

Підгурський М.І.

Підгурський І.М.

Проектування металевих конструкцій

**Сталевий каркас одноповерхової
виробничої будівлі.**

**Теоретичні основи проектування з
прикладними розрахунками**

Навчальний посібник



Тернопіль – 2021

П

Автори:

Підгурський М.І., доктор технічних наук, професор, професор кафедри
будівельної механіки

Підгурський І. М., кандидат технічних наук, доцент кафедри будівельної
механіки

Рецензенти:

Гомон С.С., д.т.н., доцент, доцент кафедри міського будівництва та
господарства Національного університету водного господарства та
природокористування

Конончук О. П., к.т.н., доцент, доцент кафедри будівельної механіки
Тернопільського національного технічного університету імені Івана Пулюя

*Розглянуто на засіданні кафедри будівельної механіки,
протокол № 1 від 25.08.2021 р.*

Схвалено й рекомендовано до друку та впровадження у навчальний процес
на засіданні вченої ради ТНТУ імені Івана Пулюя,
протокол № 10 від 19.10.2021 р.

Підгурський М.І.

- П Проектування металевих конструкцій. Сталевий каркас
одноповерхової виробничої будівлі. Теоретичні основи
проектування з прикладами розрахунку / М.І. Підгурський,
І.М. Підгурський. – Тернопіль: ФОП Паляниця В.М, 2021. – 236 с.

У посібнику викладено принципи компоювання розрахунку і
конструювання сталевих каркасів одноповерхових виробничих будівель згідно
з сучасними нормами проектування. Необхідна увага приділена вибору
розрахункових схем рами та її розрахунку, а також проектуванню підкранових
балок, ферм, позацентрово-стиснутих колон, елементів в'язей. Наведено
розрахунок рам та їх елементів за допомогою пакетів спеціалізованих програм.

Призначений для студентів освітнього рівня “магістр” спеціальності 192
“Будівництво та цивільна інженерія”

Зміст

Вступ.....	5
1. Завдання та зміст курсового проекту	6
2. Загальні питання проектування конструкцій одноповерхових виробничих будівель.....	7
3. Компонування конструктивної схеми каркаса будівлі	10
*** ПРИКЛАД А. Компонування поперечної рами каркасу.....	14
*** Вертикальні розміри поперечної рами.....	14
*** Горизонтальні розміри поперечної рами	15
4. Розрахунок поперечної рами будівлі	17
4.1. Розрахункова схема.....	17
4.2. Збір навантажень на поперечну раму.....	21
4.2.1. Постійні навантаження	21
4.2.2. Снігове навантаження.....	22
4.2.3. Вертикальне навантаження від мостових кранів	23
4.2.4. Вітрове навантаження.....	29
4.3. Визначення зусиль у перерізах поперечної рами.....	30
*** ПРИКЛАД Б. Розрахунок поперечної рами будівлі	33
*** Розрахункова схема.....	33
*** Збір навантажень на поперечну раму.....	34
** Постійні навантаження	34
** Снігове навантаження.....	39
** Навантаження від мостових кранів	42
* Вертикальне навантаження від мостових кранів.....	42
* Горизонтальне навантаження від мостових кранів	44
** Вітрове навантаження.....	45
* Еквівалентне рівномірно розподілене навантаження від вітру.....	45
* Зосереджене навантаження від вітру, що діє на ригель рами	48
** Визначення зусиль у перерізах поперечної рами.	55
* Навантаження від власної ваги	56
* Снігове навантаження.....	56
* Вертикальне кранове навантаження.....	56
* Горизонтальне кранове навантаження.....	57
* Вітрове навантаження (при дії вітру зліва)	57
5. Розрахунок підкранової балки	59
*** ПРИКЛАД В. Розрахунок та конструювання підкранової балки	68
*** Вихідні дані.....	68
** Збір навантажень на підкранову балку	68
** Встановлення розрахункових умов.....	69
** Компонування перетину підкранової балки і перевірка несучої здатності	72
6. Розрахунок кроквяних ферм	76
6.1. Особливості розрахунку кроквяних ферм у складі рамного каркаса	79

*** ПРИКЛАД Г. Розрахунок та конструювання кроквяної ферми з прокатних кутників	80
** Визначення розрахункових зусиль в елементах ферми	80
* Підбір перерізів	82
** Вузли зі зміною перерізів поясів (заводські стики).....	91
** Монтажні (укрупнювальні) вузли	94
*** ПРИКЛАД Д. Розрахунок і конструювання ферми із гнutoзварних профілів	96
** Вихідні дані.....	97
** Збір навантаження на ферму	98
* Постійні навантаження на ферму	98
* Снігові навантаження на ферму.....	99
** Визначення зусиль в стержнях ферми	100
* Розрахунок на постійні навантаження	101
* Розрахунок на снігове навантаження	102
** Підбір поперечних перерізів стержнів ферми.....	103
** Перевірка жорсткості ферми	110
** Проектування вузлів ферми	110
* Проектування опорного вузла.....	116
* Розрахунок монтажних стиків	117
7. Проектування позацентрово-стиснутих колон.....	120
7.1. Розрахункові довжини колон	120
7.2. Суцільні позацентрово-стиснуті колони	124
7.2.1. Розрахунок на міцність та стійкість	124
7.2.2. Перевірки місцевої стійкості	129
7.2.3. Підбір перерізу суцільних колон	132
7.3. Наскрізнi позацентрово-стиснуті колони	134
7.3.1. Розрахунок на стійкість	134
7.3.2. Підбір перерізу	138
7.4. Вузли колон.....	139
7.4.1. Вузли обпирання підкранових балок	139
7.4.2. Бази колон	143
7.4.3. Проріз для проходу в стінці колони	152
*** ПРИКЛАД Е. Розрахунок та конструювання ступінчатої колони.....	153
** Визначення розрахункових довжин	153
** Підбір перерізу надкранової частини колони	156
** Підбір перерізу нижньої (підкранової) частини колони	160
** Підбір перерізу гілок	163
** Розрахунок решітки колони	165
** Розрахунок і конструювання вузла сполучення верхньої та нижньої частин колони	166
** Розрахунок і конструювання бази колони.....	172
ДОДАТКИ.....	176
ЛІТЕРАТУРА	235

ВСТУП

У навчальному посібнику викладено сучасні принципи компоювання, розрахунку і конструювання сталевих конструкцій-каркасів одноповерхових виробничих будівель.

Розглянуто розрахунок та конструктивні рішення ферм, підкранових балок, колон. Необхідна увага приділена формуванню розрахункових схем поперечних рам каркасів, з врахуванням умов навантажень. Розглянуто питання уніфікації конструктивних форм, а також методи спрощення розрахункових схем.

У посібнику викладено як класичні, так і чисельні методи розрахунку за допомогою спеціалізованого програмного пакету “ЛИРА-САПР”.

У посібнику розглядаються як теоретичні засади розрахунку, так і приклади розрахунку конструктивних елементів поперечної роми з підбором їх перерізів. Наведено конструювання вузлів та їх розрахунок.

Викладення матеріалу виконане згідно ДБН В.2.6–198:2014 “Сталеві конструкції. Норми проектування” та “Металеві конструкції” Загальний курс: Підручник для вищих навчальних закладів. Нілов О.О., Пермяков В.О. та ін. – Видання 2-е (2010).

1. ЗАВДАННЯ ТА ЗМІСТ КУРСОВОГО ПРОЕКТУ

Курсовий проект виконується на основі індивідуального завдання, яке має такі вихідні дані для проектування.

1. Проліт будівлі L , (м).
2. Крок колон B , (м).
3. Вантажопідйомність кранів Q , (тс).
4. Район будівництва.
5. Відмітка колії мостового крана h_p , (м).
6. Конструкція покрівлі.

Для всіх варіантів слід приймати:

- будівля – однопролітна з двома мостовими кранами;
- довжина будівлі визначається розмірами одного температурного блоку;
- режим роботи мостових кранів приймається як 4К– 8К;
- стіни – навісні, відповідно до конструкції покриття;
- типи перерізу стержнів ферми (на вибір): таврові (пояси), кутові профілі, труби, прямокутні замкнені профілі;
- колони – ступінчасті;
- переріз верхньої частини колони (на вибір): балочний двотавр, двотавр з широкими полицями;
- нижня частина колони (на вибір): суцільна (при ширині нижньої частини колони менше 1 м), наскрізна;
- електрозварювання (на вибір): ручне, напівавтоматичне;
- контроль якості швів (на вибір): візуальний, фізичними методами;
- монтажні з'єднання (на вибір): монтажне зварювання, болтові з'єднання, з'єднання на болтах високої міцності;
- клас фундаменту із бетону (на вибір): В3,5; В5; В7,5; В10; В12,5; В15;
- перевезення конструкцій – залізницею.

Варіант завдання видається викладачем.

Розрахункова частина курсового проекту повинна охопити наступні питання:

1. Вихідні дані.
2. Компонування каркаса будівлі:
 - а) вертикальні розміри поперечної рами;
 - б) горизонтальні розміри поперечної рами.
3. Збір навантажень на поперечну раму:
 - а) постійне навантаження;
 - б) змінні навантаження:
 - навантаження від снігу;
 - навантаження від вітру;
 - навантаження від мостових кранів.
4. Розрахунок ферми:
 - а) визначення внутрішніх зусиль в стержнях ферми;
 - б) підбір перерізу елементів ферми;
 - в) розрахунок з'єднань елементів ферми;

- г) розрахунок вузлів ферми:
 - розрахунок і конструювання опорного вузла ферми;
 - розрахунок і конструювання верхнього поясу;
 - розрахунок і конструювання монтажного стику нижнього поясу.
- 5. Визначення розрахункових комбінацій зусиль для колони.
- 6. Розрахунок колони:
 - а) загальні положення розрахунку колони;
 - б) визначення розрахункових довжин колони;
 - в) розрахунок верхньої частини колони;
 - г) розрахунок нижньої частини колони:
 - підбір перерізу нижньої частини колон;
 - перевірка стійкості нижньої частини колони в цілому;
 - д) розрахунок оголовка колони;
 - е) розрахунок і конструювання з'єднання надкранової і підкранової частини колони;
 - є) розрахунок і конструювання бази колони;
 - ж) розрахунок анкерних болтів.
- 7. В'язі каркаса виробничої будівлі.
- 8. Використана література.

2. ЗАГАЛЬНІ ПИТАННЯ ПРОЕКТУВАННЯ КОНСТРУКЦІЙ ОДНОПОВЕРХОВИХ ВИРОБНИЧИХ БУДІВЕЛЬ

Мета розрахунків будівельних конструкцій, зокрема сталевих конструкцій ОВБ, – забезпечення заданих умов експлуатації та необхідної несучої здатності при максимальному задоволенні інших критеріїв, мінімальній витраті матеріалів та трудових ресурсів на стадіях виготовлення, монтажу та експлуатації.

Одноповерхова виробнича будівля (ОВБ) – основний тип цехів промислових підприємств. При проектуванні обов'язково необхідно дотримуватися наступних вимог:

- досягнення економічного ефекту від вибраного конструктивного рішення виробничої будівлі (уніфікація та типізація конструктивного рішення, оптимальне розміщення колон, підкранових конструкцій, в'язей);
- зручність обслуговування та ремонту виробничого обладнання;
- нормальна експлуатація кранового обладнання, вільний доступ до усіх його агрегатів для огляду та ремонту;
- аерація та освітлення виробничих цехів, які повинні відповідати вимогам чинних норм;
- безпечність при пожежах та вибухах;
- надійність металевих конструкцій (безвідмовність, довговічність, живучість, ремонтпридатність, безпечність).

На конструктивну схему будівлі найбільший вплив чинить технологія виробництва, яка визначає габарити будівлі, наявність внутрішньо цехового

транспорту, шляхи переміщення продукції. За кількістю прольотів одноповерхові виробничі будівлі поділяються на однопрольотні та багатопрольотні. За видом внутрішнього транспорту будівлі поділяють на: безкранові, з мостовими та підвісними кранами. Кранові навантаження чинять найбільший вплив на несучі конструкції, спричиняючи динамічні та багатоциклові навантаження. Тому при проектуванні ОВБ необхідно враховувати режими роботи кранів, які поділяють на наступні групи:

- 1К – 3К – крани, які працюють із великими перервами, виконують монтажні та ремонтні роботи, які не пов'язані із технологією виробництва;

- 4К – 6К – крани даної групи забезпечують технологічний процес у механічних цехах із серійним виробництвом середньої потужності;

- 7К – крани даної групи забезпечують технологічний процес у металургійних, ковально-пресових та механічних цехах із серійним виробництвом великої потужності;

- 8К – крани, що працюють цілодобово на складах насипних вантажів та металобрухту, в цехах та складах металургійних підприємств.

У будівлях із мостовими кранами режиму роботи 8К необхідно забезпечити підвищену жорсткість каркаса в поздовжньому та поперечному напрямках, передбачити заходи з підвищення надійності та витривалості підкранових конструкцій.

На роботу та довговічність конструкцій ОВБ великий вплив чинить також навколишнє середовище. За ступенем агресивного впливу на сталеві конструкції (визначається швидкістю корозії незахищеної поверхні металу, мм/рік), навколишнє середовище поділяють на неагресивне середовище (із швидкістю корозії до 0,01 мм/рік), слабо агресивне середовище (до 0,05 мм/рік), середовище із середньою агресивністю (до 0,1 мм/рік) та сильно агресивне (більше 0,1 мм/рік). При проектуванні конструкцій, що працюють у агресивному середовищі, особливу увагу треба звернути на вибір марки сталі (вибирають сталі, хімічний склад яких забезпечує підвищену стійкість до корозії), конструктивну форму елементів каркаса, ефективні захисні покриття.

При проектуванні ОВБ необхідно звернути увагу на дію температурних впливів на конструкції ОВБ (табл. Б.1). Так, у гарячих цехах конструкції зазнають дії високих температур (від +100°C до +500°C), впливів розплавленого металу та вогню. Для таких конструкцій необхідно передбачити ефективний захист у вигляді підвісних металевих екранів, захисних стін із вогнетривкої цегли та бетону, спеціального вогнетривкого покриття. Якщо конструкції ОВБ експлуатуються в умовах низьких температур (кліматичні пояси із розрахунковою температурою від –40 до –65°C), то необхідно використовувати марки сталі, хімічний склад яких забезпечує підвищену стійкість до крихкого руйнування, передбачити постановку додаткових в'язей, зменшення температурних відсіків (табл. Б.1), проводити заходи по зменшенню концентрації напружень.

За ступенем відповідальності більшість ОВБ відносяться до II класу, для якого в розрахунки конструкцій вводиться коефіцієнт надійності за призначенням $\gamma_n = 0,95$. Особливо відповідальні будівлі (ТЕЦ, АЕС) віднесені

до I класу ($\gamma_n = 1,0$), будівлі допоміжного призначення та складські приміщення без процесів сортування – до III класу ($\gamma_n = 0,9$). Для тимчасових споруд із терміном служби до 5 років – $\gamma_n = 0,8$.

Область застосування сталевих каркасів визначається також економічним ефектом від прийнятого конструктивного рішення.

Приблизні витрати сталі на металеві конструкції виробничих будівель загального призначення наведені в таблиці Б.2.

Вибір матеріалу для сталевих конструкцій регламентується будівельними нормами згідно яких усі конструкції розподілені на 4 групи залежно від конструктивного рішення та умов роботи. Значення нормативних та розрахункових характеристик сталі (листового, широкополосного та фасонного прокату за ГОСТ 27772-88) приймаються за ДБН залежно від класу міцності сталі та товщини прокату.

У курсовому проекті розглядаються одноповерхові виробничі будівлі зі сталевим каркасом та мостовими кранами. **В якості прикладу** розглянемо однопролітну виробничу будівлю з двома мостовими кранами вантажопідйомності $Q = 80/20$ т середнього режиму роботи (5К) із роздільним приводом механізму руху моста.

Проліт будівлі **L** – 24 м;

Крок колон **B** – 12 м;

Вантажопідйомність кранів **Q** – 80/20 тс;

Район будівництва – м. Тернопіль;

Відмітка головки кранового рельса **h₁** – 12,0 м;

Конструкція покрівлі – *сталевий профільований настил по сталевих прогонах покриття;*

Будівля – *однопролітна з двома мостовими кранами;*

Довжина будівлі – розмір одного температурного блоку – 228 м;

Режим роботи мостового крана – 5К;

Стіни – *навісні;*

Тип перерізу стержнів ферми – *гнутозварні замкнуті профілі;*

Колони – *ступінчасті;*

Переріз верхньої частини колони – *двотавр з широкими полицями;*

Нижня частина колони – *наскрізна;*

Електрозварювання – *напівавтоматичне;*

Контроль якості швів – *візуальний;*

Монтажні з'єднання – *з'єднання на болтах високої міцності;*

Клас бетону фундаменту – *B15;*

Перевезення конструкцій – *залізницею.*

Проектування каркаса одноповерхової однопролітної виробничої будівлі виконується згідно з вимогами чинних норм проектування та рекомендацій.

3. КОМПОНУВАННЯ КОНСТРУКТИВНОЇ СХЕМИ КАРКАСА БУДІВЛІ

Компонування конструктивної схеми каркаса складається з розбивки сітки колон, визначення основних розмірів поперечної рами, генеральних розмірів основних несучих конструкцій, розроблення системи в'язей по колонах і покриттю будівлі.

Колони в плані розміщують, виходячи із технологічних, конструктивних та економічних міркувань. Сітку колон будівлі розбивають відповідно до вимог основних положень щодо уніфікації об'ємно-планувальних і конструктивних рішень виробничих будівель. Відстань між колонами повинна бути кратною 6 м. У торцях будівлі колони зміщують усередину на 500 мм для зручності оформлення її кутів огорожуючими конструкціями (рис. 3.1). У сучасних умовах, жорсткі вимоги до уніфікації розмірів відсутні, тому крок колон може бути довільним.

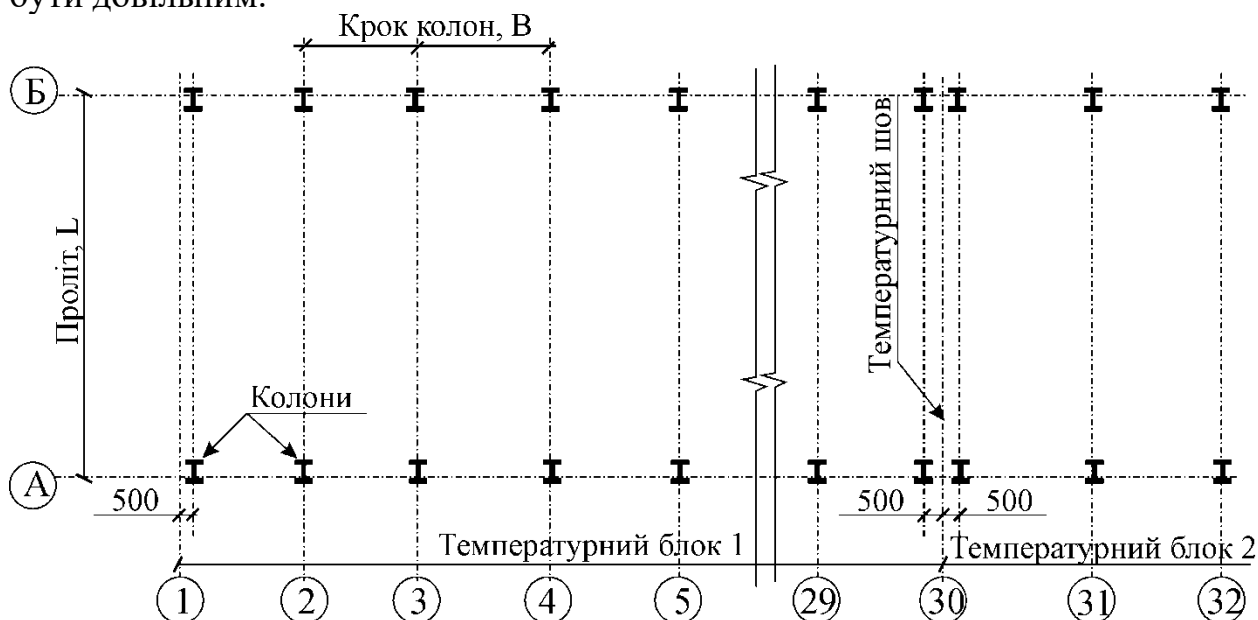


Рис. 3.1. Сітка колон однопролітної виробничої будівлі

Під час розбивки будівлі за довжиною на температурні відсіки слід користуватися вказівками та даними таблиці Б.1. Температурний шов передбачає встановлення парних колон, геометричні осі яких зміщені від поперечної осі на 500 мм. Усі поздовжні елементи каркаса в місці розміщення температурного шва мають бути розрізані.

Головні складові частини ОВБ – поперечна рама, що складається із колон та ригелів і забезпечує несучу здатність та жорсткість будівлі у поперечному напрямку, та поздовжні елементи каркасу: підкранові балки, підкранові ферми, в'язі між колонами та фермами, які забезпечують несучу здатність і жорсткість будівлі у поздовжньому напрямку.

Призначаючи розміри поперечних рам каркасів, треба керуватися в першу чергу технологічним завданням на проектування, в якому вказуються габарити технологічного і вантажопідйомного обладнання. Вертикальні розміри рами

прив'язують до умовної нульової позначки, за яку приймають рівень чистої підлоги, а горизонтальні - до координаційних осей будівлі.

За корисну висоту будівлі H_0 приймають відстань від рівня чистої підлоги до низу ферми і призначають її кратною 0,6 м. При цьому виходять з того, що зазор між верхньою точкою технологічного обладнання і низом конструкцій покриття повинен становити 200...400 мм.

Вертикальні розміри визначають з урахуванням габаритів кранового обладнання і позначки рівня головки рейки H_1 , яка залежить від необхідної висоти підйому гака крана. Визначальними габаритними розмірами крана є висота моста крана H_{cr} (відстань від головки рейки до верхньої точки візка крана), звис моста крана B_{cr} (ширина виступаючої частини моста крана за вісь рейки) та проліт крана L_{cr} (відстань між осями кранових рейок).

Габарити та інші вихідні дані щодо кранів, необхідні для проектування, слід приймати за стандартами на крани або каталогами заводів-виробників.

Необхідну відстань від головки рейки до низу ригеля (кроквяної ферми) визначають за формулою

$$H_2 = H_{cr} + c + 100 \text{ мм}, \quad (3.1)$$

де 100 мм - допуск на виготовлення кранів; c - зазор, який враховує прогин ригеля і габарит виступаючих вниз елементів, а також можливе провисання в'язей. При компонуванні рами можна приймати $c = 200$ мм при прольотах $L=18$ і 24 м, $c = 300$ мм при $L=30$ м і $c = 400$ мм при $L=36$ м. Для ферм, що виготовляються з будівельним підйомом, розмір c можна не враховувати.

Корисна висота будівлі становитиме:

$$H_0 = H_1 + H_2 \quad (3.2)$$

При виконанні умов уніфікації необхідно приймати H_2 кратним 200 мм, а H_0 кратним 600 мм (або 1200 мм при $H_0 \geq 8,4$ м). При необхідності значення H_0 за (3.2) коригують, збільшуючи H_1 і зберігаючи H_2 за (3.1) без змін.

У разі, коли в прольоті знаходяться мостові опорні крани різної вантажопідйомності, розмір H_2 визначають за габаритами крана більшої вантажопідйомності.

Довжина верхньої надкранової частини колони визначається як відстань від низу ригеля до низу підкранової балки:

$$l_2 = H_2 + h_r + h_{bc}, \quad (3.3)$$

де h_r - висота кранової рейки; h_{bc} — висота підкранової балки.

Висоти типових підкранових балок і кранових рейок для кранів різної вантажопідйомності вказані в табл. Д.2.2. Для виконання курсового проекту висоту підкранової балки можна також призначити орієнтовано в межах $(1/8...1/12)B$ (B - проліт підкранової балки, що дорівнює кроку колон), а в процесі проектування уточнити.

Довжина нижньої (підкранової) частини колони визначається як відстань від низу підкранової балки до низу бази колони:

$$l_1 = H_0 - l_2 + H_b, \quad (3.4)$$

де H_b - заглиблення бази колони нижче рівня чистої підлоги (нульової відмітки).

Для колон виробничих будівель без кранів або при наявності кранів загального призначення вантажопідйомністю до 50 т позначку верха фундаменту рекомендується призначати такою, що дорівнює $-0,15$ м ($H_b = 150$ мм). В інших випадках заглиблення колони нижче нульової позначки приймають таким чином, щоб верх бази (траверс, ребер, анкерних болтів) не доходив до рівня чистої підлоги на $50... 100$ мм. На стадії компонування поперечної рами можна призначити $H_b = 400... 1000$ мм, залежно від вантажопідйомності кранів. Слід зауважити, що в практиці будівництва все частіше спостерігаються випадки розміщення верху фундаментів на рівні чистої підлоги. Це характерно для каркасів безкранових будівель, колони яких мають бази без траверс.

Повна довжина колони буде:

$$l_c = H_0 + H_b. \quad (3.5)$$

Якщо ферма обпирається на колону зверху, то на колоні поруч з фермою розташовується надколонник - опорний стояк, який проектується як окремий відправний елемент. Довжину цього стояка приймають приблизно на 150 мм більшою від висоти ферми на опорі.

При виборі схеми ферми доцільно орієнтуватися в першу чергу на уніфіковані схеми ферм, а при відповідному техніко-економічному обґрунтуванні можна приймати ферму за індивідуальною схемою. При цьому необхідно пам'ятати, що нахил верхнього пояса до горизонту залежить від типу покрівлі.

Висоту підкранової траверси в ступінчастих колонах призначають орієнтовно $h_{tr} = (0,4...0,8)h_1$, де h_1 - ширина перерізу нижньої частини колони.

Висоту підкранової консолі h_c у випадку колон сталого перерізу призначають у межах $(0,8...1,0)h$, де h - ширина перерізу колони в площині рами. На наступному етапі проектування h_{tr} і h_c можна уточнити, а деяка наближеність у їх визначенні практично не впливає на точність визначення зусиль.

Горизонтальні розміри рами визначають на підставі заданого прольоту будівлі та відстані a_1 від поздовжньої координаційної осі до осі кранової рейки. Розмір a_1 повинен бути кратним 250 мм і для крайніх ступінчастих колон відповідати умові:

$$a_1 \geq (h_2 - a) + B_{cr} + \Delta, \quad (3.6)$$

$$a_1 = h_1 - a, \quad (3.7)$$

де h_2 і h_1 - ширина перерізів відповідно надкранової і підкранової частин колони; B_{cr} - звис моста крана; a — прив'язка зовнішньої грані колони до поздовжньої координаційної осі, яка приймається такою, що дорівнює 0 або 250 мм, або 500 мм; $\Delta = 75$ мм - мінімальний зазор між мостом крана і колоною за умовами техніки безпеки. При наявності проходу збоку від колони (крани груп

режимів роботи 7К і 8К) розмір a_1 треба збільшити на 450 мм (400 мм - мінімальна ширина проходу, 50 мм - огороження).

Ширина перерізу верхньої частини ступінчастих колон для забезпечення поперечної жорсткості рами повинна становити $h_2 \geq l_2/12$. При організації проходу в стінці колони (мінімальна ширина проходу 400 мм, висота 1800 мм) ширина перерізу h_2 повинна бути не менш як 1000 мм.

Якщо ригель обпирається на колону зверху, то ширину перерізу верхньої частини колони призначають орієнтовно в межах 400...700 мм залежно від вантажопідйомності кранів. Якщо ригель примикає до колони збоку, то $h_2 = a + \Delta_1$, де Δ_1 - прив'язка торців ферм до координаційних осей. При використанні уніфікованих схем ферм, які мають прив'язку $\Delta_1 = 200$ мм (без урахування допуску), ширина перерізу h_2 може бути 450 мм при $a = 250$ мм і 700 мм при $a = 500$ мм. Однак у практиці проектування часто змінюють прив'язку торців ферм порівняно з уніфікованою, що дозволяє більш вільно призначати h_2 і використовувати прокатні двотаври.

Ширина перерізу нижньої частини колони h_1 дорівнює відстані від зовнішньої грані колони до осі підкранової балки:

$$h_1 = a + a_1 \quad (3.8)$$

Для забезпечення горизонтальної жорсткості крайніх колон у площині рами для кранів груп режимів роботи 7К і 8К конструктивно приймають

$$h_1 \geq \frac{1}{15} l_c \quad (3.9)$$

а для інших кранів та колон середніх рядів

$$h_1 \geq \frac{1}{20} l_c \quad (3.10)$$

При кранах вантажопідйомністю $Q \leq 20$ т використовують колони зі сталюю шириною перерізу по висоті, а ширину перерізу приймають $h_1 \geq (1/30...1/25) l_c$

Для середніх симетричних колон, на які зліва і справа обпираються крани однакової вантажопідйомності, a_1 визначають за формулами:

$$a_1 \geq 0,5 h_2 + B_{cr} + \Delta \quad (3.11)$$

$$a_1 = 0,5 h_1 \quad (3.12)$$

Якщо на середню колону обпираються крани різної вантажопідйомності, то для збереження симетрії колони ширину звису моста крана B_{cr} у (3.12) приймають, як у більшому крані. Якщо крани зліва і справа мають різну вантажопідйомність, то a_1 зліва і справа можна прийняти різними, при цьому центр ваги перерізу верхньої частини колони змістити з координаційної осі в бік меншого крана. В останньому випадку колона вже не буде симетричною.

Верхню частину ступінчастих колон проектують завжди із суцільним симетричним двотавровим перерізом, а нижню частину приймають суцільною тільки при невеликій ширині перерізу, як правило, до 1000 мм. При більшій

ширині перерізу наскрізні колони виявляються більш економічними за витратами сталі і тому використовуються частіше. У колонах із сталою шириною перерізу по висоті обидві частини колони (верхня і нижня) приймаються однакового типу - суцільними або наскрізними.

*** ПРИКЛАД А. КОМПОНУВАННЯ ПОПЕРЕЧНОЇ РАМИ КАРКАСУ

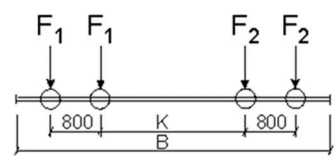
*** ВЕРТИКАЛЬНІ РОЗМІРИ ПОПЕРЕЧНОЇ РАМИ.

Компонування поперечної рами починаємо з установлення вертикальних розмірів. Розміри по вертикалі узгоджуємо з позначкою рівня чистої підлоги, приймаючи її за нуль. Вертикальні розміри рами залежать від технологічних умов виробництва, габаритів технологічного обладнання і підйомно-транспортних механізмів. Вони визначаються відстанню від рівня підлоги до головки кранової рейки H_1 і відстанню від головки кранової рейки до низу несучих конструкцій покриття H_2 , яка забезпечує нормальну експлуатацію мостових електричних кранів (див. рис. А.1).

Для визначення геометричних розмірів поперечної рами треба знати характеристики крану, які визначаються залежно від його типу за таблицею 1.

Таблиця А.1.

Характеристики опорного мостового крана 80/20 тс

	Проліт будівлі, м	Розміри, мм			Характеристики підкранової рейки		Висота підкранової балки h_{bc} , мм, прольотом 12 м
		H_{cr}	$B_{кр}$	K	Тип підкранової рейки	Висота рейки h_r , мм	
	24	3700	9100	4350	КР-100	150	1600

Розмір H_2 диктується габаритними розмірами мостового крана й умовами нормальної експлуатації крана і несучих конструкцій виробничої будівлі:

$$H_2 = (H_{cr} + 100) + c,$$

де h_k – габаритний розмір від головки кранової рейки до верхньої точки візка крана, мм;

100 мм – проміжок між верхньою точкою візка крана та кроквяними конструкціями, установлений за вимогами техніки безпеки;

c – розмір, який враховує прогин конструкції покриття, і приймається рівним 150 – 400 мм. Приймаємо $c = 200$ мм.

$H_2 = (3700 + 100) + 200 = 4000$ мм, враховуємо умови уніфікації, кратні 200 мм.

Тоді корисна висота будівлі становитиме:

$$H_0 = H_1 + H_2$$

$$H_0 = 12000 + 4000 = 16000 \text{ мм,}$$

де H_1 – відмітка головки кранової рейки.

Отримане значення $H_0 = 16000$ не кратне 1200мм, тому збільшуємо H_1 до 12800 мм.

Тоді корисна висота будівлі становитиме:

$$H_0 = 12800 + 4000 = 16800 \text{ мм.}$$

Отримане значення $H_0=16800$ мм кратне 1200 мм.

Приймаємо глибину заглиблення колони $H_B = 1000$ мм. Тоді повна висота колони буде:

$$l_c = H_0 + H_B$$

$$l_c = 16800 + 1000 = 17800 \text{ мм.}$$

Визначаємо довжини верхньої l_2 і нижньої l_1 частини колони:

$$l_2 = h_{bc} + h_r + H_2$$

$$l_2 = 1600 + 150 + 4000 = 5750 \text{ мм;}$$

$$l_2 = 5800 \text{ мм (заокруглюємо).}$$

$$l_1 = H_0 - l_2 + H_B$$

$$l_1 = 16800 - 5750 + 1000 = 12050 \text{ мм;}$$

$$l_1 = 12100 \text{ мм (заокруглюємо).}$$

Конструктивна висота колони становитиме:

$$H = l_1 + l_2$$

$$H = 5800 + 12100 = 17900 \text{ мм.}$$

*** ГОРИЗОНТАЛЬНІ РОЗМІРИ ПОПЕРЕЧНОЇ РАМИ.

Розміри по горизонталі прив'язують до поздовжніх осей будівлі, відстань між якими встановлюють при компонуванні сітки колон.

Прив'язка зовнішньої грані колони крайнього ряду до поздовжньої осі будівлі приймається: $a = 0$ мм – для невисоких будівель із кроком колон 6 м та мостовими кранами вантажопідйомністю до 30 тс; $a = 500$ мм – для високих будівель з мостовими кранами вантажопідйомністю більше за 100 тс; $a = 250$ мм – для інших випадків.

Приймаємо $a = 250$ мм.

З умови забезпечення горизонтальної жорсткості ширину верхньої частини колони призначаємо $h_2=500$ мм, що більше $l_2/12=5800/12=483,33$ мм.

Відстань a_1 від поздовжньої координаційної осі до осі кранової рейки

$$a_1 = B_{cr} + (h_2 - a) + 75$$

$$a_1 = 400 + (500 - 250) + 75 = 725 \text{ мм,}$$

де 75 мм – мінімальний зазор між мостом крана і колоною з умов техніки безпеки.

Приймаємо $a_1 = 750$ мм, (кратне 250 мм).

Ширина нижньої частини колони:

$$h_1 = a + a_1$$

$$h_1 = 250 + 750 = 1000 \text{ мм.}$$

За умов забезпечення жорсткості каркасу в поперечному напрямку, ширину нижньої частини колони приймаємо так, щоб виконувалась умова:

$$h_1 = 1000 \text{ мм} > 1/20 \cdot H$$

$$h_1 = 1000 \text{ мм} > 17900/20 = 895 \text{ мм.}$$

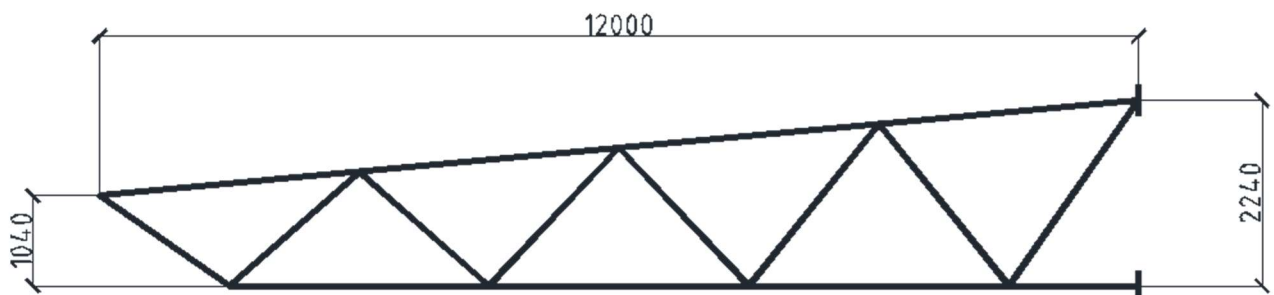
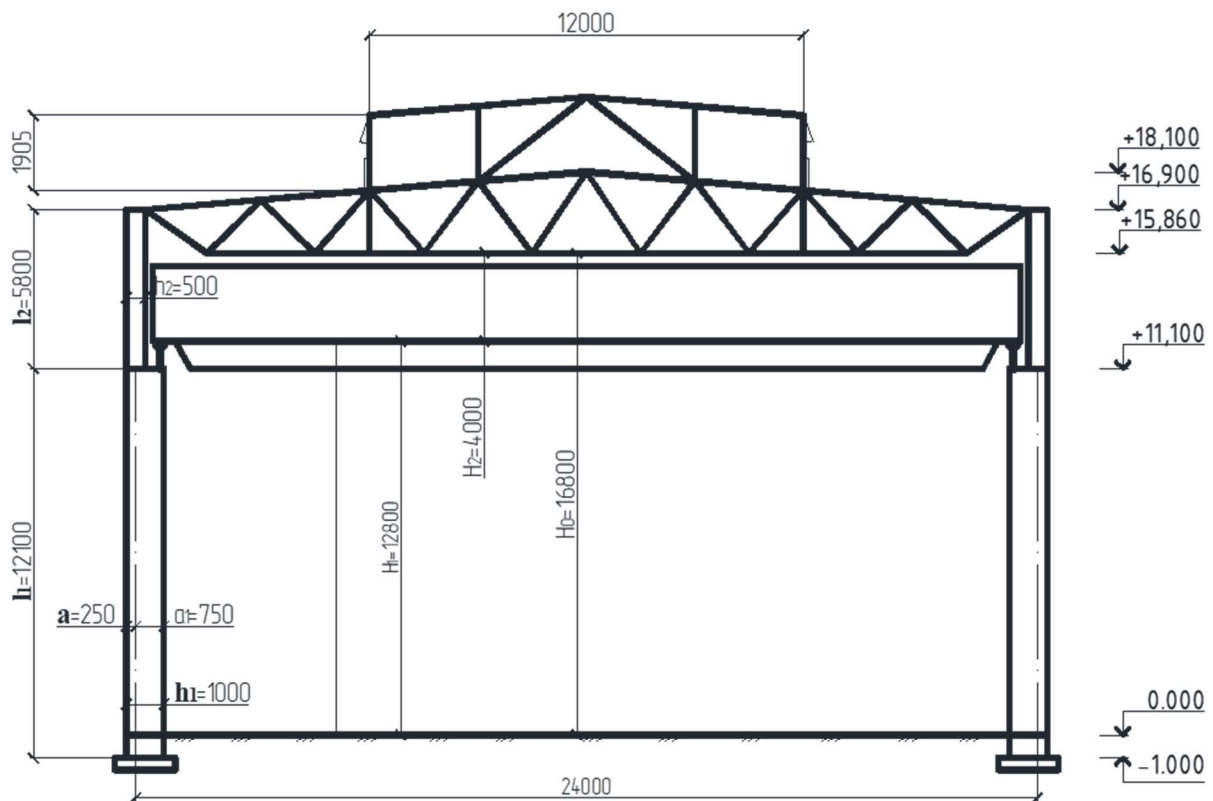


Рис. А.1. Компонувальна схема рами

4. РОЗРАХУНОК ПОПЕРЕЧНОЇ РАМИ БУДІВЛІ.

4.1. РОЗРАХУНКОВА СХЕМА.

Метою розрахунку будь-якої споруди є визначення з необхідною точністю внутрішніх зусиль в її елементах від діючих навантажень. Для забезпечення можливості розрахунку конструктивні схеми замінюються абстрактними механічними моделями, тобто розрахунковими схемами.

На стадії робочого проекту розрахунок каркасів треба виконувати, як правило, з використанням обчислювальної техніки та програмних комплексів за розрахунковими схемами, що досить повно відображають напружено-деформівний стан конструкції. В цілому це дозволяє скоротити час проектування, розглянути більшу кількість варіантів і отримати економічне проектне рішення, яке максимально наближається до опису дійсного напружено-деформованого стану об'єкта.

В той же час, як показала практика, надмірне ускладнення розрахункових схем каркасів з урахуванням просторової роботи конструкції, нелінійних факторів, піддатливості основи, тощо, призводить до збільшення трудомісткості розрахунків та опрацювання результатів, а також термінів проектування, а тому повинне здійснюватися тільки в тому разі, коли це сприяє суттєвому поліпшенню проектного рішення.

Розрахунок каркасів може виконуватись як за плоскими розрахунковими схемами, так і за просторовими, які розглядають споруду як єдине ціле.

У рамних каркасах з плоскими ригелями просторова робота виявляється головним чином при місцевому горизонтальному навантаженні, яким є поперечне навантаження від мостового крана, що передається не більш як на три рами. В цьому разі просторова робота каркаса здійснюється завдяки включенню в роботу жорсткої у своїй площині покрівлі та поздовжніх в'язей по нижніх поясах ферм, а також жорстких торців у коротких будівлях.

Ці елементи роблять неможливими незалежні переміщення окремих рам у горизонтальному напрямку і сприяють включенню в роботу сусідніх рам. При дії рівномірно розподілених навантажень (власна вага, вітер, сніг) вплив просторової роботи на розподіл зусиль у каркасах із плоскими ригелями є несуттєвим. Винятком можуть бути короткі будівлі при дії вітрового навантаження, коли жорсткі торці покриття впливають на горизонтальні переміщення на рівні верху колон.

Таким чином, розрахунок досить довгих каркасів з поперечними несучими рамами можна виконувати на основі плоских розрахункових схем, враховуючи в необхідних випадках просторову роботу тільки від дії горизонтальних навантажень.

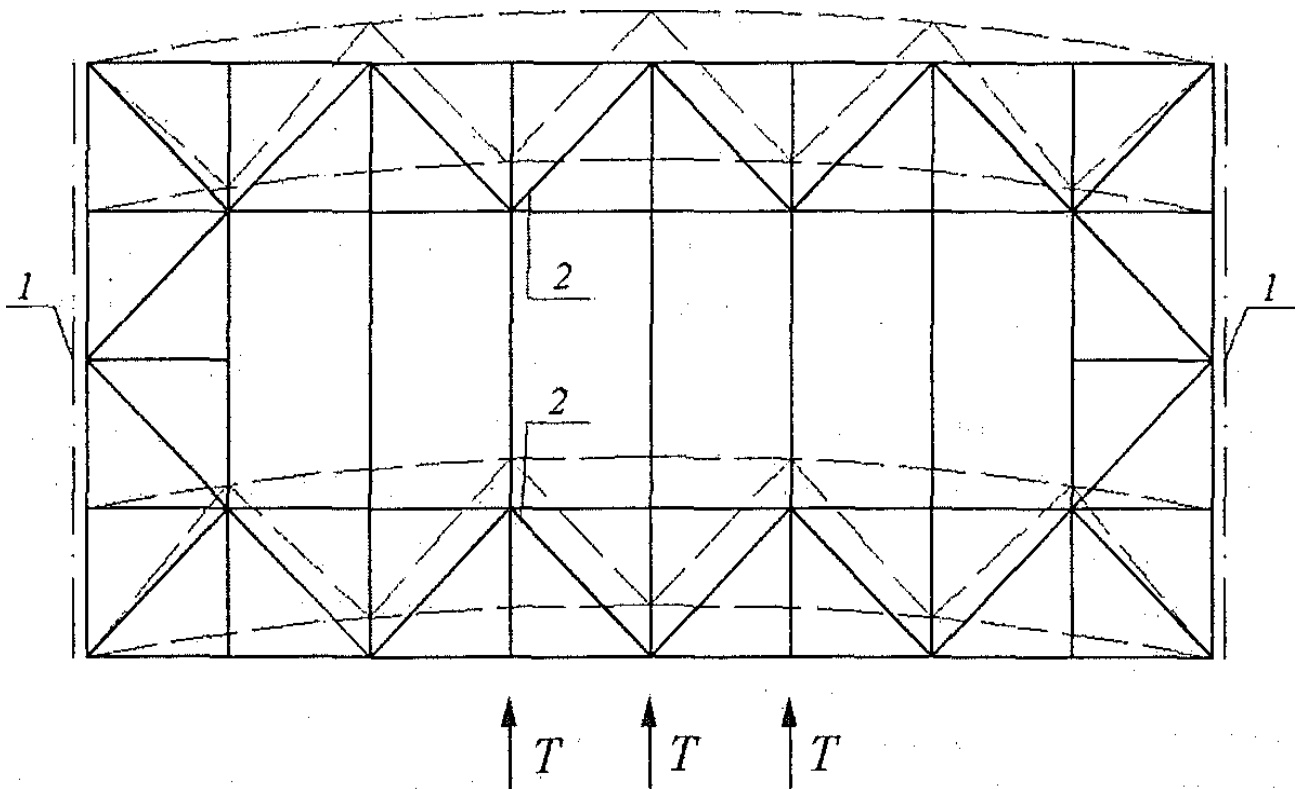


Рис. 4.1. Робота в'язей при горизонтальному навантаженні:
1 - жорсткі торці, 2 - поздовжні в'язі.

При використанні плоских розрахункових схем каркас поділяється на дві системи — поперечну та поздовжню, робота кожної з яких вважається незалежною. Відповідно до цього складаються поперечна та поздовжня розрахункові схеми. До кожної з них включаються конструктивні елементи, які не тільки сприймають навантаження, але й безпосередньо впливають на розподіл зусиль у системі. Такі елементи називаються основними. Всі інші конструктивні елементи належать до другорядних і в розрахункову схему не включаються.

Поперечні рами каркасів однопролітних виробничих будівель з опорними мостовими кранами проектують, як правило, з колонами, які жорстко закріплені у фундаментах. Шарнірне з'єднання колон із фундаментами може виявитись раціональним, головним чином, у безкранових будівлях при слабких основах, а також у невисоких будівлях при значних прольотах або рамних поперечниках, що проектуються за дво- або тришарнірною схемою.

З'єднання колон із ригелями може виконуватися шарнірним або жорстким. Найчастіше в практиці використовується шарнірне з'єднання як таке, що забезпечує простоту монтажу ригелів і уніфікацію опорних вузлів, хоча для нього характерне деяке збільшення витрат сталі на каркас та зменшення горизонтальної жорсткості. Відповідно до норм проектування горизонтальний прогин колон каркасів на рівні головки кранової рейки не повинен перевищувати його граничного значення f_u : для кранів групи режимів роботи 1К-3К $f_u = h/500$; 4К-6К $f_u = h/1000$; 7К - 8К $f_u = h/2000$ (тут h - висота від обрізу фундаменту до головки кранової рейки). Прогин необхідно перевірити від дії бічних сил тільки одного крана без урахування крену фундаментів.

Як свідчить практика проектування, жорстке з'єднання колон із ригелями доцільно застосовувати головним чином в однопролітних будівлях значної висоти, особливо при кранах 7К-8К, коли забезпечення необхідної горизонтальної жорсткості при шарнірному з'єднанні пов'язане зі значними витратами сталі.

Можна очікувати, що найточнішою розрахунковою схемою буде така, що складається з стержневих розрахункових елементів, осі яких проходять через центри ваги конструктивних елементів колон і ригеля (рис. 4.2, б). Такі схеми доцільно використовувати при розрахунках з використанням комп'ютерної техніки і програмно-обчислювальних засобів. Проте заміна наскрізних елементів - колон (рис. 4.2, в, е) і ферм (рис. 4.2, г, ж) розрахунковими елементами суттєво спрощує розрахункову схему і практично не відбивається на остаточному результаті розрахунку за умови надання розрахунковим стержням еквівалентної жорсткості. При цьому у разі шарнірного з'єднання ригеля з колонами вісь розрахункового елемента завжди проходить через опорні шарніри, а при жорсткому з'єднанні - суміщається з віссю нижнього пояса. Тут слід зазначити, що така заміна наскрізного ригеля відкладає визначення розрахункових зусиль у його елементах на пізніший термін (на етап розрахунку ригеля).

Подальше спрощення розрахункової схеми полягає у суміщенні осей підкранових і надкранових частин колон (рис. 4.2, д, і). Таке спрямлення осей практично не впливає на величину зусиль у рамі при всіх навантаженнях, за винятком вертикальних, що прикладені до верхніх ділянок колон і передаються на нижню їх частину з ексцентриситетом e_0 , який дорівнює відстані між центрами ваги перерізів верхньої і нижньої ділянок колон.

Якщо на стадії складання розрахункової схеми положення центра ваги несиметричного перерізу нижньої ділянки колони ще невідоме, то покладають, що він лежить на геометричній осі перерізу. Це дозволяє прийняти $e_0 = 0,5 (h_1 - h_2)$, а після розрахунку колон уточнити його значення і в разі суттєвого розходження скорегувати результати розрахунку (рис. 4.3).

Позацентрична передача зазначених зусиль на колони враховується додатковим навантаженням моментами $M_0 = Ne_0$ від вертикальних навантажень, що діють на рівні сполучення верхньої частини колони з нижньою (див. рис. 4.2, д, і).

Визначення розмірів розрахункової схеми поперечної рами зручно починати із встановлення відстані між центрами ваги перерізів верхніх ділянок колон L_{ef} і розрахункового прольоту ригеля L_{gir} який дорівнює відстані між осями обпирання ригеля на колони (див. рис. 4.2, в, е):

$$L_{ef} = L_{gir} \pm 2e_1 \quad (4.1)$$

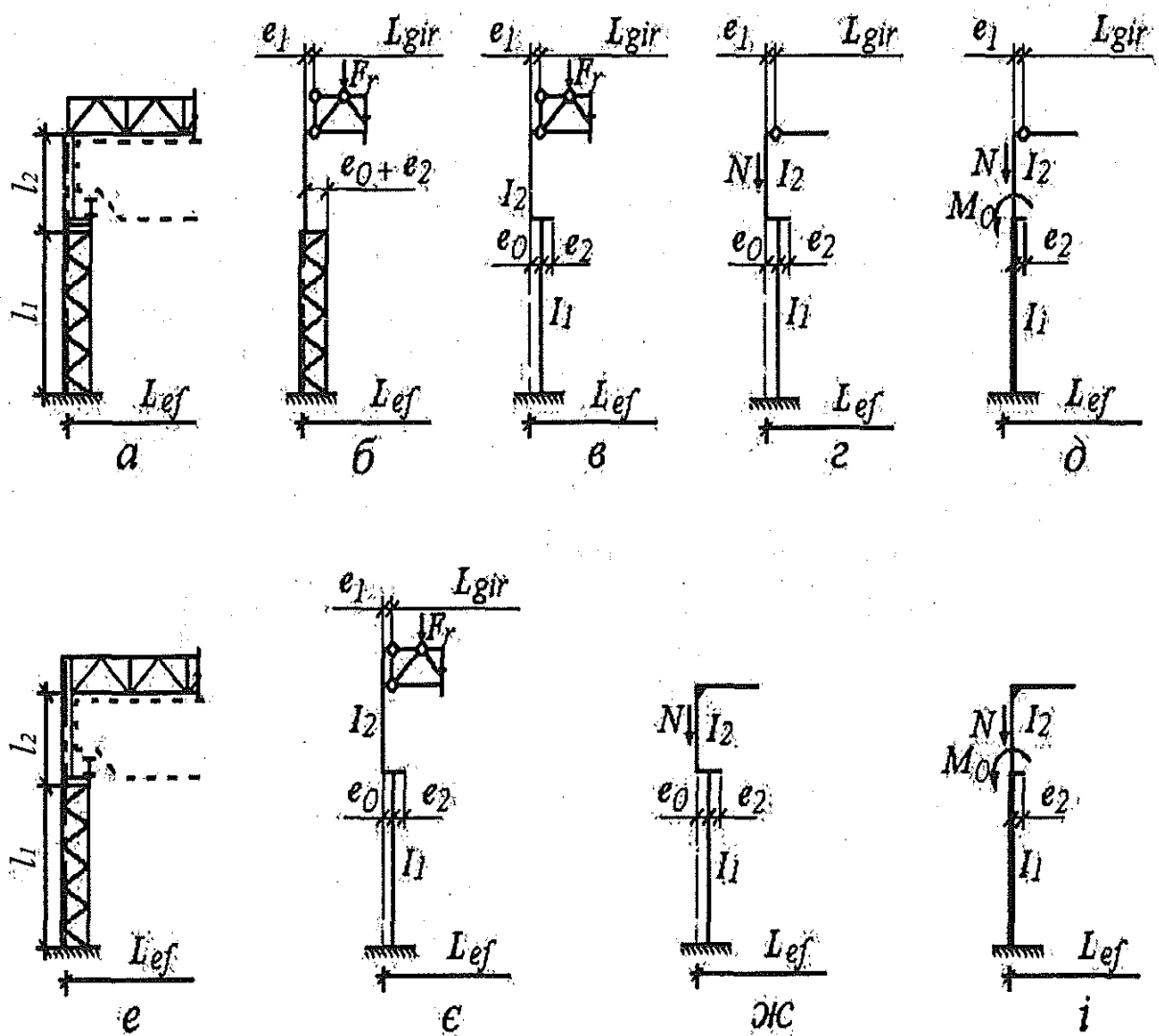


Рис. 4.2. Розрахункові схеми поперечних рам: *a, e* - конструктивні схеми при шарнірному і жорсткому з'єднанні ригеля з колонами відповідно; *б, в, з, д* — розрахункові схеми при шарнірному з'єднанні ригеля з колонами; *е, ж, і* - розрахункові схеми при жорсткому з'єднанні ригеля з колонами

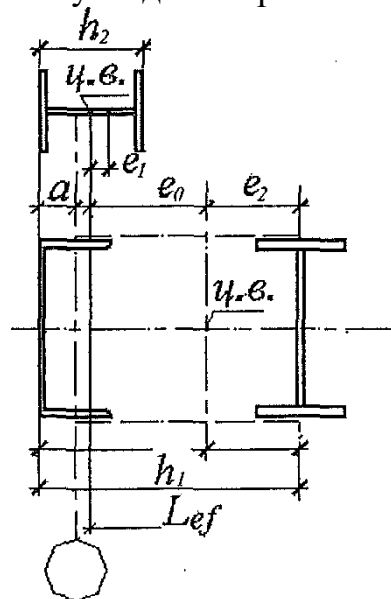


Рис. 4.3. До визначення ексцентриситетів

4.2. ЗБІР НАВАНТАЖЕНЬ НА ПОПЕРЕЧНУ РАМУ.

Основними видами навантажень, що передаються на каркаси виробничих будівель, є, по-перше, постійні навантаження від власної ваги несучих і огорожувальних конструкцій і, по-друге, змінні - від різних вантажопідйомних кранів, атмосферних впливів (від снігу і вітру) тощо. У деяких випадках необхідно врахувати особливі види навантажень, які обумовлені сейсмічними впливами, просіданнями опор, аварійними порушеннями технологічного процесу тощо.

При проектуванні необхідно розглядати усі можливі схеми діючих навантажень з метою визначення найбільш небезпечної їх комбінації для будь-якого елемента або перерізу.

4.2.1. ПОСТІЙНІ НАВАНТАЖЕННЯ.

До постійних навантажень належать, у першу чергу, вага частин споруд, у тому числі вага несучих та огорожувальних конструкцій, а також вага та тиск ґрунтів.

У власну вагу покриття включають навантаження від усіх елементів покриття (гідроізоляційний килим, стяжка, утеплювач, пароізоляція, несучий настил), конструкцій ліхтаря зі склінням, кроквяних ферм та в'язей. Навантаження від прогонів приймають за попередньо підібраними перерізами. Навантаження від власної ваги конструкцій покриття зручно визначати на 1 м² плану в табличній формі, граничні розрахункові значення навантажень визначаються з урахуванням коефіцієнта надійності. Якщо верхній пояс ферми має нахил до горизонту під кутом α , то навантаження від елементів, розташованих по верхньому поясі, необхідно спроектувати на горизонтальну поверхню.

Характер прикладення навантаження на ригель приймається відповідно до розрахункової схеми. У разі розрахункової схеми з суцільними умовними ригелями (див. рис. 4.2, г, д, ж, і) навантаження на нього від покриття приймають рівномірно розподіленим (рис. 4.4, а):

$$q_r = \frac{g_r B}{\cos \alpha} \quad (4.2)$$

де B — крок кроквяних ферм. При нахилах покрівлі до 1/8 включно можна приймати $\cos \alpha = 1$.

У багатопролітних каркасах з підкроквяними фермами частина навантаження від покриття буде передаватися на середню колону у вигляді опорних реакцій підкроквяних ферм (рис. 4.4, б):

$$F_{r1} = g_r A \quad (4.3)$$

де A - вантажна площа підкроквяної ферми.

При використанні розрахункової схеми з наскрізним ригелем (див. рис. 4.2, б, є) навантаження на ригель прикладають у вигляді зосереджених сил у вузлах верхнього пояса:

$$F_r = \frac{g_r}{\cos \alpha} B d \quad (4.4)$$

де d – довжина панелі (крок вузлів) верхнього пояса.

Навантаження від власної ваги стінового огороження передається на колони у вигляді зосереджених сил у місцях кріплення опорних столиків або ригелів стінового фахверка до колон. Ці сили переносять на нейтральні осі перерізів колон з урахуванням додаткових моментів, які виникають при цьому. На практиці (без внесення суттєвої похибки в результати розрахунку навантаження від власної ваги стінового огороження) їх можна підсумувати із власною вагою колон і прикласти посередині довжини підкранової (сила F_1) і надкранової (сила F_2) частин колони (рис. 4.4, а, б):

$$F_1 = G_{w1} + G_1; F_2 = G_{w2} + G_2, \quad (4.5)$$

де G_{w1} , G_{w2} - власна вага стінового огороження, що передається на нижню і верхню частини колони відповідно; G_1 , G_2 - власна вага нижньої і верхньої частин колони відповідно.

Моменти від позацентрового прикладання поздовжніх сил від власної ваги огороження:

$$M_1 = G_{w1} (h_1/2 + t_w/2 + e); \quad (4.6)$$

$$M_2 = G_{w2} (h_2/2 + t_w/2 + e) \quad (4.7)$$

де t_w - товщина стінової панелі; e - зазор між внутрішньою поверхнею стіни і зовнішньою гранню колони.

Тут необхідно пам'ятати, що власна вага цокольної панелі та стінового огороження, що на неї опирається, передається безпосередньо на фундаментну балку і від неї на фундаменти.

Власна вага підкранових колій через їх незначну вагу найчастіше умовно враховується разом із навантаженням від мостових кранів.

4.2.2. СНІГОВЕ НАВАНТАЖЕННЯ.

При статичному розрахунку за розрахунковими схемами з умовним суцільним ригелем навантаження від снігу, як і від власної ваги, приймають рівномірно розподіленим по довжині прольоту при значенні $\mu = 1$ (див. рис. 4.4, в) і визначають за формулою

$$q_s = S_0 \mu \gamma_{fm} B \gamma_n, \quad (4.8)$$

де γ_n - коефіцієнт надійності за призначенням, B - крок рам. Характеристичні значення снігового навантаження S_0 для деяких районів будівництва можна прийняти за табл. Д.2.5, коефіцієнти надійності за навантаженням - за табл. 4.4 - 4.6. Для однопролітних будівель схеми прикладання снігового навантаження і значення коефіцієнтів μ наведені в табл. Д. 2.7.

При наявності підкровокняних ферм у багатопролітних будівлях слід додатково прикласти до колон їхні опорні реакції (див. рис. 4.4, г).

Снігове навантаження на решітчастий ригель прикладають у вузлах верхнього пояса у вигляді зосереджених сил, при цьому розглядають усі можливі схеми розподілення снігового навантаження, наведені у табл. Д.2.7.

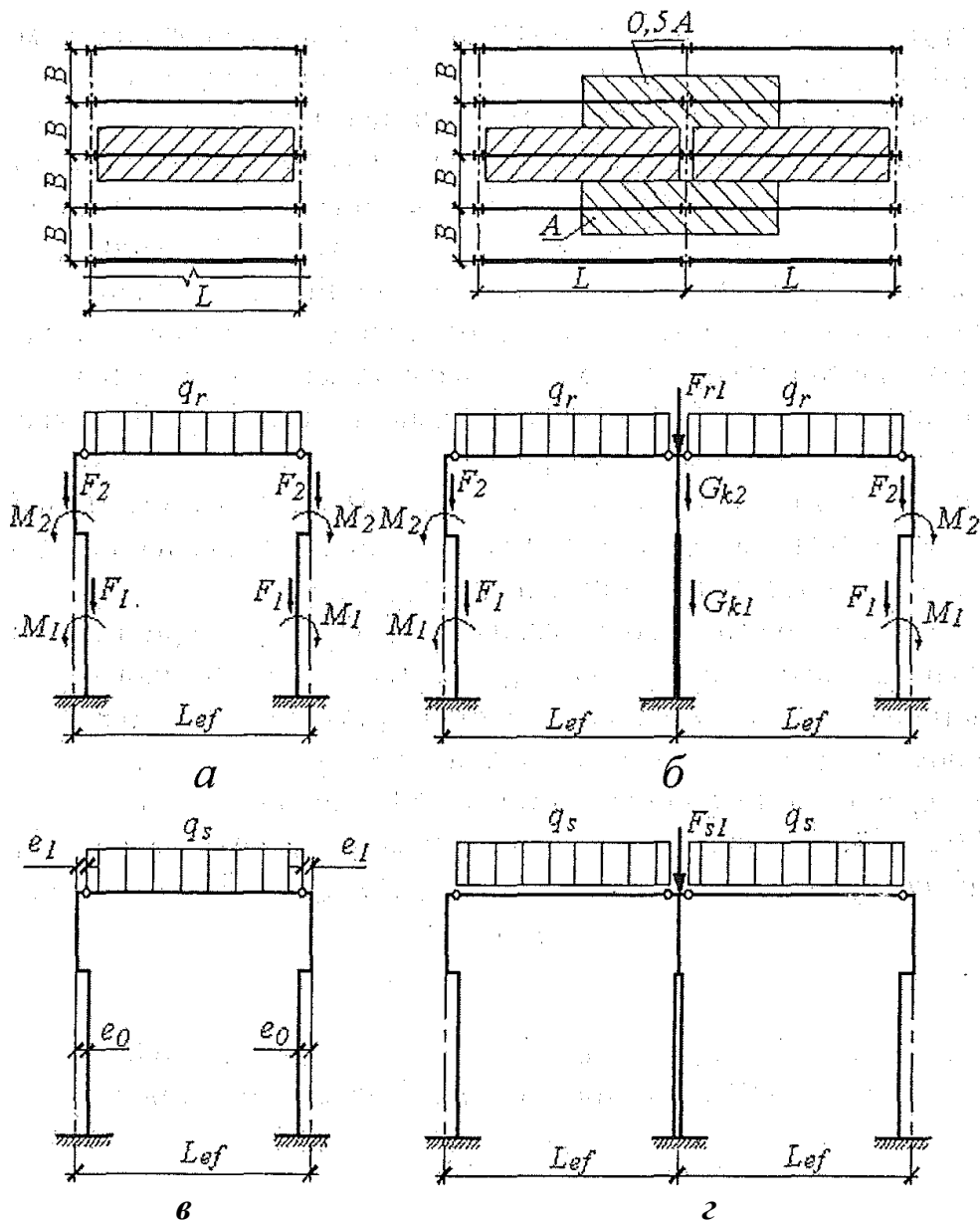


Рис. 4.4. Навантаження на розрахункові схеми: а, б-постійні; в, г-від снігу

4.2.3. ВЕРТИКАЛЬНЕ НАВАНТАЖЕННЯ ВІД МОСТОВИХ КРАНІВ.

Основними параметрами мостових кранів, що впливають на навантаження на рейку, є їхня вантажопідйомність Q , схема і проліт моста крана, власна вага крана з візком G , а також вид приводу, спосіб підвісу вантажу, група режимів роботи та положення вантажу на крановому мості.

Звернімо увагу, що граничні вертикальні та поперечні горизонтальні кранові навантаження (за винятком навантаження від бічної сили для чотириколісних кранів) враховуються від дії двох зближених кранів на одній колії, у той час як експлуатаційні (для обчислення деформацій) - від дії лише одного крана на колії відповідно. При розрахунку багатопролітних будівель можна враховувати суміщення в одному створі двох кранів в кожному прольоті для вертикальних навантажень та по одному крану - для горизонтальних гальмівних навантажень. Для визначення бічної сили від перекосу моста та непаралельності колій у будь-якому разі враховується лише один кран у створі.

При крайньому розташуванні на мосту візка з вантажем на найближчу до нього рейку буде передаватися максимальний вертикальний тиск колеса крана F_{max} , а на протилежну - мінімальний F_{min} (див. рис. 4.5. б).

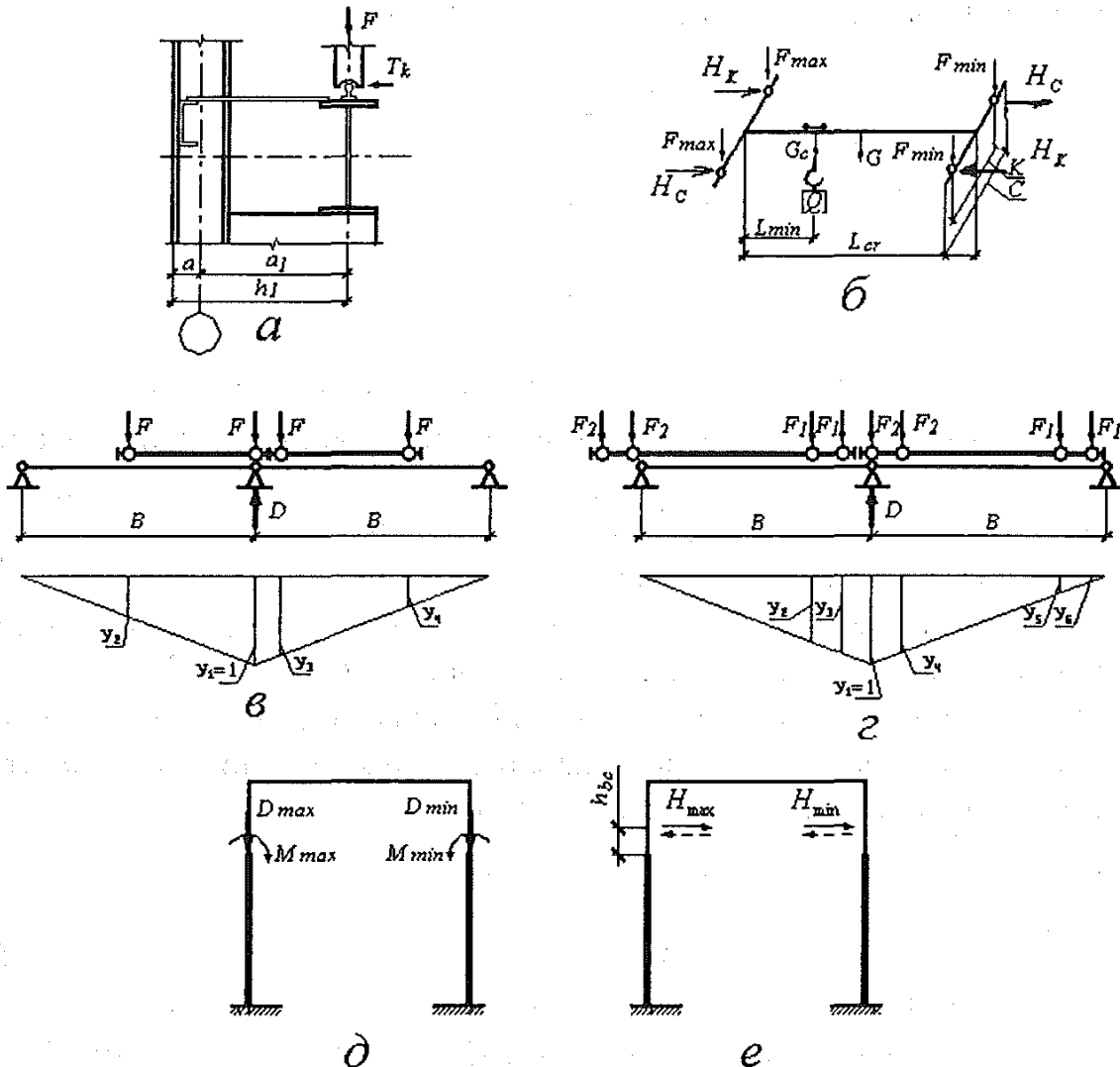


Рис. 4.5. Навантаження від мостових кранів: *a* - діючі сили на рейку; *б* - схема мостового опорного крана; *в, з* — схеми встановлення кранів для визначення D_{max} і D_{min} *д* - вертикальне кранове навантаження на раму; *е* - горизонтальне кранове навантаження на раму

Схеми розташування коліс крана, а також характеристичні значення максимального тиску коліс крана $F_{n,max}$ на боці, до якого наближений візок з вантажем, вказані у відповідних стандартах на крани. Для деяких типів кранів необхідні дані для проектування наведені у табл. Д.2,2.

Для кранів вантажопідйомністю до 50 т включно, що мають чотири колеса ($2n_k=4$), найменший тиск коліс крана $F_{n,min}$ визначають із рівняння рівноваги усіх сил на вертикальну вісь: $2F_{n,max} + 2F_{n,min} - G - Q = 0$. Звідси

$$F_{n,min} = \frac{Q+G}{n_k} - F_{n,max} \quad (4.9)$$

де G - маса крана з візком; n_k - кількість коліс крана з одного боку.

Для кранів більшої вантажопідйомності, які мають 8 коліс ($2n_k = 8$),

$$F_{n,\min} = \frac{Q+G}{n_k} - \frac{F_{1n,\max} + F_{2n,\max}}{2} \quad (4.10)$$

Розрахункові граничні значення вертикального тиску коліс крана визначають за формулами

$$F_{\max} = F_{n,\max}\gamma_{fm}; F_{\min} = F_{n,\min}\gamma_{fm} \quad (4.11)$$

Коефіцієнти надійності за навантаженням наведено в табл. 4.9.

За браком даних, регламентованих стандартами, максимальне характеристичне значення тиску колеса крана можна визначити таким чином:

$$F_{n,\max} = \left[\frac{(Q + G_c)(L_{cr} - L_{min})}{L_{cr}} + \frac{G - G_c}{2} \right] \frac{1}{n_k} \quad (4.12)$$

де G_c - власна вага візка крана; L_{cr} - проліт крана; L_{min} - мінімальна відстань від осі підкранової балки до гака крана (див. рис. 4.5, б).

