

Міністерство освіти і науки України
Запорізька державна інженерна академія

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ
до виконання курсової роботи
з дисципліни

“Основи проектної справи”

для студентів фахів
“Промислове та цивільне будівництво”
“Міське будівництво та господарство”

Методичні вказівки до виконання курсової роботи з дисципліни “Основи проектної справи” для студентів фахів “Промислове та цивільне будівництво”, “Міське будівництво та господарство” / Укл.: В.В. Шкода, С.О. Захарова. - Запоріжжя: Видавництво ЗДІА, 2001. – 55 с.

У вказівках містяться основні правила виконання і склад будівельних креслень каркасу будівель. Розглянуто порядок визначення всіх навантажень, які діють на поперечну раму каркасу. Приведено методику статичного розрахунку рам на дію можливих навантажень. Праця містить також нормативний та довідковий матеріал з розглянутих питань, приклад розрахунку.

Укладачі: *В.В. Шкода, доцент,
С.О. Захарова, асистент*

Відповідальний за випуск: – *зав. кафедри БК,
к.т.н., доц. В.А. Банах*

І. ЗМІСТ КУРСОВОЇ РОБОТИ ТА ОСНОВНІ ВКАЗІВКИ ПО ЇЇ ВИКОНАННЮ.

Завдання на виконання курсової роботи вміщує наступні дані: загальні розміри будівлі, крок колон у поперечному та поздовжньому напрямках, матеріал конструкцій, розміри верхньої та нижньої частини колони, район будівництва, вагтажонідоємність кранів та інше.

Графічна частина курсової роботи складається із двох листів формату А2. На першому листі розташовують наступні креслення:

1. **Схеми розташування** монтажних елементів каркаса (**М 1:100, 1:200**);

2. **Розрізи** по конструкціям каркаса у поздовжньому та поперечному напрямках (у тому ж масштабі, що і схема розташування);

3. **Вузол з'єднання** ригеля та колони каркаса з необхідними видами та розрізами (**М 1:10, 1:20**);

4. а) **відомість елементів**, які замаркіровано на схемі, якщо конструкції каркаса виконано із металу;

б) **специфікація до схеми розташування**, якщо конструкції каркаса виконано із залізобетону.

На другому листі графічної частини розташовують:

1. **Розрахункову схему** поперечної рами каркаса будівлі;

2. **Схеми завантаження** поперечної рами постійними, сніговими, вітровими та крановими навантаженнями.

3. **Епюри згинальних моментів** в елементах поперечної рами від дії вищевказаних навантажень.

4. **Таблицю чисельних значень зусиль**, які діють на раму.

Розрахункову частину оформлюють у вигляді **розрахунково-пояснювальної записки**. При цьому необхідно виконувати наступні правила: текст повинен бути коротким, вміщувати необхідні ескізи, які виконуються олівцем. Аркуші пояснювальної записки повинні бути пронумеровані.

2. КРЕСЛЕННЯ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ.

Робочі креслення необхідні для виконання всіх будівельно-монтажних робіт по запроектованому об'єкту. Тому при розробці робочих креслень проводять уточнення і деталізацію проектних рішень у тій ступені, у якій необхідно виконання будівельно-монтажних робіт.

2.1. Загальні правила виконання будівельних креслень.

При виконанні будівельних креслень і розробці другої проектно-конструкторської документації для будівництва слід керуватися стандартами **ЄСКД** (Єдина система конструкторської документації), відповідними будівельними нормами і правилами (**СНиП і СН**), **інструкціями і вказівками** відповідних відомств України.

В будівельних кресленнях приймаються масштаби зменшення. У таблиці 1 приведено рекомендовані масштаби для будівельних креслень (ГОСТ 2.302-68).

Масштаби зображення

Таблиця 1

Масштаби зменшення	1:2; 1:2,5; 1:4; 1:5; 1:10; 1:15; 1:20; 1:25; 1:40; 1:50; 1:75; 1:100; 1:200; 1:400; 1:500; 1:800; 1:1000
--------------------	--

У залежності від складності будівель, споруд, конструкцій і виду креслення за таблицею 1 приймаються мінімальні масштаби зображення таким чином, щоб креслення були компактними, але достатньо чіткими і зручними для використання і розмноження сучасними засібами.

У відповідності з СН 460-74, розділ 1, п.6.22 на будівельних кресленнях масштаб не проставляють, за винятком креслень виробів і випадків, які передбачено в СН 460-74.

При виконанні всі графічні елементи креслення обводяться **лініями** відповідного призначення. Цим досягається виразність креслення, полегшується його читання і додаються йому визначені естетичні якості.

ГОСТ 2.303.68 встановлює найменування, накреслення, товщину і основні призначення ліній. У залежності від величини та складності зображення, а також від формату креслення товщина суцільної основної лінії приймається від **0,6** до **1,5** мм і повинна бути однаковою для усіх зображень на данному кресленні.

При виконанні будівельних креслень прийнято наступні умовності: виділяються суцільною основною лінією зображення елементів об'єкту (конструкції, виробу і т.п.), які є основними, головними на данному кресленні. Видимі контури допоміжних елементів при цьому обводяться суцільною тонкою лінією. При кресленні розрізів лінії видимих контурів об'єкту, що знаходяться за січною площиною, допускається виконувати тонкою суцільною лінією.

Надписи: найменування будівлі, споруди, об'єкта, конструкції, будівельного елемента, найменування вида, розріза, переріза, розмірні числа, заповнення основних надписів і додаткових граф і т.п.- являються необхідною складовою частиною креслення.

Якщо на листі розташовано одне зображення або група зображень із загальними назвами, то його назва приводиться тільки у основному надписі (штампі).

При розташуванні декількох креслень на одному форматі кожному з них дається самостійне найменування: **план, схема, розріз, вид, фасад** і т.п. Найменування креслень розташовується над ними із мінімальним розривом.

Найменування зображень і заголовків, текстових вказівок **слід підкреслювати построчно суцільною лінією.**

Заголовки таблиць і специфікацій, які розміщуються на листі креслення, розташовуються над ними і **не підкреслюються.**

Розмір шрифту найменування зображень та заголовків таблиць і специфікацій повинен бути **в два рази більше розміру цифр** розмірних чисел, які застосовано на цьому кресленні.

Текст на полі креслення, таблиці, надписи із позначенням зображення, а також надписи, які розміщуються на зображенні, як правило, розташовують паралельно основному надпису (штампу) креслення. **При цьому текстова частина (технологічні вказівки, примітки, пояснення і т.п.), а також таблиці і специфікації розташовуються над основним надписом.** Допускається їх розташування у нижній частині формату під зображенням. Між текстовою частиною і основним надписом не допускається розміщення зображення, таблиць і т. п. Слід залишати місце для внесення доповнень, змін і т.п., для чого мінімальна відстань від основного надпису до кінця текстової частини дорівнює **60 мм.**

Документ, який визначає склад елементу, вузла, конструкції, будинку або споруди, об'єкту, збірної одиниці і т.п. називають **специфікацією**. У специфікацію вносять складові частини, які входять в специфіціруему одиницю, а також конструкторські документи, які мають відношення до цієї одиниці.

Специфікація необхідна для виготовлення (монтажа, будівництва) специфіціруємої одиниці, комплектування конструкторських документів, планування виробництва і будівництва.

Специфікацію, також, як і технічні вимоги, слід розташовувати, як правило, **над основним надписом (штампом).**

Плани будівель і споруд розташовують, як правило, **довгою стороною уздовж горизонтальної сторони листа.** Зображення: види, розрізи, перерізи - на робочих кресленнях повинні відповідати вимогам **ГОСТ 2.305-68** і наступним вимогам: у робочих кресленнях основного комплекту напрямок погляду для розрізів приймають, як правило, за **планом знизу вгору та зправа наліво.**

Координаційні осі будівлі або споруди наносять на зображення **тонкими штрих - пунктирними лініями з довгими штрихами і позначають арабськими цифрами або прописними літерами російського алфавіту**, за винятком літер **З, Й, О, Х, Ъ, Ы, Ь** у кружках діаметром **6-12 мм**

Розмір шрифту для позначення **координаційних осей** повинен бути **більше розміру цифр** розмірних чисел, які застосовуються на тому ж кресленні, у **півтора – два рази.**

Цифрами позначають **координаційні осі** по стороні будинку або споруди з **більшою кількістю координаційних осей.**

Послідовність цифрових і літерових позначень **координаційних осей** приймають за **планом зліва направо та знизу вгору.**

Позначення координаційних осей, як правило, наносять **на лівому та нижньому боці** плану будівлі або споруди.

Маркою елемента, виробу, конструкції називають літеровий або літерово-цифровий шифр, який присвоєно цьому елементу, виробу, конструкції і який складає позначення типу.

на робочих кресленнях конструкцій і вузлів, на маркіровочних кресленнях і схемах – біля зображення маркіруємих елементів;
у специфікаціях – у відповідних графах;
у текстових вказівках – на кресленнях і в других документах.

Марки послідовно розташованих елементів конструкцій на схемах розташування допускається наносити тільки на кінцях ряда, якщо при цьому без затруднення читаються креслення.

При виконанні вузлів відповідне місце відмічають на виді, схемі, плані або розрізі замкнутою суцільною тонкою лінією, наприклад, колом або овалом, із вказівкою на полці лінії-виноски порядкового номера римською або арабською цифрою, або літерового позначення виносного елемента (рис.1, вузол 1).

Якщо вузол розташований на іншому листі основного комплекта робочих креслень, то під полкою лінії-виноски вказують номер листа, на якому знаходиться цей вузол (рис.1, вузол 3).

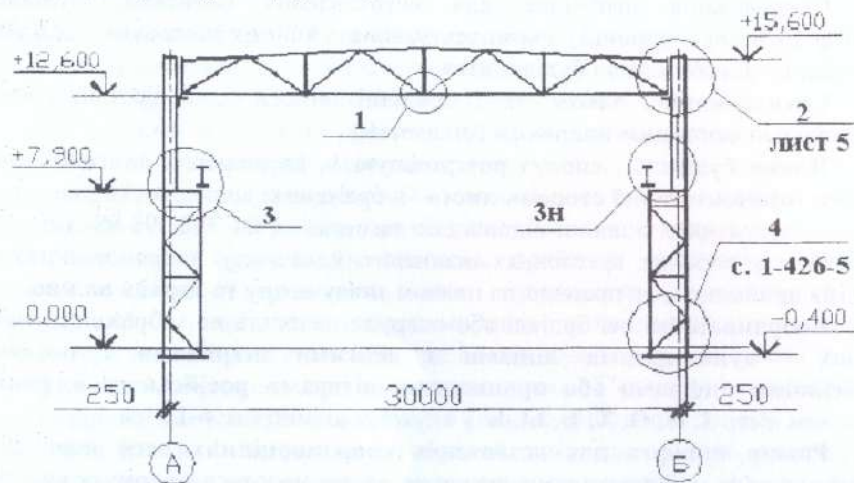



Рис.1. Поперечний розріз рами каркасу будівлі.

Нанесення розмірів на кресленнях виконують за **ГОСТ 2.307-68**, а також із урахуванням вимог **ГОСТ 21105-79**.

Розмірну лінію у місці перехрещування її з виносними лініями, лініями контура або осевими лініями обмежують засічками у вигляді основних ліній завдовжки **2 – 4 мм**, які проводяться під нахилом вправо під кутом **45°** до розмірної лінії. При цьому розмірні лінії повинні виступати за крайні виносні лінії на **1–3 мм** (рис.1).

Відмітки рівня (висоти, глибини) елементів конструкцій від умовного рівня “нульової відмітки” вказують у **метрах з трьома десятковими знаками після коми**, із знаком “+” вище рівня “нульової відмітки” і “-” – нижче.

На видах, розрізах і перерізах відмітки поміщують на виносних лініях або лініях контуру і позначають умовним знаком “” (рис.1), при цьому стрілку

виконують основними лініями завдовжки **2 - 4 мм**, які проводяться під кутом **45°** до виносної лінії (лінії контуру).

2.2. Креслення залізобетонних конструкцій.

При виконанні креслень залізобетонних конструкцій повинні виконуватися вказівки по загальним правилам графічного оформлення будівельних креслень і вказівкам даного розділу.

У таблиці 2 приведені умовні зображення елементів залізобетонних конструкцій, які на схемах виконують у масштабі креслення.

Умовні зображення елементів залізобетонних конструкцій

		Таблиця 2	
№ п/п	Найменування	Зображення	
		Для планів	Для розрізів
1	2	3	4
1	Колона: Без консолі		
	3 консолью		
	3 консолями		
2	Балка, прогон, розпірка		
3	Ферма		
4	Плита або панель ребриста		
5	Плита або панель плоска		

Елементом залізобетонних конструкцій присвоюють марки, які складаються із літерового позначення виду конструкції і порядкового номеру елемента. Рекомендовані позначки для маркіровки залізобетонних конструкцій приведено у табл. 3.

Літерові позначення елементів залізобетонних конструкцій.

Таблиця 3

Найменування елементів конструкцій	Позначення	Найменування елементів конструкцій	Позначення
Арки	А	Колони	К
Балки підкранові	БК	Оболонки	ОБ
Балки підкрокв'яні	БП	Панелі стінові	ПС
Балки крокв'яні	БС	Плити перекриття	П
Балки фундаментні	БФ	Ригелі	Р
Зв'язки вертикальні	ВС	Ферми підкрокв'яні	ФП
Зв'язки горизонтальні	ГС	Ферми крокв'яні	ФС

Масштаби для креслень залізобетонних конструкцій вибирають з таким розрахунком, щоб було забезпечено компактність зображення і зручне користування кресленнями. У таблиці 4 приведено рекомендовані масштаби для різних видів креслення.

Рекомендовані масштаби креслення залізобетонних конструкцій

Таблиця 4

Вид креслення	Масштаби
Схеми розташування	1:100; 1:200; 1:400; 1:500
Фрагменти схем розташування	1:50; 1:100
Вузли	1:5; 1:10; 1:20
Схеми армування	1:20; 1:50; 1:100

Із даних масштабів вибирають мінімальний.

Креслення, на якому показано у виді умовних або спрощених зображень елементи конструкцій і зв'язки між ними, становить собою **схему розташування** елементів збірних конструкцій.

На схемах розташування елементів збірних конструкцій вказують:

відстань між координаційними осями будівлі і між крайніми осями;

прив'язку осей конструкцій до координаційних осей, а при необхідності і до других елементів конструкцій будівлі;

марки елементів збірних конструкцій;

відмітки подошви фундаментів, верха колони, стиків, уступів колон та інших характерних рівнів елементів конструкцій;

зсилки на вузли.

Схеми складають на групу конструкцій, які пов'язані послідовністю монтажу.

Це можуть бути:

фундаменти;

фундаментні балки та інші підземні конструкції;

колони, зв'язки між колонами, підкранові балки;

ферми (балки) і зв'язки по покриттю;

плити покриття, міжповерхові перекриття і т.д.

Схеми розташування забезпечують необхідними розрізами і фрагментами.

Приклад оформлення креслення схеми розташування елементів залізобетонних конструкцій приведено на рис. 2.

До схем розташування виконують специфікацію, форму якої приведено у табл. 5.

Специфікація до схеми розташування

Таблиця 5

15 80	Марка	Позначення	Найменування	Кіль- кість	Маса кг	При- мітка	20 60 60 10 15 20		

У графах специфікації до схеми розташування вказують:

у графі "**Марка**" – марки або позиції елементів збірної конструкції за схемою розташування;

у графі "**Позначення**" – позначення робочих креслень типових виробів, де ці вироби детально розроблені; якщо ці вироби являються не типовими, то вказують позначення основного комплексу робочих креслень і номери листів, на яких вони розроблені;

у графі "**Найменування**" – найменування елементів збірних конструкцій, які вказано у робочих кресленнях типових виробів або марку, яку присвоєно у робочих кресленнях цьому елементу;

у графі "**Кількість**" – кількість елементів збірних конструкцій за схемою розташування;

у графі "**Маса, кг**" – масу одного елемента збірної конструкції;

у графі "**Примітка**" – додаткові дані, які необхідно вказати для цих елементів.

Приклад заповнення специфікації до схеми розташування збірних елементів, яку приведено на рис.2 дивитись у табл. 6.

