміщення, що і діюче навантаження.

Сила F_e прикладається не до крайньої рами, яка не повністю навантажена мостовими кранами, а до другої i -ої рами від краю блоку. Розрахунок виконується для цієї рами і розповсюджується на всі рами температурного блоку.

Загальне переміщення 2-ї рами дорівнює (рис. 2.8, а):

$$\Delta_{np} = \Delta' + \Delta'' = \alpha_{np} \Delta_{nl}, \quad (2.14)$$

де Δ' – переміщення рами від поступового переміщення блоку (рис. 4.11, б); Δ'' – переміщення рами від повороту блоку (рис. 4.11, в).

При поступовому переміщенні блоку реакції всіх n рам однакові

$$R' = \frac{F_e}{n}. \quad (2.15)$$

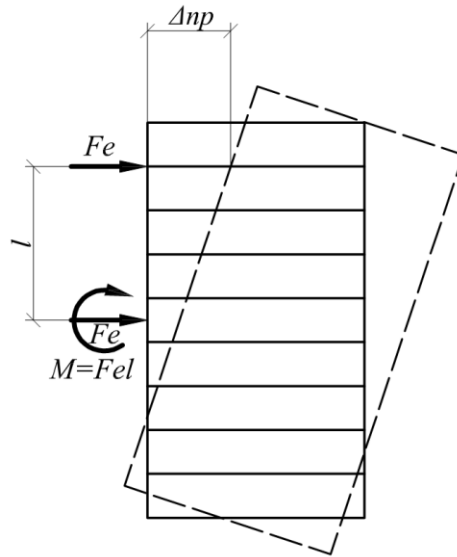
Момент $M = F_e e = \frac{F \cdot h_i}{2}$ записується через реакції рам як

$$M = R_1'' h_1 + R_2'' h_2 + \dots + R_i'' h_i + R_k'' h_k = \sum_1^k R_k'' h_k. \quad (2.16)$$

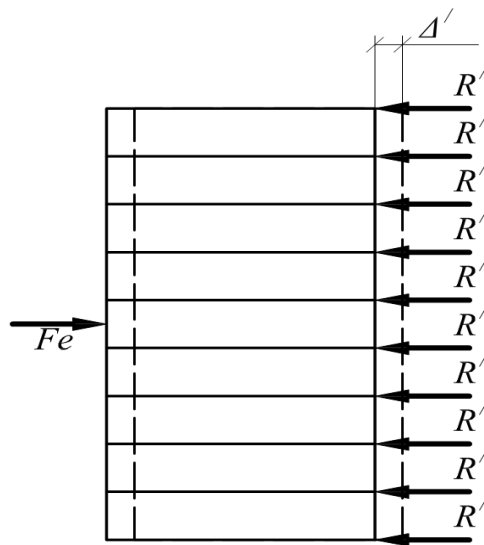
Реакції R_k'' пропорційні переміщенням рам і відстаням між рамами, рівновіддаленими від середини блоку, тобто плечу пар внутрішніх сил:

$$\frac{R_1''}{h_1} = \frac{R_2''}{h_2}; R_1'' = R_2'' \frac{h_1}{h_2}; R_1'' = R_i'' \frac{h_1}{h_i}; R_2'' = R_i'' \frac{h_2}{h_i}. \quad (2.17)$$

a)



б)



в)

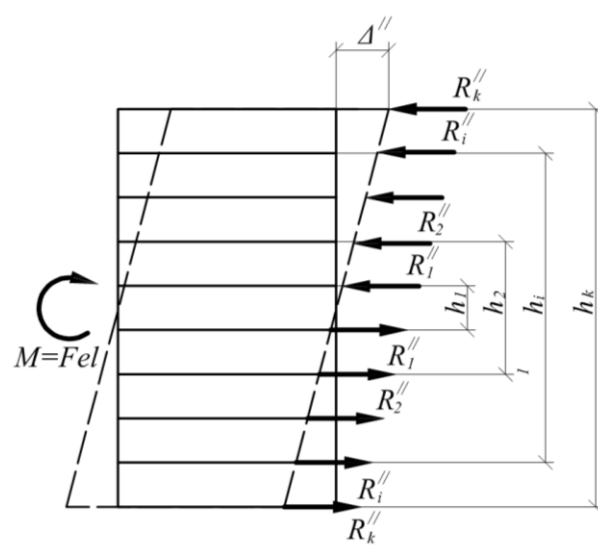


Рис. 2.8. Переміщення блоку з жорсткою покрівлею [2]:

а – загальне переміщення блоку; б – поступове переміщення; в – поворот блоку

Момент, виражений через реакції i -ї рами, записується як

$$M = \sum_1^k R_k'' h_k = R_i'' \frac{\sum_1^k h_k^2}{h_i}. \quad (2.18)$$

Звідси визначається реакція i -ої рами:

$$R_i'' = \frac{M h_i}{\sum_1^k h_k^2} = F_e \frac{h_i^2}{2 \sum_1^k h_k^2}. \quad (2.19)$$

Повний пружний відпір рами, до якої прикладена сила F_e :

$$R_i = R_i' + R_i'' = \frac{F_e}{n} + \frac{F_e h_i^2}{2 \sum_1^k h_k^2} = F_e \left(\frac{1}{n} + \frac{h_i^2}{2 \sum_1^k h_k^2} \right) = \alpha_{np} F_e. \quad (2.20)$$

Таким чином, коефіцієнт просторової роботи каркаса з жорсткою покрівлею дорівнює

$$\alpha_{np} = \left(\frac{1}{n} + \frac{h_i^2}{2 \sum_1^k h_k^2} \right) \beta. \quad (2.21)$$

Тут $\beta < 1$ – коефіцієнт, що враховує завантаження сусідніх рам.

Врахування просторової роботи каркаса і співвідношення $\Delta_{np} = \alpha_{np} \Delta_{nl}$ зменшує поперечні переміщення рами та згинальні моменти у колонах.

2. Врахування просторової роботи каркаса при нежорсткій покрівлі

Нежорсткою вважається легка покрівля по прогонах. У цьому випадку просторову роботу каркаса забезпечують поздовжні в'язеві ферми по нижнім поясам кроквяних ферм. Вони розглядаються як нерозрізні балки на пружних опорах (поперечних рамах) з реакціями відпору

$$R_{від} = \alpha F_e. \quad (2.22)$$

Множник α визначається в залежності від параметру:

$$C = \frac{B^3}{H^3} \frac{\sum I_1 d}{I_{\text{вф}}}, \quad (2.23)$$

де B – крок поперечних рам;

H – висота рам;

I_1 – момент інерції нижньої частини колон;

d – коефіцієнт приведення моментів інерції колон змінного перерізу;

$I_{\text{вф}}$ – момент інерції в'язевих ферм.

У розрахунку враховується не більше 5 поперечних рам, причому $\sum I_1 / I_{\text{вф}} \approx 1/2 \dots 1/4$.

У залежності від значень параметра $C = 0 \dots 0,5$ коефіцієнт α знаходиться у діапазоні $0,86 \dots 0,46$.

Завантаження сусідніх рам враховується коефіцієнтом α' , який для аналогічних значень параметра C дорівнює $-0,14 \dots -0,25$.

Коефіцієнт просторової роботи каркаса з нежорсткою покрівлею дорівнює [2]

$$\alpha_{np} = 1 - \alpha - \alpha'(\gamma - 1), \quad (2.24)$$

У формулі (2.24) введені наступні позначення:

$$\gamma = n_0 / \sum y;$$

n_0 – кількість коліс кранів на одній крановій колії;

$\sum y$ – сума ординат лінії впливу реакції рами, що розглядається.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

У процесі виконання кваліфікаційної роботи магістра розглядалася одноповерхова промислова будівля цеху з виготовлення холодильного обладнання у місті Гайсин.

Автором було зосереджено увагу на основних принципах проектування сталевих каркасів одноповерхових виробничих будівель. Наведені вимоги до такого типу каркасів. Розглянуті найбільш розповсюджені типи виробничих будівель. Наведені приклади потужних каркасів виробничих будівель на прикладі головного корпусу збагачувальної фабрики калійного комбінату та головного корпусу теплової електростанції.

Найбільш вагомі результати можна представити у вигляді наступних висновків та отриманих рекомендацій:

1. Систематизовані вимоги до каркасів сталевих одноповерхових виробничих будівель, які поділяються на дві групи: технологічні і експлуатаційні; економічні вимоги.

2. Розглянуті можливі варіанти каркасів одноповерхових виробничих будівель. Обґрунтована доцільність використання тільки сталевих каркасів: кроквяні і підкроквяні ферми, колони, підкранові балки, легкі металеві конструкції комплектної поставки.

4. Наведений алгоритм вибору сітки колон одноповерхових виробничих будівель та принципи застосування і улаштування температурних швів.

4. Запропонована класифікація поперечних рам сталевих одноповерхових будівель, розглянуті типи поперечних рам, їхні переваги та недоліки.

4. Розглянуті неординарні конструктивні рішення поперечних рам одноповерхових виробничих будівель: поперечна рама з розвиненою середньою опорою, поперечник з роздільними функціями конструкцій, будівлі з порталними кранами.

6. Побудований алгоритм визначення кранових навантажень одноповерхових виробничих будівель із наявністю мостових кранів, який включає класифікацію мостових кранів, типи навантажень, визначення граничних розрахункових значень вертикального кранового навантаження, визначення граничних розрахункових значень горизонтального навантаження мостових кранів, спрямованого поперек кранової колії; враховує кількість кранів і коефіцієнт сполучень.

7. Представлена розрахункова схема прикладення навантажень на поперечну раму одноповерхової виробничої будівлі із мостовими кранами та наведені особливості статичного розрахунку поперечних рам.

8. Розглянуті принципи урахування просторової роботи сталевих каркасів та встановлено, що ефект просторовості проявляється тільки для місцевих, зосереджених горизонтальних навантажень (кранових); для навантажень, що діють на всю будівлю (вітрових) цей ефект відсутній.

Також при врахуванні просторової роботи каркаса при нежорсткій покрівлі встановлено, що забезпечують таку роботу поздовжні в'язеві ферми по нижнім поясам кроквяних ферм. Вони розглядаються як нерозрізні балки на пружних опорах(поперечних рамах) з відповідними реакціями відпору.

3. АРХІТЕКТУРНИЙ РОЗДІЛ

3.1. Загальна частина

Об'єкт будівництва – цех з виготовлення холодильного обладнання у місті Гайсин, для якого :

- сніговий район – III:

Значення снігового навантаження наступне:

$$s_0 = 1,11 \text{ кПа};$$

- вітровий район – III:

Значення вітрового навантаження наступне:

$$w_0 = 0,46 \text{ кПа};$$

- кліматичний район – ПІВ.

3.2. Об'ємно-планувальне рішення

Будівля цеху має наступні розміри в плані: довжина – 228 м, ширина – 108 м. Ширина прольотів будівлі 36 м. Крок колон – 12 м. Будівля має 3 прольоти по 36 метрів в осях А, В, С, D.

Висота будівлі 21,6 м (без урахування ліхтаря), відмітка верху ліхтаря – 24,0 м

Нижче приведена схема будівлі з вказівкою розташування технологічних відділів будівлі (рис. 3.1).

Ліхтарі на будівлі виконують, в основному, аераційну функцію і розташовані відповідно до вимог технологічного процесу, який проходить у відповідній частині будівлі: холодильне відділення і проліт обробки.

Кожен проліт будівлі оснащений кранами нормального режимів роботи (5К, 7К) кількістю від 1 до 3:

- Склад готової продукції – 2 крани вантажопідйомністю 20 т і 1 кран вантажопідйомністю 20/5 т;

- Проліт обробки – 1 кран вантажопідйомністю 20/5 т;

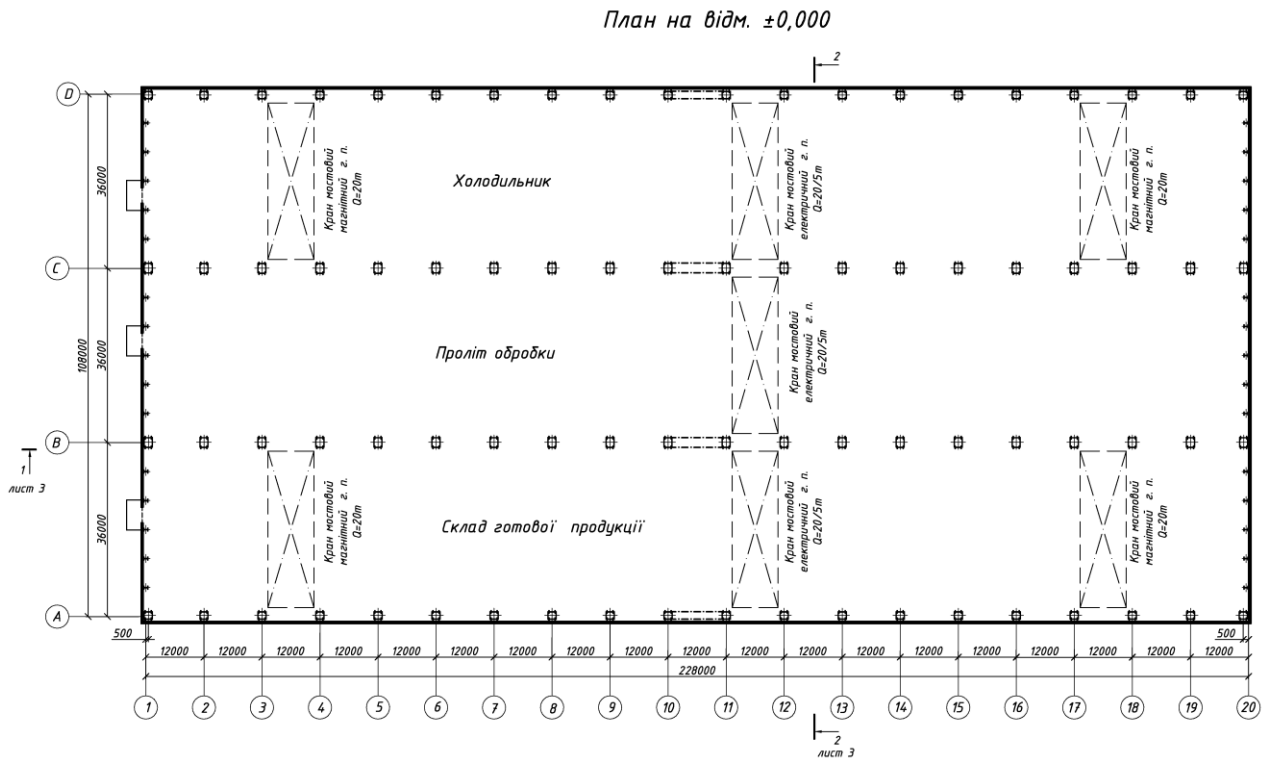


Рис. 3.1. Схема розташування технологічних відділів у будівлі цеху

- Холодильне відділення – 2 крани вантажопідйомністю 20 т і 1 кран вантажопідйомністю 20/5 т.

Просторова жорсткість забезпечується в'язями по поясах ферм і між колонами. Прийнята шарнірна схема рамного каркаса.

3.3. Конструктивне рішення

Для зручності конструктивні елементи будівлі зведені в таблицю 2.1.

3.4. Теплотехнічний розрахунок стінного огородження

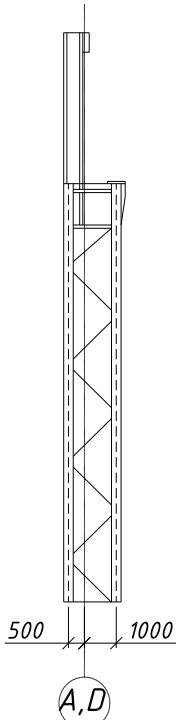
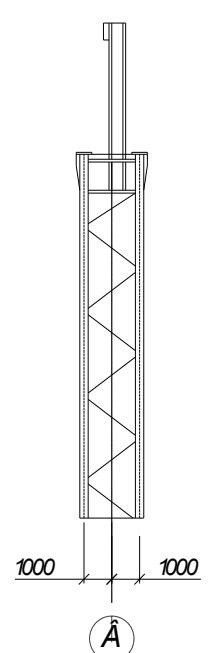
Теплотехнічний розрахунок конструкцій, що захищають, виконуємо відповідно до ДБН В. 2.6–31:2006 "Теплова ізоляція будівель".

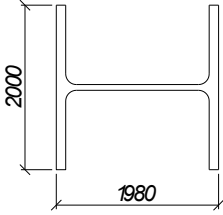
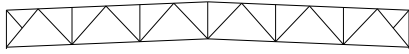


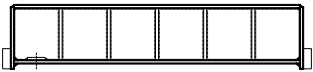
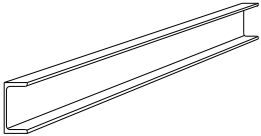
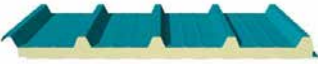
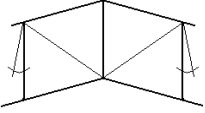

Місце будівництва м. Гайсин, II температурна зона.

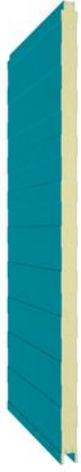

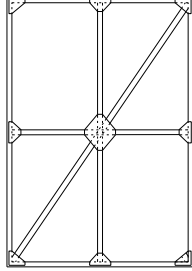


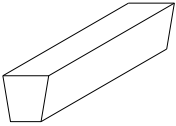
Теплотехнічний розрахунок конструкцій, що захищають, виконуємо за формулою:

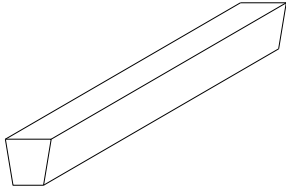
Таблиця 3.1

Специфікація елементів

Найменування конструкцій	Ескіз	Об'єм елементу, м ³	Маса елементу, т	К-ть елементів, шт	Загальний об'єм (м ³)/маса (т)
Колони ряду А, D, К1		-	3,38	40	- / 135,2
Колони ряду В, С К2		-	3,95	40	- / 158,0
Фахверковые колони ФК1	Суцільна одновитивая колона заввишки 17,7 м наступним перерізом ((20К1 по ГОСТ 26020-83) :	-	0,735	30	- / 22,05

Найменування конструкцій	Ескіз	Об'єм елемента, м ³	Маса елемента, т	К-ть елементів, шт	Загальний об'єм (м ³)/маса (т)
					
Ферми кроквяні 36 м Ф1		–	5,76	57	– / 328,32
Ферми кроквяні 36 м з кріпленнями для ліхтаря Ф2		–	5,8	3	– / 17,4
Підкроквяні ферми 12 м, крайні, ФП1		–	3,14	38	– / 119,32
Підкроквяні ферми 12 м, середні, ФП2		–	3,43	38	– / 130,34
Підкранові балки 12 м ((проліт А, D) ПБ1		–	2,312	38	– / 87,87
Підкранові балки 12 м ((проліт В, С) ПБ2		–	2,58	38	– / 98,04
Прогони		–	0,103	57	– / 5,87
Плити покриття типу "сэндвіч" (1 x 6)		–	0,126	3456	– / 435,46
Светоаэрационный ліхтар (3 x 3)		–	0,3	3	– / 0,9
Віконні палітурки светоаэрационных ліхтарів		–	0,037	53	– / 19,61
Стінні сэндвич-панели 1 x 1,2		–	0,02	363	– / 7,26

Найменування конструкцій	Ескіз	Об'єм елемента, м ³	Маса елемента, т	К-ть елементів, шт	Загальний об'єм (м ³)/маса (т)
Стінні сандвич-панели 1 x 2,4		-	0,04	363	- / 14,52
Стінні сандвич-панели 1 x 3,6		-	0,06	459	- / 27,54
Стінні сандвич-панели 1 x 4,8		-	0,08	375	- / 30
Стінні сандвич-панели 1 x 6		-	0,1	462	- / 46,2
Палітурки віконні подвійні ((1,2 x 12)			-	0,4	264
Ворота		-	0,9	3	2,7
Зв'язки вертикальні по колонах		-	3,9	8	- / 31,2
Фундаменти збірні під фахверковие колони		6,6	-	30	/ - 198
Фундаментні балки 6 м		0,94	2,44	36	15,98 / 87,84

Найменування конструкцій	Ескіз	Об'єм елемента, м ³	Маса елемента, т	К-ть елементів, шт	Загальний об'єм (м ³)/маса (т)
Фундаментні балки 12 м		2,05	5,1	38	77,9 / 193,887

$$R_{\Sigma np} \geq R_{q \min},$$

де $R_{\Sigma np}$ – приведений опір теплопередачі огорожуючих конструкцій, які захищають, м²·К/Вт;

$R_{q \min}$ – мінімальне допустиме значення опору теплопередачі огорожуючих конструкцій, м²·К/Вт.

Приведений опір теплопередачі огорожуючих конструкцій, визначаємо за формулою:

$$R_{\Sigma np} = \frac{1}{\alpha_6} + \sum_{i=1}^n \frac{\delta_i}{\lambda_{ip}} + \frac{1}{\alpha_3},$$

де $\alpha_6 = 8,7 \frac{Вт}{м^2 \cdot К}$, $\alpha_3 = 23 \frac{Вт}{м^2 \cdot К}$ – коефіцієнти тепловіддачі внутрішньої і зовнішньої поверхні огорожуючих конструкцій;

δ_i – товщина i -го шару конструкції;

λ_{ip} – теплопровідність матеріалу i -го шару конструкції в розрахункових умовах експлуатації;

Необхідний опір теплопередачі стінових огорожуючих конструкцій (сендвіч-панелі), що відповідають, санітарно-гігієнічним і комфортним умовам, визначають за формулою:

$$R_{q \min} = \frac{t_6 - t_u}{\Delta t_{cr} \cdot \alpha_6} = \frac{20 + 20}{7,0 \cdot 8,7} = 0,656 \frac{м^2 \cdot К}{Вт},$$

де $t_6 = 20$ (3 – розрахункова температура внутрішнього повітря, що приймається згідно додатка Г, ДБН В. 2.6–31:2006 і нормам

проектування відповідних будівель і споруд;

$t_n = -20(З - \text{розрахункова зимова температура зовнішнього повітря, згідно з додатком Ж, ДБН В. 2.6-31:2006;}$

$\Delta t_{cr} = 7,0 - \text{нормативний температурний перепад між температурою внутрішнього повітря і температурою внутрішньої поверхні огорожуючої конструкції;}$

$\alpha_g = 8,7 - \text{коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні огорожуючої конструкцій, згідно додатка Е, ДБН В. 2.6-31:2006.}$

Сендвіч-панель складається з трьох шарів:

- сталевий лист С18- 1000-0.7 по ГОСТ 24045-94 завтовшки $\delta_1 = 0,7$ мм і з коефіцієнтом теплопровідності $\lambda_1 = 58$ Вт/(м·К);
- утеплюючий шар пенополиуретан з коефіцієнтом теплопровідності $\lambda_2 = 0,041$ Вт/(м·К)
- сталевий лист С18- 1000-0.7 по ГОСТ 24045-94 завтовшки $\delta_3 = 0,7$ мм і з коефіцієнтом теплопровідності $\lambda_3 = 58$ Вт/(м·К)

$$\delta_{ym} = \left(R_{q \min} - \frac{1}{\alpha_g} - \frac{\delta_1}{\lambda_1} - \frac{\delta_2}{\lambda_2} - \frac{1}{\alpha_n} \right) \cdot \lambda_{ym}$$

$$\delta_{ym} = \left(0,656 - \frac{1}{8,7} - \frac{0,0007}{58} - \frac{0,0007}{58} - \frac{1}{23} \right) \cdot 0,041 = 0,026 \text{ м} = 26 \text{ мм.}$$

Отже, приймаємо пінополіуретановий утеплювач завтовшки 100 мм відповідно до конструкції віконних палітурок і забезпечення жорсткості сендвіч-панелей.

4. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

4.1. Компонування каркасу

Основними елементами сталевого каркаса виробничої будівлі, що сприймає майже усі діючі навантаження, є плоскі поперечні рами, утворені колонами і ригелями – кроквяними фермами. На плоскі поперечні рами спираються подовжні елементи: підкранові балки, ригелі, а також в'язі.

У дипломному проекті розглядається розрахунок однієї трьохпролітної рами (далі розрахункова рама):

$$L = L_1 + L_2 + L_3 = 36 + 36 + 36 = 108 \text{ м.}$$

Розрахункова рама обладнана опорними бруківками електричними і магнітними кранами, які спираються на розрізні підкранові балки.

Компонування каркаса визначається технологічними і архітектурними вимогами, умовами експлуатації будівлі, кліматичними умовами, типами і матеріалами конструкцій, які є захищаючими та несучими і т. д.

4.1.1. Характеристика кранів розрахункової рами

1) В осях А – В і С – D (склад готової продукції і холодильник) використовується по 2 магнітні крани (рис. 4.1) :

- Вантажопідйомність – 20 т;
- Вага крану – 59 т;
- Вага візка – 22 т;
- Проліт моста крану – $L_k = 34$ м;
- Режим роботи – 7К;
- Підвіс – гнучкий.