В однопролітних будівлях, які обладнані декількома мостовими кранами в одному ярусі, при розрахунку рам і колон вертикальні навантаження враховують від двох несприятливо розташованих кранів найбільшої вантажопідйомності, якщо кількість кранів у прольоті два або більше. У будівлі з одним краном і за умови, що другий кран не буде встановлено протягом усього терміну експлуатації, навантаження враховуються тільки від одного крана.

Для визначення вертикального навантаження на колону від кранів, що передається як опорна реакція підкранових балок», використовують відповідні лінії впливів. У випадку розрізних підкранових балок їхня опорна реакція буде максимальною при такому розташуванні зближених кранів, коли одне з коліс знаходиться безпосередньо над колоною, а інші максимально наближені до неї. Схеми встановлення двох зближених кранів на оцінку лінії впливу опорної реакції вказані на рис. 4.5, в, з.

Вертикальне розрахункове граничне навантаження на колону, до якої наближений крановий візок, визначається за формулою

$$D_{\max} = (\psi \sum_{i=1}^n F_{\max} y_i + G_w) \gamma_n, \quad (4.13)$$

а на колону, від якої крановий візок віддалений, - за формулою

$$D_{\min} = (\psi \sum_{i=1}^n F_{\min} y_i + G_w) \gamma_n, \quad (4.14)$$

де y_i - ординати лінії впливу під відповідними колесами крана; F_{\max} та F_{\min} - за формулами (4.9)-(4.12); G_w - розрахункове граничне навантаження від власної ваги підкранових конструкцій на ділянці між колонами; ψ - коефіцієнт сполучення для кранів, що приймається за табл. 4.10.

Підкранові балки опираються на колони з ексцентриситетом e_2 щодо центра ваги підкранової частини колони (див. рис. 4.3). Якщо положення центра ваги перерізу на етапі статичного розрахунку ще невідоме, то можна припустити, що він лежить на серединній геометричній осі перерізу, при цьому

$e_2 = h_1/2$. Вертикальне кранове навантаження переносять на центральну вісь колони з додатковими моментами (рис.4.5.):

$$M_{\max} = D_{\max}e_2 \quad (4.15)$$

$$M_{\min} = D_{\min}e_2 \quad (4.16)$$

В багатопролітних будівлях на колони середнього ряду можуть одночасно діяти вертикальні сили D_{\min} (D_{\max}) від кранів, які розташовані в суміжних прольотах зліва та справа від колони. При переносі цих сил на вісь колони треба враховувати напрямки моментів, що при цьому виникають (рис. 4.6).

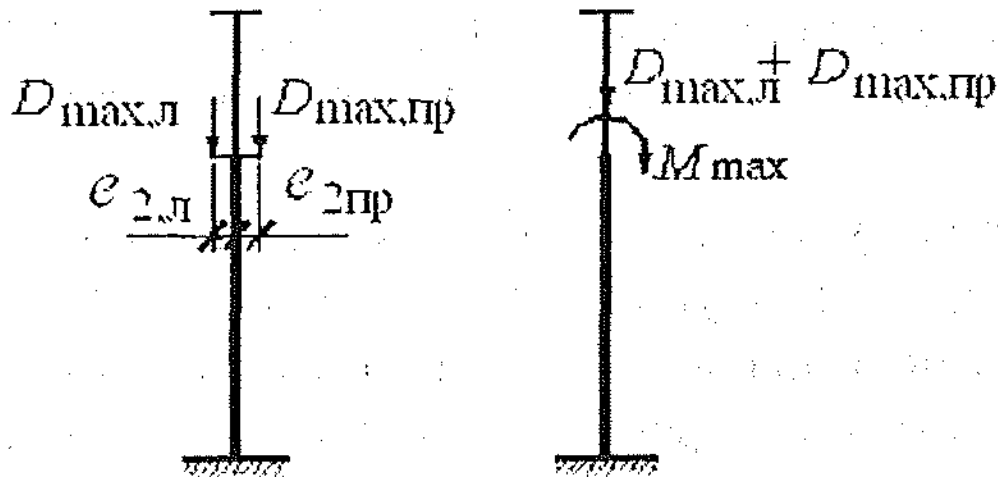


Рис. 4.6. Вертикальне навантаження на середню колону від кранів у суміжних прольотах

Розрізняють схеми прикладання бічних сил від чотириколісних та восьмиколісних кранів, враховуючи різне походження цих навантажень.

Формула (4.17) визначає характеристичне значення бічної сили для одного колеса чотириколісного крана такою величиною:

$$H_{n,k} = 0,1F_{n,\max} + \frac{\alpha(F_{n,\max} - F_{n,\min})L_{cr}}{K} \quad (4.17)$$

де $F_{n,\max}$ та $F_{n,\min}$ - характеристичні значення вертикального тиску на колесо, на більш або на менш завантаженій стороні відповідно; K та L_{cr} - база і проліт крана; коефіцієнт $\alpha = 0,03$ при центральному приводі та $\alpha = 0,01$ - при роздільному приводі механізму руху моста.

Тут перший доданок відповідає силі поперечного ковзання колеса крана при його перекосі відносно поздовжньої осі рейки за відсутності контакту реборди колеса з рейкою, другий — відображає вплив на бічну силу колеса моменту від перекосу моста в плані. Очевидним є вплив відношення B_{cr} / L_{cr} , а також зменшення перекосу при роздільному приводі порівняно з центральним. Бічні сили $H_{n,k}$ прикладаються лише до двох коліс з однієї сторони або по діагоналі та завжди спрямовані в різні сторони; до двох інших коліс прикладаються сили $H_{n,c} = 0,1F_{n,\max}$ (або $H_{n,c} = 0,1F_{n,\min}$ у випадку, коли це найбільш несприятливо), які завжди спрямовані в один бік - назовні або всередину прольоту (рис. 4.7).

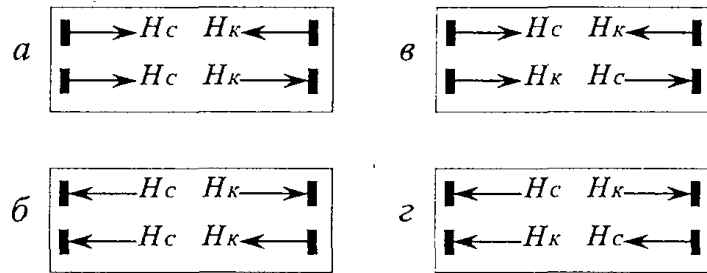


Рис. 4.7. Варіанти прикладання бічних сил для одного чотириколісного крана

Горизонтальне навантаження на колону H обчислюється на кожний бік прольоту за тими самими лініями впливу, що й вертикальне, але з урахуванням лише одного крана.

Для розрахунку поперечних рам, колон або підкранових конструкцій слід обирати з наведених схем прикладання бічних сил найбільш не вигідні схеми завантаження ліній впливу відповідних конструкцій.

Характеристичне значення бічної сили багатоколісних (вісім коліс і більше) кранів, що діє поперек кранових шляхів і є наслідком перекосу крана з вантажем, враховується на одне ходове колесо таким чином:

- для кранів з гнучким підвісом при розташуванні візка з вантажем посередині прольоту

$$H_{n,k} = 0,1(Q + G)/2n_k \quad (4.18)$$

- для кранів з жорстким підвісом

$$H_{n,k} = 0,1F_{n,max} \quad (4.19)$$

Приймається, що бічні сили багатоколісних кранів передаються на обидва боки колії, на кожному боці від кожного колеса мають один напрямок (усередину прольоту або назовні) та спрямовані на обох сторонах у різні боки (з обох сторін всередину прольоту або з обох сторін назовні). На одній стороні колії приймається повна бічна сила $H_{n,k}$, на іншій стороні $0,5H_{n,k}$ (рис.4.8). Застосування формул (4.18)—(4.19) передбачає врахування впливу двох зближених кранів.

Розрахункове граничне горизонтальне навантаження на колону визначається як реакція гальмівних балок (ферм), яка виникає при такому самому розташуванні кранів, як і при розрахунку вертикального навантаження, та обчислюється по лінії впливу опорної реакції гальмівної конструкції, яка не відрізняється від лінії впливу опорної реакції підкранової балки. Цю реакцію визначають за формулою

$$H_{\min(\max)} = \psi(\sum H_{n,i} \gamma_i \gamma_{fm}) \gamma_n \quad (4.20)$$

Поперечне навантаження передається на колони на рівні гальмівних конструкцій на відстані h_{bc} від підкранової траверси (див. рис. 4.5, е, є), проте з метою спрощення розрахунків при висоті підкранових балок h_{bc} до 1 м допускається прикладення сили H на рівні уступу колони.

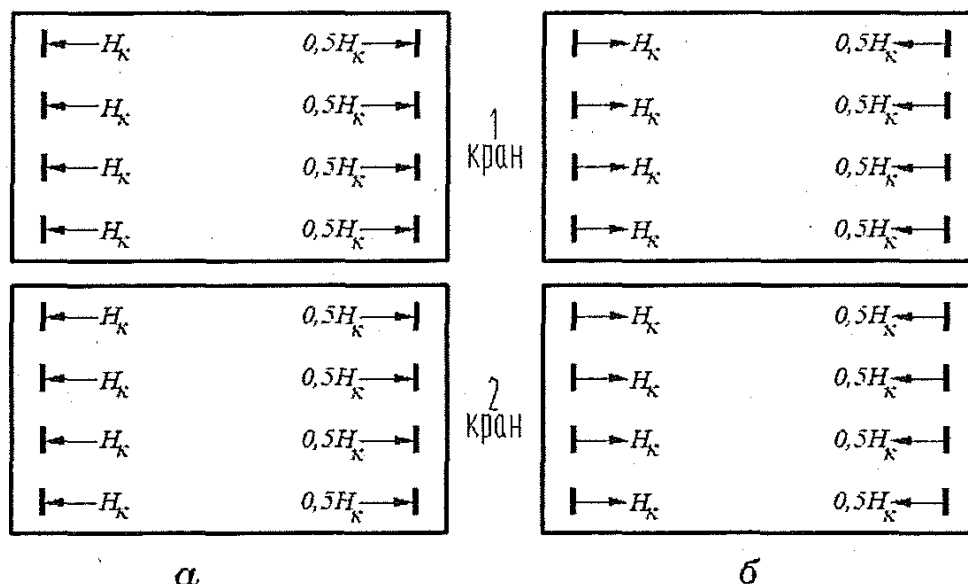


Рис.4.8. Варіанти прикладання бічних сил для двох зближених багатоколісних кранів

Для визначення найбільш небезпечного завантаження рами мостовими кранами в однопролітних будівлях необхідно розглянути шість випадків завантаження: двічі D_{max} прикладається по черзі на лівій і на правій колонах, та чотири рази прикладається H на ліву та на праву колону зі зміною напрямку дії (див. рис. 4.5, д, е, є).

Горизонтальне розрахункове граничне навантаження вздовж кранових колій, яке виникає при гальмуванні моста крана, визначається при характеристичному значенні горизонтального поздовжнього навантаження $P_{01} = 0,1 F_{n,max}$ на гальмівні колеса однієї сторони крана за формулою:

$$T_{fd} = 0,1 F_{n,max} \gamma_{fm} n_1 \gamma_n \quad (4.21)$$

де n_1 — кількість гальмівних коліс з одного боку крана (якщо нема інших вказівок, то $n_1 = 0,5n_k$). Приймається, що навантаження T_{fd} може бути прикладене до правої або лівої балки кранової колії. Це навантаження враховується при розрахунку каркаса в поздовжньому напрямку.

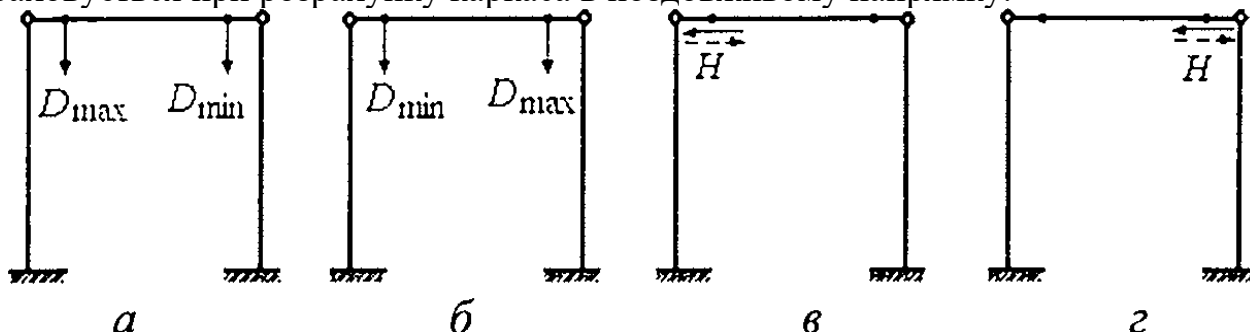


Рис. 4.9. Схеми навантаження від підвісних кранів: а, б- вертикальні навантаження; в, г - горизонтальні навантаження

У разі підвісних мостових кранів навантаження від них у вигляді вертикальних і горизонтальних зосереджених сил передається безпосередньо на ригель (рис. 4.9).

Кранові балки для підвісних кранів можуть виконуватися як за розрізною, так і за нерозрізною схемами. У разі розрізних кранових балок для визначення D_{\max} , D_{\min} і H використовують таку саму схему встановлення кранів, як на рис. 4.7, в.

Необхідні дані про підвісні мостові крани наведені в табл. Д.2.3 та Д.2.4.

Якщо балка нерозрізна, то для визначення ординат u_i необхідно побудувати лінію впливу опорної реакції для нерозрізної балки. Для спрощення розрахунків можна використати рішення для п'ятипролітної балки (табл. Д.3.3). При цьому необхідно розглянути лінії впливу опорних реакцій для трьох ригелів R_1 , R_2 і R_3 та визначити, яка з них дає найбільше значення D_{\max} . Зазначимо, що при наявності двох підвісних кранів найбільш небезпечним їх розташуванням не обов'язково буде таке, коли вони максимально зближені.

Характеристичне значення горизонтального навантаження підвісних кранів поперек кранової колії враховується як таке, що спричиняється гальмуванням візка, визначається від двох (або одного) кранів, передається на колеса однієї сторони кранової колії, розподіляється порівну між усіма колесами цієї сторони і може бути спрямоване як усередину, так і назовні прольоту (див. рис. 4.9). Сумарне значення цієї сили на колеса одного крана визначається як 0,5 суми значень вантажопідйомності крана (в кН) і ваги візка.

4.2.4. ВІТРОВЕ НАВАНТАЖЕННЯ.

При розрахунках за спрощеними розрахунковими схемами без використання програмних засобів нерівномірне по висоті вітрове навантаження на ділянці від рівня землі до низу ригеля замінюють еквівалентним йому за впливом рівномірно розподіленим (рис. 4.10). Для цього замість коефіцієнта C_h , використовують еквівалентний йому C_{eq} , який знаходять з умови рівності згинальних моментів в основі заземленого стояка від фактичного вітрового тиску та від рівномірно розподіленого еквівалентного навантаження (рис. 4.10, а).

Значення C_{eq} для будівель з висотою до низу ригеля $5 < H_0 < 40$ наведено в табл. Д.2.6.

Інтенсивність розрахункового еквівалентного вітрового навантаження на колони поперечної рами при відсутності поздовжнього фахверка (рис. 4.10, в) визначається за залежністю:

$$q_w = \gamma_{fm} W_0 C_{aer} C_{eq} B \gamma_n \quad (4.22)$$

де B - крок рам для схем з регулярним кроком колон по зовнішніх і внутрішніх рядах, C_{aer} - за табл. Д.2.8, інші коефіцієнти аеродинамічного опору враховуються у разі потреби. Коефіцієнт надійності за навантаженням залежить від характеру розрахунку та приймається за табл. 4.7, 4.8.

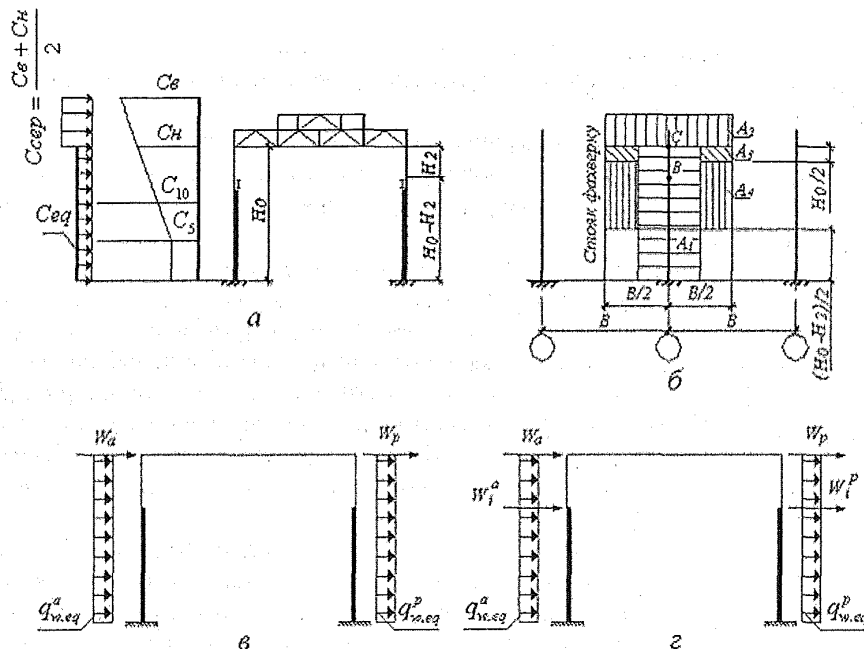


Рис. 4.10. До визначення вітрового навантаження: *а, б* - на поперечну раму; *в, з* - на розрахункові схеми

При наявності додаткових стояків поздовжнього фахверка рівномірно розподілене навантаження на колону збирається з ділянок, ширина яких дорівнює відстані між основною колоною і стояком фахверка, тобто $B/2$. Верхнім кінцем стояк фахверка обирається на розпірку, тому на колону передаються зосереджені сили від поздовжніх в'язевих елементів каркаса, які сприймають навантаження від стінового огороження та стояків фахверка.

Роль таких елементів виконують поздовжні в'язі по нижніх поясах ферм, до яких прикріплюються верхні кінці стояків фахверка, а також гальмівні конструкції підкранових колій, якщо стояки фахверка з'єднані з ними. Величини зосереджених сил визначають як реакції відповідних поздовжніх в'язевих елементів (рис. 4.10, *з*):

$$W_i = \gamma_{fm} W_0 C_{aer} C_{сер} A_i \gamma_n \quad (4.23)$$

де A_i - вантажна площа i -ї ділянки.

Вітрове навантаження, що діє на ділянці від низу ригеля до найвищої точки будівлі, прикладається у вигляді зосереджених сил від активного W_a та від'ємного (пасивного) тиску W_p на рівні низу ригеля рами.

Ці сили визначають за осередненими значеннями коефіцієнта C_h , вітрового навантаження на ділянці від низу ригеля до верху ліхтаря.

4.3. ВИЗНАЧЕННЯ ЗУСИЛЬ У ПЕРЕРІЗАХ ПОПЕРЕЧНОЇ РАМИ.

Визначення зусиль в елементах плоскої рами здійснюється шляхом статичного розрахунку від кожного навантаження окремо.

При розрахунках з використанням програмних комплексів задача інженера полягає у виборі розрахункової схеми і виконанні формальних процедур щодо введення вхідної інформації за правилами, які регламентуються для кожного комплексу відповідною інструкцією. Загальною вимогою для всіх комплексів є

необхідність попереднього задання жорсткості усіх елементів (у вигляді жорсткісних характеристик EA , EI тощо для конкретних перерізів), що входять до розрахункової схеми. Для цього використовують результати попередньо виконаних аналогічних проектів або задають перерізи за зусиллями, що визначені за наближеними методами (наприклад, у припущенні статичної визначуваності системи).

При розрахунку рам з використанням спрощених розрахункових схем наскрізний ригель замінюють еквівалентним йому за жорсткістю суцільним, момент інерції якого визначають так:

$$I_{gir} = (A_{f1}Z_1^2 + A_{f2}Z_2^2)\mu \quad (4.24)$$

де A_{f1} і A_{f2} – площі перерізів нижнього і верхнього поясів ферми посередині прольоту; Z_1 Z_2 – відстані від центра ваги поясів до нейтральної осі ферми посередині прольоту; μ – коефіцієнт, що враховує нахил верхнього пояса i до горизонту та деформативність решітки: $\mu = 0,7$ при $i = 1/8 \dots 1/10$; $\mu = 0,8$ при $i = 1/15$; $\mu = 0,9$ при $i = 0$.

Якщо площі перерізів поясів невідомі, то необхідний момент інерції умовного ригеля можна визначити за формулою, яка широко використовується у практиці проектування:

$$I_{gir} = \frac{M_{max}h_{gir}}{2R_y}\mu k_1 k_2 \quad (4.25)$$

де M_{max} — максимальний згинальний момент у ригелі (найчастіше посередині прольоту) як у звичайній балці від сумарного вертикального навантаження (при відсутності підвісних кранів M_{max} визначається від власної ваги конструкцій покриття і снігового навантаження); h_m ~ висота ферми посередині прольоту; $k_1 = 1,1 \dots 1,3$ - коефіцієнт, що дорівнює відношенню осередненої площі перерізів поясів ригеля до теоретичної площі перерізу нижнього пояса (в середньому $k_1 = 1,15$); $k_2 = 0,77 \dots 0,93$ - коефіцієнт, що враховує розвантаження ригеля посередині прольоту опорними моментами.

Площу перерізу умовного ригеля приймають такою, що дорівнює площі поясів ферми:

$$A_{gir} = 2A_f = \frac{4I_{gir}}{h_{gir}^2} \quad (4.26)$$

Зазначимо, що необхідність попереднього визначення моменту інерції та площі поясів ригеля за (4.24)-(4.26) при статичному розрахунку за спрощеною методикою виникає лише при жорсткому поєднанні ригеля з колоною.

Момент інерції нижньої частини колони можна визначити за наближеною формулою

$$I_1 = \frac{(N+2D_{max})h_1^2}{k_3 R_y} \quad (4.27)$$

де h_1 - відстань від зовнішньої грані крайньої колони до осі підкранової балки (для колон середніх рядів відстань між осями підкранових балок, що

обпираються на колону); κ_3 - коефіцієнт, що залежить від висоти колон, типу їхнього перерізу та кроку рам: для ступінчастих колон $\kappa_3 = 2,5 \dots 3,0$ при кроці рам 6 м і $\kappa_3 = 3,2 \dots 3,8$ при кроці рам 12 м; для колон сталого перерізу по висоті $\kappa_3 = 2,2 \dots 2,5$. Менші значення κ_3 слід приймати при кранах невеликої вантажопідйомності.

Орієнтовна площа перерізу нижньої частини колони:

$$A_1 = \frac{4I_1}{h_1^2} \quad (4.28)$$

Момент інерції верхньої надкранової частини колони шириною h_2 може бути знайдений з виразу:

$$\frac{I_1}{I_2} = \left(\frac{h_1}{h_2}\right)^2 k = n \quad (4.29)$$

де k - коефіцієнт, який змінюється в межах 1,2... 1,8 при жорсткому сполученні колон із ригелями. У разі шарнірного спряження колон із ригелями $k = 1,8 \dots 2,0$ - для крайніх колон; $k = 2,0 \dots 2,3$ - для колон середніх рядів.

Знаючи I_1 , з (4.29) знаходять $I_2 = I_1/n$, а потім наближену площу перерізу верхньої частини колони:

$$A_2 = \frac{4I_2}{h_2^2} \quad (4.30)$$

Моменти інерції умовних горизонтальних елементів, що з'єднують верхні й нижні ділянки колон на рівні уступу, приймають на 2...3 порядки більшими від моментів інерції нижніх ділянок колон.

При розрахунках з використанням програмних комплексів об'єм інформації, що вводиться для розрахунку, може бути досить великим, і це робить ймовірною появу різного роду помилок, у тому числі й механічних. Тому результати статичного розрахунку необхідно детально оцінити, використовуючи певні правила або прийоми. Так, при розрахунку симетричних систем на симетричні навантаження отримані зусилля і переміщення також повинні бути симетричними і відповідати умовам закріплення або сполучення елементів. Можна також перевірити сумарне значення перерізувальних поперечних сил у всіх колонах на рівні сполучення з фундаментами, яке повинно врівноважуватися зовнішнім горизонтальним навантаженням.

При ручних розрахунках без використання ПК для статичного розрахунку використовують відомі методи будівельної механіки, обираючи в кожному конкретному випадку ті з них, які сприяють зменшенню трудомісткості обчислень. Так, при розрахунку однопролітних, а також багато-пролітних рам з ригелями, розташованими на одному рівні, доцільно використовувати метод переміщень, при застосуванні якого необхідно вибрати основну систему і побудувати для неї епюри M_i від одиничних переміщень та епюри M_p від зовнішніх навантажень. При побудові епюр доцільно скористатися готовими формулами для визначення опорних реакцій колон сталого перерізу і ступінчастих.

Формули для випадку шарнірного приєднання ригелів до колон наведені в табл. Д.3.1. Після складання канонічних рівнянь методу переміщень ($r_{11}\Delta_1 + r_{1p} = 0$ при одному невідомому) їх розв'язання та побудова епюр M , N і Q в перерізах рами не викликає принципів складностей, проте при значній кількості навантажень розрахунок виявляється досить трудомістким.

При розрахунках рам із жорстким спряженням ригелів з колонами на навантаження, що прикладені тільки до колон (крани, вітер), при виконанні

умови $k \geq \frac{6}{(1+1,1\sqrt{\mu})}$, де $k = \frac{I_{gir}l_c}{I_1L_{gir}}$; $\mu = \frac{I_1}{I_2} - 1$ можна приймати жорсткість

ригеля при згині нескінченно великою. Це дає можливість приймати кути повороту перерізів колон у місцях спряження з ригелями такими, що дорівнюють нулю, і в такий спосіб знизити ступінь кінематичної невизначуваності рами.

Для однопролітної рами, в якій ригелі шарнірно спираються на колони, в табл. Д.3.2 наведені формули для визначення зайвих невідомих X в умовному ригелі від зовнішніх навантажень, які дають можливість досить просто виконати ручний розрахунок конкретної рами.

Зауважимо, що неточність при попередньому призначенні жорсткостей елементів рами до 30% і навіть більша не призводить до суттєвої похибки у визначенні внутрішніх зусиль, а відбивається тільки на визначенні деформацій. У разі значних розбіжностей між заданими жорсткостями і отриманими після підбору перерізів за результатами розрахунку статичний розрахунок необхідно уточнити.

*** ПРИКЛАД Б. РОЗРАХУНОК ПОПЕРЕЧНОЇ РАМИ БУДІВЛІ.

*** РОЗРАХУНКОВА СХЕМА.

У відповідності з конструктивною схемою вибираємо розрахункову схему і основну систему (рис. Б.1). Відстань між центрами верхньої і нижньої ділянок колон:

$$e_0 = 0,5(h_1 - h_2)$$

$$e_0 = 0,5(1000 - 500) = 250 \text{ мм} = 0,25 \text{ м.}$$

Сполучення ригеля з колоною призначаємо шарнірним (крани режиму роботи 5К, цех однопролітний).

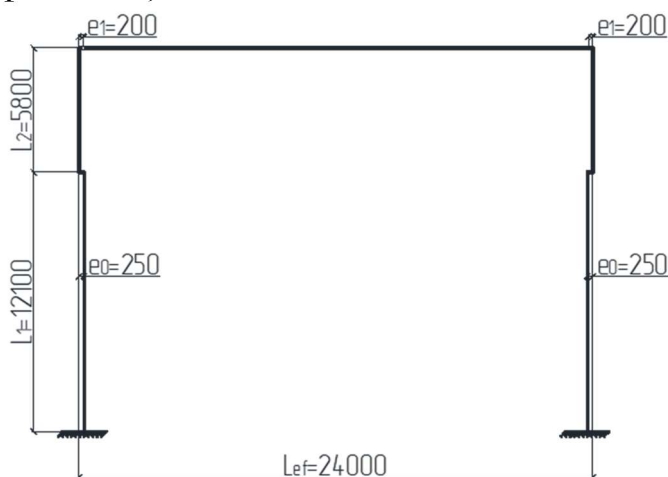


Рис. Б.1. Розрахункова схема поперечної рами.

Задаємо характеристики жорсткості перерізів підкранової частини, надкранової частини колони, еквівалент ферми та ексцентриситет (поличка між підкрановою і надкрановою частинами колони), рис. Б.2.

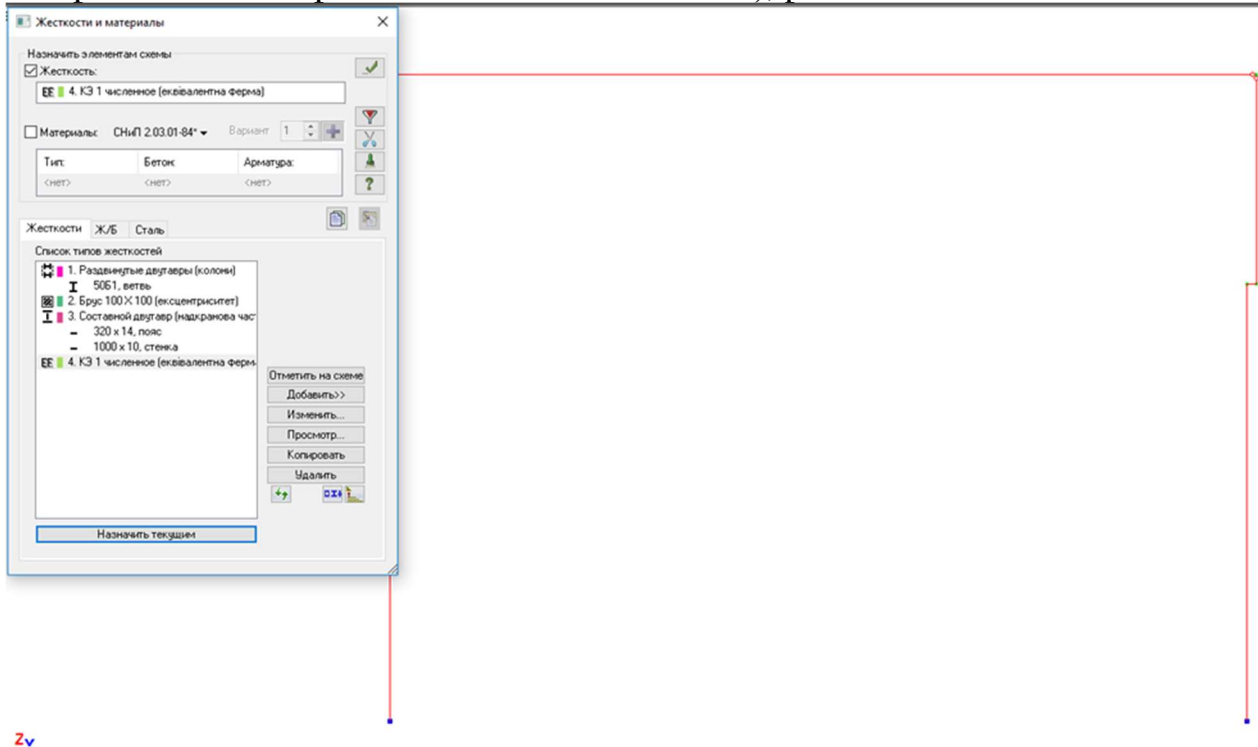


Рис. Б.2. Характеристика жорсткості перерізів.

*** ЗБІР НАВАНТАЖЕНЬ НА ПОПЕРЕЧНУ РАМУ.

Серед усіх навантажень, що діють на промислові будівлі та споруди, найбільш впливові та найбільш імовірні – це постійні (Табл. Б.1) та змінні (атмосферні та кранові навантаження).

** ПОСТІЙНІ НАВАНТАЖЕННЯ.

Розрахункове експлуатаційне значення постійного навантаження обчислюється щодо характеристичного навантаження з коефіцієнтом надійності за навантаженням $\gamma_{fe} = 1,0$ та чисельно збігається з характеристичним.

$$g_0 = g_1 + (g_2^n + g_3^n + g_4^n) \cdot \gamma_f$$

$$g_0 = 1,427 + (0,20 + 0,1 + 0,24) \cdot 1,05 = 2,00 \text{ кН/м}^2$$

де g_1 - розрахункове навантаження від покрівлі включно з панелями (табл Б.1);

$$g_2^n = 0,15 \dots 0,20 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} \text{ - маса ліхтаря з бортовими стінками і заскленням;}$$

$$g_3^n \text{ - маса зв'язків покриття;}$$

$$g_4^n \text{ - маса кроквяної ферми, яку обчислюють за формулою:}$$

$$g_4^n = 0,01 \cdot 24 = 0,24 \text{ кН/м}^2$$

$$\text{Тут } \alpha \text{ - коефіцієнт ваги ферми (0,006...0,01 } \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}\text{);}$$

$$l \text{ - проліт ферми;}$$

$$\gamma_f \text{ - коефіцієнт надійності за навантаженням (} \gamma_f = 1,05\text{).}$$

Таблиця Б.1.

Навантаження від ваги конструкцій покриття

Елемент покрівлі	Експлуатаційне навантаження, кН/м ²	Коефіцієнт надійності за граничним навантаженням, γ_{fm}, γ_n	Розрахункове граничне навантаження, кН/м ²
Захисний шар гравію, втопленого в бітумну мастику, $t = 20$ мм, $\rho = 2000$ кг/м ³	0,40	1,3; 0,95	0,494
Покриття			
Гідроізоляція (три шари руберойду)	0,15	1,3; 0,95	0,185
Панель з профільованим настилом	0,35	1,05; 0,95	0,349
Кроквяні ферми із в'язями (проліт 12 м)	0,40	1,05; 0,95	0,399
Разом	$g_n = 1,30$		$g_1 = 1,427$
Огороджуючі конструкції			
Ригелі	0,06	1,05; 0,95	0,06
Профільований лист $t = 0,7$ мм	0,055	1,1; 0,95	0,058
Утеплювач мінераловатна плита на синтетичному в'язучому $t = 150$ мм	0,12	1,05; 0,95	0,137
Профільований лист $t = 0,7$ мм	0,055	1,1; 0,95	0,058
Разом:	0,290		0,313
Вікна	0,292	1,1; 0,95	0,306

Розрахункове навантаження від маси конструкцій покриття на 1 м^2 горизонтальної проекції покрівлі:

Розрахункове лінійне розподілене навантаження на ригель рами від власної ваги покриття (рис. Б.3):

$$q = g_0(B/\cos\alpha)$$

$$q = 2,00(12/1) = 24 \text{ кН/м,}$$

де B – крок кроквяних ферм; α – кут між покриттям і горизонтальною площиною ($\alpha = 4^\circ$).

Опорний розрахунковий тиск ферм на колону від постійного навантаження:

$$Q_r = \frac{q \cdot L}{2}$$

$$Q_r = \frac{24 \cdot 24}{2} = 288 \text{ кН}$$

Постійні навантаження від стінових панелей і рам застакнення:

$$G_{w2} = 0,313 \cdot (18,1 - 11,1) \cdot 12/2 = 13,15 \text{ кН}$$

$$G_{w1} = 0,313 \cdot 11,1 \cdot 12/2 = 20,85 \text{ кН}$$

Власна вага колони:

$$G_k = q_k B L / 2$$

$$G_k = 0,63 \cdot 12 \cdot 24/2 = 90,72 \text{ кН}$$

Розрахункове навантаження від власної ваги нижньої частини колони (80%):

$$G_{k1} = G_k \cdot 0,8 \cdot \gamma_f$$

$$G_{k1} = 90,72 \cdot 0,8 \cdot 1,05 = 76,2 \text{ кН}$$

Розрахункове навантаження від власної ваги верхньої частини колони (20%):

$$G_{k2} = G_k \cdot 0,2 \cdot \gamma_f$$

$$G_{k2} = 90,72 \cdot 0,2 \cdot 1,05 = 19,05 \text{ кН}$$

Граничне сумарне навантаження на верхню і нижню частини колони від власної ваги колони і стінового огородження з урахуванням коефіцієнта надійності за призначенням:

$$G_1 = (G_{k1} + G_{w1}) \cdot \gamma_n = (76,2 + 20,85) \cdot 0,95 = 92,20 \text{ кН;}$$

$$G_2 = (G_{k2} + G_{w2}) \cdot \gamma_n = (19,05 + 13,15) \cdot 0,95 = 30,59 \text{ кН.}$$

Навантаження від власної ваги підкранових конструкцій, з огляду на його незначний вплив, враховуємо при визначенні навантаження від кранів.

Нехтуючи ексцентриситетом прикладення навантаження відносно центра ваги перерізу колони, поздовжні сили G_1 і G_2 вважаємо центрально прикладеними.

Визначаємо момент на рівні сполучення верхньої і нижньої частин колон:

$$M = (Q_r + G_{k2}) \cdot e_0$$

$$M = (288 + 19,05) \cdot 0,25 = 76,76 \text{ кНм}$$

Спрощена розрахункова схема рами має спрямлені осі ступінчастих колон, суміщені з осями верхніх ділянок. Таке спрощення схеми не впливає на розрахункові зусилля, крім випадків завантаження верхніх ділянок вертикальними навантаженнями (від ригеля та частково від власної ваги стін), що передаються на нижню частину колони з ексцентриситетом e_0 .

Це враховується зосередженим моментом на рівні межі верхньої (надкранової) та нижньої (підкранової) частин колони. Наявність ексцентриситету e_0 враховується, тому цей зосереджений момент не розглядається як компонент навантаження при визначенні невідомого зусилля X .

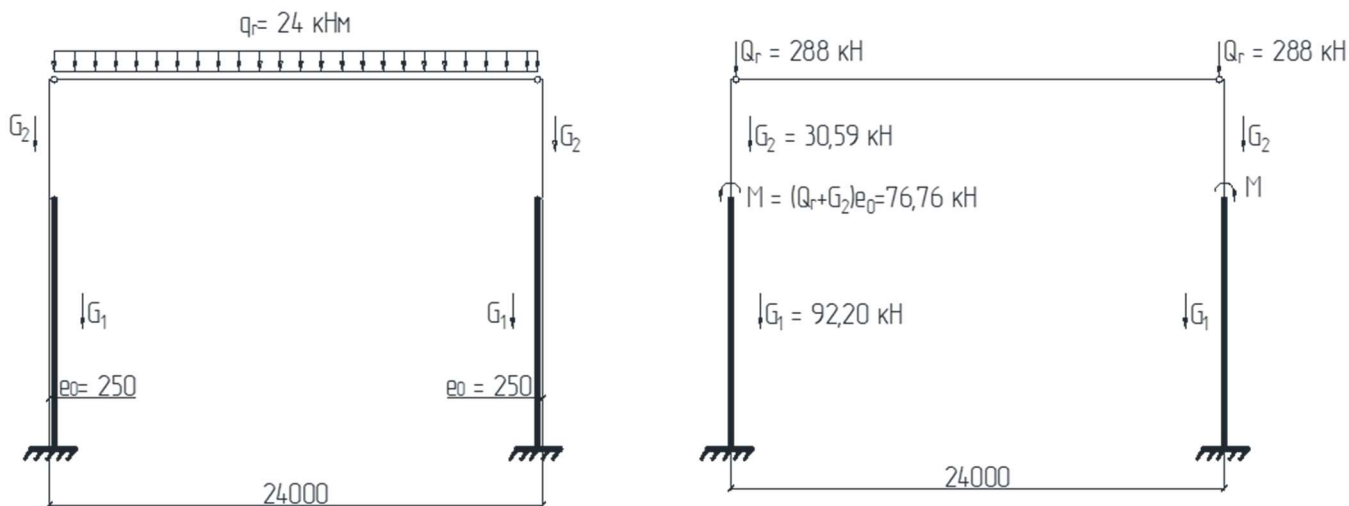


Рис. Б.3. Схема задання постійного навантаження.

Схеми навантаження та епюри внутрішніх силових факторів від постійного навантаження представлено на рис Б.4 – Б.7. Розрахунки проведено за допомогою пакету прикладних програм ЛИРА-САПР.

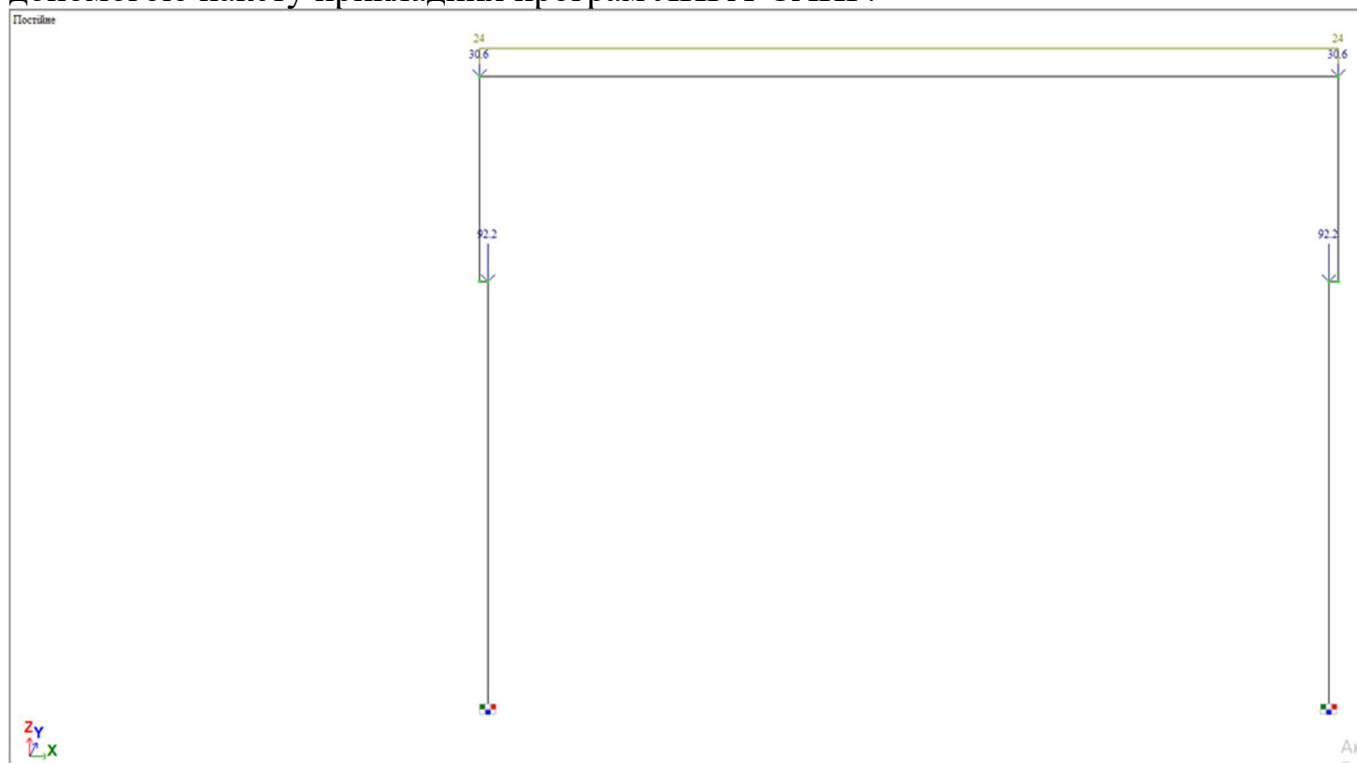


Рис. Б.4. Схема завантаження поперечної рами від власної ваги.

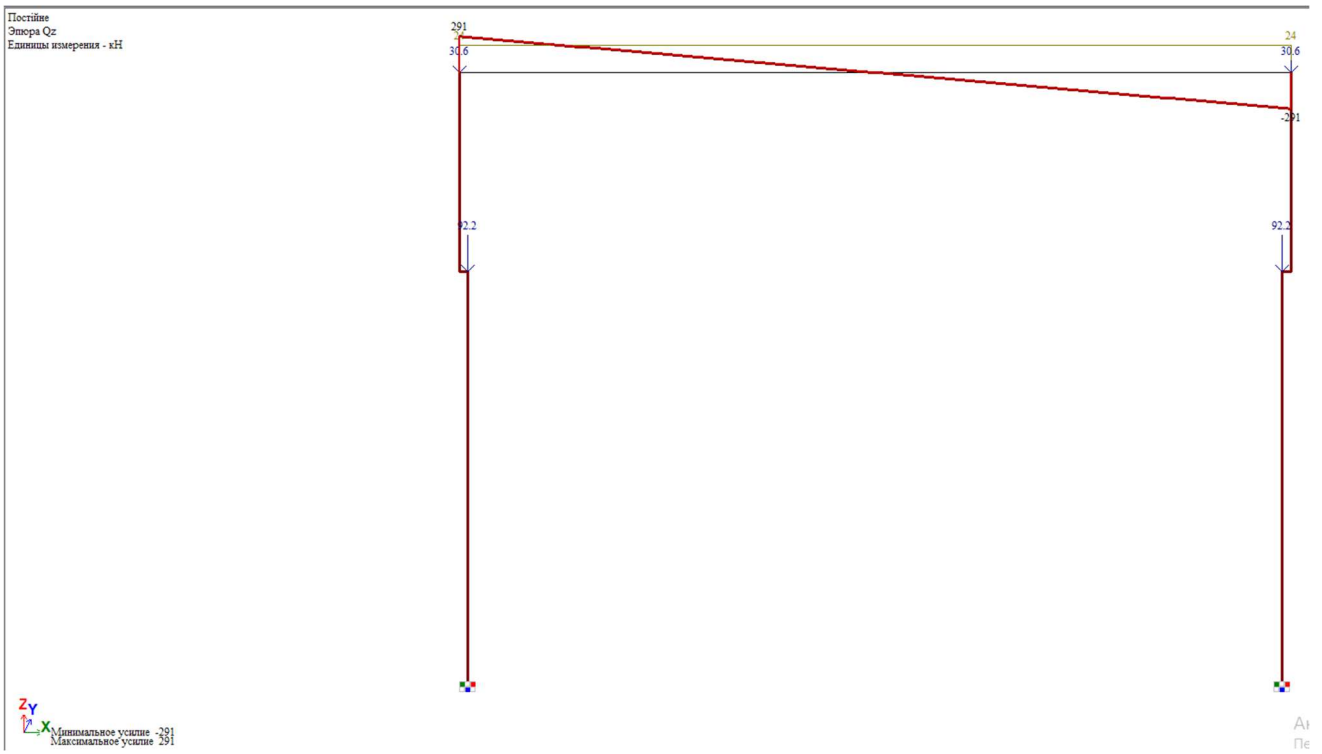


Рис. Б.5. Епюра поперечних зусиль Q від власної ваги.

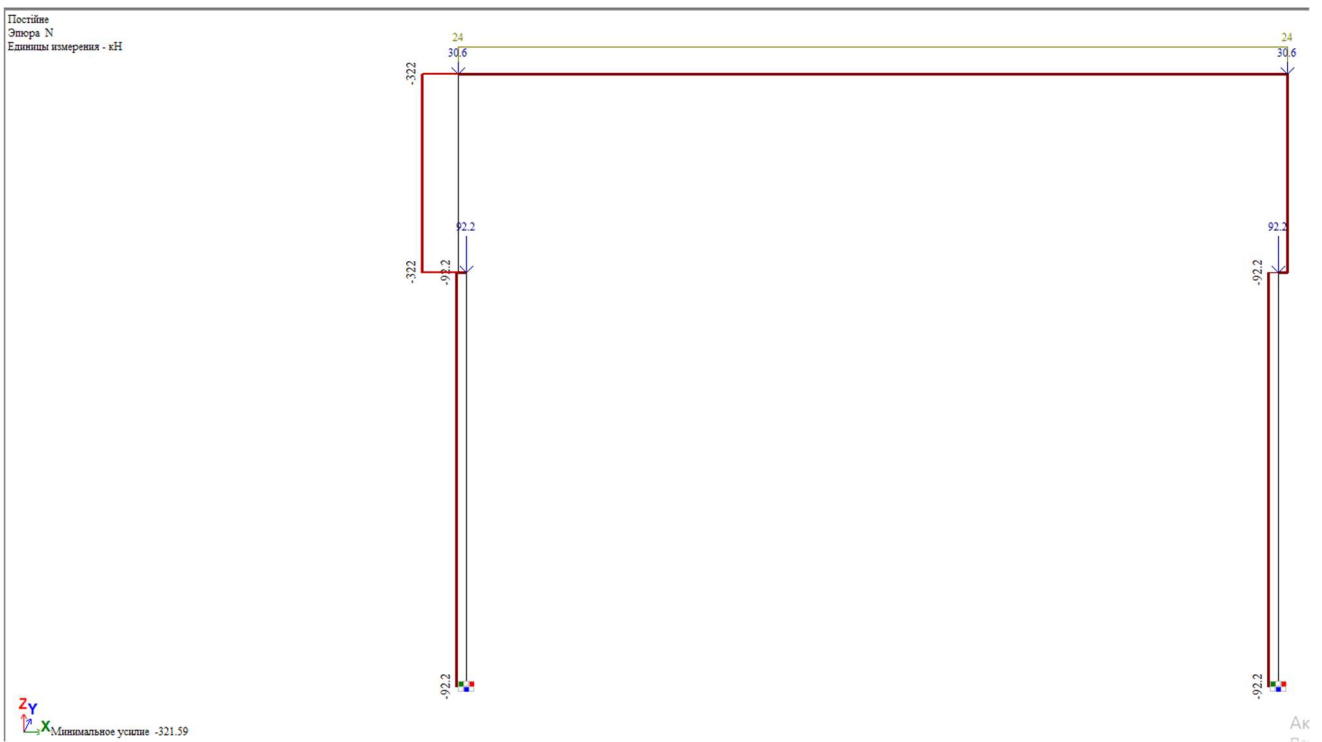


Рис. Б.6. Епюра поздовжніх сил N від постійного навантаження.

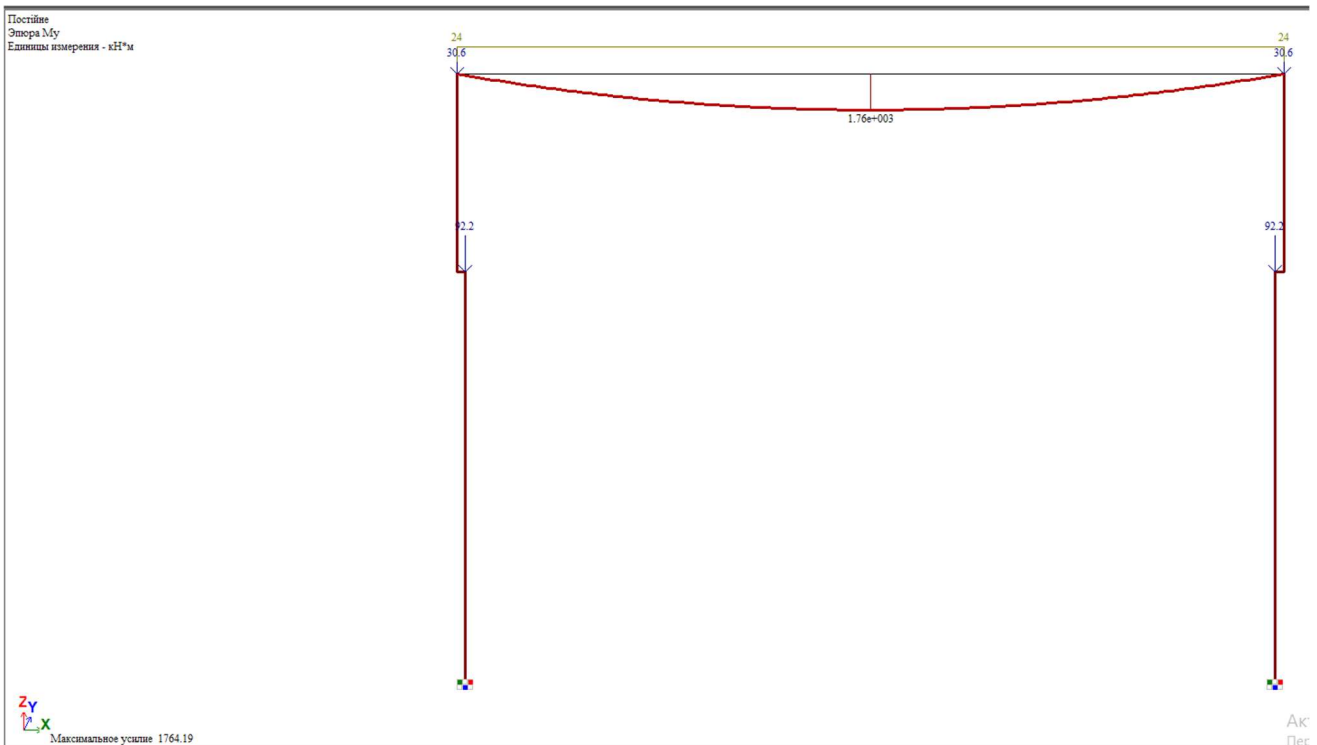


Рис. Б.7. Епюра згинальних моментів M від постійного навантаження.

**** СՏІГОВЕ НАВАНТАЖЕННЯ.**

Граничне розрахункове навантаження на 1 м^2 горизонтальної проекції покриття для міста Тернопіль (4-ий сніговий район) визначаємо за таблицею 8.1 ДБН В.1.2-2:2006 при $T = 50$ років, $\gamma_{fm} = 1,0$

$$S_m = \gamma_{fm} \cdot S_0 \cdot C,$$

де S_0 – характеристичне значення снігового навантаження, $S_0 = 1,4 \text{ кПа}$;

γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним значенням снігового навантаження. Тоді:

$$S_m = 1,0 \cdot 1,4 \cdot 1,0 = 1,4 \text{ кН/м}^2.$$

Граничне розрахункове рівномірно розподілене навантаження на ригель з урахуванням $\gamma_n = 0,95$:

$$q_s = S_m \cdot B \cdot \gamma_n,$$

де B – крок рами;

γ_n – коефіцієнт надійності за призначенням. Тоді:

$$q_s = 1,4 \cdot 12 \cdot 0,95 = 15,96 \text{ кН/м}.$$

Опорна реакція ригеля від снігового навантаження:

$$Q_s = q_s \cdot \frac{L}{2}$$

$$Q_s = 15,96 \cdot \frac{24}{2} = 191,52 \text{ кН}.$$

Зосереджений момент через зміщення осей верхньої та нижньої частин:

$$M = Q_s \cdot e_0$$

$$M = 191,52 \cdot 0,25 = 47,88 \text{ кНм}.$$

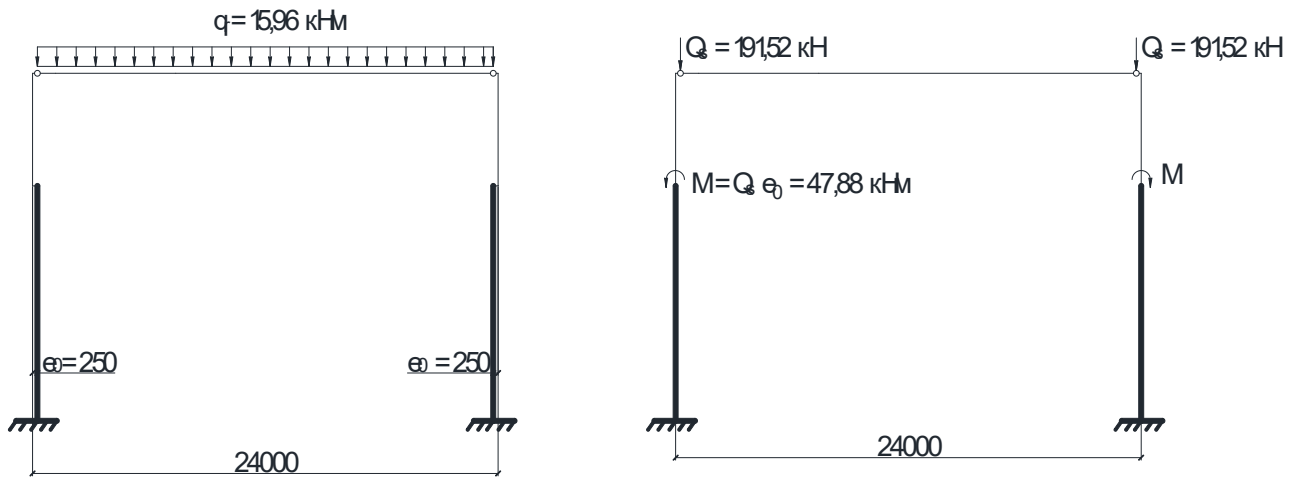


Рис. Б.8. Схема завантаження від снігу.

Епюри внутрішніх силових факторів від снігового навантаження представлені на рис. Б.9-Б.12. Обчислення та побудову епюр виконано за допомогою програми ЛІРА-САПР.

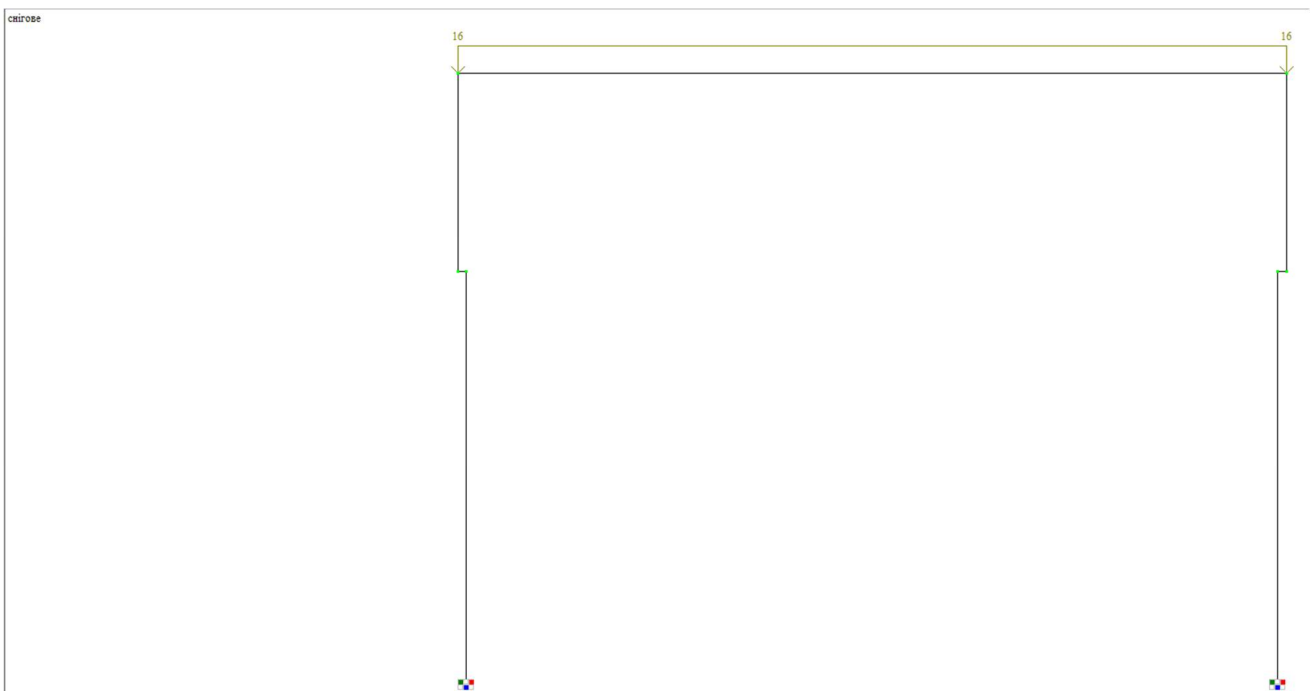


Рис. Б.9. Схема снігового навантаження на поперечну раму в програмному пакеті ЛІРА-САПР



Рис. Б.10. Епюра Q від снігового навантаження.

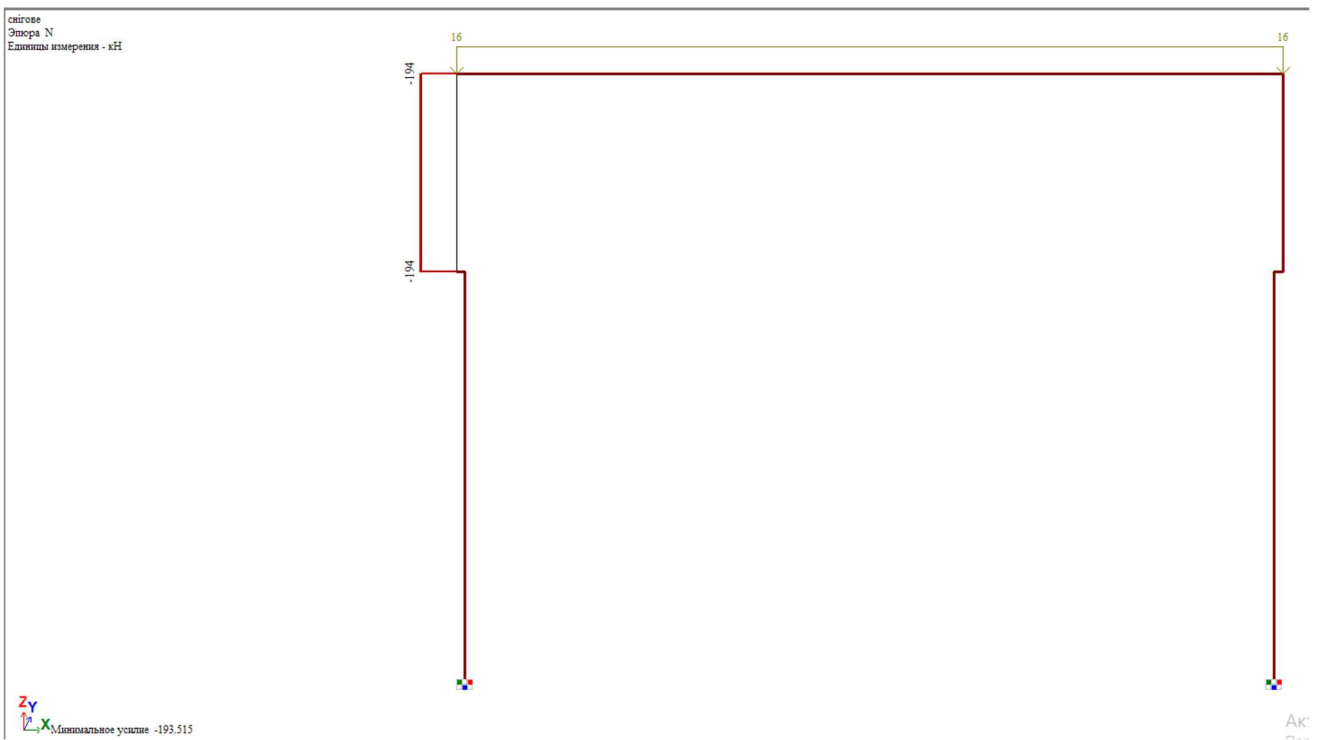


Рис. Б.11. Епюра N від снігового навантаження.

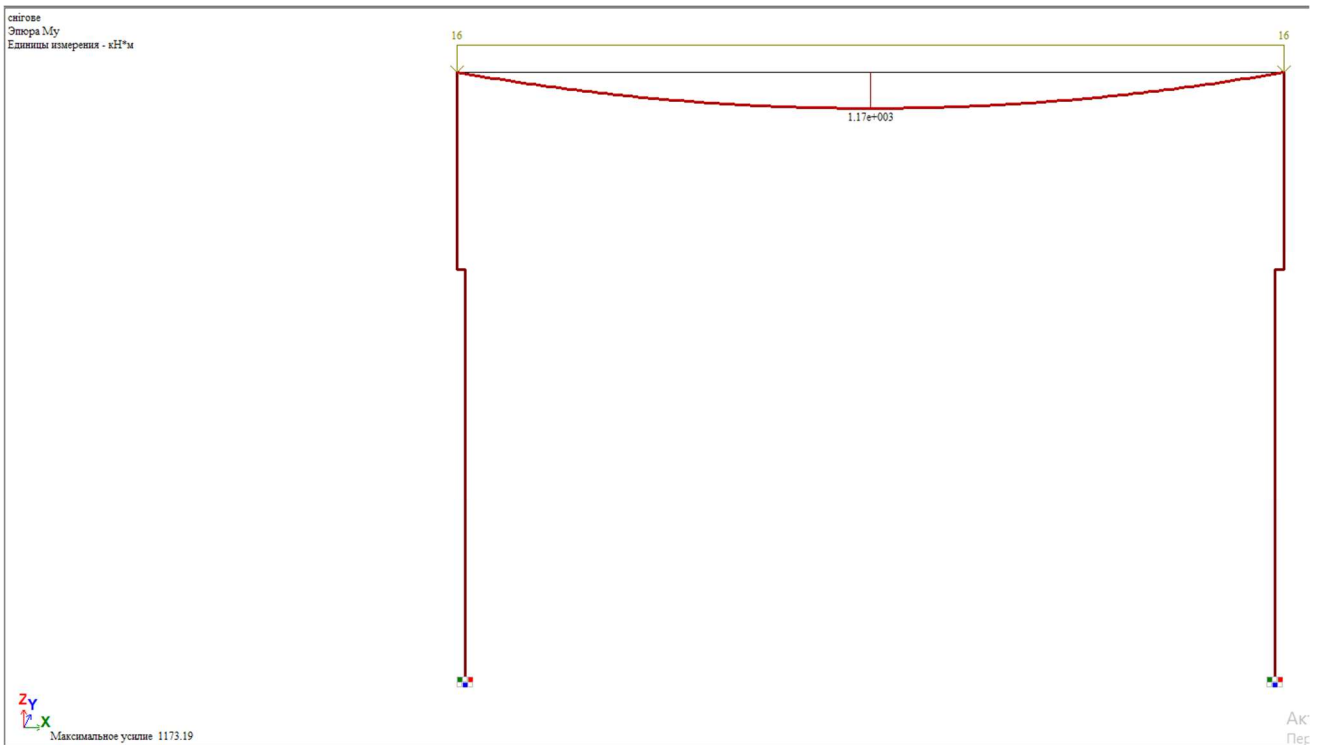


Рис. Б.12. Епюра М від снігового навантаження.

**** НАВАНТАЖЕННЯ ВІД МОСТОВИХ КРАНІВ.**

*** ВЕРТИКАЛЬНЕ НАВАНТАЖЕННЯ ВІД МОСТОВИХ КРАНІВ.**

Характеристики крану $Q = 80/20$ т (5К) та схема навантажень представлена в табл. Б.2 та рис. Б.13 і Б.14:

Таблиця Б.2.

Характеристики крану $Q = 80/20$ т (5К)

Q, т	L, м	C, мм	K, мм	F _{n.max} , кН	F _{n.min} , кН	G _c , т	G, т
80/20	22	9100	4350	347	367	32,3	102,9

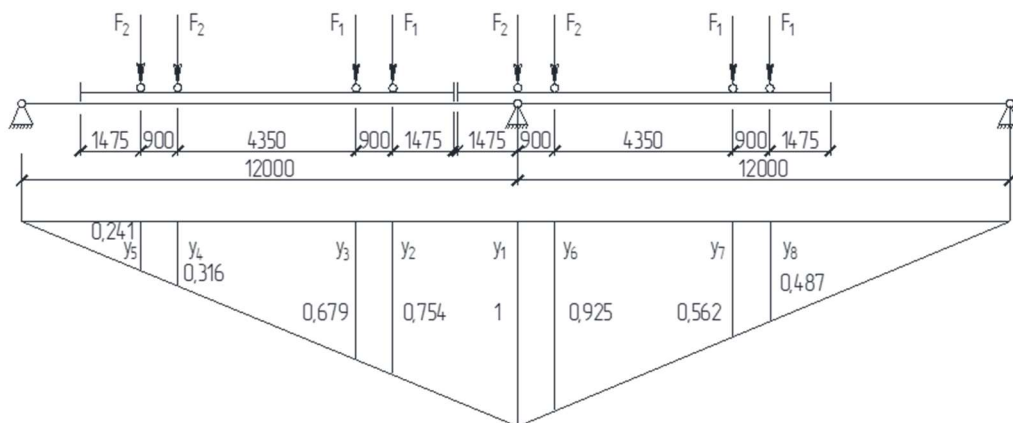


Рис. Б.13. Схема встановлення двох зближених кранів для оцінки лінії впливу опорної реакції.

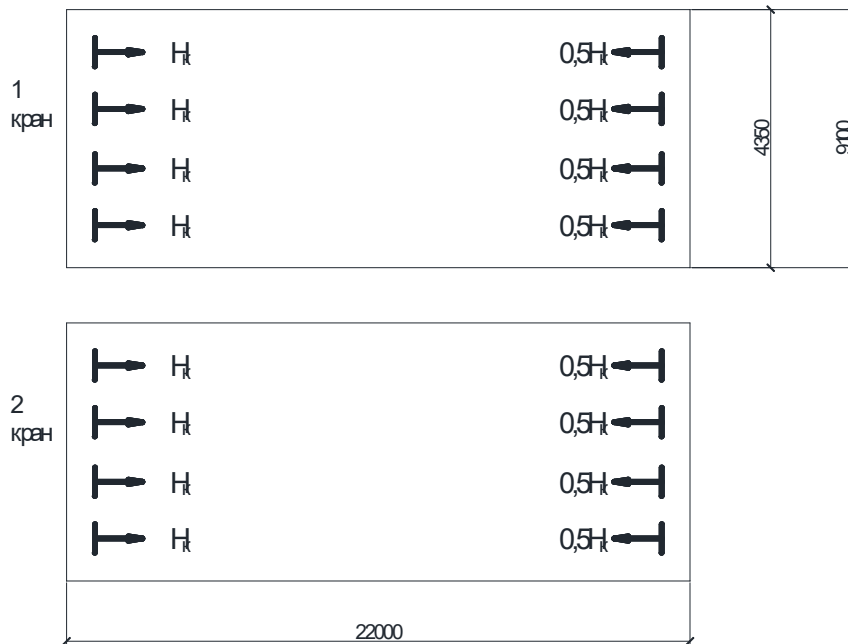


Рис. Б.14. Схема розподілу бічних сил для двох зближених багатоколісних кранів.

Розрахунковий тиск від кранового навантаження на колони визначаємо за лініями впливу опорних реакцій підкранових балок при найбільш несприятливому розташуванні двох зближених кранів.