Схема розташування колон, підкранових балок, зв'язків

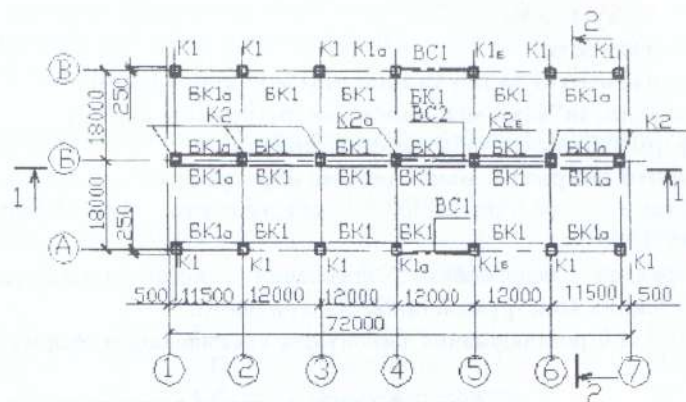
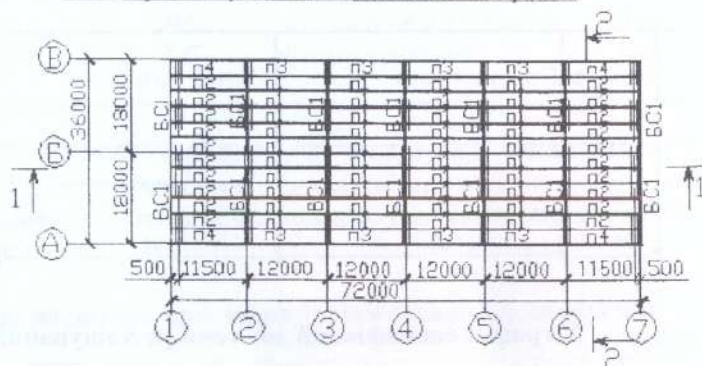
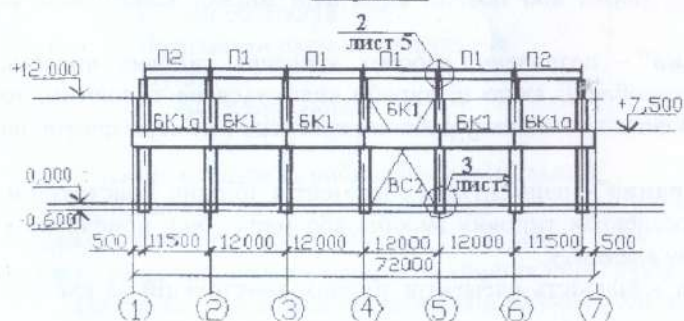


Схема розташування балок і плит покриття



Розріз 1-1



Розріз 2-2

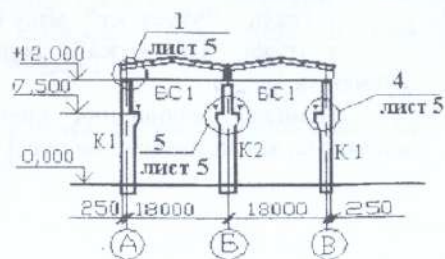


Рис. 2. Схеми розташування елементів залізобетонних конструкцій.

2.3. Креслення металевих конструкцій.

При виконанні креслень металевих конструкцій необхідно керуватися вказівками по загальним правилам графічного оформлення будівельних креслень і даного розділа.

У таблиці 7 приведено умовні зображення елементів металевих конструкцій, які на схемах виконують у масштабі креслення. Елементи металевих конструкцій позначаються на кресленнях **марками**. Умовні позначення марок основних елементів металевих конструкцій складають із прописних літер, які визначають вид конструкції, і цифр, які визначають порядковий номер елемента. Елементи однакового перерізу позначають однією маркою. Одну марку присвоюють цим елементам і в тому випадку, якщо вони мають різну довжину, але близькі по значенню розрахункові зусилля. Типові вироби позначають марками, які взято з відповідних стандартів, креслень типових виробів і каталогів.

Якщо елементи мають різний переріз, то їм присвоюють різні марки. Допускається окремі частини (деталі) у межах якоїсь конструкції маркірувати строчними літерами. Наприклад, кроквяна ферма марки **ФС 1** складається із окремих стержнів, які маркуються строчними літерами "а - е".

Умовні позначення марок найбільш розповсюджених елементів металевих конструкцій приведено у табл.8.

Специфікація до схеми розташування

Таблиця 6

Марка	Позначення	Найменування	Кільк.	Маса, кг	Примітка
1	2	3	4	5	6
		Колони			
К 1	КЭ-01-49, вип.1	КП1 - 7	10	6210	
К 1а	КЭ-01-49, вип.1	КП1 - 11	2	6300	
К 1б	КЭ-01-49, вип.1	КП1 - 12	2	6300	
К 2а	КЭ-01-49, вип.3	КП1 - 3 - 02	1	8350	
К 2б	КЭ-01-49, вип.3	КП1 - 3 - 03	1	8350	
	Балки	підкранові			
БК 1	КЭ-01-50, вип.1	БКНА 12-1	16	10300	
БК 1а	КЭ-01-50, вип.1	БКНА 12-1а	8	10300	
	Балки	кроквяні			
БС 1	489-2-КЖИ-7	Б 18-4	14	12100	
	Плити	покриття			
П1	1.141-1, вип.1	ПР12х3-А	40	3400	
П2	1.141-1, вип.1	ПР12х3-Б	20	3430	

1	2	3	4	5	6
П 3	1.141-1, вип.1	ПР-12х3-В	8	3430	
П 4	1.141-1, вип.1	ПР-12х3-Г	4	3450	
	Зв'язки вертикальні				
ВС 1	КЭ-01-49вип.1	СВ 2	2	360	
ВС 2	КЭ-01-49, вип.1	СВ 3	1	420	

Умовні зображення елементів металевих конструкцій

Таблиця 7

№ п/п	Найменування	Зображення	
		Для планів	Для розрізів
1	2	3	4
1	Колона суцільного перерізу		
2	Колона наскрізного перерізу		
3	Балка, прогон, розп'їрка		
4	Ферма		
5	Зв'язки вертикальні		
6	Зв'язки горизонтальні		

Літерові позначення елементів металевих конструкцій

Таблиця 8

Найменування елементів конструкцій	Позначення	Найменування елементів конструкцій	Позначення
Балки /окрім обумовлених нижче/	Б	Прогони	П
Балки підкранові	БК	Розп'їрки	Р
Балки підкрюкв'яні	БП	Зв'язки вертикальні	СВ
Балки робочих майданчиків	БР	Зв'язки горизонтальні	СГ
Балки крокв'яні	БС	Зв'язки по колонам	СК
Колони	К	Ферми підкрюкв'яні	ФП
		Ферми крокв'яні	ФС

Масштаби креслень вибирають у залежності від складності конструкцій і будинку в цілому для того, щоб були забезпечені компактність зображення і зручність користування кресленням. У таблиці 9 приведено рекомендовані масштаби для різних видів креслень металевих конструкцій.

Рекомендовані масштаби креслень металевих конструкцій

Таблиця 9

Вид креслення	Масштаби
Схеми розташування елементів конструкцій	1:100; 1:200; 1:400
Елементи конструкцій	1:15; 1:20; 1:50
Вузли конструкцій	1:10; 1:15; 1:20; 1:25

Особливістю креслень металевих конструкцій є можливість двомасштабного зображення довгомірних конструкцій. На кресленнях поперечні розміри додержують у більшому масштабі, аніж поздовжні.

Схеми розташування елементів у металевих конструкціях виконують для усіх груп елементів, які пов'язані умовами і послідовністю виробництва будівельно-монтажних робіт (наприклад: колони, зв'язки по колонам, підкранові балки; ферми або бадки покриття, зв'язки покриття, прогони, панелі покриття тощо).

На схемах розташування вказують:

координатні осі будинку (споруди), **відстань між ними** і крайніми осями;

прив'язку поверхнів або осей елементів конструкцій до координатних осей або, у необхідних випадках, до других елементів конструкцій будівлі;

марки елементів конструкцій;

відмітки найбільш характерних рівнів елементів конструкцій;

зсилки на вузли.

Приклад оформлення креслення схеми розташування елементів металевих конструкцій із необхідними розрізами приведено на рис.3.

Схема розташування колон, підкранових балок, зв'язків

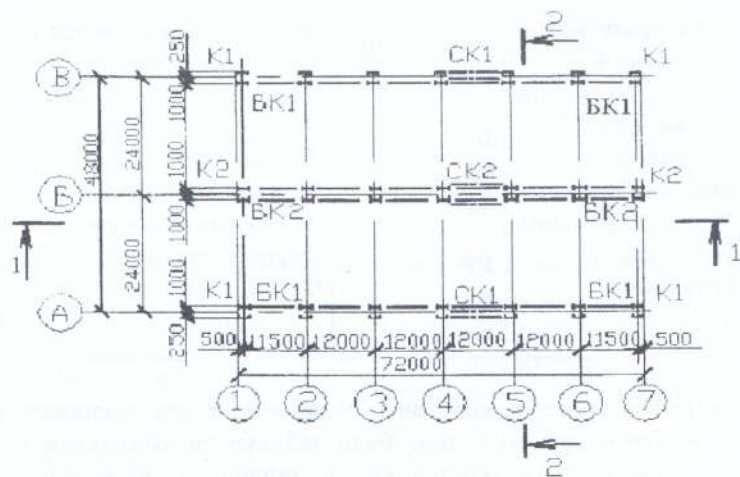
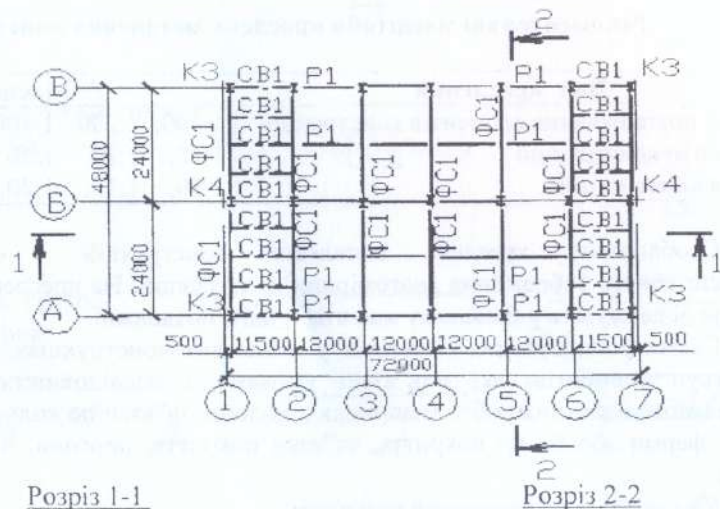


Схема розташування зв'язків по фермам



Розріз 1-1

Розріз 2-2

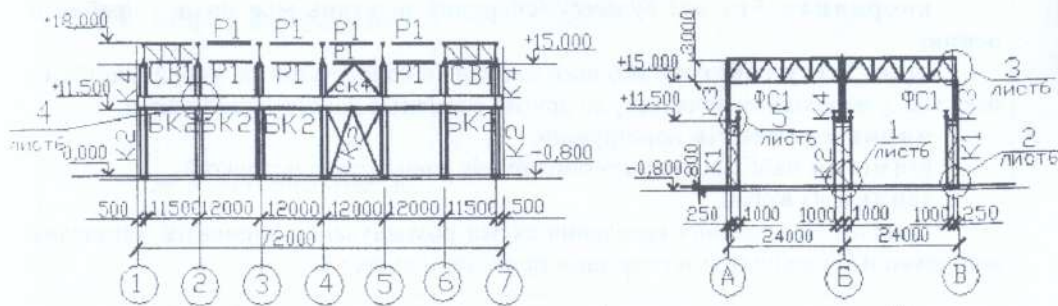


Рис. 3. Схеми розташування елементів металевих конструкцій.

На кресленнях, де приведено розташування і маркіровку елементів конструкцій, розміщують відомість елементів, форму якої приведено у табл.10.

Відомість елементів

Таблиця 10

МАРКА	ПЕРЕРІЗ			ОПОРНІ ЗУСИЛЛЯ			ГРУПА КОНСТР.	МАРКА МЕТАЛУ	ПРИМІТКА	
	ЕСКІЗ	ПОЗ.	СКЛАД	М кН	Q кН	N кН				
	15	35	10	25	15	15	15	10	20	25
185										

Рекомендовано наступний порядок заповнення:

- у графі "Марка" проставляють марку елемента за схемою;
 - у графі "Ескіз" креслиться переріз, тобто дається розташування профілів, які складають переріз, а також необхідні розміри;
 - у графі "Поз." вказують порядковий номер деталі;
 - у графі "Склад" перераховують по позиціям профілі, які складають переріз;
 - у графі "Група конструкцій" вказують номер групи з таблиці 50 СНиП II-23-81 "Стальные конструкции. Нормы проектирования";
 - у графі "Марка металу" проставляють марку металу для усього елемента або по позиціям, якщо марки металу деталей різні;
 - у графі "Примітка" вказують додаткові дані, якщо є така необхідність.
- Приклад заповнення відомості елементів для схем розташування, які приведено на рис. 3 показано у табл.11

Відомість елементів

Таблиця 11

МАРКА	ПЕРЕРІЗ			ОПОРНІ ЗУСИЛЛЯ			ГРУПА КОНСТР.	МАРКА МЕТАЛУ	ПРИМІТКА
	ЕСКІЗ	ПОЗ.	СКЛАД	М кН	Q кН	N кН			
K1		1 2 3	I 40ш1 Г 40 L 63x6	950		2100	III	C245	
K2		1 2	I 50ш1 L 63x6	1500		4000	III	C245	
K3			I 50ш1	400		800	III	C245	
K4		1 2	- 300x200 - 670x10	700		1000	III	C245	
BK1		1 2 3	I 100B1 Г 36 - 1300x8	4500	2300		I	C345	
BK2		1 2	I 100B1 - 2000x10	8000	6000		I	C345	

Продовження табл.11							
СК1		1/2	L 100x8 L 75x6	250	III	C245	
СК2		1/2	L 100x8 L 90x7	400	III	C245	
СК3		1/2	L 75x6 L 50x5	120	III	C245	
СК4		1/2	L 90x7 L 50x5	135	III	C245	
СВ1			L 75x6	90	III	C245	
Р1			C 24	90	III	C245	
ФС1	ПЕРЕРІЗ СЛАДНИЙ	ДИВ. ЛИСТ	КМ-5				

3. ВИБІР РОЗРАХУНКОВОЇ СХЕМИ ПОПЕРЕЧНИХ РАМ.

Просторова багатостержнева система каркаса виробничої будівлі, яка сприймає і передає на фундаменти усі навантаження і впливи, при заміні її розрахунковими схемами розподіляється на плоскі системи (поперечні рами і поздовжні конструкції). Наскрісні колони і ферми при розрахунку замінюються суцільними еквівалентної жорсткості. Такі значні спрощення суттєво не впливають на кінцеві результати розрахунків.

Вузлові з'єднання ригелів та колон, як правило, приймаються шарнірними.

3.1. Розрахункові схеми залізобетонних поперечних рам.

На рис.4 приведено конструктивну та розрахункову схему двопрольотної поперечної рами.

Конструктивні елементи у розрахунковій схемі рами замінюють геометричними осями, які проходять крізь центри ваги перерізів. Осі середніх колон у розрахунковій схемі збігаються з центрами ваги верхнього та нижнього перерізів колон. У крайніх колонах центри ваги перерізів верхньої та нижньої частини розташовано не на одній осі і тому колона має горизонтальний уступ, розмір якого дорівнює відстані між геометричними осями колон. Ось ригелю збігається з нижнім поясом ферми (балки).

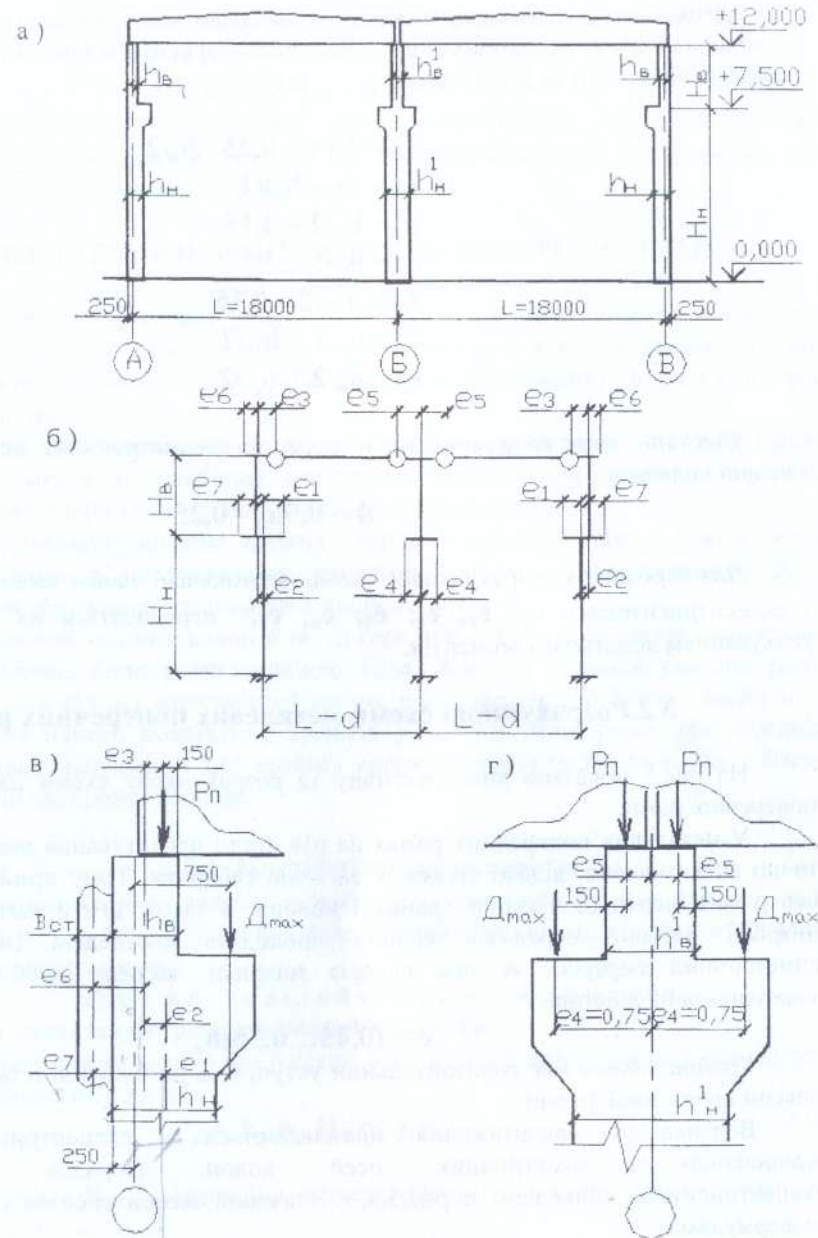


Рис. 4. Схеми рами: а – конструктивна; б – розрахункова; в – до визначення ексцентриситетів крайньої колони; г – те ж середньої колони.