І по 1 магнітному крану (рис 3.2) :

- Вантажопідйомність – 20/5 т;
- Вага крану – 41,1 т;

- Вага візка – 8 т;
- Проліт моста крану – $L_k = 34$ м;
- Режим роботи – 5К;
- Підвіс – гнучкий

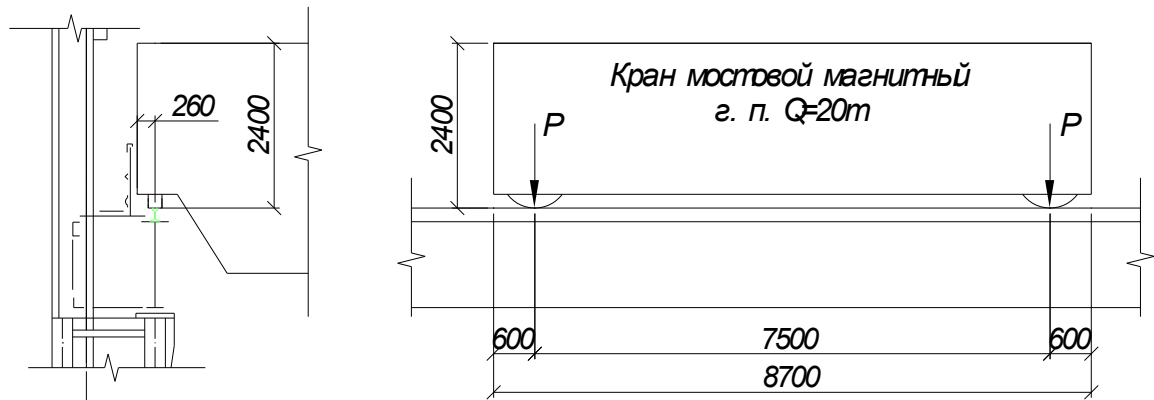


Рис. 4.1. Схема спирання магнітного крану складу готової продукції на рейковий шлях

Також використовується по 1 електричному крану (рис. 4.2):

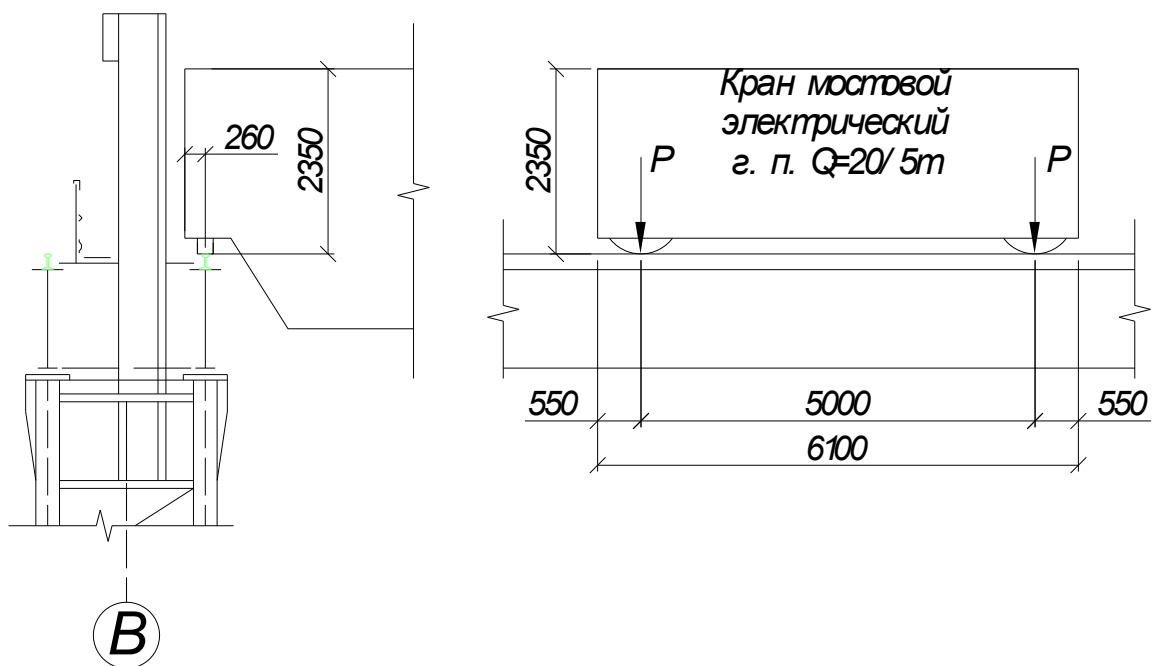


Рис. 4.2. Схема спирання крану прольоту обробки на рейковий шлях

- 2) В осях В – С (проліт обробки) використовується 1 магнітний кран:
 - Вантажопідйомність – 20/5 т;

- Вага крану – 41,1 т;
- Вага візка – 8 т;
- Проліт моста крану – $L_k = 34$ м;
- Режим роботи – 5К;
- Підвіс – гнучкий

3) В осях С – D (холодильник, рис. 4.3) використовується 1 магнітний кран:

- Вантажопідйомність – 32/5 т;
- Вага крану – 38,5 т;
- Вага візка – 8 т;
- Проліт моста крану – $L_k = 28$ м;
- Режим роботи – 5К;
- Підвіс – гнучкий

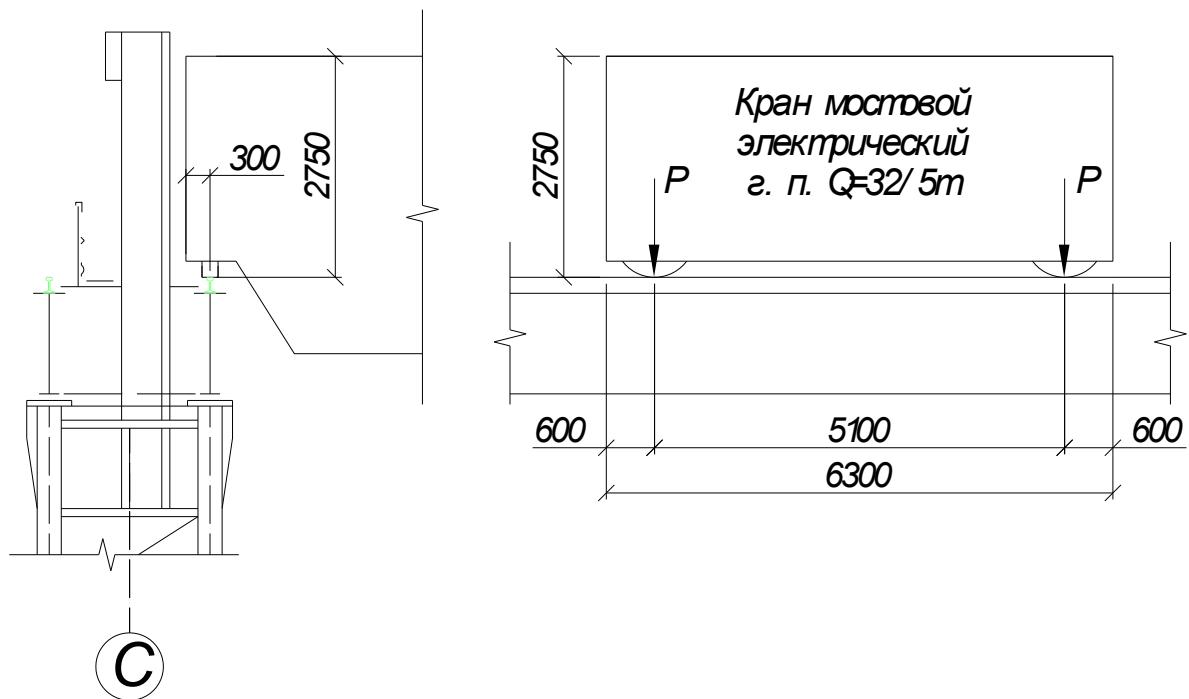


Рис. 4.3. Схема спирання крану прольоту холодильника на рейковий шлях

Дані по кранах

№ п/п	Параметри (навантаження, нормативні)	Позначення	Од. виміру	Номери кранів		
				№1	№2	№3
1.	Вантажопідйомність	Q	т	20	20/5	32/5
2.	Висота крану	H _к	мм	2400	2350	2750
3.	СВага головної балки	B ₁	мм	260	260	300
4.	Тип підвісу	–	–	гнучкий		
5.	База крану	A _к	мм	7500	5000	5100
6.	Довжина кінцевої балки	B _к	мм	8700	6100	6300
7.	Маса крану	G	т	59	41,8	38,5
8.	Маса візка	G _{ТЕЛ}	т	22	8	8
9.	Максимальний тиск катків	F _{max}	кН	293	213	265
10.	Мінімальний тиск катків	F _{min}	кН	95	90	81
11.	Горизонтальний тиск катків при гальмуванні візка крану (на колесо)	F _{гор,к}	кН	10,3	7	10
12.	Кількість катків на одній кінцевій балці	n	шт.	2	2	2
13.	Тип рейки крану	КР	–	100	100	70

Мінімальні тиски катків F_{min} знаходимо з рівняння проєкцій сил на вертикальну вісь. Горизонтальне навантаження $F_{гор}$, що виникає при гальмуванні візка крану, передається на одну сторону шляху крану і розподіляється рівномірно між усіма колесами крану. Для кранів з гнучким підвісом вантажу коефіцієнт $K_T=0,05$ підйомної сили крану і сили тяжіння візка (на візку половина гальмівних катків), для кранів з жорстким підвісом вантажу коефіцієнт $K_T=0,1$ цих же сил (на візку усі катки гальмівні).

Мінімальні тиски катків і горизонтальні тиски катків (кількість катків на кінцевій балці $n = 2$), рис. 4.4:

Кран №1:

$$F_{\min} = \frac{Q + G}{n} \cdot g - F_{\max} = \frac{20 + 59}{2} \cdot 9,81 - 293 = 95 \text{ кН};$$

$$F_{\text{гор,к}} = \frac{Q + G_{\text{тел}}}{n} \cdot g \cdot K_T = \frac{20 + 22}{2} \cdot 9,81 \cdot 0,05 = 10,3 \text{ кН};$$

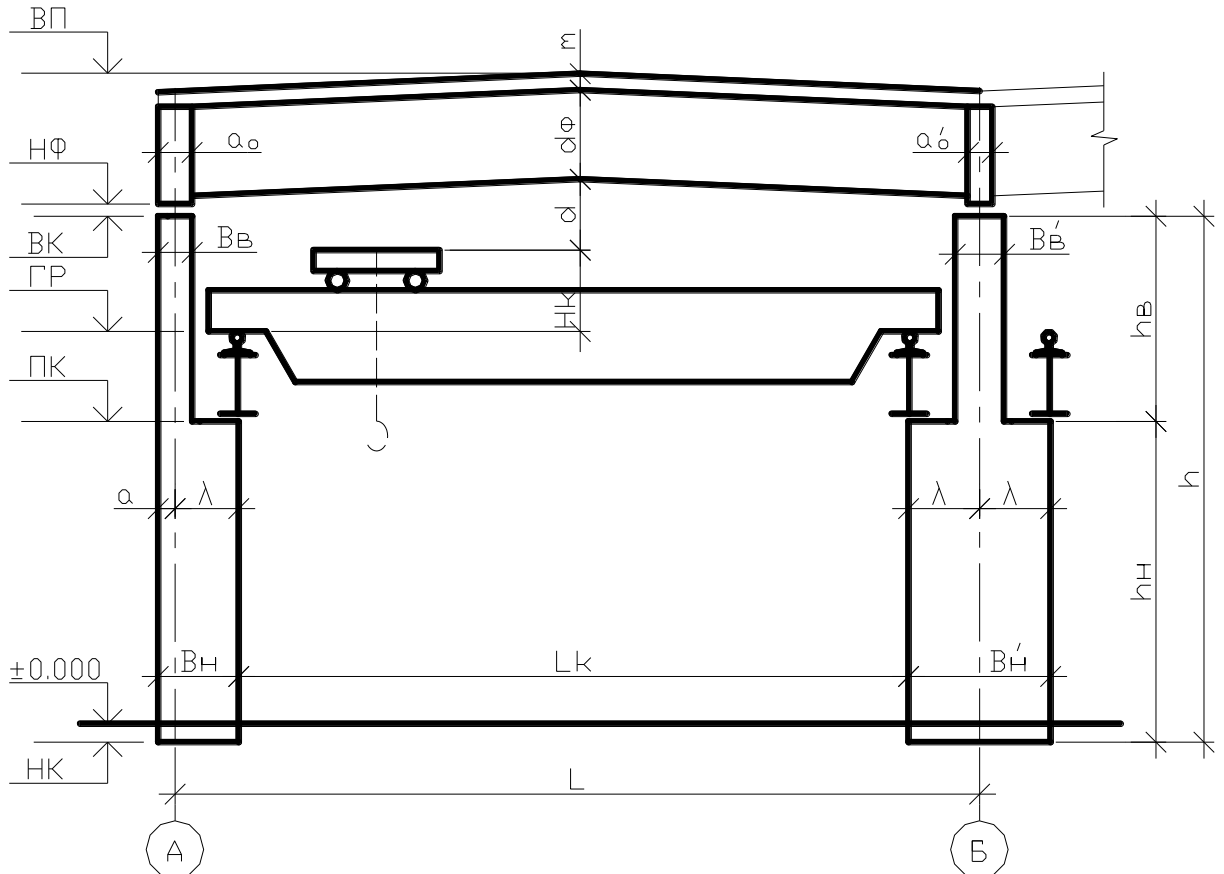


Рис. 4.4. Умовні позначення відміток і величин рами каркасу

Кран №2:

$$F_{\min} = \frac{Q + G}{n} \cdot g - F_{\max} = \frac{20 + 41,8}{2} \cdot 9,81 - 213 = 90 \text{ кН};$$

$$F_{\text{гор,к}} = \frac{Q + G_{\text{тел}}}{n} \cdot g \cdot K_T = \frac{20 + 8}{2} \cdot 9,81 \cdot 0,05 = 7 \text{ кН};$$

Кран №3:

$$F_{\min} = \frac{Q + G}{n} \cdot g - F_{\max} = \frac{32 + 38,5}{2} \cdot 9,81 - 265 = 81 \text{ кН};$$

$$F_{\text{гор,к}} = \frac{Q + G_{\text{тел}}}{n} \cdot g \cdot K_T = \frac{32 + 8}{2} \cdot 9,81 \cdot 0,05 = 10 \text{ кН};$$

4.1.2. Вертикальні розміри каркасу

Їх визначають по заданій відмітці голівки підкранової рейки ГР.

Відмітка низу ферми НФ \geq ГР + НК + d,

де: НК – висота крану більшої вантажопідйомності;

d = 0,45 м – проміжок між краном і фермою (але не менше 0,35 м).

Верх колони приймають на 0,15 м нижче за нижній пояс ферми у вузлі, який спирається на колону.

При призначенні горизонтальних розмірів колон враховують: габаритні розміри кранів, прив'язку зовнішньої грані колони до разбивочної осі a, розмір λ , вимоги до жорсткості колон в площини рами, наявність проходів уздовж підкранових шляхів, розміри двутаврів верхніх частин колон.

Значень λ набуваємо рівними 1 м.

Прив'язку крайніх колон до разбивочної осі приймаємо рівною a = 500 мм, для середніх колон вибираємо центральну прив'язку.

З урахуванням прийнятих розмірів a і λ :

– ширина нижньої частини крайньої колони $b_n = \lambda + a$. З умови необхідної жорсткості нижньої частини b_n повинна бути не менше h/20.

– ширина нижньої частини середньої колони при кранах однакової вантажопідйомності в прольотах $b'_n = 2 \cdot \lambda$.

– ширина оголовка b_v для колони крайнього ряду має бути не менше 1/8.1/12 висоти верхньої частини колони h_v .

– ширина оголовка b'_v для колон середніх рядів має бути не менше 1/6...1/8 висоти h_v .

Верхні частини колон проектуємо з широкополочних або зварних двутаврів, висотою перерізу 400...1200 мм.

Відповідно до даних замовника відмітка голівки рейки $ГР = 14,5$ м,
крок колон $В = 12$ м

Розрахунок

Мінімальна відмітка низу ферми :

$$НФ = ГР + НК + d = 14,50 + 2,750 + 0,45 = 17,7 \text{ м}$$

де d – проміжок між краном і фермою.

Відмітка верху колони :

$$ВК = НФ - 0,15 = 17,7 - 0,15 = 17,55 \text{ м}$$

Відмітку верху колони можна на приводити до уніфікованої, оскільки як стінне обгороджування будуть використані сендвич-панелі, вимоги до кріплення яких не є критичним.

Заздалегідь приймаємо висоту підкранової балки : $h_{пб} = В/6 = 2,0$ м.

Підкранова консоль має попередню відмітку:

$$ПК = ГР - h_{пб} = 14,5 - 2,0 = 12,5 \text{ м}$$

Заглиблення колони нижче за рівень чистої підлоги : $НК = -0,15 - 0,6$ м

Повна висота колони :

$$h = ВК - НК = 17,55 - (-0,15) = 17,7 \text{ м}$$

Висота нижньої і верхньої частин колони :

$$h_n = ПК - НК = 12,5 - (-0,15) = 12,65 \text{ м}$$

$$h_b = ВК - ПК = 17,55 - 12,5 = 5,05 \text{ м}$$

Відстань від верху колони до рівня голівки підкранової рейки :

$$h_c = ВК - ГР = 17,55 - 14,5 = 3,05 \text{ м}$$

4.1.3. Горизонтальні розміри каркасу

Крайні колони:

Ширина нижньої частини колони :

$$b_n = \lambda + a = 1,000 + 0,500 = 1,500 \text{ м}$$

Прийнята ширина задовольняє умові:

$$b_H \geq h/20 = 17,7/20 = 0,89 \text{ м}$$

Ширина верхньої частини колони має бути:

$$b_B \geq h_B/8..h_B/12 = 5,05/8..5,05/12 = (0,63..0,42) \text{ м}$$

Приймаємо $b_B = 0,58 \text{ м}$

Проміжок між краном і внутрішньою гранню верхньої частини колони

:

$a_K = b_H - b_B - B_1 = 1,50 - 0,58 - 0,300 = 0,62 \text{ м} > 0,5 \text{ м}$ (на обох крайніх колонах буде організований прохід людей для технічного обслуговування крану).

Середні колони:

Ширина нижньої частини колони :

$$b'_H = 2 \cdot \lambda = 2 \cdot 1,00 = 2,00 \text{ м}$$

Ширина верхньої частини колони :

$$b'_B = h_B/6..h_B/8 = 5,05/6..5,05/8 = (0,84...0,63) \text{ м}$$

Приймаємо $b'_B = 0,69 \text{ м}$

Проміжок між краном і огороженням ходового містка :

$$a_K = (b'_H - b'_B - 0,5)/2 = 2,0 - 0,71 - 0,5)/2 = 0,395 \text{ м} > 0,075.$$

4.1.4. Конструкції покриття, огорожуючі конструкції

Покриття складається з покрівлі (тришарові панелі), прогонів, кроквяних і підкроквяних ферм, ліхтарів і в'язей.

Тип покрівлі залежить від температурного режиму будівлі : для опалювальних будівель – тепла покрівля, а для будівель із зайвими тепловиділеннями – холодна покрівля.

Конструкція покрівлі впливає на вибір контура покриття. Застосування різних видів покриттів, їх довговічність, навантаження на покриття і допустимий нахил приведені в таблицю. 1 ДБН В. 2.6.–14–95.

Для рулонних кровель із захисним шаром з гравію ухил має бути не більше 10%.

Приймаємо для покрівлі цієї будівлі 4% ухил. Покриттям служитимуть профільовані сендвіч–панелі.

Схема кроквяної ферм дана на рис.3.5. Ця ферма з паралельними поясами з ухилом в 4%. Довжини панелей, за винятком тих, що спираються, прийняті $d = 3000$ мм. Розміри опорних панелей d_0 пов'язані з шириною надколоникив, до яких приєднуються ферми, тому їх довжина на 200 мм менше інших панелей і дорівнює $d_0 = 2800$ мм. Ширина надколоникив на колонах середніх рядів дорівнює $a' = 2 \cdot 200$ мм = 400 мм, на колонах крайніх рядів $a_0 = a + 200$ мм.

Відмітку верху покриття обчислюють з урахуванням товщини покрівлі – $t = 0,65$ м для теплої покрівлі.

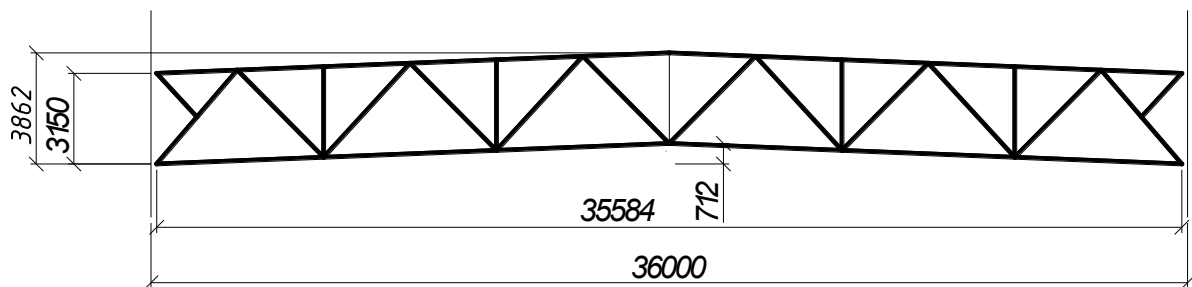


Рис. 4.5. Схема кроквяної ферми (36 м)

Розрахунковий проліт кроквяної ферми L_{ϕ}

$$L_{\phi} = L - 2 \cdot 200 = 36000 - 2 \cdot 208 = 35584 \text{ мм} .$$

Відмітка верху покриття (без урахування ліхтаря) :

$$\text{ВП} = H_{\phi} + h_{\phi} + m + i \cdot L/2 = 17,7 + 3,150 + 0,65 + 0,04 \cdot 35,6/2 = 22,212 \text{ м},$$

де $i = 0,04$ – кут нахилу в сотих одиниці.

Відмітка верху покриття ліхтаря :

$$\text{ВПФ} = (\text{ВП} - m) + h_{\phi} + m = (22,212 - 0,65) + 2,1 + 0,65 = 24,312 \text{ м}.$$

Виконання стінне обгороджування передбачене з сендвіч-панелей і віконних стулок. Типи і розміри панелей обумовлені режимом температурної вологості будівлі і наявністю до постачальників.

Цокольну частину приймаємо з панелей заввишки 1,2 м. Перший ярус скління не повинен складати 4,8 м по висоті, навантаження від нього

передається на колони через ригелі з гнуто-зварного профілю, встановлені з кроком по висоті що не перевищує 2,4 м. Висота двох наступних ярусів скління складає 2,4 м. Навантаження від них передається аналогічно першому ярусу остекління.

4.1.5. Схеми в'язей

Призначення в'язей – забезпечити просторову жорсткість каркасу, його незмінність при монтажі і експлуатації, стійкість стислих елементів, сприйняти вітрові і крани навантаження і передати їх на фундаменти.

Схеми зв'язків по покриттю і їх перерізу застосовані по типовій серії 1.460.2–10/88 (випуск 1, частини 1 і 2).

Вертикальні в'язі між фермами утворюють разом з поперечними в'язями по нижніх поясах ферм жорсткі в'язкові блоки. Такі блоки проектують по кінцях температурного відсіку (СНиП II – 23–81* "Сталеві конструкції" таблиці 42) каркасу і в місці розташування додаткової поперечної в'язевої ферми по нижніх поясах кроквяних ферм. Інші кроквяні ферми прикріплюють до в'язевих блоків розпірками по верху колон, прогонами по верхніх поясах ферм і розтяжками по нижніх поясах ферм.

Вертикальні в'язеві ферми, що входять до в'язевих блоків, обов'язково ставлять між надколониками і по осях розпірок верхніх поясів ферм.

В'язі по нижніх поясах ферм складаються з розтяжок, подовжніх і поперечних ферм (в'язі I типу) або тільки з поперечних ферм (в'язі другого типу).

В'язі I типу обов'язкові:

- в будівлях з мостовими кранами групи режиму роботи 7К–8К.
- в будівлях відміткою низу ферми більше 24 м,
- в будівлях з покрівлею по залізобетонних плитах при кранах $Q > 50$ т ($H = 6$ м) і $Q > 20$ т ($H = 12$ м)
- в будівлях з покрівлею по профільованому настилу при $Q < 10$ т

(одно– і двох пролітні будівлі) і при $Q > 10$ т (при кількості прольотів більше двох).

При дії навантаження (гальмування візка крану) крану в'язі I типу забезпечують спільну роботу плоских поперечних рам.

У інших випадках застосовують в'язі другого типу.

Додаткову поперечну в'язеву ферму призначають при довжині температурного відсіку більше 144 м (120 м при розрахунковій температурі нижче -40 °С) і встановлюють і середині температурного блоку. Повздовжні в'язеві ферми в одно–, двух– і трьох прогонних будівлях розміщують уздовж крайніх рядів колон, а при більшому числі прольотів не рідше чим через два прольоти (через один прогон при кранах важкого і дуже важкого режимів роботи).

В'язі по колонах встановлюють вище і нижче за підкранові балки для сприйняття навантаження від подовжнього гальмування кранів і вітрового навантаження з торців будівлі.

4.2. Визначення навантажень на раму каркаса

Раму каркаса розраховуємо окремо на кожне з навантажень, а потім розглядаємо їхні можливі поєднання і комбінації.

4.2.1. Постійні навантаження

До постійних навантажень відносять навантаження від покрівлі і стін, власна вага конструкцій.

Навантаження від конструкцій покриття

Склад покрівлі визначається режимом температурної вологості будівлі і прийнятою конструкцією покрівлі. У дипломному проекті температурний режим будівлі і склад покрівлі визначені завданням.