Характеристичне значення мінімального тиску колеса крана на рейку визначаємо за формулою:

$$F_{n,\min} = \frac{Q+G}{n_k} - \frac{F_{n1} + F_{n2}}{2}$$

$$F_{n,\min} = \frac{800+1029}{4} - \frac{347+3}{2} = 125 \text{ кН.}$$

Характеристичне значення максимального тиску колеса крана на рейку визначаємо за формулою:

$$F_{n,\max} = \left[\frac{(Q+G_c) \cdot (L_{cr} - L_{min})}{L_{cr}} + \frac{G - G_c}{2} \right] \cdot \frac{1}{n_k}$$

$$F_{n,\max} = \left[\frac{(800+323) \cdot (22-2,7)}{22} + \frac{1029+323}{2} \right] \cdot \frac{1}{4} = 415,29 \text{ кН.}$$

Максимальне граничне навантаження на колону, до якої наближений крановий візок, визначаємо за формулою:

$$D_{\max} = \psi \cdot \sum_{i=1}^n F_{n,\max} \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_i \cdot n_0 \cdot \gamma_n,$$

де γ_i – ординати лінії впливу під відповідними колесами крана;

ψ – коефіцієнт сполучення при врахуванні двох кранів груп режимів роботи 1К – 6К, $\psi = 0,85$;

$n_0 = 1,05$ – коефіцієнт, що враховує власну вагу підкранової та гальмівної балок та тимчасове корисне навантаження на ній;

$\gamma_{fm} = 1,1$ – коефіцієнт надійності за навантаженням (при заданому середньому періоді повторюваності $T = 50$ років).

Максимальне граничне навантаження на колону (рис. Б.15, а) становить:

$$D_{\max} = 0,85 \cdot 415,29 \cdot 1,1 \cdot (1+0,925+0,754+0,679+0,562+0,487+0,316+0,241) \cdot 1,05 \cdot 0,95 = 1922,68 \text{ кН.}$$

Мінімальне граничне навантаження на колону (рис. Б.15, а) становить:

$$D_{\min} = \psi \cdot \sum_{i=1}^n F_{n,\min} \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_i \cdot n_0 \cdot \gamma_n$$

$$D_{\min} = 0,85 \cdot 125 \cdot 1,1 \cdot (1 + 0,925 + 0,754 + 0,679 + 0,562 + 0,487 + 0,316 + 0,241) \cdot 1,05 \cdot 0,95 = 578,71 \text{ кН.}$$

Розрахункові зовнішні моменти від кранового навантаження (рис. Б.15, а), що передаються через підкранові балки відносно центральної осі нижньої частини колони, визначаємо за формулою:

$$M_{\max} = D_{\max} \cdot e_2,$$

$$M_{\min} = D_{\min} \cdot e_2,$$

$$\text{де } e_2 = h_1/2 = 1000/2 = 500 \text{ мм} = 0,5 \text{ м}$$

$$M_{\max} = 1922,68 \cdot 0,5 = 961,34 \text{ кНм;}$$

$$M_{\min} = 578,71 \cdot 0,5 = 289,36 \text{ кНм.}$$

* ГОРИЗОНТАЛЬНЕ НАВАНТАЖЕННЯ ВІД МОСТОВИХ КРАНІВ.

Характеристичне значення бічної сили багатоколісних (вісім коліс і більше) кранів, що діє поперек кранових шляхів і є наслідком перекосу крана з вантажем, враховується на одне ходове колесо таким чином:

$$H_{n,k} = 0,1 \cdot F_{n,\max}$$

$$H_{n,k} = 0,1 \cdot 415,29 = 41,53 \text{ кН.}$$

Приймаємо, що бічні сили багатоколісних кранів передаються на обидві сторони колії, на кожній стороні від кожного колеса мають один напрямок – усередину прольоту та спрямовані на обох сторонах у різні боки – з обох сторін всередину прольоту. На одній стороні приймається повна бічна сила $H_{n,k}$, на іншій стороні $0,5 H_{n,k}$.

Сили, що прикладаються до інших коліс:

$$H_{n,c} = 0,5 \cdot H_{n,k}$$

$$H_{n,c} = 0,5 \cdot 41,53 = 20,77 \text{ кН.}$$

Граничне розрахункове горизонтальне навантаження на колону від бічних сил (рис. Б.15, б) з урахуванням коефіцієнта надійності за граничним значенням кранового навантаження $\gamma_{fm} = 1,1$:

$$H_{\max} = \psi \cdot \sum (H_{n,i} \cdot \gamma_i) \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_n$$

- на ліву колону:

$$H_{\max} = 0,85 \cdot (41,53 \cdot 1,0 + 20,77 \cdot (0,925 + 0,562 + 0,487)) \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 73,30 \text{ кН.}$$

- на праву колону:

$$H_{\min} = 0,85 \cdot (-20,77 \cdot 1,0 + 41,53 \cdot (0,925 + 0,562 + 0,487)) \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 54,37 \text{ кН.}$$

Епюри внутрішніх силових факторів від вертикального та горизонтального кранового навантаження будуюмо у програмі ЛИРА-САПР (не представлено).

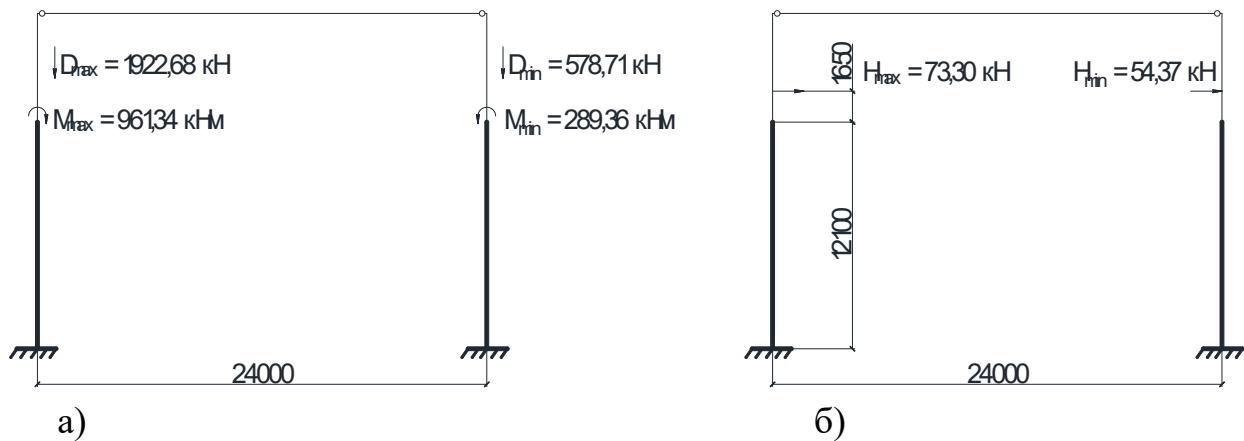


Рис. Б.15. Схема кранового навантаження на раму: а) вертикального; б) горизонтального

**** ВІТРОВЕ НАВАНТАЖЕННЯ.**

Вітрове навантаження на будівлі та споруди повинне визначатися як сума статичної та динамічної складових. Статична складова повинна враховуватись в усіх випадках. Динамічна складова, яка викликається пульсаціями швидкісного напорю, повинна враховуватись при розрахунках висотних споруд, багатопверхових будівель висотою вище 40 м, поперечних рам одноповерхових однопролітних виробничих будівель висотою більше 36 м при відношенні висоти до прольоту більше 1,5. Такі виробничі будівлі зустрічаються рідко, тому нижче розглядається визначення лише статичної складової вітрового навантаження, на яку розраховують рами одноповерхових виробничих будівель.

Статична складова вітрового навантаження викликає тиск на будівлю із підвітряного боку (активна складова навантаження) та завітряного боку (пасивна складова). Активне та пасивне вітрове навантаження мають один напрямок.

Для спрощення розрахунку, в будівлях висотою більше 10 м вітрове навантаження на колону приймають еквівалентним рівномірно розподіленому по висоті колони, яке можна знайти з умови рівності згинаючих моментів в основі затиснутої стійки від фактичної епюри вітрового тиску q та від рівномірно розподіленого навантаження:

$$q_{\text{екв}} = 2M/H^2,$$

де M – згинальний момент в консольній стійці висотою H від фактичної епюри вітрового навантаження, яке приходить на колону.

Вітрове навантаження, яке діє на ділянці від низу ригеля до найбільш високої точки виробничої будівлі $H_{\text{ви}}$, замінюється зосередженою силою, яка прикладена на рівні низу ригеля рами.

*** ЕКВІВАЛЕНТНЕ РІВНОМІРНО РОЗПОДІЛЕНЕ НАВАНТАЖЕННЯ ВІД ВІТРУ.**

Визначаємо активні й пасивні значення еквівалентного рівномірно розподіленого навантаження, що діє на колону та раму:

$$q_{\text{акт}} = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot C^{\text{акт}} \cdot B$$

$$q_{\text{акт}} = 1,04 \cdot 0,55 \cdot 0,48 \cdot 12 = 3,3 \text{ кН/м};$$

$$q_{\text{пас}} = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot C^{\text{пас}} \cdot B$$

$$q_{\text{пас}} = 1,04 \cdot 0,55 \cdot 0,36 \cdot 12 = 2,47 \text{ кН/м},$$

де $\gamma_{fm} = 1,04$ – коефіцієнт надійності за граничним значенням, що визначається згідно з таблицею Б.3 і залежить від терміну експлуатації будівлі (згідно з додатком В [11], для промислових будівель термін експлуатації становить 60 років).

Таблиця Б.3

Коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням вітрового навантаження

T, років	5	10	15	25	40	50	70	100	150	200	300	500
γ_{fm}	0,55	0,69	0,77	0,87	0,96	1,00	1,07	1,14	1,22	1,28	1,35	1,45
Примітка: проміжні значення визначають за лінійною інтерполяцією												

$W_0 = 0,55 \text{ кПа}$ – характеристичне значення вітрового тиску для м. Тернопіль (середня статична складова тиску вітру на висоті 10 м над поверхнею землі, який може бути перевищений у середньому один раз на 50 років; приймається згідно з додатком А [11]);

$C^{\text{акт}}, C^{\text{пас}}$ – коефіцієнти, що визначаються за формулами:

$$C^{\text{акт}} = C_{\text{аер}}^{\text{акт}} \cdot C_h^{\text{екв}} \cdot C_{\text{alt}} \cdot C_{\text{rel}} \cdot C_{\text{dir}} \cdot C_d$$

$$C^{\text{акт}} = 0,8 \cdot 0,595 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 0,48;$$

$$C^{\text{пас}} = C_{\text{аер}}^{\text{пас}} \cdot C_h^{\text{екв}} \cdot C_{\text{alt}} \cdot C_{\text{rel}} \cdot C_{\text{dir}} \cdot C_d$$

$$C^{\text{пас}} = 0,6 \cdot 0,595 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 0,36,$$

де $C_{\text{аер}}$ – аеродинамічний коефіцієнт, враховує форму споруди і визначається за додатком І; для схеми 1 активний аеродинамічний коефіцієнт дорівнює $C_{\text{аер}}^{\text{акт}} = 0,8$, пасивний – $C_{\text{аер}}^{\text{пас}} = 0,6$;

$C_h^{\text{екв}}$ – коефіцієнт висоти споруди, враховує збільшення вітрового навантаження залежно від висоти споруди над поверхнею землі (Z) та типу навколишньої місцевості та визначається за таблицею 3.5.; для III типу місцевості при висоті споруди $H = 16,9$ м та заглибленні колони 1,0 м коефіцієнт $C_h^{\text{екв}} = 0,595$;

$C_{\text{alt}} = 1$ – коефіцієнт географічної висоти, враховує висоту H (в кілометрах) розміщення будівельного об'єкта над рівнем моря та обчислюється за формулою:

$$C_{\text{alt}} = 2H \quad (H > 0,5 \text{ км}); \quad C_{\text{alt}} = 1 \quad (H < 0,5 \text{ км});$$

$C_{\text{rel}} = 1$ – коефіцієнт рельєфу, враховує мікрорельєф місцевості поблизу ділянки розташування будівельного об'єкта та приймається таким, що дорівнює одиниці, за винятком випадків, коли об'єкт будівництва розташований на пагорбі або схилі;

$C_{\text{dir}} = 1$ – коефіцієнт напрямку, враховує нерівномірність вітрового навантаження за напрямками вітру і, як правило, приймається таким, що дорівнює одиниці;

$C_d = 1$ – коефіцієнт динамічності, враховує вплив пульсаційної складової вітрового навантаження на споруду. Для будівель і споруд, старший період власних коливань яких не перевищує 0,25 сек, $C_d = 1$.

Типи місцевості: I – відкриті поверхні морів, озер, а також плоскі рівнини без перешкод, що піддаються дії вітру на ділянці довжиною не менш як 3 км; II – сільська місцевість з огорожами (парканами), невеликими спорудами, будинками і деревами; III – приміські та промислові зони, протяжні лісові масиви; IV – міські території, на яких принаймні 15% поверхні зайняті будівлями, що мають середню висоту понад 15м.

Таблиця Б.4

Виписка з таблиці 9.01 [11]:

Z(м)	C_h для типу місцевості			
	I	II	III	IV
<5	0,90	0,70	0,40	0,20
10	1,20	0,90	0,60	0,40
20	1,35	1,15	0,85	0,65
40	1,60	1,45	1,15	1,00
60	1,75	1,65	1,35	1,10
80	1,90	1,75	1,50	1,20
100	1,95	1,85	1,60	1,25
150	2,15	2,10	1,85	1,35
200	2,30	2,20	2,05	1,45

Таблиця Б.5

Визначення еквівалентних значень коефіцієнта висоти споруди $C_h^{екв}$

Z(м)	тип місцевості I			тип місцевості II			тип місцевості III			тип місцевості IV		
	C_h	$C_{екв}$		C_h	$C_{екв}$		C_h	$C_{екв}$		C_h	$C_{екв}$	
		$h=0,6м$	$h=1,0м$		$h=0,6м$	$h=1,0м$		$h=0,6м$	$h=1,0м$		$h=0,6м$	$h=1,0м$
5	0.90	0.890	0.775	0.70	0.692	0.603	0.40	0.395	0.344	0.20	0.198	0.172
6	0.96	0.909	0.808	0.74	0.706	0.627	0.44	0.406	0.361	0.24	0.206	0.183
7	1.02	0.935	0.844	0.78	0.724	0.653	0.48	0.422	0.381	0.28	0.221	0.199
8	1.08	0.965	0.881	0.82	0.744	0.679	0.52	0.442	0.403	0.32	0.240	0.219
9	1.14	0.998	0.920	0.86	0.766	0.706	0.56	0.463	0.427	0.36	0.261	0.241
10	1.20	1.032	0.959	0.90	0.789	0.733	0.60	0.486	0.451	0.40	0.284	0.263
11	1.22	1.064	0.995	0.93	0.812	0.759	0.63	0.508	0.475	0.43	0.306	0.286
12	1.23	1.091	1.025	0.95	0.833	0.783	0.65	0.529	0.497	0.45	0.327	0.307
13	1.25	1.114	1.051	0.98	0.853	0.805	0.68	0.550	0.519	0.48	0.347	0.328
14	1.26	1.134	1.075	1.00	0.873	0.827	0.70	0.569	0.539	0.50	0.366	0.347
15	1.28	1.153	1.096	1.03	0.891	0.847	0.73	0.588	0.559	0.53	0.385	0.366
16	1.29	1.169	1.115	1.05	0.910	0.867	0.75	0.606	0.578	0.55	0.404	0.385
17	1.31	1.185	1.133	1.08	0.928	0.887	0.78	0.624	0.597	0.58	0.422	0.403
18	1.32	1.200	1.150	1.10	0.946	0.906	0.80	0.642	0.615	0.60	0.440	0.422
19	1.34	1.213	1.165	1.13	0.963	0.925	0.83	0.660	0.634	0.63	0.458	0.439
20	1.35	1.227	1.180	1.15	0.981	0.944	0.85	0.677	0.652	0.65	0.475	0.457
21	1.36	1.239	1.195	1.17	0.997	0.961	0.87	0.694	0.669	0.67	0.492	0.474
22	1.38	1.252	1.208	1.18	1.013	0.978	0.88	0.710	0.686	0.69	0.509	0.491
23	1.39	1.263	1.221	1.20	1.029	0.995	0.90	0.725	0.702	0.70	0.524	0.507
24	1.40	1.274	1.234	1.21	1.043	1.010	0.91	0.740	0.717	0.72	0.540	0.523
25	1.41	1.285	1.246	1.23	1.057	1.025	0.93	0.754	0.731	0.74	0.555	0.538
26	1.43	1.296	1.258	1.24	1.071	1.039	0.94	0.768	0.745	0.76	0.569	0.552
27	1.44	1.306	1.269	1.26	1.084	1.053	0.96	0.781	0.759	0.77	0.583	0.567
28	1.45	1.316	1.280	1.27	1.097	1.066	0.97	0.794	0.772	0.79	0.597	0.581
29	1.46	1.326	1.291	1.29	1.109	1.080	0.99	0.806	0.785	0.81	0.611	0.595
30	1.48	1.336	1.301	1.30	1.121	1.093	1.00	0.819	0.798	0.83	0.624	0.608

*** ЗОСЕРЕДЖЕНЕ НАВАНТАЖЕННЯ ВІД ВІТРУ, ЩО ДІЄ НА РИГЕЛЬ РАМИ.**

Навантаження від тиску вітру на частину стіни в межах висоти ригеля (ферми) (рис. Б.16) прикладається на рівні нижнього поясу ригеля як зосереджена сила без урахування моментів, які виникають від такого перенесення. Ця сила обчислюється за формулою:

$$W = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot (C_{aer}^{акт} + C_{aer}^{пас}) \cdot \frac{C_h^{НП} + C_h^{ВП}}{2} \cdot C_{alt} \cdot C_{rel} \cdot C_{dir} \cdot C_d \cdot B \cdot H_{\phi},$$

$$\text{де } H_{\phi} = h_0 + \frac{L}{2} \cdot \frac{i}{100} + 0,3$$

$$H_{\phi} = 3,10 + \frac{24}{2} \cdot \frac{1,5}{100} + 0,3 = 3,58\text{м} - \text{висота шатра};$$

$C_h^{НП}, C_h^{ВП}$ – коефіцієнти зміни вітрового тиску по висоті, які визначаються за даними таблиці Б.4 [11] і залежать від типу місцевості й висоти будівлі та знаходяться методом лінійної інтерполяції:

$$C_h^{ВП} = 0,85 + \frac{1,15 - 0,85}{40 - 20} \cdot (20,480 - 20,000) = 0,857;$$

$$C_h^{НП} = 0,60 + \frac{0,85 - 0,60}{20 - 10} \cdot (16,900 - 10,000) = 0,77.$$

Якщо навантаження на ділянці висоти ферми має вигляд двох трапецій з висотою h_1 і h_2 , то:

$$W = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot (C_{aer}^{акт} + C_{aer}^{пас}) \cdot \left(\frac{C_h^{НП} + C_h^{П}}{2} \cdot h_1 + \frac{C_h^{П} + C_h^{ВП}}{2} \cdot h_2 \right) \cdot C_{alt} \cdot C_{rel} \cdot C_{dir} \cdot C_d \cdot B$$

$$W = 1,04 \cdot 0,55 \cdot (0,8 + 0,6) \cdot \left(\frac{0,77 + 0,85}{2} \cdot 3,1 + \frac{0,857 + 0,85}{2} \cdot 0,48 \right) \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 12 = 28,03 \text{ кН},$$

де $C_h^{П} = 0,85$ – проміжне значення (табличне) коефіцієнта висоти споруди $C_h^{П}$, для висоти 20 м.

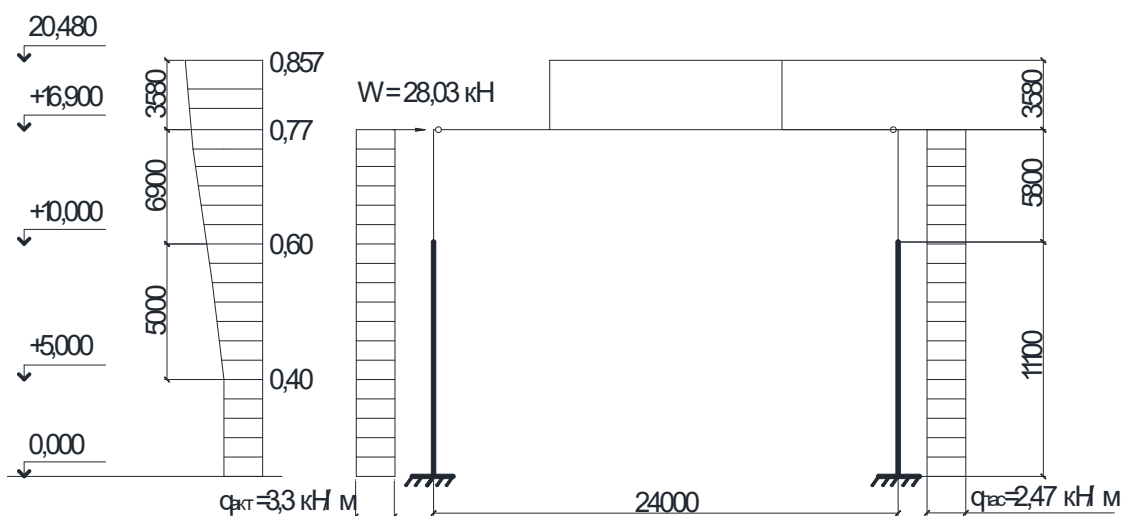


Рис. Б.16. Схема вітрового навантаження на раму.

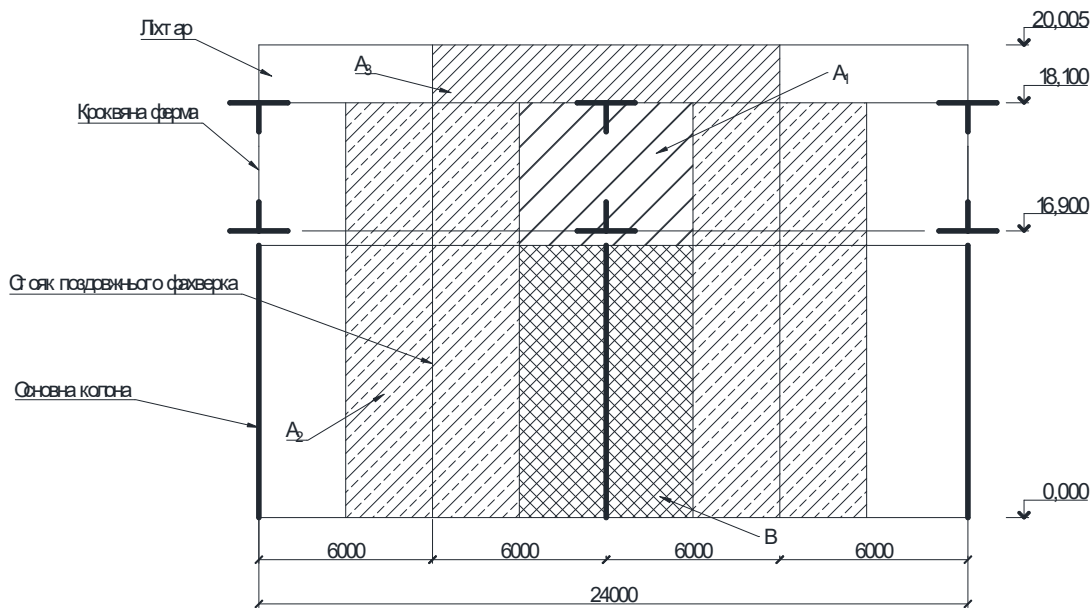


Рис. Б.17. Схема розподілу вітрового навантаження по поздовжній поверхні будівлі.

Вітрове навантаження на поперечну раму, що розраховується, прикладається як розподілене по висоті основної колони (на ділянці В від рівня землі до низу кроквяної ферми) та у вигляді зосереджених сил у верхніх вузлах рами. Ці зосереджені сили враховуються з ділянок A_1 та A_3 , розміщених вище осі ригеля, прийнятої у розрахунковій схемі, та від опорної реакції стояка поздовжнього фахверка – з ділянки A_2 , рис. Б.17.

Розрахункове значення активного тиску вітру на характерних відмітках (рис Б. 16):

- на висоті 5 м:

$$q_5 = \gamma_f \cdot W_0 \cdot C_5 \cdot C \cdot B = 1,4 \cdot 0,55 \cdot 0,344 \cdot 0,8 \cdot 12 = 2,54 \text{ кН/м};$$

- на висоті 10 м:

$$q_{10} = \gamma_f \cdot W_0 \cdot C_{10} \cdot C \cdot B = 1,4 \cdot 0,55 \cdot 0,451 \cdot 0,8 \cdot 12 = 3,33 \text{ кН/м};$$

- на висоті 20 м:

$$q_{20} = \gamma_f \cdot W_0 \cdot C_{20} \cdot C \cdot B = 1,4 \cdot 0,55 \cdot 0,652 \cdot 0,8 \cdot 12 = 4,82 \text{ кН/м};$$

- на висоті 16,9 м:

$$q_{16,9} = \gamma_f \cdot W_0 \cdot C_{16,9} \cdot C \cdot B = 1,4 \cdot 0,55 \cdot 0,589 \cdot 0,8 \cdot 12 = 4,35 \text{ кН/м};$$

- на висоті 18,1 м:

$$q_{18,1} = \gamma_f \cdot W_0 \cdot C_{18,1} \cdot C \cdot B = 1,4 \cdot 0,55 \cdot 0,613 \cdot 0,8 \cdot 12 = 4,53 \text{ кН/м};$$

Величина згинального моменту в колоні від активного тиску вітру, як в стояку з защемленим нижнім кінцем і вільним верхнім, кНм:

$$M = \frac{q_5 \cdot H^2}{2} + \frac{(q_{20} - q_5)(H - 6)}{6} (2H + 6)$$

$$M = \frac{2,54 \cdot 20^2}{2} + \frac{(4,82 - 2,54)(20 - 6)}{6} (2 \cdot 20 + 6) = 752,72 \text{ кНм}$$

Розрахункове значення активної і пасивної складової зосередженого навантаження від вітру, кН:

$$W_a = \frac{q_{16,9} + q_{20}}{2} \cdot h = \frac{4,35 + 4,82}{2} \cdot 5,95 = 27,28 \text{ кН}$$

$$W_{\text{п}} = 27,28 \cdot \frac{0,6}{0,8} = 20,46 \text{ кН}$$

Схеми вітрового навантаження зліва та справа представлено на рис Б.18 та Б.22 відповідно; епюри внутрішніх зусиль, обчислених у програмі ЛИРА-САПР – на рис. Б.19 – Б.21 та Б.23 – Б.25 відповідно.

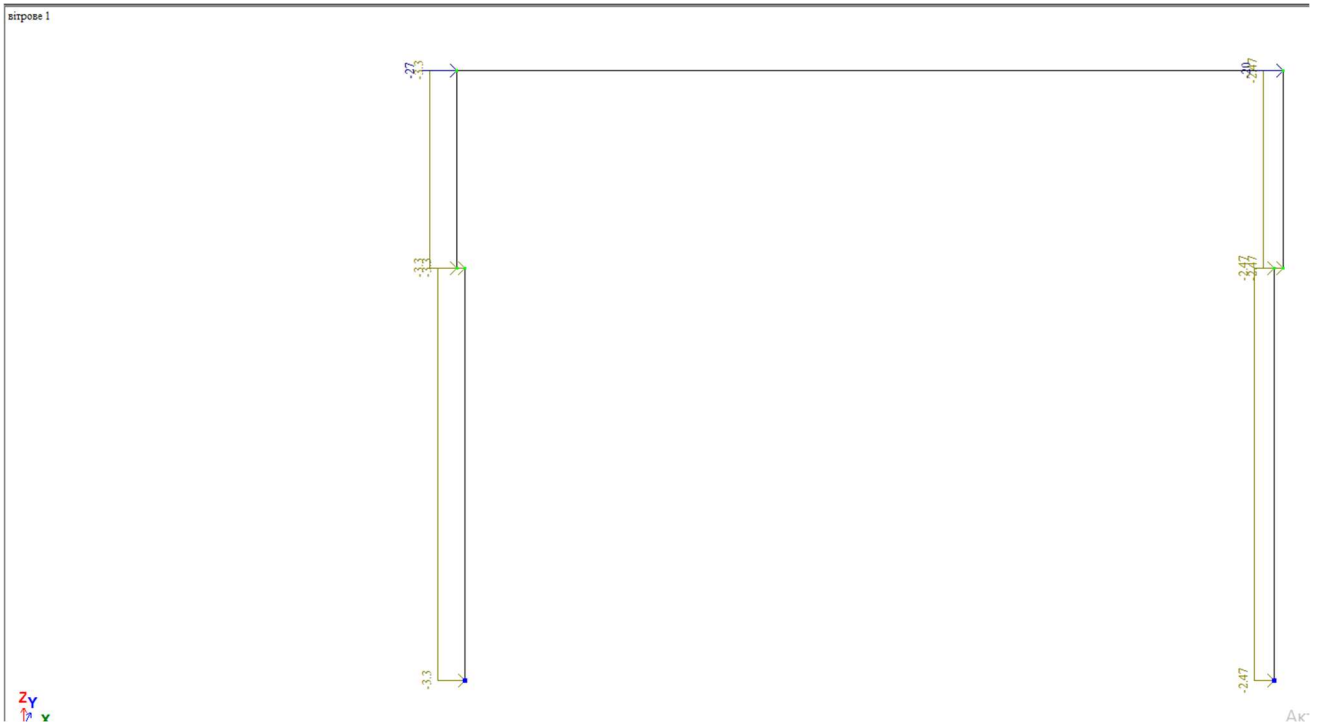


Рис. Б.18. Схема вітрового навантаження зліва.

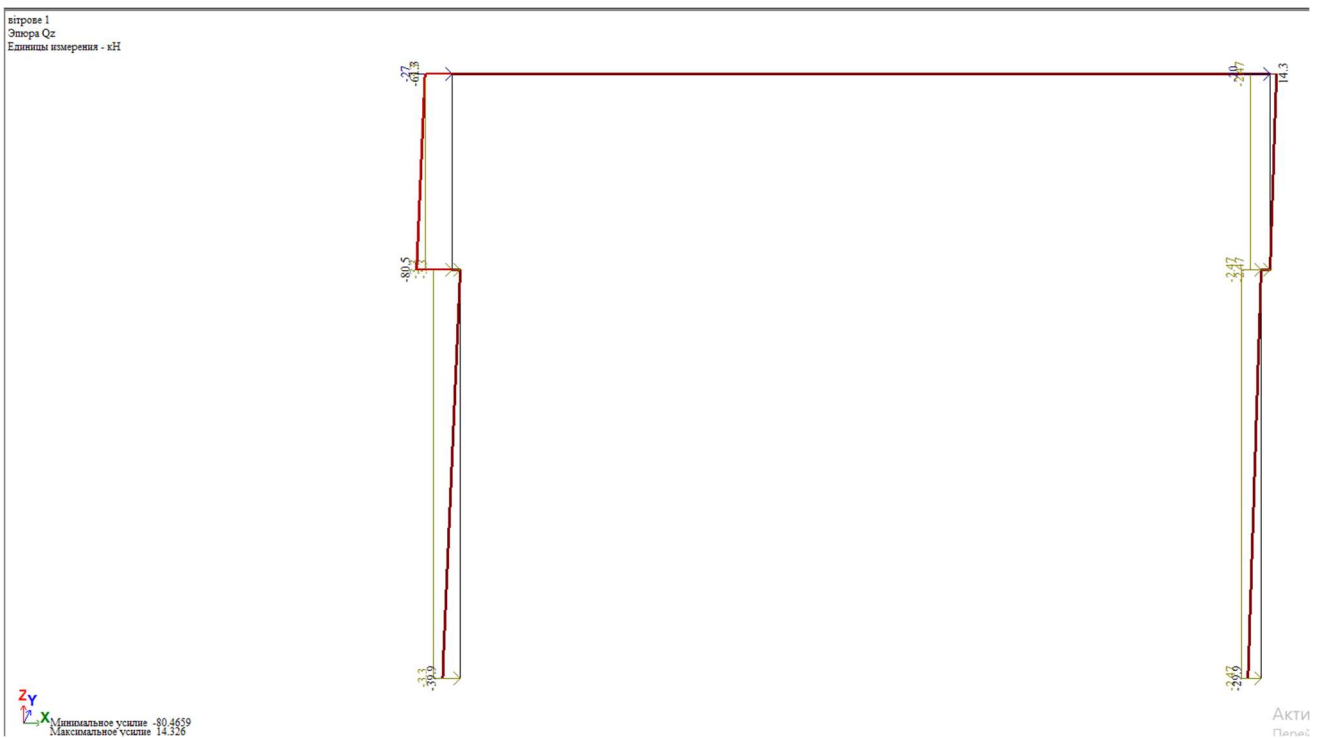


Рис. Б.19. Епюра поперечних зусиль Q від вітрового навантаження зліва.

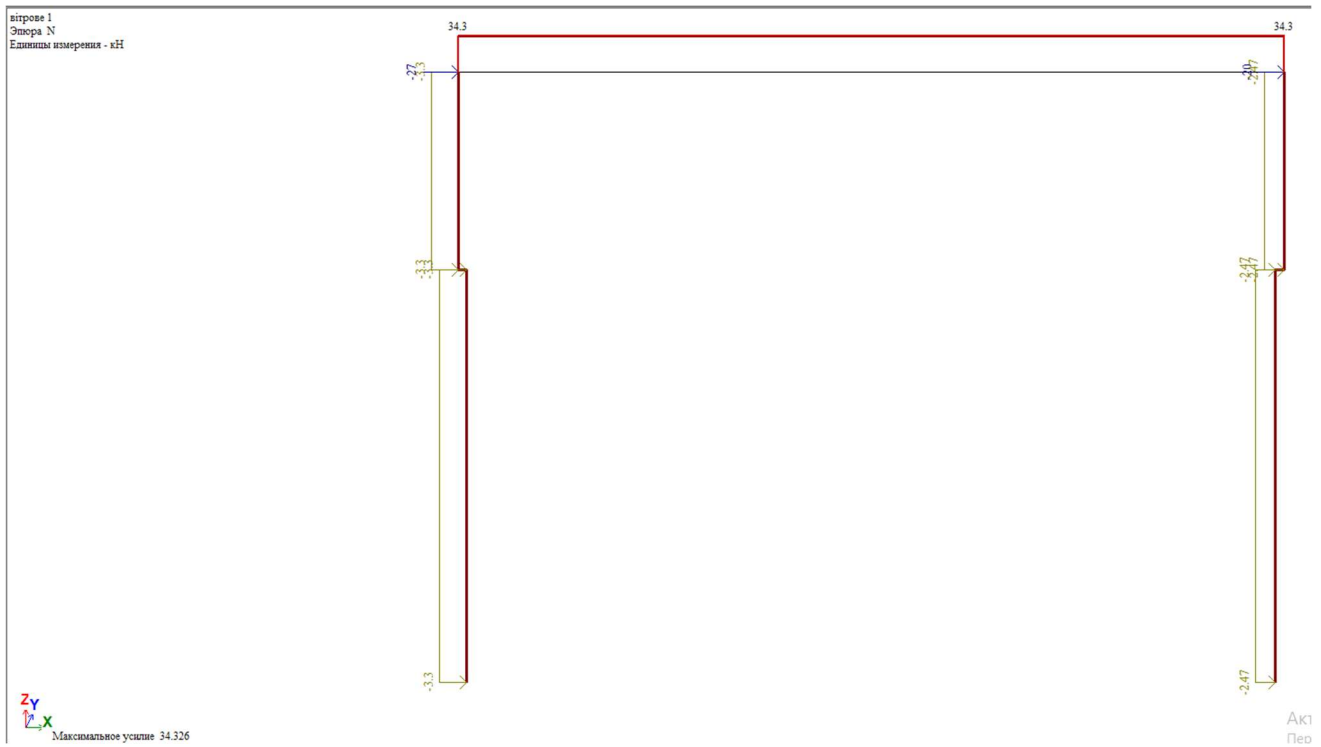


Рис. Б.20. Епюра поздовжніх зусиль N від вітрового навантаження зліва.

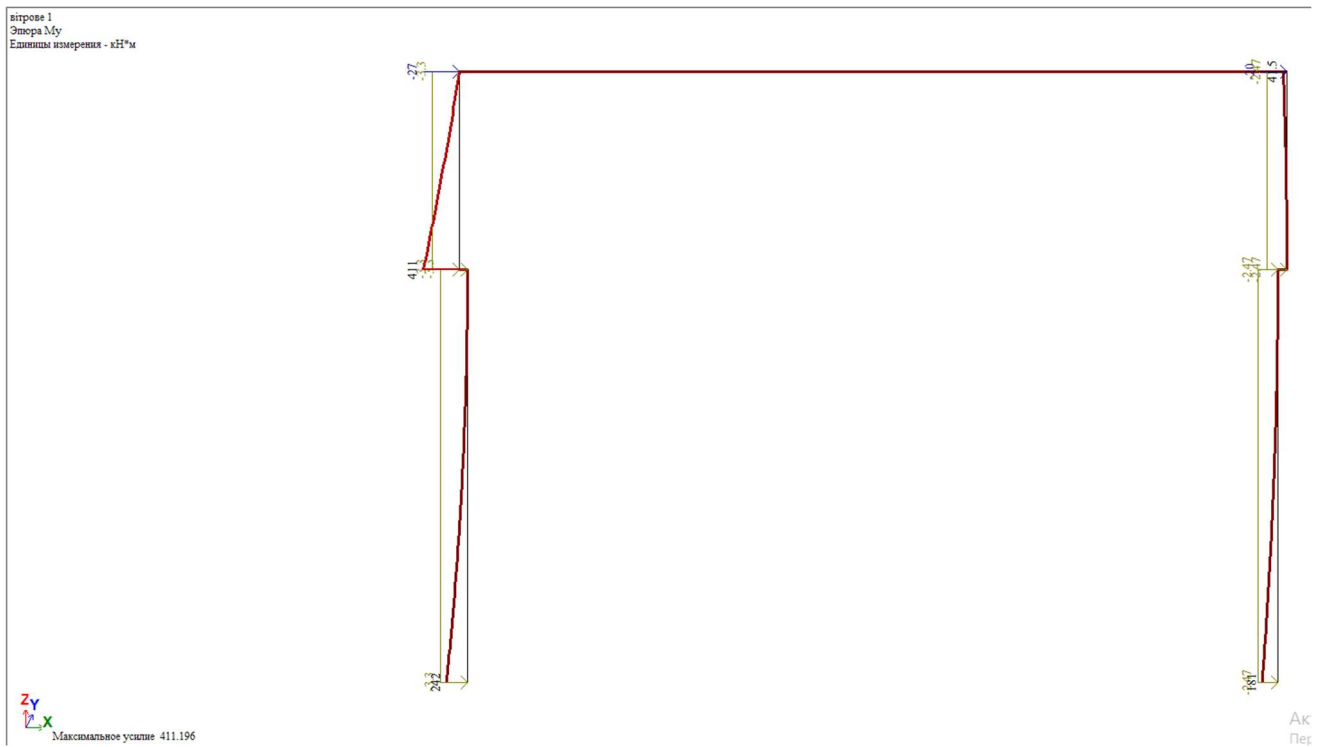


Рис. Б.21. Епюра згинальних моментів M від вітрового навантаження зліва.

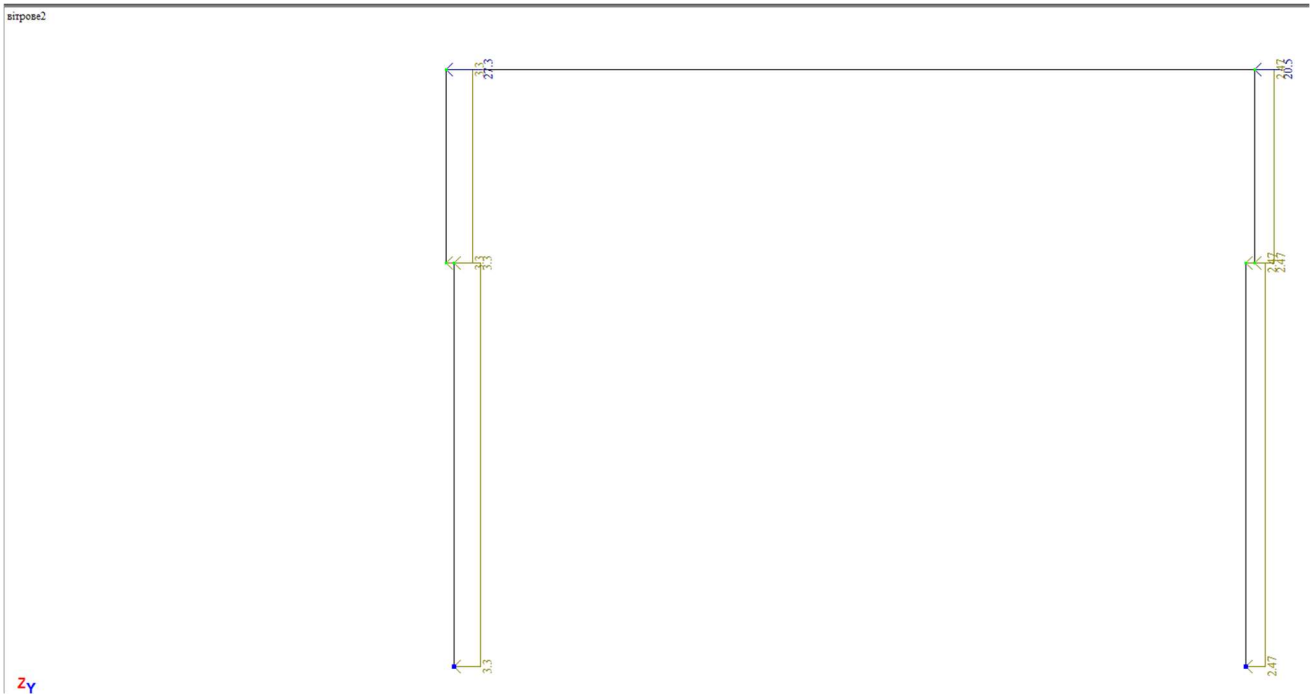


Рис. Б.22. Схема вітрового навантаження справа.

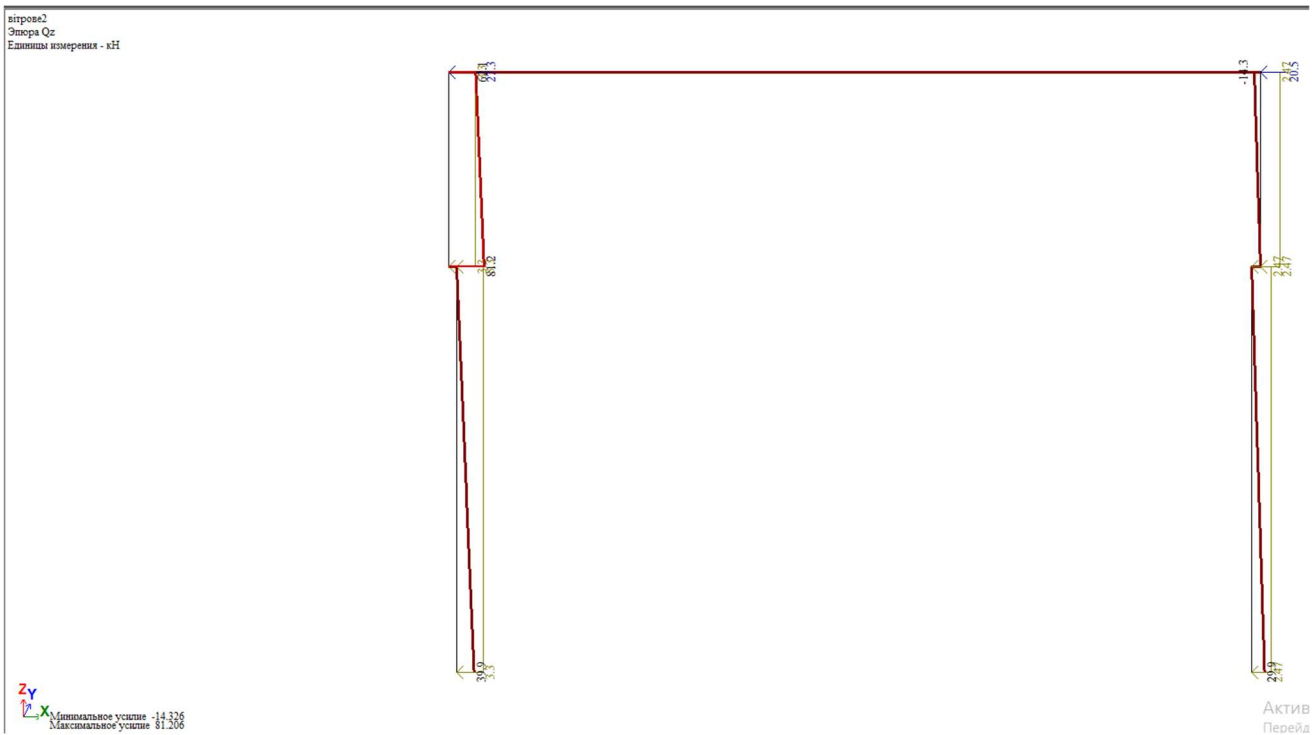


Рис. Б.23. Еюра поперечних зусиль Q від вітрового навантаження справа.

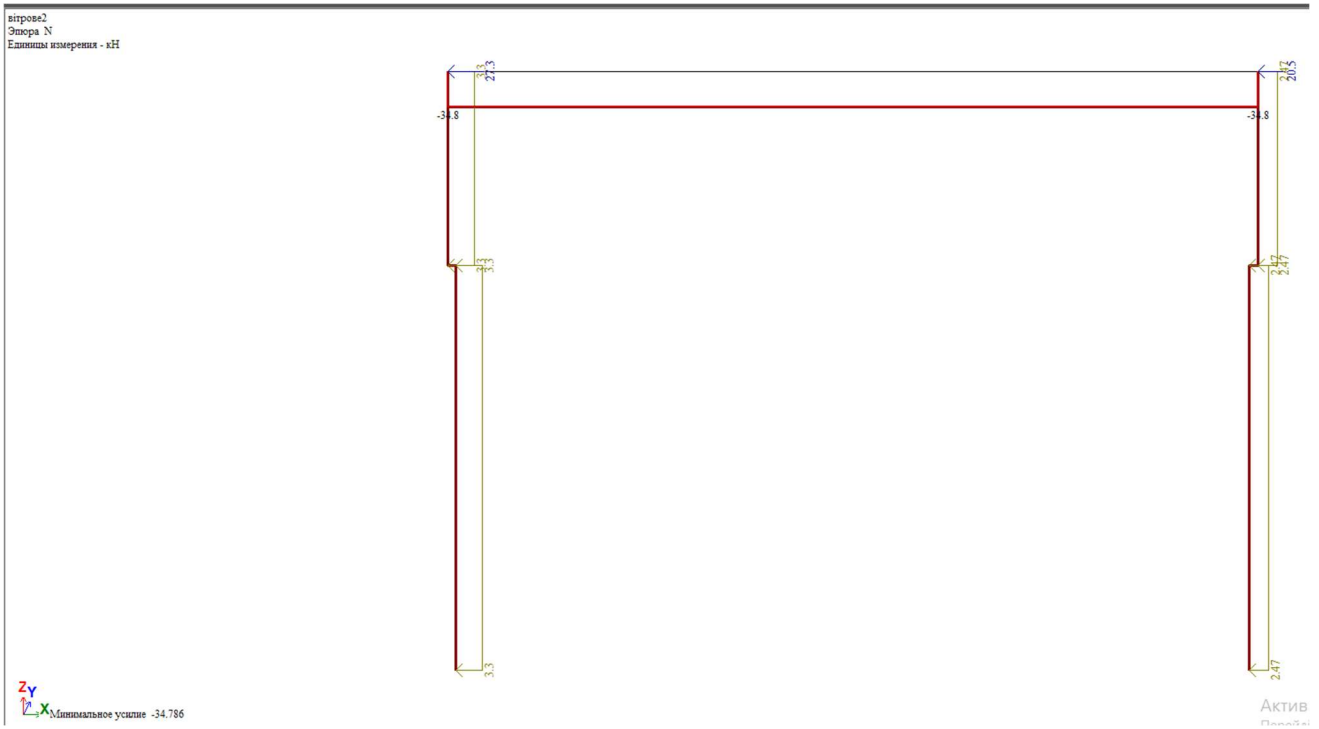


Рис. Б.24. Епюра поздовжніх зусиль N від вітрового навантаження справа.

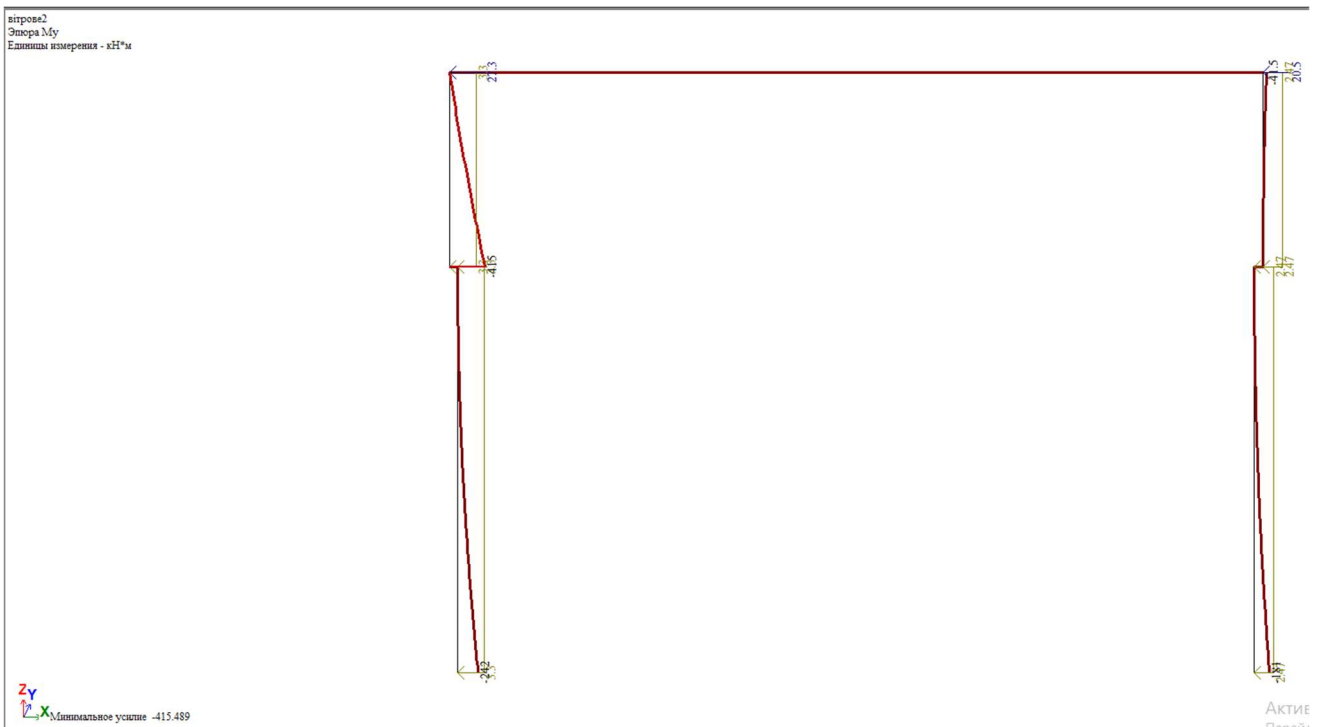


Рис. Б.25. Епюра згинальних моментів M від вітрового навантаження справа.

У таблиці Б.6 представлено розрахункове поєднання зусиль.

Таблиця Б.6.

Розрахункове поєднання зусиль

Таблиця РСУ												
Файл Редактировать Опции												
Таблиця РСУ												
№ элем	№ сечен	№ столбца	Кран/сейсм	Группа РСУ	Критерий	Усилия						ИРР загруз
						N (кН)	Mк (кН*м)	My (кН*м)	Qz (кН)	Mz (кН*м)	Qy (кН)	
1	1	1	-	A1	1	- 321.590	0.000	411.196	- 80.466	0.000	0.000	1 3
1	1	2	-	A1	2	- 495.754	0.000	- 744.017	145.505	0.000	0.000	1 2 -3 6
1	1	2	-	A1	5	- 321.590	0.000	- 744.017	145.505	0.000	0.000	1 -3 6
1	1	2	-	A1	6	- 495.754	0.000	370.077	- 72.419	0.000	0.000	1 2 3
1	1	1	-	A1	18	- 515.105	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1 2
1	1	1	-	A2	2	- 321.590	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1
1	1	1	-	B2	1	- 321.590	0.000	411.196	- 80.466	0.000	0.000	1 3
1	1	2	-	B2	2	- 495.754	0.000	- 744.017	145.505	0.000	0.000	1 2 -3 6
1	1	2	-	B2	5	- 321.590	0.000	- 744.017	145.505	0.000	0.000	1 -3 6
1	1	2	-	B2	6	- 495.754	0.000	370.077	- 72.419	0.000	0.000	1 2 3
1	1	1	-	B2	18	- 515.105	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1 2
1	1	1	-	C2	1	- 321.590	0.000	411.196	- 80.466	0.000	0.000	1 3
1	1	2	-	C2	2	- 495.754	0.000	- 744.017	145.505	0.000	0.000	1 2 -3 6
1	1	2	-	C2	5	- 321.590	0.000	- 744.017	145.505	0.000	0.000	1 -3 6
1	1	2	-	C2	6	- 495.754	0.000	370.077	- 72.419	0.000	0.000	1 2 3
1	1	1	-	C2	18	- 515.105	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1 2
1	2	1	-	A1	2	- 515.105	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1 2
1	2	2	-	A1	13	- 321.590	0.000	0.000	111.053	0.000	0.000	1 -3 6
1	2	1	-	A1	14	- 321.590	0.000	0.000	- 61.326	0.000	0.000	1 3
1	2	1	-	A2	2	- 321.590	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1
1	2	1	-	B2	2	- 515.105	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1 2
1	2	2	-	B2	13	- 321.590	0.000	0.000	111.053	0.000	0.000	1 -3 6
1	2	1	-	B2	14	- 321.590	0.000	0.000	- 61.326	0.000	0.000	1 3
1	2	1	-	C2	2	- 515.105	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1 2
1	2	2	-	C2	13	- 321.590	0.000	0.000	111.053	0.000	0.000	1 -3 6
1	2	1	-	C2	14	- 321.590	0.000	0.000	- 61.326	0.000	0.000	1 3
2	1	1	-	A1	1	- 92.200	0.000	241.576	- 39.930	0.000	0.000	1 3
2	1	2	-	A1	2	- 92.200	0.000	- 434.837	71.874	0.000	0.000	1 -3 6
2	1	1	-	A1	18	- 92.200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1
2	1	1	-	A2	2	- 92.200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1
2	1	1	-	B2	1	- 92.200	0.000	241.576	- 39.930	0.000	0.000	1 3
2	1	2	-	B2	2	- 92.200	0.000	- 434.837	71.874	0.000	0.000	1 -3 6
2	1	1	-	B2	18	- 92.200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1
2	1	1	-	C2	1	- 92.200	0.000	241.576	- 39.930	0.000	0.000	1 3
2	1	2	-	C2	2	- 92.200	0.000	- 434.837	71.874	0.000	0.000	1 -3 6
2	2	1	-	A1	2	- 92.200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1
2	2	1	-	A2	2	- 92.200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1
2	2	1	-	B2	2	- 92.200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1
3	1	1	-	A1	1	- 92.200	0.000	180.816	- 29.887	0.000	0.000	1 3
3	1	2	-	A1	2	- 92.200	0.000	- 325.470	53.797	0.000	0.000	1 -3 6
3	1	1	-	A1	18	- 92.200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1
3	1	1	-	A2	2	- 92.200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1
3	1	1	-	B2	1	- 92.200	0.000	180.816	- 29.887	0.000	0.000	1 3
3	1	2	-	B2	2	- 92.200	0.000	- 325.470	53.797	0.000	0.000	1 -3 6
3	1	1	-	B2	18	- 92.200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1
3	1	1	-	C2	1	- 92.200	0.000	180.816	- 29.887	0.000	0.000	1 3
3	1	2	-	C2	2	- 92.200	0.000	- 325.470	53.797	0.000	0.000	1 -3 6
3	2	1	-	A1	2	- 92.200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1
3	2	1	-	A2	2	- 92.200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1
3	2	1	-	B2	2	- 92.200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1
7	2	1	-	A1	1	0.000	0.000	41.545	14.326	0.000	0.000	1 3
7	2	2	-	A1	2	0.000	0.000	- 74.782	- 25.787	0.000	0.000	1 -3 6
7	2	1	-	B2	1	0.000	0.000	41.545	14.326	0.000	0.000	1 3
7	2	2	-	B2	2	0.000	0.000	- 74.782	- 25.787	0.000	0.000	1 -3 6
7	2	1	-	C2	1	0.000	0.000	41.545	14.326	0.000	0.000	1 3
7	2	2	-	C2	2	0.000	0.000	- 74.782	- 25.787	0.000	0.000	1 -3 6

**** ВИЗНАЧЕННЯ ЗУСИЛЬ У ПЕРЕРІЗАХ ПОПЕРЕЧНОЇ РАМИ.**

Виходячи із орієнтовних жорсткісних характеристик та позначень табл. Б.6 та формуло додатку Д 3.2., обчислимо коефіцієнт розрахункової схеми (рис. Б.26):

$$\eta = \frac{l_2}{l_c}$$

$$\eta = \frac{5800}{17900} = 0,32$$

Визначаємо співвідношення жорсткостей підкранової та надкранової частин колони та допоміжні коефіцієнти при $e_1 = 0,2$ м та $e_0 = (1,0 - 0,5)/2 = 0,25$ м:

$$n = \frac{I_1}{I_2} = \left(\frac{h_1}{h_2}\right)^2 \cdot k_1,$$

де k – коефіцієнт, який змінюється в межах 1,8...2,0 у разі шарнірного спряження колон із ригелями.

$$n = \left(\frac{1}{0,5}\right)^2 \cdot 1,9 = 7,6;$$

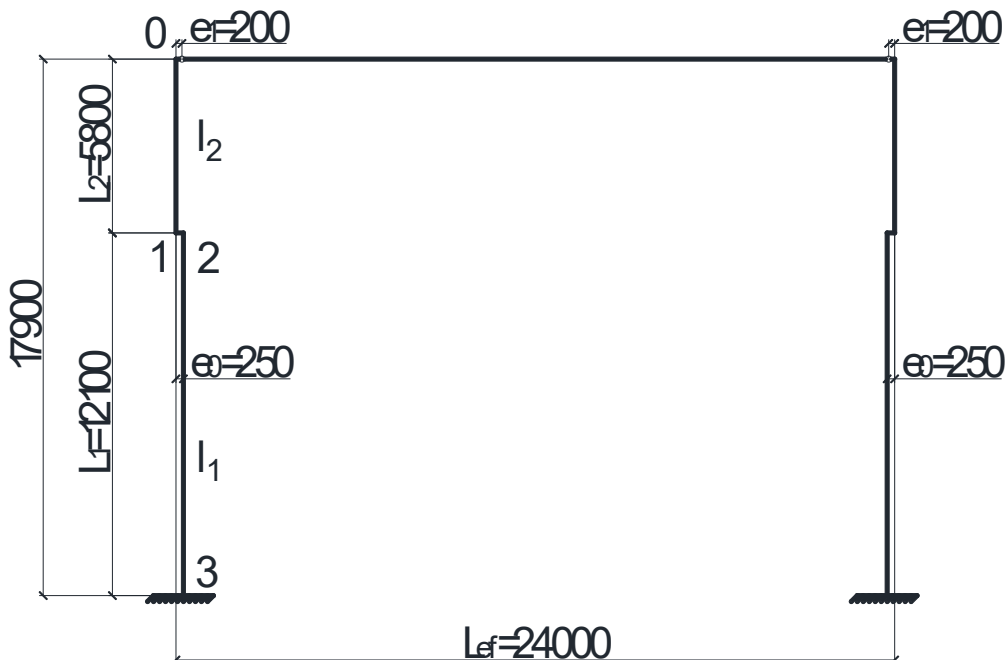


Рис. Б.26. Розрахункова схема рами.

$$\alpha_2 = \frac{(n-1) \cdot \eta^2 + 1}{n}$$

$$\alpha_2 = \frac{(7,6-1) \cdot 0,32^2 + 1}{7,6} = 0,22;$$

$$\alpha_3 = \frac{(n-1) \cdot \eta^3 + 1}{n}$$

$$\alpha_3 = \frac{(7,6-1) \cdot 0,32^3 + 1}{7,6} = 0,16;$$

$$\alpha_4 = \frac{(n-1) \cdot \eta^4 + 1}{n}$$

$$\alpha_4 = \frac{(7,6-1) \cdot 0,32^4 + 1}{7,6} = 0,14.$$

*** НАВАНТАЖЕННЯ ВІД ВЛАСНОЇ ВАГИ:**

$$X = - \frac{Q_r \cdot 3}{H \cdot 2 \cdot \alpha_3} \cdot [e_1 \cdot \alpha_2 - e_0 \cdot (\alpha_2 - \eta^2)]$$

$$X = - \frac{288}{17,9} \cdot \frac{3}{2 \cdot 0,16} [0,2 \cdot 0,22 - 0,25 \cdot (0,22 - 0,32^2)] = - 2,26 \text{ кН};$$

$$M_0 = - 288 \cdot 0,2 = - 57,6 \text{ кНм};$$

$$M_1 = 2,26 \cdot 5,80 - 57,6 = - 44,49 \text{ кНм};$$

$$M_2 = - 44,49 + (288 + 30,59) \cdot 0,25 = 35,15 \text{ кНм};$$

$$M_3 = 2,26 \cdot 17,9 - 57,6 + 76,76 = 59,61 \text{ кНм};$$

$$N_0 = - 288 - 30,59 = - 318,59 \text{ кН};$$

$$N_1 = N_0 = - 288 - 30,59 = - 318,59 \text{ кН};$$

$$N_2 = - 318,59 - 92,20 = - 410,79 \text{ кН};$$

$$N_3 = N_2 = - 318,59 - 92,20 = - 410,79 \text{ кН};$$

$$Q_0 = - 2,26 \text{ кН};$$

$$Q_1 = Q_2 = Q_3 = - 2,26 \text{ кН}.$$

*** СНІГОВЕ НАВАНТАЖЕННЯ.**

$$X = - \frac{Q_s \cdot 3}{H \cdot 2 \cdot \alpha_3} \cdot [e_1 \cdot \alpha_2 - e_0 \cdot (\alpha_2 - \eta^2)]$$

$$X = - \frac{191,52}{17,9} \cdot \frac{3}{2 \cdot 0,16} [0,2 \cdot 0,22 - 0,25 \cdot (0,22 - 0,32^2)] = - 1,5 \text{ кН},$$

де X визначається аналогічно тому, як це робиться при розрахунку зусиль від власної ваги конструкцій.

$$M_0 = - 191,52 \cdot 0,2 = - 38,30 \text{ кНм};$$

$$M_1 = 1,5 \cdot 5,80 - 38,30 = - 29,6 \text{ кНм};$$

$$M_2 = - 29,6 + 191,52 \cdot 0,25 = 18,28 \text{ кНм};$$

$$M_3 = 1,5 \cdot 17,9 - 38,3 + 47,88 = 36,43 \text{ кНм};$$

$$N_0 = - 191,52 \text{ кН};$$

$$Q = - 1,5 \text{ кН};$$

*** ВЕРТИКАЛЬНЕ КРАНОВЕ НАВАНТАЖЕННЯ.**

$$\varepsilon_1 = \frac{M_{min}}{M_{max}}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{289,36}{961,34} = 0,3;$$

$$X = - \frac{M_{max} \cdot 3(\alpha_2 - \eta^2)}{H \cdot 4 \cdot \alpha_3} \cdot (1 + \varepsilon_1)$$

$$X = - \frac{961,34}{17,9} \cdot \frac{3 \cdot (0,22 - 0,32^2)}{4 \cdot 0,16} \cdot (1 + 0,3) = - 38,48 \text{ кН};$$

Зусилля при D_{max} на лівій колоні:

$$M_1 = 38,48 \cdot 5,80 = 223,18 \text{ кНм};$$

$$M_2 = 223,18 - 961,34 = - 738,16 \text{ кНм};$$

$$M_3 = 38,48 \cdot 17,9 - 961,34 = - 272,54 \text{ кНм};$$

$$N_{2-3} = - 1922,68 \text{ кН};$$

$$Q = - 38,48 \text{ кН};$$

Зусилля при D_{min} на правій колоні:

$$M_1 = 38,48 \cdot 5,80 = 223,18 \text{ кНм};$$

$$M_2 = 223,18 - 289,36 = - 66,18 \text{ кНм};$$

$$M_3 = 38,48 \cdot 17,9 - 289,36 = 399,43 \text{ кНм};$$

$$N_{2-3} = - 578,71 \text{ кН};$$

$$Q = 38,48 \text{ кН};$$

*** ГОРИЗОНТАЛЬНЕ КРАНОВЕ НАВАНТАЖЕННЯ.**

$$\Psi = \frac{5,8-1,65}{17,9} = 0,23.$$

Навантаження в подальшому розрахунку будуть враховуватися зі знаками «±», епюри побудовані лише для напрямку навантаження.

$$X = - \frac{(H_{max} - H_{min})}{2} \cdot \left[1 - \frac{\psi}{2 \cdot \alpha_3} \cdot (3 \cdot \alpha_2 - \psi^2) \right]$$

$$X = - \frac{(73,30 - 54,37)}{2} \cdot \left[1 - \frac{0,23}{2 \cdot 0,16} \cdot (3 \cdot 0,22 - 0,23^2) \right] = - 5,33 \text{ кН}.$$

Зусилля при H_{max} на лівій колоні:

$$M_H = 5,33 \cdot 5,80 = 30,91 \text{ кНм};$$

$$M_1 = 5,33 \cdot 5,80 - 73,30 \cdot 1,65 = - 90,03 \text{ кНм};$$

$$M_2 = - 90,03 \text{ кНм};$$

$$M_3 = 5,33 \cdot 17,9 - 73,30 \cdot 12,10 = - 791,52 \text{ кНм};$$

$$N = 0 \text{ кН};$$

$$Q_{0-H} = - 5,33 \text{ кН};$$

$$Q_{H-3} = - 5,33 + 73,30 = 67,97 \text{ кН}.$$

Зусилля при H_{min} на правій колоні:

$$M_H = 5,33 \cdot 5,80 = 30,91 \text{ кНм};$$

$$M_1 = M_2 = 5,33 \cdot 5,80 + 54,37 \cdot 1,65 = 120,62 \text{ кНм};$$

$$M_3 = 5,33 \cdot 17,9 + 54,37 \cdot 12,10 = 753,28 \text{ кНм};$$

$$N = 0 \text{ кН};$$

$$Q_{0-H} = - 5,33 \text{ кН};$$

$$Q_{H-3} = 5,33 + 54,37 = 59,7 \text{ кН}.$$

*** ВІТРОВЕ НАВАНТАЖЕННЯ (ПРИ ДІЇ ВІТРУ ЗЛІВА).**

$$\varepsilon_2 = \frac{q_{w,p}}{q_{w,a}}$$

$$\varepsilon_2 = \frac{2,47}{3,30} = 0,82;$$

$$\varepsilon_3 = \frac{W_p}{W_a}$$

$$\varepsilon_3 = \frac{20,46}{27,28} = 0,75;$$

$$X_q = - q_{wa} \cdot H \cdot \frac{3}{16} \cdot \frac{\alpha_4}{\alpha_3} \cdot (1 - \varepsilon_2)$$

$$X_q = - 3,30 \cdot 17,9 \cdot \frac{3 \cdot 0,14 \cdot (1 - 0,82)}{16 \cdot 0,16} = - 1,74 \text{ кН};$$

$$X_w = - \frac{W_a}{2} \cdot (1 - \varepsilon_3)$$

$$X_w = - \frac{27,28}{2} \cdot (1 - 0,75) = - 3,41 \text{ кН};$$

$$X = X_q + X_w$$

$$X = - 1,74 - 3,41 = - 5,15 \text{ кН}$$

Зусилля на лівій колоні:

$$M_1 = M_2 = (5,15 - 27,28) \cdot 5,80 - 3,30 \cdot \frac{5,8^2}{2} = -180,98 \text{ кНм};$$

$$M_3 = (5,15 - 27,28) \cdot 17,90 - 3,30 \cdot \frac{17,9^2}{2} = -924,79 \text{ кНм};$$

$$Q_0 = -5,15 + 27,28 = +22,13 \text{ кН};$$

$$Q_3 = 22,13 + 3,30 \cdot 17,9 = +81,20 \text{ кН};$$

Зусилля на правій колоні:

$$M_1 = M_2 = (5,15 + 20,46) \cdot 5,80 - 2,47 \cdot \frac{5,8^2}{2} = 109,14 \text{ кНм};$$

$$M_3 = (5,15 + 20,46) \cdot 17,90 + 2,47 \cdot \frac{17,9^2}{2} = +854,11 \text{ кНм};$$

$$Q_0 = 5,15 + 20,46 = +25,61 \text{ кН};$$

$$Q_3 = 25,61 + 2,47 \cdot 17,9 = +69,82 \text{ кН};$$

Результати розрахунку наведені на рисунках Б.27 – Б.31:

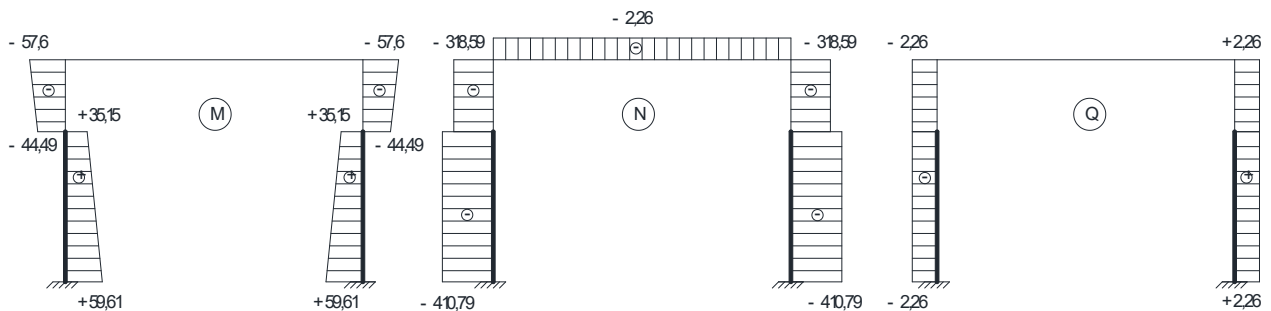


Рис. Б.27. Епюри зусиль M, N, Q від постійного навантаження.