Деякі вертикальні навантаження прикладаються з ексцентриситетом по відношенню до геометричних осей колон. Ексцентриситети показано на рис.4, в. Їх можна визначити за формулами:

$$\begin{aligned} e_1 &= 0,75 + 0,25 - h_n/2 \\ e_2 &= (h_n - h_b)/2 \\ e_3 &= h_n/2 - 0,15 \\ e_4 &= 0,75 \\ e_5 &= h_b^1/2 - 0,15 \\ e_6 &= h_n/2 + b_{ct}/2 \\ e_7 &= h_n/2 + b_{ct}/2 \end{aligned} \quad / 1 /$$

Відстань між координаційною оссю та геометричною оссю нижньої частини колони

$$d = 0,5h_n - 0,25 \quad / 2 /$$

Для спрощення розрахункової схеми вертикальні навантаження, які діють з ексцентриситетами $e_1; e_3; e_4; e_5; e_6; e_7$, переносяться на осі колон з урахуванням додаткових моментів.

3.2. Розрахункові схеми металевих поперечних рам.

На рис.5 показано конструктивну та розрахункову схеми двопрольотної поперечної рами.

У металевих поперечних рамах на цій стадії проектування перерізи колон точно не визначено, відомі тільки їх загальні габарити. Тому приймається, що центр ваги верхньої частини крайньої колони, а також центр ваги верхньої і нижньої частини середньої колони проходять посередині (вони мають симетричний переріз). А ось переріз нижньої частини крайньої колони знаходиться на відстані

$$e = (0,45 \dots 0,55)h_n \quad / 3 /$$

Крайня колона має горизонтальний уступ. Ось ригелю збігається з нижнім поясом крокв'яної ферми.

Вертикальні навантаження прикладаються з ексцентриситетом по відношенню до геометричних осей колон. Порядок визначення ексцентриситетів приведено на рис.5, в, г. Значення ексцентриситетів визначають за формулами:

$$\begin{aligned} e_1 &= 0,45h_n \\ e_2 &= h_n - 0,5h_b - e_1 \\ e_3 &= 0,45 - 0,5h_b \\ e_4 &= 0,5h_n^1 \\ e_5 &= 0,2 \end{aligned} \quad / 4 /$$

Відстань між координаційною оссю та геометричною оссю нижньої частини колони визначається за формулою:

$$d = 0,55h_n - 0,25 \quad / 5 /$$

Для спрощення розрахункової схеми вертикальні навантаження, які діють з ексцентриситетами $e_1; e_3; e_4; e_5$, переносяться на геометричні осі колон з урахуванням додаткових моментів.

4. ВИЗНАЧЕННЯ НАВАНТАЖЕНЬ НА ПОПЕРЕЧНУ РАМУ.

На поперечну раму цеху діють **постійні** навантаження – від маси огорожуючих і несучих конструкцій, **тимчасові** – технологічні (від мостових кранів, підвісного транспорту та іншого обладнання) та **атмосферні** (сніг, вітер).

Рама розраховується на кожне навантаження окремо. Це необхідно, оскільки розрахункові, найбільш небезпечні зусилля для окремих перерізів елементів рами одержують з різних комбінацій навантажень.

При однаковому крокові крайніх і середніх колон (6 або 12 м) у склад поперечної рами в поздовжньому напрямку входить блок шириною B , і навантаження збирається з відповідної ширини.

При крокові крайніх колон 6 м, а середніх – 12 м у розрахункову схему вводиться умовна **блок-рама** шириною 12 м. Жорсткість колон умовної рами представляється сумою жорсткостей колон, які включено до блоку. Знайдені у результаті статичного розрахунку зусилля у колонах блок-рами для середніх колон є розрахунковими, а для крайніх колон зменшуються удвічі, бо у блок-раму увійшли дві крайні колони.

4.1. Постійні навантаження.

До постійних навантажень відносяться навантаження від власної ваги колон, підкранових балок, ферм або балок, навантаження від елементів покрівлі та стінового огородження.

а) рами залізобетонних каркасів.

Схему навантаження рами розташовано на рис.6.

Постійне навантаження від власної ваги колон розраховують у залежності від їх геометричних розмірів

$$P_{кн} = b_n h_n H_n \rho_b \gamma_f \gamma_n \quad / 6 /$$

де $b_n; h_n; H_n$; – відповідно ширина, висота та довжина нижньої частини крайньої колони, м;

ρ_b – густина залізобетону, кн/м^3 ;

γ_f – коефіцієнт надійності за навантаженням, приймається за табл. додатку 1;

γ_n – коефіцієнт надійності за призначенням, для промислових будинків $\gamma_n = 0,95$.

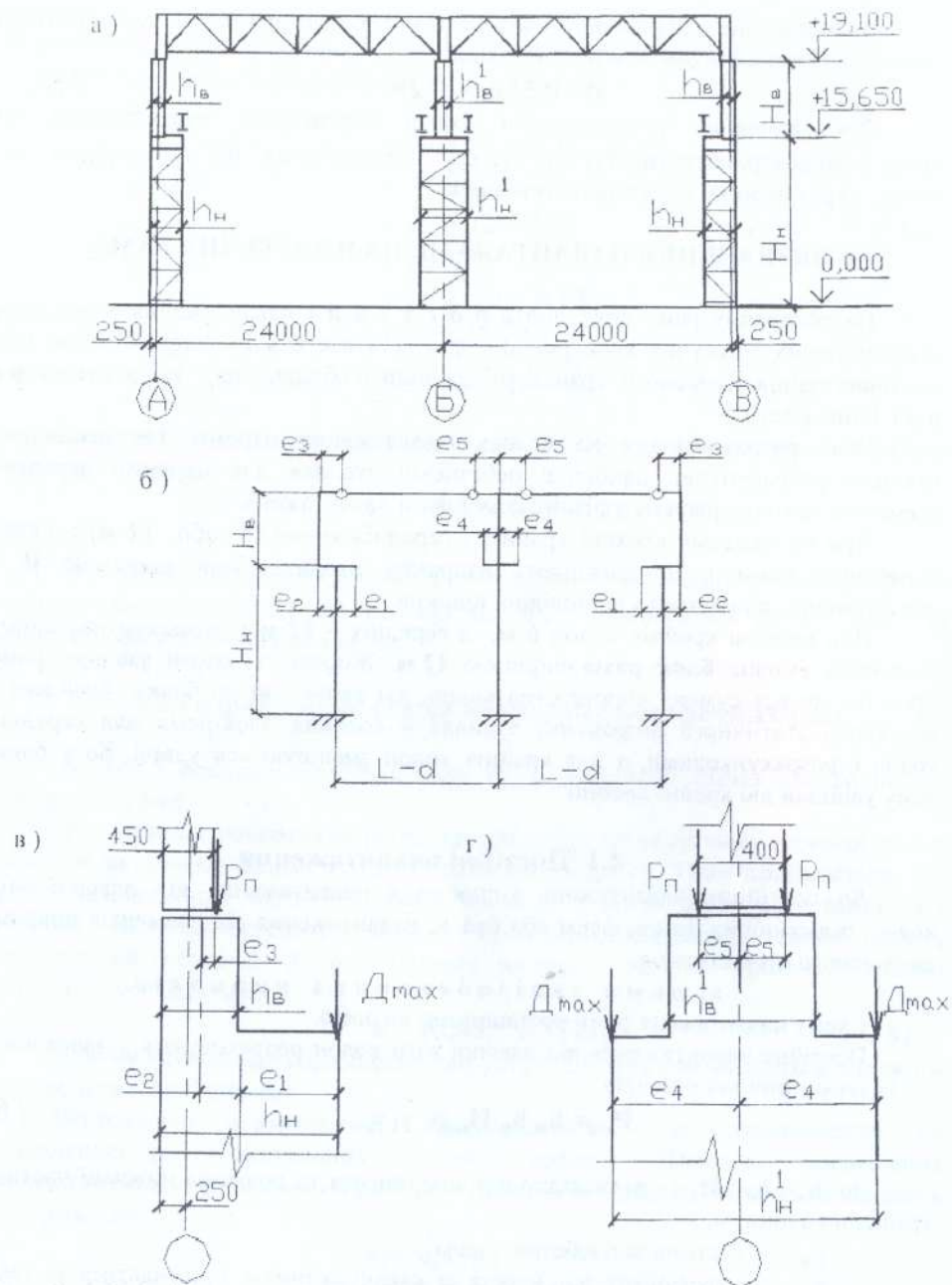


Рис.5. Схеми рами: а – конструктивна; б – розрахункова; в – до визначення ексцентриситетів крайньої колони; г - те ж середньої колони.

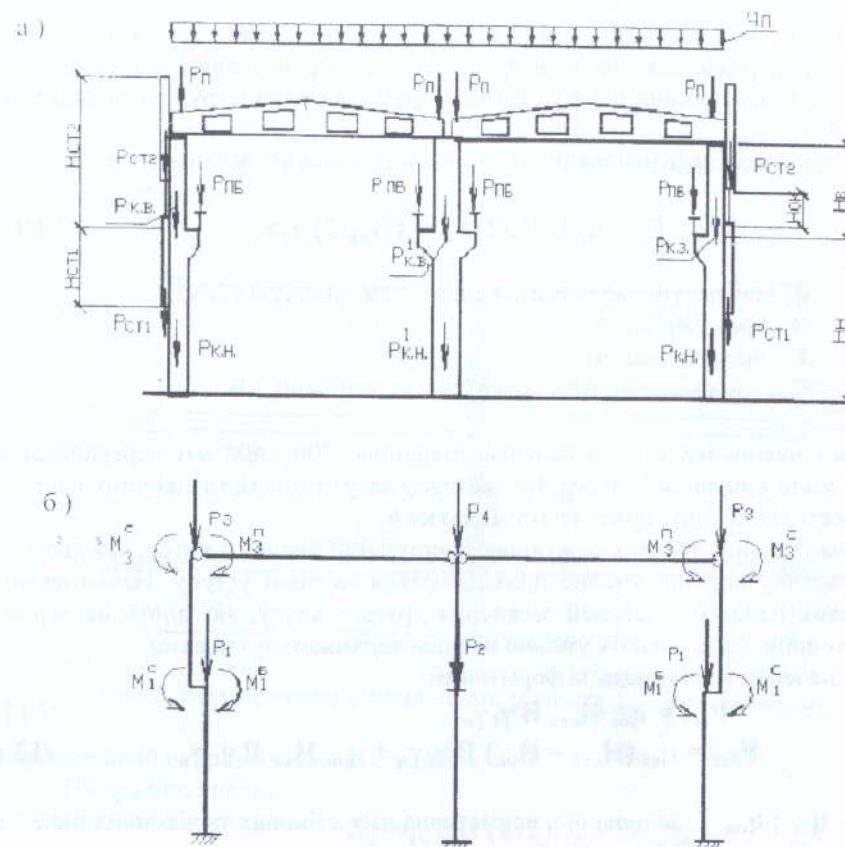


Рис.6. Завантаження залізобетонної рами постійними навантаженнями: а – конструктивна схема; б – розрахункова схема.

Аналогічно визначаються

$$P_{кн}^I = b_n^I h_n^I H_n \rho_b \gamma_f \gamma_n \quad /7/$$

$$P_{кв} = b_b h_b H_b \rho_b \gamma_f \gamma_n \quad /8/$$

$$P_{кв}^I = b_b^I h_b^I H_b \rho_b \gamma_f \gamma_n \quad /9/$$

Навантаження від маси покрівлі передається як вертикальний опорний тиск. Це навантаження розраховують за відповідною вантажною площиною.

Для початку, у залежності від типу покрівлі (див. додаток 2), визначається рівномірно розподілене навантаження на 1 м^2 покриття (у формі таблиці).

Значення навантаження і коефіцієнтів надійності за навантаженням для найбільш розповсюджених типів покрівлі приведено у додатку 3. При підрахунку навантаження товщину утеплювача слід приймати за додатком 4.

Постійне навантаження від власної ваги ригелю та підкрів'яних конструкцій передається на колону також як вертикальний опорний тиск. Нормативні навантаження від власної ваги крокв'яних конструкцій приведено у додатку 5.

Таким чином, вертикальний опорний тиск на колону від покриття

$$P_n = q_n B (L/2) \gamma_n + (G_{кк}/2) \gamma_f \gamma_n \quad / 10 /$$

де q_n - розрахункове навантаження на 1 м^2 покрівлі, кН/м^2 ;
 B - крок рам, м;
 L - прольот рам, м;
 $G_{кк}$ - нормативна вага крокв'яної конструкції, кН .

Маса навішених стін із панелей товщиною 200...400 мм передається на колони у місці опирання панелей. Нормативну вагу стінових та віконних панелей, у залежності від їх типу, приведено у додатку 6.

Навантаження від огорожуючих конструкцій першого ярусу, які діють на нижню частину колони, умовно прикладаються на рівні уступу. Навантаження від стінових панелей і панелей застосування другого ярусу, які діють на верхню частину колони, прикладають умовно на рівні верхнього вузла рами.

Їх значення визначають за формулами:

$$P_{ст1} = q_{ст} H_{ст1} B \gamma_f \gamma_n \quad / 11 /$$

$$P_{ст2} = q_{ст} (H_{ст2} - H_{ок}) B \gamma_f \gamma_n + q_{ок} H_{ок} B \gamma_f \gamma_n \quad / 12 /$$

де $q_{ст}$; $q_{ок}$ - відповідно, нормативна вага стінових та віконних панелей, кН/м^2 ; приймається за додатком 6.

Навантаження від підкранової балки і підкранового шляху визначається за формулою:

$$P_{пб} = (G_{пб} \gamma_f + q_{пш} B \gamma_f) \gamma_n \quad / 13 /$$

де $G_{пб}$ - нормативна вага підкранової балки, кН ; приймається за додатком 5;

$q_{пш}$ - нормативна вага 1 м підкранового шляху, приймається рівною 1,5 кН/мп ;

Значення навантажень, які приведено на рис.6 визначаємо за формулами:

$$\begin{aligned} P_1 &= P_{кн} + P_{пб} + P_{ст1} \\ P_2 &= P_{кн}^1 + 2 P_{пб} \\ P_3 &= P_n + P_{кв} + P_{ст2} \\ P_4 &= 2P_n + P_{кв}^1 \end{aligned} \quad / 14 /$$

Деякі навантаження прикладено з ексцентриситетами, тому додатково враховуються моменти:

$$M^b_1 = P_{пб} e_1$$

$$M^c_1 = P_{ст1} e_7$$

$$M^c_3 = P_n e_3$$

$$M^c_3 = P_{ст2} e_6$$

/ 15 /

Якщо крок крайніх колон 6 м, а середніх - 12 м маємо розрахункову блок-раму, яку приведено на рис.7.

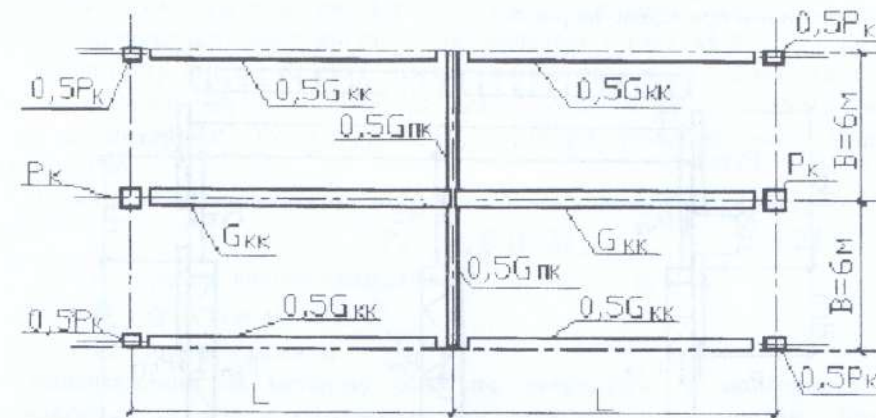


Рис.7. Завантаження умовної блок-рами постійними навантаженнями.