Навантаження від конструкцій покриття

Найменування	Нормативне навантаження, кН/м ²	Коеф. надійності по навантаженню	Розрахункове навантаження, кН/м ²
2 шари руберойду, що наплавляється	0,15	1,3	0,195
Азбоцементний плоский лист	0,11	1,1	0,121
Гідробар'єр–дифузійна плівка	0,07	1,3	0,091
Утеплювач– Rockwool ρ = 200 кг/м ³ , t = 100 мм	0,2	1,3	0,26
Пароізоляція–полиетиленова плівка	0,07	1,3	0,091
Профлист Р– 75–750–0,9	0,17	1,05	0,179
Прогони	0,25	1,05	0,263
Ферми, ліхтарі, в'язі	0,5	1,05	0,525
<u>ВСЬОГО:</u>	$g_n = 1,52$		$g = 1,725$

4.2.2. Снігове навантаження

Нормативне значення снігового навантаження на 1 м² горизонтальної проекції покриття обчислюють за формулою:

$$s_H = s_0 \cdot \mu$$

де s_0 – нормативне значення ваги снігового покриву на 1 м² горизонтальної проекції будівлі для цього (III) снігового району;

Для прольоту В – С:

μ – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву землі до снігового навантаження на покриття, залежний від конфігурації. За наявності ліхтаря розрахунок ведемо відповідно п.п. 4.1, 4.3 і додатки 3 СНиП 2.01.07–85* по варіанту 1 (п. 3, додаток 3). Ведемо розрахунок для зони 3, оскільки надалі в цілях спрощення проекту до рівня "учбового" буде розрахована тільки одна ферма, яка передбачає розміщення ліхтаря:

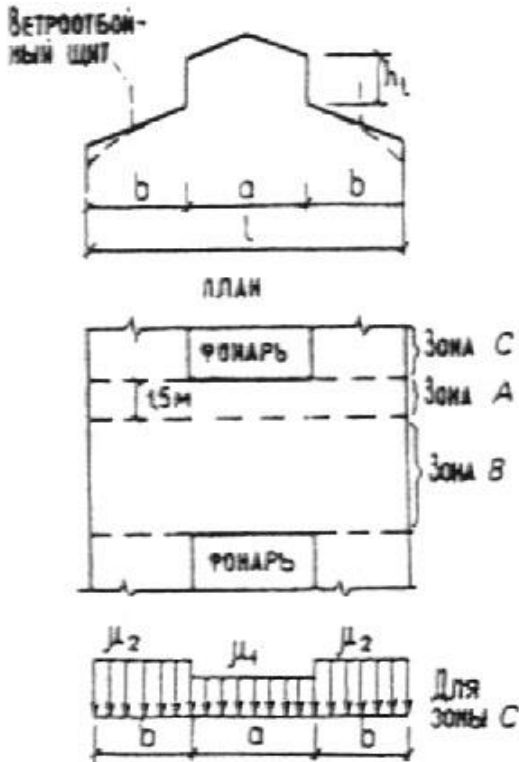
$$\mu_1 = 0,8;$$

$$\mu_2 = 1 + 0,1 \cdot \frac{a}{b} = 1 + 0,1 \cdot \frac{4}{15,2} = 1,025,$$

Таким чином:

$$s_H^1 = s_o \cdot \mu_1; \quad s_H^2 = s_o \cdot \mu_2$$

$$s_H^1 = 1,0 \cdot 0,8 = 0,8 \text{ кН/м}^2; \quad s_H^2 = 1,0 \cdot 1,025 = 1,025 \text{ кН/м}^2$$



Розрахункове значення снігового навантаження дорівнює

$$s = s_H \cdot \gamma_f.$$

Коефіцієнт надійності по навантаженню γ_f залежить від відношення нормативного навантаження s_H до навантаження s_o . Якщо величина відношення s_H / s_o менше 0,8, то $\gamma_f = 1,6$. У інших випадках $\gamma_f = 1,4$.

$$g_H = 1,52 \text{ кН/м}^2, \quad s_H^1 = 0,8 \text{ кН/м}^2,$$

$$s_H^2 = 1,04 \text{ кН/м}^2$$

$$g_H / s_H^1 = 1,52 / 0,8 = 1,9 > 0,8, \quad \gamma_f = 1,4$$

$$g_H / s_H^2 = 1,52 / 1,025 = 1,49 > 0,8, \quad \gamma_f = 1,4$$

Розрахункове значення снігового навантаження

$$s_{BC}^1 = s_H^1 \cdot \gamma_f = 0,8 \cdot 1,4 = 1,12 \text{ кН/м}^2,$$

$$s_{BC}^2 = s_H^2 \cdot \gamma_f = 1,025 \cdot 1,4 = 1,435 \text{ кН/м}^2,$$

Розрахунковий тиск ферми прольоту В – С на колону від снігового навантаження

$$P_{\text{снег}}^{BC} = \frac{B}{2} \cdot (2 \cdot s_{BC}^2 \cdot b + s_{BC}^1 \cdot a) = \frac{12}{2} \cdot (2 \cdot 1,435 \cdot 16 + 1,12 \cdot 4) = 302 \text{ кН}.$$

Для ферми прольоту А – В (без ліхтаря) коефіцієнт $\mu = 1$, тому

$$s_H = s_o = 1,0 \text{ кН/м}^2$$

$$g_H / s_H^{AB} = 1,52 / 1,0 = 1,52 > 0,8, \text{ значить } \gamma_f = 1,4$$

$$s^{AB} = s_H^{AB} \cdot \gamma_f = 1,0 \cdot 1,4 = 1,4 \text{ кН/м}^2,$$

Розрахунковий тиск ферми прольоту А – В на колону від снігового навантаження

$$P_{\text{снєг}}^{AB} = \frac{B}{2} \cdot s^{AB} \cdot L = \frac{12}{2} \cdot 1,4 \cdot 36 = 302 \text{ кН}$$

Для ферми прольоту С – D

$$\mu_1 = 0,8; \quad \mu_2 = 1 + 0,1 \cdot \frac{a}{b} = 1 + 0,1 \cdot \frac{4}{13} = 1,03,$$

Таким чином:

$$s_H^1 = s_o \cdot \mu_1; \quad s_H^2 = s_o \cdot \mu_2$$

$$s_H^1 = 1,0 \cdot 0,8 = 0,8 \text{ кН/м}^2; \quad s_H^2 = 1,0 \cdot 1,03 = 1,03 \text{ кН/м}^2$$

$$g_H = 1,52 \text{ кН/м}^2, \quad s_H^1 = 0,8 \text{ кН/м}^2, \quad s_H^2 = 1,04 \text{ кН/м}^2$$

$$g_H / s_H^1 = 1,52 / 0,8 = 1,9 > 0,8, \text{ означає } \gamma_f = 1,4$$

$$g_H / s_H^2 = 1,52 / 1,03 = 1,47 > 0,8, \text{ означає } \gamma_f = 1,4$$

$$s_H^1 = s_o \cdot \mu_1; \quad s_H^2 = s_o \cdot \mu_2$$

Розрахункове значення снігового навантаження

$$s_{BC}^1 = s_H^1 \cdot \gamma_f = 0,8 \cdot 1,4 = 1,12 \text{ кН/м}^2,$$

$$s_{BC}^2 = s_H^2 \cdot \gamma_f = 1,03 \cdot 1,4 = 1,44 \text{ кН/м}^2,$$

Розрахунковий тиск ферми прольоту С – D на колону від снігового навантаження

$$P_{\text{снєг}}^{BC} = \frac{B}{2} \cdot (2 \cdot s_{CD}^2 \cdot b + s_{CD}^1 \cdot a) = \frac{12}{2} \cdot (2 \cdot 1,44 \cdot 13 + 1,12 \cdot 4) = 252 \text{ кН.}$$

4.2.3. Вітрове навантаження на розрахункову раму

Обчислення вітрових навантажень виконуємо відповідно до СНиП 2.01.07–85*. З метою спрощення, розрахунок вітрового навантаження на покриття не здійснюється.

Експлуатаційні значення вітрового навантаження на стінне огороження з навітряного (w^z_e) і підвітряного (w^z_{en}) боку на висоті z над поверхнею землі визначаємо за формулами:

$$w^z_e = w_0 \cdot k_z \cdot c_e,$$

$$w^z_{en} = w_0 \cdot k_z \cdot c_{en}$$

де w_0 – нормативне значення вітрового тиску, яке визначається у залежності від вітрового району;

$$w_0 = 0,23 \text{ кПа.}$$

k_z – коефіцієнт, що враховує зміну вітрового тиску за висотою і визначається за таблицею 4 із застосуванням для типів місцевості А, В, С;

Для типу місцевості "А" коефіцієнти k_z рівні:

$z \leq 5 \text{ м}$	$k_5 = 0,75$
$z = 10 \text{ м}$	$k_{10} = 1,0$
$z = 20 \text{ м}$	$k_{20} = 1,25$
$z = 40 \text{ м}$	$k_{40} = 1,5$

c_e і c_{en} – аеродинамічні коефіцієнти, відповідно до навітряного і підвітряного боку, приймаються по додатком 4.

Відповідно до додатка 4, п. 2 і п.5: $c_e = +0,8$; $c_{en} = -0,44$.

Визначаємо нормативні значення вітрового навантаження з навітряного і підвітряного боку на різній висоті над поверхнею землі :

$z \leq 5 \text{ м}$	$w^5_e = 230 \cdot 0,75 \cdot 0,8 = 138 \text{ Н/м}^2$ $w^5_{en} = -230 \cdot 0,75 \cdot 0,44 = -75,9 \text{ Н/м}^2$
$z = 10 \text{ м}$	$w^{10}_e = 230 \cdot 1,0 \cdot 0,8 = 184 \text{ Н/м}^2$ $w^{10}_{en} = -230 \cdot 1,0 \cdot 0,44 = -101,2 \text{ Н/м}^2$
$z = 20 \text{ м}$	$w^{20}_e = 230 \cdot 1,25 \cdot 0,8 = 230 \text{ Н/м}^2$ $w^{20}_{en} = -230 \cdot 1,25 \cdot 0,44 = -126,5 \text{ Н/м}^2$

$$z = 40 \text{ м}$$

$$w_e^{40} = 230 \cdot 1,5 \cdot 0,8 = 276 \text{ Н/м}^2$$

$$w_{en}^{40} = -230 \cdot 1,5 \cdot 0,44 = -151,8 \text{ Н/м}^2$$

Визначаємо розрахункове значення вітрового навантаження з навітряного і підвітряного боку на розрахункову вертикальну смугу стіни шириною, що дорівнює половині кроку колон $B/2 = 6 \text{ м}$:

$$p_{we}^z = \gamma_f \cdot w_e^z \cdot B;$$

$$p_{wen}^z = \gamma_f \cdot w_{en}^z \cdot B,$$

де $\gamma_f = 1,4$ – коефіцієнт надійності по навантаженню

Навітряная сторона / Подвітряная сторона

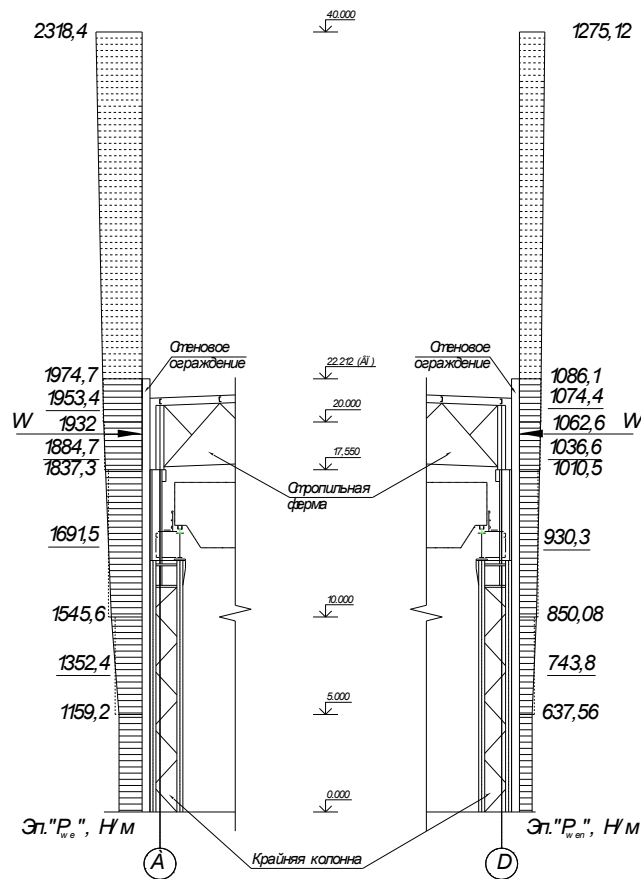


Рис. 4.6. Схема розділення будівлі за висотою на розрахункові ділянки для визначення вітрового навантаження

$$p_{we}^5 = 1,4 \cdot 138 \cdot 6 = 1159,2 \text{ Н/м};$$

$$p_{wen}^5 = -1,4 \cdot 75,9 \cdot 6 = -637,56 \text{ Н/м};$$

$$p_{we}^{10} = 1,4 \cdot 184 \cdot 6 = 1545,6 \text{ Н/м};$$

$$p_{wen}^{10} = -1,4 \cdot 101,2 \cdot 6 = -850,08 \text{ Н/м};$$

$$p_{we}^{20} = 1,4 \cdot 230 \cdot 6 = 1932 \text{ Н/м};$$

$$p_{w_{en}}^{20} = -1,4 \cdot 126,5 \cdot 6 = -1062,6 \text{ Н/м};$$

$$p_{w_e}^{40} = 1,4 \cdot 276 \cdot 6 = 2318,4 \text{ Н/м};$$

$$p_{w_{en}}^{40} = -1,4 \cdot 151,8 \cdot 6 = -1275,12 \text{ Н/м};$$

Вітрове навантаження, діюче на боковий фасад, сприймається колонами каркаса. При розрахунку рами навантаження з конструкцій, що захищають, розташованих вище за відмітку верху колони ВК = 17,55 м, замінюють зосередженим вітровим навантаженням W , навантаження з конструкцій, що захищають, розташованих нижче за відмітку ВК, передають на колони у вигляді рівномірно розподілених навантажень по висотних ділянках від 0 та 5 м, від 5 до 10 м і так далі (див. рис. 4.6).

На рис. 4.6 середні значення вітрового тиску визнані графічним методом і виділені підкресленням.

Таблиця 4.3

Середні значення вітрового тиску по висотних ділянках стін

Ділянка по висоті будівлі, z	Середній вітровий тиск на розрахункову смугу, Н/м	
	Навітряна сторона, Н/м ²	Завітрена сторона, Н/м ²
0 0 – 5 м	1159,2	637,6
5 – 10 м	1352,4	743,8
10 – 17,55 м	1619,5	930,3

Для розрахунку рами приведені в цій таблиці значення слід вводити в програму "Ліра-САПР", як розподілене навантаження.

Зосереджене навантаження W збираємо з навітряною і завітреною сторін (моментів, створюваним їй нехтуємо, використовуючи тільки її горизонтальну складову). Як видно з рис. 4.6, на вантажне поле W (площа стіни вище за відмітку верху колони ВК) доводяться 2 висотних ділянки, тому:

-- для навітряної сторони (див. рис. 4.6) :

$$W_1 = (20 - BK) \cdot 1884,7 = (20 - 17,55) \cdot 1884,7 = 4617,5 \text{ Н} = 4,62 \text{ кН}$$

$$W_2 = (BP - 20) \cdot 1943,7 = (22,212 - 20) \cdot 1953,4 = 4320,9 \text{ Н} = 4,32 \text{ кН}$$

$$W = W_1 + W_2 = 4,62 + 4,32 = 8,94 \text{ кН.}$$

-- для завітреної сторони:

$$W_1 = (20 - BK) \cdot 1036,6 = (20 - 17,55) \cdot 1036,6 = 2539,7 \text{ Н} = 2,54 \text{ кН}$$

$$W_2 = (BP - 20) \cdot 1074,4 = (22,212 - 20) \cdot 1074,4 = 2293 \text{ Н} = 2,29 \text{ кН}$$

$$W = W_1 + W_2 = 2,54 + 2,29 = 4,83 \text{ кН.}$$

4.2.4. Навантаження від кранів

На раму каркаса впливають вертикальні і горизонтальні навантаження (рис. 4.7) кранів. При обліку одного крану навантаження від нього приймають у повному розмірі. При обліку двох кранів навантаження від них знижують множенням на коефіцієнти поєднання навантажень $\psi_k = 0,85$ ($\psi_k = 0,95$ для кранів важкого і дуже важкого режимів роботи), при обліку чотирьох кранів коефіцієнти приймають відповідно $\psi_k = 0,7$ ($\psi_k = 0,8$).

Горизонтальні навантаження визначають від одного або від двох кранів в одному прольоті в одному створі.

Найбільше D_{\max} найменше D_{\min} і горизонтальне $F_{\text{гор}}$ тиску навантаження крану на колону визначають по лініях впливу опорних реакцій колон при одній і тій же установці катків.

Тиск на колону середнього ряду В осі n (рис. 4.7) визначають по лінії впливу реакції опори n , навантаженою одним краном більшої вантажопідйомності або двома кранами. Критичний вантаж (зачорнений) знаходимо за допомогою відомої в будівельній механіці графічної побудови. Обчислюємо значення максимального D_{\max} , мінімального D_{\min} і горизонтального $F_{\text{гор}}$ тисків на колони з урахуванням коефіцієнта надійності по навантаженню $\gamma_f = 1,1$. При розрахунку колон задалегідь важко встановити, що найбільш не вигідно – вантаження одним краном з $\psi_k = 1,0$,

або двома кранами з $\psi_k = 0,85$ (0,95), або чотирма кранами з $\psi_k = 0,7$ (0,8).

Це вимагає або розрахунку рами на усі можливі вантаження кранами або попереднього аналізу навантажень.

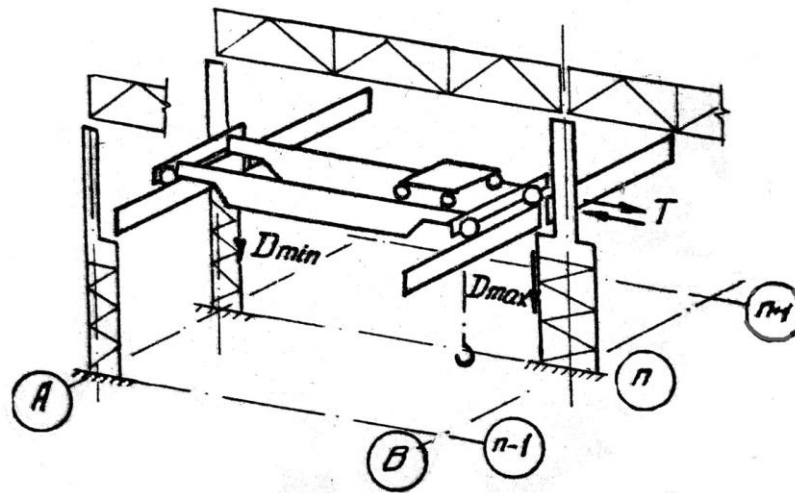


Рис. 4.7. Схема навантаження рами від крану

Розглянемо навантаження на колони прольоту А – В від кранів (№1, табл. 4.1) вказаного прольоту (створу), вважаючи, що на колону розрахункової рами по осі n діють:

1 кран:

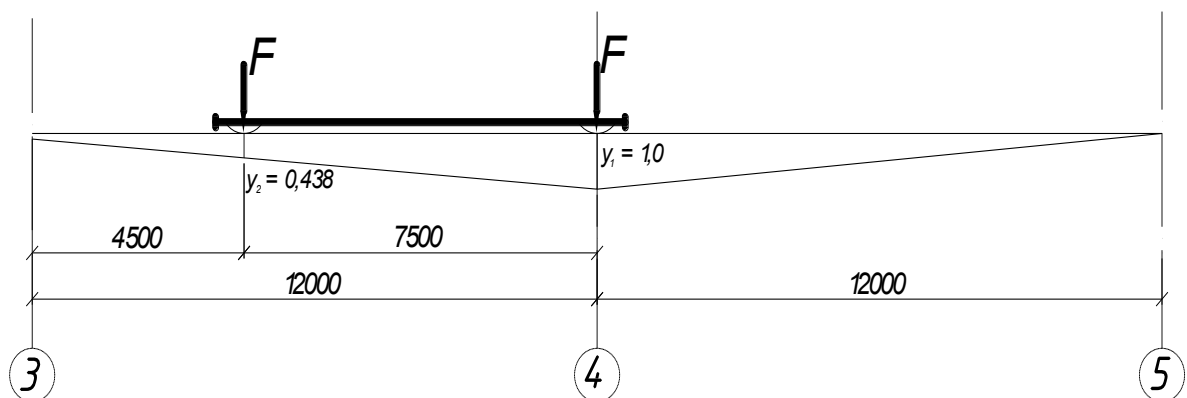


Рис. 4.8. Завантаження колони типової (для розрахункової рами) вісі одним краном

Коефіцієнт поєднань навантажень кранів n_c тут не врахований, оскільки розглядається навантаження від одного крану і $\psi_k = 1,0$.

$$D_{\max}^1 = \gamma_f \cdot \sum F_{\max} \cdot y_i = 1,1 \cdot (1,0 + 0,438) \cdot 293 = 464 \text{ кН};$$

$$D_{\min}^1 = \gamma_f \cdot \sum F_{\min} \cdot y_i = 1,1 \cdot (1,0 + 0,438) \cdot 95 = 150 \text{ кН};$$

$$F_{\text{гор}}^1 = \gamma_f \cdot \sum F_{\text{гор,к}} \cdot y_i = 1,1 \cdot (1,0 + 0,438) \cdot 10,3 = 16 \text{ кН}$$

2 крани:

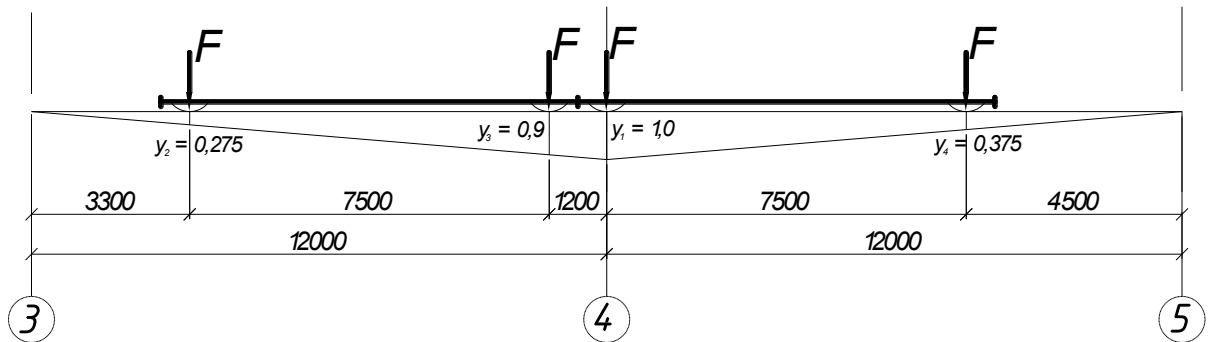


Рис. 4.9. Завантаження колони типової (для розрахункової рами) вісі двома кранами

Коефіцієнт поєднань навантажень кранів для даного випадку – облік навантаження від двох кранів важкого режиму роботи – дорівнює $\psi_k = 0,95$.

$$D_{\text{max}}^2 = \psi_k \cdot \gamma_f \cdot \sum F_{\text{max}} \cdot y_i = 0,95 \cdot 1,1 \cdot (0,275 + 0,9 + 1,0 + 0,375) \cdot 293 = 781$$

кН;

$$D_{\text{min}}^2 = \psi_k \cdot \gamma_f \cdot \sum F_{\text{min}} \cdot y_i = 0,95 \cdot 1,1 \cdot (0,275 + 0,9 + 1,0 + 0,375) \cdot 95 = 253$$

кН;

$$F_{\text{гор}}^2 = \psi_k \cdot \gamma_f \cdot \sum F_{\text{гор,к}} \cdot y_i = 0,95 \cdot 1,1 \cdot (0,275 + 0,9 + 1,0 + 0,375) \cdot 10,3 = 27 \text{ кН}$$

Найбільш не вигідним є завантаження двома кранами, тому приймаємо його до подальшого розрахунку.

Розглянемо навантаження на колони прольоту В – С від крану вказаного прольоту, вважаючи, що на колону розрахункової рами по осі n діє один кран (№2, табл. 4.1) :

Коефіцієнт сполучень навантажень кранів ψ_c тут не врахований, оскільки розглядається навантаження від одного крану і $\psi_k = 1,0$.

$$D_{\text{max}}^1 = \gamma_f \cdot \sum F_{\text{max}} \cdot y_i = 1,1 \cdot (1,0 + 0,625) \cdot 213 = 381 \text{ кН};$$

$$D_{\text{min}}^1 = \gamma_f \cdot \sum F_{\text{min}} \cdot y_i = 1,1 \cdot (1,0 + 0,625) \cdot 90 = 161 \text{ кН};$$

$$F_{\text{гор}}^1 = \gamma_f \cdot \sum F_{\text{гор,к}} \cdot y_i = 1,1 \cdot (1,0 + 0,625) \cdot 7 = 13 \text{ кН}.$$

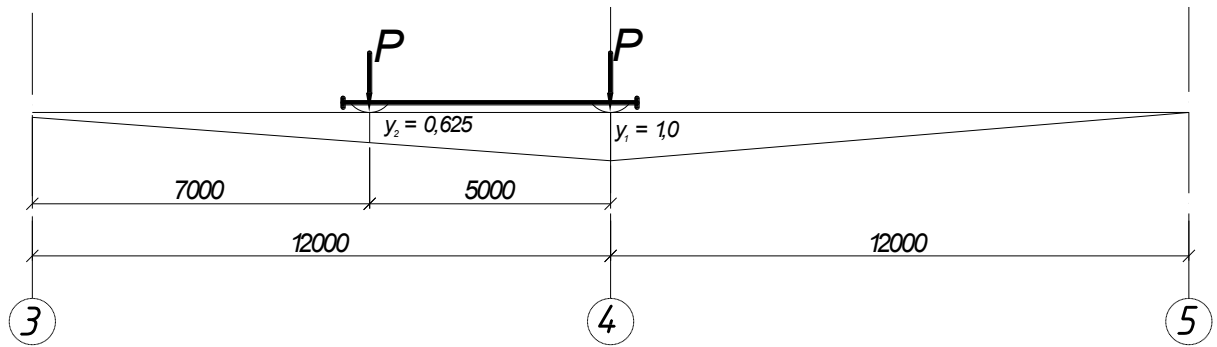


Рис. 4.10. Завантаження колони типової (для розрахункової рами) вісі одним краном

Розглянемо навантаження на колони прольоту С – D від крану вказаного прольоту, вважаючи, що на колону розрахункової рами по осі n діє один кран:

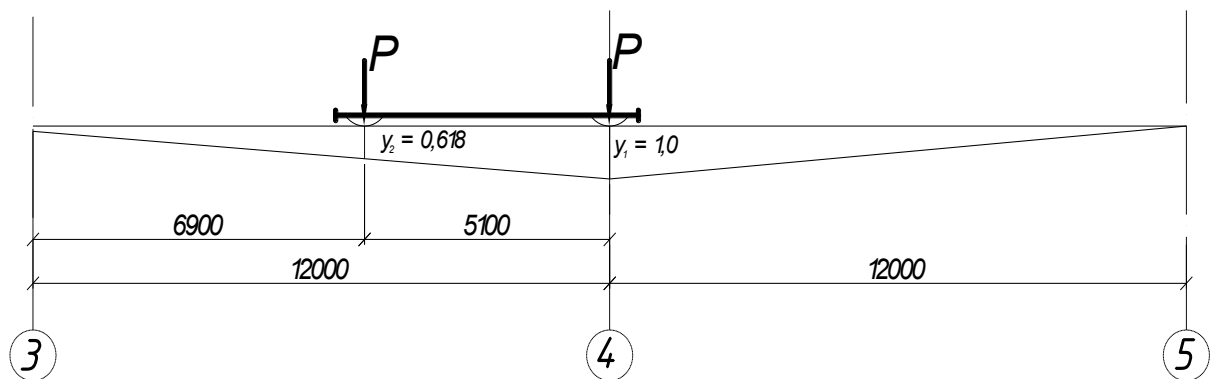


Рис. 4.11. Завантаження колони типової (для розрахункової рами) вісі одним краном

Коефіцієнт сполучень навантажень кранів n_c тут не врахований, оскільки розглядається навантаження від одного крану і $\psi_k = 1,0$.

$$D'_{\max} = \gamma_f \cdot \sum F_{\max} \cdot y_i = 1,1 \cdot (1,0 + 0,618) \cdot 265 = 472 \text{ кН};$$

$$D'_{\min} = \gamma_f \cdot \sum F_{\min} \cdot y_i = 1,1 \cdot (1,0 + 0,618) \cdot 81 = 144 \text{ кН};$$

$$F'_{\text{гор}} = \gamma_f \cdot \sum F_{\text{гор,к}} \cdot y_i = 1,1 \cdot (1,0 + 0,618) \cdot 10 = 18 \text{ кН}$$

4.3. Статичний розрахунок рами каркасу

4.3.1. Розрахункова схема рами

Розрахунок рами виконується за допомогою програми Ліра-САПР, тому розрахункову схему рами komponуємо з оптимізацією відносно нюансів відмінності комп'ютерного розрахунку від ручного.

При komponуванні каркаса розроблена конструктивна схема рами, тобто визначені габаритні розміри елементів рами, типи окремих стержнів рами (суцільні або гратчасті) і вибраний спосіб вузлових сполучень.

Розрахункову схему рами встановлюють за конструктивною схемою. У розрахунковій схемі викреслюють схематичне креслення по геометричних осях стержнів. За геометричну вісь елемента зазвичай приймають лінію, що проходить через центри тяжіння його перерізів.

При шарнірних сполученнях, ригелів (кроквяних ферм) з колонами за геометричну вісь ригеля припадають лінію, що сполучає верхні кінці колон.

Затискання колон у фундаменті вважаємо жорстким.

Вертикальні навантаження прикладені з ексцентриситетами по відношенню до геометричних осей колон, тому ці навантаження задаємо в програмному пакеті за допомогою жорстких вставок.

4.3.2. Статичний розрахунок рами

Розрахунок рами виконаний в програмі Ліра-САПР, але через об'ємності результатів не поміщений в пояснювальну записку і може бути наданий на вимогу.

Нижче приведені схеми рами з епюрами M і N значення на цих епюрах не приводяться в цілях зменшення масштабу схем.