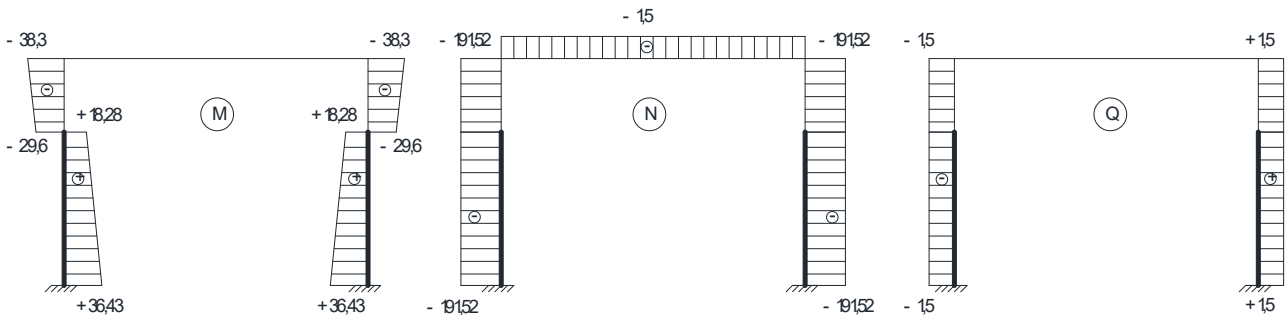


Рис. Б.28. Епюри зусиль M, N, Q від снігового навантаження.

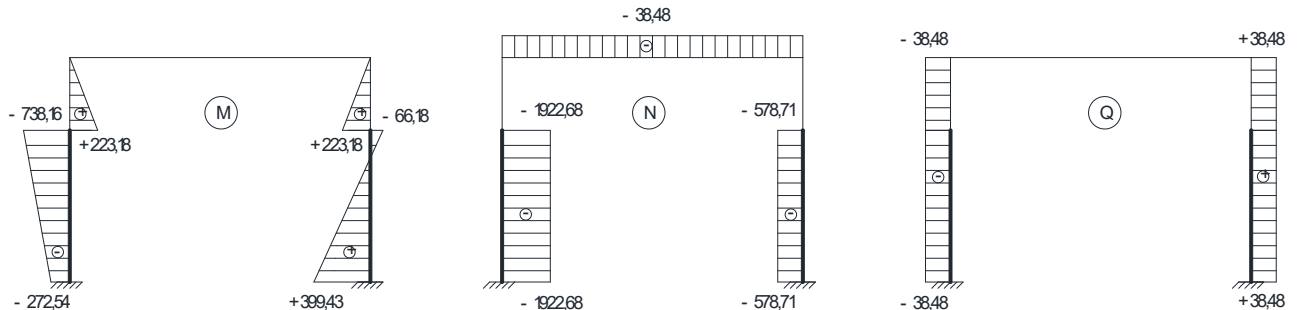


Рис. Б.29. Епюри зусиль від вертикального кранового навантаження (D_{\max} на лівій опорі).

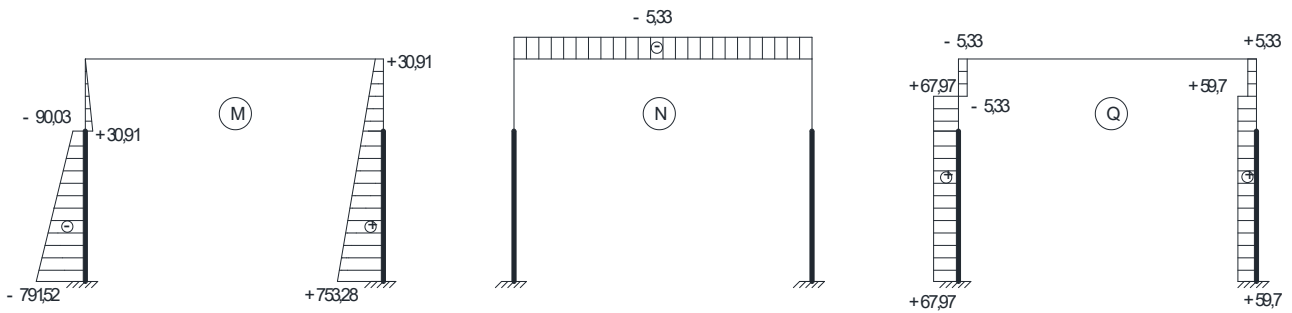


Рис. Б.30. Епюри зусиль від кранового поперечного навантаження (H_{\max} на лівій опорі).

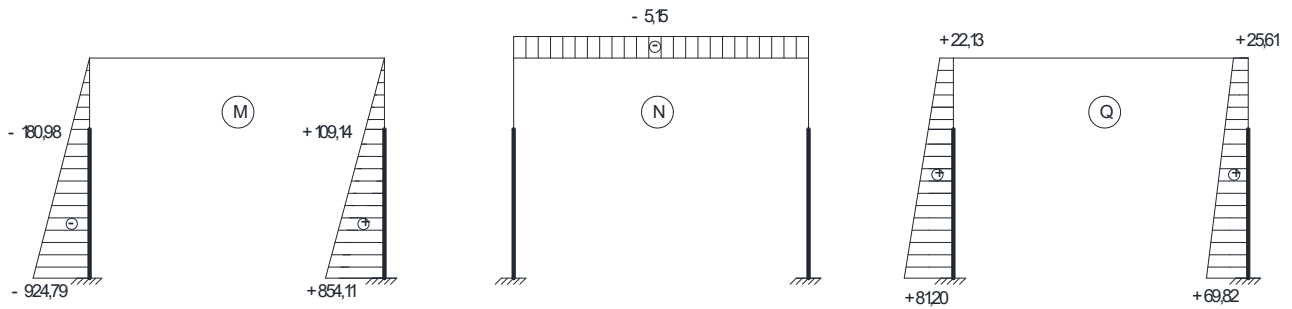


Рис. Б.31. Епюри зусиль від вітрового навантаження при дії вітру зліва.

5. РОЗРАХУНОК ПІДКРАНОВОЇ БАЛКИ.

Робота підкранових конструкцій відбувається у складних умовах, які характеризуються наявністю рухомого навантаження і динамічним характером прикладання вертикальних і горизонтальних сил від кранів. Цим пояснюються деякі особливості їх розрахунку і проектування порівняно з балками перекриття та покриття. Окрім перевірок міцності за нормальними, дотичними, місцевими і зведеними напруженнями, загальної і місцевої стійкості, а також жорсткості для підкранових балок додається перевірка на витривалість верхньої зони стінки, яка необхідна при кількості циклів навантажень $n = 10^5$ і більше [Нілов, 2014].

При розрахунку підкранових балок слід розміщувати на них не більше двох мостових або підвісних кранів в найнесприятливішому положенні, при якому виникають найбільші згинальний момент і перерізувальна сила. Слід зауважити, що ці зусилля виникають при різних положеннях кранів.

Крім вертикальних і горизонтальних впливів від кранів до підкранових балок прикладене рівномірно розподілене навантаження від власної ваги конструкції і корисне навантаження від проходів на гальмівних елементах (2 кПа). Спрощено ці навантаження можна врахувати множенням максимальних зусиль від кранів на коефіцієнт 1,05.

Величини згинальних моментів і перерізувальних сил у суцільних балках визначаються за лініями впливу, які будують на проміжках, що становлять $1/6 \dots 1/8$ прольоту. Правильність установаження коліс крана на лінію впливу для перерізу, що знаходиться на відстані a від лівої опори, визначається при одночасному збереженні двох критеріїв:

$$R + F_{cr} \geq \frac{a}{l} \sum F \quad (5.1)$$

$$R \leq \frac{a}{l} \sum F \quad (5.2)$$

де R - рівнодійна всіх сил, розташованих ліворуч від перерізу з абсцисою a балки прольотом l ; $\sum F$ - сума всіх сил, розміщених на балці; F_{cr} - критичний вантаж, розміщений на відстані a від лівої опори, під яким згинальний момент досягає максимального значення (рис. 5.1. *a*).

Для знаходження максимального моменту необхідно скористатися правилом Вінклера. Максимальний згинальний момент у балці, яка завантажена кількома рухомими навантаженнями, виникає під силою, що розміщена найближче до рівнодійної всіх сил від розташованих на балці коліс кранів і віддалена від середини прольоту на таку ж відстань c , як і рівнодійна. Для отримання максимальної перерізуючої сили достатньо одне колесо розмістити над опорою, а решту - якомога ближче до нього (рис. 5.1. *a, б*).

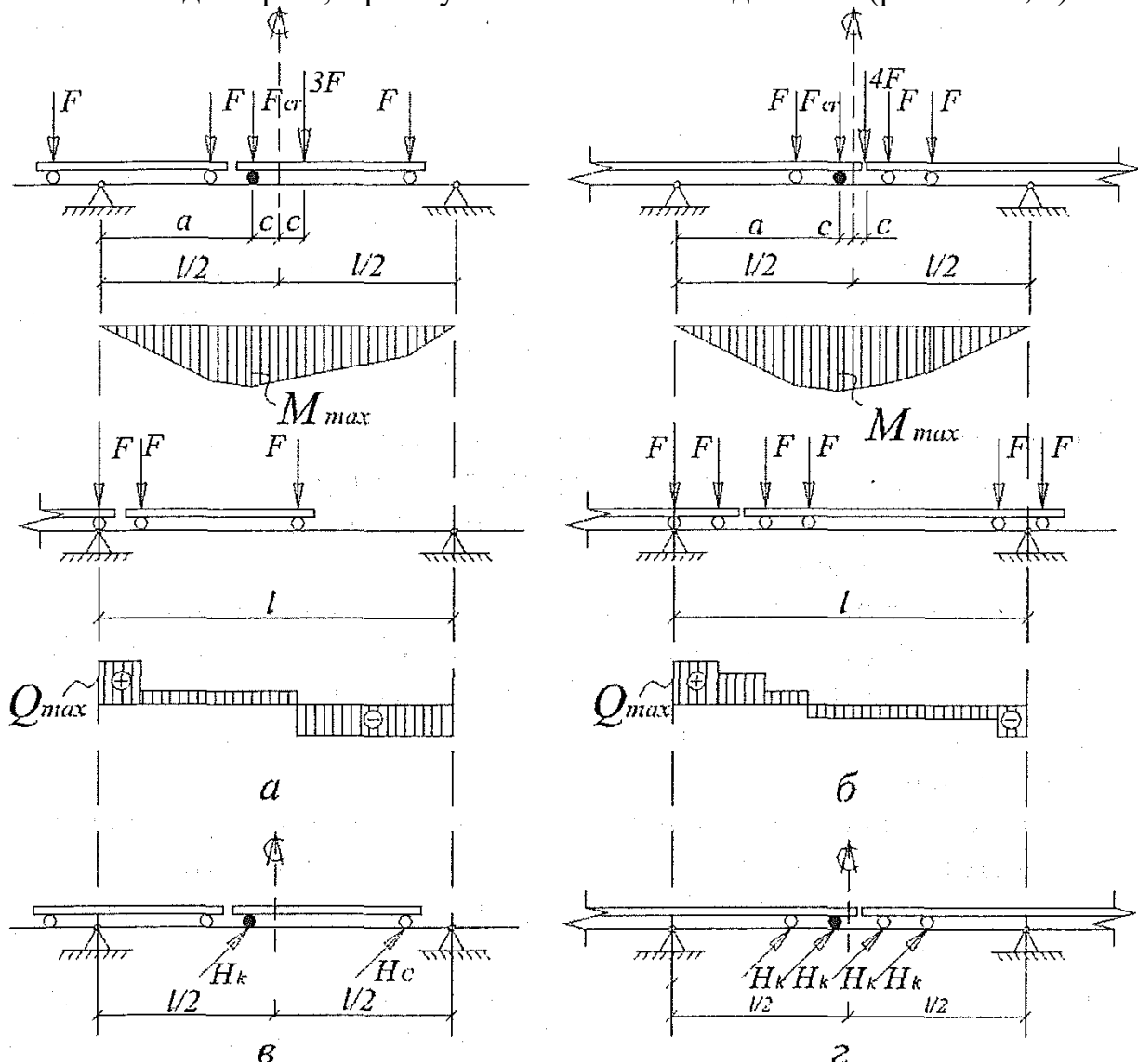


Рис. 5.1. Розрахункові схеми підкранових балок: *a, б*- для визначення згинальних моментів та поперечних сил від вертикального навантаження відповідно для чотири- та восьмиколесних кранів; *в, г* — прикладення горизонтальних навантажень для тих же кранів

Від кожного колеса крана передаються вертикальні впливи, а також горизонтальні навантаження, спрямовані вздовж і поперек підкранових конструкцій. При розрахунку балок (ферм) визначають такі навантаження від кожного колеса мостових кранів:

- граничне розрахункове значення вертикального навантаження:

$$F_m = \gamma_{fm} \psi k F \quad (5.3)$$

- граничне розрахункове значення горизонтального навантаження, спрямованого поперек кранової колії:

$$H_m = \gamma_{fm} \psi k H \quad (5.4)$$

- експлуатаційне розрахункове навантаження:

$$F_e = \gamma_{fe} F \quad (5.5)$$

$$H_e = \gamma_{fe} H \quad (5.6)$$

- розрахункове циклічне навантаження, необхідне для розрахунку витривалості:

$$F_{c,max} = \gamma_{fc,max} F \quad (5.7)$$

$$F_{c,min} = \gamma_{fc,min} F \quad (5.8)$$

Коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим навантаженням визначають залежно від середнього періоду повторюваності T : $\gamma_{fm}=1,1$ (при $T = 50$ років); $\gamma_{fm} = 1,07$ (при $T = 10$); $\gamma_{fm} = 1,02$ (при $T = 1,0$); $\gamma_{fm} = 0,97$ (при $T = 0,1$). Коефіцієнт надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням кранового навантаження $\gamma_{fe} = 1$.

Коефіцієнти надійності за розрахунковим циклічним навантаженням визначають залежно від вантажної характеристики $g = G/G_k$ (G - вантажо-підйомність крана, G_k - власна вага моста крана з візком):

$$\gamma_{fc,max} = 0,75 - 0,24g; \quad \gamma_{fc,min} = 0,34 - 0,24g$$

Кількість циклів завантаження за добу необхідно приймати такою, що дорівнює: $n_c = 270$ (для мостових кранів режимів 4К - 6К); $n_c = 420$ (для режиму 7К); $n_c = 820$ (для режиму 8К). При перевірці витривалості верхньої зони підкранових балок наведені значення слід множити на кількість коліс з одного боку крана.

Коефіцієнт сполучень для навантажень від двох кранів дорівнює $\psi = 0,85$ для кранів режимів 1К - 6К і $\psi = 0,95$ для кранів, режим роботи яких 7К і 8К.

Коефіцієнт динамічності для вертикальних кранових навантажень при прольотах балок (ферм) до 12 м включно становить: $k = 1,2$ - для груп режимів 8К і $k = 1,1$ - для груп 6К і 7К (при більших прольотах $k = 1,1$ тільки для групи режиму роботи кранів 8К). Граничні розрахункові значення горизонтальних навантажень від мостових кранів групи режиму роботи 8К враховуються з коефіцієнтом динамічності $k = 1,1$. В усіх інших випадках $k = 1,0$. Коефіцієнт k

не враховують при перевірці прогинів, місцевих напружень у верхній зоні стінки балок і умов витривалості.

Характеристичні значення вертикальних навантажень F приймаються за державними стандартами, витяги з яких наведені в табл. Д.2.2.

На підкранові балки, розташовані по крайніх рядах, згідно з ДБН В. 1.2.2-2006 при чотириколісних кранах бічні сили визначаються тільки від одного крана. При цьому одним колесом крана передається максимальна сила, характеристичне значення якої визначається за формулою:

$$H = H_k = 0,1F_{\max} + \frac{\alpha(F_{\max} - F_{\min})L_{cr}}{K} \quad (5.9)$$

де F_{\max} і F_{\min} - характеристичні значення вертикального тиску на колесо відповідно на більш і на менш завантаженій стороні крана; L_{cr} і K - відповідно проліт і база крана; $\alpha = 0,03$ (або $0,01$) при центральному (або роздільному) приводі механізму руху. Значення F_{\max} відповідають наведеним у стандартах на кранове обладнання (F_1 або F_2 за даними табл. Д.2.2). Другим колесом крана передається сила $H_c = 0,1F_{\max}$.

На кожне колесо багатоколісних (вісім і більше) кранів з гнучким підвісом бічна сила H_k дорівнює $0,1F_{\text{сєр}}$, де $F_{\text{сєр}}$ - вертикальний тиск на кожне колесо крана, визначений при розташуванні візка з вантажем, що дорівнює вантажопідйомності крана, посередині прольоту ($F_{\text{сєр}} = (G + Q)/n$, де n - загальне число коліс крана); при жорсткому підвісі $H_k = 0,1F_{\max}$. Бічні сили H_k прикладені до всіх коліс кранів і мають один напрямок - або всередину, або назовні прольоту будівлі.

Схеми прикладення бічних сил до підкранових балок показані на рис. 5.1. в, з.

Для балок підвісних колій значення розрахункових навантажень визначаються аналогічно за залежностями (5.3) - (5.6). Вертикальна сила F приймається за даними державних стандартів (див. табл. Д.2.3 і Д.2.4), а бічні сили H , спрямовані поперек кранових колій, дорівнюють:

$$H = H_k = \frac{0,5(G_k + Q)}{n} \quad (5.10)$$

де n - число усіх коліс підвісного крана, які обпираються на одну балку колії. Сили H_k прикладені до кожного колеса і спрямовані в один бік, всередину або назовні прольоту.

При розрахунку балок (ферм) на витривалість використовують розрахункові циклічні значення навантажень. Якщо витривалість перевіряють у зоні дії зосередженого навантаження від одного колеса крана, то значення вертикального зусилля від колеса слід множити на додатковий коефіцієнт γ_{fl} , який дорівнює: 1,6 - для групи режимів роботи кранів 8К з жорстким підвісом вантажу; 1,4 - при гнучкому підвісі вантажу до кранів з режимом 8К; 1,3 - для 7К і 1,1 - для інших груп режимів роботи кранів. Такі ж коефіцієнти використовують при перевірці місцевої міцності стінок підкранових балок при дії зосереджених сил.

Згинальний момент і перерізувальну силу від вертикального (M_x і Q_x) і горизонтального (M_y і Q_y) навантажень визначають при однаковому розміщенні кранів. Горизонтальне навантаження, спрямоване поперек кранової колії, для чотириколісних кранів та поздовжнє - для будь-яких кранів визначаються тільки для одного крана. При цьому для кожного крана враховується лише одне горизонтальне навантаження - поперечне або поздовжнє. Розрахункові експлуатаційні, циклічні та квазістатичні значення навантажень також визначаються для одного крана незалежно від фактичної кількості кранів, встановлених на одній колії.

Для підкранових балок виконують такі перевірки:

- 1) нормальних напружень у перерізі, де діє максимальний згинальний момент;
- 2) дотичних напружень у перерізі, де діє максимальна перерізувальна сила;
- 3) місцевих напружень у стиснутій зоні стінки балки у місці прикладення зосередженого тиску колеса крана;
- 4) зведених напружень у стінці, де одночасно діють нормальні, дотичні та місцеві напруження;
- 5) загальної стійкості балки;
- 6) місцевої стійкості стінки і полиць двотаврового перерізу балки;
- 7) прогинів (жорсткості балки);
- 8) витривалості.

Слід зауважити, що перевірки 2, 5, 6 і 7 практично не відрізняються від прийнятих для балок перекриття чи покриття. Решта перевірок, зберігаючи загальний зміст, відобразатимуть особливості роботи підкранових балок.

Робота підкранової балки з гальмівною балкою і робота з гальмівною фермою розрізняються між собою, що відбивається, насамперед, на перевірках нормальних напружень. Підкранова балка, об'єднана з гальмівною балкою, працює як єдиний тонкостінний стержень на косий згин з крученням. Проте лінія прикладання зусиль проходить близько від центра згину складеного перерізу, тому на практиці впливом кручення нехтують, а сам складений переріз розділяють на дві частини, кожна з яких сприймає простий згин. Одна з цих частин, до якої входить тільки підкранова балка, сприймає згинальний момент M_x від вертикального навантаження, а друга, складена з підтримувального елемента, листа і верхнього пояса підкранової балки (ці складові утворюють гальмівну балку), - згинальний момент M_y від горизонтального навантаження. Таким чином, верхній пояс підкранової балки входить до складу обох частин перерізу і саме в ньому найбільш напруженою точкою є точка а (рис. 5.2. а). Цим пояснюється той факт, що верхній пояс має більшу площу перерізу порівняно з нижнім, завдяки чому переріз підкранової балки, як правило, проектують моносиметричним.

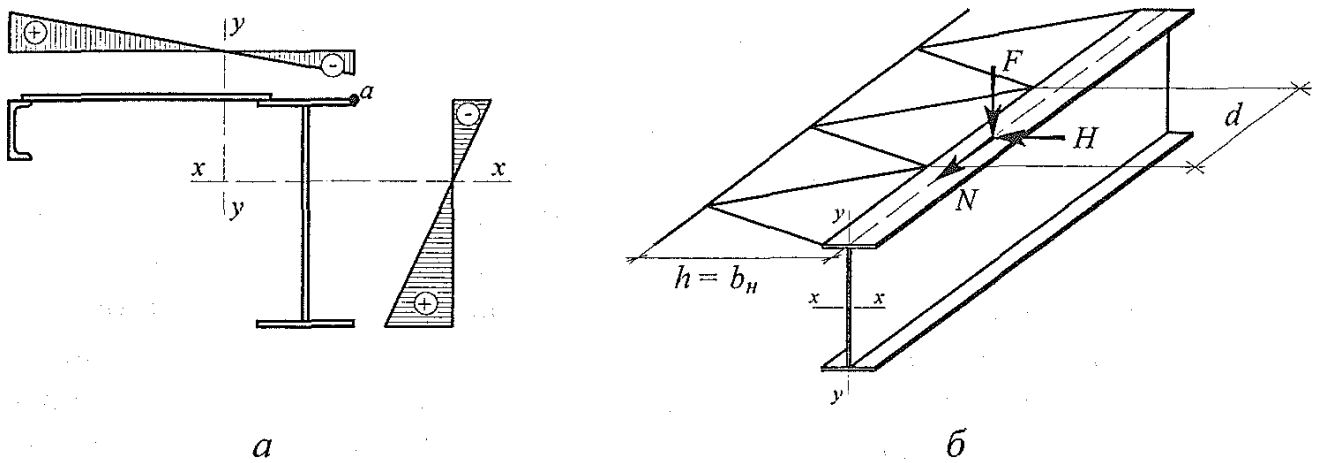


Рис. 5.2. Розрахункові схеми підкранових балок з гальмівними балкою (а) і фермою (б)

Найбільше нормальне напруження, що виникає в точці *a*, дорівнює:

$$\sigma_a = \frac{M_x}{W_{x,B}} + \frac{M_y}{W_{y,a}} \leq R_y \gamma_c \quad (5.11)$$

Напруження в нижньому поясі

$$\sigma = \frac{M_x}{W_{x,H}} \leq R_y \gamma_c \quad (5.12)$$

Тут $W_{x,B}$, $W_{x,H}$ - моменти опору відповідно верхнього і нижнього пояса підкранової балки відносно власної осі $x - x$; $W_{y,a}$ - момент опору гальмівної балки для крайньої точки верхнього пояса (точка *a*) відносно власної осі $y - y$.

Якщо замість гальмівної балки використовується гальмівна ферма, то крім згинального моменту M_x у верхньому поясі підкранової балки, як у поясі ферми, виникає поздовжня сила $N = M_y/h_r$ (h_r - висота гальмівної ферми, що дорівнює ширині перерізу нижньої частини колони), а також місцевий момент від позавузлового прикладення сили H_r . Цей момент дорівнює:

$$M_r = 0,9H_r d/4 \quad (5.13)$$

де d - відстань між вузлами гальмівної ферми; 0,9 - коефіцієнт, що враховує нерозрізність пояса ферми.

Несуча здатність верхнього пояса підкранової балки як пояса гальмівної ферми перевіряється за наближеною формулою:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A_f} + \frac{M_x}{W_{x,B}} + \frac{M_r}{W_{yf}} \leq R_y \gamma_c \quad (5.14)$$

де A_f - площа верхнього пояса підкранової балки; W_{yf} - момент інерції верхнього пояса відносно вертикальної осі $y - y$; φ - коефіцієнт поздовжнього згину верхнього пояса поза площиною балки залежно від $\lambda = d/i_{yf}$, i_{yf} - радіус інерції верхнього пояса (для прямокутного перерізу $i_{yf} \approx 0,23b_f$).

Під колесом крана в стінці підкранової балки виникають місцеві напруження, розподіл яких, як показує практика, є нерівномірним внаслідок нерівностей як верхньої поверхні верхнього пояса, так і нижньої поверхні

нижнього пояса рейки. Слід зауважити, що такий нерівномірний розподіл місцевих напружень відіграє вирішальну роль в утворенні тріщин у верхній стиснутій зоні стінки балки, тому перевірки їх значень приділяється підвищена увага, зокрема, розрахунковий тиск колеса крана, підрахований без коефіцієнта динамічності k за (5.3), збільшується множенням на додатковий коефіцієнт γ_{f1} , значення якого для різних груп режимів роботи кранів наведені вище. “Згладити” розподіл місцевих напружень досить складно, хоча для цього використовують і підкладки під рейкою, наприклад з кордної гуми, і зачистку контактних поверхонь тощо. Для спрощення розрахунку вважають, що місцеві напруження в стінці розподіляються рівномірно, а їх значення визначають так:

$$\sigma_{\text{loc,y}} = \frac{\gamma_{f1} F_m}{t_w l_{ef}} \leq R_y \gamma_c \quad (5.15)$$

де F_m - розрахункове навантаження від колеса крана (без урахування коефіцієнта динамічності k); γ_{f1} - коефіцієнт збільшення розрахункового навантаження, що враховує перерозподіл зусиль між колесами і динамічний характер навантаження та приймається таким, що дорівнює: 1,6 - для кранів режиму 8К з жорстким підвісом вантажу; 1,4 - для кранів режиму 8К з гнучким підвісом вантажу; 1,3 - для кранів 7К; 1,1 - для інших кранів; t_w - товщина стінки.

Умовна (розрахункова) довжина розподілу напружень (рис. 5.3. а, б)

$$l_{ef} = \psi \sqrt[3]{\frac{I_{1f}}{t_w}} \quad (5.16)$$

де ψ - коефіцієнт, що враховує рівень піддатливості з'єднання полиці зі стінкою (для зварних і прокатних балок $\psi = 3,25$, для клепаных $\psi = 3,75$, для балок на високоміцних болтах $\psi = 4,5$); I_{1f} - сумісний момент інерції рейки і верхнього пояса балки у разі надійного їх з'єднання за допомогою зварювання, що забезпечує їхню сумісну роботу. Якщо кріплення рейки до верхнього пояса здійснюється на болтах, то I_{1f} визначається як сума власних моментів інерції рейки і пояса.

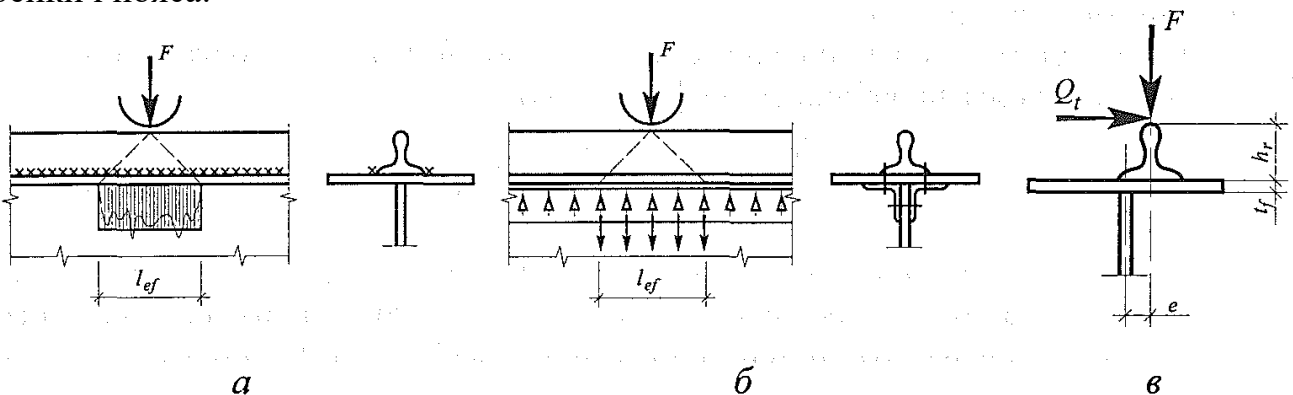


Рис. 5.3. Місцеві напруження під колесом крана в стінці зварної (а) і болтової (б) балки та позацентрове розміщення рейки на верхньому поясі балки (в).

В перерізах, де одночасно діють нормальні, дотичні і місцеві напруження, слід на рівні верхніх зварних швів перевірити міцність стінки зварної підкранової балки на зведені напруження:

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_{loc,y}^2 - \sigma_x \sigma_{loc,y} + 3\tau_{xy}^2} \leq \beta R_y \gamma_c \quad (5.17)$$

де σ_x - нормальне напруження на рівні поясних швів; $\tau_{xy} = \frac{Q}{h_w t_w} \leq R_s \gamma_c$ - середнє дотичне напруження; $\beta = 1,15$ - при розрахунку розрізних балок; $\beta = 1,3$ — для опорних перерізів нерозрізних балок.

Для підкранових балок під крани з групами режимів роботи 7К і 8К необхідно перевірити міцність стінки з урахуванням усіх компонентів напруженого стану, як таких, які визначаються від силових факторів за методами опору матеріалів, так і таких, які виникають у стінці внаслідок локального прикладення навантажень від коліс кранів. Останні виникають внаслідок порушення закону плоских перерізів у зоні тиску коліс крана і визначаються як певна частка від напружень $\sigma_{loc,y}$:

$$\sigma_{loc,x} = 0,25 \sigma_{loc,y} \quad (5.18)$$

$$\tau_{loc,xy} = 0,3 \sigma_{loc,y} \quad (5.19)$$

Ще одна група додаткових напружень виникає внаслідок позацентрового розміщення рейки на підкрановій балці (рис. 5.3. в). Позацентрове прикладання вертикальної F і горизонтальної Q сили викликає появу крутильного моменту:

$$M_f = \gamma_{fl} F_m e + 0,75 \gamma_{fm} H_k h_r \quad (5.20)$$

де F_m - характеристичне значення вертикальної сили від колеса крана; H_k — поперечна сила, викликана перекосами крана і непаралельністю кранових колій; e - зміщення осей підкранової балки і рейки, що дорівнює 15 мм; 0,75 - коефіцієнт, який враховує той факт, що розподіл крутильного моменту по довжині балки від сили H_k більший, ніж від сили F ; h_r - висота рейки.

Відповідне напруження

$$\sigma_{fy} = 2M_{ftw}/I_f \quad (5.21)$$

де $I_f = I_t + b_f t_f^3/3$ - сума власних моментів кручення рейки і верхнього пояса підкранової балки. Крутильні моменти інерції для рейок I_t :

Тип рейки	КР-50	КР-70	КР-80	КР-100	КР-120
I_t , см	78	253	387	765	1310

Місцеві дотичні напруження від згину стінки в поперечному напрямку визначають як частину напружень σ_{fy}

$$\tau_{f,xy} = 0,25 \sigma_{fy} \quad (5.22)$$

Перевірку міцності стінки в цьому разі виконують так:

$$\sigma_x + \sigma_{loc,x} \leq R_y \gamma_c \quad (5.23)$$

$$\sigma_{loc,y} + \sigma_{fy} \leq R_y \gamma_c \quad (5.24)$$

$$\tau_{xy} + \tau_{loc,y} + \tau_{f,xy} \leq R_y \gamma_c \quad (5.25)$$

$$\sqrt{(\sigma_x + \sigma_{loc,x})^2 - (\sigma_x + \sigma_{loc,x})\sigma_{loc,y} + \sigma_{loc,y}^2 + 3(\tau_{xy} + \tau_{loc,xy})^2} \leq \beta R_y \quad (5.26)$$

Розрахунок на витривалість виконують для підкранових балок, якщо кількість циклів навантажень $n > 10^5$. Розрахунок виконують на дію одного крана за розрахунковими циклічними навантаженнями. Така перевірка, як правило, необхідна для нерозрізних балок при коефіцієнті асиметрії циклу $p < 0$ (p - відношення найменшого до найбільшого за модулем значення нормальних напружень, підраховане за перерізом нетто без урахування коефіцієнтів динамічності і стійкості). В розрізних балках при $p > 0$, тобто без зміни знака напружень під час циклу “завантаження-розвантаження”, умова забезпечення витривалості не є вирішальною.

Розрахунок на витривалість зводиться до порівняння максимального нормального напруження з розрахунковим опором втомі R_v :

$$\sigma_{max} \leq \alpha R_v \gamma_v \quad (5.27)$$

де α - коефіцієнт, що враховує кількість циклів навантажень; γ_v - коефіцієнт, який залежить від виду напруженого стану (стиск або розтяг) і коефіцієнта асиметрії напружень.

Для підкранових балок під крани груп режимів роботи 7К і 8К на витривалість перевіряється верхня зона стінки, причому враховують усі компоненти напруженого стану, які найбільше впливають на міцність стінки:

$$0,5 \sqrt{\sigma_x^2 + 0,36 \sigma_{xy}^2} + 0,4 \sigma_{loc,y} + 0,5 \sigma_{fy} \leq R_v \quad (5.28)$$

де R_v - розрахунковий опір втомі, що дорівнює для всіх сталей 75 МПа для стиснутої верхньої зони стінки (переріз у прольоті балки) і 65 МПа — для розтягнутої верхньої зони стінки (переріз на опорі нерозрізних балок).

Загальну стійкість підкранових балок перевіряють, як для балок перекриття. При наявності гальмівних балок взагалі така перевірка не потрібна, бо загальна стійкість забезпечена розкріпленням балки поза своєю площиною по всій довжині. А при гальмівній фермі слід перевірити стійкість верхнього стиснутого пояса підкранової балки на вільній довжині, обмеженій вузлами кріплення розкосів ферми.

При перевірці місцевої стійкості елементів перерізів підкранових балок немає суттєвої різниці з рекомендаціями, наведеними для балок перекриттів,

проте є певні особливості щодо конструювання підкранових балок. При наявності рухомого навантаження стінку балки слід укріплювати ребрами жорсткості при умовній гнучкості стінки $\lambda_w > 2,2$ а перевірку місцевої стійкості стінки необхідно виконувати при $\lambda_w > 2,5$.

Перевірку прогинів підкранових балок виконують на дію одного крана на експлуатаційне розрахункове навантаження. Для розрізних балок

$$\frac{f}{l} = \frac{M_{x,e}l}{10EI_x} \leq \left(\frac{f}{l}\right) \quad (5.29)$$

а для нерозрізних балок

$$\frac{f}{l} = \left(\frac{M_{сер}}{10} - \frac{M_l + M_{np}}{72}\right) \frac{1}{EI_x} \leq \left(\frac{f}{l}\right) \quad (5.30)$$

де $M_{x,e}$ – згинальний момент від одного крана при дії експлуатаційного розрахункового навантаження; $M_{сер}$, M_l , M_n – відповідно згинальні моменти посередині прольоту, на лівій і правій опорі; I_x – момент інерції перерізу балки.

Значення граничних прогинів встановлені з урахуванням забезпечення нормальної експлуатації кранів залежно від режимів їхньої роботи. Для кранів, керованих з кабіни, для режимів 1К-6К граничний вертикальний прогин балки дорівнює $l/400$, для 7К - $l/500$ і для 8К - $l/600$. Для кранів, керованих з підлоги, граничний вертикальний прогин $l/250$.

Горизонтальні прогини гальмівних конструкцій обмежуються для кранів режимів роботи: для 1К - 3К $f_u = l/500$, для 4К - 6К $f_u = l/1000$, для 7К - 8К $f_u = l/2000$.

*** ПРИКЛАД В. РОЗРАХУНОК ТА КОНСТРУЮВАННЯ ПІДКРАНОВОЇ БАЛКИ

*** ВИХІДНІ ДАНІ.

Вантажопідйомність $Q = 80/20$ т.

Режим роботи кранів – 5К.

Проліт будівлі $L = 24$ м.

Проліт крана $L_{ст} = 22$ м.

Довжина крана $C = 9100$ мм.

$A_k = 4350$ мм.

$H_1 = 3700$ мм;

$b_1 = 400$ мм;

Тиск колеса $F_{n1} = 347$ кН; $F_{n2} = 367$ кН;

Момент інерції $I_r = 1596,08$ см⁴;

Матеріал балки - сталь С 255: $R_y = 240$ МПа = 24,0 кН/см².

** ЗБІР НАВАНТАЖЕНЬ НА ПІДКРАНОВУ БАЛКУ.

Навантаження від крана передаються на підкранову конструкцію через колеса крана, розташовані на балці кранового моста (рис. В.1).

Розрахунок підкранових конструкцій здійснюється на навантаження від двох зближених кранів найбільшої вантажопідйомності. При цьому одночасно

враховують вертикальну (від тиску коліс кранів і власної ваги підкранових конструкцій) і горизонтальну (від інерційних сил гальмування візків кранів з вантажем) складові навантаження.

Розрахункові значення вертикальних і горизонтальних сил визначаються за формулами:

$$F_i = k \cdot \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot \psi \cdot F_{max}^n;$$

$$T_i = k \cdot \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot \psi \cdot K_T \cdot \frac{Q_k + G_T}{n_k},$$

де k – коефіцієнт динамічності, що враховує ударний характер навантаження при русі крана по нерівностях шляху на стиках рейок;

γ_n – коефіцієнт надійності за призначенням;

γ_f – коефіцієнт надійності за навантаженням;

ψ – коефіцієнт поєднання зусиль;

F_{max}^n – максимальний нормативний тиск колеса крана;

K_m – коефіцієнт, рівний 0,05 для кранів із гнучким підвісом вантажу і 0,1 – із жорстким;

Q_k і G_T – відповідно вантажопідйомність крана і вага візка;

n_k – кількість коліс з одного боку крана.

Розрахункові значення вертикальних і горизонтальних зусиль на колесо крана:

$$F_1 = 1,0 \cdot 0,95 \cdot 1,1 \cdot 0,85 \cdot 347 = 308,22 \text{ кН};$$

$$F_2 = 1,0 \cdot 0,95 \cdot 1,1 \cdot 0,85 \cdot 367 = 325,98 \text{ кН};$$

$$T_k = 1,0 \cdot 0,95 \cdot 1,1 \cdot 0,85 \cdot 0,05 \cdot (800 + 330) / 4 = 12,55 \text{ кН}.$$

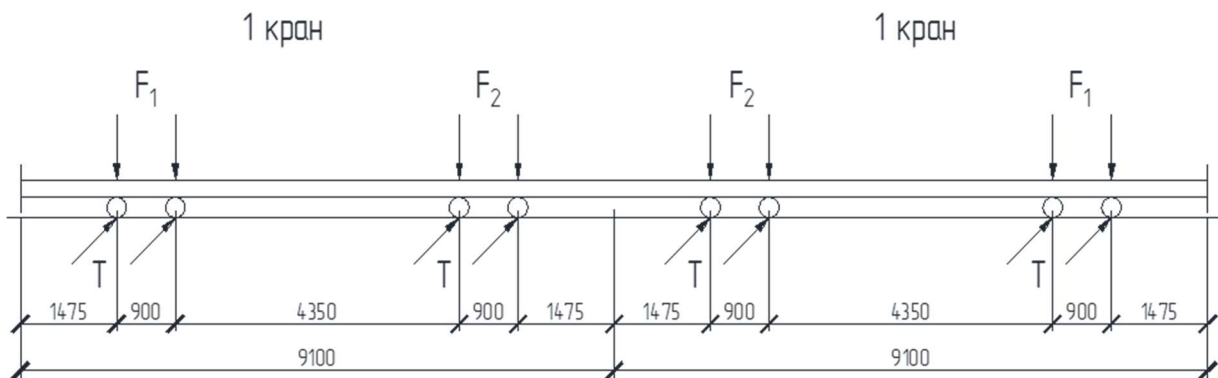


Рис. В.1. Схема кранового навантаження.

** ВСТАНОВЛЕННЯ РОЗРАХУНКОВИХ УМОВ.

Навантаження, що діє на підкранову балку є рухомим, тому спочатку знаходимо таке його положення, при якому розрахункові зусилля в балці будуть максимальними. Положення підвісних вантажів (колес кранів) на підкрановій балці для визначення найбільшого згинаючого моменту знаходимо за правилом Вінклера: максимальний згинальний момент у розрізній балці від системи сил отримаємо у тому випадку, коли рівнодійна всіх сил, що знаходяться на балці, і найближча до неї сила будуть рівновіддалені від

середини балки. При цьому найбільший згинальний момент буде під критичною силою, найближчою до середини балки (рис. 5.1. та рис. В.2).

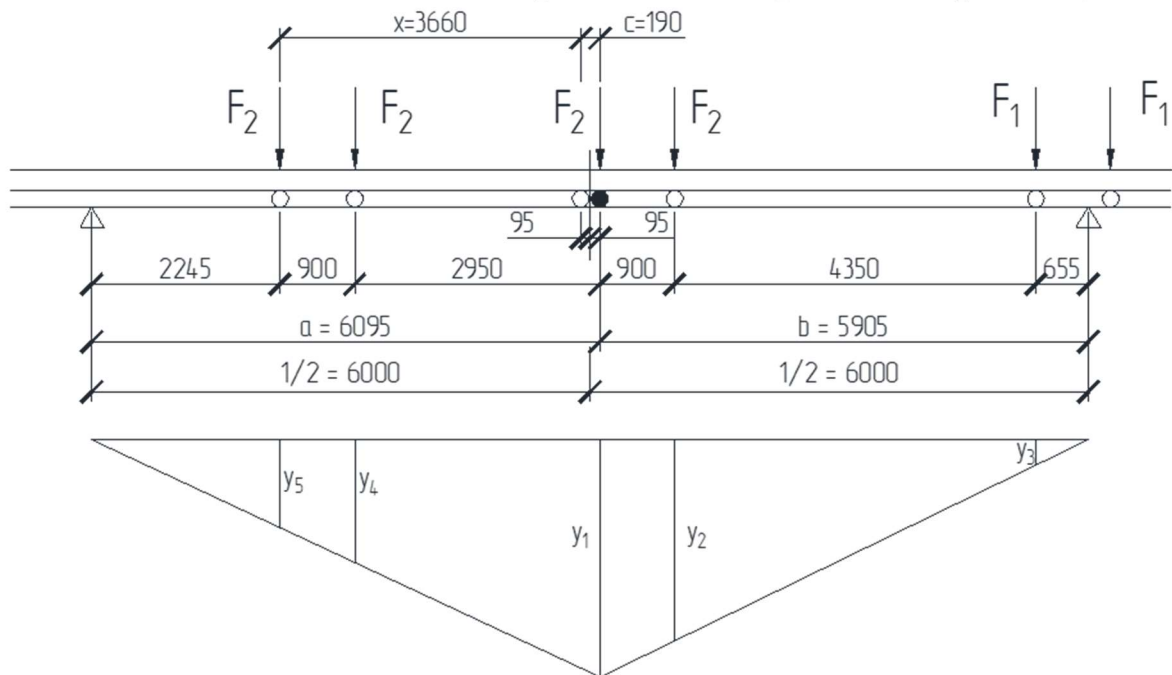


Рис. В.2. Схема розташування кранів при максимальному згинальному моменті.

Положення рівнодійної всіх сил визначаємо за формулою:

$$x = \frac{\sum F_i \cdot x_i}{\sum F_i},$$

де F_i – розрахункове навантаження від тиску колеса крана;

x_i – координата навантаження F_i (початок відліку взятий від осі лівого крайнього колеса, розташованого на балці);

$\sum F_i$ – сума тисків усіх рухомих вантажів (сил), розташованих на балці (рівнодійна R_i всіх сил).

$$x = \frac{325,98 \cdot (900 + 3850 + 4750) + 308,22 \cdot 9100}{4 \cdot 325,98 + 308,22} = 3660,73 \text{ мм} \approx 3,66 \text{ м.}$$

Визначимо відстань від критичного вантажу до рівнодійної:

$$C = (900 + 2950) - 3660 = 190 \text{ мм.}$$

Правильність встановлення коліс крана перевіряється за нерівностями:

$$R_{\text{л}} + F_{\text{cr}} \geq \frac{a}{l} R_i;$$

$$R_{\text{л}} \leq \frac{a}{l} R_i,$$

де $R_{\text{л}}$ – рівнодійна вантажів (сил), розташованих ліворуч від критичної сили;

F_{cr} – величина критичного вантажу;

a – відстань від лівої опори до F_{cr} ;

l – проліт балки.

$$2 \cdot 325,98 + 325,98 = 977,94 \text{ кН} > \frac{6095}{12000} \cdot (4 \cdot 325,98 + 308,22) = 822,19 \text{ кН,}$$

$$2 \cdot 325,98 = 651,96 \text{ кН} < \frac{6095}{12000} \cdot (4 \cdot 325,98 + 308,22) = 822,19 \text{ кН}$$

Отже, прийняте встановлення вантажів на балці є розрахунковим.

Для визначення згинальних моментів визначимо ординати лінії впливу під вантажами:

$$y_1 = ab/l = 6095 \cdot 5905 / 12000 = 2999 \approx 3,0 \text{ м};$$

$$y_2 = 3 \cdot 5005 / 5905 = 2,543 \text{ м};$$

$$y_3 = 3 \cdot 655 / 5905 = 0,333 \text{ м};$$

$$y_4 = 3 \cdot 3145 / 6095 = 1,548 \text{ м};$$

$$y_5 = 3 \cdot 2245 / 6095 = 1,105 \text{ м}.$$

Максимальний згинальний момент від дії вертикального навантаження:

$$M_{\max} = \alpha \sum F_i y_i,$$

де α – коефіцієнт, що враховує вплив власної ваги підкранових конструкцій, прийнятий по табл. 5.1;

y_i – відповідні ординати лінії впливу.

Таблиця В.1.

Значення коефіцієнта α для М и Q.

Прольоти балок, м	6	12	18
Для згинального моменту М	1,03	1,05	1,08
Для поперечної сили Q	1,02	1,05	1,07

$$M_x = 1,05 \cdot [325,98 \cdot (3 + 2,543 + 1,548 + 1,105) + 308,22 \cdot 0,333] = 2913,08 \text{ кН} \cdot \text{м} = 291308 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Максимальний згинальний момент від сил поперечного гальмування

$$M_T = T_i \sum y_i.$$

$$M_y = 12,55 \cdot (3 + 2,543 + 1,548 + 1,105 + 0,333) = 107,03 \text{ кНм} = 10703 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

Найбільша поперечна сила Q у розрізній балці буде в тому випадку, якщо одна із сил розташована над опорою, а в прольоті розташована найбільша кількість сил якнайближче до опори (рис. В.3.). Максимальну поперечну силу визначаємо по лінії впливу опорного тиску.

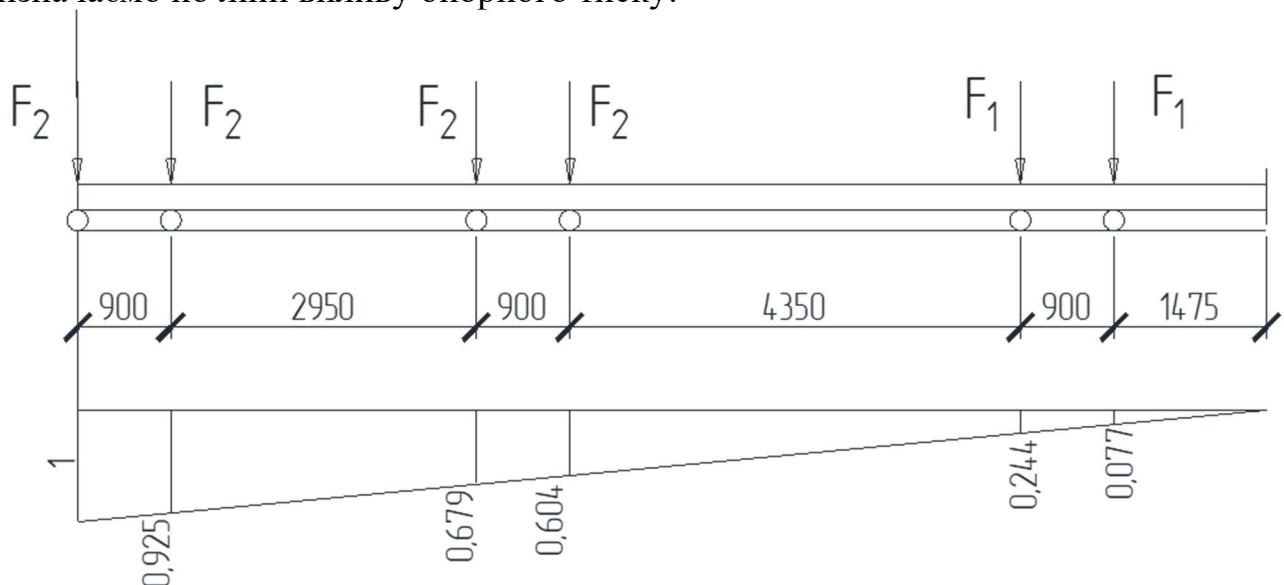


Рис. В.3. Схема розташування кранів при максимальній поперечній силі та лінія впливу від одиничної сили.

Отже максимальна поперечна сила в підкрановій балці від дії вертикального навантаження визначається залежністю:

$$Q_{max} = \alpha \cdot \sum F_i \cdot y_i$$

Поперечна сила у підкрановій балці від дії сил поперечного гальмування:

$$Q_T = T_i \cdot \sum y_i$$

Підставивши значення, отримуємо:

$$Q_x = 1,05 \cdot [325,98 \cdot (1 + 0,925 + 0,679 + 0,604) + 308,22 \cdot (0,241 + 0,166)] = 1229,73 \text{ кН}$$

$$Q_y = 12,55 \cdot (1 + 0,925 + 0,679 + 0,604 + 0,241 + 0,166) = 45,36 \text{ кН.}$$

**** КОМПОНУВАННЯ ПЕРЕТИНУ ПІДКРАНОВОЇ БАЛКИ ТА ПЕРЕВІРКА ЇЇ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ.**

Компонування перетину підкранової балки починають із установлення її висоти з умов жорсткості й економічності.

Мінімальна висота балки з умови жорсткості:

$$h_{min} = \frac{5R_y \gamma_c l}{24\beta E [f/l]} \cdot \frac{M^n}{M},$$

де l – проліт балки, см;

E – модуль пружності сталі, прийнятий $2,06 \cdot 10^4$ кН/см²;

R_y – розрахунковий опір сталі, кН/см²;

γ_c – коефіцієнт умов роботи, прийнятий, що дорівнює одиниці;

f/l – відносний прогин підкранової балки, прийнятий для кранів з режимом роботи 5К (середній) 1/500 прольоту;

β – коефіцієнт, що враховує додаткові напруження у верхньому поясі підкранової балки від сил поперечного гальмування ($\beta=1,07$);

M^n – нормальне значення згинаючого моменту від завантаження балки одним краном при $\gamma_f = 1$ (при попередньому розрахунку співвідношення M^n/M приймають рівним 0,8).

$$h_{min} = \frac{5 \cdot 24,0 \cdot 1 \cdot 1200 \cdot 0,8}{24 \cdot 1,07 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 1/500} = 108,88 \text{ см.}$$

Оптимальна висота балки з урахуванням коефіцієнта асиметрії:

$$h_{opt} = \sqrt{\frac{3K^1}{K^1+1} \cdot \frac{W_{TP}}{t_w}},$$

де K^1 – коефіцієнт асиметрії для балок несиметричного перетину, рівний $1,1 \div 1,5$;

$W_{TP} = M\beta/R_y\gamma_c$ – необхідний момент опору перетину;

t_w – товщина стінки балки, прийнята попередньо за залежністю:

$$t_w = 7 + 3h, \text{ мм}$$

Тут h – висота стінки балки, рівна $(1/8 \div 1/9)l$ прольоту балки, м.

$$W_{TP} = \frac{M_x \cdot \beta}{R_y \cdot \gamma_c}$$

$$W_{TP} = \frac{M_x \beta}{R_y \gamma_c} = \frac{291308 \cdot 1,07}{24,0 \cdot 1} = 12987,48 \text{ см}^3$$

$$t_w = 7 + 3 \cdot 1,5 = 11,5 \text{ мм} \approx 12 \text{ мм}, \text{ де } h = \frac{l}{8} = \frac{12}{8} = 1,5 \text{ м.}$$

$$h_{opt} = \sqrt{\frac{3 \cdot 1,5}{1,5+1} \cdot \frac{12987,48}{1,2}} = 139,58 \text{ см.}$$

Остаточна висота стінки h_w приймається не менш h_{min} , ближче до значення h_{opt} і округляється до стандартних розмірів ширини прокатного листа. У деяких випадках, з метою уніфікації, висота балки приймається кратною 100 мм.

Призначаємо висоту стінки $h_w = 1400 \text{ мм}$, двох поясів – $2 \times 20 = 40 \text{ мм}$. Тоді попередня висота балки

$$h = 1400 + 40 = 1440 \text{ мм.}$$

Мінімальна товщина стінки балки з умов роботи її на зріз в опорному перетині визначається за формулою:

$$t_{w,min} = \frac{1,5 \cdot Q_{max}}{h_w \cdot R_s \cdot \gamma_c},$$

де Q_{max} – максимальна поперечна сила на опорі, кН;

$R_s = 0,58 R_y$ – розрахунковий опір сталі зрізу.

$$t_{w,min} = \frac{1,5 \cdot 1229,73}{140 \cdot 0,58 \cdot 24 \cdot 1,0} = 0,95 \text{ см.}$$

Приймаємо остаточно товщину стінки $t_w = 14 \text{ мм}$.

Площа поперечного перерізу балки з врахуванням $h_w \approx h$:

$$A = \frac{K^I + 1}{h} W_{TP} + \frac{(K^I + 1)^2}{6K^I} h t_w$$

$$A = \frac{1,5 + 1}{144} \cdot 12987,48 + \frac{(1,5 + 1)^2}{6 \cdot 1,5} \cdot 144 \cdot 1,4 = 365,48 \text{ см}^2$$

Площа верхнього пояса:

$$A_f^B = \frac{K^I}{1 + K^I} A - \frac{t_w h}{2}$$

$$A_f^B = \frac{1,5}{1 + 1,5} \cdot 365,48 - \frac{1,4 \cdot 144}{2} = 118,49 \text{ см}^2$$

Площа нижнього пояса

$$A_f^H = \frac{1}{1 + K^I} A - \frac{t_w h}{2}$$

$$A_f^H = \frac{1,0}{1 + 1,5} \cdot 365,48 - \frac{1,4 \cdot 144}{2} = 45,392 \text{ см}^2$$

Компонуємо перетин балки з врахуванням (див. додаток 2) товщин і ширини листів сортаменту прокатної сталі (рис. В.4):

верхній пояс – $550 \times 20 \text{ мм}$, $A_f^B = 120 \text{ см}^2$;

нижній пояс – $250 \times 20 \text{ мм}$, $A_f^H = 50 \text{ см}^2$;

стінка – $1400 \times 14 \text{ мм}$, $A_w = 196 \text{ см}^2$.

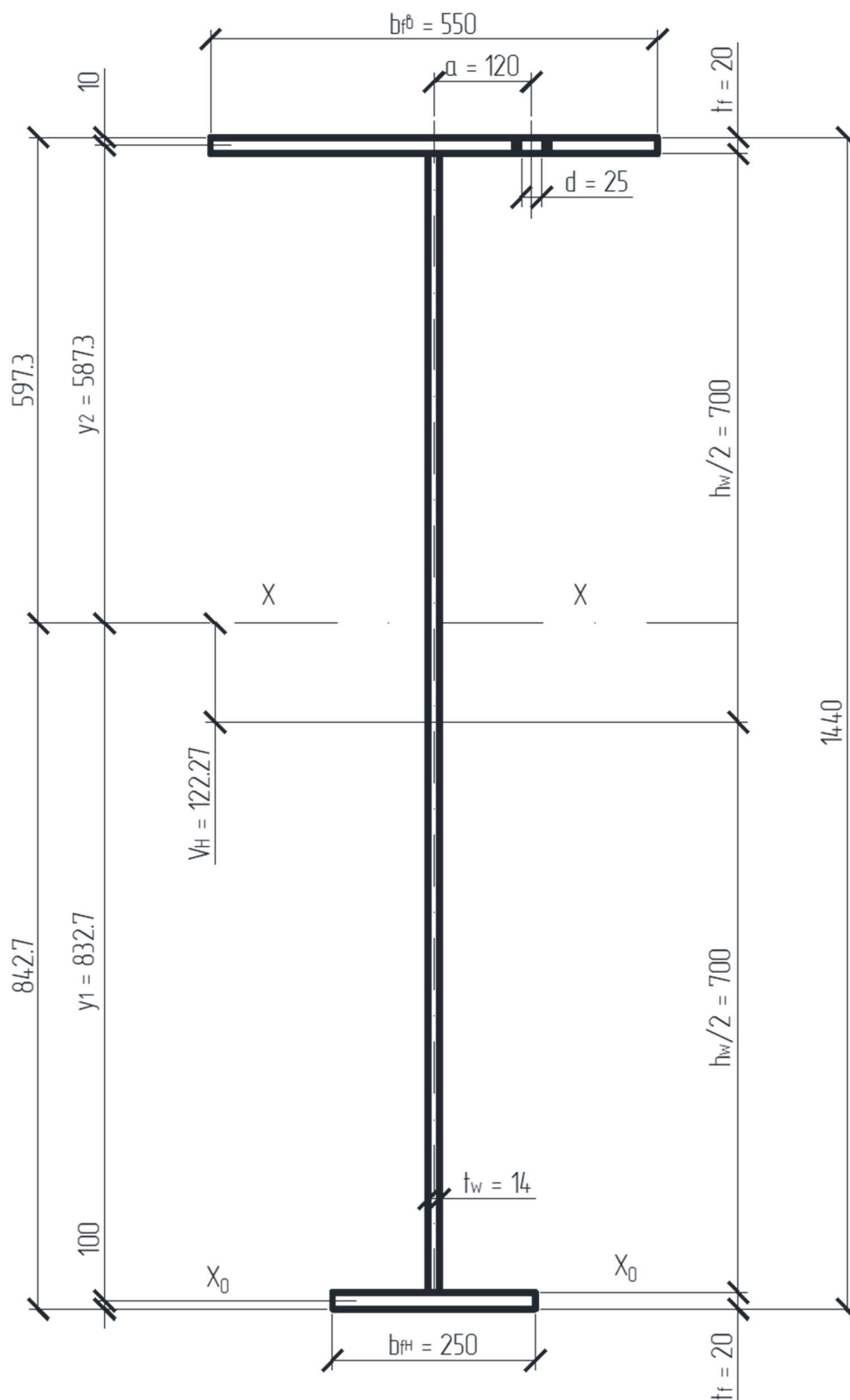


Рис. В.4. Поперечний переріз балки.

Перевіримо місцеву стійкість невідкріпленого звису стиснутого пояса балки:

$$v_{ef}/t_f \leq 0.5\sqrt{E/R_y},$$

де v_{ef} – розрахункова ширина звису стиснутого пояса від грані стінки до краю поясного листа; t_f – товщина пояса.

$$\frac{v_{ef}}{t_f} = \frac{55}{2 \cdot 2} = 13,75 < 0,5 \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{24,0}} = 14,64.$$

Положення центра ваги перетину

$$y_1 = \frac{\sum S_i}{\sum A_i}$$

$$y_1 = \frac{140 \cdot 1,4 \cdot 71 + 55 \cdot 2 \cdot 143}{25 \cdot 2 + 140 \cdot 1,4 + 55 \cdot 2} = 83,27 \text{ см},$$

$$y_c = 83,27 - 71 = 12,27 \text{ см}.$$

Визначаємо геометричні характеристики перетину з огляду на ослаблення

верхнього пояса отворами для кріплення кранової рейки при підрахунку I_{xn} . Розбивка отворів виконується в розбіг, щоб у прольоті балки в перетин потрапляв тільки один отвір.

$$I_{xn} = t_w h_w^3 / 12 + t_w h_w y_0^2 + (v_f^B - d) t_f y_2^2 + v_f^H t_f y_1^2$$

$$I_{xn} = 1,4 \cdot 140^3 / 12 + 1,4 \cdot 140 \cdot 12,27^2 + (55 - 2,5) \cdot 2 \cdot 58,73^2 + 25 \cdot 2 \cdot 83,27^2 = 1058503,68 \text{ см}^4$$

Моменти опору для верхнього і нижнього поясів балки:

$$W_{xn}^B = \frac{I_{xn}}{y_B}$$

$$W_{xn}^B = \frac{1058503,68}{59,73} = 17721,47 \text{ см}^3;$$

$$W_{xn}^H = \frac{I_{xn}}{y_H}$$

$$W_{xn}^H = \frac{1058503,68}{84,27} = 12560,86 \text{ см}^3.$$

Розрахунковий перетин гальмівної балки включає верхній пояс підкранової балки – 550 x 20 мм, горизонтальний лист товщиною $t_l = 6$ мм і зовнішній пояс гальмової балки зі швелера №18 ($A_{ш} = 20,7 \text{ см}^2$; $I_y^{ш} = 86 \text{ см}^4$; $Z_0 = 1,94 \text{ см}$).

Визначимо положення центра ваги перетину щодо осі $y_1 - y_1$, рис. 5.8.

$$x_0 = \frac{\sum S_i}{\sum A_i}$$

$$x_0 = \frac{95 \cdot 0,6 \cdot 95 + 20,7 \cdot 122,56}{55 \cdot 2 + 95 \cdot 0,6 + 20,7} = 42,37 \text{ см}.$$

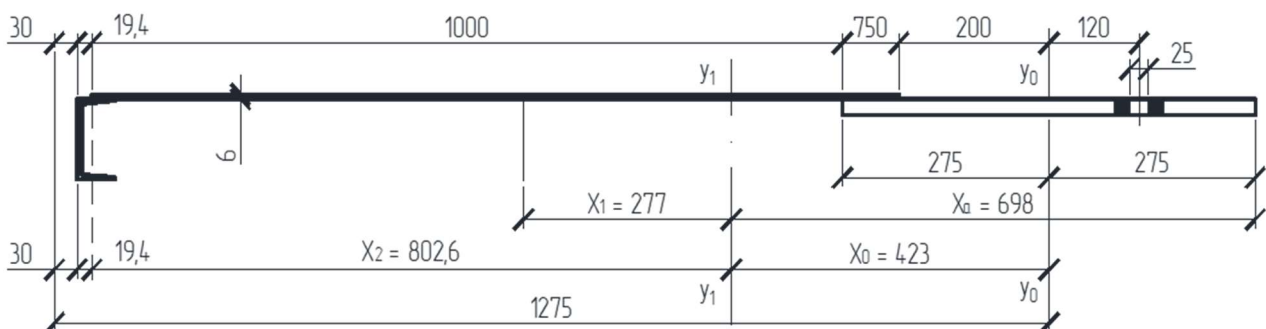


Рис. В.5. Переріз гальмівної балки.

Момент інерції перетину щодо осі $y_1 - y_2$ з урахуванням ослаблення верхнього пояса балки отвором діаметром $d=25$ мм:

$$I_{yn} = t_f (v_f^B)^3 / 12 - dt_f a^2 + (v_f^B - d) t_f x_0^2 + t_{лвл} v_{лвл}^3 / 12 + t_{лвл} x_1^2 + I_y^c + A_c x_2^2$$

$$I_{yn} = 2 \cdot \frac{55^3}{12} - 2,5 \cdot 2 \cdot 12^2 + (55 - 2,5) \cdot 2 \cdot 42^2 + 0,6 \cdot \frac{100^3}{12} + 0,6 \cdot 100 \cdot 27,7^2 + 86 + 20,7 \cdot 80,26^2 = 441695,07 \text{ см}^4$$

Момент опору в точці "а", де сумуються напруження від вертикальних і горизонтальних зусиль:

$$W_{yn} = \frac{I_{yn}}{x_a}$$

$$W_{yn} = \frac{441695,07}{69,8} = 6328 \text{ см}^3$$

Нормальні напруження у верхньому поясі балки в точці "а" визначаємо за формулою:

$$\sigma_B^a = \frac{M_{max}}{W_x^B} + \frac{M_T}{W_y^a} \leq R_y \gamma_c$$

$$\sigma_B^a = \frac{291308}{17721,47} + \frac{10703}{6328} = 18,12 \text{ кН/см}^2 < 24 \text{ кН/см}^2.$$

Нормальні напруження в нижньому поясі визначаємо за формулою:

$$\sigma_H = \frac{M_{max}}{W_x^H} \leq R_y \gamma_c$$

$$\sigma_H = \frac{291308}{12560,86} = 23,19 \text{ кН/см}^2 < 24 \text{ кН/см}^2.$$

6. РОЗРАХУНОК КРОКВЯНИХ ФЕРМ.

Кроквяна ферма як складова частина будівлі виконує функцію несучої конструкції покриття. На стадії розробки архітектурно-планувальних рішень будівлі призначаються обриси поясів та генеральні розміри ферм (проліт та висота), їхній крок узгоджується з суміжними конструкціями покрівлі (прогонами, плитами або профільованим настилом). У безкаркасних будівлях ферми зазвичай вільно опираються на поздовжні стіни, в каркасних будівлях вони відіграють роль ригелів поперечних рам каркаса, і їхнє з'єднання з колонами може здійснюватися або зверху, або збоку (рис. 6.1). Останній варіант передбачає шарнірне або жорстке спряження ферм з колонами.

Обране конструктивне рішення покриття з розміщенням несучих елементів покрівлі та в'язей (приклад якого наведений на рис. 6.2) є основою для встановлення геометричної та розрахункової схем ферми. На розрахунковій схемі позначаються навантаження, які прикладаються здебільшого у вигляді зосереджених сил у місцях обпирання прогонів або ребер залізобетонних плит.

Характеристичні і граничні розрахункові навантаження на 1 м^2 покриття наведені в табл. Д.2.1.

При розрахунку ферм враховуються постійні та снігові навантаження. Залежно від форми покриття та нахилу верхнього пояса можливе врахування вітрового навантаження, завданням на проектування може передбачатися

навантаження від технологічного обладнання (підвісних кранів, інженерних комунікацій тощо). В разі розподіленого по поверхні навантаження зосереджені вузлові сили F_1 (див. рис. 3.1) визначають за вантажними площами, що дорівнюють добутку кроку ферм на розмір відповідної панелі верхнього пояса.

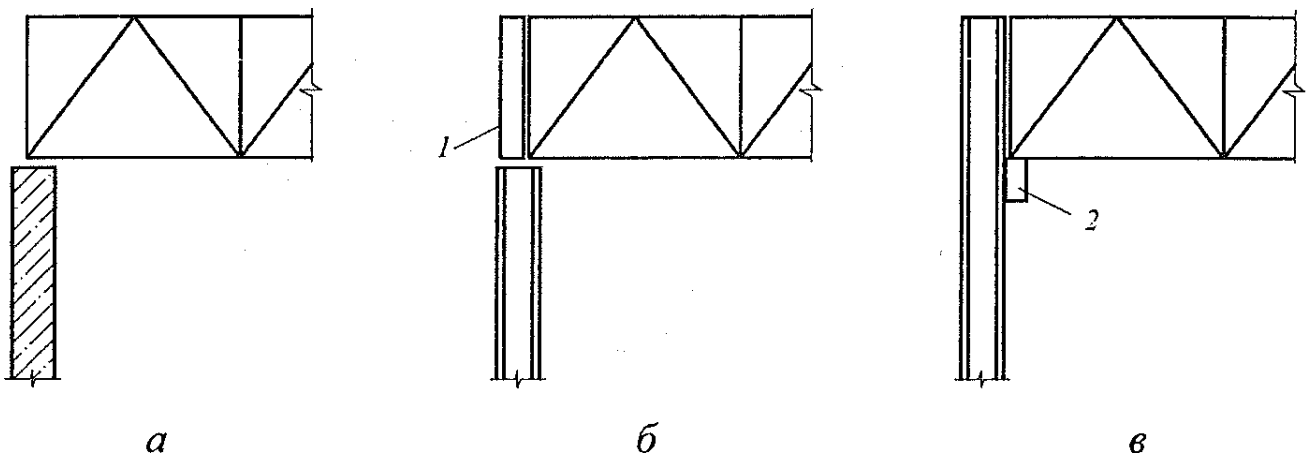


Рис. 6.1. Обпирання ферм на несучі вертикальні опори: *а* - на цегляні стіни та залізобетонні колони; *б-в* - на металеві колони; *1* - надколонник; *2* - опорний столик

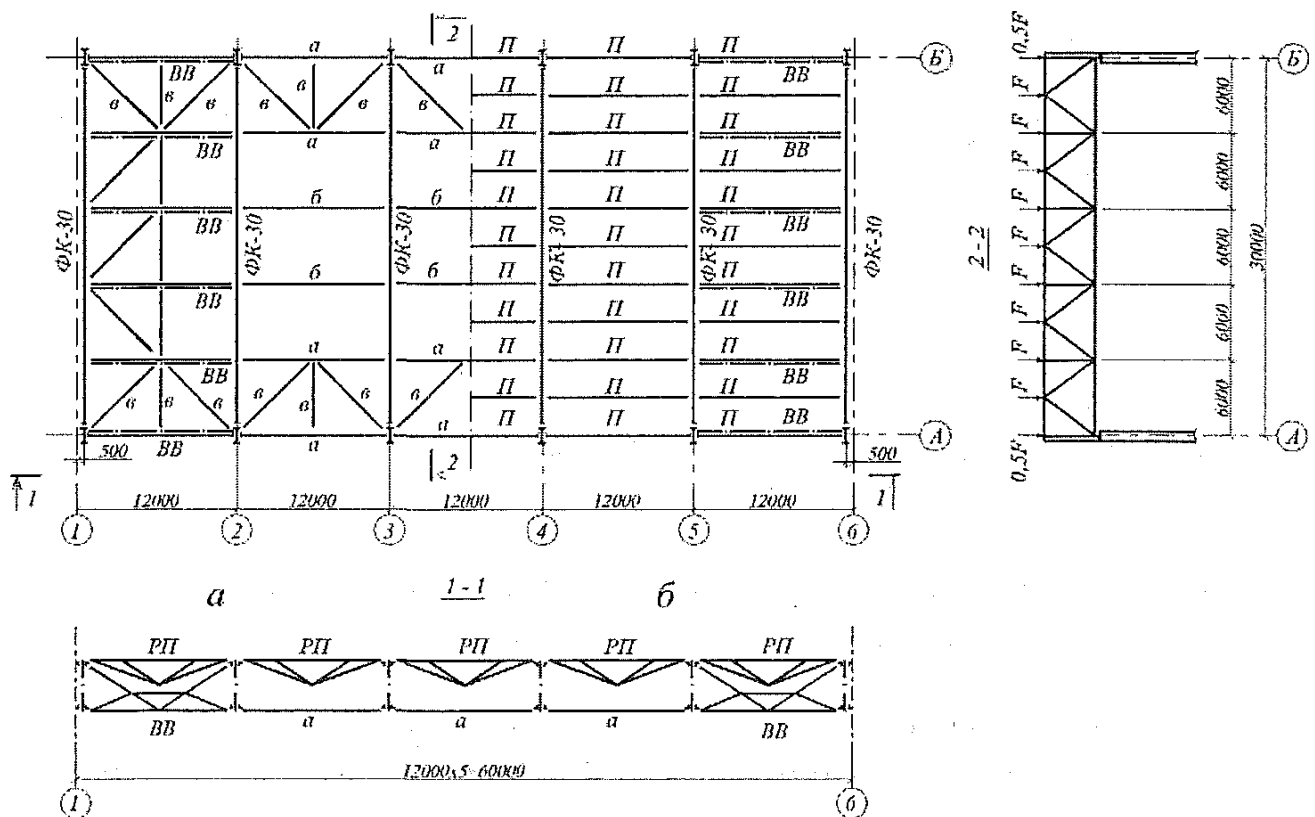


Рис. 6.2. Схема покриття на рівні нижніх (*а*) та на рівні верхніх (*б*) поясів ферм

Якщо статичний розрахунок кроквяної балкової ферми виконується за умовною шарнірно-стержневою балковою розрахунковою схемою, визначення зусиль в її елементах може виконуватися будь-якими відомими методами будівельної механіки (рис. 6.3) - аналітичними (вирізування вузлів, метод перерізів) або графічним (побудовою діаграми Максвелла - Кремони).