Вертикальний опорний тиск від покриття:

На крайню колону

$$P_n = q_n 2 B (L/2) \gamma_n + G_{кк} \gamma_f \gamma_n \quad / 16 /$$

На середню колону

$$P^1_n = q_n 2 B L \gamma_n + 2 G_{кк} \gamma_f \gamma_n + G_{пк} \gamma_f \gamma_n \quad / 17 /$$

Навантаження від огорожуючих конструкцій для блок-рами визначають за формулами /11/ і /12/, у яких замість B приймається $2B$.

Навантаження від підкранової балки і підкранового шляху для блок-рами:

на крайню колону:

$$P_{пб} = (2 G_{пб} \gamma_f + q_{пш} 2 B \gamma_f) \gamma_n \quad / 18 /$$

на середню колону

$$P^1_{пб} = (2 G^1_{пб} \gamma_f + 2 q_{пш} 2 B \gamma_f) \gamma_n \quad / 19 /$$

Де $G_{пб}$; $G^1_{пб}$ - відповідно, вага підкранових балок прольотом 6 і 12 м, кН . Значення навантажень, які приведено на рис. 6, для блок-рами визначаємо за формулами:

$$\begin{aligned} P_1 &= 2 P_{кн} + P_{пб} + P_{ст1} \\ P_2 &= P^1_{кн} + P^1_{пб} \\ P_3 &= P_n + 2 P_{кв} + P_{ст2} \\ P_4 &= P^1_n + P^1_{кв} \end{aligned} \quad / 20 /$$

Додаткові моменти визначаємо за формулами /15/, у які підставляємо відповідні зусилля, вираховані за формулами /20/.

б) рами металевих каркасів

Конструктивну систему і схему навантаження рами постійними навантаженнями приведено на рис.8.

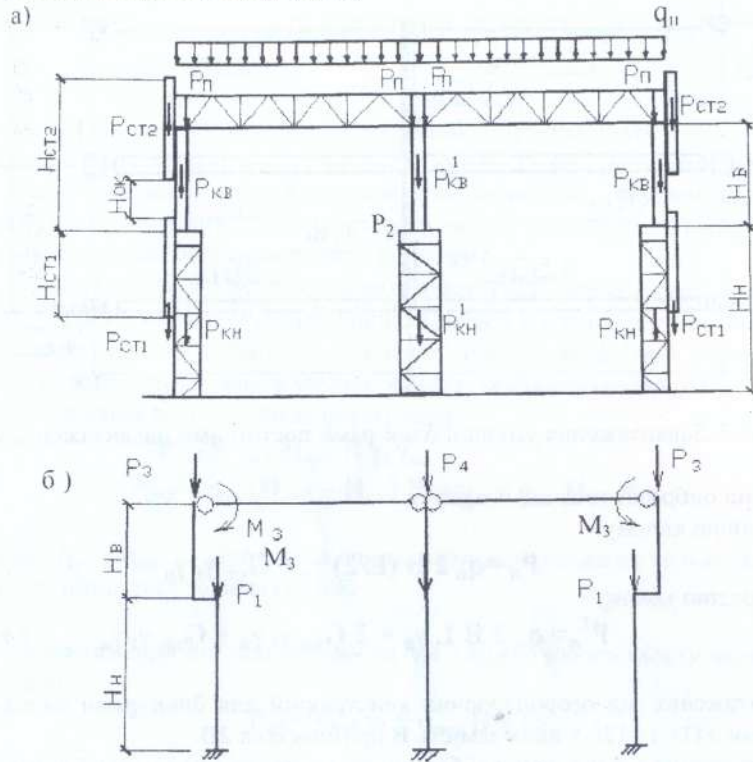


Рис.8. Завантаження металеві рами постійними навантаженнями:
а - конструктивна схема;
б - розрахункова схема.

Навантаження від власної ваги металевих колон визначається орієнтувально. Для верхньої частини $q_{kv} = 2...3$ кН/м, для нижньої частини $q_{kn} = 4...6$ кН/м. Менші значення q відносяться до крайніх колон, а більші – до середніх колон. У розрахунковій схемі (рис.8) навантаження від ваги нижньої частини колони прикладують на рівні уступа, а навантаження від ваги верхньої частини - на рівні верхнього вузла рами:

$$P_{kn} = q_{kn} H_n \gamma_f \gamma_n \quad / 21 /$$

$$P_{kv} = q_{kv} H_b \gamma_f \gamma_n \quad / 22 /$$

де H_n, H_b - відповідно, довжина нижньої і верхньої частини колони, м;

γ_f - коефіцієнт надійності за навантаженням, приймається за табл. додатку 1;

γ_n - коефіцієнт надійності будинку за призначенням, $\gamma_n = 0,95$.

Аналогічно визначається $P_{kv}^1; P_{kn}^1$.

У залежності від типу покрівлі (додаток 2), визначається рівномірно розподілене навантаження на $1m^2$ покриття. Значення навантаження для найбільш розповсюджених типів покриття приведено у додатку 3.

На відміну від розрахунку залізобетонних рам власна вага крокв'яних ферм зв'язків покриття розподіляється на $1m^2$ покриття, але, у зв'язку з тим, що на цій стадії проектування вага їх не визначається точно, вона задається орієнтувально.

Таким чином, вертикальний опорний тиск на колону від покриття

$$P_n = q_n B (L/2) \gamma_n \quad / 23 /$$

де q_n - розрахункове навантаження $1m^2$ покриття, кН/м²;

B - крок рам, м;

L - прольот рам, м.

Навантаження на металеву раму від огорожуючих конструкцій стін підраховується за тією ж методикою, що і для залізобетонних рам. Виняток становить лише тоді, коли для холодних будинків використовують сталеві хвилясті листи, які закріплюються до ригелів фахверку. У цьому випадку, нормативна вага стінового ярусу буде складатися з маси листів та ригелів фахверку:

$$P_{st1} = (q_{mn} + q_{rf}) H_{st1} B \gamma_f \gamma_n \quad / 24 /$$

$$P_{st2} = (q_{mn} + q_{rf}) (H_{st2} - H_{ok}) B \gamma_f \gamma_n + q_{ok} B H_{ok} \gamma_f \gamma_n \quad / 25 /$$

де q_{mn} - нормативна вага хвилястих листів, кН/м²; приймається за додатком 6;

q_{rf} - нормативна вага ригелів фахверку стін, кН/м²; приймається за додатком 6.

Таким чином, значення навантажень, які приведено на рис.8 визначаємо за формулами:

$$P_1 = P_{kn} + P_{st1}$$

$$P_2 = P_{kn}^1$$

$$P_3 = P_n + P_{kv} + P_{st2} \quad / 26 /$$

$$P_4 = 2P_n + P_{kv}^1$$

Ригель покриття опирається на колону з ексцентриситетом, тому необхідно урахувати додатково момент:

$$M_3 = P_n e_3 \quad / 27 /$$

4.2. Навантаження від снігу.

Снігове навантаження при розрахунку рами приймають рівномірно розподіленим уздовж ригелю. Нормативне навантаження на $1m^2$ горизонтальної проекції покрівлі обчислюють за формулою:

$$S_n = S_0 \mu \quad / 28 /$$

де S_0 - маса снігового покриву на 1 м^2 горизонтальної проекції, кН/м^2 ; приймається за даними додатку 7 залежно від району будівництва;

μ - коефіцієнт, який залежить від обрису покриття (для покрівлі без фанарю при куті нахилу $\alpha \leq 25^\circ$ $\mu = 1$).

Розрахункове значення снігового навантаження:

$$S = S_n \gamma_f \quad / 29 /$$

де γ_f - коефіцієнт надійності за навантаженням, визначається залежно від відношення нормативної ваги покриття до нормативної ваги снігового покриву q_n'' / S_n за табл. 12.

Коефіцієнт надійності за сніговим навантаженням

Таблиця 12

Відношення q_n''/S_n	$\geq 1,0$	0,8	0,6	0,4
Коефіцієнт γ_f	1,4	1,5	1,55	1,6

При переході до розрахункової схеми (рис.9) рівномірно розподілене навантаження по ригелю приводять до вузлового:

$$P_{сн} = S (L/2) B \gamma_n \quad / 30 /$$

Також необхідно урахувати додатково згинальний момент:

$$M_{сн} = P_{сн} e_3 \quad / 31 /$$

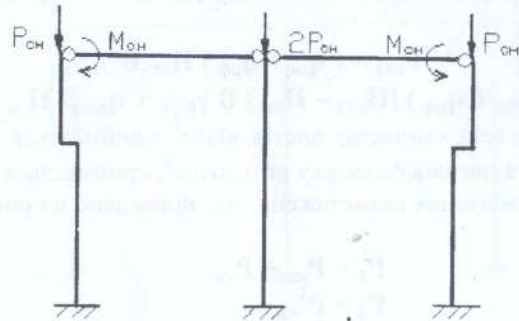


Рис.9. Схема завантаження рами від снігу.

4.3. Навантаження від вітру.

Навантаження від вітру на будівлі та споруди обчислюється як сума статичної і динамічної складових. Рами одноповерхових будівель розраховуються переважно на статичну складову вітрового навантаження і тільки однопрольотні рами висотою понад 36 м при відношенні висоти до

прольоту більше 1,5 повинні розраховуватися на суму статичної та динамічної складових.

Розрахункове значення статичної складової вітрового навантаження визначається за формулою:

$$q_i = w_0 k_i c_e B \gamma_f \gamma_n \quad / 32 /$$

w_0 - нормативний швидкісний напір тиску вітра, кН/м^2 ; приймається залежно від району будівництва, див. додаток 7;

k_i - коефіцієнт, що враховує зміну швидкісного напору вітру залежно від висоти та типу місцевості, приймається за табл. додатку 8;

c_e - аеродинамічний коефіцієнт для вертикальних навітряних поверхнів виробничих будинків $c_e = 0,8$ (активний тиск), для завітряних (відсос) - за табл. 13;

B - крок рам, м;

γ_f - коефіцієнт надійності вітрового навантаження, $\gamma_f = 1,4$.

Значення аеродинамічного коефіцієнту C_e, C_e^1

Таблиця 13

		C_e^1		
		H_0/L_0	0,5	1
B_0/L_0	< 1	0,4	0,5	0,6
	> 2	0,5	0,6	0,6

Схема зміни вітрового навантаження за висотою для однопрольотної будівлі показано на рис.10,а.

Для спрощення розрахунку у будівлях висотою понад 5 м вітрове навантаження на колону приймають еквівалентним рівномірно розподіленим по довжині колони (рис. 10, б).

Еквівалентне рівномірно розподілене навантаження на довжині колони можна визначити за умови рівності згинальних моментів у защемленій стійці від фактичної епюри вітрового тиску і від рівномірно розподіленого навантаження

$$q_{екв} = 2M/H^2 \quad / 33 /$$

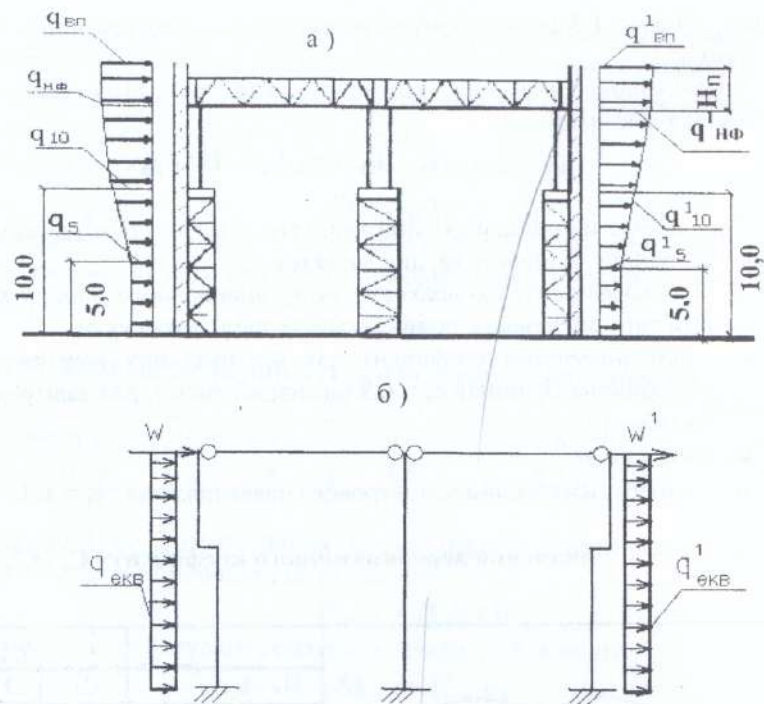


Рис. 10. Завантаження рами від вітру :
а - схема завантаження;
б - розрахункова схема.

Вітрове навантаження, яке діє на ділянці від низу ригеля до найбільш високої точки будівлі, замінюється зосередженою силою, яка прикладається на рівні низу ригелю рами. Величина цієї сили визначається за формулами (відповідно, для активного тиску і відсосу)

$$\begin{aligned} W &= (q_{нф} + q_{вп})/2 \cdot H_n \\ W &= (q_{нф}^1 + q_{вп}^1)/2 \cdot H_n \end{aligned} \quad / 34 /$$

Напрямок вітру може бути як у одну, так і в іншу сторону будівлі.

4.4. Навантаження від мостових кранів.

Однопрольотні рами розраховують як на вертикальне, так і на горизонтальне навантаження від двох зближених мостових кранів найбільшої вантажопідйомності.

Рама багатопролітних будівель на вертикальне навантаження розраховують від чотирьох кранів (по два у будь яких прольотах і не обов'язково сусідніх), що спричиняють найбільші зусилля в рамі. Горизонтальне

кранове навантаження приймається від двох кранів незалежно від кількості прольотів.

Вертикальний опорний тиск на раму від кранів обчислюється за лініями впливу при не вигідному для колон поздовжньому положенні коліс крана на підкранових балках. Одна зосереджена сила від колеса мосту встановлюється на опорі (ордината на опорі дорівнює одиниці), а інші розташовуються залежно від відстані між колесами крана (рис. 11).

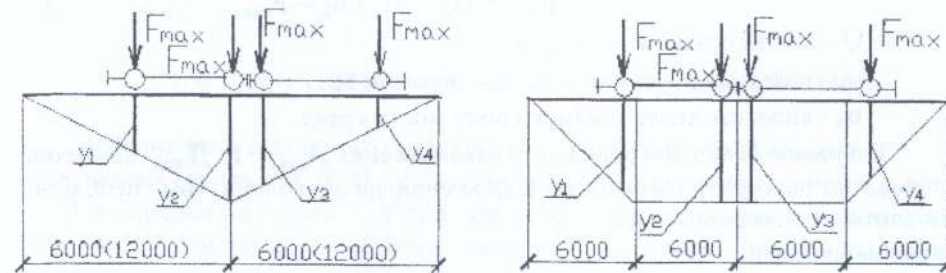


Рис. 11. Лінії впливу опорного тиску на колону від кранового навантаження:
а - для однакового кроку крайніх і середніх колон;
б - для блок-рами.

Розрахунковий тиск на колону, до якої наближено візок крана:

а) для залізобетонних рам

$$D_{max} = n_n \gamma_f \gamma_n \sum_{i=1}^n F_{i max} y_i \quad / 35 /$$

б) для металевих рам

$$D_{max} = n_n \gamma_f \gamma_n \sum_{i=1}^n F_{i max} y_i + G_{пб} B \gamma_f \gamma_n \quad / 36 /$$

На протилежну колону:

а) для залізобетонних рам

$$D_{min} = n_n \gamma_f \gamma_n \sum_{i=1}^n F_{i min} y_i \quad / 37 /$$

б) для металевих рам

$$D_{min} = n_n \gamma_f \gamma_n \sum_{i=1}^n F_{i min} y_i + G_{пб} B \gamma_f \gamma_n \quad / 38 /$$

Тут n_n - коефіцієнт поєднання, який приймається при урахуванні навантаження від двох кранів легкого і середнього режимів роботи -

$n_n = 0,85$, важкого - $n_n = 0,95$; при урахуванні навантаження від чотирьох кранів легкого і середнього режимів роботи - $n_n = 0,7$; важкого - $n_n = 0,8$; для одного крана - $n_n = 1,0$;

γ_f - коефіцієнт надійності щодо кранового навантаження, $\gamma_f = 1,1$;

F_{\max} - максимальний нормативний тиск колеса крана, кН; приймається за державним стандартом на крани, див. **додаток 9**.