4.3.3. Схеми завантажень рами

Завантаження, введені для розрахунку в програмному пакеті наступні:

Завантаження 1. Постійне навантаження:

1) від власної ваги покриття (приводимо до розрахункового зосередженого навантаження на колони) :

$$P_{\text{покp}}^A = \frac{g \cdot B \cdot L_1}{2} = \frac{1,725 \cdot 12 \cdot 36}{2} = 373 \text{ кН}$$

$$P_{\text{покp}}^B = \frac{g \cdot B \cdot L_1}{2} + \frac{g \cdot B \cdot L_2}{2} = \frac{1,725 \cdot 12 \cdot 36}{2} + \frac{1,725 \cdot 12 \cdot 36}{2} = 745 \text{ кН}$$

$$P_{\text{покp}}^C = \frac{g \cdot B \cdot L_2}{2} + \frac{g \cdot B \cdot L_3}{2} = \frac{1,725 \cdot 12 \cdot 36}{2} + \frac{1,725 \cdot 12 \cdot 30}{2} = 683 \text{ кН}$$

$$P_{\text{покp}}^D = \frac{g \cdot B \cdot L_3}{2} = \frac{1,725 \cdot 12 \cdot 30}{2} = 311 \text{ кН}$$

2) від власної ваги підкранової балки і рейок.

Заздалегідь задаємося двутавром 60Б1 по ГОСТ 26020-83 масою $m_{\text{пб}} = 81 \text{ кг/м}$.

$$P_{\text{пб}} = B \cdot m_{\text{пб}} \cdot g = 12 \cdot 81 \cdot 9,81 = 9,54 \text{ кН.}$$

Але оскільки це навантаження прикладене не по центру перерізу колони, то задаємо ще і додатковий момент:

$$M = P_{\text{пб}} \cdot e_1,$$

де $e_1 = 1 \text{ м}$ – ексцентриситет додатка навантажень для усіх колон розрахункової рами.

$$M = 9,54 \cdot 1 = 9,54 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

але моменти на середніх колонах можна не задавати, оскільки вони гасять один одного.

3) від власної ваги колон;

4) від власної ваги стінного обгороджування (сендвіч-панелі) :

$$q_{\text{стен}} = q_{\text{лист}} \cdot 2 + q_{\text{утепл}} = 0,205 \cdot 2 + 0,179 = 0,6 \text{ кН/м}^2$$

Приводимо це навантаження до зосередженого і прикладеного в наступних точках (момент від цього навантаження не враховуємо із-за його незначності):

– точка на колоні симетрична точці того, що спирається підкранової балки відносно осі колони:

$$P_{\text{стен}}^1 = PK \cdot B \cdot q_{\text{стен}} = 12,5 \cdot 12 \cdot 0,6 = 90 \text{ кН};$$

– до верху верхньої частини колони :

$$P_{\text{стен}}^2 = h_{\text{в}} \cdot B \cdot q_{\text{стен}} = 5,05 \cdot 12 \cdot 0,6 = 36,4 \text{ кН}.$$



Рис. 4.12. Епюри моментів від завантаження 1



Рис. 4.13. Епюри повздовжніх зусиль від завантаження 1

Завантаження 2. Снігове навантаження

Задається розподілений по ділянках ліхтаря і покриття по фермах.

Снігове навантаження прикладену до ліхтаря вважаємо сніговим навантаженням, прикладеним до ферми на відповідній ділянці.

Приводимо снігове навантаження до зосередженої на колони:

$$P_{\text{снєг}}^A = P_{\text{снєг}}^{AB} = 302 \text{ кН}$$

$$P_{\text{снєг}}^B = P_{\text{снєг}}^{AB} + P_{\text{снєг}}^{BC} = 302 + 302 = 604 \text{ кН}$$

$$P_{\text{снєг}}^C = P_{\text{снєг}}^{BC} + P_{\text{снєг}}^{CD} = 302 + 252 = 554 \text{ кН}$$

$$P_{\text{снєг}}^D = P_{\text{снєг}}^{CD} = 252 \text{ кН}$$

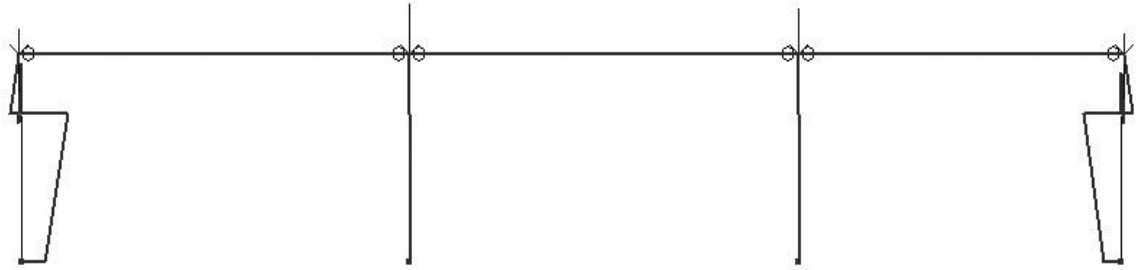


Рис. 4.14. Епюри моментів від завантаження 2



Рис. 4.15. Епюри повздовжніх зусиль від завантаження 2

Завантаження 3. Вертикальне навантаження крану в прольоті А – В
(Максимальне навантаження на колону А)

1) вертикальні:

$$D_{\max} = 781 \text{ кН}; \quad D_{\min} = 253 \text{ кН};$$

2) моменти (від приведення вертикальних до центральних) :

$$M_{\min} = - D_{\min} \cdot e_1 = - 253 \cdot 1 = - 253 \text{ кН м};$$

$$M_{\max} = D_{\max} \cdot e_2 = 781 \cdot 0,75 = 586 \text{ кН м}.$$

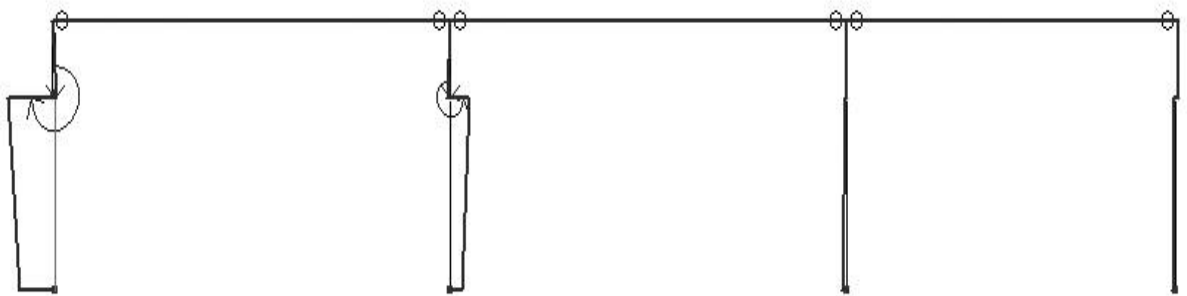


Рис. 4.16. Епюри моментів від завантаження 3

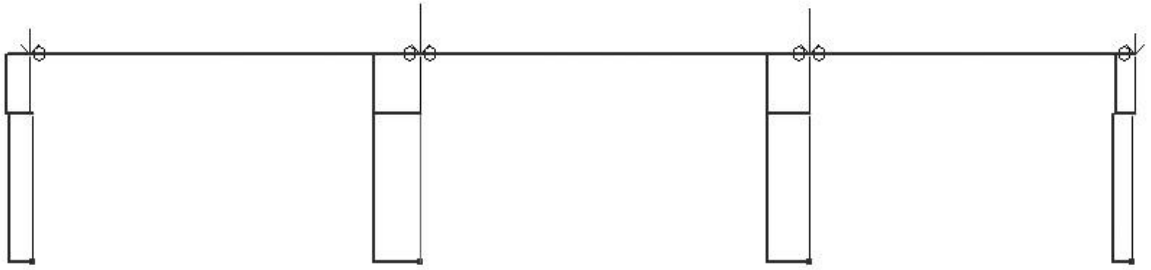


Рис. 4.17. Епюри повздовжніх зусиль від завантаження 3

Завантаження 4. Вертикальне навантаження крану в прольоті А – В
(Максимальне навантаження на колону В)

1) вертикальні:

$$D_{\max} = 781 \text{ кН}; \quad D_{\min} = 253 \text{ кН};$$

2) моменти (від приведення вертикальних до центральних) :

$$M_{\min} = D_{\min} \cdot e_1 = 253 \cdot 0,75 = 189 \text{ кН м};$$

$$M_{\max} = - D_{\max} \cdot e_2 = - 781 \cdot 1 = - 781 \text{ кН м}.$$

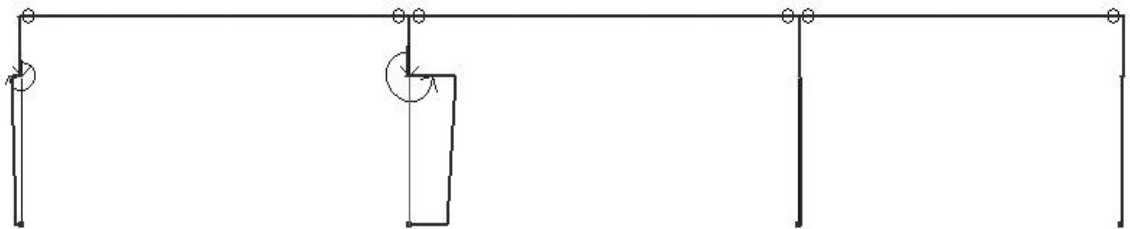


Рис. 4.18. Епюри моментів від завантаження 4



Рис. 4.19. Епюри повздовжніх зусиль від завантаження 4

Завантаження 5. Вертикальне навантаження крану в прольоті В – С
(Максимальне навантаження на колону В)

1) вертикальні:

$$D_{\max} = 381 \text{ кН}; \quad D_{\min} = 161 \text{ кН};$$

2) моменти (від приведення вертикальних до центральних) :

$$M_{\min} = - D_{\min} \cdot e_1 = - 161 \cdot 1 = - 161 \text{ кН м};$$

$$M_{\max} = D_{\max} \cdot e_1 = 381 \cdot 1 = 381 \text{ кН м}.$$



Рис. 4.20. Епюри моментів від завантаження 5



Рис. 4.21. Епюри повздовжніх зусиль від завантаження 5

Завантаження 6. Вертикальне навантаження крану в прольоті В – С
(Максимальне навантаження на колону С)

1) вертикальні:

$$D_{\max} = 381 \text{ кН}; \quad D_{\min} = 161 \text{ кН};$$

2) моменти (від приведення вертикальних до центральних) :

$$M_{\min} = D_{\min} \cdot e_1 = 161 \cdot 1 = 161 \text{ кН м};$$

$$M_{\max} = - D_{\max} \cdot e_1 = - 381 \cdot 1 = - 381 \text{ кН м}.$$



Рис. 4.22. Епюри моментів від завантаження 6



Рис. 4.23. Епюри повздовжніх зусиль від завантаження 6

Завантаження 7. Вертикальне навантаження крану в прольоті C – D
(Максимальне навантаження на колону C)

1) вертикальні:

$$D_{\max} = 472 \text{ кН}; \quad D_{\min} = 144 \text{ кН};$$

2) моменти (від приведення вертикальних до центральних) :

$$M_{\min} = - D_{\min} \cdot e_2 = - 144 \cdot 0,75 = - 108 \text{ кН м};$$

$$M_{\max} = D_{\max} \cdot e_1 = 472 \cdot 1 = 472 \text{ кН м}.$$



Рис. 4.24. Епюри моментів від завантаження 7



Рис. 4.25. Епюри повздовжніх зусиль від завантаження 7

Завантаження 8. Вертикальне навантаження крану в прольоті C – D
(Максимальне навантаження на колонну D)

1) вертикальні:

$$D_{\max} = 472 \text{ кН}; \quad D_{\min} = 144 \text{ кН};$$

2) моменти (від приведення вертикальних до центральних) :

$$M_{\min} = D_{\min} \cdot e_1 = 144 \cdot 1 = 144 \text{ кН м};$$

$$M_{\max} = - D_{\max} \cdot e_2 = - 472 \cdot 0,75 = - 354 \text{ кН м}.$$



Рис. 4.26. Епюри моментів від завантаження 8



Рис. 4.27. Епюри повздовжніх зусиль від завантаження 8

Горизонтальні навантаження спрямовані зліва направо (см розріз 4–4, лист 4) приймаємо позитивними, а справа наліво – негативними.

Завантаження 9. Горизонтальне навантаження в прольоті A – B
(Зусилля на колонну A)

$$T = - 27 \text{ кН}$$



Рис. 4.28. Епюри моментів від завантаження 9



Рис. 4.29. Епюри повздовжніх зусиль від завантаження 9

Завантаження 10. Горизонтальне навантаження в прольоті А – В
(Зусилля на колону В)

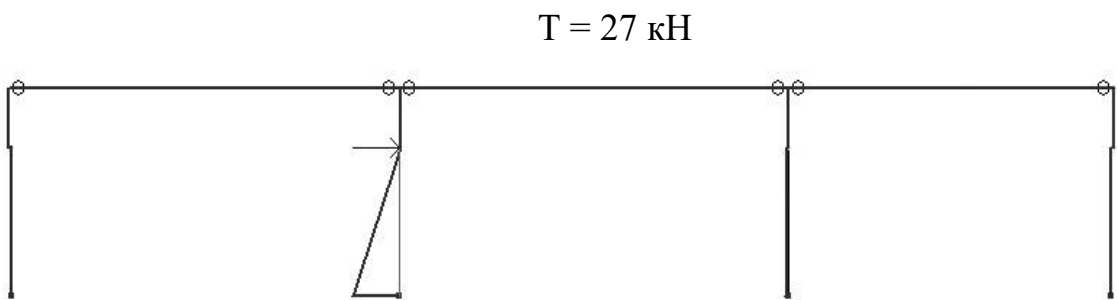


Рис. 4.30. Епюри моментів від завантаження 10



Рис. 4.31. Епюри повздовжніх зусиль від завантаження 10

Завантаження 11. Горизонтальне навантаження в прольоті В – С
(Зусилля на колону В)

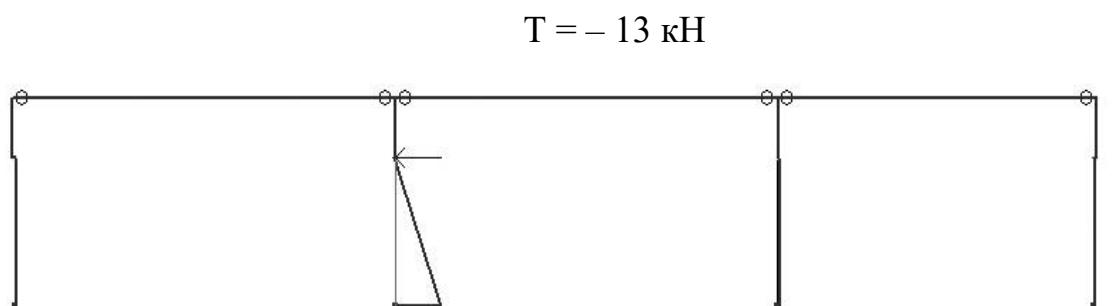


Рис. 4.32. Епюри моментів від завантаження 11

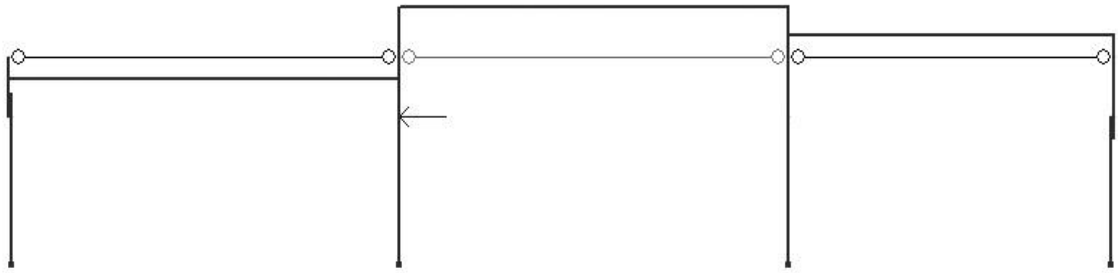


Рис. 4.33. Епюри повздовжніх зусиль від завантаження 11
Завантаження 12. Горизонтальне навантаження в прольоті В – С
(Зусилля на колону С)

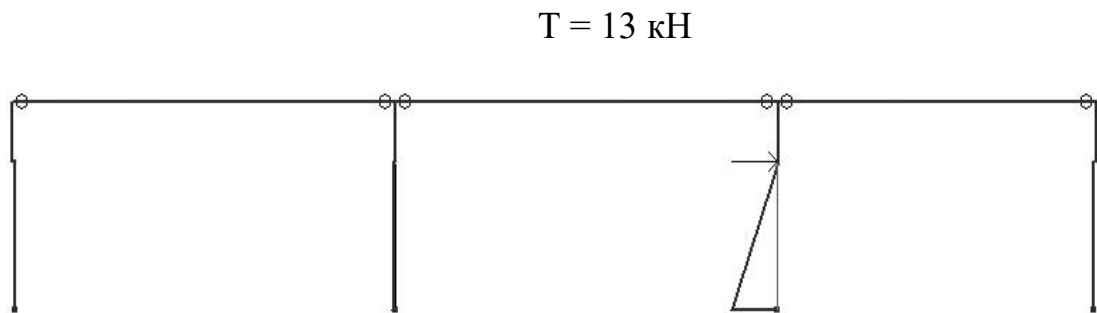


Рис. 4.34. Епюри моментів від завантаження 12



Рис. 4.35. Епюри повздовжніх зусиль від завантаження 12
Завантаження 13. Горизонтальне навантаження в прольоті З – D
(Зусилля на колону С)

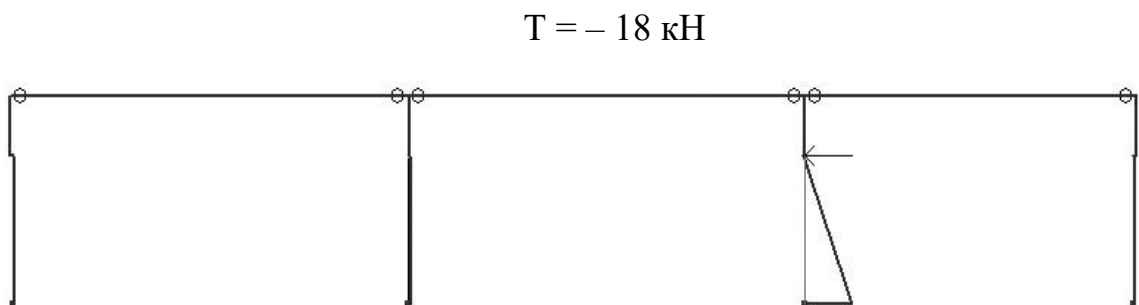


Рис. 4.36. Епюри моментів від завантаження 13

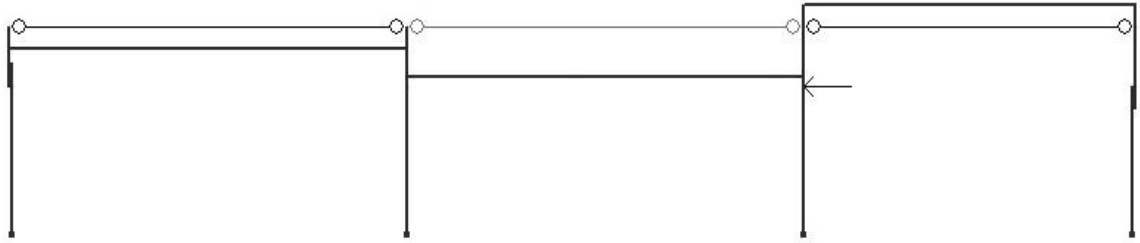


Рис. 4.37. Епюри повздовжніх зусиль від завантаження 13
 Завантаження 14. Горизонтальне навантаження в прольоті 3 – D
 (Зусилля на колону D)

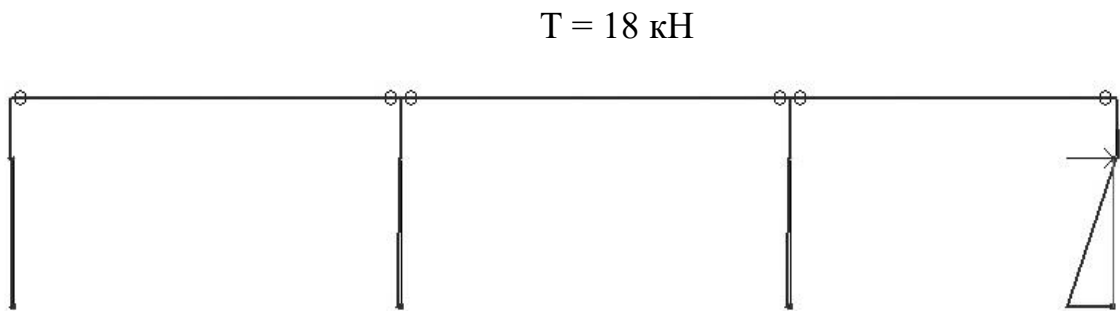


Рис. 4.38. Епюри моментів від завантаження 14

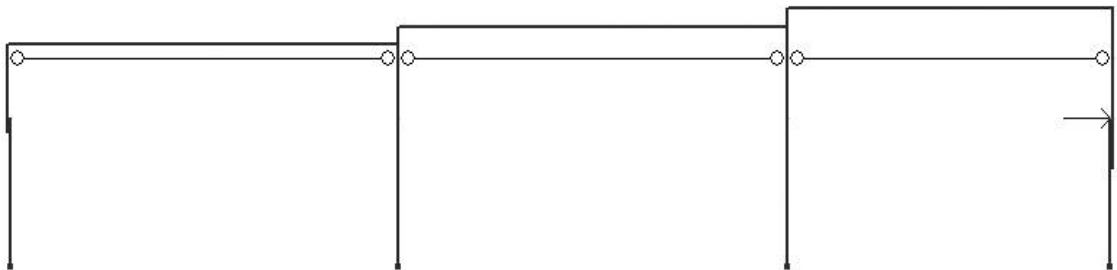


Рис. 4.39. Епюри повздовжніх зусиль від завантаження 14

Завантаження 15. Вітрове навантаження (вітер ліворуч)

- 1) активна (розподілена по висотних ділянках, горизонтальна зосереджена на ферму);
- 2) пасивна (розподілена по висотних ділянках, горизонтальна зосереджена на ферму);



Рис. 4.40. Епюри моментів від завантаження 15



Рис. 4.41. Епюри повздовжніх зусиль від завантаження 15

Завантаження 16. Вітрове навантаження (вітер справа)

- 1) активна (розподілена по висотних ділянках, горизонтальна зосереджена на ферму);
- 2) пасивна (розподілена по висотних ділянках, горизонтальна зосереджена на ферму);

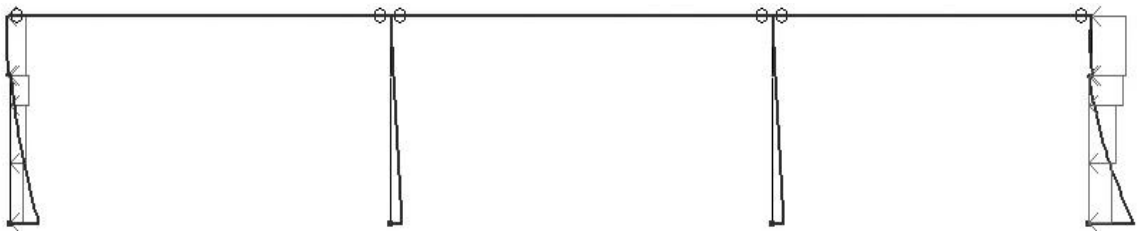


Рис. 4.42. Епюри моментів від завантаження 16



Рис. 4.43. Епюри повздовжніх зусиль від завантаження 16

4.4. Розрахунок і конструювання кроквяної ферми (прогон А – В)

4.4.1. Навантаження на ферму

Збір навантажень виконуємо відповідно початкових даних, ґрунтуючись на п. 4.2.1 "Постійних навантажень".

Вітровим навантаженням на покриття, які визначаються за ДБН В.1.2.–2:2006 "Навантаження та впливи", нехтуємо велику кількість розрахунків малої значущості у порівнянні зі сніговим навантаженням, власною вагою і вагою конструкції покриття.

Таблиця 4.4.

Навантаження на ферму прольотом 36 метрів

Найменування	Нормативне навантаження, кН/м ²	Коеф. надійності по навантаженню	Розрахункове навантаження, кН/м ²
2 шари рубероїду, що наплавляється	0,15	1,3	0,195
Азбоцементний плоский лист	0,11	1,1	0,121
Гідробар'єр – дифузійна плівка	0,07	1,3	0,091
Утеплювач- Rockwool $\rho = 200 \text{ кг/м}^3, t = 100 \text{ мм}$	0,2	1,3	0,26
Пароізоляція – поліетиленова плівка	0,07	1,3	0,091
Профлист Р- 75-750-0,9	0,17	1,05	0,179
Прогони	0,25	1,05	0,263
<u>ВСЬОГО:</u>	$g_H = 1,02$		$g = 1,2$
Снігове навантаження	відповідно до п. 4.2.2		$g_{\text{снiг}} = 1,4$

Розрахунок ферми на зусилля у стрижнях виконуємо за допомогою програмного комплексу "Ліра-САПР". Задаємо схему ферми, вказуємо умови закріплення – шарнірне, задаємося попередніми жорсткостями стержнів (керуючись досвідом проектування), а також вузловим навантаженням, враховуючи:

- навантаження від покриття:

$$q_{\text{покp}} = g \cdot V = 1,2 \cdot 12 = 14,4 \text{ кН/м};$$

-- снігове навантаженням:

$$q_{\text{снєг}} = g_{\text{снєг}} \cdot B = 1,4 \cdot 12 = 16,8 \text{ кН/м};$$

- зосереджене навантаження від майданчиків обслуговування (див. схему ферми і креслення):

$$P_{\text{пл.обсл.}} = 1,23 \text{ кН.}$$

Обчислюємо дане значень, враховуючи максимальне навантаження від двох чоловік між двома сусідніми колонами кроку).