Існуючі програми та програмно-розрахункові комплекси, орієнтовані на застосування ПК, реалізують переважно метод скінчених елементів та дають змогу виконувати статичний розрахунок (в разі необхідності) в рамній стержневій системі з урахуванням таких факторів, як жорсткість вузлових з'єднань, вузлові ексцентриситети, позавузлове прикладення навантаження тощо.

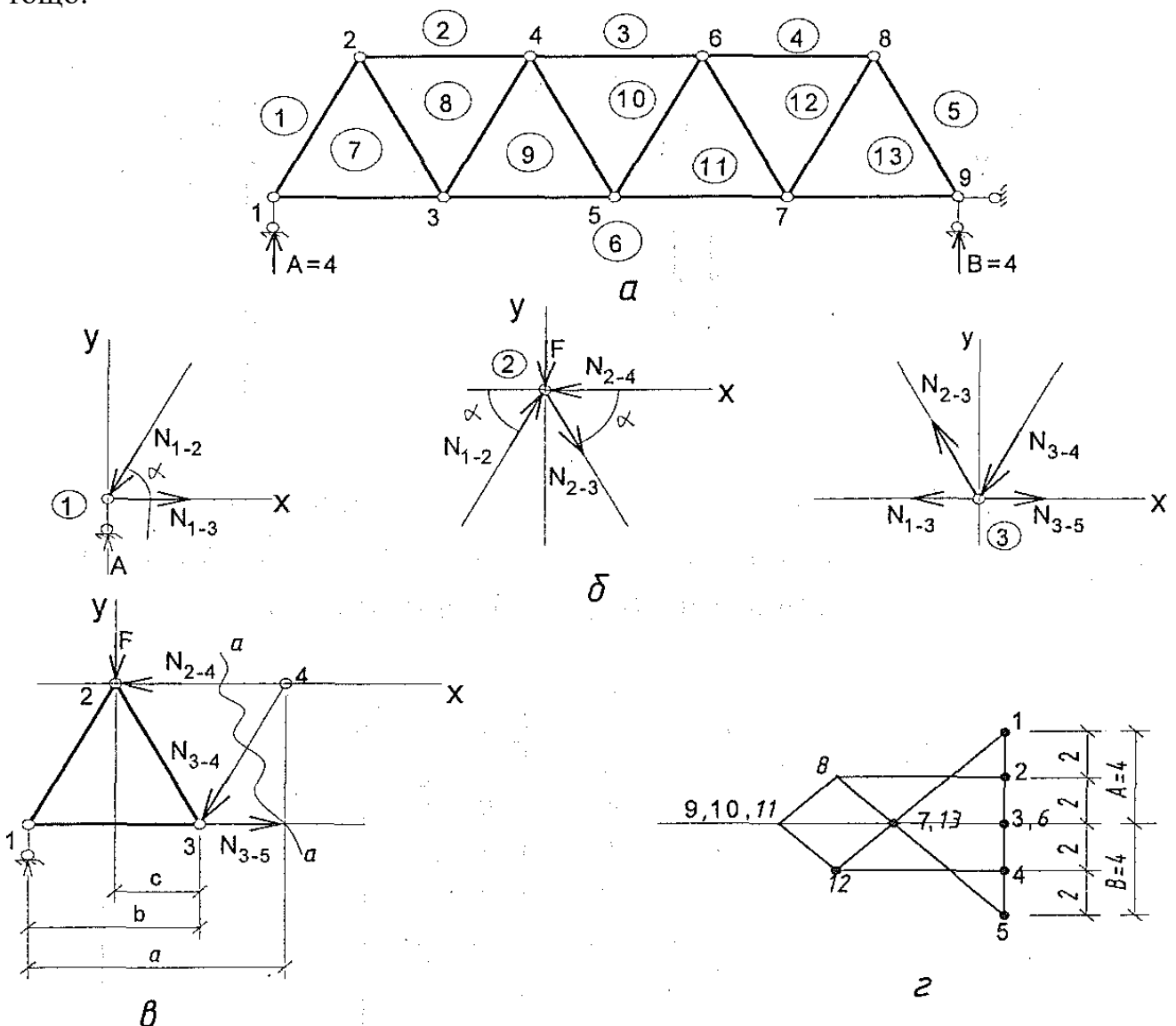


Рис. 6.3. Методи статичного розрахунку балкових ферм: *a* - розрахункова схема; *б* - методом вирізування вузлів; *в* — методом перерізів; *г* - побудовою діаграми Максвелла-Кремони

6.1. Особливості розрахунку кроквяних ферм у складі рамного каркаса

У разі, коли кроквяна ферма входить до складу поперечної рами каркаса, зусилля в її стержнях повинні визначатися як сума зусиль від поперечного навантаження у балковій конструкції (власна вага, сніг, підвісні крани, інколи вітер) і зусиль, що виникають у ригелі рами через статичну невизначуваність (рис. 6.4).

Залежно від конструктивної схеми рами додаткові зусилля виникають в обох поясах або в одному з них.

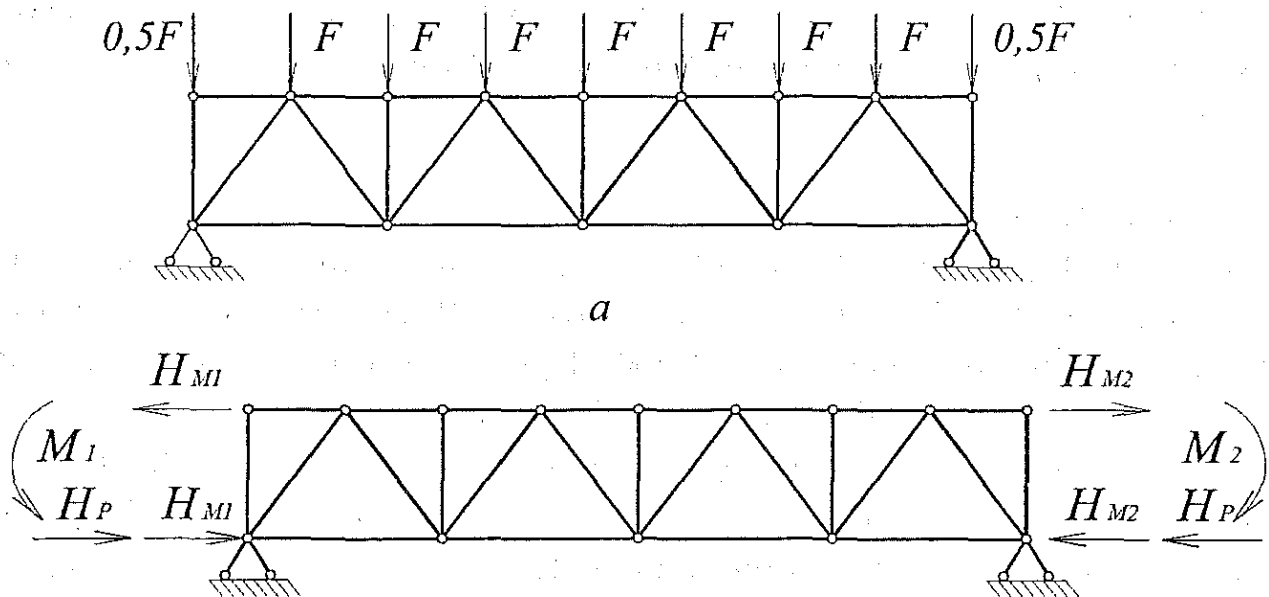


Рис. 6.4. До розрахунку ферм при жорсткому спряженні з колонами: *а* - при вертикальному навантаженні; *б* — при навантаженні рамними зусиллями

При шарнірному спряженні ригеля з колоною і розрахунку за спрощеною розрахунковою схемою із заміною решітчастого ригеля суцільним зусилля від розпору H_p прикладається на рівні опорних вузлів ферми (рис. 6.4, б). Очевидно, що зусилля при цьому будуть виникати тільки в елементах нижнього пояса. Вони повинні визначатися з урахуванням усіх діючих навантажень - постійних, снігових, вітрових, кранових та інших, а їхні розрахункові значення - за правилами складання розрахункових сполучень.

При жорсткому спряженні ригеля з колоною в елементах ферми, крім того, виникають зусилля від рамних моментів на опорах. Для визначення зусиль від них розрахункові моменти на лівій M_1 та правій M_2 опорах необхідно розкласти на пари сил:

$$\dot{H}_{M1} = M_1 / h_0; \quad H_{M2} = M_2 / h_0, \quad (6.1)$$

де h_0 - відстань між осями поясів на опорах (див. рис. 6.4, б). При цьому моменти M_1 та M_2 повинні визначатися при однакових сполученнях навантажень.

Вузли спряження ферм з колонами виконуються на болтах класів точності *B* і *C*, а тому мають певну піддатливість, внаслідок чого зусилля від статичної

невизначуваності можуть не реалізуватися повною мірою. Тому розвантажувальний вплив від розпору і опорних моментів допускається не враховувати.

У разі, якщо зусилля за балковою схемою більші за зусилля від статичної невизначуваності та мають різні знаки, розрахункові зусилля приймають за балковою схемою. Якщо внаслідок врахування рамних зусиль порівняно з балковими зусилля в стержні ферми змінює знак, то такий стержень перевіряється на суму цих зусиль з урахуванням їхніх знаків.

Підбір перерізів елементів ферм покриттів, розрахунок і конструювання заводських і укрупнювальних вузлів виконується так само, як і для вільно обпертих ферм.

***** ПРИКЛАД Г. РОЗРАХУНОК ТА КОНСТРУЮВАННЯ КРОКВЯНОЇ ФЕРМИ З ПРОКАТНИХ КУТНИКІВ**

Виконаємо розрахунок ферми у складі поперечної рами каркаса будівлі. Ферма прольотом 30 м, покрівля опирається на прогони, розміщені з кроком $a = 3$ м. Крок ферм $B = 12$ м. Стержні ферми виконують зі сталі С245 ($R_y = 240$ МПа при товщині кутників до 20 мм), фасонки – зі сталі С255. Район будівництва – м. Київ, сніговий район з характеристичним значенням снігового навантаження $S_0 = 1,55$ кН/м². Коефіцієнт надійності за відповідальністю $\gamma_n = 0,95$ (конструкція масового застосування), встановлений термін служби конструкції 50 років.

**** ВИЗНАЧЕННЯ РОЗРАХУНКОВИХ ЗУСИЛЬ В ЕЛЕМЕНТАХ ФЕРМИ.**

Постійне навантаження від власної ваги покриття становить: розрахункове експлуатаційне - 1,07 кН/м²; розрахункове граничне - 1,26 кН/м².

Розрахункове граничне снігове навантаження на 1 м² горизонтальної поверхні землі становить:

$$S_m = \gamma_{fm} S_0 C \gamma_n = 1,0 \cdot 1,55 \cdot 1,0 \cdot 0,95 = 1,47 \text{ кН/м}^2,$$

розрахункове експлуатаційне снігове навантаження:

$$S_e = \gamma_{fe} S_0 C \gamma_n = 0,49 \cdot 1,55 \cdot 1,0 \cdot 0,95 = 0,72 \text{ кН/м}^2,$$

де $\gamma_{fe} = 0,49$ - коефіцієнт надійності за експлуатаційним значенням снігового навантаження при $\eta = 0,02$.

Рівномірно розподілене навантаження слід привести до зосередженого, прикладеного у вузлах верхнього пояса ферми:

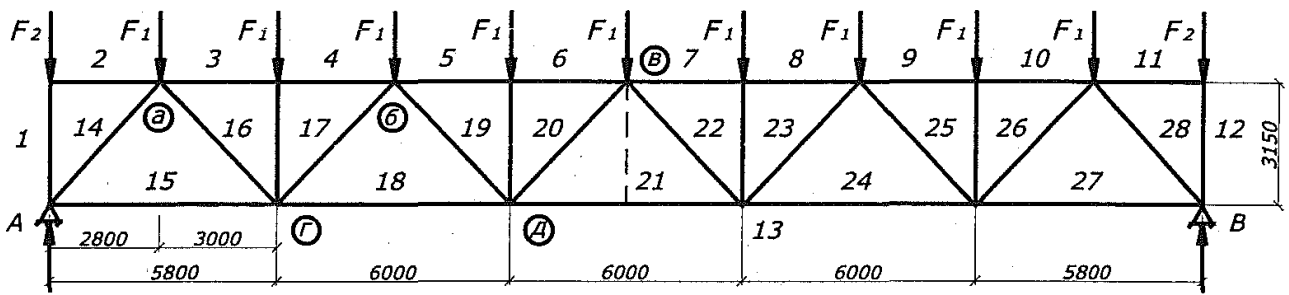
постійне навантаження:

$$F_1 = q_m B a = 1,26 \cdot 12 \cdot 3 = 45,36 \text{ кН}; F_2 = 0,5 F_1 = 22,68 \text{ кН};$$

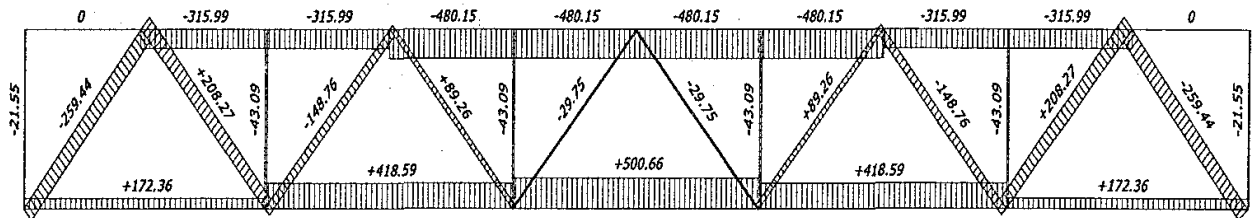
снігове навантаження:

$$F_1 = S_m B a = 1,47 \cdot 12 \cdot 3 = 52,92 \text{ кН}; F_2 = 0,5 F_1 = 26,46 \text{ кН}.$$

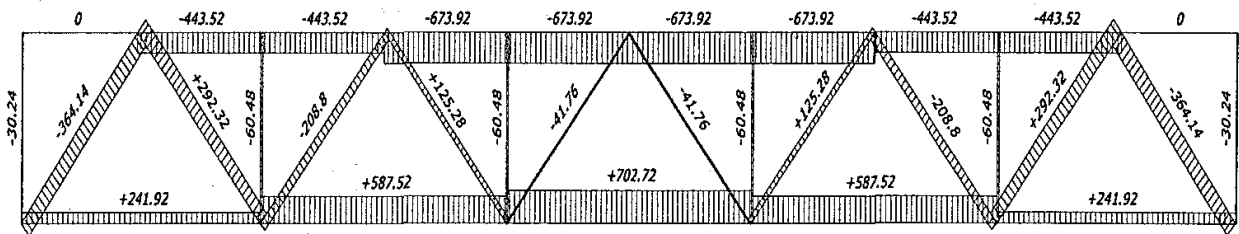
На рис. Г.1 наведені епюри поздовжніх зусиль, що виникають у кроквяній фермі від постійного та снігового навантаження, а також рамного розпору. Значення поздовжніх зусиль визначалися програмно за допомогою ПК.



a



б



в

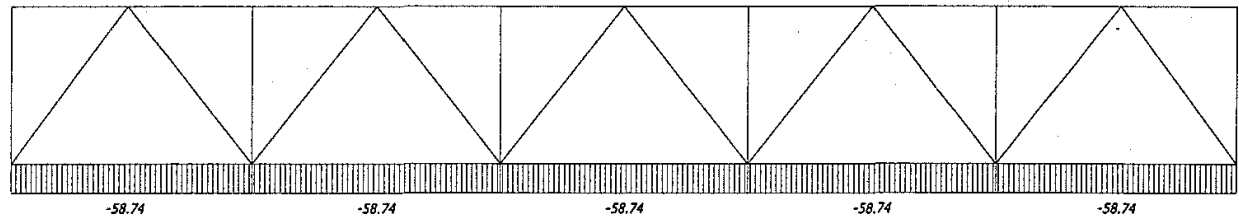


Рис. Г.1. Статичний розрахунок ферми: а - розрахункова схема; б - епюра поздовжніх сил від дії постійного навантаження; в - те саме, від дії снігового навантаження; г - те саме, від дії рамного розпору

Результати розрахунку зведені в табл. Г.1. З урахуванням симетрії значення наведені тільки для половини ферми (знак відповідає стиску стержня, знак “+” - розтягу).

Із статичного розрахунку поперечної рами каркаса будівлі отримано поздовжні зусилля стиску у нижньому поясі ферми як рамного ригеля. Зусилля, що виникають від рамного розпору, наведені у табл. Г.2.

Враховуючи, що за певних обставин (наприклад, при проковзуванні болтів в опорних вузлах) розпірні зусилля можуть частково не передаватися, допускається їх не враховувати в разі, коли вони зменшують сумарні зусилля у фермі як балковій конструкції.

Таблиця Г.1

Зусилля в елементах балкової ферми

Назва елемента	№ стержня	Зусилля, кН, від навантаження		Розрахункові зусилля
		постійного	снігового	
Верхній пояс	2-14	0	0	0
	3-16	- 315,99	- 443,52	- 759,51
	4-17	- 315,99	- 443,52	- 759,51
	5-19	- 480,15	- 673,92	- 1154,10
	6-20	- 480,15	- 673,92	- 1154,10
Нижній пояс	13-15	+172,36	+241,92	+414,28
	13-18	+418,59	+587,52	+1006,11
	13-21	+500,66	+702,72	+1203,38
Розкоси	14-15	- 259,44	- 364,14	- 623,28
	15-16	+208,27	+292,32	+500,59
	17-18	- 143,76	- 200,8	- 344,56
	18-19	+89,26	+125,28	+214,54
	20-21	- 29,75	- 41,76	- 71,51
Стояки	1-14	- 21,55	- 30,24	- 51,79
	16-17	- 43,09	- 60,48	- 103,57
	19-20	- 43,09	- 60,48	- 103,57
Опорні реакції	$V_A; V_B$	+226,80	+264,60	+491,40

Таблиця Г.2

Зусилля від рамного розпору

Навантаження	№ стержнів	Зусилля, кН
Постійне	13-15; 13-18; 13-21	-1,805
Снігове		-2,114
Кранове вертикальне		-25,714
Кранове горизонтальне		-23,47
Вітрове		-11,951
Разом з урахуванням коефіцієнта сполучень навантажень $\psi = 0,9$		-58,74

*** ПІДБІР ПЕРЕРІЗІВ.**

Ферма проектується з елементів таврового перерізу – парних рівнополицевих кутників. При підборі перерізів доцільно виконати їхню уніфікацію, враховуючи значення розрахункових зусиль. Оскільки при прольоті ферми 30 м зміна типорозмірів кутників по довжині поясів є раціональною, попередньо передбачається можливість підбору по два типорозміри на кожний пояс, два-три перерізи для розкосів та один для стояків. При зусиллі в опорному розкосі $N_{14-15} = -623,28$ кН за табл. Г.3 визначаємо товщину вузлових фасонів $t_f = 14$ мм, величини зазорів між кутниками поза вузлами мають таку саму величину.

Таблиця Г.3

Рекомендовані товщини вузлових фасонів

Максимальне зусилля в опорному розкосі, кН	До 150	160... 250	260... 400	410... 600	610... 1000	1010... 1400	1410... 1800	Понад 1800
t_{ϕ} , мм	6	8	10	12	14	16	18	20

Верхній пояс (стержні 5-19, 6—20): $N = -1154,10$ кН. Розрахункова довжина стержня в площині ферми дорівнює відстані між її вузлами $l_{ef,x} = 300$ см. Поза площиною розкріплення верхнього пояса створюють прогони, але тільки ті, які закріплені до жорсткого в'язевого блока. Для схеми покриття, наведеної на рис. 6.2, розрахункова довжина верхнього пояса поза площиною ферми дорівнює відстані між вузлами кріплення вертикальних в'язей покриття $l_{ef,y} = 600$ см. Коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 0,95$ (див. табл. Д.1.6). Попередньо беремо гнучкість $\lambda = 80$ і за табл. Д.4.4 відповідний коефіцієнт поздовжнього згину $\varphi = 0,686$.

Потрібні геометричні характеристики перерізу при $R_y = 240$ МПа = 24 кН/см² (240 МПа):

$$A_n = \frac{1154,1}{0,686 \cdot 24 \cdot 0,95} = 73,79 \text{ см}^2; \quad i_x = \frac{300}{80} = 3,75 \text{ см}; \quad i_y = \frac{600}{80} = 7,50 \text{ см}.$$

За сортаментом рівнополицевих кутників (табл. Д.5.5) приймаємо $2 \perp 180 \times 11$, $A = 38,80$ см², $i_x = 5,6$ см, $i_y = 7,82$ см. Перевіряємо підібраний переріз:

$$\lambda_x = \frac{300}{5,6} = 53,57; \quad \lambda_y = \frac{600}{7,82} = 76,14; \quad \varphi = 0,712.$$

$$\sigma = \frac{1154,10}{0,712 \cdot 2 \cdot 38,80} = 20,88 \text{ кН/см}^2 < 24 \cdot 0,95 = 22,8 \text{ кН/см}^2.$$

Гранична гнучкість при

$$\alpha = \frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{1154,10}{0,712 \cdot 2 \cdot 38,80 \cdot 24 \cdot 0,95} = 0,916$$

дорівнює $\lambda_u = 180 - 60 \cdot 0,916 = 125,04 > \lambda_y = 76,14$.

Верхній пояс (стержні 3-16, 4—17): $N = -759,51$ кН. Беремо $\lambda = 100$ і $\varphi = 0,542$. Тоді потрібні геометричні характеристики перерізу:

$$A_n = \frac{759,51}{0,542 \cdot 24 \cdot 0,95} = 61,46 \text{ см}^2; \quad i_x = \frac{300}{100} = 3,0 \text{ см}; \quad i_y = \frac{600}{100} = 6,00 \text{ см}.$$

За сортаментом приймаємо $2 \perp 160 \times 10$: $A = 31,43$ см², $i_x = 4,96$ см, $i_y = 7,05$ см. Перевіряємо підібраний переріз:

$$\lambda_x = \frac{300}{4,96} = 60,48; \quad \lambda_y = \frac{600}{7,05} = 85,11; \quad \varphi = 0,648.$$

$$\sigma = \frac{759,51}{0,648 \cdot 2 \cdot 31,43} = 18,65 \text{ кН/см}^2 < 24 \cdot 0,95 = 22,8 \text{ кН/см}^2.$$

При $\alpha = \frac{18,65}{22,8} = 0,818$ гранична гнучкість дорівнює

$$\lambda_u = 180 - 60 \cdot 0,818 = 130,9 > \lambda_y = 85,11.$$

Нижній пояс (стержні 13–18, 13–21): $N = +1203,38$ кН, $l_{ef,x} = l_{ef,y} = 600$ см. Коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 0,95$ (табл. Д.1.5). Гранична гнучкість $\lambda_u = 400$ (див. п. 12.7). Потрібні геометричні характеристики перерізу:

$$A_n = \frac{1203,38}{24 \cdot 0,95} = 52,77 \text{ см}^2; \quad i_x = i_y = \frac{600}{400} = 1,5 \text{ см.}$$

За сортаментом приймаємо $2\text{L } 140 \times 10$: $A = 27,3 \text{ см}^2$, $i_x = 4,33$ см, $i_y = 6,26$ см. Перевіряємо підібраний переріз:

$$\sigma = \frac{1203,38}{2 \cdot 27,33} = 22,02 \text{ кН/см}^2 < 22,8 \text{ кН/см}^2;$$

$$\lambda_x = \frac{600}{4,33} = 138,6 < \lambda_u = 400.$$

Нижній пояс (стержень 13–15): $N = +414,28$ кН, $l_{ef,x} = l_{ef,y} = 580$ см.

$$A_n = \frac{414,28}{24 \cdot 0,95} = 18,17 \text{ см}^2.$$

Беремо $2\text{L } 80 \times 7$, $A = 10,8 \text{ см}^2$, $i_x = 2,45$ см, $i_y = 3,82$ см. Перевіряємо підібраний переріз:

$$\sigma = \frac{414,28}{2 \cdot 10,85} = 19,09 \text{ кН/см}^2 < 22,8 \text{ кН/см}^2;$$

$$\lambda_x = \frac{580}{2,45} = 236,5 < \lambda_u = 400.$$

Опорний розкіс (стержень 14–15): $N = -623,28$ кН. Розрахункова довжина $l_{ef,x} = l_{ef,y} = \sqrt{315^2 + 280^2} = 421,4$ см. Коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 0,95$. Приймаємо орієнтовно $\lambda_x = 100$ і $\varphi = 0,542$.

$$A_n = \frac{623,28}{0,542 \cdot 24 \cdot 0,95} = 50,44 \text{ см}^2, \quad i_x = \frac{300}{100} = 3,0 \text{ см}, \quad i_y = \frac{600}{100} = 6,0 \text{ см.}$$

Беремо $2\text{L } 140 \times 10$, $A_n = 27,33 \text{ см}^2$, $i_x = 4,33$ см, $i_y = 6,26$ см.

Перевіряємо підібраний переріз:

$$\lambda_x = \frac{421,4}{4,33} = 97,32; \quad \lambda_y = \frac{421}{6,26} = 67,25; \quad \varphi = 0,563;$$

$$\sigma = \frac{623,28}{0,563 \cdot 2 \cdot 27,33} = 20,25 \text{ кН/см}^2 < 22,8 \text{ кН/см}^2.$$

При $\alpha = \frac{20,25}{22,8} = 0,888$ гранична гнучкість дорівнює

$$\lambda_u = 180 - 60 \cdot 0,888 = 126,7 > \lambda_x = 97,2.$$

Для скорочення розрахункової довжини опорного розкосу у площині ферми можна встановити додатковий розкіс з крайнього верхнього вузла до

опорного розкосу. Зусилля у ньому дорівнює нулю, і на розподіл зусиль між елементами ферми він не впливає. Розрахункові довжини опорного розкосу в цьому разі становитимуть: $l_{ef,x} = l/2 = 421,4/2 = 210,6$ см, $l_{ef,y} = l = 421,4$ см.

Розтягнуті розкоси (стержень 15–16): $N = +500,59$ кН, геометрична довжина $l_{ef,x} = l_{ef,y} = \sqrt{315^2 + 300^2} = 435$ см.
Коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 0,95$ (табл. Д.1.5).

$$A_n = \frac{500,59}{24 \cdot 0,95} = 21,96 \text{ см}^2.$$

Беремо $2 \perp 90 \times 7$, $A_n = 12,28 \text{ см}^2$, $i_x = 2,77$ см, $i_y = 4,21$ см.

$$\sigma = \frac{500,59}{2 \cdot 12,28} = 20,38 \text{ кН/см}^2 < 22,8 \text{ кН/см}^2;$$

$$\lambda_x = \frac{435}{2,77} = 157 < \lambda_u = 400.$$

Розкіс (стержень 18–19): $N = +214,54$ кН.

$$A_n = \frac{214,54}{24 \cdot 0,95} = 9,41 \text{ см}^2.$$

Беремо $2 \perp 70 \times 7$, $A_n = 9,42 \text{ см}^2$, $i_x = 2,14$ см, $i_y = 3,61$ см.

$$\sigma = \frac{214,54}{2 \cdot 9,42} = 11,39 \text{ кН/см}^2 < 22,8 \text{ кН/см}^2;$$

$$\lambda_x = \frac{435}{2,14} = 163,2 < \lambda_u = 400.$$

Стиснуті розкоси (стержень 17–18): $N = -344,56$ кН, $l_{ef,x} = 0,8 \cdot 435 = 348$ см (коефіцієнт $\mu = 0,8$; $l_{ef,y} = 435$ см).

Беремо $\lambda_x = 100$ і $\varphi = 0,542$; при $\lambda > 60$ $\gamma_c = 0,8$:

$$A_n = \frac{344,56}{0,542 \cdot 24 \cdot 0,8} = 33,11 \text{ см}^2; \quad i_x = \frac{348}{100} = 3,48 \text{ см}; \quad i_y = \frac{435}{100} = 4,35 \text{ см}.$$

Беремо $2 \perp 110 \times 8$, $A_n = 17,2 \text{ см}^2$, $i_x = 3,39$ см, $i_y = 5,02$ см.

Перевіряємо підібраний переріз:

$$\lambda_x = \frac{348}{3,39} = 102,6; \quad \lambda_y = \frac{435}{5,02} = 86,7; \quad \varphi = 0,523;$$

$$\sigma = \frac{344,56}{0,523 \cdot 2 \cdot 17,2} = 19,15 \text{ кН/см}^2 < 24 \cdot 0,8 = 19,2 \text{ кН/см}^2.$$

При $\alpha = \frac{19,15}{19,2} = 0,997$ гранична гнучкість дорівнює

$$\lambda_u = 210 - 60 \cdot 0,997 = 150 > \lambda_x = 102,6.$$

Розкіс (стержень 20–21): $N = -71,51$ кН, $l_{ef,x} = 0,8 \cdot 435 = 348$ см, $l_{ef,y} = 435$ см.

Приймаємо $\lambda_x = 150$ і $\varphi = 0,276$; при $\lambda > 60$ $\gamma_c = 0,8$:

$$A_n = \frac{71,51}{0,276 \cdot 24 \cdot 0,8} = 13,49 \text{ см}^2, \quad i_x = \frac{348}{150} = 2,32 \text{ см}, \quad i_y = \frac{435}{150} = 2,9 \text{ см}.$$

Беремо 2L 70x7, $A_n = 9,42 \text{ см}^2$, $i_x = 2,14 \text{ см}$, $i_y = 3,61 \text{ см}$.

Перевіряємо підібраний переріз:

$$\lambda_x = \frac{348}{2,14} = 163,2; \quad \lambda_y = \frac{435}{3,61} = 120,49; \quad \varphi = 0,236;$$

$$\sigma = \frac{71,51}{0,236 \cdot 2 \cdot 9,42} = 11,74 \text{ кН/см}^2 < 24 \cdot 0,8 = 19,2 \text{ кН/см}^2.$$

При $\alpha = \frac{11,74}{19,2} = 0,611$ гранична гнучкість дорівнює

$$\lambda_u = 210 - 60 \cdot 0,611 = 173,3 > \lambda_x = 163,2.$$

Стояки (стержні 16 – 17, 19 – 20): $N = 103,75 \text{ кН}$, $l_{ef,x} = 0,8 \cdot 315 = 252 \text{ см}$, $l_{ef,y} = 315 \text{ см}$, $\gamma_c = 0,8$.

Беремо $\lambda_x = 120$ і $\varphi = 0,419$.

$$A_n = \frac{103,57}{0,419 \cdot 24 \cdot 0,8} = 12,87 \text{ см}^2, \quad i_x = \frac{252}{120} = 2,1 \text{ см}, \quad i_y = \frac{315}{120} = 2,63 \text{ см}.$$

Беремо 2L 70x7, $A_n = 9,42 \text{ см}^2$, $i_x = 2,14 \text{ см}$, $i_y = 3,61 \text{ см}$.

Перевіряємо підібраний переріз:

$$\lambda_x = \frac{252}{2,14} = 118; \quad \lambda_y = \frac{315}{3,61} = 87,26; \quad \varphi = 0,431;$$

$$\sigma = \frac{103,57}{0,431 \cdot 2 \cdot 9,42} = 12,75 \text{ кН/см}^2 < 19,2 \text{ кН/см}^2.$$

При $\alpha = \frac{12,75}{19,2} = 0,664$ гранична гнучкість дорівнює:

$$\lambda_u = 210 - 60 \cdot 0,664 = 170,4 > \lambda_x = 118.$$

Прогин ферми з підібраними таким чином елементами, отриманий при розрахунку на ПК, становить $f = 9,787 \text{ см}$ від дії експлуатаційного розрахункового навантаження (що становить $\frac{f}{l} = \frac{9,787}{3000} = \frac{1}{306}$) та враховується при визначенні необхідної величини будівельного підйому.

Результати розрахунків зводимо в табл. Г.7. Аналіз одержаних результатів показує, що для запроектованої ферми використано вісім типорозмірів кутиків, причому для значної кількості стержнів вирішальною є умова забезпечення необхідної гнучкості.

Після підбору і перевірки взятих перерізів необхідно розрахувати кожний вузол ферми. Такий розрахунок зводиться до визначення розмірів зварних швів, що закріплюють стержні на вузлових фасонках, і розмірів фасонки. Виходячи з того, що для ферми застосована сталь С245 (для фасонки С255), призначаємо тип електродів Э42 (табл. Г.4), для якого розрахунковий опір за металом шва дорівнює $R_{wf} = 180 \text{ МПа}$ (табл. Г.5).

Таблиця Г.4

Матеріали для зварювання

Сталь	Тип електрода	Марка дроту при зварюванні		Марка порошкового дроту
		під флюсом	у вуглекислому газі	
C235, C245, C255, C275, C285	Э42*, Э46, Э42А, Э46А	СВ-08А СВ-08ГА	СВ-08Г2С СВ-08Г2СЦ	—
C345, C345Т, C375, C375Т, C390, C390Т, C390К,	Э50* Э50А	СВ-10НМА СВ-10Г2 СВ-08ГА СВ-10ГА	СВ-08Г2С	ПД-АН8 ПД-АНЗ
C345К	Э50А	СВ-08Х1ДЮ	СВ-08ХГ2СДЮ	—

* Тільки для II - IV груп конструкцій при температурі зовнішнього повітря вище - 40°C.

Таблиця Г.5

Нормативні та розрахункові опори металу швів зварних з'єднань з кутовими швами

Тип електрода	Марка дроту	R_{wun} МПа (кгс/см ²)	R_{wf} МПа (кгс/см ²)
Э42, Э42А	СВ-08, СВ-08А	410 (4200)	180 (1850)
Э46, Э46А	СВ-08ГА	450 (4600)	200 (2050)
Э50, Э50А	СВ-10ГА, СВ-08Г2С, СВ-08Г2СЦ, ПД-АН8, ПД-АНЗ	490 (5000)	215 (2200)

Розрахунковий опір за металом межі сплавлення $R_{wz} = 0,45R_{un}$. Для сталі C245 $R_{un} = 370$ МПа, $R_{wz} = 0,45 \cdot 370 = 166,5$ МПа. Згідно з рекомендаціями для кутових швів в елементах із сталі з границею текучості до 285 МПа значення R_{wf} мають бути більшими від $R_{wz}\beta_z/\beta_f$.

Коефіцієнти β_z і β_f які враховують глибину проплавлення шва, беруть із табл. Г.6 залежно від виду зварювання (ферми, що виготовляються в заводських умовах, зварюють напівавтоматами), положення шва в просторі та товщин зварюваних елементів. При $\beta_f = 0,9$ і $\beta_z = 1,05$ при виконанні умови $R_{wf} = 180 < R_{wz}\beta_z/\beta_f = 166,5 \cdot 1,05/0,9 = 194,25$ МПа розрахунок швів можна виконувати тільки за металом шва, а за перерізом по металу межі сплавлення перевірку робити немає потреби.

При розміщенні зварних швів у вузлі слід пам'ятати про необхідність збереження положення осі дії зусилля, тобто шви слід розподіляти обернено пропорційно до відстаней від осі елемента до осі шва. Для цього по обушку кутика прикладається частина загального зусилля в елементі, що становить $N(\frac{b-z_0}{b})$, а по перу $N(\frac{z_0}{b})$, де z_0 - відстань від осі кутика до обушка (значення z_0 наведено в сортаменті); b - ширина полиці кутика. Для рівнополічних кутиків можна приблизно брати $N_{ob} = 0,7N$, $N_n = 0,3N$.

При розрахунку потрібно призначити катети швів і знайти їхні довжини. Катет шва по перу k_{fn} беруть на 1 - 2 мм меншим від товщини кутика. По обушку катет шва $k_{fob} \geq k_{fn}$, але не більший ніж $1,2t$, де t - найменша з товщин полиці кутика або фасонки.

Слід пам'ятати, що розрахункове зусилля сприймається двома кутиками, тому при визначенні довжини швів значення N ділиться надвоє:

$$\text{– по обушку } l_{w,об} = \frac{0,7N}{2\beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} + 1 \text{ см;}$$

$$\text{– по перу } l_{w,п} = \frac{0,3N}{2\beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} + 1 \text{ см.}$$

У конструкціях із сталі з границею текучості до 580 МПа при зведенні їх у кліматичних районах з розрахунковою температурою зовнішнього повітря не нижче -40°C коефіцієнт умов роботи шва $\gamma_{wf} = \gamma_{wz} = 1$.

Розрахункові значення довжин швів визначаються для всіх елементів решітки, а для поясів довжина швів, як правило, призначається конструктивно, виходячи з розмірів фасонки після конструювання вузлів, бо зусилля в цих швах виявляються відносно малими.

Таблиця Г.6

Значення коефіцієнтів β_f та β_z

Вид зварювання при діаметрі зварювального дроту d , мм	Границя текучості сталі, МПа	Положення шва	Позначення коефіцієнта	Значення коефіцієнта при катеті шва, мм			
				3...8	9...12	14...16	18 і більше
Автоматичне при $d = 3 \dots 5$	≤ 580	В човник	β_f	1,1			0,7
			β_z	1,15			1,0
		Нижнє	β_f	1,1	0,9	0,7	
			β_z	1,15	1,05	1,0	
Автоматичне та напівавтоматичне при $d = 1,4 \dots 2$		В човник	β_f	0,9		0,8	0,7
			β_z	1,05		1,0	
		Нижнє, горизонтальне, вертикальне	β_f	0,9	0,8	0,7	
			β_z	1,05	1,0		
Ручне, напівавтоматичне дротом суцільного перерізу $d < 1,4$ або порошковим дротом	> 580	Будь-яке	β_f	0,7			
			β_z	1,0			
Будь-яке		β_f	0,7				
		β_z	1,0				

Таблиця Г.7

Перевірка перерізів стержнів ферми

Назва елемента	Стержень	Розрахункове зусилля, кН	Переріз	Площа, см ²	Розрахункові довжини, см		Радіуси інерції, см	
					$l_{ef,x}$	$l_{ef,y}$	i_x	i_y
Верхній пояс	2-14	0	2L 160x10	62,86	280	580	4,96	7,05
	3-16	-759,51	2L 160x10	62,86	300	600	4,96	7,05
	4-17	-759,51	2L 160x10	62,86	300	600	4,96	7,05
	5-19	-1154,1	2L 180x11	77,60	300	600	5,6	7,82
	6-20	-1154,1	2L 180x11	77,60	300	600	5,6	7,82
Нижній пояс	13-15	+ 414,3	2L 80x7	21,60	580	580	2,45	3,82
	13-18	+1006,1	2L 140x10	54,60	600	600	4,33	6,26
	13-21	+1203,4	2L 140x10	54,60	600	600	4,33	6,26
Розкоси	14-15	-623,28	2L 140x10	54,66	421	421	4,33	6,26
	15-16	+500,59	2L 90x7	24,60	348	435	2,77	4,21
	17-18	-344,56	2L 110x8	34,4	348	435	3,39	5,02
	18-19	+214,54	2L 70x7	18,84	348	435	2,14	3,61
	20-21	-71,51	2L 70x7	18,84	348	435	2,14	3,61
Стояки	16-17	-103,57	2L 70x7	18,84	252	315	2,14	3,61
	19-20	-103,57	2L 70x7	18,84	252	315	2,14	3,61

Гнучкості			φ_{min}	γ_c	σ , МПа	$R_y \gamma_c$, МПа	Розміри швів, мм			
λ_x	λ_y	λ_{II}					по оболонці		по перу	
							$k_{f,об}$	$l_{ш,об}$	$k_{f,п}$	$l_{ш,п}$
56,5	82,23	130,9	0,648	0,95	0	228	5	40	5	40
60,5	85,11	130,9	0,648	0,95	186,5	228	-	-	-	-
60,5	85,11	130,9	0,648	0,95	186,5	228	-	-	-	-
53,6	76,14	125,0	0,712	0,95	208,8	228	-	-	-	-
53,6	76,14	125,0	0,712	0,95	208,8	228	-	-	-	-
236,7	151,83	400	-	0,95	190,9	228	8	130	5	90
138,6	95,85	400	-	0,95	184,1	228	-	-	-	-
138,6	95,85	400	-	0,95	220,2	228	-	-	-	-
97,2	67,25	126,7	0,563	0,95	202,5	228	10	160	6	140
157,0	103,3	400	-	0,95	203,8	228	8	150	5	110
102,6	86,7	150	0,523	0,8	191,5	192	8	110	5	80
163,2	120,49	400	-	0,95	113,9	228	8	70	5	50
163,2	120,49	173,3	0,236	0,8	117,4	192	5	50	5	40
118,0	87,26	170,4	0,431	0,8	127,5	192	5	60	5	40
118,0	87,26	170,4	0,431	0,8	127,5	192	5	60	5	40

Прикріплення кутиків до фасонки краще виконувати з двох сторін: по перу та по обушку. Проте у вузлах верхнього пояса фасонка, що виступає, може заважати встановленню прогонів або панелей покриття, тому у фасонці роблять підрізок нижче рівня обушка та не заварюють цю ділянку. Утворена щілина заповнюється наплавленим металом, але в розрахунок не включається. На шов по перу припадає у цьому разі додатковий згинальний момент, який треба врахувати розрахунком або знизити розрахунковий опір шва на 20...25%.

Продемонструємо розрахунок зварних швів на прикладі стержня 14-15, в якому діє зусилля 623,28 кН. Враховуючи товщину кутика (10 мм) і товщину фасонки (14 мм), визначаємо мінімальний катет $k_{f,min} = 5$ мм, максимально допустимий катет $k_{f,max} = 1,2 \cdot 10 = 12,0$ мм. Беремо катет шва на обушок 10 мм, на перо 5 мм. Тоді:

$$l_{w,об} = \frac{0,7 \cdot 623,28}{2 \cdot 0,9 \cdot 1,0 \cdot 18 \cdot 0,95} + 1 = 16 \text{ см};$$

$$l_{w,п} = \frac{0,3 \cdot 623,28}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,5 \cdot 18 \cdot 0,95} + 1 = 14 \text{ см}.$$

Аналогічно розраховують зварні шви для інших елементів решітки, проте кожного разу необхідно звертати увагу на вибір катетів швів, намагаючись максимально зменшити кількість їхніх розмірів. Обираємо мінімальні катети як найбільш економічні.

Поясні зварні шви розраховують тільки для вузлів, де примикають розкоси, бо саме в цих вузлах змінюється зусилля в поясах. У вузлах, де змінюється переріз поясів, кріплення кожного стержня розраховується на відповідне власне зусилля.

Наприклад: вузол б (рис. Г.1), різниця зусиль у поясах становить $N_{15-19} - N_{4-17} = 1154,07 - 759,51 = 394,56$ кН, приймаємо довжину шва на обушок при $k_{f,об} = 8$ мм:

$$l_{w,об} = \frac{0,7 \cdot 394,56}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,8 \cdot 18 \cdot 0,95} + 1 = 13 \text{ см};$$

$$\text{на перо при } k_{f,п} = 5 \text{ мм: } l_{w,п} = \frac{0,3 \cdot 394,56}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,5 \cdot 18 \cdot 0,95} + 1 = 9 \text{ см}.$$

Фактична довжина фасонки при конструюванні вузла часто виявляється більшою, тому довжина швів кріплення поясів береться конструктивно.

Результати розрахунку всіх зварних швів зведені в табл. Г.8, причому наведені розрахункові значення l_w , при конструюванні вузлів можуть бути скориговані.

Для забезпечення сумісної роботи двох кутиків у кожному стержні необхідно поставити прокладки, розміри яких призначаються конструктивно. Товщина всіх прокладок однакова і дорівнює товщині вузлових фасонок 14 мм. Усі прокладки беремо шириною 80 мм, висота прокладок залежить від ширини полиць кутиків та приймається на 10...20 мм більшою від ширини полиці в кожний бік.

Розрахунок зварних швів

Стержень	Переріз	Зусилля, кН	Шов на обушок			Шов на перо		
			$N_{об}$, кН	$k_{f,об}$, мм	$l_{f,об}$, мм	N_n , кН	$k_{f,об}$, мм	$l_{f,об}$, мм
14–15	2L 140×10	-623,28	436,3	10	160	187,0	5	140
15–16	2L 90×7	+500,59	350,4	8	150	150,2	5	110
17–18	2L 110×8	-344,56	241,2	8	110	103,4	5	80
18–19	2L 70×7	+214,54	150,2	8	70	64,3	5	50
20–21	2L 70×7	-71,51	50,1	5	50	20,4	5	40
16–17, 19–20	2L 70×7	-103,57	72,5	5	60	31,1	5	40
13–15	2L 140×10	+ 414,3	290,0	8	130	124,3	5	90

Відстані між прокладками приймаються не більшими від розрахункових та залежать від знака зусилля в елементі.

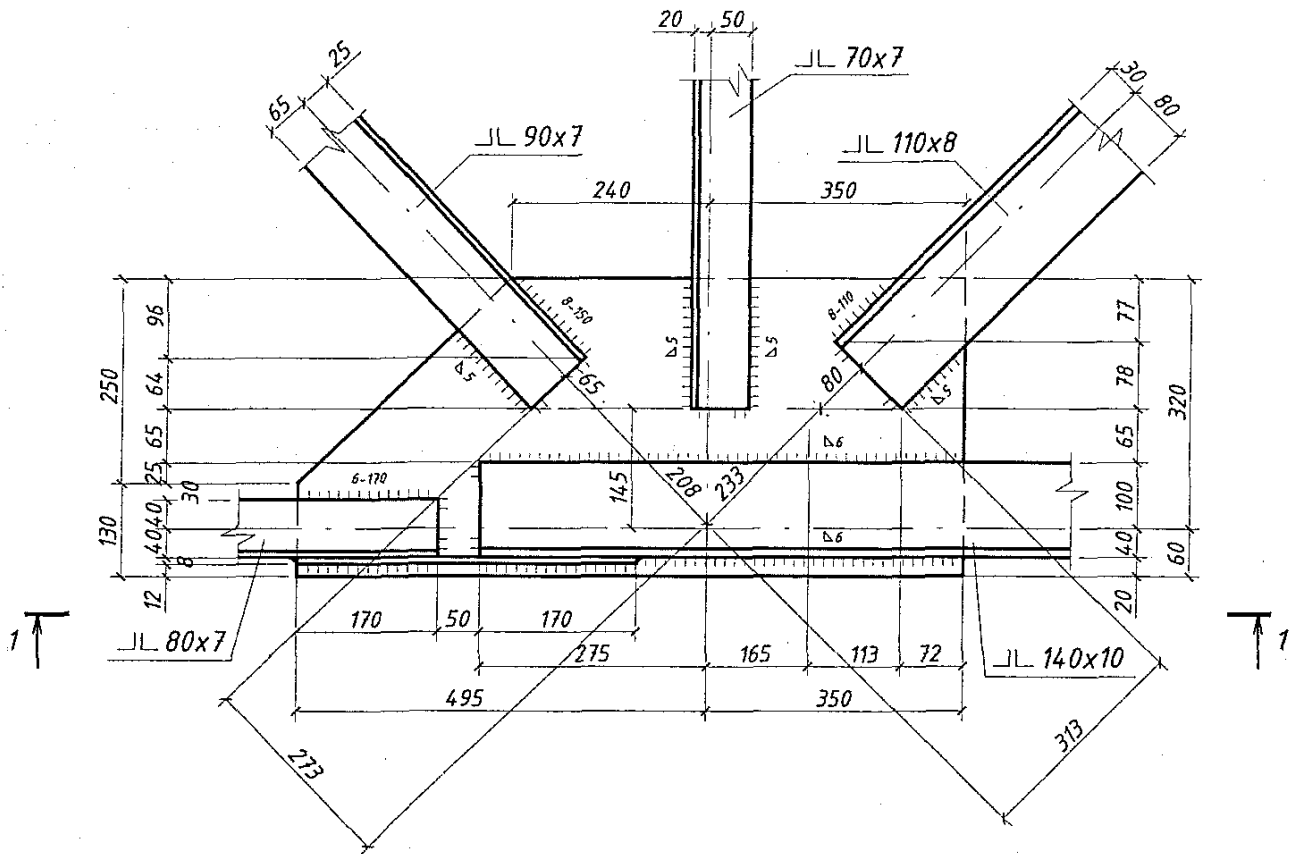
Для стиснутих стержнів максимальна відстань становить $a = 40i_x$. Для стержнів 2-14, 3-16, 4—17 $a = 40 \cdot 4,96 = 198,4$ см, для стержнів 5-19 та 6-20 $a = 40 \cdot 5,6 = 224,0$ см, для опорного розкосу 14—15 $a = 40 \cdot 3,78 = 151,2$ см, для стиснутих розкосів 17-18 та 2-21 $a = 40 \cdot 3,03 = 121,2$ см, для стояків $a = 40 \cdot 2,135 = 85,4$ см. Враховуючи геометричні довжини вказаних стержнів, у кожному елементі пояса і в опорних розкосах досить поставити по дві прокладки, а в решті стиснутих елементів решітки - по три.

Для розтягнутих елементів відстань між прокладками не повинна перевищувати $a = 80i_x$. Для стержнів нижнього пояса 13-15 $a = 80 \cdot 2,45 = 196,0$ см і для стержнів 13-18 та 13-21 $a = 80 \cdot 4,33 = 346,4$ см (необхідно поставити по дві прокладки). Для розтягнутих розкосів 15-16 та 18-19 $a = 80 \cdot 2,77 = 221,6$ см (дві прокладки).

** ВУЗЛИ ЗІ ЗМІНОЮ ПЕРЕРІЗІВ ПОЯСІВ (ЗАВОДСЬКІ СТИКИ).

Заводські стики зі зміною перерізу пояса можуть виконуватися як поза межами вузла, так і по осі вузла. У першому випадку більший кутик заводиться за центр вузла на 300...500 мм з таким розрахунком, щоб стик повністю розміщувався у панелі з меншим зусиллям. Стик розраховується на зусилля у меншому елементі пояса. При проектуванні стику по осі вузла розрахунок виконується на зусилля справа і зліва від стику.

Нижній пояс складається з двох типорозмірів - 2 L 80x7 ($N_1 = 414,3$ кН) та 2 L 140x10 ($N_2 = 1006,1$ кН). До вузла примикають розкоси (2 L 90x7 та 2 L 110x8) та стояк (2 L 70x7). На рис. Г.2 показане розташування всіх елементів у вузлі та визначення розмірів фасонки і прив'язок торців стержнів до центра вузла.



1-1

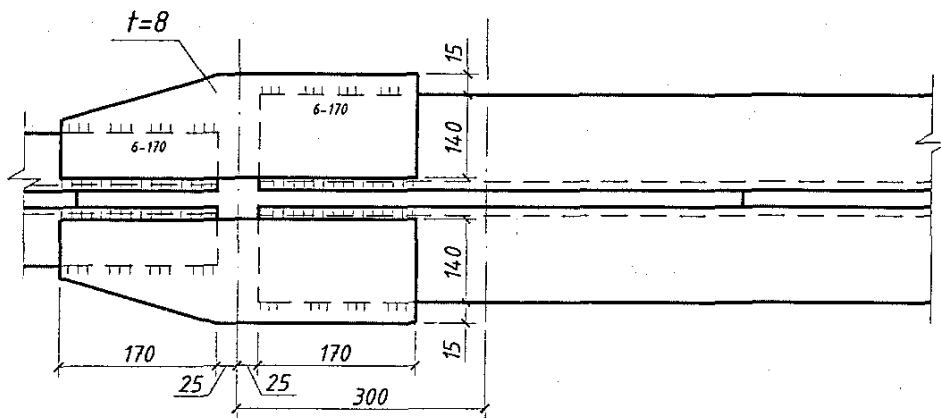


Рис. Г.2. Заводський стик нижнього пояса

Рівень нижньої поверхні меншого кутика суміщається з рівнем більшого кутика. Таке рішення викликане зручністю встановлення накладки, яка перекриває проміжок (50 мм) між кутиками.

Основна ідея розрахунку такого стику полягає в тому, що частина зусилля, яка припадає на шви по перу кутиків, передається через фасонку, а горизонтальна накладка та шви, якими кріпляться до неї кутики, сприймає ту частину зусилля, яке припадає на шви по обушку; площа перерізу кутика в зоні розриву компенсується площею перерізу накладки і частиною фасонки в межах подвійної висоти кутика та розраховується за умови забезпечення несучої здатності послабленого перерізу з урахуванням коефіцієнта 1,2 на нечіткість передачі зусилля у стик.

Кутик $\perp 80 \times 7$ має ширину полиці $b = 80$ мм, товщину полиці $t = 7$ мм, відстань від зовнішньої грані до центральної осі становить $z_0 = 22,3$ мм.

Кутик $\perp 140 \times 10$ має ширину полиці $b = 140$ мм, товщину полиці $t = 10$ мм, відстань від зовнішньої грані до центральної осі $z_0 = 38,2$ мм.

1. Стик перекриваємо двома накладками, на 15...20 мм ширшими за полиці кутика, ширина кожної накладки повинна бути не меншою як

$$b_n = (140 + 15) - 15 = 140 \text{ мм.}$$

Необхідну сумарну площу накладок за умови забезпечення несучої здатності визначаємо за формулою

$$A_n = \frac{1,2N_{13-15}}{R_y \gamma_c} - 2bt_\phi = \frac{1,2 \cdot 414,3}{24 \cdot 0,95} - 2 \cdot 8,0 \cdot 1,4 = -0,59 \text{ см}^2,$$

тобто накладки на кутики нижнього пояса приймаємо конструктивно завтовшки $t_n = 8$ мм.

На обушок кутика $\perp 80 \times 7$ припадає сила

$$N_{об} = N_{13-15} \frac{(b - z_0)}{b} = 414,3 \frac{8 - 2,23}{8} = 298,87 \text{ кН,}$$

на перо:

$$N_n = N_{13-15} \frac{2,23}{8} = 115,34 \text{ кН.}$$

Тоді при катеті шва $k_f = 6$ мм необхідні довжини швів становлять:

$$l_{w,об} = \frac{298,87}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,6 \cdot 18} + 1 = 17 \text{ см; } l_{w,n} = \frac{115,34}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,6 \cdot 18} + 1 = 7 \text{ см.}$$

При конструюванні вузла усі розрахункові значення показані на рис Г.2. При визначенні розмірів фасонки всі значення приймаються кратними 5 мм.

Спочатку відкладаються розміри всіх кутників з прив'язкою до осей ферми, потім підраховується необхідна відстань між торцем правого розкоса та крайкою пояса:

$$a = 6t_n - 20 = 6 \cdot 14 - 20 = 64 \text{ мм.}$$

Наносяться довжини розрахункових швів i , з використанням відомих залежностей між катетами i гіпотенузами прямокутних трикутників, визначається решта розмірів. При цьому потрібно відслідковувати, щоб висота фасонки в розрахунковому перерізі $a - a$ була не меншою за розмір двох полиць кутиків $2b = 2 \cdot 80 = 160$ мм.

Довжина накладки залежить від довжини зварних швів, катет яких $k_f = 6$ мм. За розрахунком довжина кожної з двох накладок з урахуванням зазору між елементами пояса 50 мм становить $l_n = 170 + 50 + 170 = 410$ мм.

3. Крім того, слід врахувати, що безпосередньо у вузлі зварні шви, які з'єднують кутики більшого елемента з фасонкою, потрібно розраховувати на різницю зусиль в поясах, що примикають до вузла:

$$l_w = \frac{1,2(1006,1 - 414,3) \cdot 0,7}{2 \cdot 0,6 \cdot 0,9 \cdot 18} + 1 = 27 \text{ см.}$$

Шов по перу можна не розраховувати через те, що він конструктивно завжди виявляється більшим за необхідний.

Заводський стик зі зміною перерізу верхнього пояса проектується аналогічно.

**МОНТАЖНІ (УКРУПНЮВАЛЬНІ) ВУЗЛИ.

Монтажний стик ферми передбачено посередині ферми, тобто дві монтажні (відправочні) марки кроквяної ферми матимуть довжину по 15 м. Для уніфікації відправочних марок стик повинен бути повністю симетричним. Для забезпечення необхідної жорсткості при транспортуванні стик конструюється з додатковим вертикальним стояком із нульовим зусиллям.

Розрахувати монтажний вузол верхнього пояса ферми з парних кутиків на розрізній фасонці (рис. Г.3) при таких вихідних даних: верхній пояс запроектований з 2L 180x11 ($N_{6-20} = -1154,1 \text{ кН}$), товщина напівфасонок $t_{\phi} = 14 \text{ мм}$, $R_{wf} = 18 \text{ кН/см}^2$, $\beta_f = 0,9$.

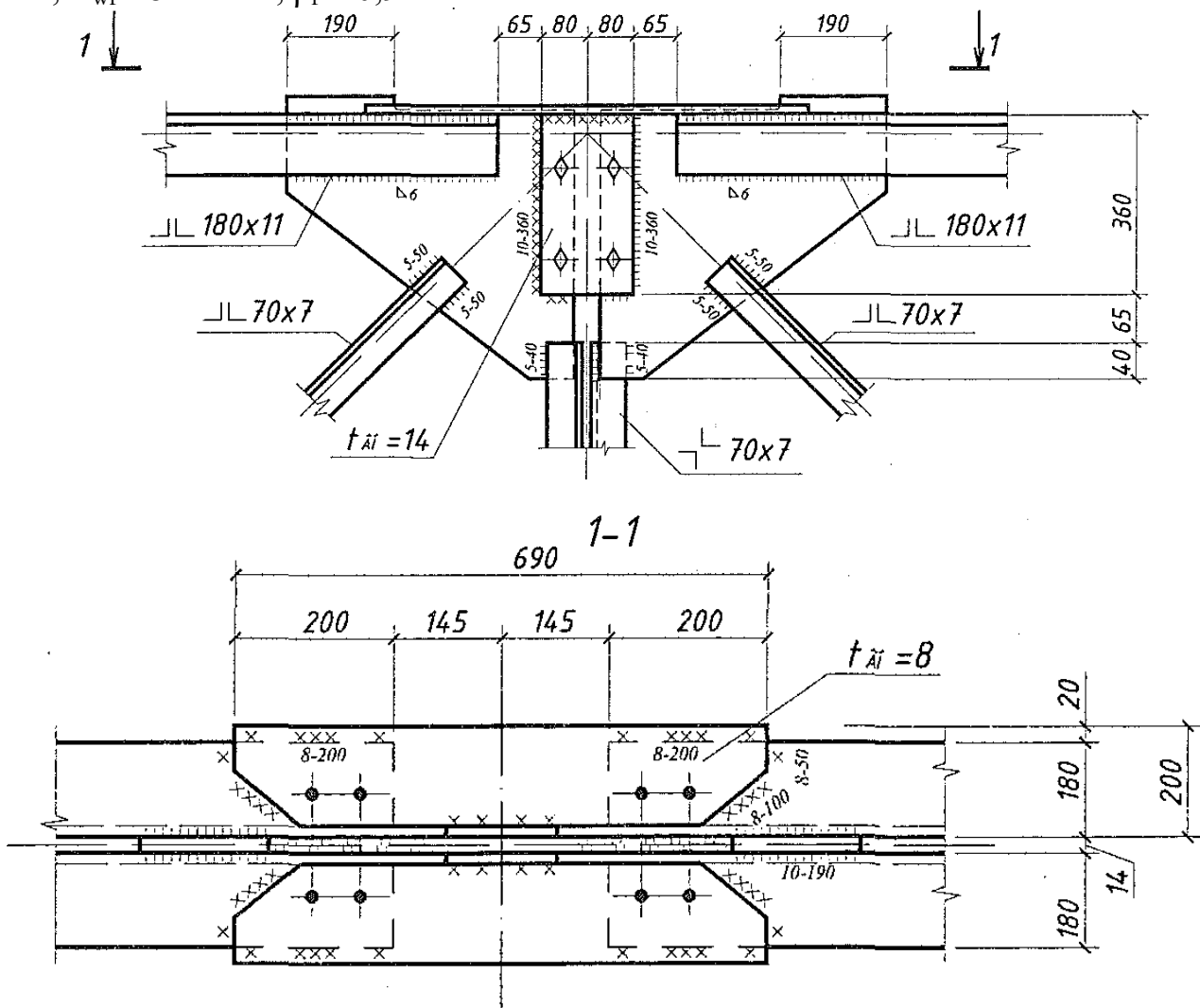


Рис. Г.3. Монтажний вузол

Монтажний стик можна розраховувати так само, як і заводський. Зусилля у поясі передається горизонтальними накладками і частково верти кальною фасонкою. Проте коли фасонка у вузлі розрізається, її стик перекривається двома вертикальними накладками.

1. Зусилля в елементах пояса N в місці розриву кутиків мають бути сприйняті умовним тавровим перерізом, який складається з горизонтальних накладок і ділянки фасонки довжиною (по висоті вузла), що дорівнює подвоєній ширині вертикально розміщених полиць поясних кутиків. Сумарна площа двох горизонтальних накладок, що входять до цього перерізу, з урахуванням збільшення зусилля N на 20 % за рахунок нечіткості роботи стику визначається за формулою:

$$\sum A_n \geq \frac{1,2 \cdot 1154,1}{24 \cdot 0,95} - 2 \cdot 20 \cdot 1,0 = 20,75 \text{ см}^2.$$

Беремо ширину кожної з накладок на 15...20 мм більшою за ширину полиці кутика (для можливості розміщення монтажних швів), а саме $b_n = 180 + 20 = 200$ мм.

Тоді їхня товщина повинна бути

$$t_n = \frac{20,75}{2 \cdot 20,0} = 0,52 \text{ см.}$$

Беремо товщину накладок 8 мм, тобто площа кожної з них становить $20 \cdot 0,8 = 16,0 \text{ см}^2$.

Довжину горизонтальних накладок призначають за умови розміщення зварних швів, якими вони кріпляться до горизонтальних полиць поясних кутиків. Зусилля, що сприймається швами з одного боку від стику, визначається за несучою здатністю цих накладок:

$$N_n = A_n R_y \gamma_c = 2 \cdot 16,0 \cdot 0,8 \cdot 24 \cdot 0,95 = 583,7 \text{ кН.}$$

Сумарна довжина шва при $k_f = 8$ мм та $\beta_f = 0,7$ (монтажне ручне зварювання) по кожну сторону від стику:

$$l_w = \frac{583,7}{2 \cdot 0,8 \cdot 0,7 \cdot 18 \cdot 0,95} + 4 = 35 \text{ см.}$$

Одержана величина l_w розподіляється порівну між двома поясними кутиками, ці шви розташовуються по перу кутика, впоперек горизонтальної полиці тільки для стиснутих поясів, та по скосах накладок. Приймаємо два шви довжиною $(20 + 5 + 10)$ см. Довжина накладок визначається після розміщення довжини швів та з урахуванням відстані між торцями кутиків у стику (див. рис. Г.2).

Розрахункове зусилля для кріплення поясних кутиків до вертикальної фасонки приймається як більше із двох значень:

$$N_w = 1,2 N_{6-20} - N_n = 1,2 \cdot 1154,1 - 583,7 = 801,2 \text{ кН;}$$

$$N_w = 0,5 \cdot 1,2 \cdot N_{6-20} = 0,5 \cdot 1,2 \cdot 1154,1 = 692,5 \text{ кН.}$$

Шви, що сприймають ці зусилля, розміщують по перу ($k_{f,n} = 6$ мм) та по обушку $k_{f,ob} = 10$ мм у вирізі горизонтальної накладки:

$$l_{w,п} = \frac{801,2 \cdot \left(\frac{4,85}{18}\right)}{2 \cdot 1,0 \cdot 0,6 \cdot 18 \cdot 0,95} + 1 = 12 \text{ см}; \quad l_{w,об} = \frac{801,2 \cdot \left(\frac{18 - 4,85}{18}\right)}{2 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 18 \cdot 0,95} + 1 = 19 \text{ см}.$$

Товщина вертикальних накладок приймається не меншою за товщину фасонки $t_{вн} = t_{\phi} = 14$ мм, ширина - з урахуванням необхідності розміщення монтажних болтів, які, як правило, приймаються М20 з діаметром отвору 22 мм, та зазору між напівфасонками 20 мм: $b_{вн} = \geq 2 \cdot 2 \cdot 1,5 \cdot 22 + 20 = 152$ мм, приймається 160 мм. Довжина вертикальних накладок приймається за більшим із значень, одержаних за трьома умовами:

- включення фасонки в роботу стику:

$$h_{вн} \geq 2b = 2 \cdot 180 = 360 \text{ мм};$$

- з конструктивних міркувань:

$$h_{вн} \geq 250 \text{ мм};$$

- за розміщенням зварних швів, що прикріплюють вертикальні накладки до напівфасонок. Ці шви розраховують на зусилля:

$$N_w = 1,2 N_{6-2} - N_n = 1,2 \cdot 1154,1 - 538,7 = 801,2 \text{ кН}.$$

Беремо $k_f = 10$ мм, $\beta_f = 0,7$, тоді :

$$h_{вн} = \frac{801,2}{2 \cdot 0,7 \cdot 1,0 \cdot 18 \cdot 0,95} + 1 = 35 \text{ см}.$$

Остаточно беремо висоту вертикальних накладок 360 мм.

Монтажний стик нижнього поясу розраховується аналогічно.

*** ПРИКЛАД Д. РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ ФЕРМИ ІЗ ГНУТОЗВАРНИХ ПРОФІЛІВ

Ферми з замкнутих гнutoзварних профілів (ГЗП) проектують з вузлами без фасонок (малюнок Д.1).

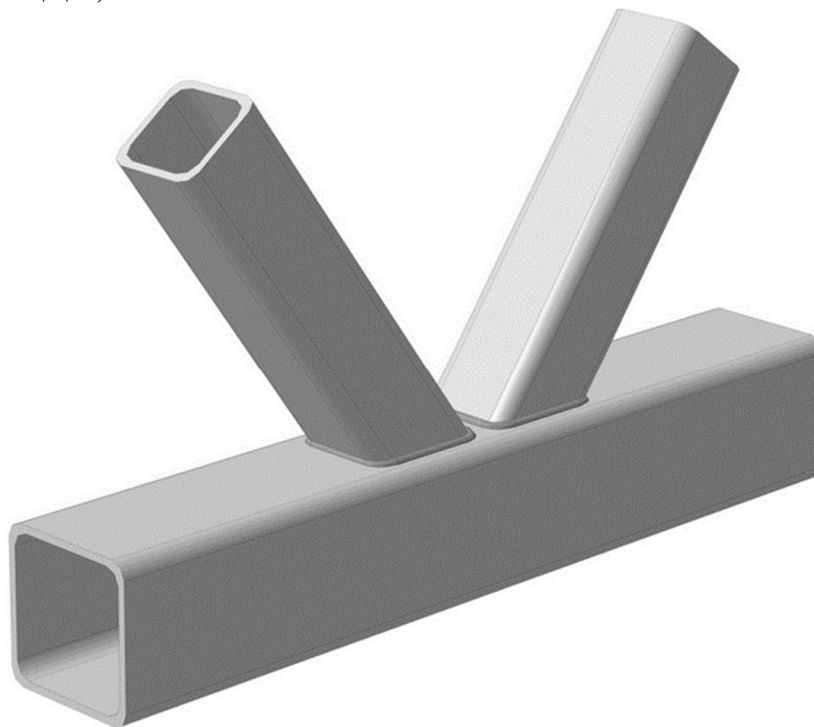


Рис. Д.1. Ферма з замкнутих гнutoзварних профілів.

Основні переваги таких ферм ґрунтовані на замкнутій формі поперечного перерізу:

- замкнуті гнutoзварні профілі ефективно працюють при крученні і вигині в двох площинах;
- вигідні геометричні характеристики поперечного перерізу забезпечують високі показники радіусів інерції щодо його площі, при цьому більш ефективно використовується метал, знижується матеріаломісткість;
- висока корозійна стійкість (за умови герметизації внутрішньої поверхні);
- доступність поверхні для огляду та фарбування;
- можливість безфасонкового конструювання вузлів, що знижує трудоемність і металоємність конструкції, а також забезпечує більшу жорсткість ферми при монтажі;
- низькі показники аеродинамічного опору, що особливо важливе для відкритих висотних споруд;
- архітектурна виразність, що дозволяє використовувати такі ферми для огляду як у промислових будівлях, так і цивільного призначення (павільйони, торгівельні центри, виставкові зали та ін.).

Недоліками трубчастих ферм є необхідність високоточного технологічного обладнання для їх складання.

**** ВИХІДНІ ДАНІ**

Проліт – 30 м (як у випадку Г).

Переріз стержнів ферми – квадратні/прямокутні гнutoзварні профілі (ГЗП).

Тип ферми – з паралельними поясами.

Розміри ферми і перерізи стержнів вибираються за типовою серією з ДСТУ Б В.2.6-74:2008 «Ферми сталеві кроквяні з гнutoзварних профілів прямокутного перерізу».