$\sum_{i=1}^n y_i$ - сума ординат ліній впливу для опорного тиску на колону;

$G_{\text{пб}}$ - маса 1 м підкранової балки, приймається для кранів з вантажопідйомністю до 50 тс - 4...6 кН/м; більше 50 тс - 6...12 кН/м;

B - крок рам, м.

Найменший тиск колеса крану

$$F_{\min} = (Q + G_k) / n_k - F_{\max} \quad / 39 /$$

де Q - вантажопідйомність крана, кН;

G_k - маса крана з візком, кН; див. **додаток 8**;

n_k - кількість колес з одного боку мосту крана.

Підкранові балки, які передають навантаження D_{\max} і D_{\min} на колони, встановлено з ексцентриситетом по відношенню до осі колони, тому необхідно визначити додатково моменти.

У крайньої колони:

$$\begin{aligned} M_{\max} &= D_{\max} e_1 \\ M_{\min} &= D_{\min} e_1 \end{aligned} \quad / 40 /$$

У середньої колони:

$$\begin{aligned} M_{\max}^I &= D_{\max} e_4 \\ M_{\min}^I &= D_{\min} e_4 \end{aligned} \quad / 41 /$$

Схему завантаження рами вертикальним опорним тиском розташовано на рис. 12,а.

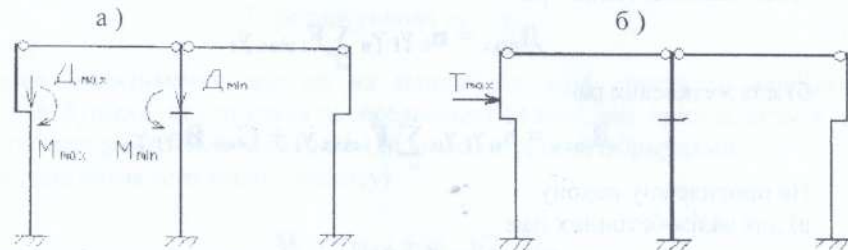


Рис. 12. Схема завантаження рами від мостових кранів:

а - вертикальним опорним тиском;

б - поперечним гальмуванням.

Максимальний опорний тиск від кранового навантаження може бути прикладено до одної або іншої колони прольоту. Це дає **чотири** окремі схеми завантаження рами **двопрольотної будівлі**. При кроці крайніх колон бм, а середніх 12м D_{\max} і D_{\min} для крайньої колони визначається за лінією впливу рис. 11,б, а для середньої - за лінією впливу рис. 11,а.

Горизонтальний тиск від сил поперечного гальмування візка крану вздовж кранового мосту може бути прикладено до будь якої колони і спрямовано **вправо або вліво** незалежно від положення кранового візка.

Розрахунковий тиск на колону:

$$T_{\max} = n_n \gamma_f \gamma_n \sum_{i=1}^n T_k y_i \quad / 42 /$$

де T_k - горизонтальний тиск одного колеса крана, кН;

$$T_k = f(Q + G_b) / n_k \quad / 43 /$$

G_b - маса візка крана, кН; див. **додаток 8**;

f - коефіцієнт тертя, який приймається для кранів з гнучким підвісом - **0,05**; з жорстким підвісом вантажа - **0,1**.

Силу T_{\max} прикладають до колони на рівні верхнього пояса підкранової балки (рис. 12,б).

5. СТАТИЧНИЙ РОЗРАХУНОК ПОПЕРЕЧНОЇ РАМИ.

Основна мета статичного розрахунку - визначення максимальних розрахункових зусиль (M , N , Q) у характерних перерізах колон і ригелю рами.

Для спрощення розрахунку просторову конструкцію каркаса поділяють на окремі плоскі системи. Поперечна рама є саме такою плоскою статично невизначеною системою.

Точний розрахунок жорстких поперечних рам з урахуванням пружних стержнів наскрізного ригелю досить трудомісткий. Тому у статичний розрахунок таких рам вводять деякі припущення, які суттєво спрощують обчислювання, мало впливаючи на кінцеві результати.

При розрахунку рам на горизонтальні навантаження, які прикладаються безпосередньо до колони, можна приймати ригель нескінченно жорстким ($I_r = \infty$).

Таке допущення дає змогу виконувати розрахунок рам методом переміщень. **Багатопрольотні рами розраховуються при однаковій висоті прольотів так, як і однопрольотні.** При шарнірному прикріпленні ригелю до колони у основній системі приймається, що рама не може зміщуватися, тобто вводиться додатковий зв'язок (рис. 13)

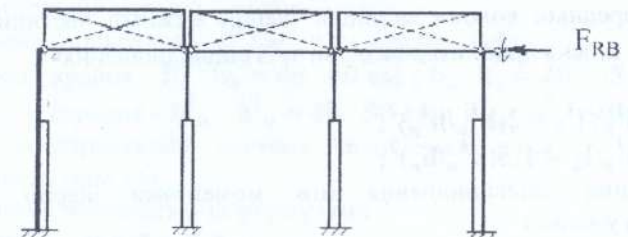


Рис. 13. До розрахунку багатопрольотних рам.

У наслідку рішення канонічного рівняння знаходиться **переміщення Δ** , яке однакове для всіх колон розрахункової рами. Моменти у завантажених колонах визначаються як сума моментів від навантаження у незміщуваній колоні і моментів у консолі, які виникають від зміщення.

Послідовність статичного розрахунку рами:

1. Скласти розрахункову схему (див. розділ 3) та визначити жорсткості елементів і їх співвідношення.

Ригель приймається нескінченно жорстким, тому необхідно визначити тільки моменти інерції перерізу колон.

Для залізобетонних рам, у яких перерізи колон відомі, моменти інерції визначаються за формулою

$$I_i = (b_i h_i^3) / 12 \quad / 44 /$$

де b_i, h_i – відповідно ширина і висота перерізу колони в м.

Для металевих рам, в яких перерізи колон на даній стадії невизначено, моменти інерції визначають орієнтувально через навантаження, які діють на раму.

Момент інерції нижньої частини крайньої колони

$$I_n = h_n^2 (N_A + 2D_{\max}) / (k_2 R_y) \quad / 45 /$$

де N_A – нормальна сила у колоні від сумарного постійного навантаження і снігу, кН;

h_n – висота перерізу нижньої частини колони, см;

k_2 – коефіцієнт, який залежить від кроку колон і висоти рами: при крокові колон 12 м і висоті 10...16 м $k_2 = 3,2$; для рам з кроком колон 6 м - $k_2 = 2,2...2,8$ (менші значення відносяться до більш високих цехів з легким крановим обладнанням і легкою покрівлею);

R_y – розрахунковий опір метала, приймається 23...27 кН/см².

Момент інерції верхньої частини колони можна визначити за формулою

$$I_v = I_n (h_v / h_n)^2 / k_1 \quad / 46 /$$

k_1 – коефіцієнт, який враховує фактичну нерівність площин перерізів верхньої та нижньої частини колони; $k_1 = 1,2...1,6$ (менші значення відповідають цехам з легким крановим навантаженням);

h_v – висота перерізу верхньої частини колони, см;

Для середньої колони моменти інерції нижньої частини I_n^1 та верхньої частини I_v^1 можна приблизно визначити із співвідношення

$$I_n^1 / I_v^1 = 2(h_n^1 / h_v^1)^2; \quad / 47 /$$

$$I_v^1 / I_n^1 = 1,5(h_n^1 / h_v^1)^2; \quad / 48 /$$

Звичайно співвідношення між моментами інерції елементів рами знаходяться у межах

$$I_n / I_v = 5...10; \quad I_n^1 / I_v^1 = 10...30; \quad I_v^1 / I_n^1 = 1,5...3 \quad / 49 /$$

2. Вибрати метод розрахунку та основну систему.

Для багатопрольотних рам однакової висоти прольотів краще користуватися методом переміщень. Тоді залежно від кількості прольотів при шарнірному з'єднанні ригелю з колоною, такі рами будуть один раз статично невизначені. Невідомим буде зміщення, однакове для усіх колон розрахункового блоку.

3. Для основної системи побудувати епюру M_0 від одиничного невідомого зміщення Δ і епюру M_p від заданого навантаження. При побудові епюр необхідно користуватися табл. додатку 10.

4. Скласти канонічне рівняння методу переміщень і знайти його коефіцієнти.

Рівняння має вигляд

$$r_{11} \Delta + r_{1p} = 0 \quad / 50 /$$

Вирішити рівняння відносно невідомого Δ

$$\Delta = - r_{1p} / r_{11} \quad / 51 /$$

5. Побудувати епюру згинальних моментів M , значення яких у характерних перерізах рами визначається за формулою

$$M = M_p + \Delta M_0 \quad / 52 /$$

6. Після цього можна побудувати епюри поперечних сил Q і поздовжніх сил N .

6. ПРИКЛАД РОЗРАХУНКУ.

Визначити навантаження на поперечну раму каркаса одноповерхової двопрольотної виробничої будівлі і виконати статичний розрахунок 1, 3, 5, 9 схем завантаження рами при наступних даних:

довжина будівлі – 72 м; ширина прольоту – 18 м;

крок крайніх колон – 12 м; крок середніх колон – 12 м;

кількість кранів – 4 шт., вантажопідйомність кранів – 16 тс;

район будівництва : сніговий – I ; вітровий – III ;

тип ригелю – 2 ; тип покрівлі – А ;

тепловий режим будинку – опалюваний ;

матеріал конструкцій каркаса – залізобетон ;

довжина колони : підкранова – 7,5 м ; надкранова – 4,5 м ;

перерізи колон : крайня – $b_n \cdot h_n = 40 \cdot 60$ см ; $b_v \cdot h_v = 40 \cdot 38$ см ;

середня – $b_n^1 \cdot h_n^1 = 40 \cdot 80$ см ; $b_v^1 \cdot h_v^1 = 40 \cdot 50$ см.

Розглянемо конструктивну систему поперечної рами з розкладкою стінового огородження (рис. 14).

Ексцентриситети визначаємо за формулами

$$e_1 = 0,75 + 0,25 - 0,6/2 = 0,7 \text{ м ;}$$

$$e_2 = 0,6/2 - 0,38/2 = 0,11 \text{ м ;}$$

$$e_3 = 0,38/2 - 0,15 = 0,04 \text{ м ;}$$

$$e_4 = 0,75 \text{ м ;}$$

$$e_5 = 0,5/2 - 0,15 = 0,1 \text{ м ;}$$

$$e_6 = 0,38/2 + 0,3/2 = 0,34 \text{ м ;}$$

$$e_7 = 0,6/2 + 0,3/2 = 0,45 \text{ м ;}$$

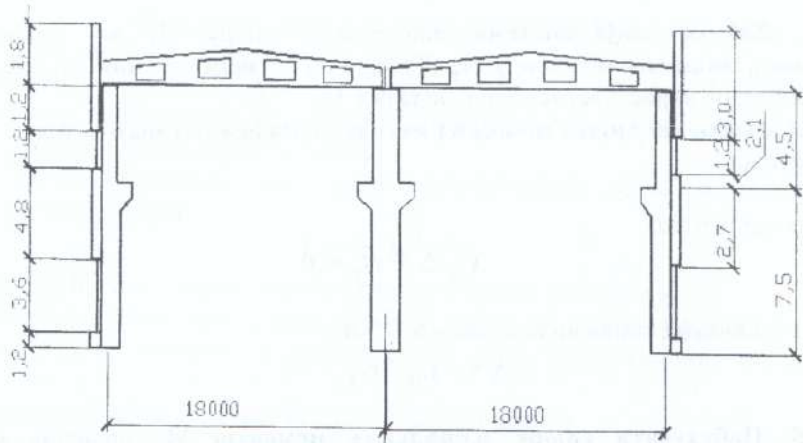


Рис. 14. Конструктивна система поперечної рами.

Розрахункову схему рами разом з визначеними ексцентриситетами приведено на рис. 15.

За формулою /2/ знаходимо параметр

$$d = 0,5 \cdot 0,6 - 0,25 = 0,05 \text{ м};$$

Після цього послідовно визначасмо навантаження, які діють на поперечну раму.

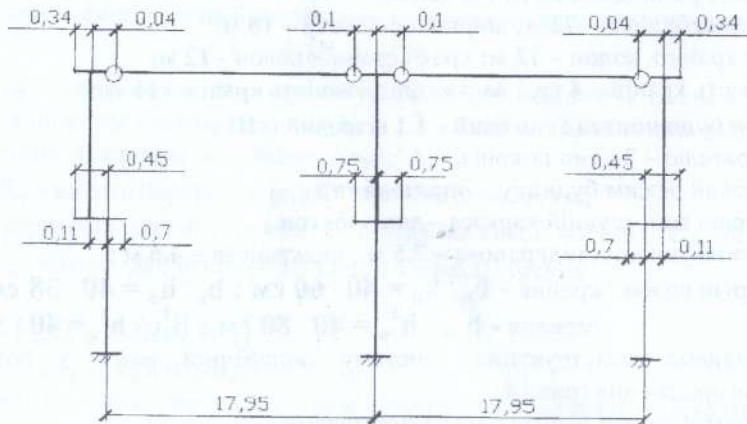


Рис. 15. Розрахункова схема залізобетонної рами.

а) ПОСТІЙНІ НАВАНТАЖЕННЯ

Навантаження на 1 м^2 покриття зведемо у табл. 14 (тип покриття А)

Постійні навантаження від покриття

Таблиця 14

Елементи конструкції	Нормативне кН/м ²	γ_f	Розрахунков. кН/м ²
Гравійний захист	0,3	1,3	0,39
Гідроізоляція	0,2	1,3	0,26
Цементна стяжка, $\delta = 20 \text{ мм}$	0,36	1,3	0,47
Утеплювач (пінобетон $\delta = 100 \text{ мм}$)	0,6	1,3	0,78
Пароізоляція	0,05	1,3	0,065
Залізобетонна плита	1,8	1,1	2,0

$$q_n^{\text{н}} = 3,31$$

$$q_n = 3,97$$

Навантаження від покриття:

$$P_n = q_n \cdot B \cdot (L/2) \cdot \gamma_n + (G_{\text{кк}}/2) \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 3,97 \cdot 12 \cdot (18/2) \cdot 0,95 + (121/2) \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 470,5 \text{ кН};$$

Навантаження від власної ваги колон:

$$P_{\text{кн}} = b_n \cdot h_n \cdot H_n \cdot \rho_b \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 0,4 \cdot 0,6 \cdot 7,5 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 47 \text{ кН};$$

$$P_{\text{кв}} = b_v \cdot h_v \cdot H_v \cdot \rho_b \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 0,4 \cdot 0,38 \cdot 4,5 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 17,9 \text{ кН};$$

$$P_{\text{кн}}^1 = b_{\text{кн}}^1 \cdot h_{\text{кн}}^1 \cdot H_n \cdot \rho_b \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 0,4 \cdot 0,8 \cdot 7,5 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 62,7 \text{ кН};$$

$$P_{\text{кв}}^1 = b_v^1 \cdot h_v^1 \cdot H_v \cdot \rho_b \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 0,4 \cdot 0,5 \cdot 4,5 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 23,5 \text{ кН};$$

Навантаження від стінового огородження:

$$P_{\text{ст1}} = q_{\text{ст}} \cdot H_{\text{ст1}} \cdot B \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 4,1 \cdot 2,7 \cdot 12 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 138,8 \text{ кН};$$

$$P_{\text{ст2}} = q_{\text{ст}} \cdot (H_{\text{ст2}} - H_{\text{ок}}) \cdot B \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n + q_{\text{ок}} \cdot H_{\text{ок}} \cdot B \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 4,1 \cdot (6,3 - 1,2) \cdot 12 \cdot 1,1 \cdot 0,95 + 0,5 \cdot 1,2 \cdot 12 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 269 \text{ кН};$$

Навантаження від підкранової балки і підкранового шляху

$$P_{\text{пб}} = (G_{\text{пб}} \cdot \gamma_f + q_{\text{пш}} \cdot B \cdot \gamma_f) \cdot \gamma_n = (103 \cdot 1,1 + 1,5 \cdot 12 \cdot 1,05) \cdot 0,95 = 125,6 \text{ кН};$$

Значення навантажень, які приведено на рис. 6:

$$P_1 = P_{\text{кн}} + P_{\text{пб}} + P_{\text{ст1}} = 47 + 125,6 + 138,8 = 311,4 \text{ кН};$$

$$P_2 = P_{\text{кн}}^1 + 2P_{\text{пб}} = 62,7 + 2 \cdot 125,6 = 313,9 \text{ кН};$$

$$P_3 = P_n + P_{\text{кв}} + P_{\text{ст2}} = 470,5 + 17,9 + 269,7 = 758,1 \text{ кН};$$

$$P_4 = 2P_n + P_{\text{кв}}^1 = 2 \cdot 470,5 + 23,5 = 964,5 \text{ кН};$$

Додаткові моменти

$$M_1^0 = P_{\text{пб}} \cdot e_1 = 125,6 \cdot 0,7 = 87,9 \text{ кНм};$$

$$M_{c1}^c = P_{cт1} e_7 = 138,8 \cdot 0,45 = 62,5 \text{ кНм};$$

$$M_{c3}^n = P_n e_3 = 470,5 \cdot 0,04 = 18,8 \text{ кНм};$$

$$M_{c3}^c = P_{cт2} e_6 = 269,7 \cdot 0,34 = 91,7 \text{ кНм};$$

б) НАВАНТАЖЕННЯ ВІД СНИГУ.