Приводимо навантаження до вузлового (рис. 4.43):

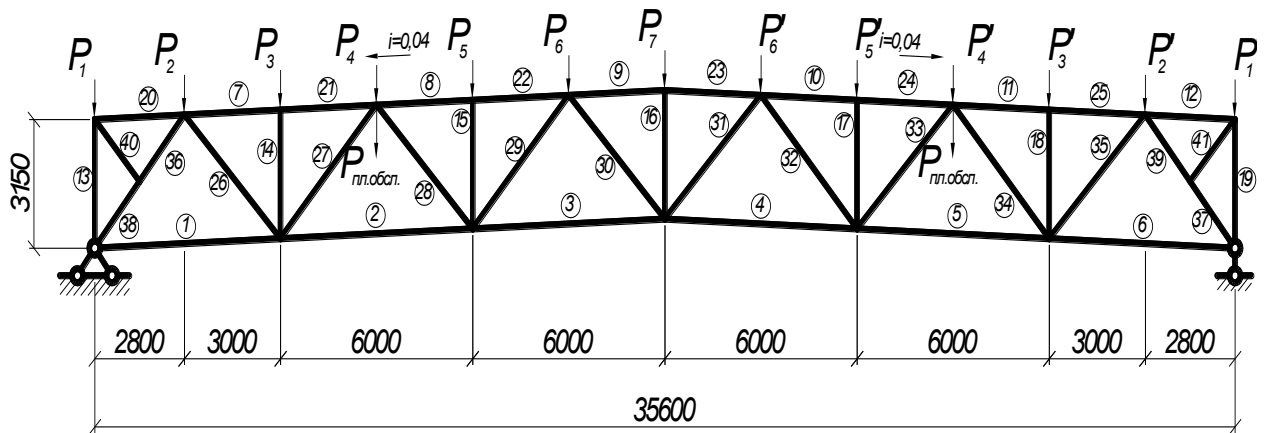


Рис. 4.44. Розрахункова схема ферми

$$P_1 = P'_1 = (q_{\text{покp}} + q_{\text{снєг}}) \cdot \frac{d_1}{2} = (14,4 + 16,8) \cdot 1,4 = 339 \text{ кН},$$

$$P_2 = P'_2 = (q_{\text{покp}} + q_{\text{снєг}}) \cdot \frac{d_1 + d_2}{2} = (14,4 + 16,8) \cdot 2,9 = 702 \text{ кН},$$

$$P_4 = P'_4 = (q_{\text{покp}} + q_{\text{снєг}}) \cdot d_2 + P_{\text{пл.обсл.}} = (14,4 + 16,8) \cdot 3 + 1,23 = 727 \text{ кН},$$

$$P_3 = P'_3 = P_5 = P'_5 = P_6 = P'_6 = P_7 = (q_{\text{покp}} + q_{\text{снєг}}) \cdot d_2 = (14,4 + 16,8) \cdot 3 = 726 \text{ кН},$$

де

q – розрахункове значення постійного навантаження від покpиття, кН/м;

d_1 – довжина першої і останньої панелі ферми, м;

d_2 – довжина панелі ферми, м;

B – крок установки ферм, м.

4.4.2. Розрахунок ферми. Результати

Виконуємо розрахунок в програмі "Ліра-САПР". Обчислені значення N представлені у табл. 4.5. Позитивні значення відповідають розтягнутим стрижням, негативні – стиснутим.

Таблиця 4.5

Значення повздовжніх сил N у стрижнях ферми

<i>№ елем</i>	<i>N(кН)</i>	<i>№ елем</i>	<i>N(кН)</i>
1	460.437	22	-1408.951
2	1185.164	23	-1593.095
3	1546.032	24	-1412.695
4	1546.032	25	-870.187
5	1185.164	26	579.044
6	460.437	27	-468.006
7	-866.443	28	320.226
8	-1408.951	29	-199.535
9	-1589.351	30	63.932
10	-1412.695	31	64.427
11	-870.187	32	-200.153
12	-1.872	33	320.721
13	-43.720	34	-468.625
14	-93.675	35	579.539
15	-93.675	36	-707.314
16	33.521	37	-707.314
17	-93.675	38	-707.314
18	-93.675	39	-707.314
19	-43.720	40	0.000
20	1.872	41	0.000
21	-866.443		

Залежно від зусилля в опорному розкосі ($N = 707,314$ кН) приймаємо товщину фасонки: $t_{\phi} = 1,4$ см

4.4.3. Матеріал і розрахункові довжини елементів ферми

Матеріал елементів ферми – сталь по ГОСТ 27772-88:

– стержні – сталь С245,

– фасонки і опорний фланець – сталь С255.

l_x – розрахункова довжина елемента в площині, перпендикулярній осі

x ;

l_y – розрахункова довжина елемента в площині, перпендикулярній осі y ;

l_1 – відстань між точками закріплення;

$[\lambda]$ – гранична гнучкість елементів ферми.

Таблиця 4.6

Розрахункові довжини стержнів ферми та їх гнучкості

Назва елемента	l_x	l_y	$[\lambda]$
Опорний розкіс	0,0,5 – 1	1	(–) 120
Розкоси ферм :			
стислі	0,0,8 – 1	1	(–) 150
розтягнуті	0,0,8 – 1	1	(+) 400
стійки	0,0,8 – 1	1	(–) 150
Верхній пояс	3м	3м	(–) 120
Нижній пояс	6м	11	(+) 400
Шпренгель	1 –	1 –	(–) 200

l – підбирається по $\lambda = 200$

4.4.4. Підбір перерізів стрижнів

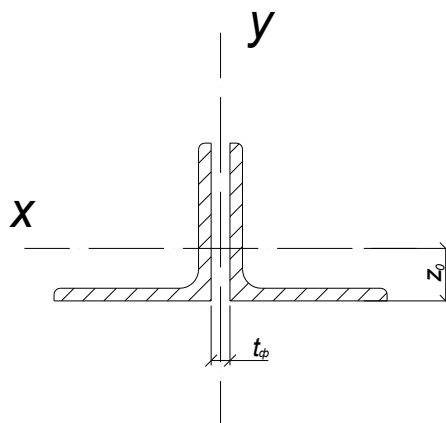


Рис. 4.45. Схема перерізів поясів

Верхній пояс

Розрахунок елементів верхнього поясу ведемо, як центрально-стиснутих за максимальним зусиллям у стрижнях за формулою:

$$A_{\text{треб}} = \frac{N \cdot (10) \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c},$$

де N – подовжнє зусилля в стержні;

γ_n – коефіцієнт надійності за призначенням;

φ – коефіцієнт подовжнього вигину;

R_y – розрахунковий опір стали;

γ_c – коефіцієнт умов роботи

Перевірку міцності виконуємо за формулою:

$$\sigma = \frac{N \cdot (10) \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot 2 \cdot A_1 \cdot \gamma_c},$$

де A_1 – площа перерізу одного куточка.

Приймаємо до розрахунку тільки стержень з максимальним подовжнім зусиллям, так переріз нижнього поясу є незмінним по усій довжині:

Стержень №9:

$$N_9 = -1589 \text{ кН}, \quad [\lambda] = 120, \quad l_x = 3 \text{ м}, \quad l_y = 3 \text{ м}$$

Задаємося $\varphi = 0,5$

$$A_{\text{треб}} = \frac{N_{6-17} \cdot (10) \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{1589 \cdot (10) \cdot 0,95}{0,5 \cdot 240 \cdot 0,95} = 132,4 \text{ см}^2$$

$$A_1 = \frac{A_{\text{треб}}}{2} = \frac{132,4}{2} = 66,2 \text{ см}^2.$$

За сортаментом приймаємо \square 220x16 с $A = 68,6 \text{ см}^2$, $i_x = 6,02 \text{ см}$,
 $i_y = 9,56 \text{ см}$, $z_0 = 6,81 \text{ см}$

$$\left. \begin{aligned} \lambda_x &= \frac{l_x}{i_x} = \frac{300}{6,02} = 49,83 \\ \lambda_y &= \frac{l_y}{i_y} = \frac{300}{9,56} = 31,38 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \lambda_{\text{max}} = 49,83 \Rightarrow \varphi = 0,853$$

Перевірка міцності

$$\sigma = \frac{N_9 \cdot (10) \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot 2 \cdot A_1 \cdot \gamma_c} = \frac{1589 \cdot (10) \cdot 0,95}{0,853 \cdot 2 \cdot 68,6 \cdot 0,95} = 136 < 240 \text{ МПа}$$

Занадто великий запас міцності – задаємося $\varphi = 0,7$

$$A_{\text{треб}} = \frac{N_{6-17} \cdot (10) \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{1589 \cdot (10) \cdot 0,95}{0,7 \cdot 240 \cdot 0,95} = 94,6 \text{ см}^2$$

$$A_1 = \frac{A_{\text{треб}}}{2} = \frac{94,6}{2} = 47,3 \text{ см}^2.$$

За сортаментом приймаємо \square **160x16** с $A = 49,1 \text{ см}^2$, $i_x = 4,89 \text{ см}$,
 $i_y = 7,18 \text{ см}$, $z_0 = 4,55 \text{ см}$.

$$\left. \begin{aligned} \lambda_x &= \frac{l_x}{i_x} = \frac{300}{4,89} = 61,35 \\ \lambda_y &= \frac{l_y}{i_y} = \frac{300}{7,18} = 41,78 \end{aligned} \right\} \lambda_{\text{max}} = 61,35 \Rightarrow \varphi = 0,798$$

Перевірка міцності

$$\sigma = \frac{N_{6-17} \cdot (10) \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot 2 \cdot A_1 \cdot \gamma_c} = \frac{1589 \cdot (10) \cdot 0,95}{0,798 \cdot 2 \cdot 49,1 \cdot 0,95} = 202,77 < 240 \text{ МПа}$$

Умова виконується.

Нижній пояс

Розрахунок елементів нижнього поясу ведемо, як центрально-розтягнутих за формулою:

$$A_{\text{треб}} = \frac{N \cdot (10) \cdot \gamma_n}{R_y \cdot \gamma_c}.$$

Перевірку міцності виконуємо за формулою:

$$\sigma = \frac{N \cdot (10) \cdot \gamma_n}{2 \cdot A_1 \cdot \gamma_c}.$$

Приймаємо до розрахунку тільки стрижень з максимальним повздовжнім зусиллям, так переріз верхнього поясу є незмінним по усій довжині:

Стержень №3

$$N_3 = 1546 \text{ кН}, \quad [\lambda] = 400, \quad l_x = 6 \text{ м}, \quad l_y = l_1 = 18 \text{ м}$$

$$A_{\text{проб}} = \frac{N_3 \cdot (10) \cdot \gamma_n}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{1546 \cdot (10) \cdot 0,95}{240 \cdot 0,95} = 64,4 \text{ см}^2$$

$$A_1 = \frac{A_{\text{проб}}}{2} = \frac{64,4}{2} = 32,2 \text{ см}^2$$

По сортаменту приймаємо $\text{—} \perp \text{—} 140 \times 12$ з $A = 32,5 \text{ см}^2$, $i_x = 4,31 \text{ см}$,
 $i_y = 6,3 \text{ см}$, $z_0 = 3,9 \text{ см}$.

$$\left. \begin{aligned} \lambda_x &= \frac{l_x}{i_x} = \frac{600}{4,31} = 139,21 < [\lambda] \\ \lambda_y &= \frac{l_y}{i_y} = \frac{1800}{6,3} = 285,7 < [\lambda] \end{aligned} \right\} \Rightarrow \lambda_{\text{max}} = 285,7 < [\lambda] = 400$$

Перевірка міцності:

$$\sigma = \frac{N_3 \cdot (10) \cdot \gamma_n}{2 \cdot A_1 \cdot \gamma_c} = \frac{1546 \cdot (10) \cdot 0,95}{2 \cdot 32,5 \cdot 0,95} = 237,8 < 240 \text{ МПа}$$

Умова виконується.

4.5. Розрахунок і конструювання підкранової балки

4.5.1. Визначення навантажень кранів

У дипломному проекті виконаний розрахунок підкранової балки, розташованої по осі "А" розрахункової рами (розріз 2-2) в прольоті А – В, яка ідентична підкрановій балці по осі "В" в цьому прольоті. На цій підкрановій балці працює 2 крани №1 режиму робіт 7К.

З урахуванням двох бруківок кранів, розташованих на підкрановій балці, навантаження від них необхідно множити на коефіцієнти сполучень $\psi = 0,95$.

З урахуванням одного крану вертикальні і горизонтальні навантаження необхідно приймати без зниження.

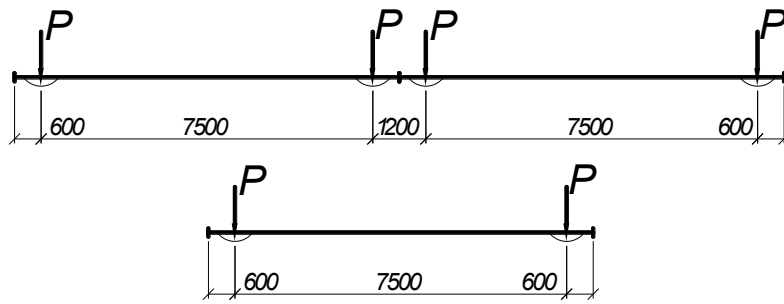


Рис. 4.46. Розрахункова схема кранового поїзда (2 крана – зверху, 1 кран – знизу)

4.5.2. Статичний розрахунок балки

Розглядаючи розташування на підкрановій балці двох бруківок кранів однакової вантажопідйомності – 20 т, необхідно врахувати, що для підкранової балки довжиною 12 м крайні колеса можуть заїжджати на іншу підкранову балку при деякому не вигідному становищі.

Варіант 1 (2 крани)

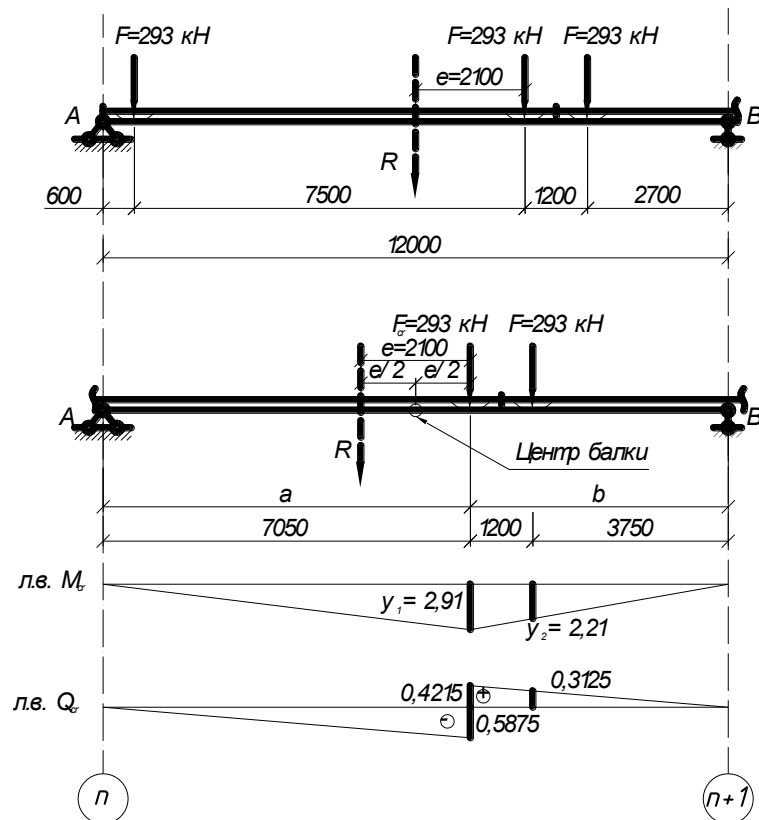


Рис. 4.47. Розміщення кранів для визначення згинальних моментів і поперечних сил

Використовуючи правило Вінклера, встановлюємо три вантажі на балці (див. рис. 4.47) і знаходимо положення рівнодійної R відносно опори А:

$$x = \frac{\sum F_i \cdot x_i}{\sum F_i} = \frac{F \cdot (600 + 8100 + 9300)}{3 \cdot F} = \frac{18000}{3} = 6000 \text{ мм.}$$

Відстань від критичного вантажу до рівнодійної:

$$z = (7,5 + 0,6) - 6 = 2,1 \text{ м.}$$

За теоремою Вінклера встановлюємо колеса крану на балці так, щоб відстань від лівої опори до рівнодійної була рівна:

$$a = \frac{L}{2} - \frac{c}{2} = \frac{12}{2} - \frac{2,1}{2} = 4,95 \text{ м.}$$

Перевіряємо правильність встановлення вантажів за нерівностями:

$$1) R_1 + F_{cr} \geq \frac{a}{L} \cdot \sum F,$$

де R_1 – рівнодійна вантажів, розташованих зліва від даного перерізу на ділянці a балки прольотом L .

$$R_1 = 0;$$

$$293 \text{ кН} > \frac{7,05}{12} \cdot 293 = 172,14 \text{ кН}$$

Умова виконується.

$$2) R_1 \leq \frac{a}{L} \cdot \sum F$$

$$0 < \frac{7,05}{12} \cdot 293 = 172,14 \text{ кН}$$

Обидві умови виконуються, отже, прийнята установка кранів є розрахунковою.

Нормативний і розрахунковий максимальний згинальний момент для підкранової балки від вертикальних навантажень визначаємо по лінії впливу моменту від критичного вантажу.

Визначаємо ординати з епюри для критичного вантажу:

$$y_3 = \frac{a \cdot b}{a + b} = \frac{7,05 \cdot 4,95}{12} = 2,91.$$

Графічним методом визначаємо:

$$y_2 = 2,21.$$

$$M_{\max}^{H'} = \psi \cdot \sum F_i \cdot y_i = 0,9 \cdot 5 \cdot 293 \cdot (2,91 + 2,21) = 1425,2 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$$M_{\max}^{P'} = \gamma_f \cdot \alpha \cdot k_{\text{дин}} \cdot M_{\max}^{H'} = 1,1 \cdot 1,2 \cdot 1,0 \cdot 1425,2 = 1881,2 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Варіант 2 (1 кран)

Використовуючи правило Вінклера, встановлюємо два катки одного крану на балці (див. рис. 4.48) і знаходимо положення рівнодіючої R відносно опори А:

$$x = \frac{\sum F_i \cdot x_i}{\sum F_i} = \frac{F \cdot (2000 + 9500)}{2 \cdot F} = \frac{11500}{2} = 5750 \text{ мм.}$$

Відстань від критичного вантажу до рівнодіючої:

$$C = (7,5 + 2,0) - 5,75 = 3,75 \text{ м}$$

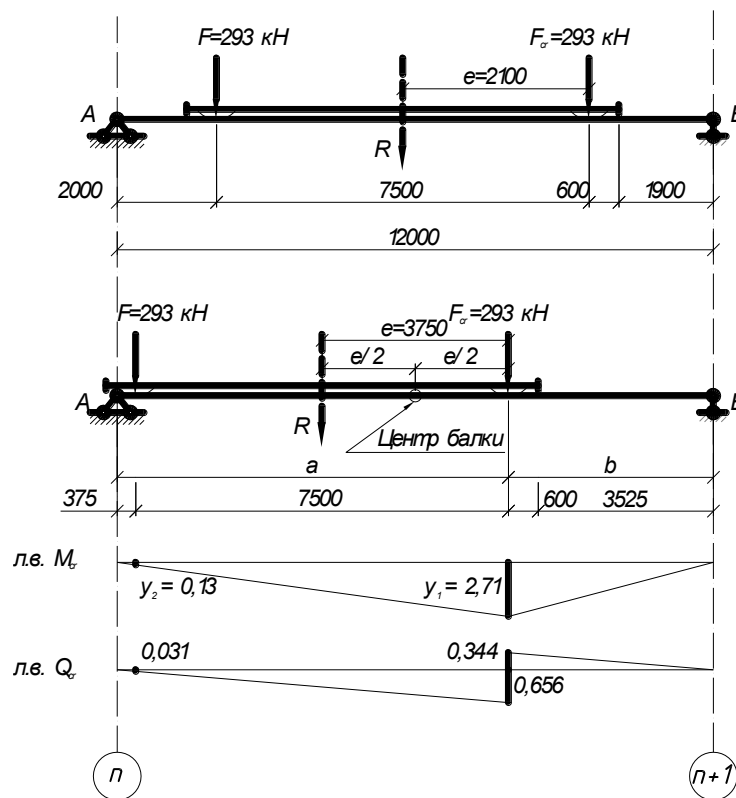


Рис. 4.48. Розміщення кранів для визначення згинальних моментів і поперечних сил

За теоремою Вінклера встановлюємо колеса крану на балці так, щоб відстань від лівої опори (А) до рівнодіючої була рівна:

$$a = \frac{L}{2} - \frac{c}{2} = \frac{12}{2} - \frac{3,75}{2} = 4,125 \text{ м.}$$

Перевіряємо правильність установки вантажів по нерівностях:

$$1) R_1 + F_{cr} \geq \frac{a}{L} \cdot \sum F,$$

де R_1 – рівнодійна вантажів, розташованих зліва від даного перерізу на ділянці а балки прольотом L.

$$R_1 = 293;$$

$$293 + 293 = 586 \text{ кН} > \frac{7,875}{12} \cdot 293 = 192,3 \text{ кН}$$

Умова виконується.

$$2) R_1 \leq \frac{a}{L} \cdot \sum F$$

$$293 < \frac{7,875}{12} \cdot (293 + 293) = 384,6 \text{ кН.}$$

Обидві умови виконуються, отже, прийнята установка кранів є розрахунковою для другого варіанту (1 кран).

Нормативний і розрахунковий максимальний згинальний момент для підкранової балки від вертикальних навантажень визначаємо по лінії впливу моменту від критичного вантажу.

Визначаємо ординати з епюри для критичного вантажу:

$$y_3 = \frac{a \cdot b}{a + b} = \frac{7,875 \cdot 4,125}{12} = 2,71.$$

Графічним методом визначаємо:

$$y_2 = 0,13.$$

$$M_{\max}^{H'} = \sum F_i \cdot y_i = 2 \cdot 93 \cdot (2,71 + 0,13) = 832 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$$M_{\max}^{P'} = \gamma_f \cdot \alpha \cdot k_{\text{дин}} \cdot M_{\max}^{H'} = 1,1 \cdot 1,2 \cdot 1,0 \cdot 832 = 1098,4 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Таким чином, найбільш не вигідним є завантаження балки двома

кранами, так значення моменту більше, незважаючи на знижуючий коефіцієнт 0,85. Приймаємо його до подальшого розрахунку.

Максимальна поперечна сила на опорі для балки визначається по лінії впливу при установці кранів, вказаній на рис. 4.46. Оскільки усі вертикальні сили тиску катків однакові, то очевидно, що самим не вигідним варіантом буде показаний на рис. 4.49.

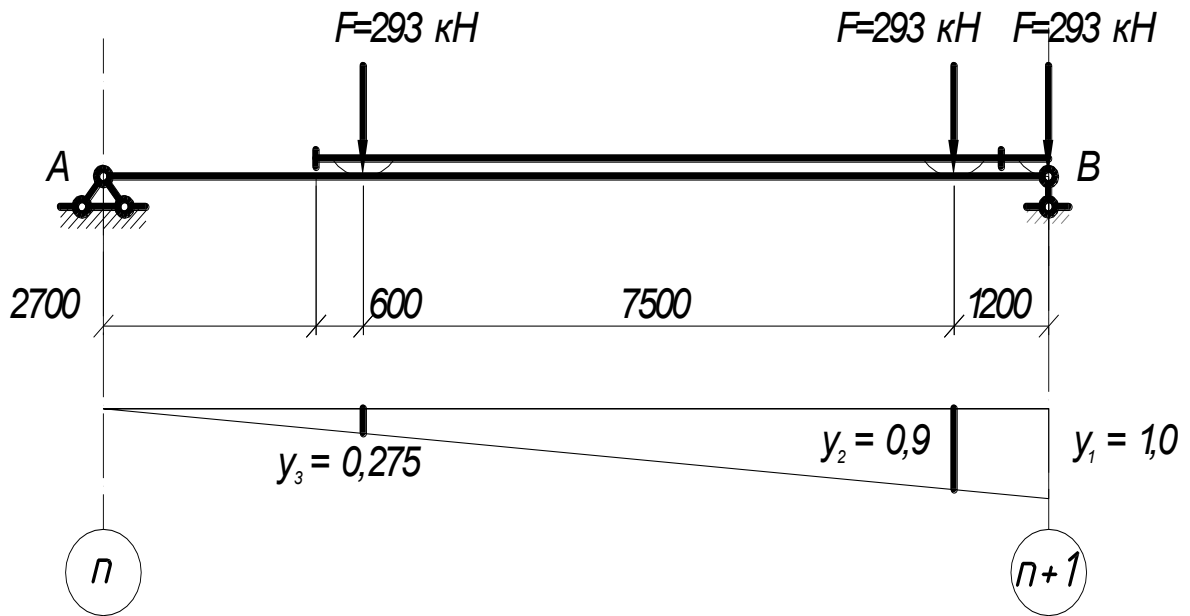


Рис. 4.49. Розміщення кранів для визначення згинальних моментів і поперечних сил

Графічним методом визначаємо ординати лінії впливу максимальної поперечної сили на опорі:

$$y_1 = 1; \quad y_2 = 0,9; \quad y_3 = 0,275$$

$$Q_{\max}^H = \sum F_i \cdot y_i = 293 \cdot (1 + 0,9 + 0,275) = 637,3 \text{ кН.}$$

Набуваємо цього значення для подальшого обчислення розрахункової поперечної сили на опорі.

$$Q_{\max}^{p'} = \gamma_f \cdot \alpha \cdot Q_{\max}^H = 1,1 \cdot 1,2 \cdot 637,3 = 841,2 \text{ кН}$$

Розрахункові значення згинального моменту і поперечної сили з урахуванням власної ваги балки (коефіцієнти β_M , β_Q) і постійного навантаження на ній дорівнюють:

$$M_{\max}^H = \beta_M \cdot M_{\max}^{H'} = 1,05 \cdot 1425,2 = 1496,4 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{\max}^P = \beta_M \cdot M_{\max}^{P'} = 1,05 \cdot 1881,2 = 1975,3 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$Q_{\max}^H = \beta_Q \cdot Q_{\max}^{H'} = 1,05 \cdot 637,3 = 669,2 \text{ кН};$$

$$Q_{\max}^P = \beta_Q \cdot Q_{\max}^{P'} = 1,05 \cdot 841,2 = 883,3 \text{ кН}.$$

Нормативний і розрахунковий максимальний згинальний момент для підкранової балки від горизонтальних навантажень (сил поперечного гальмування):

$$M_{\text{гор}}^H = \psi_c \sum T_i \cdot y_i = 0,95 \cdot 10,3 \cdot (1,0 + 0,9 + 0,275) = 21,3 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$$M_{\text{гор}}^P = \gamma_f \cdot \alpha \cdot k_{\text{дин}} \cdot M_{\text{гор}}^H = 1,1 \cdot 1,2 \cdot 1,0 \cdot 21,3 = 28,1 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

У зв'язку з тим, що підкранова балка особливо важкого режиму роботи, її необхідно перевірити на витривалість від нормативних навантажень одного крану.

Використовуючи правило Вінклера, встановлюємо два катки одні кран на балці (див. рис. 4.2.) і знаходимо положення рівнодіючої R відн. опори A :

$$x = \frac{\sum F_i \cdot x_i}{\sum F_i} = \frac{F \cdot (2000 + 9500)}{2 \cdot F} = \frac{11500}{2} = 5750 \text{ мм}.$$

Відстань від критичного вантажу до рівнодіючої:

$$C = (7,5 + 2,0) - 5,75 = 3,75 \text{ м}.$$

По теоремі Вінклера встановлюємо колеса крану на балці так, щоб відстань від лівої опори (A) до рівнодіючої була рівна:

$$a = \frac{L}{2} - \frac{c}{2} = \frac{12}{2} - \frac{3,75}{2} = 4,125 \text{ м}$$

Перевіряємо правильність устфановки вантажів по нерівностям:

$$1) R_1 + F_{cr} \geq \frac{a}{L} \cdot \sum F,$$

де R_1 – рівнодійна вантажів, розташованих зліва від даного перерізу на ділянці a балки прольотом L .

$$R_1 = 293;$$

$$293 + 293 = 586 \text{ кН} > \frac{7,875}{12} \cdot 293 = 192,3 \text{ кН}.$$

Умова виконується.

$$2) R_1 \leq \frac{a}{L} \cdot \sum F, \quad 293 < \frac{7,875}{12} \cdot (293 + 293) = 384,6 \text{ кН.}$$

Обидві умови виконуються, отже, прийнята установка кранів є розрахунковою.