Попередньо призначаємо ферму ФК-30-2,0:

Верхній пояс – ГЗП 180x140x8 мм, сталь С345.

Нижній пояс – ГЗП 140x140x8 мм, сталь С345.

Розкоси – ГЗП 120x120x6 мм, 100x100x5 мм, 100x100x3 мм, сталь С255.

Стійки – ГЗП 80x80x3 мм, сталь С255.

Ферма кріпиться шарнірно до колон, таке рішення має ряд переваг: найбільш навантажений опорний розкіс працює на розтяг і має менший перетин, спрощується монтаж ферм і поліпшується їх стійкість в процесі монтажу.

Спирання покрівлі відбувається на прогони, в цих місцях необхідно передбачати накладки, прокладки, ребра і інші деталі, що знижують місцеві напруження і оберігають від місцевих деформацій і пошкоджень.

Для полегшення транспортування ферма складається з трьох відповідних елементів (рис. Д.2)

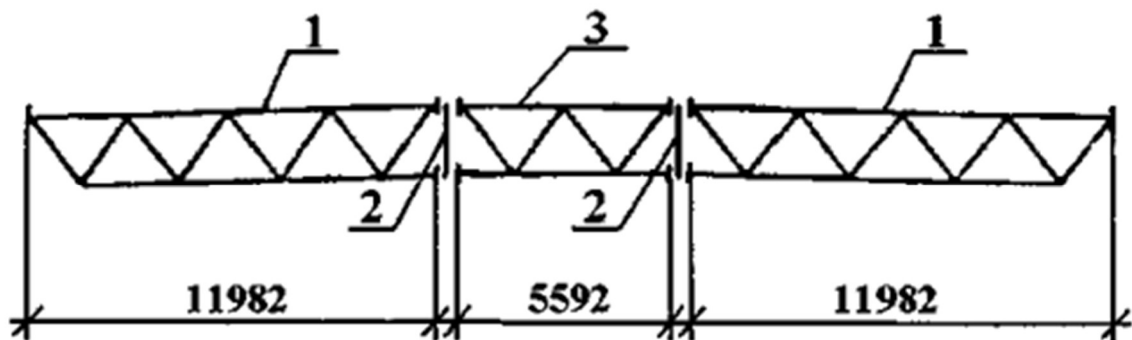


Рис. Д.2. Схема поділу ферми на відправні елементи (1 – півферма; 2 – стояк; 3 – середня частина)

Кути примикання розкосів до поясу повинні бути не менші 30° , в цьому випадку забезпечується щільність примикання розкосу до поясу.

Відстань між суміжними стінками розкосів повинна бути мінімальною з умови накладення двох зварних швів. Зазор між примкнутими к поясу стрижнями решітки встановлюється, виходячи з можливості розміщення двох зварних швів і приймається рівним 20-50 мм.

У вузлах доводиться допускати розцентровку, щоб запобігти подвійному зрізу розкоса.

У стиках і вільних торцях поясів необхідно встановлювати заглушки, що герметично закривають внутрішню порожнину профілю від проникнення вологи і пилуки, які викликають корозію металу.

**** ЗБІР НАВАНТАЖЕННЯ НА ФЕРМУ**

Проаналізувавши таблицю РСЗ можна помітити, що для ригеля найнебезпечніші сполучення навантажень – це постійні і снігові, тому саме на ці сполучення зусиль будемо розраховувати нашу ферму.

*** ПОСТІЙНІ НАВАНТАЖЕННЯ НА ФЕРМУ**

Власну вагу ферми задаємо автоматично в ЛИРА-САПР.

Вагу від покрівлі приймаємо: $g_1 = 1,237 \text{ кН/м}^2$ (розраховується на попередніх етапах)

Навантаження з врахуванням ваги в'язей ферми:

$$g = g_1 + g_3^n \cdot \gamma_f = 1,237 + 0,15 \cdot 1,05 = 1,395 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2},$$

де g_3^n – маса в'язей покриття.

Розрахункове лінійне розподілене навантаження на ригель рами від власної ваги покриття:

$$q = \frac{g \cdot B}{\cos \alpha} = \frac{1,395 \cdot 12}{0,9998} = 16,74 \frac{\text{кН}}{\text{м}},$$

де B – крок кроквяних ферм;

$\alpha = 1^\circ$ – кут між покриттям і горизонтальною площиною.

Оскільки навантаження до ферми прикладається в вузлах стикування розкосів і верхнього поясу, то визначимо точкове навантаження на вузли кроквяної ферми.

$$F_1 = q \cdot d = 16,74 \cdot 3 = 50,22 \text{ кН}$$

$$F_2 = q \cdot \frac{d}{2} = 16,74 \cdot 1,5 = 25,11 \text{ кН}$$

де d – довжина одного стержня верхнього поясу.

Власна вага ліхтаря прикладається в 4-ох вузлах ферми.

$$F_{1,l} = \frac{g_2^n \cdot \gamma_f \cdot B}{\cos \alpha} \cdot d_l = \frac{0,2 \cdot 1,05 \cdot 12}{0,9998} \cdot 3 = 7,56 \text{ кН}$$

$$F_{2,l} = \frac{g_2^n \cdot \gamma_f \cdot B}{\cos \alpha} \cdot \frac{d_l}{2} = \frac{0,2 \cdot 1,05 \cdot 12}{0,9998} \cdot 1,5 = 3,78 \text{ кН}$$

де, $g_2^n = 0,20 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ – маса ліхтаря з стінками і заскленням;

d_l – довжина одного стержня верхнього поясу ліхтаря;

γ_f – коефіцієнт надійності за навантаженням.

* СНІГОВІ НАВАНТАЖЕННЯ НА ФЕРМУ

Розрахунок снігового навантаження для ферми з закритим ліхтарем ведеться за наступною розрахунковою схемою.

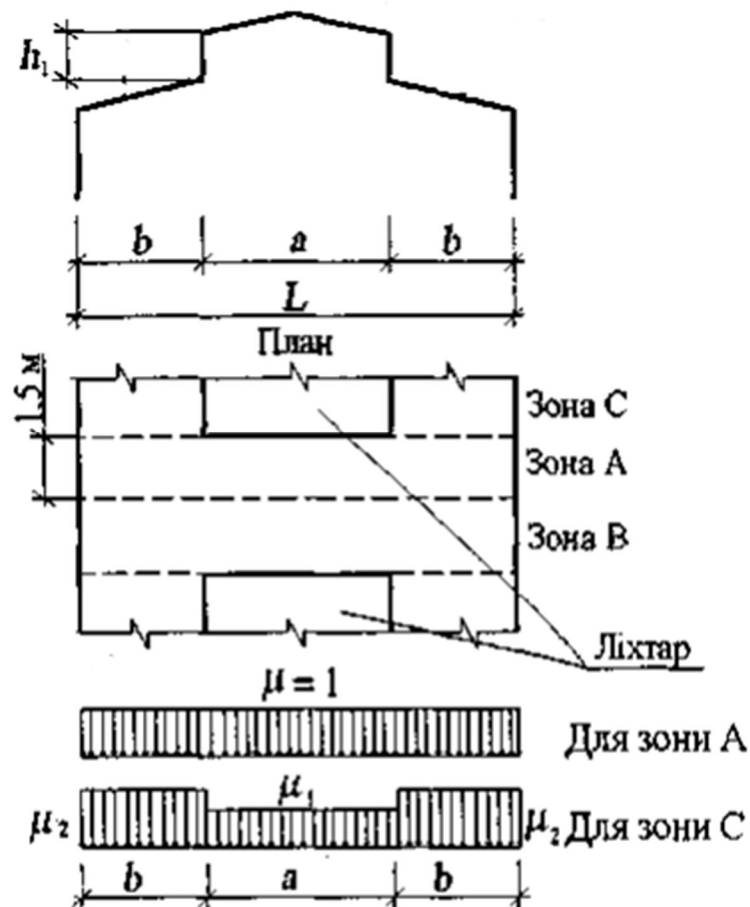


Рис. Д.3. Розрахункова схема снігового навантаження.

Розрахунок проводимо для зони С, оскільки при такій схемі на ферму буде діяти максимальне навантаження від снігу:

$$C_1 = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_{alt} = 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1$$

$$\mu_2 = 1 + 0,1 \cdot \frac{a}{b} = 1 + 0,1 \cdot \frac{12}{9} = 1,13$$

$$C_2 = \mu_2 \cdot C_e \cdot C_{alt} = 1,13 \cdot 1 \cdot 1 = 1,133 < 4$$

Визначимо розрахункове значення снігового навантаження на 1 м² покриття:

$$S_{m1} = S_0 \cdot C_1 \cdot \gamma_{fm} = 0,88 \cdot 1 \cdot 1 = 0,88 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

$$S_{m2} = S_0 \cdot C_2 \cdot \gamma_{fm} = 0,88 \cdot 1,133 \cdot 1 = 0,997 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним значенням снігового навантаження.

Розрахункове рівномірно розподілене навантаження на верхній пояс ферми з урахуванням $\gamma_n = 0,95$ обчислюється за формулою:

$$q_{s1} = S_{m1} \cdot B \cdot \gamma_n = 0,88 \cdot 12 \cdot 0,95 = 10,032 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

$$q_{s2} = S_{m2} \cdot B \cdot \gamma_n = 1,0 \cdot 12 \cdot 0,95 = 11,366 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Визначимо точкове навантаження на вузли ферми:

- крайні вузли ферми

$$F_{s1} = q_{s1} \cdot \frac{d}{2} = 10,032 \cdot 1,5 = 15,048 \text{ кН}$$

- вузли без ліхтаря

$$F_{s2} = q_{s1} \cdot d = 10,032 \cdot 3 = 30,096 \text{ кН}$$

- вузол під крайньої стійкою ліхтаря

$$F_{s3} = q_{s1} \cdot \frac{d}{2} + q_{s2} \cdot \frac{d_l}{2} = 10,032 \cdot 1,5 + 11,366 \cdot 1,5 = 32,052 \text{ кН}$$

- вузли під ліхтарем

$$F_{s4} = q_{s2} \cdot d_l = 11,366 \cdot 3 = 34,098 \text{ кН}$$

** ВИЗНАЧЕННЯ ЗУСИЛЬ В СТЕРЖНЯХ ФЕРМИ

Зусилля в стержнях ферми визначаємо з допомогою програмного пакету ЛИРА-САПР, в якому задаємо всі попередньо визначені навантаження на ферму.

Для цього створюємо модель ферми та нумеруємо стержні (рис. Д.4). Також вибираємо типи жорсткостей стержнів ферми.

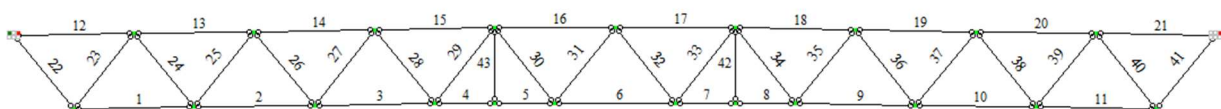
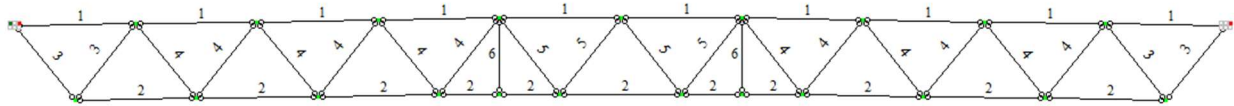


Рис. Д.4. Модель ферми з нумерацією стержнів



Список типів жорсткостей

- 1. Профіль "Молодечно" 180 x 140 x 8 (ВП)
- 2. Профіль "Молодечно" 140 x 8 (НП)
- 3. Профіль "Молодечно" 120 x 6 (Р1,Р2)
- 4. Профіль "Молодечно" 100 x 5 (Р3-Р8)
- 5. Профіль "Молодечно" 100 x 3 (Р9,Р10)
- 6. Профіль "Молодечно" 80 x 3 (С)

Рис. Д.5. Типи жорсткості стержнів ферми

*** РОЗРАХУНОК НА ПОСТІЙНІ НАВАНТАЖЕННЯ**

Здійснюємо розрахунок ферми на постійні навантаження від власної ваги ферми (рис. Д.6), ваги покриття і в'язей (рис. Д.7), власної ваги ліхтаря (рис. Д.8).

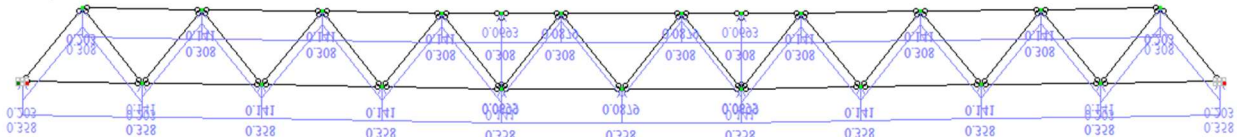


Рис. Д.6. Навантаження від власної ваги ферми

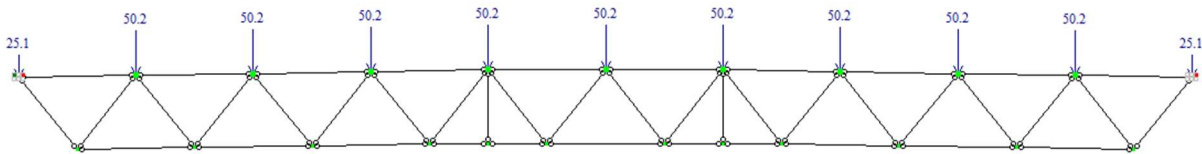


Рис. Д.7. Навантаження від ваги покриття і в'язей

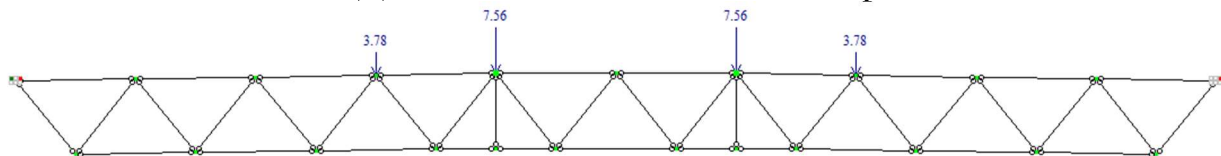


Рис. Д.8. Навантаження від власної ваги ліхтаря

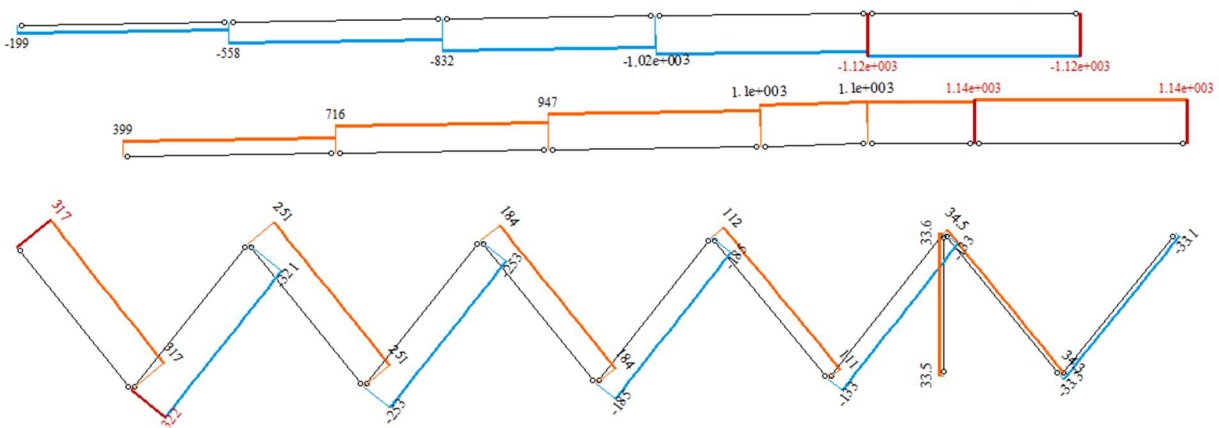


Рис. Д.9. Еюра поздовжніх зусиль в стержнях ферми від постійного навантаження (у лівій половині ферми)

Епюри внутрішніх силових факторів від дії постійного навантаження представлено на рис. Д.9 – Д.11.

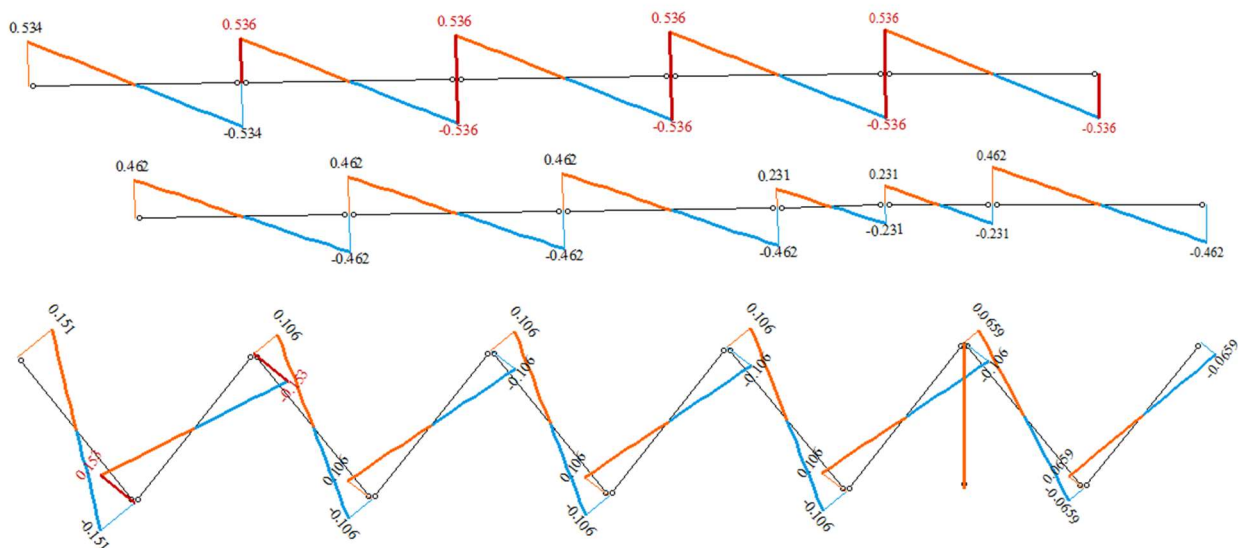


Рис. Д.10. Епюра поперечних зусиль в стержнях ферми від постійного навантаження (у лівій половині ферми)

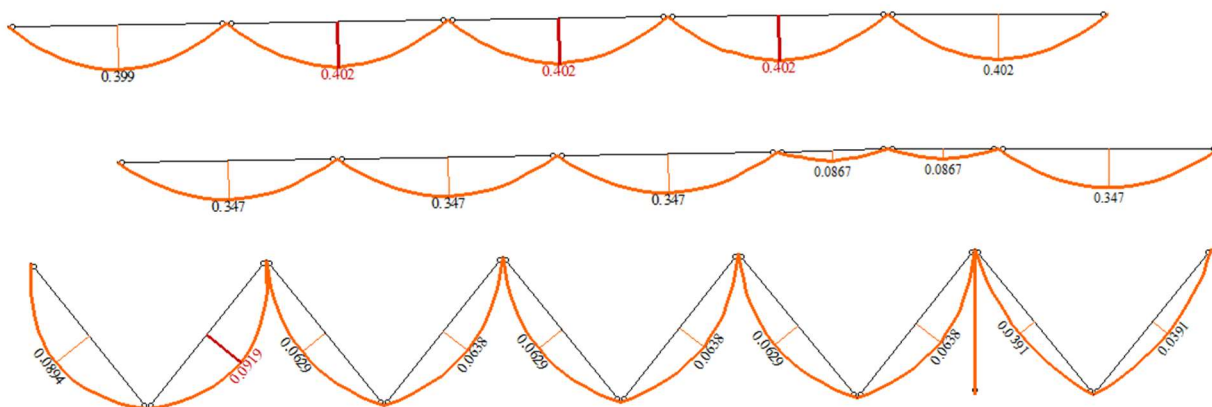


Рис. Д.11. Епюра згинальних зусиль в стержнях ферми від постійного навантаження (у лівій половині ферми)

*** РОЗРАХУНОК НА СНІГОВЕ НАВАНТАЖЕННЯ**

Розрахункова модель ферми та епюра поздовжніх сил від снігового навантаження представлені на рис. Д.13 та Д.14 відповідно.

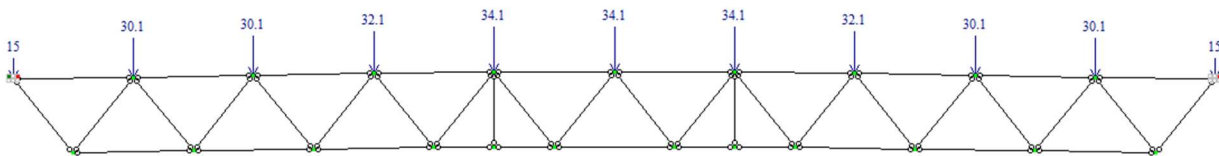
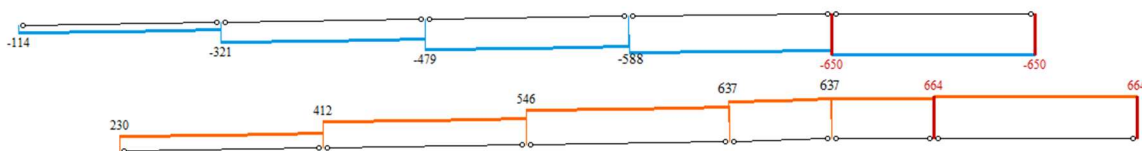


Рис. Д.12. Навантаження від снігу



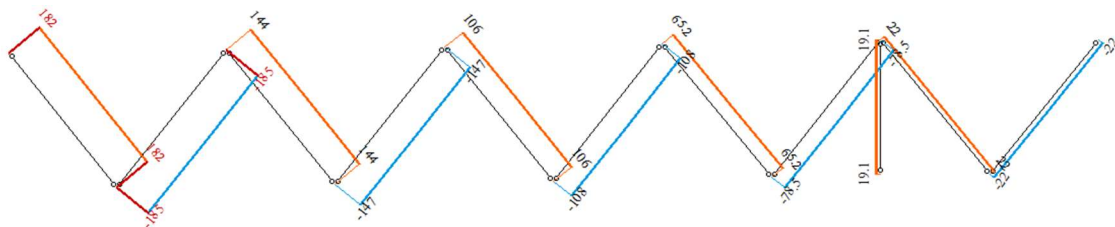


Рис. Д.13. Епюра поздовжніх зусиль в стержнях ферми від снігового навантаження (у лівій половині ферми)

Поперечні і згинальні зусилля в стержнях ферми від снігового навантаження приблизно дорівнює нулю, тому при розрахунку їх не враховуємо.

** ПІДБІР ПОПЕРЕЧНИХ ПЕРЕРІЗІВ СТЕРЖНІВ ФЕРМИ

Перевіряємо попередньо призначені перерізи на розрахункові сполучення зусиль від постійних і змінних навантажень (див рис. Д.14 – Д.16).

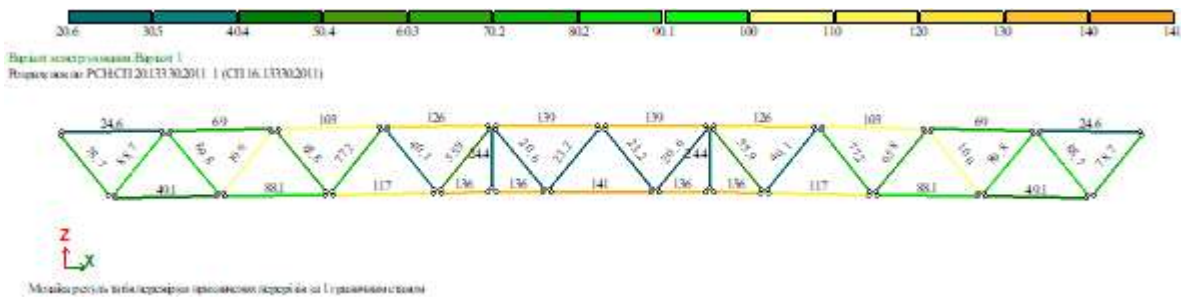


Рис. Д.14. Відсоток вичерпання несучої здатності заданого перерізу при перевірці за першим граничним станом

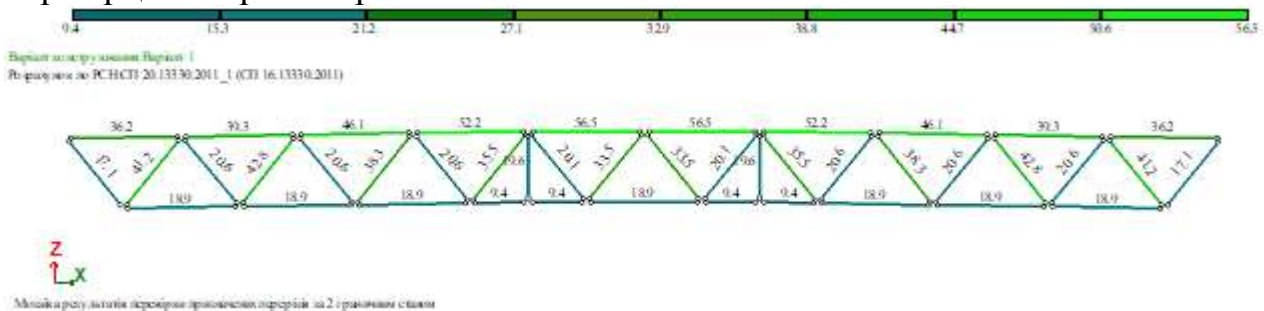


Рис. Д.15. Відсоток вичерпання несучої здатності заданого перерізу при перевірці за другим граничним станом

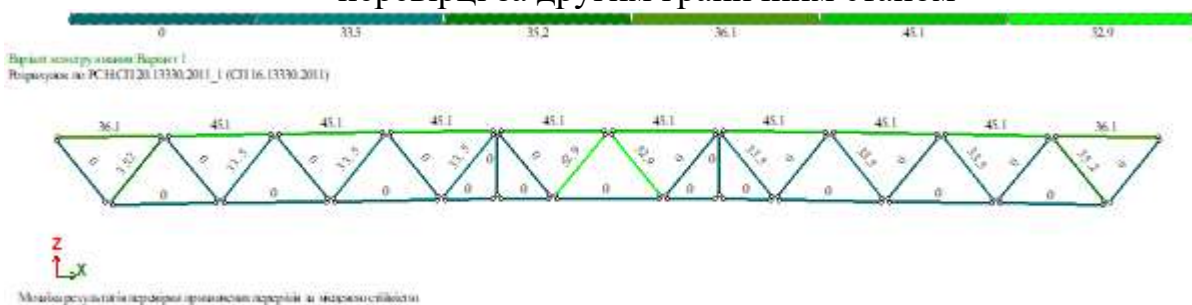


Рис. Д.16. Відсоток вичерпання несучої здатності заданого перерізу при перевірці на місцеву стійкість стержнів

Як показують результати перевірки, потрібно збільшити поперечний переріз стержнів верхнього поясу, нижнього поясу і неопірних розкосів в крайніх відправних елементах ферми.

Приймаємо нові поперечні перерізи стержнів ферми:

Верхній пояс – ГЗП 240х160х9,5 мм, сталь С345.

Нижній пояс – ГЗП 240х160х9,5 мм, сталь С345.

Опірний розкос – ГЗП 120х7 мм, сталь С285.

Неопірний крайній розкос – ГЗП 120х6 мм, сталь С285.

Неопірний центральний розкос – ГЗП 100х3 мм, сталь 255.

Стіжки – ГЗП 80х3 мм, сталь С255.

Для забезпечення умов зварювання і місцевої стійкості, мають виконуватись умови:

$$0,6 \cdot D \leq d$$

$$d \leq D - 2 \cdot (t + t_d)$$

де D – ширина профілю поясу ферми;

d – ширина профілю решітки ферми;

t і t_d – товщина стінки профілю поясу і решітки ферми відповідно (див. рис. Д.17).

Отже для нижнього поясу:

$$0,6 \cdot 160 = 96 \text{ мм} \leq 100 \text{ (120) мм}$$

для центрального неопірного розкосу: $-100 \leq 160 - 2 \cdot (9,5 + 3) = 135 \text{ мм}$;

для крайнього неопірного розкосу: $-120 \leq 160 - 2 \cdot (9,5 + 6) = 129 \text{ мм}$;

для опірного розкосу: $-120 \leq 160 - 2 \cdot (9,5 + 7) = 127 \text{ мм}$

Умови виконуються.

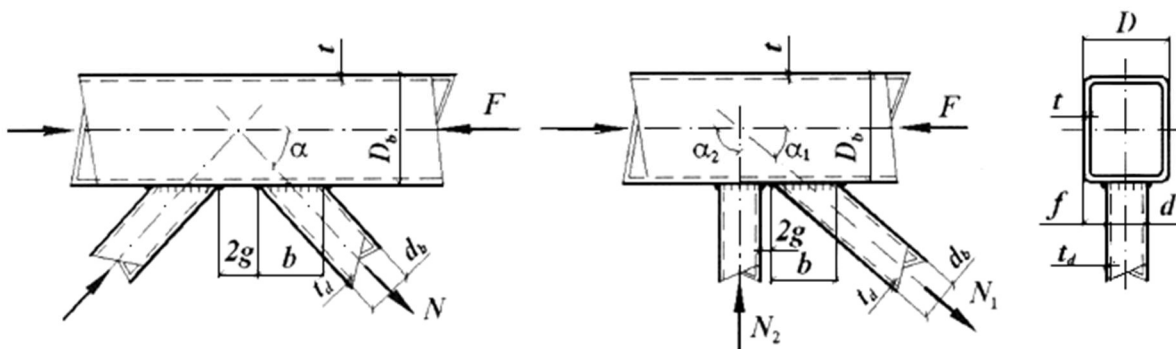


Рис. Д.17. Вузли ферми з гнутозварних профілів.

Перевіряємо повторно призначені перерізи на розрахункові сполучення зусиль (рис. Д.17 – Д.20) та табл. Д.1

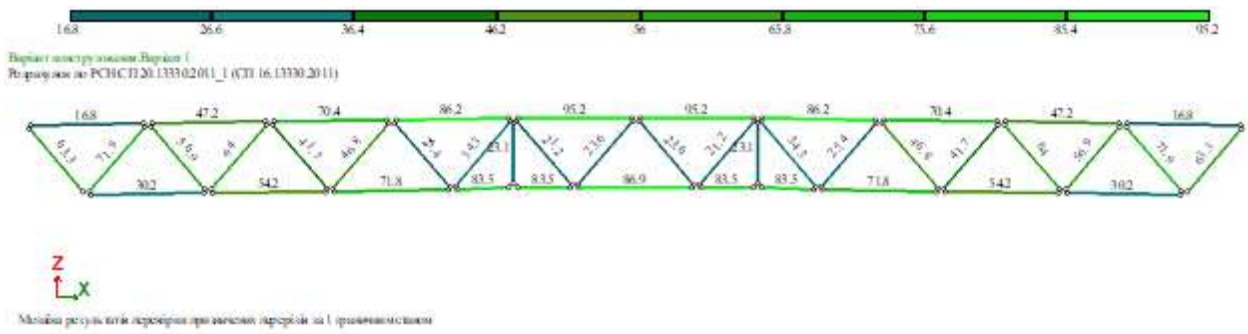


Рис. Д.18. Відсоток вичерпання несучої здатності зміненого перерізу, при перевірці за першим граничним станом

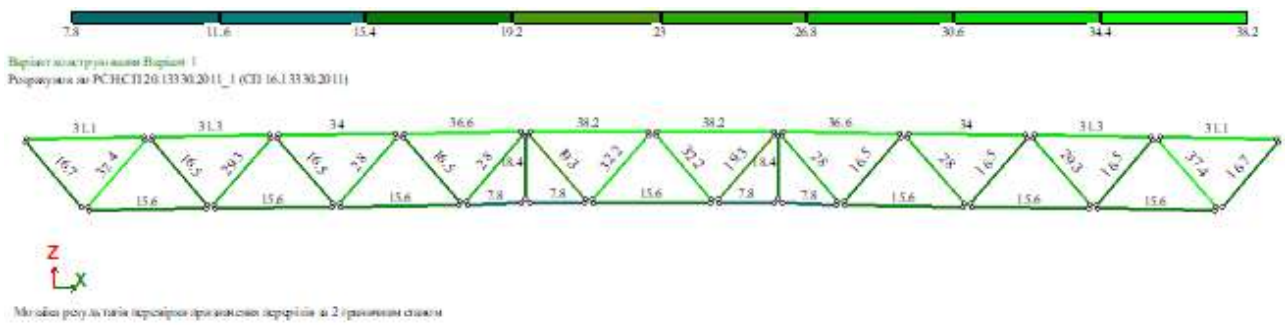


Рис. Д.19. Відсоток вичерпання несучої здатності зміненого перерізу, при перевірці за другим граничним станом

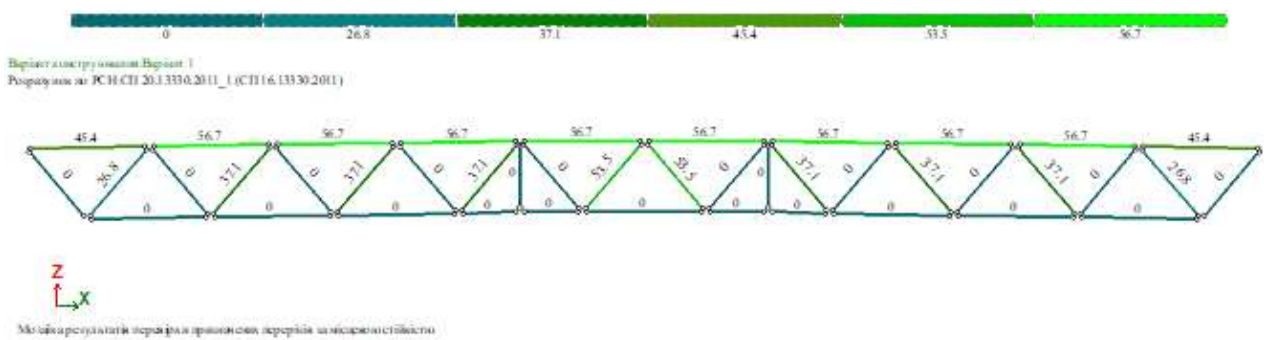


Рис. Д.20. Відсоток вичерпання несучої здатності зміненого перерізу, при перевірці на місцеву стійкість стержнів

Таблиця Д.1.

Перевірка вичерпної несучої здатності підбраного перерізу стержнів ферми.

ГР	ЕЛ	НП	ГР	КР	Пр	нор %	СУ1 %	СZ1 %	ГУ1 %	ГZ1 %	СС %	СП %	1ГС %	2ГС %	М.С %	Дов жин а
1 - Переріз: 1.1.1. Профіль "Молодечно" 240 x 160 x 9.5 Профіль: 240 x 160 x 9.5/ ГОСТ 30245-2003 Сталь: С345/ Сортамент: Профіль прямокульний гнучий замкнутий сварной																
1	12	1		0		15	16	17	23	31	45	23	17	31	45	2,99
1	12	2		0		15	16	17	23	31	45	23	17	31	45	2,99
1	12	3		0		15	16	17	23	31	45	23	17	31	45	2,99
1	13	1		0		42	45	47	23	31	57	28	47	31	57	3
1	13	2		0		42	45	47	23	31	57	28	47	31	57	3
1	13	3		0		42	45	47	23	31	57	28	47	31	57	3
1	14	1		0		63	67	70	25	34	57	28	70	34	57	3
1	14	2		0		63	67	70	25	34	57	28	70	34	57	3
1	14	3		0		63	67	70	25	34	57	28	70	34	57	3
1	15	1		0		77	82	86	27	37	57	28	86	37	57	3
1	15	2		0		77	82	86	27	37	57	28	86	37	57	3
1	15	3		0		77	82	86	27	37	57	28	86	37	57	3
1	16	1		0		85	90	95	28	38	57	28	95	38	57	3
1	16	2		0		85	90	95	28	38	57	28	95	38	57	3
1	16	3		0		85	90	95	28	38	57	28	95	38	57	3
1	17	1		0		85	90	95	28	38	57	28	95	38	57	3
1	17	2		0		85	90	95	28	38	57	28	95	38	57	3
1	17	3		0		85	90	95	28	38	57	28	95	38	57	3
1	18	1		0		77	82	86	27	37	57	28	86	37	57	3
1	18	2		0		77	82	86	27	37	57	28	86	37	57	3
1	18	3		0		77	82	86	27	37	57	28	86	37	57	3
1	19	1		0		63	67	70	25	34	57	28	70	34	57	3
1	19	2		0		63	67	70	25	34	57	28	70	34	57	3
1	19	3		0		63	67	70	25	34	57	28	70	34	57	3
1	20	1		0		42	45	47	23	31	57	28	47	31	57	3
1	20	2		0		42	45	47	23	31	57	28	47	31	57	3
1	20	3		0		42	45	47	23	31	57	28	47	31	57	3
1	21	1		0		15	16	17	23	31	45	23	17	31	45	2,99
1	21	2		0		15	16	17	23	31	45	23	17	31	45	2,99
1	21	3		0		15	16	17	23	31	45	23	17	31	45	2,99
2 - Переріз: 2.1.1. Профіль "Молодечно" 240 x 160 x 9.5 Профіль: 240 x 160 x 9.5/ ГОСТ 30245-2003 Сталь: С345/ Сортамент: Профіль прямокульний гнучий замкнутий сварной																

ГР	ЕЛ	НП	ГР	КР	Пр	нор %	СУ1 %	СZ1 %	ГУ1 %	ГZ1 %	СС %	СП %	1ГС %	2ГС %	М.С %	Дов жин а
2	1	1		0		30	0	0	11	16	0	0	30	16	0	3
2	1	2		0		30	0	0	11	16	0	0	30	16	0	3
2	1	3		0		30	0	0	11	16	0	0	30	16	0	3
2	2	1		0		54	0	0	11	16	0	0	54	16	0	3
2	2	2		0		54	0	0	11	16	0	0	54	16	0	3
2	2	3		0		54	0	0	11	16	0	0	54	16	0	3
2	3	1		0		72	0	0	11	16	0	0	72	16	0	3
2	3	2		0		72	0	0	11	16	0	0	72	16	0	3
2	3	3		0		72	0	0	11	16	0	0	72	16	0	3
2	4	1		0		84	0	0	6	8	0	0	84	8	0	1,5
2	4	2		0		84	0	0	6	8	0	0	84	8	0	1,5
2	4	3		0		84	0	0	6	8	0	0	84	8	0	1,5
2	5	1		0		84	0	0	6	8	0	0	84	8	0	1,5
2	5	2		0		84	0	0	6	8	0	0	84	8	0	1,5
2	5	3		0		84	0	0	6	8	0	0	84	8	0	1,5
2	6	1		0		87	0	0	11	16	0	0	87	16	0	3
2	6	2		0		87	0	0	11	16	0	0	87	16	0	3
2	6	3		0		87	0	0	11	16	0	0	87	16	0	3
2	7	1		0		84	0	0	6	8	0	0	84	8	0	1,5
2	7	2		0		84	0	0	6	8	0	0	84	8	0	1,5
2	7	3		0		84	0	0	6	8	0	0	84	8	0	1,5
2	8	1		0		84	0	0	6	8	0	0	84	8	0	1,5
2	8	2		0		84	0	0	6	8	0	0	84	8	0	1,5
2	8	3		0		84	0	0	6	8	0	0	84	8	0	1,5
2	9	1		0		72	0	0	11	16	0	0	72	16	0	3
2	9	2		0		72	0	0	11	16	0	0	72	16	0	3
2	9	3		0		72	0	0	11	16	0	0	72	16	0	3
2	10	1		0		54	0	0	11	16	0	0	54	16	0	3
2	10	2		0		54	0	0	11	16	0	0	54	16	0	3
2	10	3		0		54	0	0	11	16	0	0	54	16	0	3
2	11	1		0		30	0	0	11	16	0	0	30	16	0	3
2	11	2		0		30	0	0	11	16	0	0	30	16	0	3
2	11	3		0		30	0	0	11	16	0	0	30	16	0	3
3 - Переріз: 3.2.2. Профіль "Молодечно" 120 x 7 Профіль: 120 x 7/ ГОСТ 30245-2003 Сталь: С285/ Сортамент: Профили стальные гн. замкн. св. квадратные для строит.к-ций																
3	22	1		0		63	0	0	17	17	0	0	63	17	0	2,28
3	22	2		0		63	0	0	17	17	0	0	63	17	0	2,28

ГР	ЕЛ	НП	ГР	КР	Пр	нор %	СУ1 %	СZ1 %	ГУ1 %	ГZ1 %	СС %	СП %	1ГС %	2ГС %	М.С %	Дов жин а
3	22	3		0		63	0	0	17	17	0	0	63	17	0	2,28
3	23	1		0		64	72	72	37	37	27	27	72	37	27	2,32
3	23	2		0		64	72	72	37	37	27	27	72	37	27	2,32
3	23	3		0		64	72	72	37	37	27	27	72	37	27	2,32
3	40	1		0		64	72	72	37	37	27	27	72	37	27	2,32
3	40	2		0		64	72	72	37	37	27	27	72	37	27	2,32
3	40	3		0		64	72	72	37	37	27	27	72	37	27	2,32
3	41	1		0		63	0	0	17	17	0	0	63	17	0	2,28
3	41	2		0		63	0	0	17	17	0	0	63	17	0	2,28
3	41	3		0		63	0	0	17	17	0	0	63	17	0	2,28

4 - Переріз: 4.2.3. Профіль "Молодечно" 120 х 6 Профіль: 120 х 6/ ГОСТ 30245-2003 Сталь: С285/ Сортамент: Профили стальные гн. замкн. св. квадратные для строит.к-ций

4	24	1		0		57	0	0	17	17	0	0	57	17	0	2,29
4	24	2		0		57	0	0	17	17	0	0	57	17	0	2,29
4	24	3		0		57	0	0	17	17	0	0	57	17	0	2,29
4	25	1		0		57	64	64	29	29	37	37	64	29	37	2,32
4	25	2		0		57	64	64	29	29	37	37	64	29	37	2,32
4	25	3		0		57	64	64	29	29	37	37	64	29	37	2,32
4	26	1		0		42	0	0	17	17	0	0	42	17	0	2,29
4	26	2		0		42	0	0	17	17	0	0	42	17	0	2,29
4	26	3		0		42	0	0	17	17	0	0	42	17	0	2,29
4	27	1		0		42	47	47	28	28	37	37	47	28	37	2,32
4	27	2		0		42	47	47	28	28	37	37	47	28	37	2,32
4	27	3		0		42	47	47	28	28	37	37	47	28	37	2,32
4	28	1		0		25	0	0	17	17	0	0	25	17	0	2,29
4	28	2		0		25	0	0	17	17	0	0	25	17	0	2,29
4	28	3		0		25	0	0	17	17	0	0	25	17	0	2,29
4	29	1		0		31	34	34	28	28	37	37	34	28	37	2,32
4	29	2		0		31	34	34	28	28	37	37	34	28	37	2,32
4	29	3		0		31	34	34	28	28	37	37	34	28	37	2,32
4	34	1		0		31	34	34	28	28	37	37	34	28	37	2,32
4	34	2		0		31	34	34	28	28	37	37	34	28	37	2,32
4	34	3		0		31	34	34	28	28	37	37	34	28	37	2,32
4	35	1		0		25	0	0	17	17	0	0	25	17	0	2,29
4	35	2		0		25	0	0	17	17	0	0	25	17	0	2,29
4	35	3		0		25	0	0	17	17	0	0	25	17	0	2,29
4	36	1		0		42	47	47	28	28	37	37	47	28	37	2,32

ГР	ЕЛ	НП	ГР	КР	Пр	нор %	СУ1 %	СZ1 %	ГУ1 %	ГZ1 %	СС %	СП %	1ГС %	2ГС %	М.С %	Дов жин а
4	36	2		0		42	47	47	28	28	37	37	47	28	37	2,32
4	36	3		0		42	47	47	28	28	37	37	47	28	37	2,32
4	37	1		0		42	0	0	17	17	0	0	42	17	0	2,29
4	37	2		0		42	0	0	17	17	0	0	42	17	0	2,29
4	37	3		0		42	0	0	17	17	0	0	42	17	0	2,29
4	38	1		0		57	64	64	29	29	37	37	64	29	37	2,32
4	38	2		0		57	64	64	29	29	37	37	64	29	37	2,32
4	38	3		0		57	64	64	29	29	37	37	64	29	37	2,32
4	39	1		0		57	0	0	17	17	0	0	57	17	0	2,29
4	39	2		0		57	0	0	17	17	0	0	57	17	0	2,29
4	39	3		0		57	0	0	17	17	0	0	57	17	0	2,29
5 - Переріз: 5.3.3. Профіль "Молодечно" 100 х 3 Профіль: 100 х 3/ ГОСТ 30245-2003 Сталь: С255/ Сортамент: Профили стальные гн. замкн. св. квадратные для строит.к-ций																
5	30	1		0		21	0	0	19	19	0	0	21	19	0	2,29
5	30	2		0		21	0	0	19	19	0	0	21	19	0	2,29
5	30	3		0		21	0	0	19	19	0	0	21	19	0	2,29
5	31	1		0		21	24	24	32	32	53	53	24	32	53	2,29
5	31	2		0		21	24	24	32	32	53	53	24	32	53	2,29
5	31	3		0		21	24	24	32	32	53	53	24	32	53	2,29
5	32	1		0		21	24	24	32	32	53	53	24	32	53	2,29
5	32	2		0		21	24	24	32	32	53	53	24	32	53	2,29
5	32	3		0		21	24	24	32	32	53	53	24	32	53	2,29
5	33	1		0		21	0	0	19	19	0	0	21	19	0	2,29
5	33	2		0		21	0	0	19	19	0	0	21	19	0	2,29
5	33	3		0		21	0	0	19	19	0	0	21	19	0	2,29
6 - Переріз: 6.2.3. Профіль "Молодечно" 80 х 3 Профіль: 80 х 3/ ГОСТ 30245-2003 Сталь: С285/ Сортамент: Профили стальные гн. замкн. св. квадратные для строит.к-ций																
6	42	1		0		23	0	0	18	18	0	0	23	18	0	1,73
6	42	2		0		23	0	0	18	18	0	0	23	18	0	1,73
6	42	3		0		23	0	0	18	18	0	0	23	18	0	1,73
6	43	1		0		23	0	0	18	18	0	0	23	18	0	1,73
6	43	2		0		23	0	0	18	18	0	0	23	18	0	1,73
6	43	3		0		23	0	0	18	18	0	0	23	18	0	1,73

Отже, за результатами перевірки, переріз стержнів ферми підбрано правильно.

** ПЕРЕВІРКА ЖОРСТКОСТІ ФЕРМИ

Для того щоб забезпечити необхідний нахил поверхні покрівлі під час експлуатації будівлі, потрібно задати будівельний підйом, який би при визначеному прогині забезпечить нахил 1,5% (рис. Д.21).

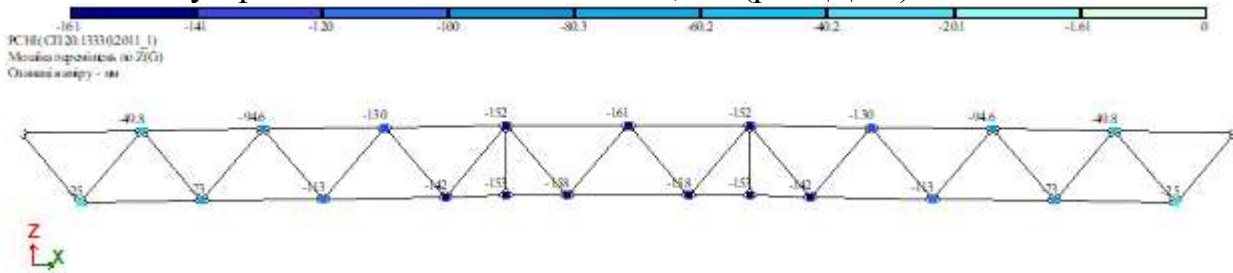


Рис. Д.21. Прогин ферми по осі Z, мм

Нахил задається для крайніх відправних елементів ферми, тому будівельний підйом будемо визначати в місці стику крайнього і центрального відправного елементів.

Прогин в місці стику $f = 15,22$ см (рис. Д.21).

Усереднене значення коефіцієнта надійності за навантаженням:

$$\gamma_f = \frac{q + S}{q^H + S_0} = \frac{1,92 + \frac{0,88 + 0,997}{2}}{1,625 + 0,88} = 1,141$$

де q і S – розрахункові значення навантаження на 1 м^2 покрівлі;
 q^H і S_0 – нормативні значення навантаження на 1 м^2 покрівлі.

$$f_{\Pi} = \frac{f}{\gamma_f} \cdot \frac{q^H + 0,7 \cdot S_0}{q^H + S_0} = \frac{15,22}{1,141} \cdot \frac{1,625 + 0,7 \cdot 0,88}{1,625 + 0,88} = 11,93 \text{ см}$$

$$f_{\Pi} = 11,93 \text{ см} < [f] = \frac{l}{250} = \frac{3000}{250} = 12 \text{ см}$$

де, f_{Π} – прогин від нормативного навантаження;

$[f]$ – вертикальний граничний прогин ферми.

Умова виконується, жорсткість забезпечена.

Визначимо мінімально допустимий будівельний підйом:

$$[f_0] = \frac{f}{\gamma_f} + \frac{l_1}{200} = \frac{15,22}{1,141} + \frac{1200}{200} = 19,34 \text{ см}$$

Будівельний підйом при потрібному ухилі $i = 1,5\%$:

$$f_0 = l_1 \cdot \frac{i}{100} = 1200 \cdot \frac{1,5}{100} = 18 \text{ см} < [f_0] = 19,34 \text{ см}$$

Будівельний підйом недостатній, збільшимо його до 19,5 см.

** ПРОЕКТУВАННЯ ВУЗЛІВ ФЕРМИ

Перевірку вузлів ферми виконуємо в програмному пакеті ЛИРА-САПР (рис. Д.22 – Д. 27).

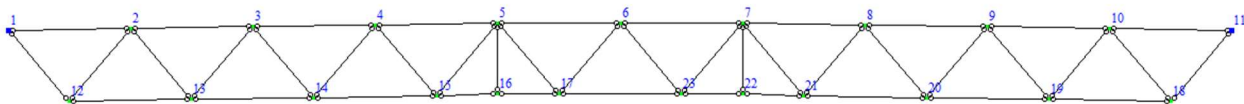
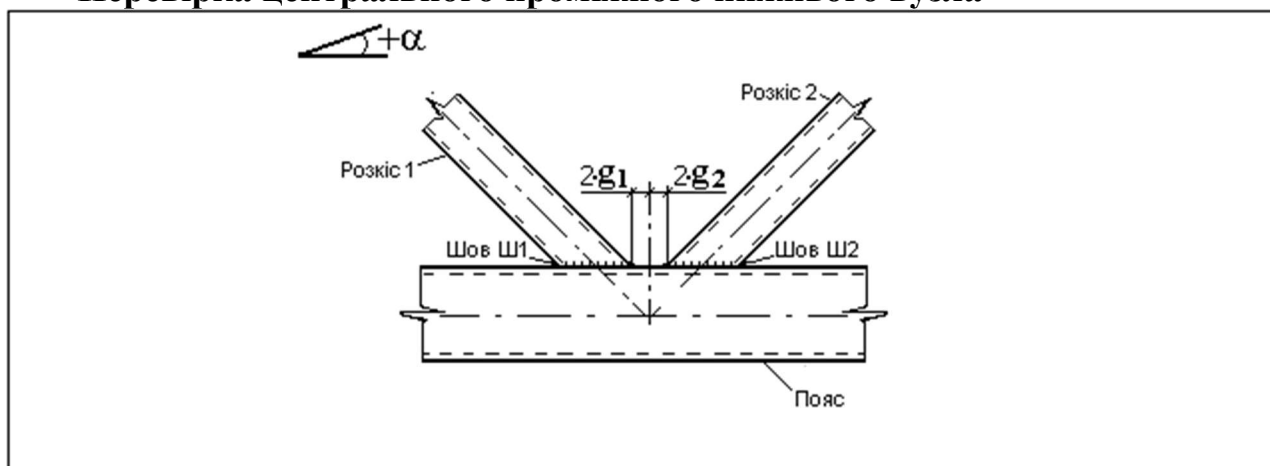


Рис. Д.22. Нумерація вузлів ферми

Перевірка центрального проміжного нижнього вузла



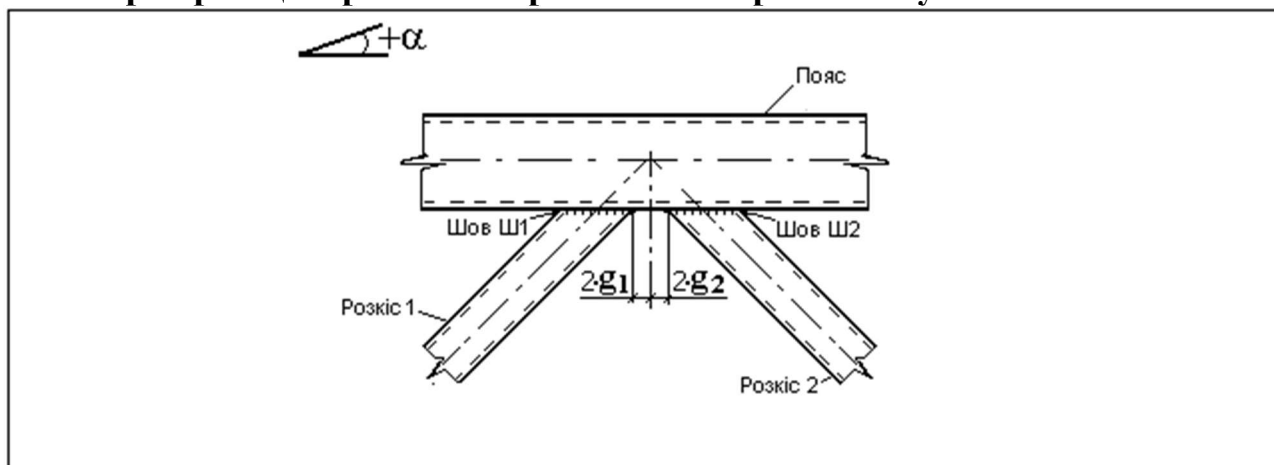
Вузол 17 : Вихідні дані

Елемент вузла	Властивість	Значення	Одиниці виміру
Пояс	Профіль	Гн.0240 x 160 x 9.5;ГОСТ 30245-2003	--
	Сталь	C345;	--
Розкіс 1	Профіль	Гн. []100 x 3;ГОСТ 30245-2003	--
	Сталь	C255;	--
Розкіс 2	Профіль	Гн. []100 x 3;ГОСТ 30245-2003	--
	Сталь	C255;	--
Шов Ш1	Матеріал	Марка дроту: Св-08	--
Шов Ш2	Матеріал	Марка дроту: Св-08	--

Параметр	Властивість	Значення	Відсоток використання, %	Внутрішні зусилля				
				N, кН	M _y , кНм	Q _z , кН	M _z , кНм	Q _y , кН
Пояс	Товщина t	1.0 см	15.1	1926.876*	0.000*	0.462	0.000	0.000
	Довжина	300.0 см						
Розкіс 1	Товщина t	0.3 см	21.7	57.822*	0.000*	-0.066	0.000	0.000
	Довжина	228.6 см						
Розкіс 2	Товщина t	0.3 см	25.6	-56.789*	0.000*	0.066	0.000	0.000
	Довжина	228.6 см						
Шов Ш1	Катет	0.4 см	35.4	57.822*	0.000*	-0.066	0.000	0.000
	Довжина	40.0 см						
Шов Ш2	Катет	0.4 см	34.7	-56.789*	0.000*	0.066	0.000	0.000
	Довжина	40.0 см						
Знаходити довжини швів (для труб)	--	Так	--	--	--	--	--	--
Розмір g1	--	1.9 см	--	--	--	--	--	--
Розмір g2	--	1.9 см	--	--	--	--	--	--
Пояс: кут нахилу, °	--	0	--	--	--	--	--	--
Розкіс1: кут нахилу, °	--	131	--	--	--	--	--	--
Розкіс2: кут нахилу, °	--	49	--	--	--	--	--	--

Рис. Д.23. Результати перевірки нижнього центрального проміжного вузла

Перевірка центрального проміжного верхнього вузла



Вузол 6 : Вихідні дані

Елемент вузла	Властивість	Значення	Одиниці виміру
Пояс	Профіль	Гн.0240 x 160 x 9.5;ГОСТ 30245-2003	--
	Сталь	C345;	--
Розкіс 1	Профіль	Гн. []100 x 3;ГОСТ 30245-2003	--
	Сталь	C255;	--
Розкіс 2	Профіль	Гн. []100 x 3;ГОСТ 30245-2003	--
	Сталь	C255;	--
Шов Ш1	Матеріал	Марка дроту: Св-08	--
Шов Ш2	Матеріал	Марка дроту: Св-08	--

Параметр	Властивість	Значення	Відсоток використання, %	Внутрішні зусилля					
				N, кН	My, кНм	Qz, кН	Mz, кНм	Qy, кН	
Пояс	Товщина t	1.0 см	15.0	-	1889.662*	0.000*	-0.536	0.000	0.000
	Довжина	300.0 см							
Розкіс 1	Товщина t	0.3 см	25.5	-56.637*	0.000*	-0.066	0.000	0.000	
	Довжина	228.6 см							
Розкіс 2	Товщина t	0.3 см	25.5	-56.637*	0.000*	0.066	0.000	0.000	
	Довжина	228.6 см							
Шов Ш1	Катет	0.4 см	34.6	-56.637*	0.000*	-0.066	0.000	0.000	
	Довжина	40.0 см							
Шов Ш2	Катет	0.4 см	34.6	-56.637*	0.000*	0.066	0.000	0.000	
	Довжина	40.0 см							
Знаходити довжини швів (для труб)	--	Так	--	--	--	--	--	--	
Розмір g1	--	1.9 см	--	--	--	--	--	--	
Розмір g2	--	1.9 см	--	--	--	--	--	--	
Пояс: кут нахилу, °	--	0	--	--	--	--	--	--	
Розкіс1: кут нахилу, °	--	-131	--	--	--	--	--	--	
Розкіс2: кут нахилу, °	--	-49	--	--	--	--	--	--	

Рис. Д.24. Результати перевірки верхнього центрального проміжного вузла

Перевірка крайнього проміжного нижнього вузла

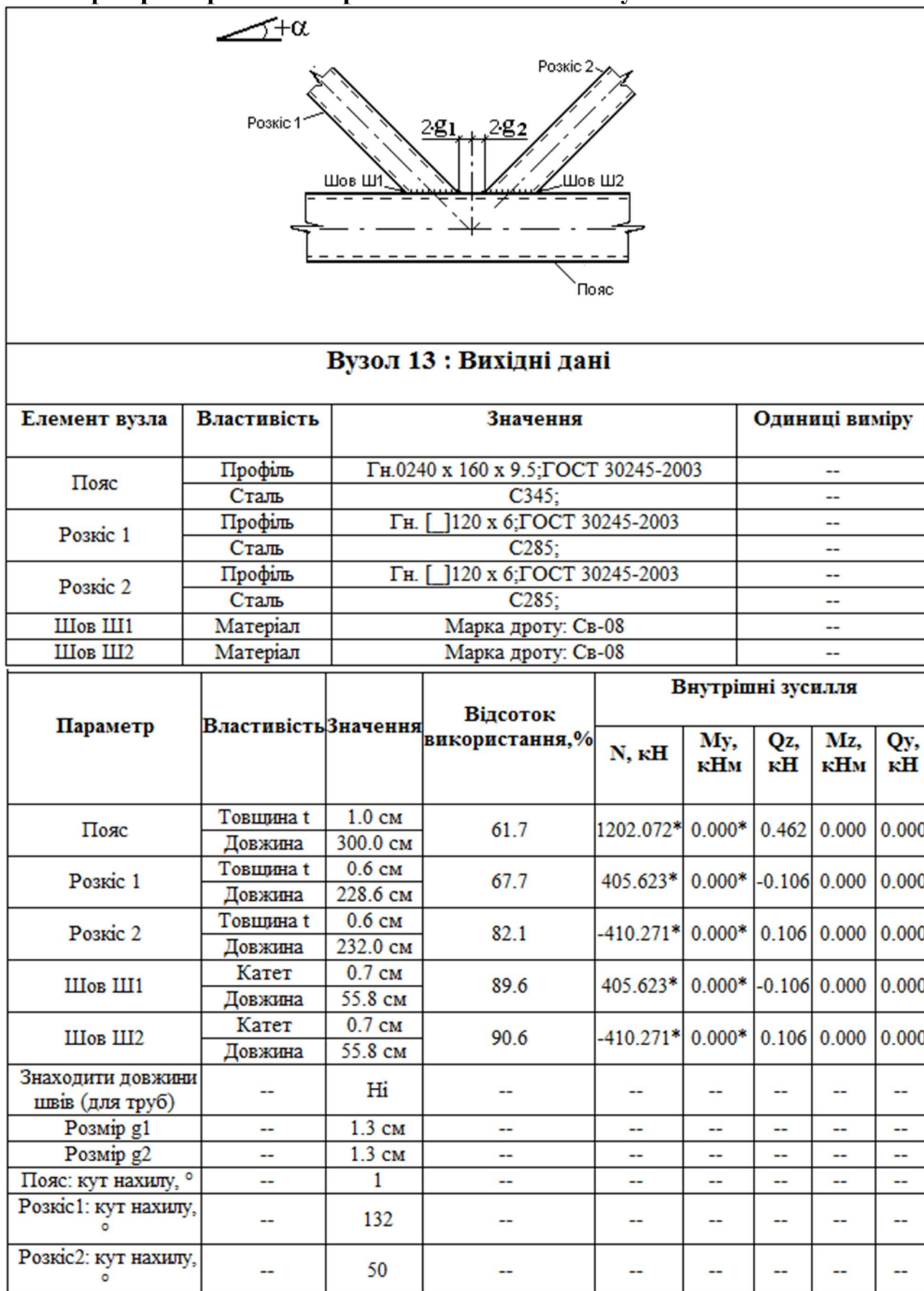
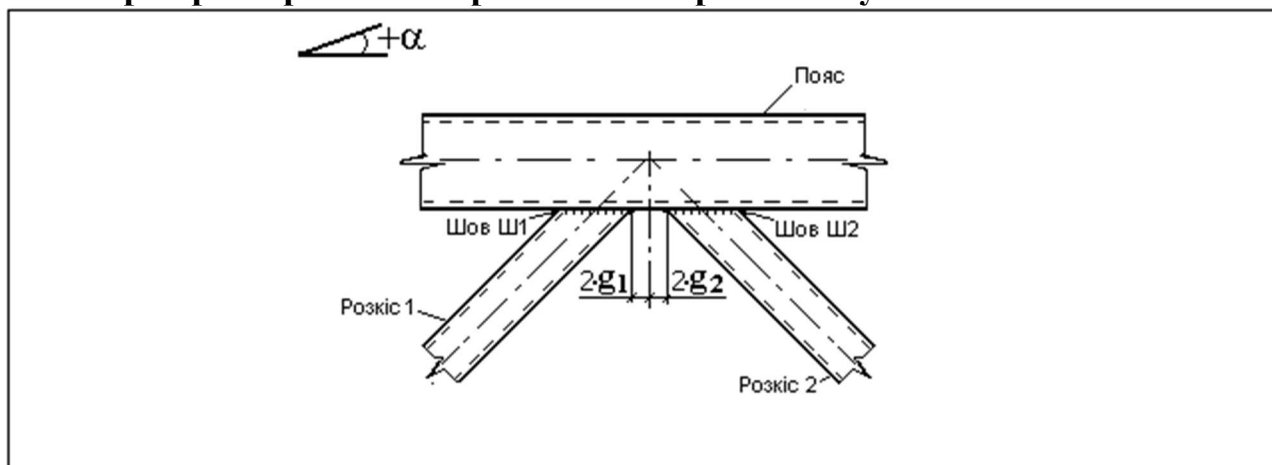


Рис. Д.25. Результати перевірки нижнього крайнього проміжного вузла

Перевірка крайнього проміжного верхнього вузла



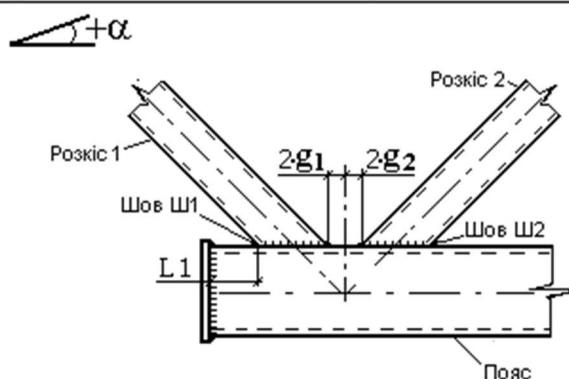
Вузол 2 : Вихідні дані

Елемент вузла	Властивість	Значення	Одиниці виміру
Пояс	Профіль	Гн.0240 x 160 x 9.5;ГОСТ 30245-2003	--
	Сталь	C345;	--
Розкіс 1	Профіль	Гн. []120 x 7;ГОСТ 30245-2003	--
	Сталь	C285;	--
Розкіс 2	Профіль	Гн. []120 x 6;ГОСТ 30245-2003	--
	Сталь	C285;	--
Шов Ш1	Матеріал	Марка дроту: Св-08	--
Шов Ш2	Матеріал	Марка дроту: Св-08	--

Параметр	Властивість	Значення	Відсоток використання, %	Внутрішні зусилля				
				N, кН	M _y , кНм	Q _z , кН	M _z , кНм	Q _y , кН
Пояс	Товщина t	1.0 см	78.2	-	0.000*	0.536	0.000	0.000
	Довжина	300.0 см		936.890*				
Розкіс 1	Товщина t	0.7 см	91.8	-	0.000*	-0.153	0.000	0.000
	Довжина	232.0 см		520.177*				
Розкіс 2	Товщина t	0.6 см	67.7	405.867*	0.000*	0.106	0.000	0.000
	Довжина	228.6 см						
Шов Ш1	Катет	0.8 см	99.4	-	0.000*	-0.153	0.000	0.000
	Довжина	55.8 см		520.177*				
Шов Ш2	Катет	0.7 см	89.6	405.867*	0.000*	0.106	0.000	0.000
	Довжина	55.8 см						
Знаходити довжини швів (для труб)	--	Ні	--	--	--	--	--	--
Розмір g1	--	1.3 см	--	--	--	--	--	--
Розмір g2	--	1.3 см	--	--	--	--	--	--
Пояс: кут нахилу, °	--	1	--	--	--	--	--	--
Розкіс1: кут нахилу, °	--	-130	--	--	--	--	--	--
Розкіс2: кут нахилу, °	--	-48	--	--	--	--	--	--

Рис. Д.26. Результати перевірки верхнього крайнього проміжного вузла

Перевірка крайнього нижнього вузла



Вузол 12 : Вихідні дані

Елемент вузла	Властивість	Значення	Одиниці виміру
Пояс	Профіль	Гн.0240 x 160 x 9.5;ГОСТ 30245-2003	--
	Сталь	C345;	--
Розкіс 1	Профіль	Гн. []120 x 7;ГОСТ 30245-2003	--
	Сталь	C285;	--
Розкіс 2	Профіль	Гн. []120 x 7;ГОСТ 30245-2003	--
	Сталь	C285;	--
Шов Ш1	Матеріал	Марка дроту: Св-08	--
Шов Ш2	Матеріал	Марка дроту: Св-08	--
Пластина 1	Сталь	ВСтЗкп2	--
	Товщина	1.00	см

Параметр	Властивість	Значення	Відсоток використання, %	Внутрішні зусилля				
				N, кН	My, кНм	Qz, кН	Mz, кНм	Qy, кН
Пояс	Товщина t	1.0 см	78.2	670.603*	0.000*	0.462	0.000	0.000
	Довжина	300.0 см						
Розкіс 1	Товщина t	0.7 см	75.3	511.741*	0.000*	-0.151	0.000	0.000
	Довжина	227.7 см						
Розкіс 2	Товщина t	0.7 см	91.9	520.537*	0.000*	0.153	0.000	0.000
	Довжина	232.0 см						
Шов Ш1	Катет	0.8 см	98.3	511.741*	0.000*	-0.151	0.000	0.000
	Довжина	55.8 см						
Шов Ш2	Катет	0.8 см	100.0	520.537*	0.000*	0.153	0.000	0.000
	Довжина	55.8 см						
Знаходити довжини швів (для труб)	--	Ні	--	--	--	--	--	--
Розмір g1	--	1.3 см	--	--	--	--	--	--
Розмір g2	--	1.3 см	--	--	--	--	--	--
Розмір L1	--	10.0 см	--	--	--	--	--	--
Пояс: кут нахилу, °	--	1	--	--	--	--	--	--
Розкіс1: кут нахилу, °	--	132	--	--	--	--	--	--
Розкіс2: кут нахилу, °	--	50	--	--	--	--	--	--

Рис. Д.27. Результати перевірки нижнього крайнього вузла

* ПРОЕКТУВАННЯ ОПОРНОГО ВУЗЛА

Відповідно до заданих раніше характеристик спільної роботи ферми і колони, вузол обпирання виконується шарнірним. Для з'єднання верхнього поясу до колони, конструктивно приймаємо 4 високоміцних болти М20 марки 40Х «селект».

Опорні ребра і фланці – сталь С255, нормативний опір – $R_{yn} = 245 \text{ МПа}$, $R_{un} = 370 \text{ МПа}$, розрахунковий опір – $R_y = 240 \text{ МПа}$, $R_u = 360 \text{ МПа}$, при товщині 10-20 мм.

$$R_{wz} = 0,45 \cdot R_{un} = 166,5 \text{ МПа}.$$

Зварювання напівавтоматичне $d < 1,4 \text{ мм}$, марка дроту Св-08, $R_{wun} = 410 \text{ МПа}$, $R_{wf} = 180 \text{ МПа}$, $\gamma_{wf} = 1$, $\gamma_{wz} = 1$, $\gamma_c = 1$, $\beta_f = 0,7$, $\beta_z = 1,05$.

З допомогою ЛИРА-САПР визначаємо реакцію опори в опорному вузлу $R_A = 393,65 \text{ кН}$.

Призначаємо розміри поперечного опорного ребра відповідно до умови мінімальної відстані болта до кромки елемента:

$$a_{min} = 1,5 \cdot d = 1,5 \cdot 21 = 31,5 \text{ мм}$$

Приймаємо $a = 35 \text{ мм}$.