Вузлове навантаження на ригель

$$P_{сн} = S_0 \mu \gamma_f (L/2) B \gamma_n = 0,5 \cdot 1 \cdot 1,4 \cdot (18/2) \cdot 12 \cdot 0,95 = 71,8 \text{ кН};$$

де $S_0 = 0,5 \text{ кН/м}^2$ - для I снігового району;

$$\gamma_f = 1,4 - \text{при відношенні } q_n^H/S_0 = 3,31/0,5 = 6,6 > 1,0$$

Додатковий момент

$$M_{сн} = P_{сн} e_3 = 71,8 \cdot 0,04 = 2,9 \text{ кНм};$$

в) НАВАНТАЖЕННЯ ВІД ВІТРУ.

Аеродинамічний коефіцієнт для відсосу c_e^1 приймаємо за табл.13.

$$\text{При } H_0/L_0 = 13,8/36 = 0,38 < 0,5 \quad B_0/L_0 = 72/36 = 2,0$$

Коефіцієнт $c_e^1 = 0,5$.

Знаходимо значення коефіцієнта k_i на різних відмітках рівня рами при допомозі інтерполяції

$$\text{на відм. } 5,0 \text{ м} \quad k_5 = 0,5 \text{ (тип В);}$$

$$\text{на відм. } 10,0 \text{ м} \quad k_{10} = 0,65;$$

$$\text{на відм. } 12,0 \text{ м} \quad k_{12} = 0,69;$$

$$\text{на відм. } 13,8 \text{ м} \quad k_{13,8} = 0,726.$$

Активне вітрове навантаження знаходимо на різних відмітках

$$q_5 = w_0 k_5 c_e B \gamma_f \gamma_n = 0,38 \cdot 0,5 \cdot 0,8 \cdot 12 \cdot 1,4 \cdot 0,95 = 2,4 \text{ кН/м};$$

$$q_{10} = w_0 k_{10} c_e B \gamma_f \gamma_n = 0,38 \cdot 0,65 \cdot 0,8 \cdot 12 \cdot 1,4 \cdot 0,95 = 3,2 \text{ кН/м};$$

$$q_{нф} = w_0 k_{12} c_e B \gamma_f \gamma_n = 0,38 \cdot 0,69 \cdot 0,8 \cdot 12 \cdot 1,4 \cdot 0,95 = 3,3 \text{ кН/м};$$

$$q_{вп} = w_0 k_{13,8} c_e B \gamma_f \gamma_n = 0,38 \cdot 0,726 \cdot 0,8 \cdot 12 \cdot 1,4 \cdot 0,95 = 3,5 \text{ кН/м}.$$

Аналогічно знаходимо значення для завітреної сторони будинку (відсосу)

$$q_5^1 = w_0 k_5 c_e^1 B \gamma_f \gamma_n = 0,38 \cdot 0,5 \cdot 0,5 \cdot 12 \cdot 1,4 \cdot 0,95 = 1,5 \text{ кН/м};$$

$$q_{10}^1 = w_0 k_{10} c_e^1 B \gamma_f \gamma_n = 0,38 \cdot 0,65 \cdot 0,5 \cdot 12 \cdot 1,4 \cdot 0,95 = 2,0 \text{ кН/м};$$

$$q_{нф}^1 = w_0 k_{12} c_e^1 B \gamma_f \gamma_n = 0,38 \cdot 0,69 \cdot 0,5 \cdot 12 \cdot 1,4 \cdot 0,95 = 2,1 \text{ кН/м};$$

$$q_{вп}^1 = w_0 k_{13,8} c_e^1 B \gamma_f \gamma_n = 0,38 \cdot 0,726 \cdot 0,5 \cdot 12 \cdot 1,4 \cdot 0,95 = 2,2 \text{ кН/м};$$

Значення зосередженої сили для активного тиску

$$W = (q_{нф} + q_{вп}) H_n/2 = (3,3 + 3,5) \cdot 1,8/2 = 6,1 \text{ кН};$$

для відсосу

$$W^1 = (q_{нф}^1 + q_{вп}^1) H_n/2 = (2,1 + 2,2) \cdot 1,8/2 = 3,9 \text{ кН};$$

Для переходу на еквівалентне завантаження розглянемо на рис.16 консольну балку, на яку діє нерівномірне розподілене навантаження.

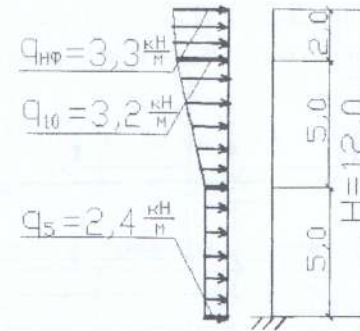


Рис.16. До визначення еквівалентного навантаження.

$$M_{\max} = q_5 H^2/2 + (q_{10} - q_5) (3H^2 - 175)/6 + (q_{нф} - q_{10}) (H^2 - 5H - 50)/3 = 2,4 \cdot 12^2/2 + (3,2 - 2,4) (3 \cdot 12^2 - 175)/6 + (3,3 - 3,2) (12^2 - 5 \cdot 12 - 50)/3 = 208,2 \text{ кНм};$$

$$q_{\text{екв}} = 2M/H^2 = 2 \cdot 208,2/12^2 = 2,8 \text{ кН/м};$$

Аналогічно

$$q_{\text{екв}}^1 = q_{\text{екв}} c_e^1/c_e = 2,8 \cdot 0,5/0,8 = 1,8 \text{ кН/м};$$

г) НАВАНТАЖЕННЯ ВІД КРАНІВ.

Схему крана вантажопідйомністю 16тс приведено на рис.17.

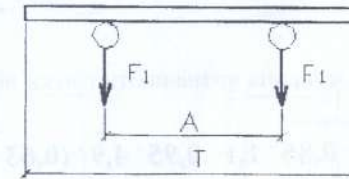


Рис.17. Схема крана.

Для крана (додаток 9) маємо:

$$T = 5600 \text{ мм}; A = 4400 \text{ мм}; F_{\max} = 140 \text{ кН}; G_B = 37 \text{ кН}; G_K = 187 \text{ кН};$$

Тоді найменший тиск колеса крана

$$F_{\min} = (Q + G_K)/n_K - F_{\max} = (160 + 187)/2 - 140 = 33,5 \text{ кН};$$

Горизонтальний тиск колеса крана

$$T_K = f(Q + G_B)/n_K = 0,05(160 + 37)/2 = 4,9 \text{ кН};$$

Вертикальні навантаження D_{\max} , D_{\min} та поперечне гальмування на раму T_{\max} визначасмо за лінією впливу при не вигідному для колон положенню кранів (рис.18).

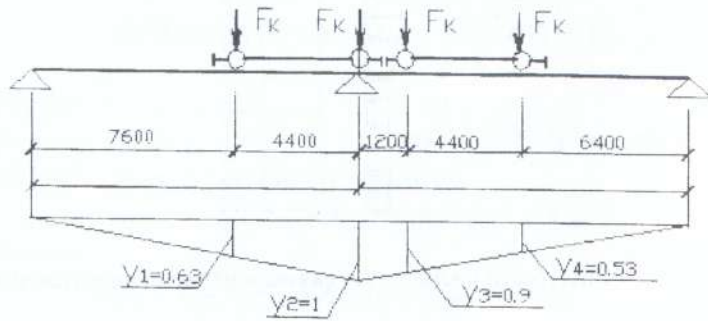


Рис.18. Схема розташування коліс на підкранових балках.

При виборі комбінацій вертикальних зусиль у двопрольотній рамі враховується одночасна робота чотирьох кранів (по два у кожному прольоті).

$$D_{\max} = n_n \gamma_f \gamma_n \sum_{i=1}^n F_{i \max} y_i = 0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,95 \cdot 140 \cdot (0,63 + 1 + 0,9 + 0,53) = 313,4 \text{ кН};$$

$$D_{\min} = n_n \gamma_f \gamma_n \sum_{i=1}^n F_{i \min} y_i = 0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,95 \cdot 33,5 \cdot (0,63 + 1 + 0,9 + 0,53) = 75 \text{ кН};$$

Горизонтальне гальмування визначають тільки від одночасної роботи двох кранів

$$T_{\max} = n_n \gamma_f \gamma_n \sum_{i=1}^n T_k y_i = 0,85 \cdot 1,1 \cdot 0,95 \cdot 4,9 \cdot (0,63 + 1 + 0,9 + 0,53) = 13,3 \text{ кН};$$

Моменти на рівні уступа у крайній колоні

$$M_{\max} = D_{\max} e_1 = 313,4 \cdot 0,7 = 219,4 \text{ кН};$$

$$M_{\min} = D_{\min} e_1 = 75 \cdot 0,7 = 52,5 \text{ кН};$$

У середній колоні

$$M_{\max}^I = D_{\max} e_4 = 313,4 \cdot 0,75 = 235,1 \text{ кНм};$$

$$M_{\min}^I = D_{\min} e_4 = 75 \cdot 0,75 = 65,3 \text{ кНм};$$

Усі схеми завантаження двопрольотної залізобетонної поперечної рами приведено на рис.19.

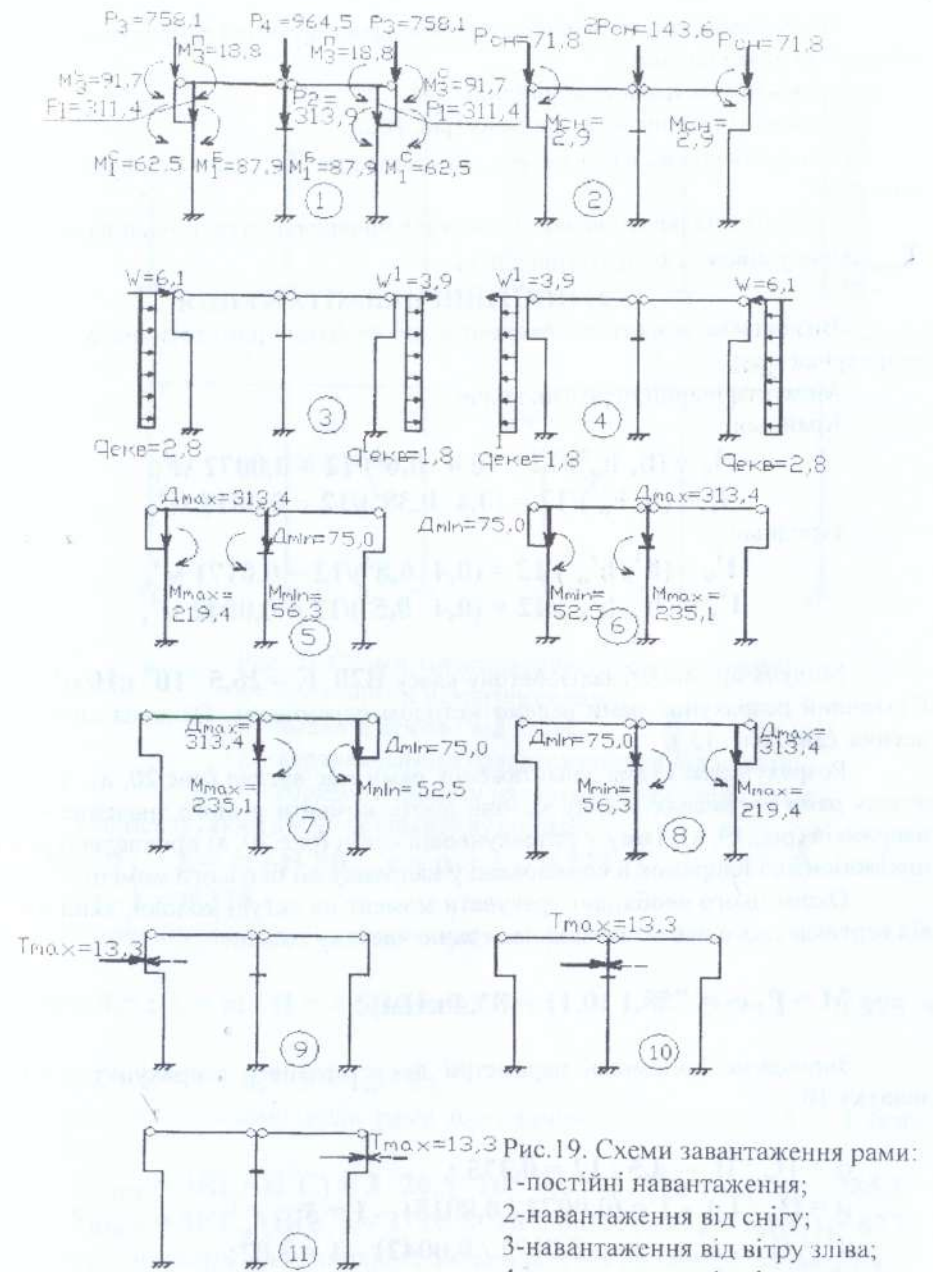


Рис.19. Схеми завантаження рами:

- 1-постійні навантаження;
- 2-навантаження від снігу;
- 3-навантаження від вітру зліва;
- 4-навантаження від вітру справа;

5,6-навантаження від кранів у лівому прольоті;

7,8-те ж у правому прольоті;

9,10,11- горизонтальні навантаження від кранів на лівій, середній та правій колонах.

За умовами завдання необхідно виконати статичний розрахунок поперечної рами на дію:

- а) постійних навантажень (рис.20, а);
- б) навантаження від вітра зліва (рис.20,б);
- в) вертикальних навантажень від кранів при D_{\max} зліва у лівому прольоті (рис.20,в);
- г) горизонтального навантаження від поперечного гальмування кранів при T_{\max} зліва у лівому прольоті (рис.20, г).

а) ПОСТІЙНІ НАВАНТАЖЕННЯ

Визначаємо жорсткості елементів, які необхідні для статичного розрахунку рами.

Моменти інерції перерізів колон:

Крайньої

$$I_n = (b_n h_n^3) / 12 = (0,4 \cdot 0,6^3) / 12 = 0,0072 \text{ м}^4;$$

$$I_v = (b_v h_v^3) / 12 = (0,4 \cdot 0,38^3) / 12 = 0,0018 \text{ м}^4;$$

середньої

$$I_n^1 = (b_n^1 h_n^1{}^3) / 12 = (0,4 \cdot 0,8^3) / 12 = 0,0171 \text{ м}^4;$$

$$I_v^1 = (b_v^1 h_v^1{}^3) / 12 = (0,4 \cdot 0,5^3) / 12 = 0,0042 \text{ м}^4;$$

Модуль пружності залізобетону класу B20 $E = 26,5 \cdot 10^6 \text{ кН/м}^2$.

Статичний розрахунок рами ведемо методом переміщень. Основна система має вигляд (див. рис. 13).

Розрахункова схема завантаження рами має вигляд (рис.20, а). У верхніх вузлах рами і у місцях уступу колони діють моменти різного значення і різних напрямків (рис.19, а). Тому у розрахунковій схемі (рис.20, а) прикладено різницю цих моментів і напрямком її спрямовано у напрямку дії більшого моменту.