Нормативний і розрахунковий максимальний згинальний момент для підкранової балки від вертикальних навантажень визначаємо по лінії впливу моменту від критичного вантажу.

Визначаємо ординати з епюри для критичного вантажу:

$$y_3 = \frac{a \cdot b}{a + b} = \frac{7,875 \cdot 4,125}{12} = 2,71.$$

Графічним методом визначаємо:

$$y^2 = 0,13$$

$$M_{\max}^{H'} = \sum F_i \cdot y_i = 293 \cdot (2,71 + 0,13) = 832 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Відповідна поперечна сила:

$$Q_c = \sum F_i \cdot y_i = 293 \cdot (0,656 + 0,031) = 201,3 \text{ кН.}$$

Значення зусиль при врахуванні власної ваги балки (для розрахунку на витривалість):

$$M_{\max}^H = \beta_M \cdot M_{\max}^{H'} = 1,05 \cdot 832 = 837,6 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$Q_{\max}^H = \beta_Q \cdot Q_{\max}^{H'} = 1,05 \cdot 201,3 = 211,4 \text{ кН};$$

$$M_T = 10,3 \cdot (2,71 + 0,13) = 29,3 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

4.5.3. Визначення розмірів поперечного перерізу підкранової балки

Визначення необхідного моменту опору :

$$W_x^{\text{тр}} = \frac{M_{\max}^P}{R_y \cdot \gamma_c \cdot \beta} = \frac{1975,3 \cdot (10^3)}{240 \cdot 10^6 \cdot 1 \cdot 0,9} \cdot (10^6) = 9244,91 \text{ см}^3$$

Необхідна площа перерізу стінки з умови того, що її зім'яло:

$$A_w^{\text{треб}} = \frac{1,2 \cdot Q_{\max}^P}{R_s \cdot \gamma_c},$$

де $R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 240 = 139,2$ МПа

$$A_w^{троб} = \frac{1,2 \cdot 883,3 \cdot (10^3)}{139,2 \cdot 1 \cdot (10^6)} \cdot (10^4) = 76,15 \text{ см}^2$$

Визначаємо товщину стінки по наближеній формулі:

$$t_w = 0,7 + 0,035 \cdot L = 0,7 + 0,035 \cdot 12 = 1,12 \text{ см}$$

Приймаємо за сортаментом $t_w = 12 \text{ мм} = 1,2 \text{ см}$.

Висота стінки балки з умови оптимальності її ваги :

$$h_{opt} = 1,1 \sqrt{\frac{W_x^{троб}}{t_w}} = 1,1 \sqrt{\frac{8230,42}{1,2}} = 91,1 \text{ см.}$$

Приймаємо $h_{opt} = 92 \text{ см}$.

Мінімальна висота стінки :

$$h_{min} = \frac{L \cdot M_{max}^{ном}}{4800 \cdot \left[\frac{f}{L} \right] \cdot M_{max}^p} = \frac{12 \cdot 1496,4}{4800 \cdot \frac{1}{400} \cdot 1974,3} \cdot (10^2) = 75,8 \text{ см.}$$

Приймаємо (по ГОСТ 19904-90) $h_w = 95 \text{ см} > h_{min} = 75,8 \text{ см}$

Виходячи з прийнятих розмірів, перевіряємо товщину стінки t_w :

– з умови роботи на зріз:

$$t_w = \frac{1,5 \cdot Q_{max}^p}{R_s \cdot h_w} = \frac{1,5 \cdot 883,3 \cdot (10^3)}{139,2 \cdot 0,95 \cdot (10^6)} \cdot (10^2) = 1,002 \text{ см};$$

– з умови забезпечення стійкості:

$$t_w = \frac{h_w}{5,5 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}} = \frac{0,95}{5,5 \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot (10^{11})}{240 \cdot (10^6)}}} \cdot (10^2) = 0,59 \text{ см}$$

Приймаємо $t_w = 12 \text{ мм}$ (по ГОСТ 82–70).

Тоді площа перерізу стінки буде рівна:

$$A_w = t_w \cdot h_w = 1,2 \cdot 95 = 114 \text{ см}^2 > A_w^{троб} = 76,15 \text{ см}^2$$

Необхідні площі перерізу верхнього і нижнього поясів:

$$A_{н.н.}^{троб} = A_{с.н.}^{троб} = A_f^{троб} = \frac{W_x^{троб}}{h_w} - \frac{1}{6} \cdot A_w = \frac{9244,91}{95} - \frac{1}{6} \cdot 114 = 78,31 \text{ см}^2$$

$$\text{Ширина поясів : } B_f = \left(\frac{1}{2,5} \div \frac{1}{5} \right) \cdot h_w = \frac{1}{3} \cdot 95 = 31,67 \text{ см}$$

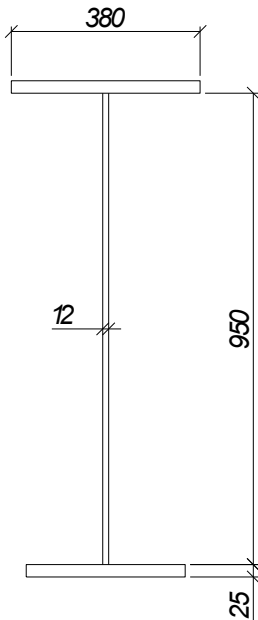
Приймаємо $B_f = 32 \text{ см}$

$$\text{Звідси товщина поясів : } t_f = \frac{A_f^{\text{проб}}}{B_f} = \frac{78,31}{32} = 2,45 \text{ см} = 24,5 \text{ мм.}$$

Приймаємо $t_f = 2,5 \text{ см}$

Дійсна площа поясів :

$$A_f = B_f \cdot t_f = 32 \cdot 2,5 = 80 \text{ см}^2 > A_f^{\text{проб}} = 78,31 \text{ см}^2$$



Перевірка стійкості стислого (верхнього)

поясу :

$$\frac{B_f}{t_f} \leq 0,5 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}$$

$$\frac{0,32}{0,025} \leq 0,5 \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^{11}}{240 \cdot 10^6}};$$

$$12,8 < 14,65$$

Умова виконується.

Рис. 4.50. Підібраний переріз 3 умов кріплення листа
підкранової балки гальмівної конструкції приймаємо
лист верх. поясу шириною 380 мм. лист верх. поясу шириною 380 мм.

Визначаємо геометричні характеристики отриманого перерізу :

– момент інерції :

$$I_x = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2 \cdot B_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{h_w}{2} + \frac{t_f}{2} \right)^2 = \frac{1,2 \cdot 95^3}{12} + 2 \cdot 32 \cdot 2,5 \cdot \left(\frac{95}{2} + \frac{2,5}{2} \right)^2 = 481197,5 \text{ см}^4$$

– момент опору:

$$W_x = \frac{I_x}{\left(\frac{h_w}{2} + t_f \right)} = \frac{481197,5}{\left(\frac{95}{2} + 2,5 \right)} = 9623,95 \text{ см}^3 > W_x^{\text{проб}} = 9244,91 \text{ см}^3$$

4.6. Розрахунок середньої колони ряду В

4.6.1. Розрахункові зусилля та їх поєднання

Розглядаємо комбінацію при такому поєднанні навантажень.

$$Q_{\max}^+ = (1) + ((2) + (5) + (11) + (8) + (16)) \cdot n_c = 19,18 \text{ кН};$$

$$Q_{\max}^- = (1) + ((2) + ((4) + (10)/0,95) + (7) + (15)) = -36,4 \text{ кН}.$$

4.6.2. Компонування колони

Вибір висоти траверси:

$$h_{\text{тр}} = (0,5 \dots 0,6) \cdot b_n = 0,5 \cdot 2 = 1 \text{ м}.$$

Розрахункова висота нижньої частини колони (зовні траверси) :

$$h_n' = h_n - h_{\text{тр}} = 12,65 - 1 = 11,65 \text{ м}$$

Висота панелі :

$$d = \frac{h_n'}{n} = \frac{11,65}{12} = 0,97 \text{ м}$$

Довжина розкосу в панелі:

$$l_p = \sqrt{(b_n)^2 + (d)^2} = \sqrt{2^2 + 0,97^2} = 2,22 \text{ м}$$

4.6.3. Визначення розрахункових довжин колон

Колони входять до складу каркаса будівлі, що має просторову структуру. Розглядаємо колону середнього ряду В. Зверху колона закріплена фермами і зв'язками між фермами, внизу – у фундаменті, в рівні підкранової консолі – уздовж прольоту підкрановими балками.

Елементи колони можуть втрачати стійкість в площині колони (рами) і з площини.

Гілки нижньої частини колони в площині колони закріплені шарнірно у вузлах грат, з площини гілки, в рівні підкранової консолі і у фундаменті – також шарнірно; розкоси грат закріплені шарнірно по кінцях. При перевірці

стійкості верхньої частини колони в площині її вважають нерухомо шарнірно закріпленою вгорі і пружно закріпленою в нижній частині колони, з площини – шарнірно закріпленою вгорі і в підкрановій консолі. При перевірці загальної стійкості колони в її площині вважають, що верх колони закріплений шарнірно–нерухомо, а низ – жорстко.

$$\text{Розміри колони : } l_1 = h_H = 12,65 \text{ м;}$$

$$l_2 = h_B = 5,05 \text{ м;}$$

$$b_H = 2 \text{ м;}$$

$$b_B = 0,71 \text{ м.}$$

Максимальні зусилля:

$$F_1 = 1918,51 \text{ кН;}$$

$$F_2 = 1292,8 \text{ кН.}$$

Можливість обчислення коефіцієнтів розрахункових довжин :

$$\frac{l_2}{l_1} = \frac{5,05}{12,65} = 0,4;$$

$$\frac{F_2}{F_1} = \frac{1918,51}{1292,8} = 1,48;$$

$$\frac{l_2}{l_1} = \frac{1}{6,2} = 0,16 \Rightarrow \mu_{11} = 1,656; \mu_{12} = 0,82 \text{ (за табл. 69, СНиП II-23-81*)}.$$

Таблиця 4.6.3.1.

N п/п	Елементи колони	Розрахункова довжина, м
Нижня частина колони		
1	Гілка в площині колони	$l_{ef,x} = l_1 \cdot \mu_{11} = 12,65 \cdot 1,656 = 20,95$
2	Гілка з площини колони	$l_{ef,y} = l_1 = 12,65$
Верхня частина колони		
3	У площині колони	$l_{ef,x} = l_2 \cdot \mu_{12} = 5,05 \cdot 0,82 = 4,14$
4	З площини колони	$l_{ef,y} = h_B - h_{пб} = 5,05 - 1,0 = 4,05$

Розрахункова довжина гілки в площині рами :

$$L_B = 2 \cdot d = 2 \cdot 0,97 = 1,94 \text{ м.}$$

3.6.4. Підбір перерізу і перевірка елементів колони

Колони відносять до третьої групи конструкцій, прийнята сталь С235 по ГОСТ 27772–88, розрахунковий опір прокату завтовшки $t = 2.20$ мм $R_y = 230$ МПа.

Підбір перерізу підкранової частини колони

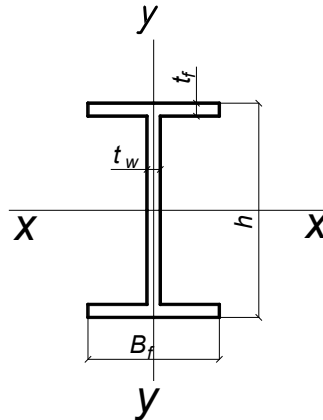


Рис. 4.51. Схема перерізу підкранової балки

Колона по осі В не симетрична, тому підбираємо її на максимальне зусилля залежно від знаку:

$$1. \text{ а) } N_{\text{прав}} = \frac{N_{\text{max}}}{2} + \frac{M_c^+}{b'_n} = \frac{1594,51}{2} + \frac{229,01}{2} = 911,76 \text{ кН,}$$

$$\text{б) } N_{\text{лев}} = \frac{N_{\text{max}}}{2} + \frac{M_c^-}{b'_n} = \frac{1918,51}{2} + \frac{488,98}{2} = 1203,75 \text{ кН;}$$

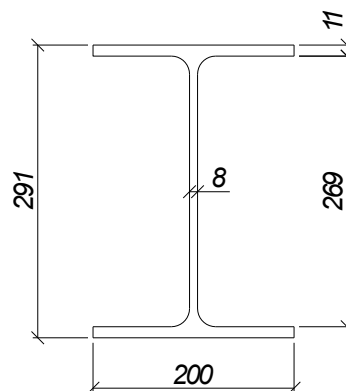


Рис. 3.54. Схема перерізу двотавра 30Ш1

$$N_{\text{ветви}} = \max(N_{\text{лев}}; N_{\text{прав}}; N_{\text{лев}}^{M-}; N_{\text{прав}}^{M+}) = N_{\text{лев}}^{M-} = 1241,53 \text{ кН};$$

Знаходимо необхідну площу перерізу гілки, задавшись $\varphi = 0,8$:

$$A_{\text{треб}} = \frac{N_{\text{в}}}{R_{\text{y}} \cdot \varphi \cdot \gamma_c} = \frac{1241,53 \cdot (10^3)}{230 \cdot (10^6) \cdot 0,8 \cdot 1} \cdot (10^4) = 67,47 \text{ см}^2$$

Приймаємо по сортаменту (ГОСТ 26020–83) двутавр 30Ш1 з наступними характеристиками:

$$A = 68,31 \text{ см}^2; i_x = 12,32 \text{ см}; i_y = 4,64 \text{ см}; B_f = 20 \text{ см}; t_w = 0,8 \text{ см}; t_f = 1,1 \text{ см}; I_y = 1470 \text{ см}^4, h = 29,1 \text{ см}$$

Перевіряємо гнучкість гілки :

$$\lambda_x = \frac{l_{\text{efx}}}{i_x} < \lambda_u = 180 - 60 \cdot \alpha = 120; \quad \lambda_y = \frac{L_e}{i_y} < \lambda_u = 180 - 60 \cdot \alpha = 120$$

$$\lambda_x = \frac{12,65}{0,1232} = 102,68 < 120; \quad \lambda_y = \frac{1,94}{0,0464} = 41,81 < 120$$

Визначимо φ_{min} для центрально стиснутого елемента:

$$\varphi_{\text{min}} = 0,845$$

Тоді зусилля в гілці буде дорівнювати:

$$\sigma = \frac{N_e}{A \cdot \varphi_{\text{min}}} < R_{\text{y}} \cdot \gamma_c$$

$$\sigma = \frac{1241,53 \cdot (10^3)}{68,31 \cdot 10^{-4} \cdot 0,845} = 215,09 \text{ МПа} < 230 \cdot 1 = 230 \text{ МПа}$$

Умова виконується.

Розрахунок сполучної решітки

Решітку колони підбираємо на Q_{max} .

Умовна поперечна сила:

$$Q_{\text{fic}} = 7,15 \cdot (10^6) \cdot \left(2330 - \frac{E}{R_{\text{y}}} \right) \cdot \frac{F_1}{\varphi},$$

φ – коефіцієнт подовжнього вигину на ходимо по таблиці 72 (СНиП II –

23–81*) залежно від λ_x :

$$\varphi \Rightarrow \lambda_x = \frac{l_{x1}}{i_x},$$

$$\text{де } i_x = \sqrt{\frac{I_x^{\text{кол}}}{A_{\text{кол}}}}, \quad I_x^{\text{кол}} = 2 \cdot I_{x1} + I_{x2},$$

$$A_{\text{ветви}} = A_2 + 2 \cdot A_1,$$

$$A_1 = B_f \cdot t_f = 0,20 \cdot 0,011 = 0,0022 \text{ м}^2 = 22 \text{ см}^2$$

$$A_2 = (h - 2 \cdot t_f) \cdot t_w = (0,291 - 2 \cdot 0,011) \cdot 0,008 = 0,00215 \text{ м}^2 = 21,5 \text{ см}^2$$

$$I_{x1} = A_1 \cdot y^2 = A_1 \cdot \left(\frac{t_f + (h - 2 \cdot t_f)}{2} \right)^2 = 0,0022 \cdot \left(\frac{0,011 + (0,291 - 2 \cdot 0,011)}{2} \right)^2 = 4312 \text{ см}^4$$

,

$$I_{x2} = \frac{t_w \cdot (h - 2 \cdot t_f)^3}{12} = \frac{0,008 \cdot (0,291 - 2 \cdot 0,011)^3}{12} = 1297,67 \text{ см}^4$$

$$A_{\text{ветви}} = 21,5 + 2 \cdot 22 = 65,5 \text{ см}^2$$

$$I_x^{\text{кол}} = 2 \cdot 4312 + 1297,67 = 9921,67 \text{ см}^4$$

Радіус інерції перерізу гілки колони :

$$i_x = \sqrt{\frac{9921,67 \cdot (10^{-8})}{65,5 \cdot (10^{-4})}} = 0,123 \text{ м}$$

Гнучкість:

$$\lambda_x = \frac{20,95}{0,123} = 170,33, \text{ звідки } \varphi = 0,227,$$

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^6 \cdot \left(2330 - \frac{E}{R_y} \right) \cdot \frac{F_1}{\varphi} = 7,15 \cdot 10^6 \cdot \left(2330 - \frac{2,06 \cdot 10^{11}}{230 \cdot 10^6} \right) \cdot \frac{1918,51 \cdot (10^3)}{0,227} \cdot (10^{-3}) =$$

$$= 86,68 \text{ кН}$$

Оскільки умовна сила менше діючої сили $Q_{\text{max}} = -36,4 \text{ кН}$, то до подальшого розрахунку приймаємо велику з них $Q_{\text{расч}} = 86,68 \text{ кН}$.

Знаходимо кут α :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{d}{b_n} = \frac{0,97}{2} = 0,485 \Rightarrow \alpha = 26^\circ$$

Зусилля в розкосі:

$$D = \frac{Q_{\text{расч}}}{2 \cdot \cos \alpha} = \frac{86,68}{2 \cdot 0,899} = 48,21 \text{ кН}$$

Необхідна площа перерізу розкосу при $\varphi = 0,4$:

$$A_{\text{треб}} = \frac{D}{R_y \cdot \varphi \cdot \gamma_c} = \frac{48,21 \cdot (10^3)}{230 \cdot 0,4 \cdot 1 \cdot (10^6)} \cdot (10^4) = 5,24 \text{ см}^2$$

Приймаємо по сортаменту куточок 50х6 :

$$A = 5,69 \text{ см}^2; \quad i_{x0} = 1,91 \text{ см}; \quad i_{y0} = 0,98 \text{ см.}$$

Перевіряємо гнучкість стержня :

$$\lambda_d = \frac{l_p}{i_{y0}} = \frac{1,94}{0,98 \cdot (10^{-2})} = 198 > [\lambda] = 150$$

Умова не виконується, тому збільшуємо площу перерізу розкосу.

Приймаємо по сортаменту куточок 70х5 :

$$A = 6,86 \text{ см}^2; \quad i_{x0} = 2,72 \text{ см}; \quad i_{y0} = 1,39 \text{ см}$$

Перевіряємо гнучкість стержня :

$$\lambda_d = \frac{l_p}{i_{y0}} = \frac{1,94}{1,39 \cdot (10^{-2})} = 139,57 < [\lambda] = 150$$

Умова виконується.

Перевірка стійкості підкранової частини колони

Загальна площа перерізу :

$$A = 2 \cdot A_1 = 2 \cdot 68,31 = 136,62 \text{ см}^2$$

Момент інерції перерізу колони :

$$I_x = 2 \cdot I_{y1} + 2 \cdot A_1 \cdot \left(\frac{b_n}{2} \right)^2 = 2 \cdot 1470 + 2 \cdot 68,31 \cdot \left(\frac{200}{2} \right)^2 = 1369140 \text{ см}^4$$

Радіус інерції перерізу колони :

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{1369140}{136,62}} = 113,75 \text{ см.}$$

Гнучкість колони :

$$\lambda_x = \frac{l_1 \cdot \mu}{i_x} = \frac{12,65 \cdot 1,656}{113,75 \cdot (10^{-2})} = 18,42 < [\lambda] = 180 - 60 \cdot \alpha = 120$$

Визначимо приведену гнучкість, враховуючи вплив решіток:

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_x^2 + \alpha \cdot \frac{A}{A_p}},$$

де α – коефіцієнт, що враховує кут нахилу вертикальних решіток:

$$\alpha = \frac{10 \cdot l_p^3}{(b_n)^2 \cdot 2 \cdot d} = \frac{10 \cdot 2,22^3}{2^2 \cdot 2 \cdot 0,97} = 14,1$$

Тоді приведена гнучкість:

$$\lambda_{ef} = \sqrt{18,42^2 + 14,1 \cdot \frac{136,62}{6,86}} = 24,88 < [\lambda] = 120.$$

Умовна приведена гнучкість:

$$\overline{\lambda_{ef}} = \lambda_{ef} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 24,88 \cdot \sqrt{\frac{220 \cdot 10^6}{2,06 \cdot 10^{11}}} = 0,831$$

Перевірку стійкості колони як єдиного стержня згідно СНиП проводимо по комбінації навантажень.

$$M_{max} = 564,54 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad N_c = 1918,51 \text{ кН}$$

Ексцентриситет: $e = M_{max} / N_c = 564,54 / 1918,51 = 0,29 \text{ м}$

Знаходимо приведений ексцентриситет за формулою СНиП :

$$m = \frac{e \cdot A \cdot a}{I}, \text{ де}$$

$$a = b_n / 2 = 2 / 2 = 1 \text{ м, тоді}$$

$$m = \frac{0,29 \cdot 136,62 \cdot 10^{-4} \cdot 1}{1369140 \cdot (10^{-8})} = 0,289$$

З табл. 74 СНиП II – 2–81* по значеннях m та $\overline{\lambda_{ef}}$ визначаємо $\varphi_e = 0,865$.

Перевіряємо стійкість колони як єдиного стержня:

$$\sigma = \frac{N_c}{A \cdot \varphi_e} < R_y \cdot \gamma_c$$

$$\sigma = \frac{1918,51 \cdot (10^3)}{136,62 \cdot (10^{-4}) \cdot 0,865} \cdot (10^6) = 162,34 \text{ МПа} < 230 \cdot 1 = 230 \text{ МПа}$$

Умова виконується.

Підбір перерізу і перевірка верхньої частини колони

При компонованні прийнята ширина колони $b_b = 0,71 \text{ м}$

Приймаємо по сортаменту двутавр 70Б1 :

$$A = 164,7 \text{ см}^2; W_x = 3645 \text{ см}^3; W_y = 350,5 \text{ см}^3; i_y = 5,26 \text{ см} \quad i_x = 27,65 \text{ см.}$$

Згідно СНиП II-23-81*, розрахунок на міцність позацентрово стиснутих елементів, виконувати не вимагається, якщо приведений ексцентриситет

$$m_{ef} = \eta \cdot m < 20,$$

де η – коефіцієнт впливу форми перерізу, визначається по СНиП (табл. 73),

m – відносний ексцентриситет:

$$m = \frac{M}{N} \cdot \frac{A}{W_x} = \frac{65,17 \cdot 164,7 \cdot (10^{-4})}{1238,44 \cdot 3645 \cdot (10^{-6})} = 0,238$$

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{26 \cdot 1,55}{(69,1 - 2 \cdot 1,55) \cdot 1,7} = 0,51,$$

Означає коефіцієнт впливу форми перерізу :

$$\eta = (1,75 - 0,1 \cdot m) - 0,02 \cdot (5 - m) \cdot \bar{\lambda},$$

де $\bar{\lambda}$ – умовна гнучкість:

$$\lambda = \frac{l_0 \cdot \mu}{i_x} = \frac{5,05 \cdot 0,82}{0,2765} = 14,97 < [\lambda] = 150,$$

$$\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 14,97 \cdot \sqrt{\frac{230 \cdot 10^6}{2,06 \cdot 10^{11}}} = 0,5$$

Обчислюємо коефіцієнт впливу форми перерізу :

$$\eta = (1,75 - 0,1 \cdot 0,238) - 0,02 \cdot (5 - 0,238) \cdot 0,5 = 1,68$$

Приведений ексцентриситет:

$$m_{ef} = \eta \cdot m = 1,68 \cdot 0,238 = 0,4 < 20.$$

Отже, розрахунок на міцність виконувати не слід.

Перевірка стійкості оголовка в площині рами :

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

де φ_e – коефіцієнт при приведеному відносному ексцентриситеті m_{ef} (залежить від умовної гнучкості) приймаємо по табл. 74 (СНиП II – 23–81*):

$$\varphi_e = 0,884$$

$$\sigma = \frac{1238,44 \cdot 10^3}{164,7 \cdot 10^{-4} \cdot 0,884} = 85,06 \text{ МПа} < R_y \cdot \gamma_c = 230 \text{ МПа}$$

Умова виконується.

Перевіряємо стійкість верхньої частини колони з площини рами (по СНиП II – 23–81*, ф. 56–58, табл.10):

$$m_y = 2/3 \cdot m = 2/3 \cdot 0,238 = 0,159 < 5,$$

означає коефіцієнт c розраховуємо за формулою: $c = \frac{\beta}{1 + \alpha \cdot m_y}$

де $\alpha = 0,7$; β – вибираємо залежно від λ_y , λ_c (табл.10):

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{4,05}{0,0526} = 77 < [\lambda] = 120,$$

$$\lambda_c = 3,14 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 3,14 \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^{11}}{230 \cdot 10^6}} = 93,97$$

$$\lambda_c > \lambda_y, \text{ тоді } \beta = 1,$$

$$c = \frac{1}{1 + 0,7 \cdot 0,159} = 0,99$$

φ_y – коефіцієнт, що приймається по таблиці 72 СНиП II, – 23–81*:

$$\varphi_y = 0,717$$

Стійкість верхньої частини колони :

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

$$\sigma = \frac{1238,44 \cdot (10^3)}{0,99 \cdot 164,7 \cdot (10^{-4}) \cdot 0,717} = 105,93 \text{ МПа} < R_y \cdot \gamma_c = 230 \text{ МПа}$$

Умова виконується.

5. ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

5.1. Аналіз інженерно-геологічних умов майданчика

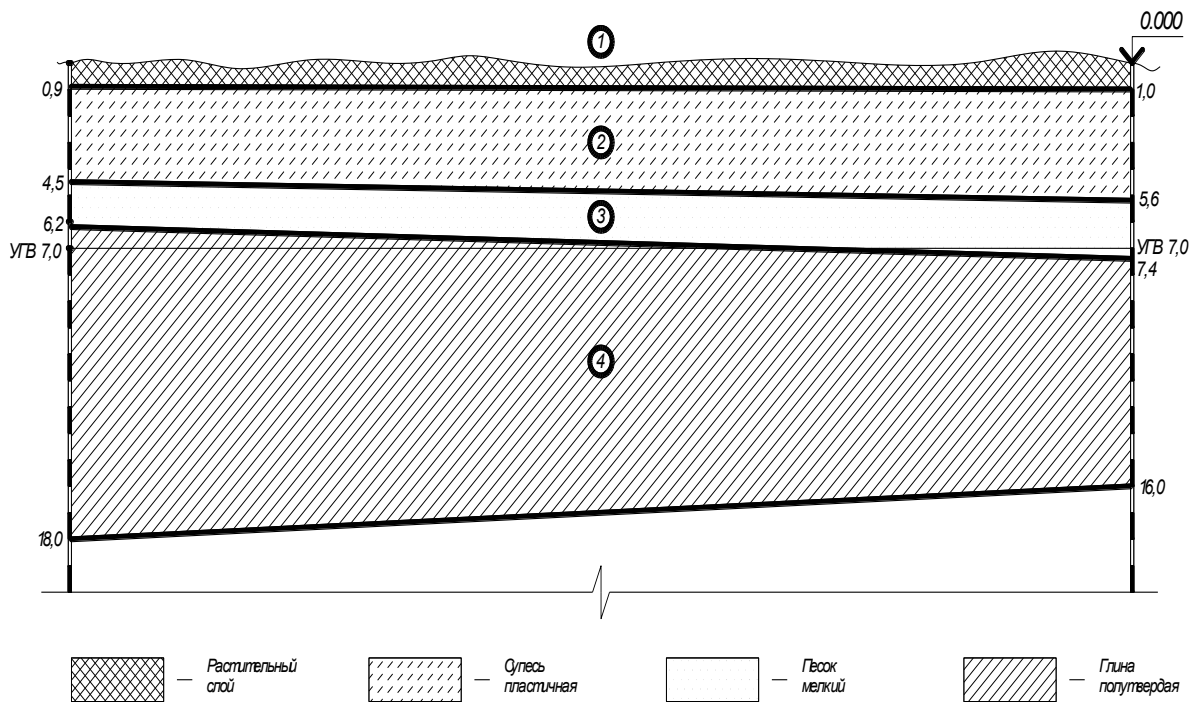


Рис. 5.1. Геологічний розріз

За основними фізичними характеристиками і класифікаційними показниками ґрунтів майданчика визначаються фізико-механічні характеристики ґрунтів майданчика, що забезпечують можливість визначення розрахункового опору і деформації основи, а саме:

- 1) Рослинний шар (чорнозем);
- 2) Для порохняно-глинистих ґрунтів (супісок пластичний, глина напівтверда) визначаються:

Глина пластична

– число пластичності ґрунту по значеннях вологостей на межі плинності і розкочування

$$I_p = W_1 - W_p = 0,20 - 0,14 = 0,06;$$

– коефіцієнт пористості ґрунту

$$e = (1 + W) \cdot \frac{\rho_s}{\rho} - 1 = (1 + 0,18) \cdot \frac{26,7}{16,3} - 1 = 0,93;$$

де ρ_s – щільність мінеральних часток ;

W – природна вологість;

ρ – природна щільність;

– показник плинності ґрунту:

$$I_L = \frac{W - W_p}{I_p} = \frac{0,18 - 0,14}{0,06} = 0,67,$$

за значенням якого встановлюється стан водонасиченого порохняно-глинистого ґрунту.

Таблиця 5.1.

Фізико-механічні властивості ґрунтів

№і ГЕ	Найменування ґрунту	Потужність шару, м	ρ , кН/м ³	ρ_s , кН/м ³	W , %	W_l , %	W_p , %	ϕ	c , кПа	μ	K_ϕ , см/сек	P , МПа	S , см
1	Рослинний шар	с	16,4	–	12	–	–	–	–	–	–	–	–
2	Супісок пластичная	4,5 – 5,2	16,3	26,7	18	20	14	20°	5	0,3	4,8·10 ⁻⁶	0,1	0,52
												0,2	1,04
												0,3	1,56
												0,4	2,6
3	Пісок дрібний	6,2 – 7,4	18,9	26,5	20	–	–	–	–	0,28	5,1·10 ⁻⁵	–	–
4	Глина полутвердая	18,0 – 16,0	19,7	27,0	19	42	16	–	–	0,4	6,7·10 ⁻⁷	–	–

Якщо в геологічному розрізі є ненормовані піщані ґрунти (рихлий пісок), то для і-того шару характеристики міцності ϕ , S приймаються за даними безпосереднього визначення їх в лабораторних або у польових умовах (вказано в завданні), а модуль деформації E (МПа) визначається за даними випробування ґрунту пробним навантаженням за формулою:

$$E = (1 - \mu^2) \frac{\Delta P \cdot A}{\Delta S \cdot d} = (1 - 0,3^2) \frac{0,2 \cdot (10^6) \cdot 5000 \cdot (10^{-4})}{0,52 \cdot (10^{-2}) \cdot 79 \cdot (10^{-2}) \cdot (10^6)} = 24,34 \text{ МПа}$$

де μ – коефіцієнт бічної деформації (коєф. Пуассона);

P – питомий тиск на штамп (приймається за завданням в межах прямої пропорційності опади від навантаження);

A – площа штамп ($A = 5000 \text{ см}^2$);

S – осідання штамп (від дії навантаження P);

d – діаметр круглого штамп (площею $A = 5000 \text{ см}^2$ ($d = 79 \text{ см}$).

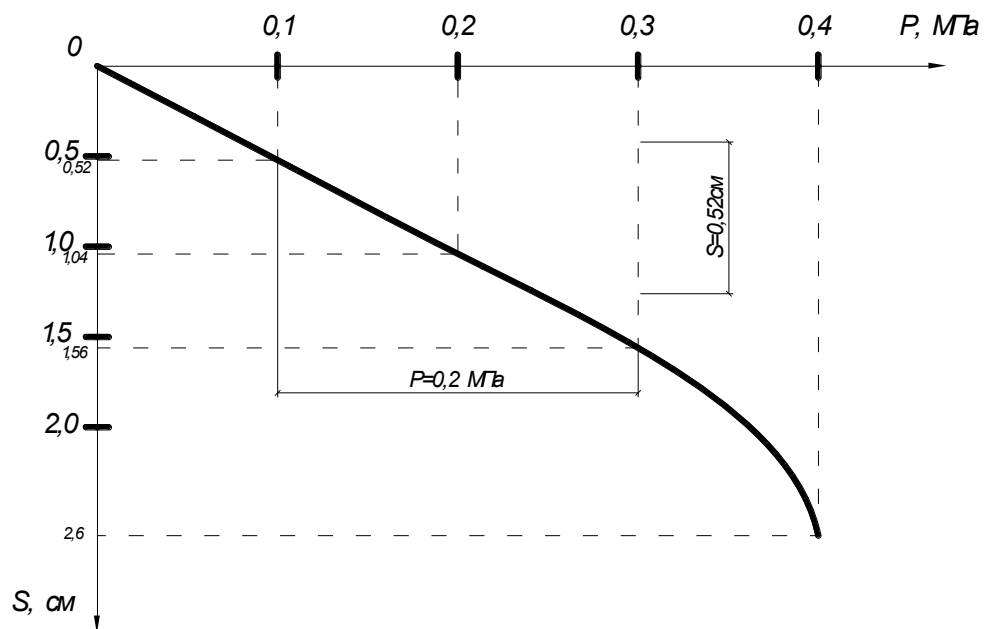


Рис. 5.2. Відносний стиск ґрунту в залежності від тиску

Глина напівтверда

– число пластичності ґрунту по значеннях вологостей на межі плинності і розкочування

$$I_p = W_l - W_p = 0,42 - 0,16 = 0,26$$

– коефіцієнт пористості ґрунту

$$e = (1 + W) \cdot \frac{\rho_s}{\rho} - 1 = (1 + 0,19) \cdot \frac{27,0}{19,7} - 1 = 0,63$$

де ρ_s – щільність мінеральних часток

W – природна вологість

ρ – природна щільність.

– показник плинності ґрунту

$$I_L = \frac{W - W_p}{I_p} = \frac{0,19 - 0,16}{0,26} = 0,115,$$

за значенням якого встановлюється стан водонасиченого порохняно-глинистого ґрунту.

За певними фізичними характеристиками і класифікаційними показниками ґрунту по таблиці. 2 і 3 додатки І ДБН В.2.1-10-2009 визначаються характеристики міцності і деформаційні ґрунту ϕ' , C (кПа), E (кПа) і заносимо в таблицю 4.2.

3) для піщаних ґрунтів (пісок дрібний) визначаються:

– коефіцієнт пористості e

$$e = (1 + W) \cdot \frac{\rho_s}{\rho} - 1 = (1 + 0,2) \cdot \frac{26,5}{18,9} - 1 = 0,68$$

– міра вологості ґрунту

$$S_r = \frac{W \cdot \rho_s}{\rho_w \cdot e} = \frac{0,2 \cdot 26,5}{10 \cdot 0,68} = 0,78,$$

за значенням якій встановлюють стан ґрунту при мірі вологості.

За вчисленими фізико-механическим характеристиками і класифікаційними показниками ґрунту по таблиці.1 дод.1 ДБН В.2.1-10-2009 визначаються деформаційні характеристики та міцність ґрунту C , ϕ , E і заносимо в табл. 4.2.

Таблиця 5.2

Фізико-механічні характеристики шарів ґрунту

Хар-ки Наим.шару	γ , (кН/м ³)	$\gamma_{(s)}$, (кН/м ³)	C , кПа	ϕ , (град)	E , МПа
Рослинний шар	16,4	–	–	–	–
Супісок (пластична)	16,3	26,7	5	20	24,34
Пісок (дрібний)	18,9	26,5	2	30,8	25
Глина (напівтверда)	19,7	27,0	32,2	24,2	23

Усі визначені фізико-механічні характеристики ґрунтів відповідних шарів заносяться у таблицю фізико-механічних характеристик ґрунтів майданчика

5.2. Розрахунок пальових фундаментів

5.2.1. Вибір глибини залягання ростверка

Визначення глибини залягання ростверка залежить від декількох чинників:

– Глибини промерзання ґрунту :

Нормативна глибина сезонного промерзання ґрунту визначається за формулою:

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{|M_t|} = 0,28 \cdot \sqrt{|-27|} = 1,45 \text{ м,}$$

де M_t – коефіцієнт, чисельно рівний сумі абсолютних значень середньомісячних негативних температур за зиму в цьому районі за СНиП 2.01.01–82 "Будівельна кліматологія і геофізика".

d_0 – величина в метрах, що приймається рівною:

- для суглинків і глин – 0,23 м;
- для супісків, пісків дрібних і пылеватых – 0,28 м;
- для пісків середньої великої, великих і гравелистих, – 0,30 м;
- для крупнообломочных ґрунтів – 0,34 м

Розрахункова глибина сезонного промерзання ґрунту визначається:

$$d_f = k_h \cdot d_{fn} = 0,54 \cdot 1,45 = 0,783 \text{ м}$$

де k_h – коефіцієнт, що враховує вплив теплового режиму споруди і що приймається за таблицею №1 СНиП 2.02.01–83*.

Глибина заставляння фундаментів по першому чиннику (глибині промерзання) визначається за формулою:

$$d_1 = d_f = 0,783 \text{ м;}$$

– Наявність конструктивних особливостей.

У нашому випадку підвальних приміщень немає, тому

$$d_2 = d_b = 0$$

– Глибина заставляння ростверка.

Виходячи з умови, що

$$d_p \geq 315 + h_{ct},$$

де d_p – глибина заставляння ростверка, м;

h_{ct} – глибина склянки у фундаменті. Для фундаментів під двохгілкові металеві колони $h_{ct} = 1,2$ м

$$d_p = 315 + 1600 = 1915 \text{ мм} = 1,915 \text{ м.}$$

Враховуючи усі перераховані умови, приймаємо глибину заставляння ростверка $d_p = 1,95$ м, виходячи з кратності ростверка за висотою 15 см.

Приймаємо шарнірне з'єднання ростверка і палі. Голова палі заходить в тіло ростверка на 5 – 10 см. Приймаємо для розрахунку 10 см

Тоді відмітка голови палі – 1,85 м

5.2.2. Вибір несучого шару

Вважаємо, що несучим шаром, буде напівтверда глина, тому, прорізаючи шар пластичної глини і дрібного піску, заглиблюємо палю в шар напівтвердої глини до відмітки –8,85 м (для застосування стандартної довжини палі). При цьому довжина палі рівна $h_{cb} = 7$ м

Під нижнім кінцем палі знаходиться стискуваний ґрунт ($E < 50$ МПа). Подальший розрахунок ведемо як для висячої палі. Приймаємо залізобетонну забивну палю квадратного перерізу. Для вибраної нами довжини можна прийняти переріз 30×30 см

5.2.3. Розрахунок пального фундаменту для колони ряду В

Визначення несучої здатності палі:

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cr} \cdot R \cdot A + \gamma_{cf} \cdot U \cdot \sum_{i=1}^n h_i \cdot f_i),$$

де n – кількість шарів з однаковими силами тертя по довжині палі;

γ_c – коефіцієнт умов роботи ($\gamma_c = 1$);

γ_{cr} і γ_{cf} – коефіцієнти умов роботи під подошвою палі і по бічній поверхні, залежать від умов виготовлення або занурення палі. ($\gamma_{cr} = 1$ і $\gamma_{cf} = 1$);

A – площа перерізу палі;

R – розрахунковий опір під подошвою палі, залежить від довжини палі і ґрунту. ($R = 6784$ кПа);

U – зовнішній периметр поперечного перерізу палі, м;

l – відстань від середини шару до поверхні землі;

f – розрахунковий опір по бічній поверхні палі, залежить від l (приймається за ДБНом).

Таблиця 5.3

Розрахункових опорів по бічній поверхні палі

Шар ґрунту	h_i , м	l_i , м	f_i , кПа	h_i (f_i), кН/м
Супісок (пластична)	0,967	2,433	9,06	8,76
	0,967	3,4	10,32	9,98
	0,967	4,367	11,47	11,09
Пісок (дрібний)	0,975	5,337	40,67	39,65
	0,975	6,312	42,31	41,25
Глина (напівтверда)	1,025	7,312	60,62	62,14
	1,025	8,337	62,51	64,07
				236,95

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cr} \cdot R \cdot A + \gamma_{cf} \cdot U \cdot \sum_{i=1}^n h_i \cdot f_i) = 1 \cdot (1 \cdot 6784 \cdot 0,09 + 1 \cdot 1,2 \cdot 236,95) = 894,9 \text{ кН}$$

Розрахункове навантаження на палю

Визначаємо за формулою:

$$P = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{894,9}{1,4} = 639,2 \text{ кН.}$$

де γ_k – коефіцієнт запасу. Для розрахунку він дорівнює 1,4; для польових випробувань – 1,25.

Визначимо необхідну кількість палей у фундаменті за формулою:

$$n = \frac{N + 0,1 \cdot N}{P} = \frac{1918,51 + 0,1 \cdot 1918,51}{639,2} = 3,3$$

Приймаємо ціле число палей – $n = 4$ шт, де N – задане навантаження на фундамент, для цієї колони $N = 1918,51$ кН (див. розрахунок рами каркаса).

Розташування палей в плані, вимоги до конструювання ростверка

Відстань між осями палей має бути не менше трьох діаметрів палі. Тобто в нашому випадку ця відстань складає 1,2 м. Приймаємо 1,2 м.

Далі відповідно до нижче приведених вимог до розмірів розраховуємо розміри ростверка в плані (див. рис. 4.3, 5.4).

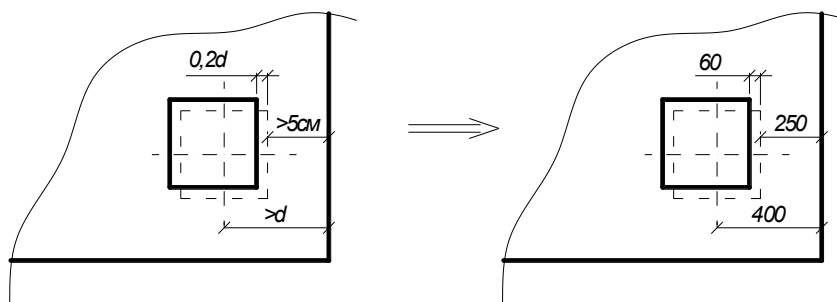


Рис. 5.3. Нормативні допуски зміщення палі (ліворуч) і прийняті значення (праворуч)

До розмірів ростверка пред'являються наступні вимоги:

- усі розміри по висоті мають бути кратні 15 см;
- усі розміри в плані мають бути кратні 10 см;

- а також див. рис. 4.3;
- нижній ступінь не може бути менше 600 мм, усі інші – 300 (450) мм завтовшки.

5.2.4. Фактичне навантаження на палі, призначення вертикальних і горизонтальні розмірів фундаменту

Згідно з вимогами ДБН, для фактичного навантаження повинна виконуватися наступна умова:

$$N_{\phi 1} < P,$$

$$N_{\phi} = \frac{N}{n} + \frac{M_x \cdot y}{\sum y_i^2} + \frac{M_y \cdot x}{\sum x_i^2},$$

де $N_{\phi 1}$ – зусилля в найбільш навантаженій palі;

y – відстань (координата) від головної осі ростверка до осі, найбільш навантаженої palі;

y_i – відстані (координати) від осі кожної palі до головної осі ростверка.

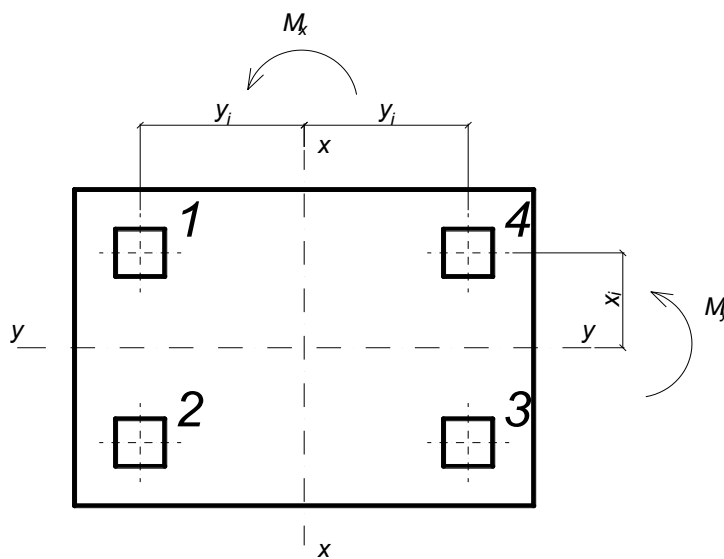


Рис. 5.4. Фактичне навантаження на фундамент

У нашому випадку формула набере вигляду:

$$N_{\phi} = \frac{N}{n} + \frac{M_x \cdot y}{\sum y_i^2} = \frac{1918,51}{4} + \frac{564,54 \cdot 1}{4 \cdot 1^2} = 620,76 \text{ кН}$$

$N_{\phi 1} = 620,76 \text{ кН} < P = 639,2 \text{ кН}$, умова виконується.

Призначаємо наступні розміри для ростверка:

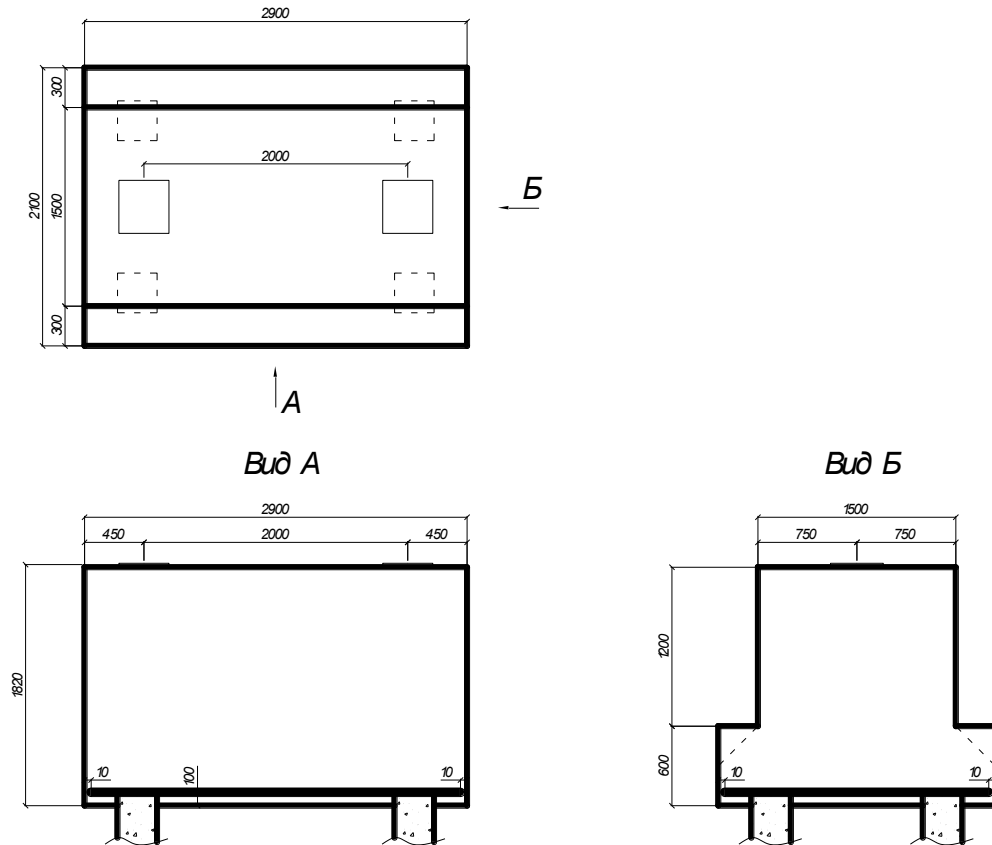


Рис. 5.5. Розміри фундаменту, які приймаються у подальших розрахунках

Розрахунок ростверка як залізобетонної конструкції.

5.2.5. Розрахунок на продавливання

В даному випадку цей розрахунок не треба проводити, оскільки конструкція ростверка є жорсткою.

5.2.6. Підбір арматури

У нашому ж випадку, коли ростверк жорсткий, приймаємо конструктивно сітку з арматури А300С діаметром 10 мм і кроком 150 мм.

5.2.7. Перевірка тиску під нижнім кінцем палі

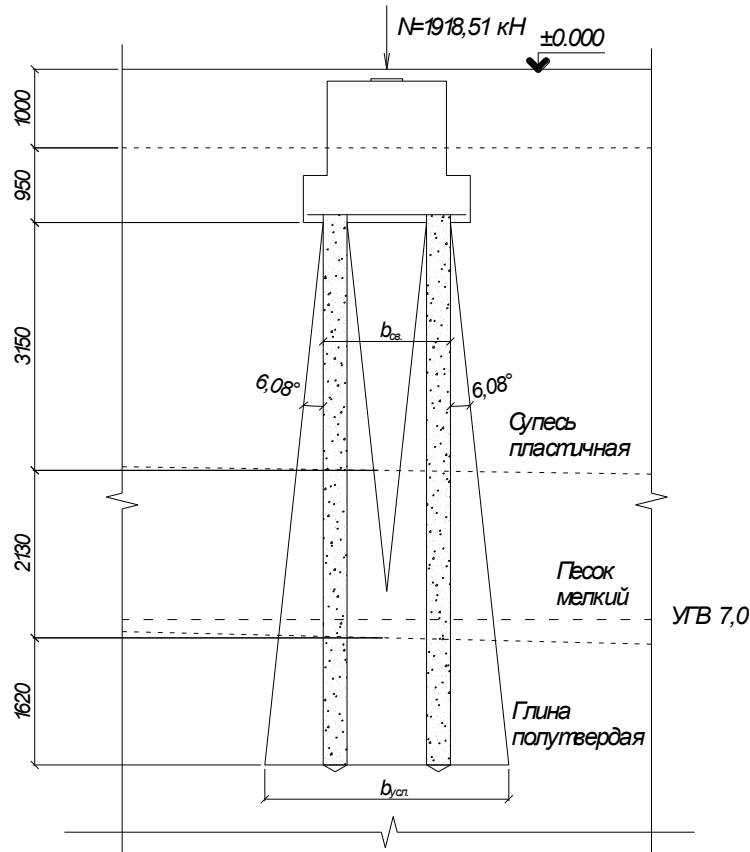


Рис. 5.6. Схема розрахункових значень для визначення тиску під нижнім кінцем пальового фундаменту

Визначасмо розміри умовного масиву ґрунту, що несе, його площу, об'єм і масу :

$$\alpha = \frac{1}{4} \cdot \varphi_{\text{ср}} = \frac{\sum \varphi_i \cdot h_i}{4 \cdot \sum h_i} = \frac{\varphi_2 \cdot h_2 + \varphi_3 \cdot h_3 + \varphi_4 \cdot h_4}{4 \cdot (h_2 + h_3 + h_4)} = \frac{20 \cdot 3,15 + 30,8 \cdot 2,13 + 24,2 \cdot 1,62}{4 \cdot (3,15 + 2,13 + 1,62)} = 6,08^\circ$$

$$b_{\text{усл}} = b_{\text{св}} + 2 \cdot H \cdot \text{tg} \alpha = 1,6 + 2 \cdot 6,9 \cdot \text{tg} 6,08^\circ = 3,07 \text{ м};$$

$$l_{\text{усл}} = l_{\text{св}} + 2 \cdot H \cdot \text{tg} \alpha = 2,4 + 2 \cdot 6,9 \cdot \text{tg} 6,08^\circ = 3,87 \text{ м};$$

$$A_{\text{усл}} = l_{\text{усл}} \cdot b_{\text{усл}} = 3,87 \cdot 3,07 = 11,88 \text{ м}^2;$$

$$d_{\text{усл}} = d_p + H = 1,95 + 6,9 = 8,85 \text{ м};$$

$$V_{\text{усл}} = A_{\text{усл}} \cdot d_{\text{усл}} = 11,88 \cdot 8,85 = 105,15 \text{ м}^3;$$

$$G = V_{\text{усл}} \cdot \gamma_{\text{ср}} = 105,15 \cdot 20 = 2102,92 \text{ кН};$$

Перевірку тиску під нижнім кінцем палі здійснюємо за формулою:

$$p_{cp} = \frac{N + G}{A_{усл}} < R_{усл} ,$$

$$\text{де } R_{усл} = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{K} \cdot (M_{\gamma} \cdot b_{усл} \cdot \gamma_{II} \cdot k_z + M_q \cdot d_{усл} \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II})$$

де γ_{c1}, γ_{c2} – коефіцієнти умов роботи підстав (γ_{c1}) і споруд (γ_{c2}) приймаються по таблиці.3 ДБН;

$K = 1,1$ – коефіцієнт, якщо ϕ та C прийняті за табл. 1–3 прил.1 ДБН "Основи будівель і споруд";

M_{γ}, M_g, M_c – коефіцієнти, що приймаються по таблицею 4 ДБН;

k_z – коефіцієнт впливу площі фундаменту. Для фундаментів шириною

$$b < 10 \text{ м, } k_z = 1;$$

$c_{II} = 32,2$ кПа – розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що залягає безпосередньо під подошвою фундаменту;

γ_{II} – розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче за подошву фундаменту:

$$\gamma_{II} = \frac{h_4 \cdot \gamma_4}{h_4} = \gamma_4 = 19,7 \text{ кН/м}^3.$$

γ'_{II} – розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають вище за подошву фундаменту,

$$\gamma'_{II} = \frac{h_1 \cdot \gamma_1 + h_2 \cdot \gamma_2 + h_3 \cdot \gamma_3 + h_4 \cdot \gamma_4}{h_1 + h_2 + h_3 + h_4} = \frac{1 \cdot 16,4 + 4,1 \cdot 16,3 + 2,13 \cdot 18,9 + 1,62 \cdot 19,7}{1 + 4,1 + 2,13 + 1,62} = 17,56 \text{ кН/м}^3$$

де $\gamma_1, \gamma_2, \gamma_3, \gamma_4$ – питомі ваги ґрунтів, що залягають вище за умовну подошву фундаменту

$$R_{усл} = \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,1} \cdot (0,782 \cdot 2,23 \cdot 20 \cdot 1 + 3,918 \cdot 8,85 \cdot 17,56 + 6,494 \cdot 32,2) = 969,16 \text{ кПа.}$$

$$p_{cp} = \frac{1918,51 + 2102,92}{11,88} = 338,5 \text{ кПа}$$

$p_{cp} = 338,5 \text{ кПа} < R_{усл} = 969,16 \text{ кПа}$, умова виконується.

6. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

6.1. Межі застосування технологічної карти на встановлення опалубки

Технологічна карта розроблена на влаштування мало ухильної рулонної покрівлі з чотиришаровим руберойдним килимом для адміністративної будівлі центру ділової активності. Карта призначена для організації праці бригади покрівельників чисельністю 7 чоловік таким чином, щоб до мінімуму скоротити непродуктивні переходи робітників, а також переміщення матеріалів.

6.2. Склад комплексного технологічного процесу

Комплекс покрівельних робіт розділений на 8 спеціалізованих процесів:

- улаштування пароізоляції;
- улаштування утеплювача з пінополістирольних плит;
- улаштування шару з керамзитового гравію;
- улаштування цементно-піщаної стяжки;
- ґрунтування розчином бітуму;
- улаштування 4-х шарів руберойдового килима;
- улаштування примикань з покрівельної сталі і захисної кулі.

Ці процеси є основними в виконанні робіт по влаштуванню покрівлі.

Підготовчі процеси включають готування мастик, ґрунтовок і підготовку рулонного матеріалу.

6.3. Технологія й організація будівельного процесу

Перед початком виконання робіт із улаштування покрівлі повинні бути змонтовані плити покриття і забиті шви між ними розчином М150 та установлені і закріплені до плит водостічні воронки.

Після замоноличування швів між збірними залізобетонними плитами поверхня цих плит вирівнюється шляхом затірки цементним розчином М75 шаром товщиною до 5мм. Ділянки цегельних стін оштукатурюються на висоту примикання покрівельного килима й ізоляції.

Роботи починають з очищення поверхні від пилу і сміття. Для цього використовують стиснене повітря, яке подається компресором по шлангу.

Наступний етап у влаштуванні покрівлі є укладання шару пароізоляції з руберойду, товщиною 1мм. Полотнища повинні з'єднуватися між собою в поздовжніх і поперечних стиках в нахлест на 100мм. Руберойд, у місцях примикання до стін, повинний заводитися на вертикальну поверхню з таким розрахунком, щоб виключити можливість зволоження теплоізоляційного шару з боку стін.

Після улаштування пароізоляції переходять до улаштування теплоізоляції з пінополістирольних плит товщиною 100мм. Плити укладати на поверхню щільно одна до одної. Якщо ширина швів між плитами перевищує 5 мм, то їх заповнюють теплоізоляційним матеріалом тієї ж об'ємної маси. Потім виконується шар гідроізоляції з руберойду по тій же технології, що і пароізоляція. Шар руберойду покриває шар керамзитового гравію, що сортується перед укладанням і укладається по маякових рейках смугами шаром 150 мм завтовшки зі створенням потрібного ухилу покрівлі.

Основою для рулонного килима є цементно-піщана стяжка, виконана по шару утеплювача. Стяжку виконують з розчину М100, товщиною 30 мм. При влаштуванні стяжки розчин укладають смугами шириною не більше 2 м, обмежених рейками, які служать маяками. Розрівнюють цементно-піщану суміш правилом. У стяжці виконують температурно-усадочні шви шириною 10 мм, що розділяють стяжку з цементно-піщаного розчину на ділянки не більше 6х6 м. Шви одержують шляхом установки рейок товщиною 10 мм із наступним їх видаленням, а шви заливають бітумною мастикою. Цементно-піщаний розчин подається на покрівлю за допомогою розчинонасоса СБ-7.

Для наклейки килима застосовується гаряча бітумна мастика, що укладається на шар ґрунтовки, що виконується розчином бітуму в гасі шляхом розпилення ґрунтувального складу за допомогою пневматичної установки. Ґрунтування виконується на захватці смугами шириною 3м. Поверхня ґрунтується суцільним шаром без пропусків, витрата ґрунтовки повинна бути не більш 800 г на 1м² поверхні.

Рулонний покрівельний килим наклеюється одночасно в кілька шарів. Шари руберойду склеюються між собою мастикою. Цією ж мастикою килим приклеюється і до основи. Перед укладанням руберойд повинний бути очищений від насипок, перемотаний і витриманий у розкратаному виді. Очищення виконати за допомогою розчинника. Роботи з наклейки руберойду починають від карниза. Перший шар має ширину $\frac{1}{4}$ ширини рулону, другий – $\frac{2}{4}$ і третій – $\frac{3}{4}$ ширини рулону. Подальша наклейка виконується цілими рулонами.

Для захисту від старіння килим покривають шаром мастики товщиною 2 мм. На не охолонувшу мастику розсипають шар чистого гравію фракції 5-10мм, що утоплюється в мастику під дією власної маси. Захисне покриття варто виконувати захватками шириною 2 м. Рулонні матеріали подаються на покрівлю підйомником ТП-4.

6.4. Складування і запас матеріалів

Основні матеріали, що складуються на будівельному майданчику:

- руберойд в рулонах,
- плити полістирольні,
- керамзитовий гравій.

Ці матеріали завозяться на будівельний майданчик відповідно до заявки, як мінімум на одну робочу зміну.

Розвантаження і складування проводиться в районі складського майданчика, що є спланованою і ущільненою ділянкою.

6.5. Механізація покрівельних робіт

Будівельні машини й устаткування підібрані з урахуванням максимальної механізації робіт:

Таблиця 6.1

Калькуляція трудових витрат

№	Об'єкт	Найменування	Склад	Од.	Об'єм	П		Р		К а		Т а		
						7	8	9	10	11	12	13	14	
1	P20-39-1	Очищення основи від сміття	пок.2р-1	100м ²	5,41	-	0,41	5141	-	2,2	0,64	0,275	3-46	1-49
2	P8-52-1	Улаштування одного шару руберойду	ізоляцій н. 3р-1	100м ²	5,41	6,7	-	36,25	-	-	4-49	-	24-30	-
3	B21-11-1	Подача руберойду	маш. 6р-1 так.2р-1	100т	0,01	-	9	-	0,09	-	6-30	23-04	0-06	0-23
4		Розвантаження руберойду	маш. 4р-1 так.2р-1	100т	0,01	-	0,8	-	0,01	-	0-80	0-97	0-00,8	0-09
5	P8-30-2	Улаштування теплоізоляції	ізоляцій н. 3р-1	100м ²	5,41	18	-	97,38	-	-	12-06	-	65-25	-
6	B21-11-1	Подача утеплювача	маш. 6р-1 так.2р-1	100т	0,05	-	15	-	0,75	-	11-20	27-04	0-56	1-35
7		Розвантаження утеплювача	маш. 4р-1 так.2р-1	100т	0,05	-	1,8	-	0,09	-	1-62	1-90	0-08	0-09
8	P8-28-4	Улаштування гідроізоляції	ізоляцій н. 3р-1	100м ²	5,41	6,7	-	36,25	-	-	4-49	-	24-30	-
9	B21-11-1	Подача гідроізоляції	маш. 6р-1 так.2р-1	100т	0,01	-	9	-	0,09	-	6-30	23-04	0-06	0-23
10		Розвантаження гідроізоляції	маш. 4р-1 так.2р-1	100т	0,01	-	2,42	-	0,02	-	2-57	3-10	0-02,5	0-03,1

11	P8-30-1	Улаштування керамзитного шару	ізоляцій н.3р-1 2р-1	100м ²	5,41	5,7	-	30,84	-	3-81,7	20-65
12	B21-11-1	Подача керамзиту	маш. 4р-1 так.2р-1	100м ³	0,81	- 70,8	17,7 -	- 57,35	14,34 -	12-39 45-31	10-04 36-75
13		Прийом цементного розчину	бетон. 3р-1	100м ²	0,13	0,28	0,28	0,04	0,04	3-45	0-45
14	P8-27-1	Подача і Улаштування цементного	ізол.4р-1 3р-1	100м ²	5,41	21	-	113,6 1	-	15-64	84-61
15	P8-34-1	Грунтування розчином бітуму	пок.4р.	100м ²	5,41	4,1	-	22,18	-	2-62	14-17
16	P8-23-4 P8-23-5	Улаштування чотирьох шарів	пок.4р-1 3р-1	100м ²	21,64	4,8	-	103,8 7	-	3-58	77-47
17	B21-11-1	Подача руберойду	маш.6р-1 так.2р-1	100т	0,04	- 36	9 -	- 1,44	036 -	6-30 23-04	0-25 0-92
18		Розвантаження руберойду	маш.6р-1 так.2р-1	100т	0,04	- 1,65	0,8 -	- 0,07	0,032 -	0-80 0-97	0-03,2 0-04
19	P8-34-1	Улаштування захисного шару	пок.3р-1 2р-1	100м ²	5,41	6,3	-	34,08	-	4-28	23-15
20	B21-11-1	Подача гравію	маш.6р-1 так.2р-1	100т	0,08	- 70,8	17,7 -	- 5,66	1,42 -	12-39 45-31	0-99 3-65
21	P8-51-3	Улаштування прим. з покрівельної	ізол.3р-1	100м ²	0,27	0,1	-	0,027	-	0,07	0-02
										Σ	394 -81
										Σ*1,92	758-03

Розрахунок обсягів робіт для покрівлі з рулонних матеріалів

№ пп	Найменування робіт	Формула підрахунку	Ед изм.	В	При м.
1	2	3	4	5	6
1	Площа даху	$S = \frac{(a_1 \cdot e_1 \cdot k) + (a_2 \cdot e_2 \cdot k)}{100} =$ $= \frac{27,75 \cdot 12 \cdot 1,04 + 33,5 \cdot 6 \cdot 1,04}{100}$	100м ²	5,41	
2	Очищення підстави від сміття	$F = S$	100м ²	5,41	
3	Пристрій першого шару руберойду	$F = S$	100м ²	5,41	
4	Необхідна кількість руберойду	$N = f_n \cdot F = 111 \cdot 5,41$	100м ²	600,51	
5	Маса руберойду	$P = \gamma \cdot F = 1,7 \cdot 600,51$	кг	1020,8 7	
6	Улаштування теплоізоляції	$F = S$	100м ²	5,41	
7	Маса теплоізоляції	$v = h \cdot S = 0,1 \cdot 54,1$ $P = \gamma \cdot v = 100 \cdot 54,1$	м ³ кг	54,1 5410	
8	Пристрій гідроізоляції	$F = S$	100м ²	5,41	
9	Пристрій керамзитного шаруючи	$F = S$	100м ²	5,41	
10	Маса керамзиту	$v = 0,15 \cdot 54,1$ $P = \gamma \cdot v = 600 \cdot 81,15$	м ³ кг	81,15 48690	
11	Улаштування цементної стяжки	$F = S$	100м ²	5,41	
12	Обсяг розчину	$v = h \cdot S = 0,25 \cdot 54,1$	м ³	13,52	
13	Улаштування чотирьох шарів руберойду	$F = 5,41 \cdot 4$	100м ²	21,64	
14	Кількість руберойду	$N = 21,64 \cdot 111$	100м ²	2402,0 4	
15	Маса руберойду	$P = \gamma \cdot N = 1,7 \cdot 2402,04$	кг	4083,4 7	

16	Улаштування примикань	$F = S \cdot 0,05 = 5,41 \cdot 0,05$	100м^2	0,27	
17	Улаштування захисного шару	$F = S$	100м^2	5,41	
18	Маса гравію	$P = 1,5 \cdot 5,62$	кг	8,43	
19	Необхідна кількість гравію	$N = 5,41 \cdot 1,04$	100м^2	5,62	

- автогудроматор Д-640;
- розчинонасос СБ-7;
- підйомник ГП-4
- установка для сушіння основи;
- установка для очищення і перемотування руберойду СТІЛЬНИК-2;
- самохідна машина для наклейки руберойду.

Підрахунок ТЕП

1. Обсяг робіт

$$v^n = v^n = 541,48\text{м}^2$$

2. Загальна трудомісткість

$$Q^H = 68,42\text{чел.дн.} \quad Q^n = 62\text{чел.дн.}$$

4. Питома трудомісткість

$$q^H = \frac{Q^H}{v} = \frac{68,42}{541,48} = 0,126\text{чел.дн./м}^2 \quad q^n = \frac{Q^n}{v} = \frac{62}{541,48}\text{чел.дн./м}^2$$

4. Вироблення робітника за зміну

$$B^n = \frac{v}{Q^n} = \frac{541,48}{68,42} = 7,91\text{м}^2 / \text{чел.дн.} \quad B^n = \frac{v}{Q^n} = \frac{541,48}{62} = 8,73\text{м}^2 / \text{чел.дн.}$$

4. Продуктивність

$$П^H = 100\% \quad П^n = \frac{Q^H}{Q^n} \cdot 100\% = \frac{68,42}{62} = 110,33\%$$

6. Заробітна плата на весь обсяг робіт:

$$3^H = 3^n = \Sigma 3 \cdot k = 394,81 \cdot 1,92 = 758,03 \text{ грн.}$$

7. Заробітна плата робітника в зміну:

$$3_{\text{чел.дн.}}^H = \frac{3^H}{Q^H} = \frac{758,03}{68,42} = 11,07 \text{ грн./чел.дн.}$$

$$3_{\text{чел.дн.}}^n = \frac{3^n}{Q^n} = \frac{758,03}{62} = 12,23 \text{ грн./чел.дн.}$$

8. Заробітна плата на одиницю продукції:

$$3_{\text{м}^2}^H = \frac{3^H}{\nu} = \frac{758,03}{541,48} = 1,40 \text{ грн./ м}^2$$

$$3_{\text{м}^2}^n = \frac{3^n}{\nu} = \frac{758,03}{541,48} = 1,40 \text{ грн./ м}^2$$

9. Рівень механізації:

$$k_{\text{мех.}}^H = \frac{Q_{\text{техн.чел.дн}}^H}{Q^H} = \frac{9,13}{68,42} = 0,13$$

$$k_{\text{мех.}}^n = \frac{Q_{\text{техн.чел.дн}}^n}{Q^n} = \frac{9,52}{62} = 0,15.$$

7. ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

7.1. Визначення розмірів котлованів

Розміри котлованів визначаємо виходячи із загальних розмірів споруд в плані, глибини його закладки, крутизни укосів, а також прийнятих методів виконання основних виробничих процесів. При цьому важливо врахувати: схему зведення майбутньої споруди, обумовлену схему руху кранів і інших машин при монтажі збірних або зведенні монолітних споруд; схеми доставки і розкладки конструкцій в монтажній зоні, установки опалубки, лісів і підмостки.

Розміри котловану розраховуються по формулах:

$$B_n = a + b + 0.6;$$

$$L_n = C + b + 0.6;$$

де B_n, L_n – ширина і довжина котловану по нижній основі:

a – ширина будівлі в осях;

b – ширина подошви фундаменту;

C – довжина будівлі в осях.

Розміри котловану :

$$B_{n(1)} = 102 + 0,6 = 102,6 \text{ м},$$

$$B_{n(2)} = 228 + 0,6 = 228,6 \text{ м}.$$

$$B_{n(3)} = 144 + 0,6 = 144,6 \text{ м}.$$

Розміри поверху котлованів визначаємо виходячи з їх розмірів низом B_n, L_n , глибини виїмки H (1,5м) і прийнятих коефіцієнтів закладки укосу m для відповідних ґрунтів і глибин котлованів.

Відношення висоти укосу до його поглиблення:

$$H:V=1:0,75,$$

$$У=H \cdot 0,75=1,5 \cdot 0,75=1,125 \text{ м}.$$

Розміри котлованів поверху B_e визначаємо по наступних формулах:

$$B_{\epsilon}^1 = B_{\epsilon}^2 + 2 \cdot B, \quad B_{\epsilon}^2 = B_{\epsilon}^3 + 2B, \quad B_{\epsilon}^3 = B_{\epsilon}^4 + 2B.$$

Для котловану:

$$B_{\epsilon(1)}^1 = 102,6 + 1,125 + 1,125 = 104,85 \text{ м},$$

$$B_{\epsilon(1)}^2 = 228,6 + 1,125 + 1,125 = 230,85 \text{ м}.$$

$$B_{\epsilon(1)}^3 = 144,6 + 1,125 + 1,125 = 146,85 \text{ м}.$$

7.2. Підрахунок об'ємів об'ємів робіт

Уточнивши за приведеними вище формулами розміри котлованів, визначений об'єм ґрунту, який підлягає розробці.

Для котловану:

$$V_{K(1)} = (36 \cdot 2 \cdot 228 + 30 \cdot 144 + (102 + 228) \cdot 2 \cdot 20) = 339,4 \text{ м}^3.$$

Із загального об'єму котловану слід виділити об'єм робіт по тому, що зрізає рослинного шару, які роблять бульдозером, а також об'єм робіт по тому, що зрізає недобору, які залишають у дна котловану, що розробляється екскаватором, щоб не порушити цілісність і міцність ґрунту біля основи, на яку спирається споруда.

Об'єм зрізаного рослинного пласта можна визначити за формулою:

$$V_{cp} = V_{cp}^K + V_{cp}^P,$$

де $V_{\tilde{n}\delta}^K$ – об'єм того, що зрізає ґрунту в межах котловану, м³;

$V_{\tilde{n}\delta}^D$ – те ж, в межах робочої зони, м³.

Об'єм зрізаного ґрунту в межах котловану визначається за формулою:

$$V_{cp}^K = B_{\epsilon} \cdot L_{\epsilon} \cdot t_{cd},$$

де B_{ϵ} і L_{ϵ} – ширина і довжина котловану поверху, м;

t_{cd} – товщина шару, що зрізається, що, прийнята рівною 0,15 м.

Об'єм зрізаного ґрунту в межах робочої зони можна визначити за формулою:

$$V_{cp}^P = B^P \cdot l,$$

де B^p – ширина робочої зони на бермі котловану, необхідна для складування матеріалів, конструкцій і руху будівельних машин, прийнята рівною 10 м;

l – довжина робочої зони, м

Визначуваний об'єм того, що зрізає ґрунту в межах робочої зони і котловану :

$$V_{cp(1)}^K = 6,79 \text{ тис.м}^3;$$

Ущільнення ґрунту ґрунтоуплотнюючими машинами (бульдозером ДЗ–17) з плитами, що вільно падають, і на полку. Розраховують за формулою:

$$V_{mn} = L_n \cdot B_n \cdot 0,3$$

$$V_{mn} = 144 \cdot 228 \cdot 2 \cdot 0,3 = 19699,2 \text{ м}^3.$$

7.3. Формування комплектів машин і механізмів

Основним завданням організації проведення робіт є правильний вибір комплекту машин і пов'язання їх роботи в комплекті.

У кожному конкретному випадку комплект машин підбирається з розрахунку раціонального їх використання, яке забезпечує найбільш високі техніка – економічні показники робіт.

Вибір провідної машини залежить від умов проведення робіт, об'ємів робіт, дальності возки ґрунту, величини робочих оцінок.

Необхідні операції:

- зрізає рослинного пласта;
- розробка ґрунту екскаватором;
- ущільнення ґрунту

Екскаватор Е – 10011Д – зворотна лопата з гнучкою підвіскою.

Визначаємо змінну експлуатаційну продуктивність екскаватора за формулою:

$$P_{\text{э}} = 60 \cdot c \cdot g \cdot n_T \cdot K_e \cdot K_g, \text{ м}^3/\text{змін}$$

де 60 – показник переведення години у хвилини;

c – тривалість зміни в годиннику, 8;

g – геометрична місткість ковша, м³ (по паспорту екскаватора);

n_T – число циклів в 1 хвилину корисної роботи екскаватора;

K_e – коефіцієнт використання місткості ковша (відношення об'єму ґрунту в щільному тілі в ковші до геометричної місткості останнього);

K_s – коефіцієнт використання машини за часом (відношення корисної роботи машини до тривалості робочої сили), приймаємо рівним 0,6–0,8.

$$P_{\text{э}} = 60 \cdot c \cdot g \cdot n_T \cdot K_e \cdot K_s = 60 \cdot 8 \cdot 1,3 \cdot 1,02 \cdot 0,7 = 1028 \text{ м}^3 / \text{смен}$$

Тривалість механізованої розробки ґрунту визначаємо за формулою:

$$T = \frac{V}{P_H},$$

де V – об'єм ґрунту у м³,

$P_{\text{э}}$ – експлуатаційна продуктивність, м³/змін.

$$T = \frac{V}{P_{\text{э}}} = \frac{339,4}{1028} = 0,3 \text{ зміни } T = 1 \text{ зміну}$$

Трактор Т – 100 (марка бульдозера ДЗ – 17)

Визначення продуктивності робимо за формулою:

$$P_H = \frac{a \cdot c}{H_{M.в.}},$$

де a – одиниці об'єму, відповідно ЄНіР;

$H_{M.в.}$ – норма витрат машинного часу по ЄНіР, маш. година;

c – тривалість зміни, ч (8 годин).

$$P_H = \frac{a \cdot c}{H_{M.в.}} = \frac{1000 \cdot 8}{1,8} = 4444 \text{ м}^2 / \text{змін.}$$

Тривалість механізованої розробки ґрунту визначаємо за формулою:

$$T = \frac{V}{P_H},$$

де V – об'єм ґрунту м³,

P_H – нормативна продуктивність, м³/змін.

$$T = \frac{V}{P_H} = \frac{18327,6}{4444} = 4,1 \text{ зміни приймаємо 4 зміни.}$$

Розрахунок транспортних засобів для вивантаження ґрунту.

Для транспортування ґрунту на відстань зверху 0,5км в комплекті з екскаватором можуть бути використані з автотягачі, трактори з причепами і напівпричепами.

Кількість автотягачів N , необхідна для безперебійної роботи екскаватора визначається за формулою, :

$$N = \frac{P_{\text{э}}}{(G \cdot n \cdot T)} = \frac{1028}{(60 \cdot 1 \cdot 8)} = 2,14,$$

Таким чином, приймаємо 2 автотягачі.

де $P_{\text{э}}$ – експлуатаційна продуктивність екскаватора, м³/змін;

G – об'єм ґрунту, перевезеного автотягачем за один рейс, м³;

T – число годин роботи екскаватора в зміну;

n – число рейсів в годину, яка визначається по формулі, :

$$n = \frac{1}{t_p} = \frac{1}{\frac{2 \cdot l}{V_r + V_n} + t_n + t_{\text{раз}}} = \frac{1}{\frac{2 \cdot 20}{50 + 60} + 2 + 1,9} = 0,233 \Rightarrow 1,$$

де 1 – одну годину;

t_p – тривалість рейсу;

l – відстань від забою до місця розвантаження, км;

V_r, V_n – швидкість відповідно навантаженого і порожнього автосамоскидів, км/годину;

$t_n, t_{\text{раз}}$ – час вантаження і розвантаження з урахуванням маневрових операцій, ч.

Як транспортний засіб приймаємо автотягач Краз – 556Б, вантажопідйомністю 12т.

Таблиця 7.1

Зведення потреби в матеріально – технічних ресурсах

Машини, устаткування, інвентар	Число, шт.	Інструменти, пристосування	Число шт.
1. Екскаватор Э–10011Д (місткістю ковша 1м ³), обладнаний зворотною лопатою	1	Нівелір з рейкою Н – 10 Теодоліт ТТ – 2 Шнур завдовжки 45г Рулетка вимірвальна РЗ – 20 в закритому корпусі	1 1 2 1 1
2. Автотягач КраЗ – 256Б, вантажопідйомністю 12 т	2	Сокира Кувалда	1 1
4. Бульдозер ДЗ – 17 на базі трактора Т – 100	1	Ножівка ручна по дереву Лопата штикова Лопата совкова	1 1 2

7.4. Техніко–економічні показники

На підставі калькуляції трудових витрат і собівартості робіт визначаємо наступні техніко – економічні показники:

1. Загальний об'єм робіт по карті, м³: 321,34 м³
2. Тривалість робіт, зміни: 4,зміни
3. Трудомісткість робіт, чол-год.: 2.75 чол–год.
4. Вироблення на 1 машину в 1 зміну:

$$B = \frac{1}{q_e} = \frac{1}{0,01} = 100 \text{ м}^3$$

5. Трудомісткість розробки 1м³ ґрунту, чол. – днів.:

$$q_e = \frac{\sum Q}{V} = \frac{2.75}{321,34} = 0,01 \text{ люд. – днів.}$$

6. Зарплата за увесь об'єм робіт, грн.: 238 грн.
7. Заробітна плата 1 робітника в зміну, грн.:

$$З/П = \frac{3 \cdot 8,2}{\sum Q} = \frac{238 \cdot 8.2}{22} = 88.71 \text{ грн.}$$

8. Витрати машина змін, м.–зм.: 4.5 змін, м–змін.

Таблиця 6.2

Калькуляція витрат роботи, машинного часу, заробітної плати на монтаж колон і ферм

№ п/п	Наименов. работ	Объем работ		Обоснование	Норма времени в чел ч, и маш. ч.		Расценка, грн.		Затраты работы		Заработная плата, грн.		Состав звена (профессия и разряд)
		Ед. изм	К-во.		роб	маш.	роб	маш.	роб.	маш.	роб.	маш.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	Разрузка. колонн и ферм	тн	15	E 1-5	8,8	4,4	5,63	4,66	132	66	84,45	69,9	маш 4р-1 такел р-2
2	Подготовительные работы	тн	11,9	E 5-1-1	0,65	0,32	0,484	0,339	7,74	3,81	5,76	4,03	маш бр-1; монтаж 4р-1; Зр-1
3	Монтаж колонн	мт	10	E 5-1-9	5,29	1,058	4,28	1,12	52,9	10,58	42,8	11,2	маш бр-1; монтаж бр-1; Зр-1; 4р-2
4	Стяжка анкерных болтов с проектной позиц.	100 шт.	0,4	E 5-1-19	14,38	-	10,71	-	5,75	-	4,28	-	монтаж 4р-1; Зр-1;
5	Монтаж связей	шт	4	E 5-1-6	4,354	1,448	3,48	1,54	17,42	5,792	13,92	6,16	маш бр-1; монтаж 5р-1; 4р-1; Зр-1
6	Монтаж ферм	шт	5	E 5-1-6	5,244	1,732	4,195	1,836	26,22	8,66	20,975	9,18	маш бр-1; монтаж 5р-1; 4р-1; Зр-1
7	Монтаж связей по фермам	шт	8	E 5-1-6	8,068	2,686	6,45	2,848	64,54	21,488	51,6	22,784	маш бр-1; монтаж 5р-1; 4р-1; Зр-1
8	Монтаж прогонов	тн	2,688	E 5-1-6	2,6	0,859	2,08	0,911	6,99	2,31	5,59	2,45	маш бр-1; монтаж 5р-1; 4р-1; Зр-1
9	Монтаж профнастила	тн	0,902	E 5-1-11	1,85	0,62	1,38	0,657	1,67	0,56	1,24	0,59	Монтаж бр-1; ел.зе 5р-1; монтаж 4р-1; Зр-1.

Всего: 315,23 119,2 230,6 126,29