Тоді його ширина і висота:

$$b_r = D + 4 \cdot a_{min} = 160 + 4 \cdot 35 = 300 \text{ мм}$$

$$h_r = D_b + 4 \cdot a_{min} = 240 + 4 \cdot 35 = 380 \text{ мм}$$

Товщина опорного ребра:

$$t_r \geq \frac{R_A}{b_r \cdot R_u \cdot \gamma_c} = \frac{393,65 \cdot 10}{30 \cdot 360 \cdot 1} = 0,4 \text{ см}$$

Приймаємо $t_r = 9 \text{ мм}$.

Потрібна довжина зварного шва, поздовжнього опорного ребра, яке з'єднує ферму і колону:

$$l_w = \frac{R_A}{n \cdot k_f \cdot \beta_z \cdot R_{wz} \cdot \gamma_c} + 2 \text{ см} = \frac{393,65 \cdot 10}{2 \cdot 0,5 \cdot 1,05 \cdot 166,5 \cdot 1} + 2 = 24,52 \text{ см}$$

При цьому повинна виконуватись наступна умова:

$$l_w = 24,52 \text{ см} < 85 \cdot \beta_f \cdot k_f = 85 \cdot 0,7 \cdot 0,5 = 29,75 \text{ см}$$

$$k_f = 0,5 \text{ см} < 1,2 \cdot t_{min} = 1,2 \cdot 0,9 = 1,08 \text{ см}$$

Висоту поздовжнього опорного ребра призначаємо відповідно до висоти поперечного ребра $h_r = 380 \text{ мм}$, $b_r = 300 \text{ мм}$ і товщину $t_r = 9 \text{ мм}$.

Оскільки товщина ребра визначалась з умови зминання, то його перевірку виконувати не потрібно.

Оголовок колони.

Плиту оголовка призначаємо товщиною $t_{pl} = 20 \text{ мм}$.

Необхідна товщина ребра з умови зминання:

$$t_{sr} = \frac{R_A}{l_{ef} \cdot R_p \cdot \gamma_c} = \frac{393,65}{34 \cdot 36 \cdot 1} = 0,32 \text{ см}$$

де, $l_{ef} = b_r + 2 \cdot t_{pl} = 30 + 2 \cdot 2 = 34 \text{ см}$

Приймаємо $t_{sr} = 8 \text{ мм}$.

Ширину опорних ребер, приймаємо так, щоб їх сумарна ширина була не меншаюю:

$$2 \cdot b_{sr} > \frac{b_r}{2} + t_{pl} - \frac{t_w}{2} = \frac{30}{2} + 2 - \frac{1,5}{2} = 16,25 \text{ см}$$

Приймаємо $b_{sr} = 10 \text{ см} > \frac{16,25}{2} = 8,125 \text{ см}$.

Для забезпечення місцевої стійкості повинна виконуватись наступна умова:

$$t_{sr} = 8 \text{ мм} > \frac{b_{sr}}{0,5 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}} = \frac{100}{0,5 \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{24}}} = 6,83 \text{ мм}$$

Приймаємо ребро із смуги перетином $100 \times 8 \text{ мм}$.

Довжину ребер оголовка призначаємо з умови міцності зварних швів, що передають навантаження на стрижень колони.

Приймаємо товщину зварного шва з умови $k_{f,max} = 1,2 \cdot t_{min} = 1,2 \cdot 0,8 = 0,96 \text{ см}$, приймаємо $k_f = 0,5 \text{ см}$.

$$h_{sr} = \frac{R_A}{n \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \beta_f \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} + 1 = \frac{393,65}{4 \cdot 0,5 \cdot 18 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot 1} + 1 = 16,62 \text{ см}$$

де, n – кількість зварних швів, що прикріплюють ребра до стрижня колони.

При цьому повинна виконуватись умова:

$$h_{sr} = 20 \text{ см} < 85 \cdot \beta_f \cdot k_f = 85 \cdot 0,7 \cdot 0,5 = 29,75 \text{ см}$$

Перевіримо міцність ребра на зріз:

$$\frac{R_A}{n_s \cdot h_{sr} \cdot t_{sr}} = \frac{393,65}{2 \cdot 20 \cdot 0,8} = 12,3 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < 0,58 \cdot R_y \cdot \gamma_c = 13,92 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

* РОЗРАХУНОК МОНТАЖНИХ СТИКІВ

Для зручності перевезення ферми її проектують з відправних частин (рис. Д.2), які потім на будівельному майданчику з'єднуються з допомогою монтажних стиків.

Верхній монтажний стик.

Монтажний стик працює на стиск. Фланці приймаємо товщиною 16 мм з сталі марки С255. Для цього з'єднання призначаємо чотири високоміцних болта М20 марки 40Х «селект». Діаметр отворів під болти 21 мм.

Болти потрібно розміщувати так, щоб виконувались конструктивні вимоги щодо розташування.

Отже відстань між центрами отворів для болтів:

- мінімальна:

$$a_{1,min} = 2 \cdot d = 2 \cdot 21 = 42 \text{ мм};$$

- максимальна:

$$a_{1,max} = 8 \cdot d = 8 \cdot 21 = 168 \text{ мм};$$

$$a_{1,max} = 12 \cdot t = 12 \cdot 16 = 192 \text{ мм}.$$

Відстань від центра отвору для болта до краю елемента:

- мінімальна:

$$a_{2,min} = 1,5 \cdot d = 1,5 \cdot 21 = 32 \text{ мм};$$

- максимальна:

$$a_{2,max} = 4 \cdot d = 4 \cdot 21 = 84 \text{ мм};$$
$$a_{2,max} = 8 \cdot t = 8 \cdot 16 = 128 \text{ мм}.$$

Для недопущення зсуву в фланцевому з'єднанні повинна виконуватись умова:

$$\frac{Q}{\mu \cdot N_{ст}} \leq 1$$

де Q – поперечна сила на грані стержня;

$N_{ст}$ – зусилля стикового з'єднання;

μ – коефіцієнт тертя поверхні фланців.

$$N_{ст} = |N_{ВП} + N_p \cdot \cos \alpha| = |-1\,083,7 - 138,1 \cdot \cos 49^\circ| = 1\,174,3 \text{ кН}$$

$$\frac{Q}{\mu \cdot N_{ст}} = \frac{57,9}{0,25 \cdot 1\,174,3} = 0,197 < 1$$

Умова виконується.

Виконуємо перевірку кутових зварних швів. Вид зварки і марка зварного дроту такі ж, як і для вузлів ферми.

Для верхнього поясу в місці виконання монтажного стику, розрахунок зварного з'єднання здійснюється по металу границі сплавлення.

Провіряємо міцність зварного шва:

$$\frac{N_{ст}}{l_w \cdot k_f \cdot \beta_z \cdot R_{wz} \cdot \gamma_c} = \frac{1\,174,3}{79 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 16,65 \cdot 1} = 0,95 < 1$$

де $l_w = 2 \cdot (D_b + D) - 1 \text{ см} = 2 \cdot (24 + 16) - 1 = 79 \text{ см}$.

Міцність шва забезпечена.

Нижній монтажний стик.

Зусилля розтягу в нижньому поясі біля монтажного стику $N_{НП} = 1\,173,3 \text{ кН}$.

Матеріал фланців – сталь марки $C390$, $R_y = 380 \text{ МПа}$, товщина фланців $t_{fl} = 25 \text{ мм}$.

З'єднання виконується на високоміцних болтах марки 40Х «селект».

Для болтів які працюють спільно, розрахунковий опір на розтяг (при діаметрі 16-24 мм) – $R_{bh} = 770 \text{ МПа}$.

При розрахунку фланцевого з'єднання використовуємо 8 болтів. Визначимо площу поперечного перерізу одного болта:

$$A_{bh} = \frac{N_{НП}}{n \cdot k_2 \cdot R_{bh}} = \frac{1\,173,3}{8 \cdot 0,85 \cdot 77} = 2,24 \text{ см}^2$$

Приймаємо 8 болтів М20, марки 40Х «селект», з площею поперечного перерізу $A_{bh} = 2,45 \text{ см}^2$.

Кількість ребер жорсткості в монтажному стику $n_p = 4$. Необхідна довжина ребер:

$$l_p = 1,5 \cdot D_b = 1,5 \cdot 240 = 360 \text{ мм}$$

Відстань між центрами отворів для болтів:

- Мінімальна:

$$a_{1,min} = 2 \cdot d = 2 \cdot 21 = 42 \text{ мм};$$

- Максимальна:

$$a_{1,max} = 8 \cdot d = 8 \cdot 21 = 168 \text{ мм.}$$

Відстань від центра отвору для болта до краю елемента:

- Мінімальна:

$$a_{2,min} = 1,5 \cdot d = 1,5 \cdot 21 = 32 \text{ мм;}$$

- Максимальна:

$$a_{2,max} = 4 \cdot d = 4 \cdot 21 = 84 \text{ мм.}$$

Приймаємо $a_1 = 45 \text{ мм}$, $a_2 = 35 \text{ мм}$,

Розміри фланця визначаються з умови розташування болтів:

$$h_{fl} = D_b + 4 \cdot a_2 = 240 + 4 \cdot 35 = 380 \text{ мм}$$

$$h_{fl} = 380 \text{ мм} > a_1 + 2 \cdot a_2 = 45 + 2 \cdot 35 = 115 \text{ мм}$$

$$b_{fl} = D + 4 \cdot a_2 = 160 + 4 \cdot 35 = 300 \text{ мм}$$

$$b_{fl} = 300 \text{ мм} > a_1 + 2 \cdot a_2 = 45 + 2 \cdot 35 = 115 \text{ мм}$$

Перевіряємо фланцеве з'єднання на зсув. Дотичні зусилля в замкнутому перерізі:

$$V = 0,1 \cdot R_{bh} \cdot A_{bh} = 0,1 \cdot 77 \cdot 2,45 = 18,86 \text{ кН}$$

Умовна поперечна сила:

$$Q_{ef} = 0,1 \cdot \mu \cdot N_{HP} = 0,1 \cdot 0,25 \cdot 1\,173,3 = 29,33 \text{ кН}$$

Перевірка виконується за формулою:

$$\frac{Q_{ef}}{\mu \cdot n \cdot V} = \frac{29,33}{0,25 \cdot 8 \cdot 18,86} = 0,78 < 1$$

Умова виконується.

Виконуємо розрахунок зварних швів.

Перевіряємо міцність зварного шва:

- по металу шва

$$\frac{N_{HP}}{(k_f + 0,2 \text{ см}) \cdot l_w \cdot \beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} = \frac{1\,173,3}{(1 + 0,2) \cdot 147 \cdot 0,7 \cdot 18 \cdot 1} = 0,53 < 1$$

$$\text{де } l_w = 2 \cdot (D_b + D) + 2 \cdot n_p \cdot a_p - n_p \cdot t_p - 1 \text{ см} = 2 \cdot (24 + 16) + 2 \cdot 4 \cdot 9 - 4 \cdot 1 - 1 = 147 \text{ см}$$

- по металу границі сплавлення:

$$\frac{N_{HP}}{k_f \cdot l_w \cdot \beta_z \cdot R_{wz} \cdot \gamma_c} = \frac{1\,173,3}{1 \cdot 147 \cdot 1,05 \cdot 16,65 \cdot 1} = 0,46 < 1$$

- по металу границі сплавлення з фланцем в напрямку товщини прокату

$$\frac{N_{HP}}{(k_f + 0,14 \text{ см}) \cdot l_w \cdot R_{th} \cdot \gamma_c} = \frac{1\,173,3}{(1 + 0,14) \cdot 147 \cdot 18,57 \cdot 1} = 0,38 < 1$$

де, R_{th} – розрахунковий опір сталі розтягу в напрямку товщини прокату.

$$R_{th} = 0,5 \cdot \frac{R_{yn}}{\gamma_m} = 0,5 \cdot \frac{390}{1,05} = 185,7 \text{ МПа}$$

Міцність зварних швів і монтажних стиків забезпечена.

7. ПРОЕКТУВАННЯ ПОЗАЦЕНТРОВО-СТИСНУТИХ КОЛОН.

7.1. Розрахункові довжини колон

Перевірку міцності та стійкості колон виконують за методикою розрахунку позацентрово-стиснутих елементів за зусиллями, визначеними при статичному розрахунку каркаса. Незалежно від конструктивного рішення колон для розрахунку їх на стійкість необхідно знати їхню розрахункову довжину.

Розрахункова довжина колон сталого за довжиною поперечного перерізу або окремих ділянок сталого перерізу ступінчастих колон визначається за формулою

$$l_{ef} = \mu l, \quad (7.1)$$

де l - геометрична довжина колони або ділянки сталого перерізу; μ – коефіцієнти для розрахункової довжини, що обчислюється залежно від умов закріплення кінців колони, кількості прольотів будівлі та характеру навантаження.

Розрахункові довжини колон визначають з розрахунку на стійкість рами в цілому, проте при визначенні розрахункових довжин колон вводять ряд припущень, спрямованих на зменшення трудомісткості розрахунків. Так, вважають, що рама завантажена тільки силами, зосередженими в її вузлах (рис. 7.1); визначають розрахункові довжини колон для сполучення навантажень, що дають найбільші значення поздовжніх зусиль на окремих ділянках колон, і отримані значення використовують для інших сполучень навантажень.

В однопролітних рамах обидві колони вважаються завантаженими критичними силами і втрачають стійкість одночасно, а тому верхній кінець таких колон при втраті стійкості вільно переміщується. Це дозволяє в однопролітних будівлях за розрахункову схему прийняти стержень, защемлений знизу і з вільним верхнім кінцем при шарнірному приєднанні ригеля до колони (рис. 7.1, а) і закріпленням тільки від повороту при жорсткому приєднанні ригеля до колони (рис. 7.1, в).

Для одноступінчастих колон при визначенні коефіцієнтів розрахункової довжини для нижньої частини колони l_{ef1} і верхньої частини колони l_{ef2} робиться припущення, що обидві частини колони втрачають стійкість одночасно при параметричному збільшенні в них зусиль. Це означає, що

$$\frac{N_{1,cr}}{N_{2,cr}} = \frac{N_1}{N_2} = \frac{F_1 + F_2}{F_2} = \beta \quad (7.2)$$

За формулою Ейлера (при пружній роботі сталі) критичні зусилля визначаються за залежністю:

$$N_{1,cr} = \frac{\pi^2 EI_1}{(\mu_1 l_1)^2}; \quad N_{2,cr} = \frac{\pi^2 EI_2}{(\mu_2 l_2)^2}, \quad (7.3)$$

де I_1, I_2 - моменти інерції нижньої і верхньої частини колони відповідно; l_1, l_2 - геометричні довжини нижньої і верхньої частин колони відповідно; $N_1 = F_1 + F_2$ - розрахункове максимальне поздовжнє зусилля в нижній частині колони; N_2 - поздовжнє зусилля у верхній частині колони, що визначається при тих самих навантаженнях, що й N_1 (рис. 7.1, д).

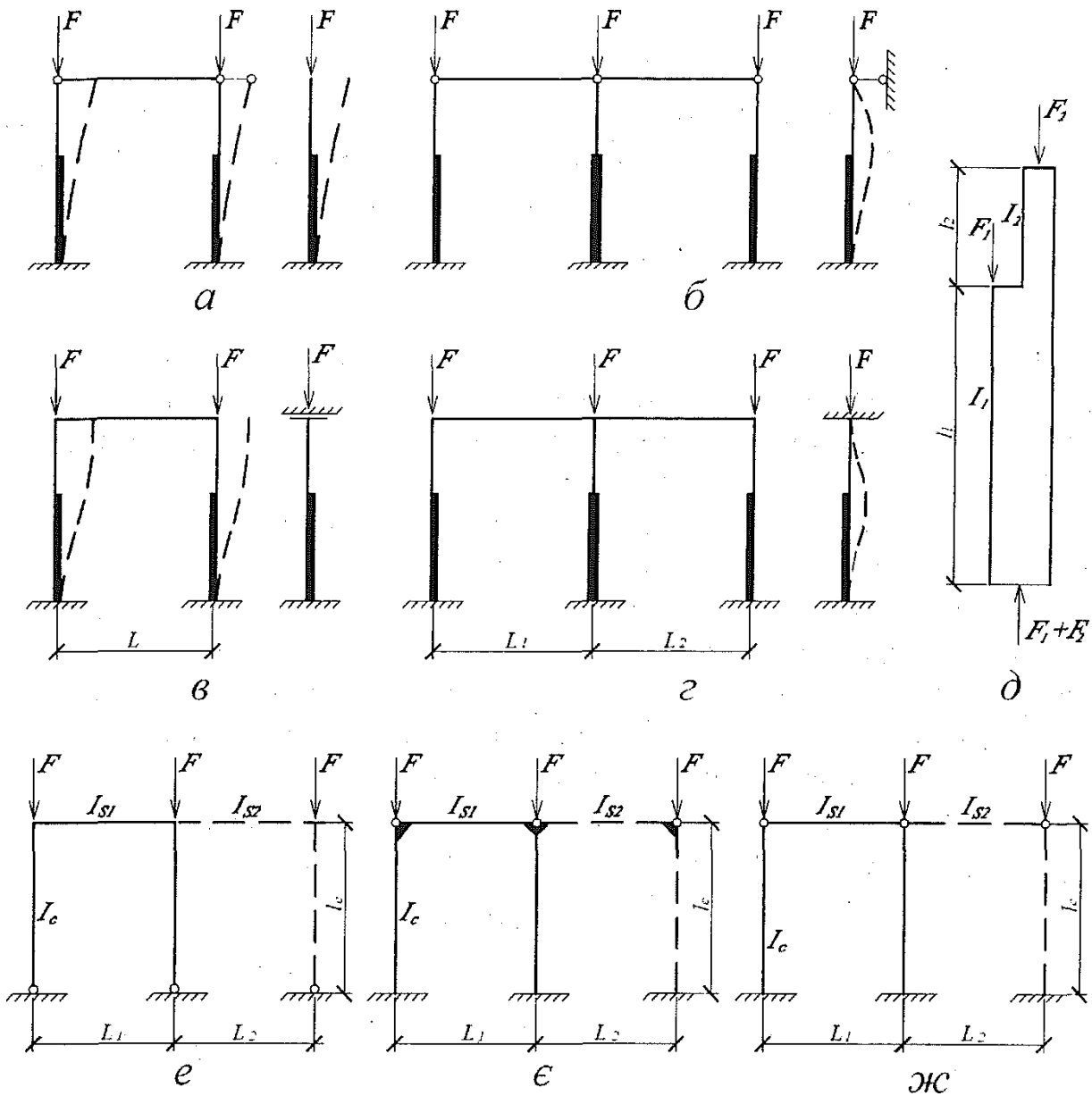


Рис 7.1. До визначення розрахункової довжини колони в площині рами: *a*, *в-в* однопролітних рамах із ступінчастими колонами; *б*, *г* - те саме, в багатопрлітних рамах; *д* - схема колони і позначення; *е*, *е*, *Ж* - у рамних системах із колонами сталого перерізу

Останнє припущення дозволяє, підставивши $N_{1,cr}$ і $N_{2,cr}$ в (7.2), визначити співвідношення коефіцієнтів:

$$\alpha_1 = \frac{\mu_1}{\mu_2} = \frac{l_1}{l_2} \sqrt{\frac{I_1}{I_2 \beta}} \quad (7.4)$$

Для нижньої (підкранової) ділянки одноступінчастих колон, жорстко закріплених у фундаментах, коефіцієнт розрахункової довжини в площині рами μ_1 визначають залежно від параметрів α_1 та n :

$$n = \frac{I_2 l_1}{I_1 l_2} \quad (7.5)$$

При розрахунку однопролітних рам коефіцієнти μ_1 визначають: при верхньому кінці, вільному від закріплень, - за табл. Д.4.2; при верхньому кінці, закріпленому від повороту, і при можливості його вільного переміщення — за табл. Д.4.3.

У багатопролітних рамах (з кількістю прольотів два і більше) при визначенні розрахункових довжин вводиться припущення, що критичною силою завантажена і може втратити стійкість тільки частина колон і тому переміщення верхнього кінця колони не виникає. У цьому разі колона розглядається як стержень, верхній кінець якого закріплений від горизонтального переміщення і шарнірно або жорстко з'єднаний з ригелем (рис. 7.1, б, з) відповідно до конструктивного рішення.

У цьому разі для одноступінчастих колон багатопролітних рам коефіцієнт розрахункової довжини для нижньої ділянки колони

$$\mu_1 = \sqrt{\frac{\mu_{12}^2 + \mu_{11}^2(\beta - 1)}{\beta}}, \quad (7.6)$$

де μ_{12} , μ_{11} - коефіцієнти розрахункової довжини нижньої ділянки відповідно при $F_1 = 0$ і $F_2 = 0$.

Для верхніх ділянок колон коефіцієнт розрахункової довжини в площині рами визначається з (7.4) з урахуванням (7.6):

$$\mu_2 = \frac{\mu_1}{\alpha_1} \leq 3 \quad (7.7)$$

і приймається не більш як 3.

Для спрощення розрахунків коефіцієнти розрахункових довжин одноступінчастих колон, для яких виконуються умови $l_2/l_1 \leq 0,6$ і $\beta \geq 3$, з достатнім ступенем точності можна приймати за табл. 7.1.

Таблиця 7.1

Коефіцієнт μ одноступінчастих колон

Умови кріплення верхнього кінця колони	Коефіцієнт μ_1 для нижньої ділянки при		Коефіцієнт μ_2 для верхньої ділянки
	$0,3 > I_2/I_1 \geq 0,1$	$0,1 > I_2/I_1 \geq 0,05$	
Вільний	2,5	3,0	3,0
Закріплений тільки від повороту	2,0	2,0	3,0
Нерухомий шарнірно-обпертий	1,6	2,0	2,5
Нерухомий, закріплений від повороту	1,2	1,5	2,0

Співвідношення моментів інерції ділянок колон I_2/I_1 для визначення розрахункових довжин можна прийняти на підставі досвіду проектування аналогічних конструкцій.

Для колон вільних рам зі сталим перерізом по довжині, що жорстко сполучені з ригелями, при однаковому навантаженні верхніх вузлів коефіцієнт розрахункової довжини визначають за формулами:

- при шарнірному закріпленні колон у фундаментах (рис. 7.1, е)

$$\mu = 2\sqrt{1 + \frac{0,38}{n}} \quad (7.8)$$

- при жорсткому сполученні колон із фундаментами (рис. 7.1, е)

$$\mu = \sqrt{\frac{n+0,56}{n+0,14}} \quad (7.9)$$

У формулах (7.8) та (7.9) прийнято:

— для однопролітних рам ($\kappa = 1$) $n = \frac{I_s l_c}{L l_c}$;

— для багатопролітних ($\kappa \geq 2$) $n = \frac{\kappa(n_1+n_2)}{\kappa+1}$,

де $n_1 = \frac{I_{s1} l_c}{L_1 l_c}$; $n_2 = \frac{I_{s2} l_c}{L_2 l_c}$; I_c, l_c — відповідно момент інерції і довжина

розглядуваної колони; I_s, I_{s1}, I_{s2} - моменти інерції ригелів, які примикають до розглядуваної колони; L_1, L_2 — прольоти рами.

При шарнірному спряженні ригеля з колоною жорсткість ригеля не впливає на розрахункову довжину колони, а тому у (7.9) слід прийняти $n = 0$ і тоді $\mu = 2$ (рис. 7.1, ж). Тут допускається, що всі колони сталого перерізу одночасно втрачають стійкість.

Розрахункову довжину ділянок колони сталого перерізу поза площиною рами приймають за найбільшою відстанню між точками закріплення від переміщення вздовж будівлі, при цьому $\mu = 1$. Тільки для нижньої ділянки колони від опорних плит бази до найближчої розпірки дозволяється враховувати часткове защемлення колони у фундаментах і приймати $\mu = 0,8$.

Верхня ділянка колони (вище підкранових колій) закріплена від переміщення гальмівними балками (фермами) і розпірками по колонах, найчастіше на рівні обпирання ферми на колону. Нижче підкранових колій колона завжди розкріплена на рівні нижнього пояса підкранової балки, однак для зменшення розрахункової довжини можуть бути встановлені проміжні розпірки (рис. 7.2).

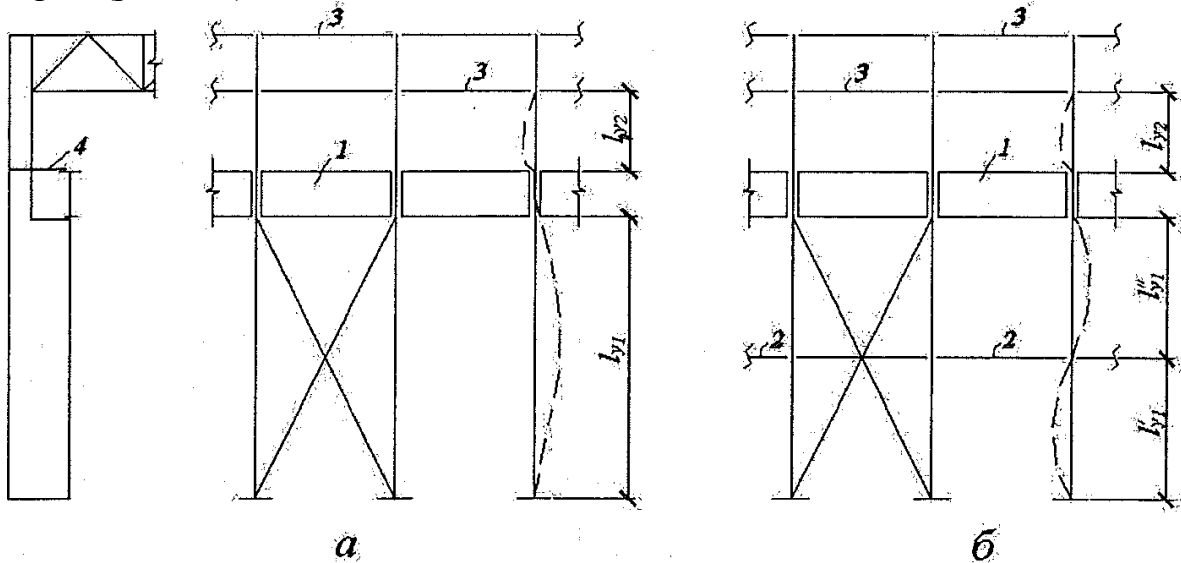


Рис. 7.2. До визначення розрахункової довжини колони поза площиною рами: а - без розпірки; б - з додатковою розпіркою; 1 - підкранова балка; 2 - додаткова розпірка; 3 - розпірки на рівні верхніх та нижніх поясів покриття; 4 - гальмівна балка

7.2. Суцільні позацентрово-стиснуті колони

7.2.1. Розрахунок на міцність та стійкість

Суцільні колони безкранових будівель та будівель з підвісними кранами, сталого по висоті перерізу, при мостових кранах невеликої вантажопідйомності ($Q \leq 20$ т), а також верхні (надкранові) ділянки ступінчастих колон проектують, як правило, з одного симетричного двотавра. Для зменшення трудомісткості виготовлення доцільно використовувати прокатні двотаври типу Ш за ГОСТ 26020-83. При неможливості підібрати переріз із прокатного двотавра, а також при відповідному техніко-економічному обґрунтуванні використовують складений зварний переріз із листів універсальної сталі за ГОСТ 82-70* (рис. 7.3, г). З точки зору трудомісткості виготовлення нижні ділянки ступінчастих колон також доцільно проектувати симетричного перерізу з трьох листів універсальної сталі. Однак, якщо згинальні моменти різних розрахункових сполучень мають різні знаки і суттєво відрізняються за абсолютними значеннями, що часто буває в колонах крайніх рядів, для нижніх ділянок раціональним буде двотавровий переріз із несиметричними по ширині й товщині полицями (рис. 7.3, е). При великих зусиллях komponують переріз із листів і двотаврів (рис. 7.3, д, е). Колони середніх рядів мають, як правило, симетричний переріз.

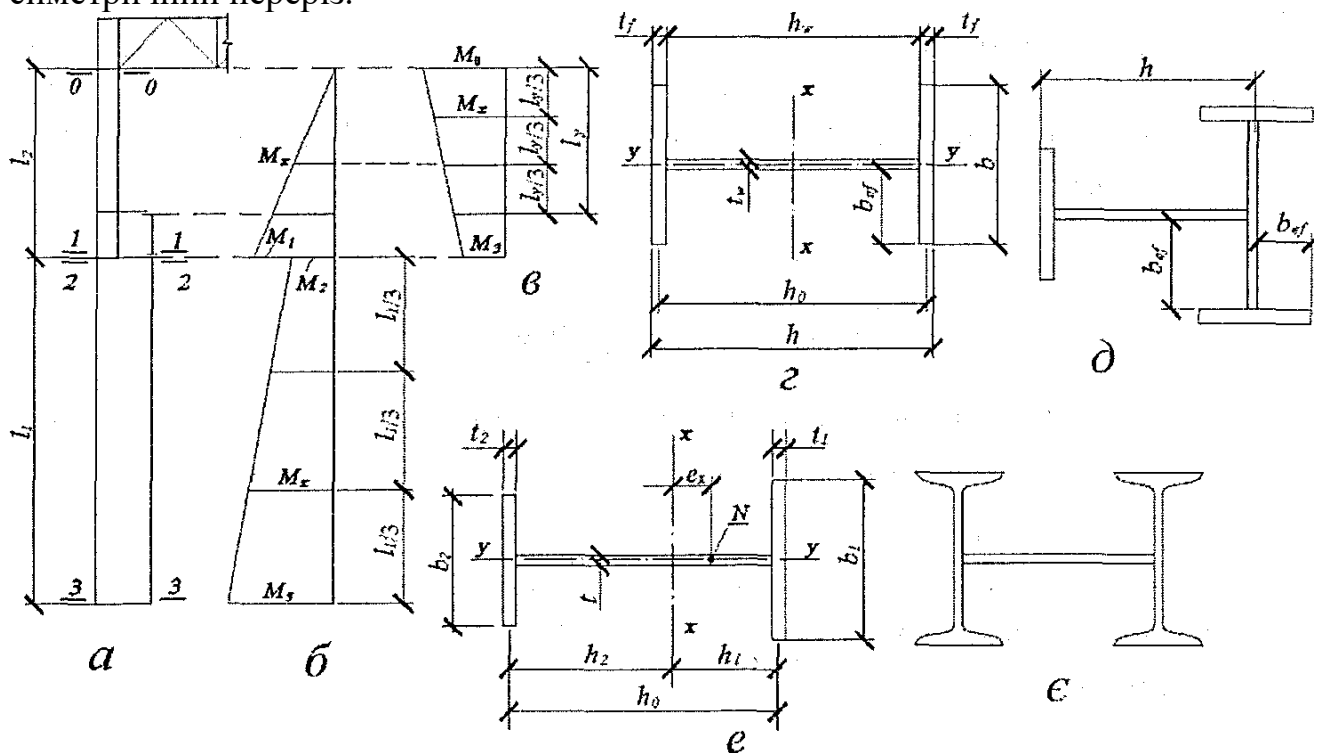


Рис. 7.3. До розрахунку суцільних позацентрово-стиснутих колон: а - схема колони і розрахункових перерізів; б - моменти M_x при шарнірному спряженні ригеля з колонами; в - моменти M_x у верхній частині колони при жорсткому спряженні з ригелем; г, е — симетричні поперечні перерізи; д, е - те саме, несиметричні

Ширину перерізу колони приймають на етапі компонування поперечної рами, але в разі необхідності вона може бути уточнена після підбору перерізу і його перевірки.

Розрахунок суцільних колон або ділянок колон сталого перерізу виконують залежно від значення зведеного відносного ексцентриситету:

$$m_{ef} = \eta m \quad (7.10)$$

Тут η - коефіцієнт впливу форми перерізу, що визначається за табл. Д.4.1; m - відносний ексцентриситет:

$$m = e \frac{A}{W_c}, \quad (7.11)$$

де $e = M/N$ - ексцентриситет; W_c - момент опору найбільш стиснутого волокна; A - площа перерізу бруто.

Значення поздовжньої сили N і згинального моменту M приймають із розрахункових сполучень зусиль для характерних перерізів.

У разі відсутності послаблення перерізу і при однакових значеннях згинальних моментів, що приймаються в розрахунках на міцність і стійкість, при значеннях $m_{ef} > 20$, обчислених за (7.10), колони або їхні ділянки сталого перерізу розраховують тільки на міцність, а при $m_{ef} \leq 20$ - на стійкість у площині дії моменту.

Розрахунок на міцність позацентрово-стиснутих колон, які виконані із сталі з нормативною границею текучості R_{yn} до 530 МПа і не сприймають безпосередніх динамічних навантажень, при $\tau \leq 0,5R_s$ і $N/A_n R_y > 0,1$ слід виконувати з урахуванням обмежених пластичних деформацій за умови $M_y = 0$:

$$\left(\frac{N}{A_n R_y \gamma_c}\right)^n + \frac{M}{c_x W_{xn, min} R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (7.12)$$

де n, c_x - коефіцієнти, що залежать від типу перерізу і приймаються за табл. 7.2; $W_{xn, min}$ - мінімальний момент опору перерізу нетто відносно осі x-x; A_n - площа перерізу нетто.

В інших випадках позацентрово-стиснуті колони розраховують на міцність при умові роботи сталі в межах пружних деформацій за умови $M_y = 0$:

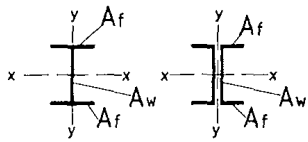
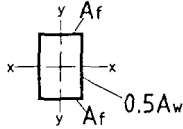
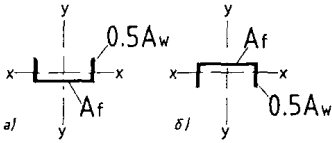
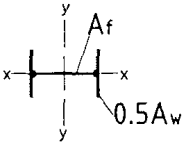
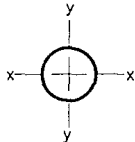
$$\sigma = \frac{N}{A_n} \pm \frac{M_x}{I_{xn}} y \leq R_y \gamma_c, \quad (7.13)$$

де I_{xn} - момент інерції перерізу нетто відносно осі x-x; y - координата розглядуваної точки.

Колони, які мають послаблення перерізу, завжди необхідно розраховувати на міцність за (7.12) або (7.13) і стійкість.

Таблиця 7.2

Коефіцієнти $c(c_x)$, c_y , n

Тип перерізу	Схема перерізу	A_f / A_w	$c(c_x)$	c_y	n
1		0,25 0,5 1,0 2,0	1,19 1,12 1,07 1,04	1,47	1,5
2		0,25 0,5 1,0 2,0	1,19 1,12 1,07 1,04	1,07 1,12 1,19 1,26	1,5
3		0,5 1,0 2,0	1,6	1,07 1,12 1,19	а) 3,0 б) 1,0
4		0,25 0,5 1,0 2,0	1,47	1,04 1,07 1,12 1,19	3,0
5		—	1,26	1,25	1,5

При розрахунку позакентрово-стиснутих колон на стійкість необхідно розглянути можливість втрати стійкості у двох площинах - у площині та поза площиною дії моменту. Втрата стійкості в площині дії моменту є площинною формою втрати стійкості, а поза площиною - згинально-крутильною.

Розрахунок позакентрово-стиснутих колон сталого перерізу на загальну стійкість у площині дії моменту, що збігається з площиною симетрії, виконують за формулою

$$\frac{N}{\varphi_e A} \leq R_y \gamma_c, \quad (7.14)$$

де A - площа перерізу бруто; φ_e - коефіцієнт критичних напружень при позакентровому стиску.

Коефіцієнт φ_e для суцільних елементів визначають за табл. Д.4.5 залежно від зведеного відносного ексцентриситету m_{ef} за (7.10) і умовної гнучкості стержня:

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y / E}, \quad (7.15)$$

де $\lambda = l_{ef} / i_x$ - гнучкість стержня відносно осі x-x; l_{ef} - розрахункова довжина колони (ділянки колони) в площині рами.

Коефіцієнти умов роботи γ_c при розрахунках колон на міцність і стійкість - за табл. Д.1.5.

Якщо переріз колони недостатньо розвинений у площині, перпендикулярній до площини дії згинального моменту, то втрата стійкості може відбутися поза площиною згину. За умови, що площина згину збігається з площиною симетрії перерізу та є площиною найбільшої жорсткості ($I_x > I_y$), на цей випадок передбачено розрахунок за формулою

$$\frac{N}{c\varphi_y A} \leq R_y \gamma_c, \quad (7.16)$$

де φ_y - коефіцієнт критичних напружень при поздовжньому згині як при центральному стиску відносно осі у-у, перпендикулярної до площини згину; c - коефіцієнт, який враховує вплив згинального моменту на просторову втрату стійкості колони і визначається залежно від значення відносного ексцентриситету m_x :

$$m_x = \frac{M_x A}{N W_c} \quad (7.17)$$

При визначенні m_x виходять з того, що кінці колони (ділянок колони) при випинанні з площини згину шарнірно закріплені від переміщення, і тому за розрахунковий момент приймають максимальний момент у межах середньої третини довжини, однак не менше половини найбільшого по довжині стержня (ділянки) моменту (див. рис. 7.3, б, в).

Момент M_x обчислюють для того ж самого сполучення навантажень, що й при визначенні розрахункового моменту M для подальшого розрахунку за формулою (7.14). Коефіцієнт C визначають за формулами:

при $m_x \leq 5$

$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha m_x} \quad (7.18)$$

при $m_x \geq 10$

$$c = \frac{1}{1 + m_x \varphi_y / \varphi_b} \quad (7.19)$$

при $5 < m_x < 10$

$$c = c_5(2 - 0,2m_x) + c_{10}(0,2m_x - 1), \quad (7.20)$$

де a і β - коефіцієнти, що приймаються за табл. 7.3; φ_b — коефіцієнт втрати стійкості при згині, що визначається як для балки з двома і більше закріпленнями стиснутого пояса; C_5 - величина, знайдена за формулою (7.18) при $m_x = 5$; c_{10} - визначена за формулою (7.19) при $m_x = 10$.

Таблиця 7.3

Коефіцієнти α і β

Типи перерізів	Значення коефіцієнтів			
	α при		β при	
	$m_x \leq 1$	$1 < m_x < 5$	$\lambda_y \leq \lambda_c$	$\lambda_y > \lambda_c$
Відкриті:				
	0,7	$0,65 + 0,05m_x$	1	$\sqrt{\varphi_c/\varphi_y}$
	$1 - 0,3 \frac{I_2}{I_1}$	$1 - (0,35 - 0,05m_x) \frac{I_2}{I_1}$	1	$1 - (1 - \sqrt{\varphi_c/\varphi_y}) \times \left(2 \frac{I_2}{I_1} - 1 \right)$ при $\frac{I_2}{I_1} < 0,5, \beta = 1$
Замкнені:				
з решітками (планками)		суцільні		
	0,6	$0,55 + 0,05m_x$	1	$\sqrt{\varphi_c/\varphi_y}$

Прийняті позначення: I_1, I_2 – моменти інерції відповідно більшої та меншої полиці відносно осі симетрії перерізу $y - y$; φ_c – значення φ_y при $\lambda_y = \lambda_c = 3,14\sqrt{E/R_y}$.

Якщо наскрізний стержень з решітками чи планками має щонайменше дві поперечні діафрагми по довжині, які збільшують крутильну жорсткість стержня, то значення коефіцієнтів α і β слід приймати, як для замкнених перерізів, для яких вплив кручення на загальну стійкість незначний. В інших випадках слід приймати коефіцієнти, встановлені для стержнів відкритого двотаврового перерізу.

Коефіцієнт поздовжнього згину φ_y у (7.16) і (7.19) визначають залежно від гнучкості $\lambda_y = l_{ef,y}/i_y$.

При гнучкості $\lambda_y > \lambda_c = 3,14\sqrt{E/R_y}$ коефіцієнт c приймають для двотаврових перерізів з двома осями симетрії (див. рис. 7.3, з) не вищим від значень, що визначаються за формулою

$$c_{\max} = 2 / \left[1 + \delta + \sqrt{(1 - \delta)^2 + \frac{16}{\mu} \left(\frac{M_x}{N h_0} \right)^2} \right], \quad (7.21)$$

$$\text{де } \delta = \frac{4\rho}{\mu}; \rho = \frac{I_x + I_y}{A h_0}; \mu = 2 + 0,156 \frac{I_t}{A h_0^2} \lambda_y^2; I_t = 0,433 \sum b_i t_i^3.$$

Тут h_0 - відстань між осями поясів, b_i і t_i - відповідно ширина і товщина листів, що утворюють переріз, I_t - момент інерції при крученні.

Для елементів двотаврових перерізів з однією віссю симетрії (див. рис. 7.3. д, е) c приймають не вищим від значень, одержаних за формулою

$$c_{\max} = 2/[1 + \delta B + \sqrt{(1 - \delta B)^2 + \frac{16}{\mu} (\alpha_x - \frac{e_x}{h_0})^2}], \quad (7.22)$$

$$\text{де } \delta = \frac{4\rho}{\mu}; \rho = \frac{I_x + I_y}{A h_0^2} + \alpha_x^2; \mu = \frac{8I_1 I_2}{I_y^2} + 0,156 \frac{I_t}{A h_0^2} \lambda_y^2; B = 1 + \frac{2\beta e_x}{\rho h_0};$$

$$\alpha_x = \frac{h_1 I_1 - h_2 I_2}{I_y h_0}; I_t = 0,417 \sum b_i t_i^3; e_x = \frac{M_x}{N} - \text{ексцентриситет прикладення сили}$$

стиску відносно осі $x-x$, який приймається зі своїм знаком (на рис. 7.3, е вказаний зі знаком “плюс”);

$$\beta = [0,47 - 0,035 \frac{b_1}{h_0} (1 + \frac{b_1}{h_0} - 0,072 (\frac{b_1}{h_0})^2)] (2n - 1) \quad (7.23)$$

Тут h_0, h_1, h_2, b_1, b_2 - розміри, вказані на рис. 7.3, е; I_1, I_2 - моменти інерції відповідно більшого і меншого поясів відносно осі $y-y$; $n = I_1 / (I_1 + I_2)$.

Коефіцієнт c , обчислений за (7.18) - (7.22), не повинен перевищувати 1.

7.2.2. Перевірка місцевої стійкості

Виходячи з положення про те, що втрата місцевої стійкості пластин не повинна наставати раніше, ніж втрата загальної стійкості елемента, який вони складають, умови забезпечення місцевої стійкості та граничні значення гнучкостей стінок та полиць записують з урахуванням гнучкості всього елемента.

Для забезпечення місцевої стійкості полиці відношення розрахункової ширини звису до товщини t_f не повинне перевищувати певних граничних значень. Так, для непідкріпленої полиці двотавра і тавра, як і при центральному стиску, граничне відношення ширини звису до товщини (див. рис. 7.3, з) визначається за формулою

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq (0,36 + 0,1\bar{\lambda}) \sqrt{E/R_y}, \quad (7.24)$$

де $\bar{\lambda}$ - умовна гнучкість колони відносно осі $x-x$ за (7.15).

Для забезпечення місцевої стійкості стінки колон двотаврового і коробчатого перерізів, що розраховуються на міцність за (7.12) або (7.13), а також на загальну стійкість у площині дії моменту за (7.14) умовна гнучкість стінки

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{R_y/E} \quad (7.25)$$

не повинна перевищувати граничних значень, наведених у табл. 7.4 h_w і t_w - відповідно висота і товщина стінки перерізу).

Таблиця 7.4

Значення умовної гнучкості стінки

Відносний ексцентриситет	Переріз елемента	Значення $\bar{\lambda}$ і $\bar{\lambda}_1$	Формули для визначення $\bar{\lambda}_{uv}$
$m = 0$	Двотавровий	$\bar{\lambda} < 2,0$	$\bar{\lambda}_{uv} = 1,30 + 0,15 \bar{\lambda}^2$
		$\bar{\lambda} \geq 2,0$	$\bar{\lambda}_{uv} = 1,20 + 0,35 \bar{\lambda}$, але не більш як 2,3
	Коробчастий, швелерний прокатний	$\bar{\lambda} < 1,0$	$\bar{\lambda}_{uv} = 1,2$
		$\bar{\lambda} \geq 1,0$	$\bar{\lambda}_{uv} = 1,0 + 0,2 \bar{\lambda}$, але не більш як 1,6
	Швелерний, крім прокатних	$\bar{\lambda} < 0,8$	$\bar{\lambda}_{uv} = 1,0$
		$\bar{\lambda} \geq 0,8$	$\bar{\lambda}_{uv} = 0,85 + 0,19 \bar{\lambda}$, але не більш як 1,6
$m \geq 1,0$	Двотавровий, коробчастий	$\bar{\lambda}_1 < 2,0$	$\bar{\lambda}_{uv} = 1,30 + 0,15 \bar{\lambda}_1^2$
		$\bar{\lambda}_1 \geq 2,0$	$\bar{\lambda}_{uv} = 1,20 + 0,35 \bar{\lambda}_1$, але не більш як 3,1

Прийняті позначення: $\bar{\lambda}$ - умовна гнучкість елемента, що приймається у розрахунку на стійкість при центральному стиску; $\bar{\lambda}_1$ - умовна гнучкість елемента, що приймається в розрахунку на стійкість у площині дії моменту. При $0 < m < 1,0$ значення $\bar{\lambda}_{uv}$ слід визначати лінійною інтерполяцією між значеннями, обчисленими при $m = 0$ і $m = 1,0$.

Для забезпечення місцевої стійкості стінки колони, що розраховується на стійкість при випинанні з площини рами за формулою (7.16), граничне відношення h_w/t_w визначають залежно від значення коефіцієнта

$$\alpha = \frac{\sigma - \sigma_1}{\sigma} \quad (7.26)$$

де σ - найбільше напруження стиску біля розрахункової межі стінки, що визначається за формулою $\sigma = N/A + M_x h_w / 2I$ і приймається зі знаком "плюс"; σ_1 — відповідне напруження біля протилежної межі стінки (рис. 7.4, а).

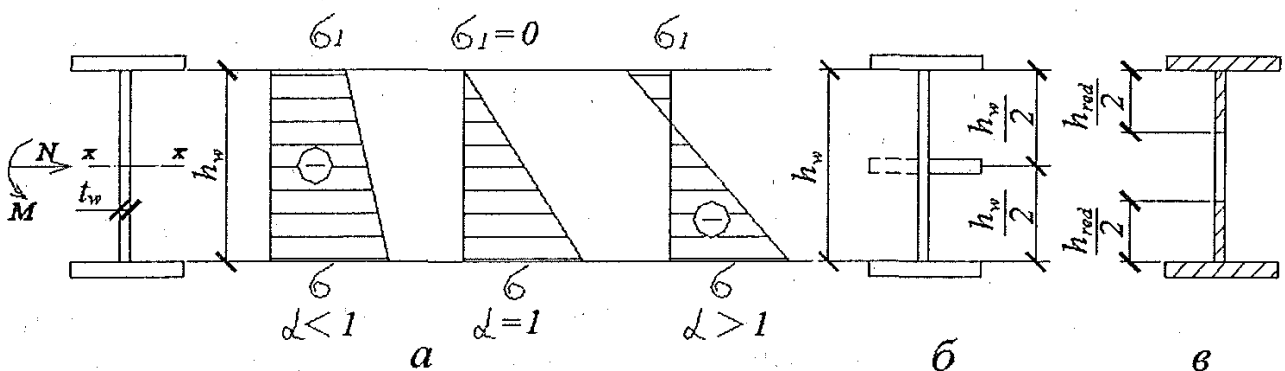


Рис. 7.4. До розрахунку стінки колони на місцеву стійкість: а - схема перерізу; б - підкріплення стінки поздовжнім ребром; в — редукована площа перерізу

Для симетричного двотавра коефіцієнт a можна записати через відносний коефіцієнт m_x :

$$\alpha = \frac{2m_x h_w / h}{1 + m_x h_w / h} \quad (7.27)$$

При $a \leq 0,5$ граничне значення h_{ef}/t_w визначається за табл. 7.4:

$$\frac{h_{ef}}{t_w} = \bar{\lambda}_{uw} \sqrt{E/R_y} \quad (7.28)$$

У разі $a \geq 1$ граничне значення h_{ef}/t_w визначають за формулою

$$\frac{h_{ef}}{t_w} = 4,35 \sqrt{\frac{(2\alpha-1)E}{\sigma(2-\alpha+\sqrt{\alpha^2+4\beta^2})}} \leq 3,8\sqrt{E/R_y}, \quad (7.29)$$

де $\beta = 1,4(2\alpha-1)\frac{\tau}{\sigma}$; $\tau = \frac{Q}{th}$ - середнє дотичне напруження в розрахунковому перерізі, де діє M_x .

Якщо $0,5 < \alpha < 1$, то граничне значення h_{ef}/t_w знаходять, використовуючи лінійну інтерполяцію між значеннями при $a = 0,5$ і $a = 1$.

Якщо при розрахунку на міцність за (7.12) виявиться, що $(N/A_n R_y) \leq 0,1$, то місцеву стійкість полиць і стінки необхідно забезпечувати, як для згинних елементів (тобто для балок), при умові розвитку обмежених пластичних деформацій.

Умови забезпечення місцевої стійкості стінки відповідно до табл. 7.4 вимагають для широких перерізів досить товстих стінок, однак використання стінок завтовшки понад 12 мм, як правило, неекономічне. У такому разі доцільним буде прийняти стінку меншої товщини, ніж вказана в табл. 7.4 і підкріпити її для забезпечення місцевої стійкості поздовжнім ребром жорсткості з моментом інерції $I_{sl} \geq b h_{ef} t_w$ розташованим посередині стінки (рис. 7.4,6).

Редра жорсткості можуть бути двобічними та одnobічними. Для одnobічного ребра його момент інерції обчислюється відносно осі, що лежить на найближчій до нього грані стінки. При цьому найбільш навантажену частину стінки між полицею і віссю ребра треба перевірити на місцеву стійкість відповідно до табл. 7.4. Площа поздовжнього ребра вводиться в розрахункову площу перерізу.

Зазначимо, що поздовжні редра значно збільшують трудомісткість виготовлення колон, а тому їх рекомендується використовувати лише для перерізів шириною 1 м і більше.

Якщо реальне значення h_{ef}/t_w стінки колони перевищує граничне за табл. 7.4, то це означає, що місцева стійкість стінки не забезпечена. Проте теоретично і експериментально доведено, що втрата місцевої стійкості ще не означає вичерпання несучої здатності колони і вона може сприймати навіть більше навантаження, ніж на момент випинання стінки. Тому норми проектування дозволяють при виконанні певних умов проектувати колони, місцева стійкість стінки в яких не забезпечена. Основною вимогою для цього є виконання умови, щоб за (7.26) коефіцієнт $a > 0,5$. Якщо $a < 0,5$, то гранична

гнучкість $\bar{\lambda}_{uw}$, завжди приймається за табл. 7.4 і відповідно забезпечується місцева стійкість стінки.

Однак, якщо $\alpha > 0,5$, то допускається проектування двотаврових перерізів, у яких h_{ef}/t_w більше, ніж за формулами табл. 7.4, але не більше, ніж за (7.29). При цьому в розрахунковій формулі (7.14) замість площі перерізу A приймають зменшене значення A_{red} . Для симетричних двотаврів

$$A_{red} = A - (h_w - h_{red}) t_w; \quad (7.30)$$

$$h_{red} = t_w [\bar{\lambda}_{uw} - (\frac{\bar{\lambda}_w}{\bar{\lambda}_{uw}} - 1)(\bar{\lambda}_{uw} - k)] \sqrt{\frac{E}{R_y}} \quad (7.31)$$

де k - коефіцієнт, який для двотаврових позacentрово-стиснутих елементів дорівнює $k = 1,2 + 0,15\bar{\lambda}_x$ (при $\bar{\lambda}_x > 3,5$ слід приймати $\bar{\lambda}_x = 3,5$).

Змінену розрахункову висоту стінки h_{red} за (7.31) необхідно застосовувати тільки для визначення площі перерізу A_{red} . При визначенні інших геометричних характеристик перерізу (I_x, i_x, W_x) використовується повна висота стінки.

При проектуванні колон з гнучкими стінками необхідно, щоб редукована висота становила не менш як половину повної висоти стінки ($h_{red} \geq 0,5h_w$). Інакше зменшення несучої здатності стержня через зменшення розрахункової площі перерізу стає економічно недоцільним.

Стінки суцільних колон при $h_{ef}/t \geq 2,3 \sqrt{\frac{E}{R_y}}$ слід підкріплювати парними або однобічними поперечними ребрами жорсткості, розташованими на відстані $(2,5 \dots 3,0)h_w$ одне від одного. Для збільшення жорсткості при крученні на кожному відправному елементі повинно бути не менш як два ребра. Ширина b_h , парного ребра повинна бути не менша від $h_w/30 + 40$ мм, однобічного - не менша від $h_w/24 + 50$ мм; товщина ребра t_s - не менша від $2b_h \sqrt{\frac{R_y}{E}}$.

7.2.3. Підбір перерізу суцільних колон

Вважаючи, що несуча здатність колон, як правило, визначається з розрахунку її на загальну стійкість у площині згину, компоновання перерізу та конструювання стержня суцільної позacentрово-стиснутої колони починають із встановлення розрахункової схеми і визначення розрахункової довжини колони або ділянок сталого перерізу $l_{ef,x}$ ступінчастих колон. Для цього, використовуючи результати складання розрахункових сполучень зусиль, визначають найбільше значення поздовжньої стискувальної сили $N_{max} = F_1 + F_2$ у нижньому перерізі колони і відповідне до цього сполучення зусиль значення $N = F_2$ у верхньому перерізі колони (див. рис. 7.1, д).

Використовуючи наближені формули $i_x = 0,42h$, $\rho = W/A = 0,35h$ (h - висота перерізу двотавра), знаходять умовну гнучкість колони $\bar{\lambda}_x = \frac{l_{ef,x}}{0,42h} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ і відносний ексцентриситет $m = \frac{M}{N \cdot 0,35h}$.

Значення зусиль M і N повинні прийматися за найбільш несприятливим сполученням зусиль, яке вимагає найбільшої площі перерізу. Якщо таке

сполучення виділити важко, можна скористатися наближеною формулою для визначення необхідної площі перерізу позacentрово-стиснутого елемента:

$$A_{cal} = \frac{N}{R_y \gamma_c} \left(1,25 + 2,2 \frac{M}{Nh} \right).$$

Приймаючи, що $A_f/A_w \approx 1$, за табл. Д.4.1 знаходимо коефіцієнт впливу форми перерізу η , а потім $m_{ef} = \eta m$ і коефіцієнт φ_e за табл. Д.4.5.

Після цього уточнюємо необхідну площу перерізу, використовуючи (7.14):

$$A_{cal} = \frac{N}{\varphi_e R_y \gamma_c} \quad (7.32)$$

Площу перерізу A_{cal} необхідно раціонально розподілити між поясами і стінкою. З умови забезпечення місцевої стійкості стінки її товщина

$$t_w \geq \frac{h_w}{\bar{\lambda}_{uw}} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \quad (\bar{\lambda}_{uw} \text{ визначається за табл. 7.4), а площа } A_w = t_w h_w. \text{ У}$$

симетричних двотаврах площа полиці $A_f = 0,5 (A_{cal} - A_w)$.

Товщину стінки зазвичай призначають 8... 10 мм, стінки більшої товщини неекономічні. Тому в колонах з висотою перерізу $h > 600$ мм товщину стінки часто призначають меншою, ніж з умови забезпечення місцевої стійкості (див. табл.7.4), але не меншою, ніж за залежністю (7.29). У цьому разі за формулою (7.31) визначається h_{red} , а необхідна площа одного поясу становитиме:

$$A_f = (A_{cal} - t_w h_{red})/2$$

Виключення з роботи частини стінки враховується тільки при визначенні площі перерізу для розрахунку за формулою (7.14).

На етапі компоновання перерізу необхідну товщину необлямованої полиці можна визначити з умови забезпечення її місцевої стійкості:

$$t_f \geq \sqrt{\frac{A_f}{2(0,36 + 0,1 \bar{\lambda}_x) \sqrt{E/R_y}}}, \quad (7.33)$$

а потім і ширину полиці $b_f = A_f / t_f$.

У суцільних підкранових частинах ступінчастих колон розрахункові моменти різних знаків, що входять до розрахункових сполучень, можуть значно відрізнятися за абсолютним значенням. У такому разі для зменшення витрат сталі доцільно використовувати несиметричні перерізи з тонкою стінкою, яка працює в закритичній області. Площу, що припадає на пояси, розподіляють пропорційно абсолютним значенням згинальних моментів різних знаків.

Скомпонований переріз колони повинен бути перевірений на міцність, загальну стійкість у площині та з площини рами, а елементи перерізу (полиці та стінки) - на місцеву стійкість. Перевірки повинні бути виконані для всіх розрахункових сполучень зусиль, які можуть виявитись небезпечними.

Останнім етапом розрахунку колони повинна бути перевірка співвідношень жорсткості елементів, які прийняті для статичного розрахунку. Якщо фактичні жорсткості відрізняються від попередніх на 30% і більше, то статичний розрахунок необхідно повторити. При цьому можуть також змінитися положення центрів ваги перерізів, а тому і значення ексцентриситетів. На це необхідно звертати увагу.

7.3. Наскрізнi позацентрово-стиснутi колони

7.3.1. Розрахунок на стiйкiсть

Стержнi наскрізних колон виробничих будiвель складаються з двох гiлок, з'єднаних мiж собою решiткою. Позацентрово-стиснутi колони найчастiше проектують iз трикутною решiткою з поодиноких кутиків, а в деяких випадках для зменшення довжини гiлки мiж вузлами додатково передбачають розпiрки (рис. 7.5, а, б). Тiльки в безкранових будiвлях i будiвлях з пiдвiсними кранами при висотi колон до 10 м може виявитись рацiональною безрозкiсна решiтка (на планках). Це пояснюється тим, що решiтка працює на поперечну силу, яка в позацентрово-стиснутих колонах, як правило, бiльша за умовну поперечну силу Q_{fic} i при цьому, внаслідок значної вiдстанi мiж гiлками, безрозкiсна решiтка виявляється занадто важкою. Для збiльшення жорсткостi стержня при крученнi решiтку розташовують у двох площинах (див. рис. 7.5, в), однак у легких колонах можливе розташування розкiсної решiтки тiльки в одній площинi по осi симетрiї у-у (рис. 7.5, д).

Перерiзи наскрізних колон досить рiзноманiтнi. При невеликих зусиллях найчастiше використовують симетричнi перерiзи колон з гiлками з прокатних двотаврiв типу Б за ГОСТ 26020-83. При великих зусиллях, коли пiдбiр перерiзiв гiлок iз прокатних двотаврiв неможливий (або вони неекономiчнi), використовують зварнi перерiзи iз трьох листiв унiверсальної сталi у виглядi двотаврiв або швелерiв (див. рис. 7.5, е, ж).

Колони середнiх рядiв, а також легкi колони крайнiх рядiв з метою зниження трудомiсткостi виготовлення проектують симетричного перерiзу, гiлки яких виконуються з однакових двотаврiв. При великих розрахункових зусиллях, а також коли крiплення стiнового огороження до полиць двотаврiв ускладнене, колони крайнiх рядiв з метою зниження iхньої маси проектують з несиметричним перерiзом. Зовнiшню гiлку в цьому разi виконують з прокатного або холодногогнутого швелера, а для важких колон можливе використання зварного перерiзу у виглядi швелера (див. рис. 7.5, е, є).

Наскрізна колона працює як вертикальна ферма з паралельними поясами, тобто вiд дiючих зусиль M i N у гiлках колони виникають тiльки поздовжнi зусилля, а поперечну силу Q сприймає з'єднувальна решiтка.

Загалом, колона може втратити несучу здатнiсть внаслідок втрати стiйкостi окремої гiлки як центрально-стиснутого елемента i в результатi втрати стiйкостi колони як єдиного наскрізного позацентрово - стиснутого стержня.

Гiлки наскрізних колон необхідно перевiрити на стiйкiсть як у площинi рами, що паралельна до площини з'єднувальної решiтки, так i поза площиною рами. Зведенi стискувальнi зусилля у гiлках колони визначають за формулою:

$$N_b = -N \frac{y}{h_0} - \frac{M}{h_0}, \quad (7.34)$$

де y — вiдстань вiд центра ваги перерiзу колони до осi гiлки, протилежної до розглядуваної; M , N — розрахунковий згинальний момент i поздовжня сила найбільш несприятливого сполучення зусиль; h_0 - вiдстань мiж центрами ваги гiлок (у колонах симетричного перерiзу $y = h_0/2$).

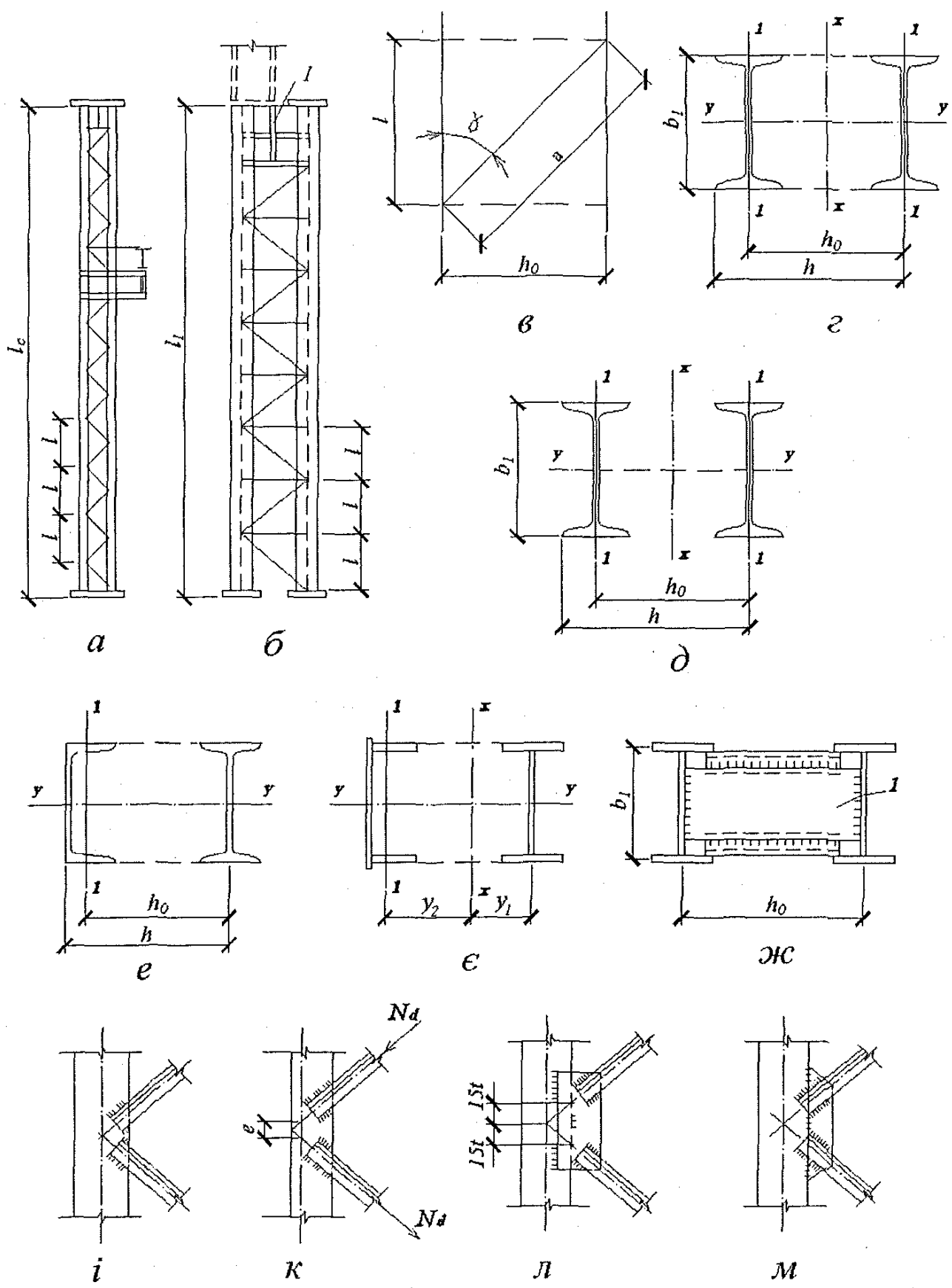


Рис. 7.5. До розрахунку наскрізної позacentрово-стиснутої колони: а, б - схеми решітки; в - геометричні параметри решітки; г, д, е, є, ж - варіанти поперечних перерізів; і, к, л, м- варіанти прикріплення решіток до гілок

Для визначення максимального стискувального зусилля у гілках колони необхідно розглянути всі можливі розрахункові сполучення зусиль у розрахункових перерізах колони.

Гілки колон розраховують на стійкість як центрально-стиснуті елементи за формулою:

$$\frac{N_b}{\varphi A_b} \leq R_y \gamma_c, \quad (7.35)$$

де A_b — площа перерізу гілки; φ - коефіцієнт поздовжнього згину, що приймається залежно від максимальної гнучкості гілки або при її випинанні в площині з'єднувальної решітки, або з площини рами.

При перевірці стійкості гілки в площині з'єднувальної решітки (відносно власної осі 1—1) розрахункова довжина гілки дорівнює відстані між вузлами решітки l (див. рис. 7.5, а, б). При розрахунку гілок на стійкість при випинанні з площини рами відносно осі симетрії $y-y$, паралельної до площини решітки, вважають, що з'єднувальна решітка і поперечні діафрагми не мають достатньої поперечної жорсткості і тому не забезпечують сумісну роботу гілок.

Розрахунок позацентрово-стиснутої колони або ділянки сталого перерізу на загальну стійкість у площині згину, як єдиного наскрізного стержня, виконується за (7.14), якщо значення відносного ексцентриситету $m \leq 20$.

Для наскрізних стержнів

$$m = e \frac{A_y}{I_x}, \quad (7.36)$$

де A — площа перерізу колони; y — відстань від центральної осі перерізу $x-x$, перпендикулярної до площини згину, до осі найбільш стиснутої гілки, однак не менша від відстані до осі стінки гілки.

При визначенні ексцентриситету $e = M/N$ розрахункові значення M приймають, як і для суцільної колони.

Коефіцієнт критичних напружень при позацентровому стиску φ_e для наскрізних елементів визначають залежно від відносного ексцентриситету m і умовної зведеної гнучкості стержня $\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ за табл. Д.4.6.

При досить великій кількості ділянок між вузлами умовна гнучкість стержня з розкісною решіткою в площині згину, що паралельна до площини розташування планок і перпендикулярна до вільної осі $x-x$, визначається за формулою:

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_x^2 + \alpha \frac{A}{A_{dl}}}, \quad (7.37)$$

де $A_{dl} = 2A_d$ - площа перерізів розкосів, розташованих у двох площинах. Якщо решітка розташована лише в одній площині по осі симетрії $x-x$ (див. рис. 7.5, д), то приймають $A_{dl} = A_d$ де A_d - площа перерізу одного розкосу. Тут коефіцієнт α :

$$\alpha = 10 \frac{a^3}{h_0^2 l}, \quad (7.38)$$

де a - довжина розкосу; h_0, l - відстань відповідно між осями і вузлами решітки (див. рис. 7.5, в). Якщо решітка трикутна (див. рис. 7.5, а), у формулу (7.38) замість l треба підставляти $l/2$.

У колонах із розкісною решіткою гнучкість окремих гілок відносно власної осі 1-1 на ділянці між вузлами довжиною l повинна бути не більше 80 і не повинна перевищувати зведену гнучкість λ_{ef} .

$$80 \geq \lambda_1 \leq \lambda_{ef}. \quad (7.39)$$

Зусилля в елементах розкісної решітки (розкосах і розпірках) визначають, як у фермах з паралельними поясами від дії розрахункової поперечної сили. Розрахункова поперечна сила Q дорівнює більшій з двох сил - дійсній, що виникає від діючих навантажень і визначається при складанні розрахункових сполучень, чи умовній поперечній силі Q_{fic} :

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} (2330 - E/R_y) N / \varphi, \quad (7.40)$$

де φ - коефіцієнт критичних напружень, що визначається в площині з'єднувальної решітки за λ_{ef} .

Тоді розрахункове зусилля в розкосі від поперечної сили

$$N_d = \frac{Q_s}{\sin \gamma}, \quad (7.41)$$

де γ - кут нахилу розкосу до гілки; $Q_s = Q/n$, n - кількість площин решітки.

Розкоси і розпірки виконують з поодиноких кутиків і розраховують на стійкість, як центрально-стиснуті елементи. При цьому коефіцієнт поздовжнього згину обчислюється в функції найбільшої гнучкості $\lambda = a/i_{min}$, де a - довжина розкосу, i_{min} - найменший радіус інерції поодинокого кутика. Коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 0,75$ у зв'язку з прикріпленням кутика до гілок однією полицею.

Конструювання решітки доцільно проводити так, щоб осі розкосів і розпірок перехрещувалися в одній точці на осі гілки, що забезпечить роботу усіх елементів колони тільки на поздовжні зусилля. Доцільно також з'єднання розкосів і стояків із гілками виконувати без додаткових фасонки (рис. 7.5, і).

Для швелерних перерізів із вузькою полицею можливе центрування осей решітки на обушок (див. рис. 7.5, к). У цьому разі необхідно додатково перевірити гілку на міцність при дії поздовжньої сили N_b і згинального моменту $M=Q_e$, де Q - розрахункове значення перерізуювальної сили, а ексцентриситет $e = 2z_0 \text{ctg} \gamma$. Зварні кутові шви, що прикріплюють елементи решітки до гілок, розраховують із врахуванням розподілу зусилля N_d на перо та обушок. При неможливості з'єднати решітку безпосередньо з гілками використовують вузлові фасонки, а шви, що прикріплюють фасонки до гілки, визначають розрахунком. При невеликій розрахунковій довжині кутових швів їх розташовують з обох боків фасонки вздовж колони окремими ділянками в шаховому порядку, при цьому відстань між кінцями переривчастих швів не повинна перевищувати 15 товщин фасонки (див. рис. 7.5, л). У конструкціях,

що зводяться в кліматичних районах I_1, I_2, II_1, II_2 , а також при використанні ручного дугового зварювання, шви повинні бути безперервними на всій довжині фасонки.

Для надання просторової жорсткості відправні елементи наскрізних колон із решітками у двох площинах укріплюють суцільними діафрагмами з листів, які розташовуються по кінцях відправного елемента. У наскрізних колонах із решіткою в одній площині діафрагми розташовують не рідше, ніж через 4 м.