Окрім цього необхідно урахувати момент на уступі колони, який виникає від вертикального навантаження на верхню частину колони

$$M = P_3 e_2 = 758,1 \cdot 0,11 = 83,4 \text{ кНм};$$

Знаходимо допоміжні параметри для статичного розрахунку у таблиці додатку 10.

$$\alpha = H_v / H_n = 4,5 / 12 = 0,375;$$

$$\mu = (I_n / I_v) - 1 = (0,0072 / 0,0018) - 1 = 3;$$

$$\mu^1 = (I_n^1 / I_v^1) - 1 = (0,0171 / 0,0042) - 1 = 3,07;$$

$$C = 1 + \alpha^3 \mu = 1 + 0,375^3 \cdot 3 = 1,158;$$

$$C^1 = 1 + \alpha^3 \mu^1 = 1 + 0,375^3 \cdot 3,07 = 1,162;$$

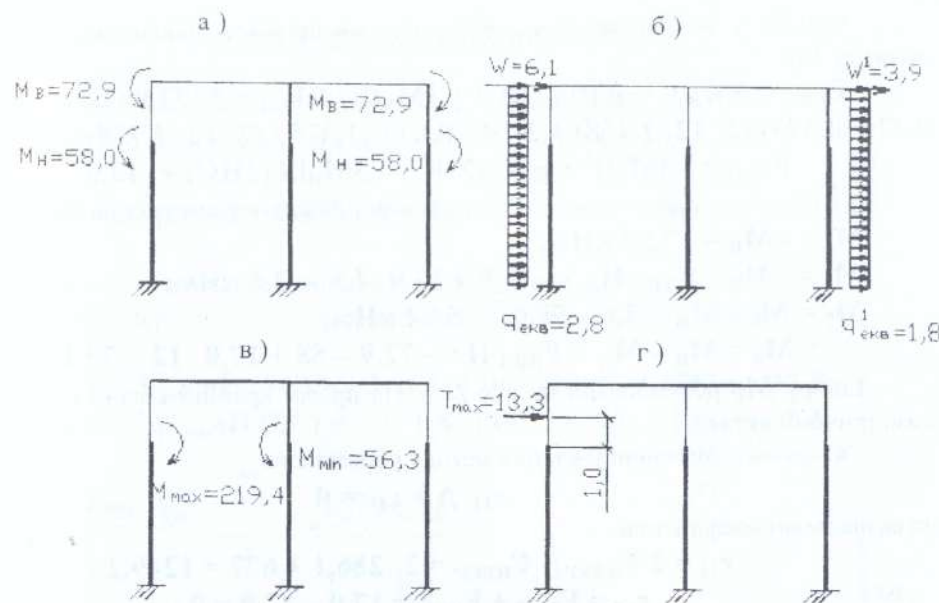


Рис.20. Схеми завантаження поперечної рами:

- а – постійними навантаженнями;
- б – навантаженням від вітра;
- в – вертикальними навантаженнями від кранів;
- г – горизонтальними навантаженнями від кранів.

Для моменту, який діє у верхньому вузлі рами

$$m = 0; \quad \lambda = m / H = 0; \quad g = \alpha + \lambda = 0,375; \quad l = 1 - \lambda = 1;$$

$$t = \alpha - \lambda = 0,375;$$

Для моменту, який діє на рівні уступу колони

$$m = 4,5; \quad \lambda = m / H = 4,5 / 12 = 0,375; \quad l = 1 - \lambda = 1 - 0,375 = 0,675;$$

$$S = 1 + \lambda = 1 + 0,375 = 1,375;$$

Реакції у верхньому вузлі рами від одиничного зміщення $\Delta = 1$ (табл. додатка 10)

$$F_{RBKP} = 3EI_n / (H^3 C) = 3 \cdot 26,5 \cdot 10^6 \cdot 0,0072 / (12^3 \cdot 1,158) = 286,1$$

$$F_{RBSP} = 3EI_n^1 / (H^3 C^1) = 3 \cdot 26,5 \cdot 10^6 \cdot 0,0171 / (12^3 \cdot 1,162) = 677$$

Ешору моментів від одиничного зміщення $\Delta = 1$ приведено на рис.21,а.

Значення моментів вираховуємо за формулами

$$M_1 = F_{RBKP} H_B = 286,1 \cdot 4,5 = 1287,5 \text{ кНм};$$

$$M_2 = F_{RBKP} H = 286,1 \cdot 12 = 3433,2 \text{ кНм};$$

$$M_3 = F_{RBSP} H_B = 677 \cdot 4,5 = 3046,5 \text{ кНм};$$

$$M_4 = F_{RBSP} H = 677 \cdot 12 = 8124 \text{ кНм};$$

Реакції у верхньому вузлі рами від зовнішнього навантаження (табл. додатку 10)

$$F_{RBЛ} = 3M_B(l^2 + \mu qt)/(2HC) + 3M_H lS/(2HC) = 3 \cdot 72,9 (1^2 + 3 \cdot 0,375 \cdot 0,375)/(2 \cdot 12 \cdot 1,158) + 3 \cdot 58 \cdot 0,675 \cdot 1,375 / (2 \cdot 12 \cdot 1,158) = 17,0$$

$$F_{RBП} = -3M_B(l^2 + \mu qt)/(2HC) - 3M_H lS/(2HC) = -17,0$$

Побудуємо епюру моментів M_P від зовнішнього навантаження (рис. 21,б)

$$M_5 = -M_B = -72,9 \text{ кНм};$$

$$M_6 = -M_B + F_{RBЛ} H_B = -72,9 + 17,0 \cdot 4,5 = 3,6 \text{ кНм};$$

$$M_7 = M_6 - M_H = 3,6 - 58,0 = -54,4 \text{ кНм};$$

$$M_8 = M_B - M_H + F_{RBЛ} H = -72,9 - 58 + 17,0 \cdot 12 = 73,1 \text{ кНм};$$

Епюру M_P розташовано на рис 21,в. На правій крайній колоні епюра має симетричний вигляд.

Складаємо канонічне рівняння методу переміщень

$$r_{11} \Delta + r_{1P} = 0$$

та визначаємо коефіцієнти

$$r_{11} = 2 F_{RBКР} + F_{RBСР} = 2 \cdot 286,1 + 677 = 1249,2 ;$$

$$r_{1P} = F_{RBЛ} + F_{RBП} = 17,0 - 17,0 = 0 ;$$

Тоді $\Delta = 0$. Таким чином від моментів, які діють симетрично на раму, зміщення дорівнює нулю і сумарна (кінцева) епюра дорівнює епюрі зовнішніх сил M_P (рис.21, г).

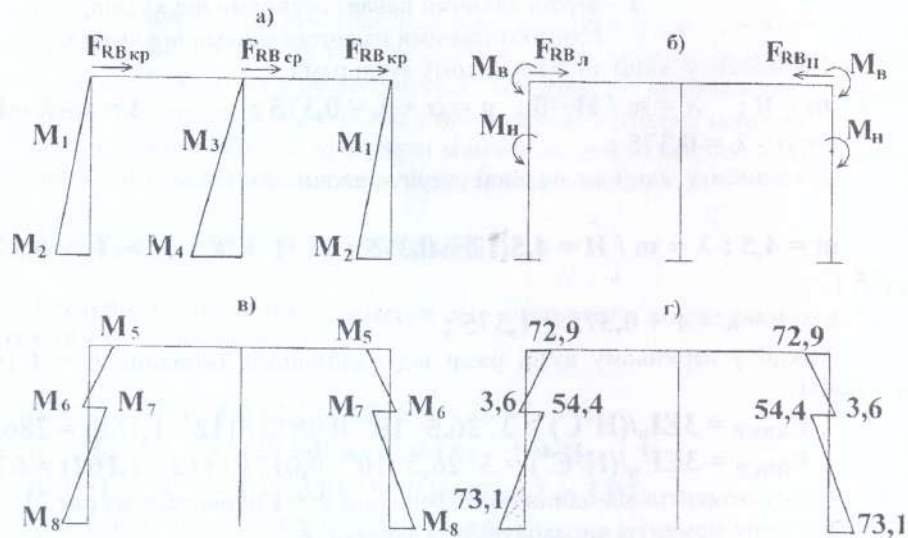


Рис. 21. До статичного розрахунку рами на дію постійних навантажень: а – епюра M_0 від одиничного зміщення $\Delta=1$; б – схема навантаження рами; в – епюра M_P від зовнішнього навантаження; г – кінцева епюра M .

б) НАВАНТАЖЕННЯ ВІД ВІТРУ.

Розрахункова схема завантаження має вигляд (рис.22, а).

Додатково визначаємо параметри із табл. додатку 10.

$$n = 1 + \alpha^4 \mu = 1 + 0,375^4 \cdot 3 = 1,06 ;$$

Епюра моментів від одиничного зміщення має вигляд (рис. 21, а).

Реакції у верхньому вузлі рами від зовнішнього навантаження

$$F_{RBЛ} = -3q_{екв} nH/(8C) = -3 \cdot 2,8 \cdot 1,06 \cdot 12 / (8 \cdot 1,158) = -11,5;$$

$$F_{RBП} = -3q_{екв}^1 nH/(8C) = -3 \cdot 1,8 \cdot 1,06 \cdot 12 / (8 \cdot 1,158) = -7,4;$$

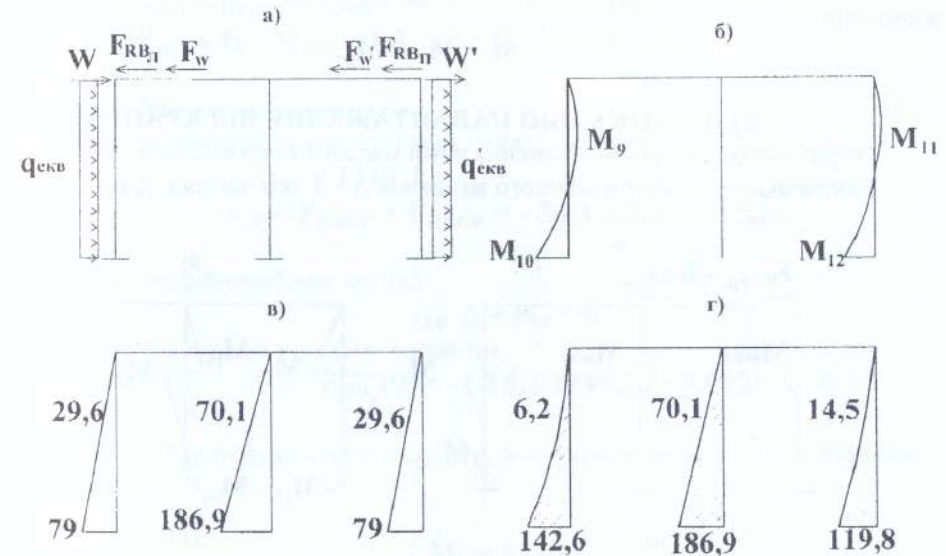


Рис. 22. До статичного розрахунку рами на дію навантаження від вітру:

- а – схема зовнішнього навантаження рами;
- б – епюра M_P від зовнішнього навантаження;
- в – епюра M_C від зміщення Δ ;
- г – кінцева епюра M .

Значення моментів визначаємо за формулами:

$$M_9 = -F_{RBЛ} H_B + q_{екв} H_B^2 / 2 = -11,5 \cdot 4,5 + 2,8 \cdot 4,5^2 / 2 = -23,4 \text{ кНм};$$

$$M_{10} = -F_{RBЛ} H + q_{екв} H^2 / 2 = -11,5 \cdot 12 + 2,8 \cdot 12^2 / 2 = 63,6 \text{ кНм};$$

Епюра M_P має вигляд (рис. 22,б)

$$M_{11} = -F_{RBП} H_B + q_{екв}^1 H_B^2 / 2 = -7,4 \cdot 4,5 + 1,8 \cdot 4,5^2 / 2 = -15,1 \text{ кНм};$$

$M_{12} = -F_{RBП} H + Q_{крв} H / 2 = -1,4 \cdot 12 + 1,8 \cdot 12 / 2 = 40,8 \text{ кНм};$
 Визначаємо коефіцієнти для канонічного рівняння

$$r_{11} = 1249,2;$$

$$r_{1P} = F_{RBЛ} + F_{RBП} + W + W^1 = -11,5 - 7,4 - 6,1 - 3,9 = -28,9;$$

Канонічне рівняння має вигляд

$$r_{11} \Delta + r_{1P} = 0$$

із нього знаходимо невідоме зміщення

$$\Delta = -r_{1P}/r_{11} = -(-28,9/1249,2) = 0,023;$$

На рис. 22, в побудовано епюру M_c , значення моментів у якій одержано за формулою

$$M_c = M_0 \Delta;$$

Кінцева епюра M (рис. 22, г), значення моментів у якій одержано за формулою

$$M = M_c + M_p;$$

в) ВЕРТИКАЛЬНІ НАВАНТАЖЕННЯ ВІД КРАНІВ

Розрахункова схема завантаження рами має вигляд (рис. 23, а).

Епюра моментів від одиничного зміщення $\Delta = 1$ має вигляд (рис. 21, а).

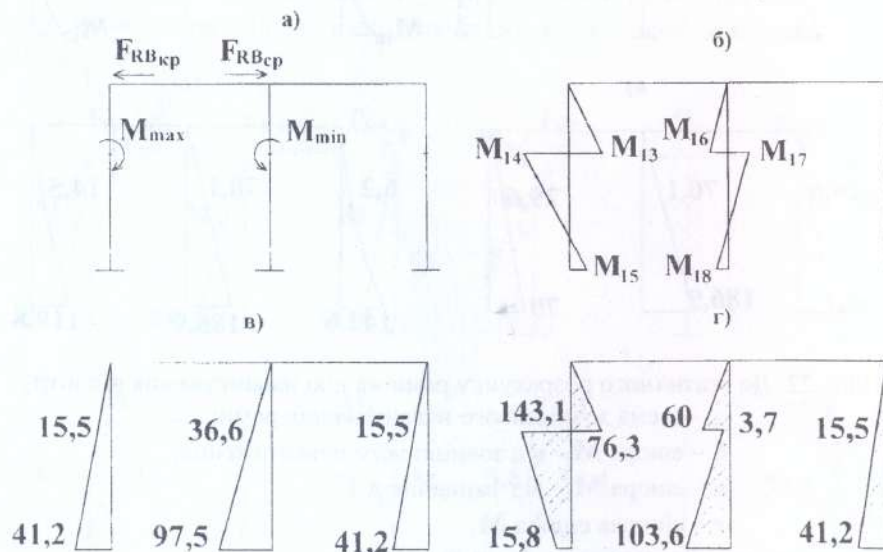


Рис. 23. До статичного розрахунку рами на дію вертикального навантаження від кранів:

- а – схема зовнішнього навантаження рами;
- б – епюра M_p від зовнішнього навантаження;
- в – епюра M_c від зміщення Δ ;
- г – кінцева епюра M .

Реакції у верхніх вузлах рами від зовнішнього навантаження

$$F_{RBкp} = -3M_{max}IS/(2HC) = -3 \cdot 219,4 \cdot 0,625 \cdot 1,375 / (2 \cdot 12 \cdot 1,158) = -20,4;$$

$$F_{RBcp} = 3M_{min}IS/(2HC) = 3 \cdot 56,3 \cdot 0,625 \cdot 1,375 / (2 \cdot 12 \cdot 1,162) = 5,2;$$

Моменти визначаємо за формулами

$$M_{13} = -F_{RBкp} H_B = -20,4 \cdot 4,5 = -91,8 \text{ кНм};$$

$$M_{14} = M_{13} + M_{max} = -91,8 + 219,4 = 127,6 \text{ кНм};$$

$$M_{15} = -F_{RBкp} H + M_{max} = -20,4 \cdot 12 + 219,4 = -25,4 \text{ кНм};$$

$$M_{16} = F_{RBcp} H_B = 5,2 \cdot 4,5 = 23,4 \text{ кНм};$$

$$M_{17} = M_{16} - M_{min} = 23,4 - 56,3 = -32,9 \text{ кНм};$$

$$M_{18} = F_{RBcp} H - M_{min} = 5,2 \cdot 12 - 56,3 = 6,1 \text{ кНм};$$

Епюру M_p розташовано на рис. 23, б.

Визначаємо коефіцієнти для канонічного рівняння

$$r_{11} = 1249,2;$$

$$r_{1P} = F_{RBкp} + F_{RBcp} = -20,4 + 5,2 = -15,2;$$

Канонічне рівняння має вигляд

$$r_{11} \Delta + r_{1P} = 0$$

з нього знаходимо невідоме зміщення

$$\Delta = -r_{1P}/r_{11} = -(-15,2/1249,2) = 0,012;$$

На рис. 23, в побудовано епюру M_c , значення моментів у якій одержано за формулами

$$M_c = M_0 \Delta;$$

Кінцева епюра M (рис.23, г), значення моментів у якій одержано за формулою

$$M = M_c + M_p;$$

г) ГОРИЗОНТАЛЬНІ НАВАНТАЖЕННЯ ВІД КРАНІВ

Розрахункова схема завантаження рами має вигляд (рис.24, а).

Додатково визначасмо параметри із табл. додатку 10.

$$m = 3,5; \quad \lambda = m/H = 3,5 / 12 = 0,29; \quad l = 1 - \lambda = 1 - 0,29 = 0,71;$$

$$\rho = 2 + \lambda = 2 + 0,29 = 2,29; \quad t = \alpha - \lambda = 0,375 - 0,29 = 0,085;$$

$$u = 2\alpha + \lambda = 2 \cdot 0,375 + 0,29 = 1,04;$$

Епюра моментів від одиничного зміщення $\Delta = 1$ має вигляд (рис. 21,а).

Реакція у верхньому вузлі рами від зовнішнього навантаження

$$F_{RB} = - T_{\max}(l^2 p + \mu t^2 u) / (2C) = - 13,3 (0,71^2 \cdot 2,29 + 3 \cdot 0,085^2 \cdot 1,04) / (2 \cdot 1,158) = - 6,8;$$

Моменти знаходимо за формулами

$$M_{19} = - F_{RB} m = - 6,8 \cdot 3,5 = - 23,8 \text{ кНм};$$

$$M_{20} = - F_{RB} H_B + T_{\max}(H_B - m) = - 6,8 \cdot 4,5 + 13,3 \cdot (4,5 - 3,5) = - 17,3 \text{ кНм};$$

$$M_{21} = - F_{RB} H + T_{\max}(H - m) = - 6,8 \cdot 12 + 13,3 \cdot (12 - 3,5) = 31,5 \text{ кНм};$$

Епюру M_p розташовано на рис.24,б.

Визначасмо коефіцієнти для канонічного рівняння

$$r_{11} = 1249,2;$$

$$r_{1P} = F_{RB} = - 6,8;$$

Канонічне рівняння має вигляд

$$r_{11} \Delta + r_{1P} = 0;$$

Із нього знаходимо невідоме зміщення

$$\Delta = - r_{1P}/r_{11} = - (-6,8/1249,2) = 0,0054;$$

На рис. 24, в побудовано епюру M_c , значення моментів у якій одержано за формулами

$$M_c = M_0 \Delta;$$

Кінцева епора M (рис. 24, г), значення у якій одержано за формулами

$$M = M_c + M_p;$$

Приклад розрахунку металевої двопрольотної поперечної рами, у якому розглядається визначення розрахункової схеми рами та збір навантажень на раму, приведено у роботі [3].

Окрім цього при роботі над курсовим проектом можна додатково використовувати літературу [1] і [2].

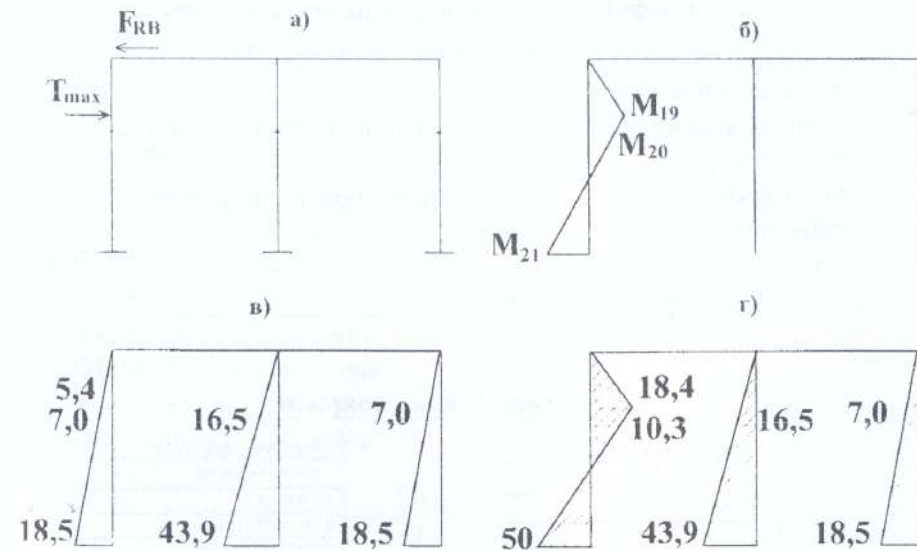


Рис. 24. До статичного розрахунку рами на дію горизонтального навантаження від кранів:

а – схема зовнішнього навантаження рами;

б – епюра M_p від зовнішнього навантаження;

в – епюра M_c від зміщення Δ ;

г – кінцева епора M .

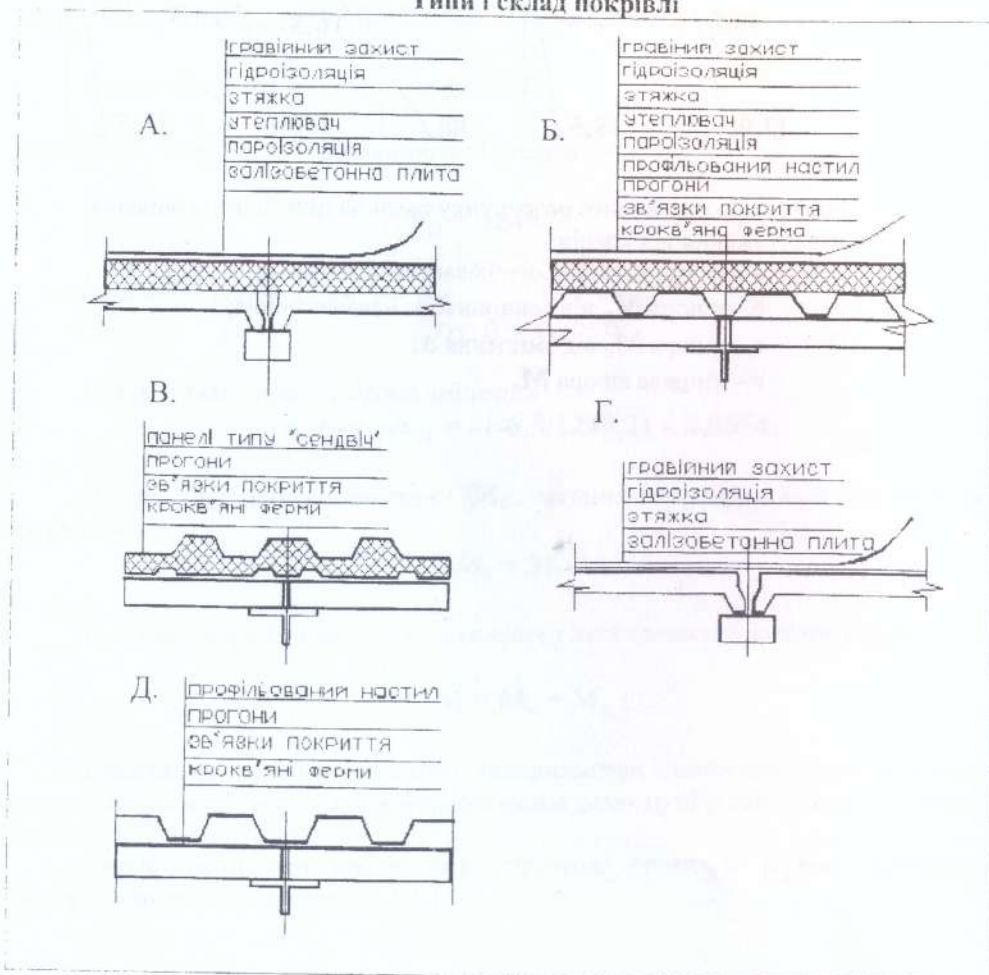
ДОДАТОК 1

Коефіцієнт надійності за навантаженням γ_f

№ п/п	Конструкція	γ_f
1.	Металеві конструкції	1,05
2.	Бетонні ($\rho > 16 \text{ кН/м}^3$), залізобетонні, кам'яні, армокаменні, дерев'яні	1,1
3.	Бетонні ($\rho \leq 16 \text{ кН/м}^3$), ізоляційні, вирівнюючі і відділювальні шари виготовлення : у заводських умовах	1,2
	на будівельному майданчику	1,3

ДОДАТОК 2

Типи і склад покрівлі



ДОДАТОК 3

Навантаження від ваги конструкцій покриття

Вид навантаження	Нормативне кН/м^2	Коефіцієнт γ_f	Розрахункове кН/м^2
Гравійний захист (15...20 мм)	0,3...0,4	1,3	0,4...0,52
Гідроізоляційний килим із 3-4 шарів рубероїда	0,15...0,2	1,3	0,2...0,36
Асфальтова або цементна зтяжка	0,3...0,4	1,3	0,39...0,52
Утеплювач товщиною ^x і густиною пінобетон, $\rho = 6 \text{ кН/м}^3$		1,3	
мінераловатні плити, $\rho = 1-3 \text{ кН/м}^3$		1,3	
пінопласт, $\rho = 0,5 \text{ кН/м}^3$		1,2	
Пароізоляція з одного шару рубероїду	0,05	1,3	0,065
Профільований настил	0,13...0,16	1,05	0,14...0,17
Залізобетонні панелі з важкого бетону (з заливкою швів), розмірами, м			
3 x 6	1,6	1,1	1,75
3 x 12	1,8	1,1	2,0
Тришарові панелі типу "сендвіч" з товщиною утеплювача, мм			
t = 50	0,211	1,1	0,232
t = 80	0,226	1,1	0,248
Прогони :			
суцільні прольотом 6 м	0,05...0,08	1,05	0,055...0,085
суцільні прольотом 12 м	0,10...0,15	1,05	0,105...0,16
наскрізні прольотом 12 м	0,07...0,12	1,05	0,075...0,125
Зв'язки покриття	0,04...0,06	1,05	0,045...0,065
Кроквяні ферми	0,1...0,4	1,05	0,105...0,42

^x – потрібна товщина утеплювача визначається теплотехнічним розрахунком, можна прийняти за додатком 4.


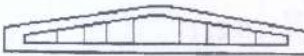



ДОДАТОК 4




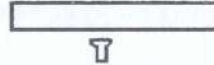
Залежність товщини утеплювача від району будівництва

Сніговий район	Товщина утеплювача, мм			Товщина тришарової панелі "сендвіч", мм
	Пінобетон	Мінераловатні плити	Пінопласт	
I, II	100	50	40	50
III, IV	120	60	50	60
V, VI	140	80	60	80

ДОДАТОК 5

Типи збірних залізобетонних конструкцій

№ типу	Найменування	Ескіз	Прольот м	Крок м	Маса т
1	2	3	4	5	6
1	Двускатна балка покриття		18	6	9,1
2	Двускатна решітчаста балка покриття		18	6 12	8,5 12,1
3	Сегментна розкісна ферма		18	6 12	4,5-6 7,8-9
4	Сегментна безрозкісна ферма		18	6 12	6,5 9,2-10
5	Сегментна розкісна ферма		24	6 12	9,2 15-18

1	2	3	4	5	6
6	Сегментна безрозкісна ферма		24	6 12	9-10 14-18
7	Арка		30	6 12	14 28
8	Підкрокв'яна ферма		12	-	9,1
9	Підкранові балки		6 12	- -	3,5 10,3

ДОДАТОК 6

Навантаження від ваги елементів стінового огородження

Вид конструкцій	Нормативне, кН/м ²	Коефіцієнт γ_f	Розрахункове кН/м ²
Залізобетонні стінові панелі для холодних будинків :	0,2 x 1,2 x 6 м	1,1	1,21
	0,2 x 1,2 x 12 м	1,94	2,13
Тришарові стінові панелі для опалюваних будинків :	0,3 x 1,2 x 6 м	2,36	2,6
	0,3 x 1,2 x 12 м	4,1	4,51
Сталеві хвилясті листи для холодних будинків	0,2...0,24	1,05	0,21...0,25
Ригелі фахверку	0,06...0,1	1,05	0,63...0,105
Панелі одинарного застосування	0,3	1,1	0,33
Панелі подвійного застосування	0,5	1,1	0,55

ДОДАТОК 7
Нормативні снігове S_0 та вітрове W_0 навантаження залежно від району будівництва.

Райони будівництва	I _a	I	II	III	IV	V	VI	VII
Сніговий, кН/м ²	-	0,5	0,7	1,0	1,5	2,0	2,5	-
Вітровий, кН/м ²	0,17	0,23	0,3	0,38	0,48	0,6	0,73	0,85

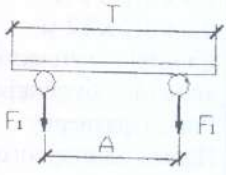
ДОДАТОК 8

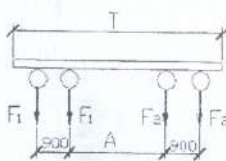
Значення коефіцієнту k_i

Тип місцевості	Висота над поверхнею землі, м.						
	5	10	20	40	60	80	100
A. Відкриті узбережжя морів, озер, водосховищ, пустелі, степи, лісостепи, тундри	0,75	1,0	1,25	1,5	1,7	1,85	2,0
B. Міські території, лісові масиви та інша місцевість, рівномірно вкрита перепонами висотою понад 10 м.	0,5	0,65	0,85	1,1	1,3	1,45	1,6
C. Міські райони з забудовою будинків висотою понад 25 м	0,4	0,4	0,55	0,8	1,0	1,15	1,25

ДОДАТОК 9

Дані про мостові крани для середнього режиму роботи

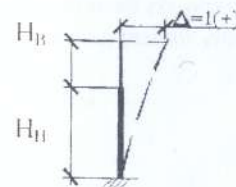
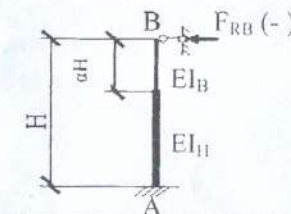
Вантажо-підйомність Q , тс	Прольот будинку L , м	Розміри, мм		Навантажен на колесо, кН		Маса, кН		Схема крану
		T	A	F_1	F_2	Візка G_B	Крана G_K	
10	18	5400	4400	85	-	130		
	24	5400	4400	95	-	158		
	30	6000	5000	105	-	210		
16	18	5600	4400	140	-	187		
	24	5600	4400	150	-	217		
	30	6200	5000	170	-	285		
20/5	18	5600	4400	170	-	220		
	24	5600	4400	180	-	255		
	30	6200	5000	200	-	332		
32/5	18	6300	5100	235	-	280		
	24	6300	5100	260	-	350		
	30	6300	5100	280	-	410		
	36	6800	5600	320	-	565		

50/12,5	24	6860	5600	380	-	135	485	
	30			415	-		595	
	36			455	-		731	
80/20	24	9100	4350	353	373	330	1050	
	30			373	402		1200	
	36			392	442		1300	
100/20	24	9350	4600	410	439	370	1130	
	30			449	469		1330	
	36			469	489		1430	
125/20	24	9350	4600	480	520	390	1180	
	30			520	550		1330	
	36			550	580		1530	

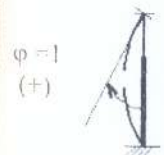
ДОДАТОК 10

Формули для визначення реакцій F_{RB} у колонах змінного перерізу

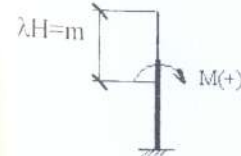
Схема завантаження



$$F_{RB} = \frac{3 E_H}{H^3 C}$$



$$F_{RB} = 0$$

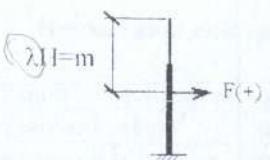
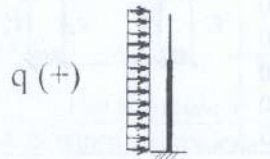


$\lambda < \alpha$

$$F_{RB} = -\frac{3M(l^2 + mgt)}{2HC}$$

$\lambda \geq \alpha$

$$F_{RB} = -\frac{3MIS}{2HC}$$

	$\lambda < \alpha$	$F_{RB} = -\frac{F(l^2 p + mt^2 u)}{2C}$
	$\lambda \geq \alpha$	$F_{RB} = -\frac{Fl^2 p}{2C}$
		$F_{RB} = -\frac{3qnH}{8C}$

$$\alpha = H_B / H;$$

$$g = \alpha + \lambda;$$

$$\rho = 2 + \lambda;$$

$$\lambda = m / H;$$

$$l = 1 - \lambda;$$

$$t = \alpha - \lambda;$$

$$\mu = I_H / I_B - 1;$$

$$n = 1 + \alpha^4 \mu;$$

$$u = 2\alpha + \lambda;$$

$$C = 1 + \alpha^3 \mu;$$

$$S = 1 + \lambda;$$

ЛІТЕРАТУРА

1. СНиП 2.01.07- 85. Нагрузки и воздействия./ Госстрой СССР.-М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987.- 36 с.
2. Будасов Б.В., Каминский В.П. Строительное черчение: Учебник для вузов.- 4 издание, переработанное и дополненное.-М.: Стройиздат, 1990.- 464 с.
3. Методические указания по расчету рам каркасов промышленных зданий с применением ЭВМ. / Сост. К.Ф.Жаданова.-Запорожье: ЗИИ, 1988.- 56 с.

ЗМІСТ

- | | |
|---|----|
| 1. Зміст курсової роботи та основні вказівки по її виконанню. | 3 |
| 2. Креслення будівельних конструкцій. | 3 |
| 2.1. Загальні правила виконання будівельних конструкцій. | 3 |
| 2.2. Креслення залізобетонних конструкцій. | 7 |
| 2.3. Креслення металевих конструкцій. | 11 |
| 3. Вибір розрахункової схеми поперечних рам. | 16 |
| 3.1. Розрахункові схеми залізобетонних поперечних рам. | 16 |
| 3.2. Розрахункові схеми металевих поперечних рам. | 18 |
| 4. Визначення навантажень на поперечну раму. | 19 |
| 4.1. Постійні навантаження. | 19 |
| 4.2. Навантаження від снігу. | 25 |
| 4.3. Навантаження від вітру. | 26 |
| 4.4. Навантаження від мостових кранів. | 28 |
| 5. Статичний розрахунок поперечної рами. | 31 |
| 6. Приклад розрахунку. | 33 |
| Додаток. | 48 |
| Література. | 55 |