7.3.2. Підбір перерізу

Конструювання стержня наскрізної колони починають із встановлення схеми решітки. Знаючи ширину перерізу колони h (встановлюється при компонованні поперечної рами), розкоси розташовують під кутом $\gamma = 40...50^\circ$, керуючись тим, щоб відстань між вузлами (довжина панелі l) була однаковою по довжині колони. Допускається зміна розміру панелі тільки в нижній частині колони, що примикає до бази. Розташування вузлів решітки повинне бути узгоджене з розташуванням опорних столиків для кріплення стінових панелей. Для кращого включення в роботу обох гілок колони верхній розкіс центрують на точку перетину низу підкранової траверси і осі підкранової гілки. Для визначення схеми решітки висоту траверси приймають такою, що дорівнює $0,5...0,8$ ширини нижньої частини колони h_1 .

Розрахунок починають з визначення двох несприятливих комбінацій зусиль M і N , що викликають найбільші стискувальні зусилля N_b в підкрановій і зовнішній гілках колони за (7.34). Якщо положення центра ваги в колонах із несиметричним перерізом ще невідоме, то при визначенні зведених зусиль у гілках на першому етапі приймають $y = h_1/2$.

Необхідну площу перерізу гілок визначають за зведеними зусиллями з (7.35). Для забезпечення стійкості колони з площини рами висоту перерізу гілки b_l приймають у межах $(0,3...0,5)h_1$ і $(1/20... 1/30)l_y$, де l_y - відстань між точками закріплення колони з площини згину. Такі розміри відповідають гнучкості гілки $\lambda \approx 60...90$.

Відповідно до необхідної площі підбирають гілки за сортаментом з прокатних профілів або компонують складений переріз. У складеному перерізі необхідно врахувати умови забезпечення місцевої стійкості елементів перерізу, як при центральному стиску. Далі уточнюють положення центра ваги перерізу та зведені зусилля у гілках і перевіряють їх на стійкість при випинанні в площині та з площини рами за формулою (7.35).

Після знаходження умовної перерізувальної сили Q_{fic} за формулою (7.40) порівнюють її з діючою від розрахункових навантажень, за більшою з них знаходять зусилля в розкосі та підбирають площу його перерізу.

Після цього визначають m за формулою (7.36) та при $m \leq 20$ перевіряють виконання умови (7.14).

7.4. Вузли колон

7.4.1. Вузли обпирання підкранових балок

У ступінчастих колонах для обпирання підкранових балок використовують виступи, що утворюються внаслідок зміни ширини перерізу колон, а для передачі зусиль від верхньої частини колони на нижню і сприйняття опорної реакції підкранових балок влаштовують траверси. Найчастіше використовують одностінчасті траверси, хоча при великих навантаженнях вони можуть бути і двостінчастими. Крім того, на рівні верху траверси розміщують монтажний вузол спряження верхньої і нижньої частин колони (рис. 7.6).

Для забезпечення достатньої жорсткості вузла висоту траверси конструктивно приймають такою, що дорівнює 0,5...0,8 ширини нижньої частини колони, а місцеву стійкість стінки траверси забезпечують горизонтальними полицями. При цьому для зручності накладання монтажних зварних швів, що з'єднують верхню і нижню частини колон, верхню полицю зміщують донизу на 100...150 мм від верху траверси.

За розрахункову схему траверси наскрізної колони приймають однопролітну балку, що обпирається на гілки підкранової частини колони (див. рис. 7.6, б, д). Для спрощення розрахунків і дещо в запас міцності вважають, що зусилля від верхньої частини колони передаються на траверсу тільки через полиці колони.

При такому припущенні зведені зусилля в полицях колони будуть:

$$N_f = -\frac{N}{2} \pm \frac{M}{h_{02}}, \quad (7.42)$$

де M і N — розрахункові зусилля у верхній (надкрановій) частині колони на рівні з'єднання верхньої і нижньої частин колон при несприятливому сполученні; h_{02} - відстань між осями полиць верхньої частини колони (див. рис. 7.6, а, в).

Навантаження від тиску підкранових балок D_{\max} передається на траверсу через опорні ребра балок і розподільні плити, товщину яких призначають конструктивно 25...30 мм. Поверхню плит стругають, а торець підкранової гілки фрезерують.

Таким чином, лінійне навантаження від D_{\max} на траверсу становитиме:

$$q = \frac{D_{\max}}{b_s + 2t}, \quad (7.43)$$

де b_s - ширина опорного ребра підкранової балки; t - товщина розподільної плити (див. рис. 7.6, б, д).

Необхідну товщину стінки траверси приймають за умовою роботи її на зминання під дією опорної реакції підкранових балок:

$$t_{tr} \geq \frac{D_{\max}}{(b_s + 2t)R_p \gamma_c}. \quad (7.44)$$

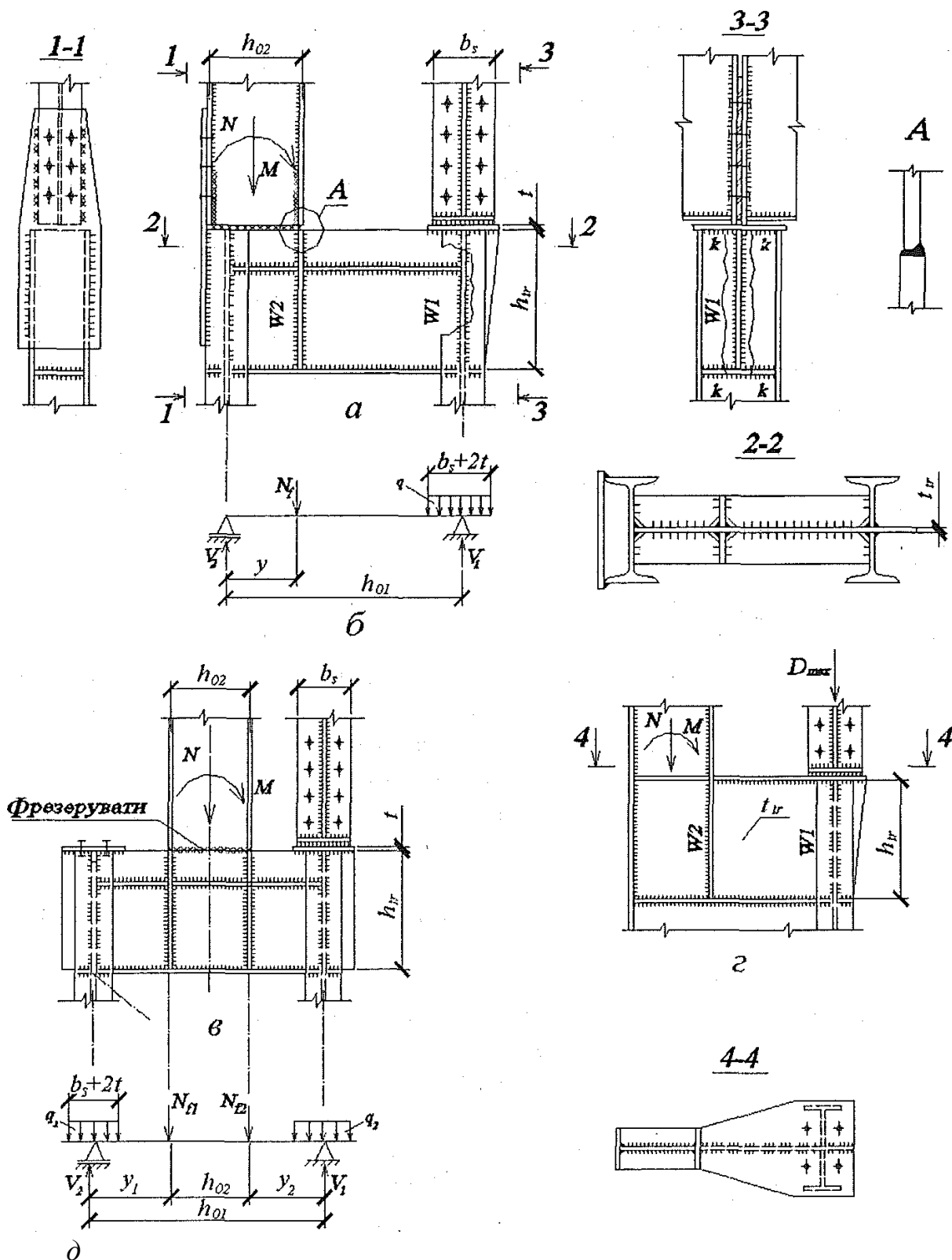


Рис. 7.6. Вузли спряження верхньої і нижньої частин колони: *a* — крайньої наскрізної колони; *б, д* - розрахункові схеми траверс; *в* - середньої наскрізної колони; *г* - крайньої суцільної колони

Максимальна поперечна сила в траверсі виникає на її опорах і визначається за формулою

$$Q_{\max} = V_1 + kD_{\max}/2, \quad (7.45)$$

де V — опорна реакція траверси на розглядуваній опорі (лівій або правій) від сили N_f ; D_{max} - максимальний тиск підкранових балок на цій же опорі; $\kappa = 1,2$ — коефіцієнт, що враховує можливу нерівномірність передачі тиску підкранових балок на траверсу (див. рис. 7.6, б, д).

Мінімально необхідна висота траверси за умови роботи її на зріз буде:

$$h_{cal} = \frac{Q_{max}}{t_{tr} R_s \gamma_c}. \quad (7.46)$$

Якщо мінімально необхідна висота траверси h_{cal} виявиться меншою від прийнятої з конструктивних міркувань, то остаточно приймають $h_{tr} \approx 0,5h_1$.

Стінку траверси в місцях розташування полиць верхньої частини колони підкріплюють парними вертикальними ребрами, сумарна ширина яких не менша від ширини полиць верхньої частини колони. Ділянку траверси, до складу якої входять вертикальні ребра і прилеглі ділянки стінки шириною $0,65t_{tr} \sqrt{\frac{E}{R_y}}$, перевіряють як умовний центрально-стиснутий силою N_f стержень.

Зварні кутові шви W_1 , що прикріплюють траверсу до стінки підкранової гілки, розраховують на сприйняття опорних реакцій траверси $R = V_1 + D_{max}$, а такі, що прикріплюють вертикальні ребра траверси до стінки W_2 - на дію зведених зусиль N_f (7.42). Якщо стінка гілки колони виявиться настільки тонкою, що виникнуть труднощі при виконанні конструктивних вимог щодо катетів і довжин зварних швів, то в стінці гілки влаштовують проріз, куди заводять траверсу і приварюють її вже чотирма кутовими швами (рис. 7.6, а).

Стінку підкранової гілки колони доцільно перевірити на зріз одночасно по двох площинах k-k: (рис. 7.6, а) при дії відповідної реакції V_1 та q :

$$\tau = \frac{Q_{max}}{2t_{wb} h_{tr}} \leq R_s \gamma_c, \quad (7.47)$$

де t_{wb} - товщина стінки гілки.

Переріз траверси необхідно перевірити за нормальними напруженнями:

$$\sigma = \frac{M_{tr}}{W_{tr}} \leq R_y \gamma_c, \quad (7.48)$$

де M_{tr} - максимальний згинальний момент у траверсі.

У розрахунковий переріз траверси допускається вводити тільки стінку траверси $W_{tr} = t_{tr} h_{tr}^2 / 6$. Остаточна висота траверси приймається як найбільше із значень, знайдених з конструктивних міркувань ($h_{tr} \approx 0,5 \dots 0,8h$), з умови роботи її на зріз (7.46) і на згин як балки на двох опорах (7.48), а також не менше від довжин зварних швів W_1 і W_2 .

Укрупнювальний стик з'єднання верхньої частини колони з нижньою, як правило, розташовують на рівні верху траверси і умовно вважають, що передача зусиль здійснюється тільки через полиці верхньої частини на торці елементів траверси, товщина яких повинна перевищувати товщини полиць. Внутрішні полиці верхньої частини крайніх колон і обидві полиці колон середніх рядів передають зусилля N_f на вертикальні ребра траверс (див. рис 7.6

а, д) через стикові шви, які виконуються з повним проваром, і тому не розраховуються.

Передача зусилля N_f від зовнішньої полиці верхньої частини колони крайнього ряду залежить від обраного конструктивного рішення вузла і типу зовнішньої гілки нижньої частини колони. Якщо зовнішня гілка запроектована із швелера (див. рис. 7.6, е, є), то полиця верхньої частини суміщається зі стінкою швелера. При виконанні цієї гілки з двотавра верхня полиця закріплюється стиковим швом на вертикальному листі, розміщеному між полицями двотавра (див. рис. 7.7) або кутовими швами через накладку (див. рис. 7.6, а), площу якої розраховують на відповідну силу N_f . Такі накладки передбачають і в інших випадках, якщо при несприятливому сполученні зусиль у верхній частині сила N_f одержує знак „плюс” (розтяг).

У суцільних колонах роль траверси виконує стінка нижньої частини колони, але її товщина повинна бути не меншою, ніж за умови зминання за формулою (7.44). У разі необхідності товщину стінки колони збільшують до необхідної на ділянці, що дорівнює або трохи більша від конструктивної висоти траверси $h_{tr} = (0,5...0,8)h_1$ (див. рис. 7.6, з). У суцільних колонах зварні шви W_1 що прикріплюють траверсу до стінки підкранової гілки, розраховують (в запас) на сприйняття сили D_{max} на довжині $l_{w1} \leq \beta k_f$.

У колонах сталого по висоті перерізу обпирання підкранових балок здійснюють на підкранові консолі. У суцільних колонах консолі двотаврового перерізу проектують одностінчастими і прикріплюють до полиці колони (рис. 7.7, а). Верхню полицю консолі, на яку обпирається підкранова балка, для кращого розподілу тиску і недопущення відгину приймають дещо товщою, ніж нижню. Переріз консолі та зварні шви, що прикріплюють консоль до колони, розраховують на одночасну дію згинального моменту $M = D_{max}e$ та сили зрізу D_{max} . При цьому умовно вважають, що згинальний момент сприймається тільки поясами, а перерізувальна сила - стінкою консолі. Таке саме припущення роблять і при розрахунку зварних швів. Для збільшення довжини зварних швів, що прикріплюють верхній пояс консолі до колони і працюють на розтяг, використовують накладки.

Як і в траверсі наскрізної колони, стінка консолі перевіряються на зминання від сили D_{max} .

Стінку колони в місці розташування полиць консолі укріплюють ребрами жорсткості, товщину яких приймають такими, як і товщини полиць консолі. Пояси консолі і ребра жорсткості приварюють до полиць колони зварними швами, що розраховані на зусилля $H = M/h_c$ (рис. 7.7, а). На це ж зусилля розраховується міцність стінки на зріз по гранях ребер, а також перевіряється міцність стінки колони на ділянці між ребрами на розрахункову комбінацію зусиль з урахуванням додаткового зусилля H . Крім того, в зоні кріплення верхньої полиці консолі перевіряється на міцність полиця колони при роботі на розтяг у напрямку товщини прокату.

У наскрізних колонах консолі виконують з двох швелерів (рис. 7.7, б). Зусилля у зварних швах N_1 і N_2 , що прикріплюють швелери до гілок, визначають за правилами важеля:

$$N_{1,2} = \frac{D_{\max}}{2} \mp \frac{D_{\max} e_1}{h_w}$$

Саму консоль перевіряють на згин і зріз.

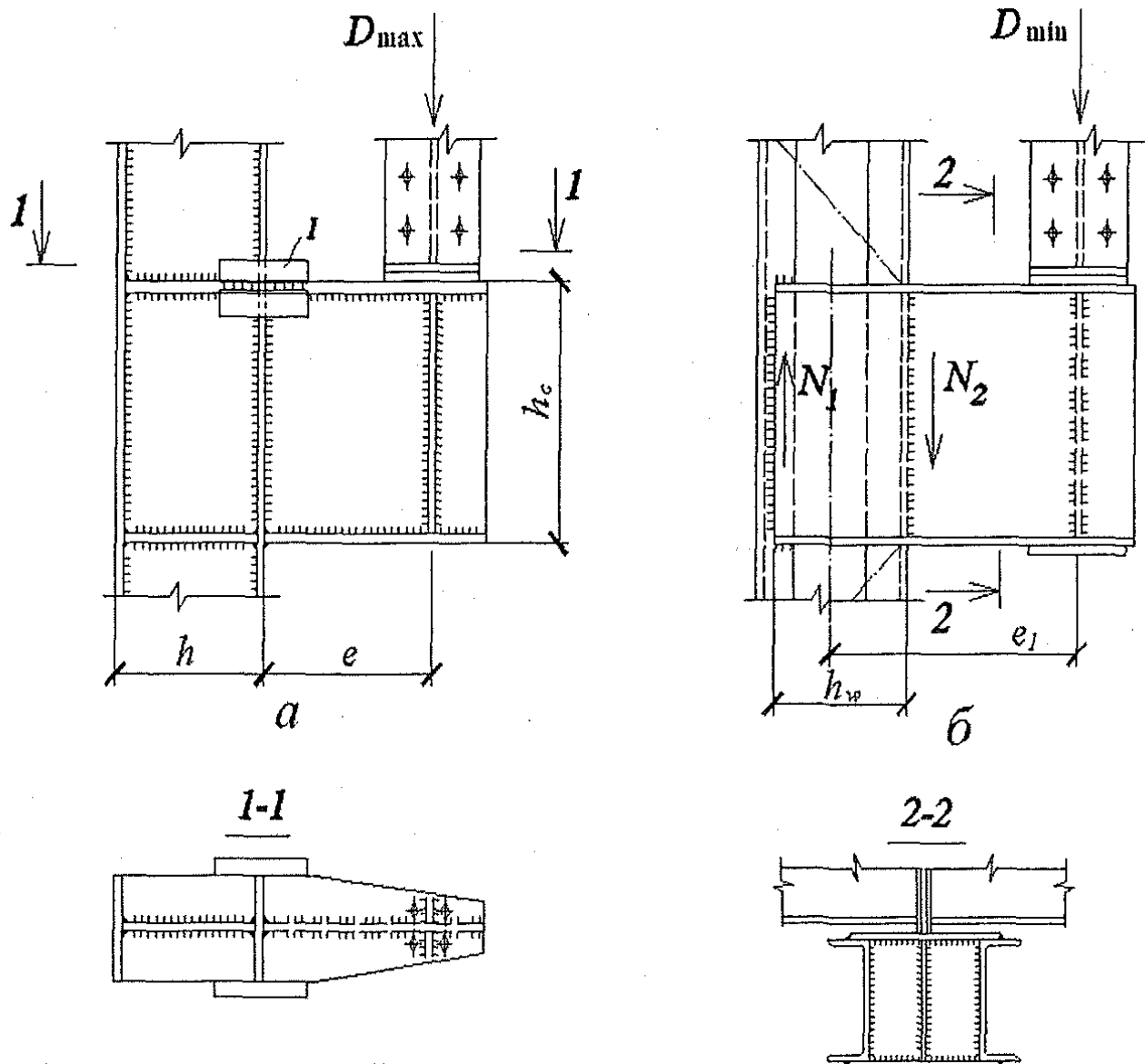


Рис. 7.7. Підкранові консолі колон: а - суцільних, б - наскрізних; 1 – накладка

7.4.2. Бази колон

Конструкція бази повинна забезпечувати передачу зусилля від стержня колони на фундамент і прийняте в розрахунковій схемі сполучення колон з фундаментами - жорстке, або шарнірне, а також простоту монтажу колон.

У каркасах виробничих будівель, як правило, використовують жорстке сполучення колон із фундаментами, хоча в деяких випадках, найчастіше в легких каркасах, використовують шарнірне сполучення.

Бази позацентрово-стиснутих колон за своїм конструктивним рішенням бувають об'єднаними (з єдиною опорною плитою) і роздільними (з окремими опорними плитами під кожну гілку наскрізної колони), з траверсами та без траверс. Схеми баз наведені на рис. 7.8.

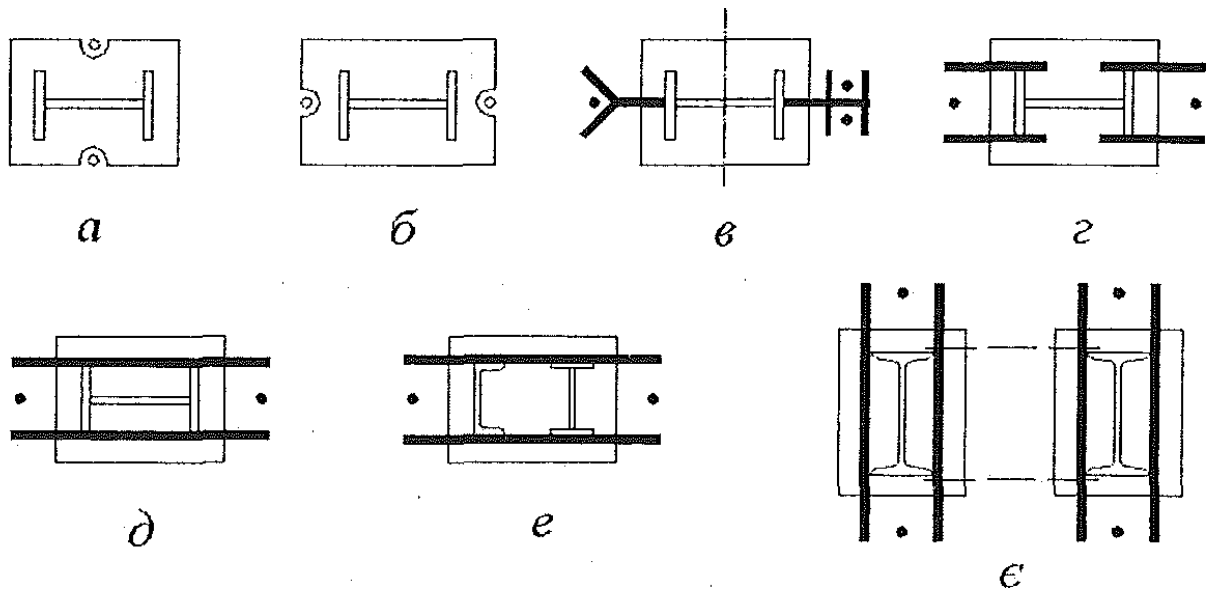


Рис. 7.8. Схеми баз колон: *а, б* - без траверс; *в* - з одностінчастою траверсою; *г* — з двостінчастими роздільними траверсами; *д, е* - з двостінчастими спільними траверсами; *є* - роздільна база наскрізної колони

Бази без траверс доцільно використовувати в легких колонах (в безкранових будівлях, у будівлях з підвісними кранами або мостовими кранами вантажопідйомністю не більше 20 т) при шарнірному сполученні з фундаментами або жорсткому у випадках, коли між опорною плитою і фундаментом (опорною плитою і стержнем колони) не виникає значних зусиль відриву при дії розрахункових сполучень (див. рис. 7.8, а, б). При шарнірному закріпленні анкерні болти розміщують по осі колони, перпендикулярної до площини рами. Це забезпечує певну можливість повороту опорного перерізу і дозволяє умовно віднести таке сполучення до шарнірного (див. рис. 7.8, а).

При шарнірному сполученні базу розраховують, як у випадку центрального стиску а діаметри болтів приймають конструктивно такими, що дорівнюють 20...30 мм, і заглиблюють їх у бетон на 15...20 діаметрів болта. Для спрощення монтажу отвори в плиті для перепуску болтів передбачають на 20...30 мм більшими від їхнього діаметра.

При жорсткому сполученні колони з фундаментом болти розміщують у площинах, паралельних до площини рами (див. рис. 7.8, б). Якщо між опорною плитою і фундаментом виникають напруження відриву, то їх передають на анкерні болти, які відповідно до розрахунку заглиблюються в бетон фундаменту. В останньому випадку бази без траверс мають обмежене використання внаслідок складності забезпечення необхідної міцності зварних швів, що з'єднують тонкостінний стержень і товсту опорну плиту. Крім того, у цьому разі необхідна перевірка товстої плити на розшарування впоперек прокату.

При позацентровому стиску напруження в бетоні під опорною плитою в площині рами розподіляються нерівномірно за лінійним законом. Найбільші й найменші напруження виникають у бетоні на краях плити, перпендикулярних до площини згину (рис. 7.9, а, 7.10, в). Очевидно, що при цьому найбільші

стискувальні напруження не повинні перевищувати розрахункового опору бетону при місцевому стиску (зминанні) $R_{b,loc}$:

$$\sigma_{b,max} = -\frac{N}{BL} - \frac{6M}{BL^2} \leq R_{b,loc}; \quad \sigma_{b,min} = -\frac{N}{BL} + \frac{6M}{BL^2} \leq R_{b,loc}; \quad (7.49)$$

$$R_{b,loc} = \alpha \gamma_b R_b,$$

де B і L - ширина і довжина плити (рис. 7.9, а); R_b - розрахунковий опір бетону стиску (призмova міцність), що приймається за табл. 7.5 залежно від класу бетону; $\gamma_b = \sqrt{A_f/A_{pl}}$ - коефіцієнт, що враховує збільшення міцності бетону при місцевому зминанні залежно від відношення площ фундаменту і опорної плити A_{pl} (приймається не більшим як 1,5).

Таблиця 7.5

Призмova міцність бетону R_b

Клас бетону	B7,5	B10	B12,5	B15	B20
R_b , кПа	0,45	0,60	0,75	0,85	1,15

Якщо базу розраховують до проектування фундаменту, то приймають $\gamma_b = 1,2$. Якщо для фундаментів використовують бетони класу не вище B20, що буває найчастіше, то коефіцієнт $a = 1$. При великих зусиллях можливе збільшення $R_{b,loc}$ армуванням верхньої частини фундаментів зварними сітками, при цьому $a > 1$.

Максимальні напруження стиску $\sigma_{b,max}$ і розтягу $\sigma_{b,min}$ визначають для кожного краю плити. Більше з двох значень $\sigma_{b,max}$ використовують для розрахунку опорної плити бази, а значення $\sigma_{b,min}$ - для розрахунку анкерних болтів. Якщо значення $\sigma_{b,min}$ відповідає стиску, то з цього краю анкерні болти встановлюють конструктивно діаметром 20 мм.

При проектуванні позацентрово-стиснутих баз ширину опорної плити B найчастіше призначають з конструктивних міркувань, а необхідну довжину знаходять, використовуючи першу формулу (7.49) за умови $\sigma_{b,max} = R_{b,loc}$:

$$L = \frac{N}{2BR_{b,loc}} + \sqrt{\left(\frac{N}{2BR_{b,loc}}\right)^2 + \frac{6M}{BR_{b,loc}}}. \quad (7.50)$$

Для зменшення згинальних моментів у плиті база без траверс повинна бути компактною в плані і не мати великих консольних звисів. Доцільно також, щоб елементи стержня колони розбивали плиту на ділянки з чітко визначеними умовами їх обпирання по краях - на одну сторону (консольна ділянка) і на три сторони (див. рис. 7.9, в). Якщо ширина плити B перевищує ширину полиці колони b , то умовно можна вважати, що плита має консольні ділянки з шириною звису c_1 та дві ділянки, які умовно вважають опертими на три сторони (див. рис. 7.9, г). Оскільки база повинна бути розвинена в площині дії моменту, то доцільно приймати $L > B$, $c_1 > c_2$.

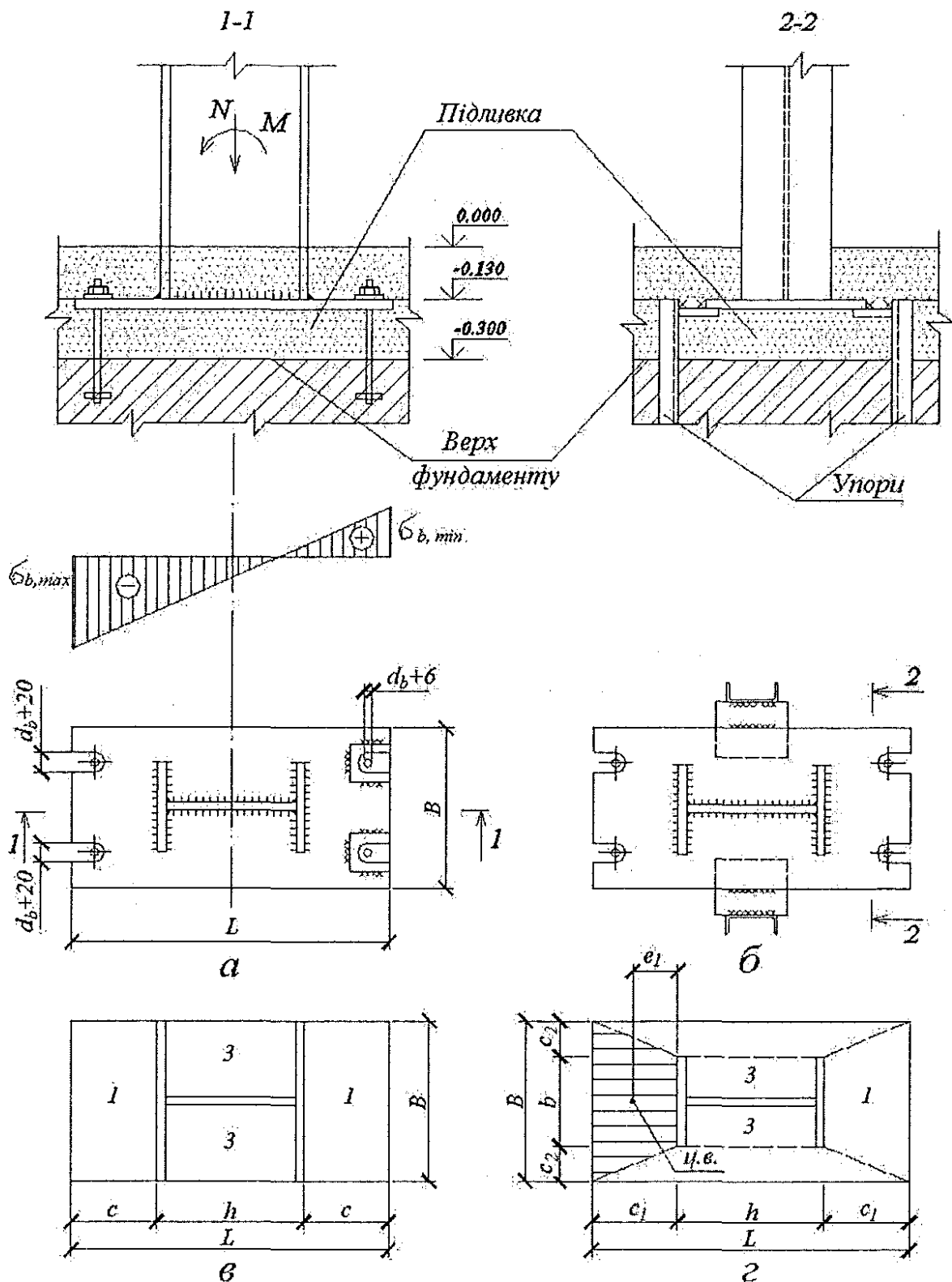


Рис. 7.9. База колони без траверс: а - конструктивне рішення; б - упори для сприйняття горизонтальних сил; в, г — розрахункові схеми плити

У плиті на рис. 7.9, г максимальний розрахунковий момент виникає на консольній ділянці, де діє $\sigma_{b, \max}$, та визначається за формулою

$$M_1 = \sigma_{b, \max} A e_1, \quad (7.51)$$

де A - площа трапеції (заштрихована); e_1 - відстань від центра ваги трапеції до розрахункового перерізу.

Необхідна товщина плити становить:

$$t_{pl} = \sqrt{\frac{6M_1}{bR_y\gamma_c}}, \quad (7.52)$$

де b - ширина полиці колони; γ_c - коефіцієнт умов роботи опорної плити (табл. Д.1.5).

Для забезпечення жорсткого сполучення позацентрово-стиснутих колон з фундаментами при значних навантаженнях використовують бази з траверсами, а зусилля, що виникають в анкерних болтах, передають на траверси за допомогою анкерних плиток (див. рис. 7.8, $e - e$).

Поширені конструкції баз суцільних колон з траверсами наведені на рис. 7.10.

Для економії сталі у безкранових будівлях і будівлях з підвісними та мостовими кранами вантажопідйомністю до 50 т включно відмітку верху фундаменту доцільно призначати не нижче 0,15 м.

Якщо при різних комбінаціях розрахункових зусиль згинальні моменти різних знаків, що діють в опорному перерізі колони, близькі за абсолютними значеннями або невеликі, то базу виконують симетричною, тобто центр ваги опорної плити суміщають із центром ваги перерізу колони (див. рис. 7.10, a). Якщо моменти різних знаків в опорному перерізі значно розрізняються за абсолютними значеннями, то можуть бути доцільними несиметричні бази. Для цього центр ваги опорної плити зміщують відносно поздовжньої осі колони таким чином, щоб вирівняти крайові напруження під опорною плитою за рахунок створення розвантажувального моменту:

$$e = \frac{(N_1 - N_2)\frac{L}{6} + (M_1 - M_2)}{N_1 + N_2} \leq 0,5L - \left(\frac{h}{2} + h'_{\min}\right),$$

де N_1 і N_2 , M_1 і M_2 — абсолютні значення зусиль, що відповідають двом комбінаціям, які викликають найбільші напруження стиску, з двох боків опорної плити; $h_{\min} = 250$ мм - найменший звис консольної ділянки плити.

Бази крайніх колон, що заглиблені на 150 мм, для можливості встановлення цокольних стінових панелей проектують з обрізаними траверсами із зовнішньої сторони, а осі болтів зміщують до середини колони (рис. 7.10, b).

У базах колон з траверсами розрахунок плити починають з визначення її ширини, яку приймають із конструктивних міркувань:

$$B = b \text{ (або } h) + 2t_{tr} + 2c, \quad (7.53)$$

де b і h - розміри перерізу стержня колони; t_{tr} - товщина траверси, що приймається 10...12 мм; c - ширина звису плити, що приймається в межах 100...120 мм. Ширину плити B доцільно приймати з урахуванням градації сортаменту листової сталі.

Після цього, використовуючи формулу (7.50) знаходять необхідну довжину плити.

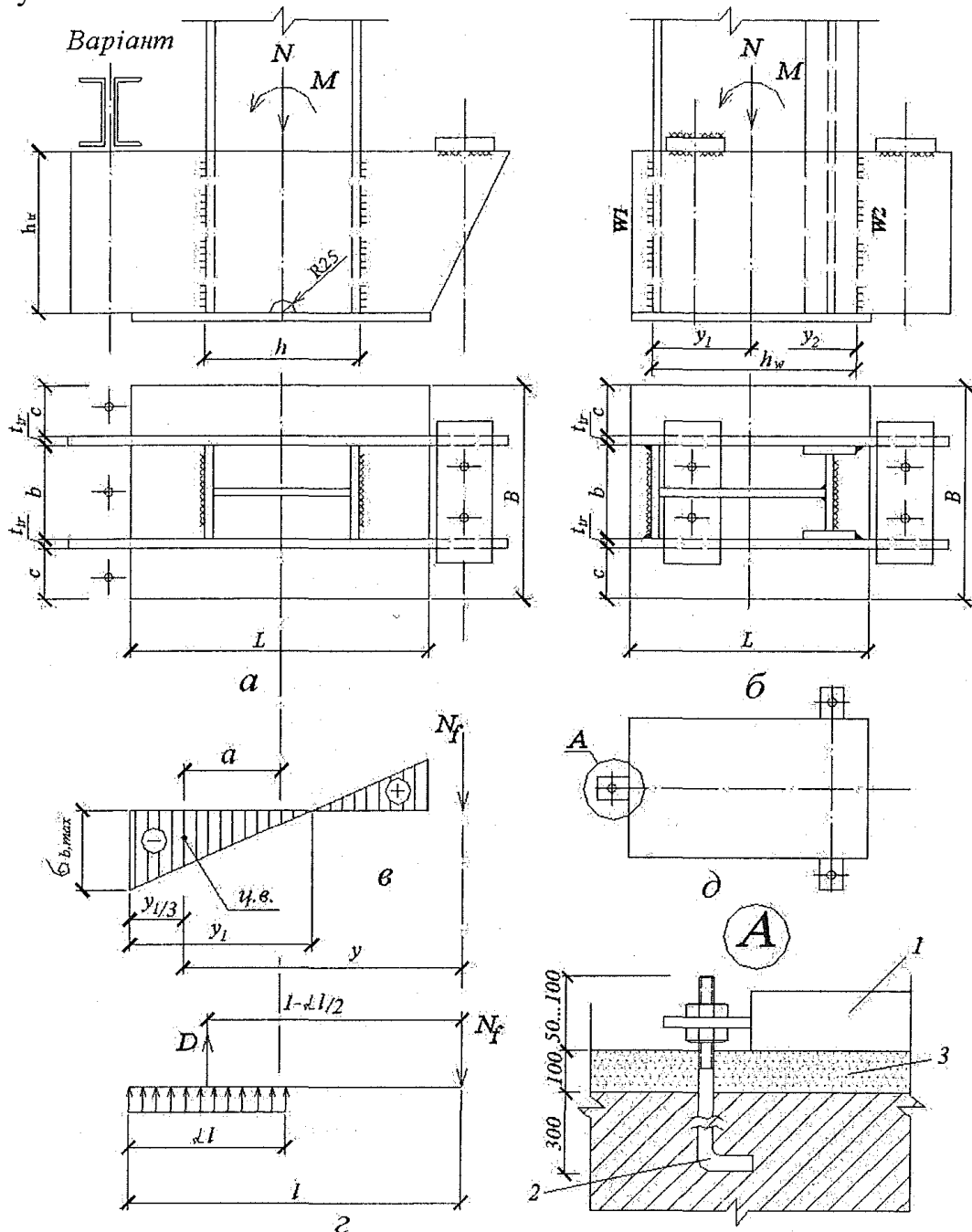


Рис. 7.10. Базис суцільних позакентрово-стиснутих колон із траверсами: *а* - симетрична; *б* - несиметрична; *в*, *г* - до розрахунку фундаментних болтів; *д* - розміщення встановлювальних болтів; 1 - опорна плита; 2 - встановлювальний болт; 3 - підливка цементно-піщаним розчином

Товщину плити визначають з розрахунку характерних ділянок плити на згин, як для центрально-стиснутих колон. При цьому навантаження для кожної ділянки дорівнюють найбільшому значенню відсічі фундаменту на цій ділянці відповідно до епюри σ_b (див. рис. 7.10, в).

Необхідно враховувати також, що для різних ділянок найбільш небезпечними можуть виявитись різні сполучення зусиль M і N .

Розрахунок траверс, консольних ребер і діафрагм, а також зварних швів для їх прикріплення, виконується, як і при центральному стиску, а навантаження на них визначають залежно від вантажної площі та реактивного тиску бетону σ_b . Прикріплення траверс до полиць суцільних колон розраховують на максимальне зусилля N_w що виникає у зварних швах:

$$N_{w.1} = \frac{-N y_2 \pm M}{h_w}; \quad N_{w.2} = \frac{-N y_1 \pm M}{h_w}, \quad (7.54)$$

де N_{w1} , N_{w2} - зусилля у зварних швах W_1 і W_2 відповідно (див. рис. 7.10, б).

За розрахункове сполучення зусиль M і N приймають таке, що викликає найбільше значення N_w у швах.

Прикріплення траверс та стержня колони до опорної плити залежить від способу монтажу колони. Вивіряння колони в процесі монтажу здійснюється за допомогою сталевих підкладок товщиною 40...60 мм, які встановлюються між опорною плитою і верхом фундаменту з подальшою підливкою цементним розчином. Траверси і стержень колони в цьому разі приварюються до плити розрахунковими суцільними кутовими швами, катети яких визначають за умови передачі зусиль із траверси на плиту. При значних зусиллях катети таких швів можуть виявитись занадто великими, тому опорні плити приварюються на заводі, найчастіше в легких базах без траверс.

Безвивірковий монтаж прискорює встановлення колони і підвищує точність монтажу. Для цього на заводі торець стержня колони з траверсами та іншими елементами бази обробляється на фрезерному верстаті, а опорна плита - на стругальному верстаті, що забезпечує передачу стискувальних зусиль між ними завдяки щільному контакту.

На монтажі плити встановлюються в проектне положення і вивіряються за допомогою трьох встановлювальних болтів (див. рис. 7.10, д). У базах без траверс роль цих болтів можуть виконувати анкерні болти з додатковими гайками та шайбами нижче рівня плити. На змонтовану та вивірену плиту після підливки розчину наносяться риски (координаційні осі), які потім використовуються для монтажу колон.

При безвивірковому монтажі стискувальні зусилля передаються від стержня колони і траверс на плиту по поверхнях контакту, а зварні шви, що з'єднують колону з плитою, призначаються конструктивно або розраховуються на сприйняття тільки поперечної сили в колоні.

Фундаментні (анкерні) болти в позацентрово-стиснутих колонах поділяють на конструктивні й робочі. Якщо на епюрі напружень у бетоні під опорною плитою є зона від'ємних (розтягувальних) напружень, то фундаментні болти працюють на розтяг і встановлюються за розрахунком.

Зусилля N_a , яке повинне сприйматися фундаментними болтами, визначають з рівняння рівноваги усіх зусиль відносно центра ваги стиснутої зони бетону (рис. 7.10, в):

$$M - Na - N_a y = 0, \quad \text{звідки} \quad N_a = \frac{M - Na}{y}, \quad (7.55)$$

де α і y - відстань від центра ваги стиснутої зони бетону до осі стержня колони та осі фундаментних болтів відповідно.

Необхідна площа перерізу нетто фундаментних болтів (по різі), що встановлюються з однієї сторони бази, при статичному навантаженні буде:

$$A_{cal} = \frac{N_a}{R_{ba}}. \quad (7.56)$$

Розрахунковий опір фундаментних болтів розтягу R_{ba} приймають за табл. 7.6 залежно від марки сталі болтів та їхнього діаметра.

Таблиця 7.6

Діаметр болта d , мм	Площа перерізу по різі A_{bn} , см ²	Розрахункові опори болтів, МПа, із сталі марок		
		ВСт3кп2 за ГОСТ 535-88	09Г2С за ГОСТ 19281-73*	10Г2С1 за ГОСТ 19281-73*
M10	0,523	185	235	240
M12	0,768			
M16	1,44			
M20	2,25			
M24	3,24	185	230	235
M30	5,19			
M36	7,59	185	225	225
M42	10,34			
M48	13,80			
M56	18,74			
M64	25,12	185	220	215
M72	32,23			
M80	40,87			
M90	53,68			
M100	66,56*	185	215	215
M110	80,56*			
M125	105,79*			
M140	133,86*			

* Орієнтовні значення.

Фундаментні болти розраховують на так звану анкерну комбінацію зусиль з найбільшим згинальним моментом і найменшою стискувальною силою (розвантажує болти), при цьому постійні навантаження враховують з коефіцієнтом надійності за навантаженням $\gamma_c = 0,9$.

При проектуванні доцільно використовувати мінімальну кількість болтів з кожного боку колони, але не менш як два. При великій кількості болтів зусилля в них можуть розподілятися нерівномірно, крім того, ускладнюється монтаж. Для зменшення кількості болтів збільшують діаметр болтів, розрахунковий опір, а також відстань між осями болтів у площині рами.

Для зменшення площі перерізу фундаментних болтів можна визначити зусилля в них з урахуванням розвитку пластичних деформацій у бетоні. При цьому напруження у фундаменті під плитою вважається рівномірно розподіленим (див. рис. 7.10, з), а зусилля розтягу в болтах:

$$N_a = D - N, \quad (7.57)$$

де D - відсіч стиснутої зони бетону $D = \alpha l B R_b$, де αl — довжина стиснутої зони бетону під плитою.

Коефіцієнт α визначають з умови рівноваги $\sum M = 0$ відносно осі фундаментних болтів:

$$Ns + M - D(l - 0,5\alpha l) = N(s + e) - \alpha l B R_b (l - 0,5\alpha l) = 0.$$

$$\text{Звідси } \alpha = 1 - \sqrt{1 - \frac{2N(e + s)}{R_b l^2 B}}, \text{ де } e = M / N.$$

Бази наскрізних колон бувають об'єднаними і роздільними. Об'єднані бази використовують переважно при незначній відстані між гілками колони (до 1 м), а за конструкцією і розрахунком вони принципово не відрізняються від баз суцільних колон (див. рис. 7.8, є).

При відстані між гілками 1 м і більше бази наскрізних колон виконують, як правило, роздільного типу, які виявляються більш економічними. У конструктивному плані роздільні бази складаються з двох окремих баз під кожен гілку колони. Оскільки гілки працюють на центральний стиск, то і бази під кожен гілку проектуєть, як бази центрально-стиснутих колон (рис. 7.11).

Для розрахунку опорних плит використовують дві різні комбінації розрахункових зусиль, яким відповідають найбільші зусилля стиску в кожній з гілок колони. Розміри опорних плит у плані і висоту траверс приймають відповідно до розрахунку різними під кожен гілку, а товщину плит - однаковою.

Для забезпечення сприйняття перерізувальної сили, що діє в опорному перерізі, бази з'єднуються між собою за допомогою розпірок. Розтягуючі зусилля, що виникають між опорною плитою і фундаментом, сприймаються анкерними болтами, які розміщують симетрично відносно поздовжніх осей гілок колони, щоб запобігти виникненню додаткових зусиль.

Зусилля від анкерних болтів передаються на анкерні плити, які розраховують як однопролітні балки, що обпираються на траверси і завантажені силами, що відповідають несучій здатності анкерних болтів:

$$N_{ba} = A_{bn} R_{ba}, \quad (7.58)$$

де A_{bn} - площа перерізу болта нетто; R_{ba} - розрахунковий опір фундаментних болтів, що приймається за табл. 7.6 залежно від марки сталі та діаметра.

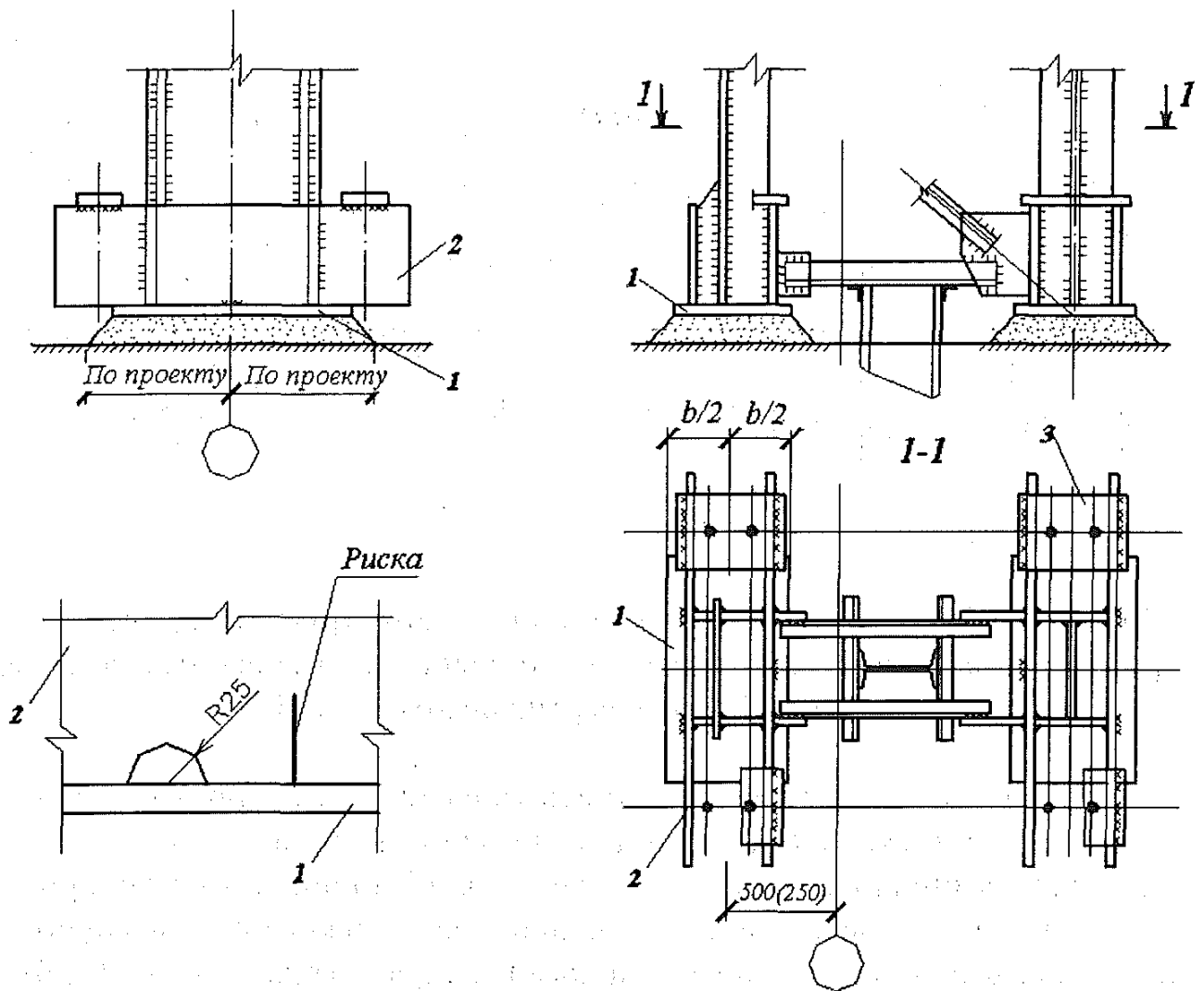


Рис. 7.11. База решітчастої колони: 1 - опорна плита; 2 - траверса; 3 - анкерна плитка; 4 - упор

При визначенні моменту опору анкерних плит необхідно враховувати послаблення їх отворами, діаметр яких на 5...6 мм більший від діаметра анкерних болтів.

7.4.3. Проріз для проходу в стінці колони

Проріз у стінці колони влаштовують у будівлях, обладнаних кранами груп режимів роботи 7К і 8К, у тих випадках, коли габарити кранів не дозволяють організувати прохід збоку від колони (рис. 7.12).

Розміри прорізу приймають не менш як 400 мм шириною і 1800 мм висотою, а ослаблену ділянку колони підсилюють вертикальними і горизонтальними листами. Вертикальні ребра виконують із двох листів, які приварюються до стінки з підварюванням кореня шва (рис. 7.12, в). У деяких випадках підсилення виконують одним листом, який заводять “у виделку” на стінку колони і приварюють кутовими швами (рис. 7.12, г). У цьому разі вертикальне ребро складається з двох частин, які зварюються горизонтальним швом у середині висоти прорізу. В обох випадках площа ребер не повинна бути меншою за площу вирізаної ділянки стінки.

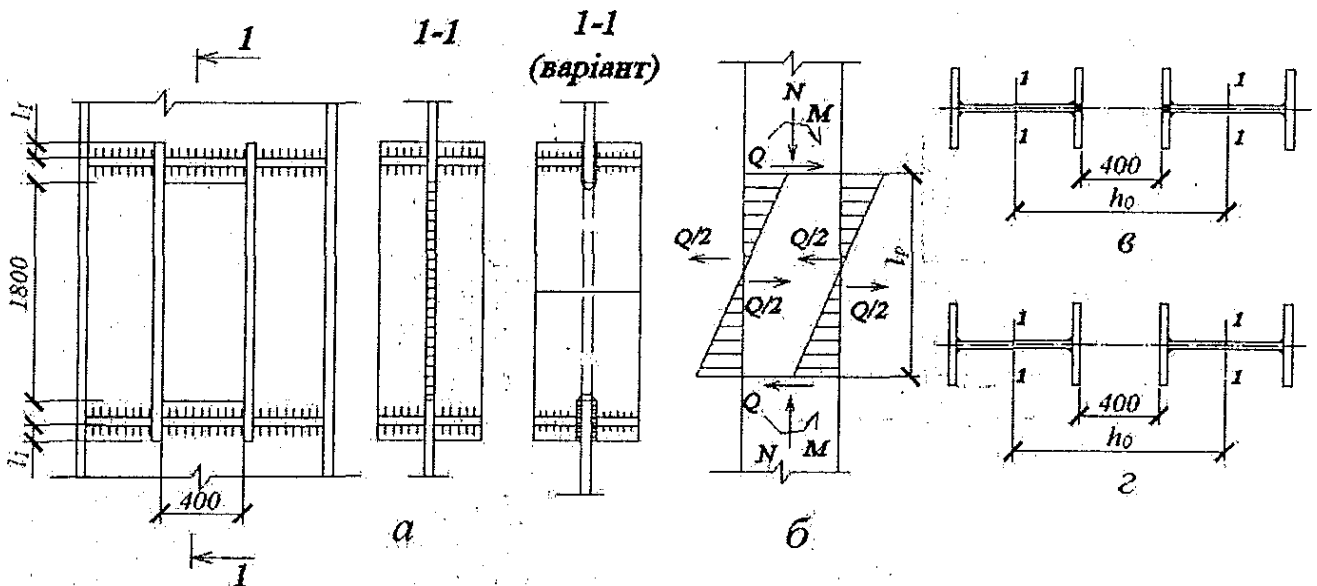


Рис. 7.12. Проріз для проходу в колоні: *а* - конструктивне рішення; *б* - розрахункова схема; *в, г* - варіанти укріплення вертикальними ребрами; 1 - зварний шов у вертикальному ребрі

Послаблений переріз або розраховують на таке саме сполучення зусиль, як і саму колону (колона рівномісна по всій довжині), або визначають розрахункові комбінації зусиль M , N і Q на верхній та нижній межах прорізу.

На ділянці прорізу колона працює як наскрізний позацентрово-стиснутий стержень із жорсткими планками на краях (див. рис. 7.12, *б*). Від згинального моменту M та поздовжньої сили N в гілках виникає поздовжнє зусилля:

$$N_b = -\frac{N}{2} - \frac{M}{h_0},$$

а від поперечної сили - місцевий згинальний момент

$$M_b = \frac{Q l_p}{4}.$$

Переріз гілки перевіряють на стійкість як позацентрово-стиснутий стержень у площині дії моменту відносно осі 1-1 за (7.14) і з площини дії моменту за (7.16).

Гнучкість гілки визначають при розрахунковій довжині, яка дорівнює висоті прорізу l_p . Зварні шви на ділянці її розраховують за умовою рівномірності з вертикальними ребрами (див. рис. 7.12, *а*).

*** ПРИКЛАД Е. РОЗРАХУНОК ТА КОНСТРУЮВАННЯ СТУПІНЧАТОЇ КОЛОНИ.

** ВИЗНАЧЕННЯ РОЗРАХУНКОВИХ ДОВЖИН.

Розрахункові довжини для надкранової та підкранової ділянок колон визначаємо за формулами:

$$l_{ef1} = \mu_1 \cdot l_1;$$

$$l_{ef2} = \mu_2 \cdot l_2$$

де l_1, l_2 – геометричні довжини колони або ділянок сталого перерізу, $l_1 = 12,1$ м, $l_2 = 5,8$ м;

μ – коефіцієнт розрахункової довжини, що обчислюється залежно від умов закріплення кінців колони, кількості прольотів будівлі та характеру навантаження.

При найбільшій поздовжній силі в підкрановій частині $N_1 = - 2313,57$ кН (навантаження 1, 2, 3, 5, 7, таблиця Е.2.) та відповідно до цієї комбінації поздовжній силі в надкрановій частині визначаємо:

$$N_2 = -(318,59 + 0,9 \cdot 191,52) = - 490,95 \text{ кН};$$

Відношення навантажень визначаємо за формулою:

$$\beta = \frac{N_1}{N_2}$$

$$\beta = \frac{2313,57}{490,95} = 4,71.$$

Колона однопролітної рами при шарнірному спряженні з ригелем вважається такою, що має верхній кінець, вільний від усіляких закріплень. Тому визначаємо значення коефіцієнтів μ_1 та μ_2 за таблицею Е.1.

Таблиця Е.1.

Коефіцієнт μ одноступінчастих колон

Умови кріплення верхнього колони кінця	Коефіцієнт μ_1 для нижньої ділянки при		Коефіцієнт μ_2 для верхньої ділянки
	$0,3 > l_2/l_1 \geq 0,1$	$0,1 > l_2/l_1 \geq 0,05$	
Вільний	2,5	3,0	3,0

Таблиця Е.2.

Розрахункові сполучення зусиль у перерізах лівої колони від діючих навантажень M , кНм; N та Q , кН.

№	Навантаження, сполучення	ψ	Переріз 1-1		Переріз 2-2		Переріз 3-3		
			M	N	M	N	M	N	Q
1	Постійне		- 44,49	- 318,59	+ 18,28	- 410,79	+ 59,61	- 410,79	- 2,26
2	Снігове		- 29,6	- 191,52	+ 18,28	- 191,52	+ 36,43	- 191,52	- 1,5
3	D_{\max} зліва		+223,18	0	- 738,16	- 1922,7	- 272,54	- 1922,68	- 38,48
4	D_{\max} справа		+223,18	0	- 66,18	- 578,71	+ 399,43	- 578,71	- 38,48
5	$\pm N_{\max}$ зліва		$\pm 90,03$	0	$\pm 90,03$	0	$\pm 791,52$	0	$\pm 67,97$
6	$\pm N_{\max}$ справа		$\pm 120,62$	0	$\pm 120,62$	0	$\pm 753,28$	0	$\pm 59,7$
7	Вітрове зліва		- 180,98	0	- 180,98	0	- 924,79	0	+ 81,20
8	Вітрове справа		+ 109,14	0	+ 109,14	0	+ 854,11	0	+ 69,82

	+ M _{max}	№	1 + 3 + 6		1 + 8		1 + 8					
		1	+	-	+	-	+	-				
	N _{відп}	№	1 + 0,9(3 + 6 + 8)		1 + 0,9(2 + 4 + 6 + 8)		1 + 0,9(2 + 4 + 5 + 8)					
	0,9	+	-	+	-	+	-					
			299,31	318,59	127,42	410,79	913,72	410,79				
			363,15	318,59	181,95	1103,99	1932,95	1103,99				
	- M _{max}	№	1 + 7		1 + (3 + 6)		1 + 7					
		1	-	-	-	-	-	-				
	N _{відп}	№	1 + 0,9(2 + 7)		1 + 0,9(3 + 6 + 7)		1 + 0,9(3 + 5 + 7)					
	0,9	-	-	-	-	-	-					
			225,47	318,59	840,5	2333,47	865,18	410,79				
			234,01	490,95	917,50	2141,20	1730,35	2141,20				
	N _{max}	№	1 + 2		1 + (4 + 6)		1 + (3 + 5)					
		1	-	-	+	-	+	-				
	+M _{відп}	№	1 + 0,9(2 + 3 + 6 + 8)		1 + 0,9(2 + 4 + 6 + 8)		1 + 0,9(2 + 3 + 5 + 8)					
	0,9	+	-	+	-	+	-					
			74,09	510,11	72,72	989,50	578,59	2333,47				
			336,51	490,95	181,95	1103,99	1328,17	2313,57				
	N _{max}	№	1 + 2		1 + (3 + 6)		1 + (3 + 5)					
		1	-	-	-	-	-	-				
	-M _{відп}	№	1 + 0,9(2 + 7)		1 + 0,9(2 + 3 + 6 + 7)		1 + 0,9(2 + 3 + 5 + 7)					
	0,9	-	-	-	-	-	-					
			74,09	510,11	840,50	2333,47	1004,45	2333,47				
			234,01	490,95	901,05	2313,57	1697,56	2313,57				
№	Навантаження, сполучення	ψ	Переріз 1-1		Переріз 2-2		Переріз 3-3					
			M	N	M	N	M	N	Q			
	N _{min}	№	Зусилля M і N постійного навантаження враховані з коефіцієнтом 0,9/1,1 = 0,82					0,82(1) + 8				
		1						+	-			
	+M _{відп}	№						0,82(1) + 7			-	-
	1	-						-				
			902,99	336,84	875,90	336,84						
	Q _{max}	№	1 + 0,9(2 + 3 + 5 + 8)							-		
		0,9									-	
										162,25		

При відношеннях:

$$l_2/l_1 = 5,8/12,1 = 0,47 < 0,6 \text{ і } \beta = N_1/N_2 = 4,71 > 3, \text{ а також } I_2/I_1 = 1/7,6 = 0,13$$

маємо:

$$\mu_1 - 2,5, \mu_2 - 3,0.$$

Для більш точніших значень μ_1 та μ_2 необхідно обчислити допоміжні коефіцієнти α_1 та n при співвідношенні жорсткостей ділянок колон $I_1/I_2 = 7,6$:

$$n = \frac{I_2 \cdot l_1}{I_1 \cdot l_2}$$

$$n = \frac{1 \cdot 12,1}{7,6 \cdot 5,8} = 0,274;$$

$$\alpha_1 = \frac{l_2}{l_1} \cdot \sqrt{\frac{I_1}{I_2 \cdot \beta}}$$

$$\alpha_1 = \frac{5,8}{12,1} \cdot \sqrt{\frac{7,6}{1 \cdot 4,71}} = 0,59.$$

$$\mu_1 = 2,218$$

$\mu_2 = \mu_1/\alpha_1 = 3,76 > 3$ (беремо $\mu_2 = 3$). Деякі розбіжності у значеннях не мають істотного впливу на подальший розрахунок.

Таким чином, розрахункові довжини в площині рами становлять:

$$l_{ef1} = \mu_1 \cdot l_1 = 2,5 \cdot 12,1 = 30,25 \text{ м};$$

$$l_{ef2} = \mu_2 \cdot l_2 = 3,0 \cdot 5,8 = 17,40 \text{ м}.$$

Розрахункові довжини з площини рами приймаємо такими, що дорівнюють геометричним відстаням між точками закріплення колони в'язями:

- для підкранової ділянки:

$$l_{ef, y1} = l_1 = 12,10 \text{ м};$$

- для надкранової ділянки:

$$l_{ef, y2} = l_2 - h_{bc} = 5,8 - 1,6 = 4,2 \text{ м}.$$

**** ПІДБІР ПЕРЕРІЗУ НАДКРАНОВОЇ ЧАСТИНИ КОЛОНИ.**

Надкранову частину колони приймаємо у вигляді симетричного двотавра з висотою перерізу 500 мм.

Розрахункові зусилля для перерізу 1-1 визначаємо за таблицею Е.1. розрахункових сполучень зусиль:

$$M = + 336,51 \text{ кНм} - \text{при розрахунковій комбінації зусиль (1 + 2 + 3 + 6 + 8);}$$

$$N = - 490,95 \text{ кН}.$$

Інша розрахункова комбінація $M = + 363,15 \text{ кНм}$ та $N = - 318,59 \text{ кН}$ навіть при більшому значенні M має суттєво менші значення N , тому до розрахунку не береться, однак може бути перевірена як додаткова після підбору перерізу.

Для визначення необхідної площі перерізу потрібно обчислити такі величини:

- радіус інерції:

$$i_x \approx 0,42 \cdot h_2 = 0,42 \cdot 50 = 21 \text{ см};$$

- ядрова відстань:

$$\rho_x = W_x/A \approx 0,35 \cdot h_2 = 0,35 \cdot 50 = 17,5 \text{ см};$$

- умовна гнучкість:

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \cdot \sqrt{R_y/E} = \frac{l_{ef,2}}{i_x} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{17,40}{21} \cdot \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 2,87;$$

- відносний ексцентриситет:

$$m = e \cdot \frac{A}{W_c} = \frac{M}{N} \cdot \frac{1}{\rho_x} = \frac{33651}{490,95} \cdot \frac{1}{17,5} = 3,92;$$

- коефіцієнт впливу форми перерізу при:

$0 < \bar{\lambda} \leq 5$ та $A_f / A_w = 0,5$ буде: $\eta = 1,25$;

- зведений відносний ексцентриситет:

$$m_{ef} = m \cdot \eta = 3,92 \cdot 1,25 = 4,9 < 20;$$

- коефіцієнт $\varphi_e = 0,194$ при $\bar{\lambda}_x = 2,87$ та $m_{ef} = 4,90$;

Необхідна площа перерізу становить:

$$A_{cal} = \frac{N}{\varphi_e \cdot R_y \cdot \gamma_c}$$
$$A_{cal} = \frac{490,95}{0,194 \cdot 24} = 105,44 \text{ см}^2,$$

де $R_y \cdot \gamma_c = 240 \cdot 1,0 \text{ МПа} = 24 \text{ кН/см}^2$.

Для забезпечення місцевої стійкості стінки її умовна гнучкість не повинна перевищувати граничних значень $\bar{\lambda}_{uw}$.

При $m = 3,92 > 1,0$ та $\bar{\lambda}_1 = \bar{\lambda}_x = 2,81 > 2,0$:

$$\bar{\lambda}_{uw} = 1,20 + 0,35 \cdot 2,81 = 2,18.$$

Мінімальна необхідна товщина стінки за умови забезпечення місцевої стійкості становитиме:

$$t_w = \frac{h_w}{\bar{\lambda}_{uw}} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}$$

$$t_w = \frac{48}{2,18} \cdot \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 0,75 \text{ см.}$$

Приймаємо за сортаментом стінку товщиною $t_w = 8 \text{ мм}$. Площа стінки буде:

$$A_w = t_w \cdot h_w$$

$$A_w = 0,8 \cdot 48 = 38,4 \text{ см}^2.$$

Необхідна площа полиці:

$$A_f = 0,5 \cdot (A - A_w)$$

$$A_f = 0,5(105,44 - 38,4) = 33,52 \text{ см}^2.$$

Для забезпечення місцевої стійкості полиці граничне відношення ширини звису до товщини становить:

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq (0,36 + 0,1 \cdot \bar{\lambda}_x) \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = (0,36 + 0,1 \cdot 2,81) \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{240}} = 18,77.$$

Зважаючи на те, що $A_f \approx 2 \cdot b_{ef} \cdot t_f$, товщина полиць повинна бути не меншою, ніж:

$$t_f = \sqrt{\frac{33,52}{2 \cdot 18,77}} = 0,94 \text{ см.}$$

Остаточна полиці і стінку приймаємо із широкоштабової універсальної сталі:

полиці з листа - $360 \times 10 \text{ мм}$;

стінка з листа - $480 \times 8 \text{ мм}$.

Геометричні характеристики прийнятого перерізу:

$$A = 0,8 \cdot 48 + 2 \cdot 1,0 \cdot 36 = 110,4 \text{ см}^2;$$

$$I_x = \frac{0,8 \cdot 48^3}{12} + 2 \cdot 36 \cdot 1,0 \cdot \left(\frac{48+1,0}{2}\right)^2 = 50590,8 \text{ см}^4;$$

$$I_y = 2 \cdot \frac{1,0 \cdot 36^3}{12} = 7776 \text{ см}^4;$$

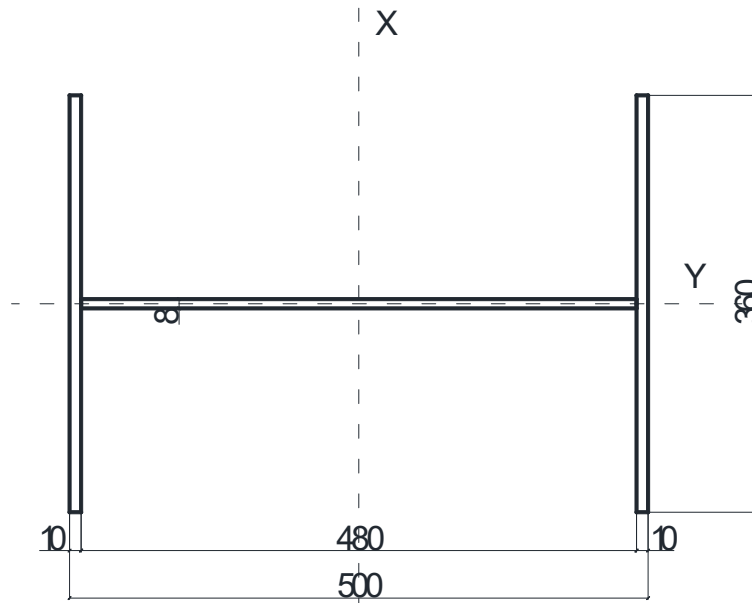


Рис. Е.1. Поперечний переріз надкранової частини колони.

$$W_c = W_x = \frac{I_x \cdot 2}{h} = \frac{50590,8 \cdot 2}{50} = 2023,63 \text{ см}^3;$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{50590,8}{110,4}} = 21,41 \text{ см};$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{777,6}{110,4}} = 8,39 \text{ см}.$$

Для подальшого виконання перевірки стійкості надкранової частини колони в площині дії моменту обчислюємо уточнені значення:

$$\bar{\lambda}_x = \frac{l_{ef,2}}{i_x} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}$$

$$\bar{\lambda}_x = \frac{1740}{21,41} \cdot \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 2,76;$$

$$m_x = \frac{M \cdot A}{N \cdot W_c}$$

$$m_x = \frac{33651 \cdot 110,4}{490,95 \cdot 2023,63} = 3,7;$$

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{36 \cdot 1,0}{48 \cdot 0,8} = 0,94 \approx 1,0;$$

Визначаємо η при $\frac{A_f}{A_w} = 1,0$:

$$\eta = (1,90 - 0,1 \cdot m) - 0,02 \cdot (6 - m) \cdot \bar{\lambda}_x$$

$$\eta = (1,90 - 0,1 \cdot 3,7) - 0,02 \cdot (6 - 3,7) \cdot 2,76 = 1,41;$$

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

$$m_{ef} = 1,41 \cdot 3,7 = 5,21;$$

$$\varphi_e = 0,189.$$

Гранична гнучкість стінки:

$$\bar{\lambda}_{uw} = 1,20 + 0,35 \cdot 2,76 = 2,16 > \bar{\lambda}_w = \frac{48}{0,8} \cdot \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 2,05.$$

Для підбраного перерізу повинні бути виконані такі перевірки:

1) Перевірка загальної стійкості надкранової частини колони в площині дії моменту:

$$\frac{N}{A \cdot \varphi_e} = \frac{490,95}{110,4 \cdot 0,189} = 23,53 \text{ кН/см}^2 = 235,30 \text{ МПа} < R_y \cdot \gamma_c = 240 \text{ МПа},$$

тобто загальна стійкість забезпечена.

2) Місцева стійкість стінки забезпечується виконанням умови:

$$\overline{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}},$$

на етапі компонування перерізу.

3) Місцева стійкість полиці забезпечується виконанням умови:

$$\frac{h_{ef}}{t_w} = \overline{\lambda}_{uw} \sqrt{\frac{E}{R_y}}.$$

4) Перевірку загальної стійкості надкранової частини колони із площини дії моменту виконуємо за формулою:

$$\frac{N}{c \cdot \varphi_y \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

для чого знаходимо такі величини:

- гнучкість стержня

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y2}}{i_y}$$

$$\lambda_y = \frac{420}{8,39} = 50,06;$$

- коефіцієнт поздовжнього згину

$$\varphi_y = 0,851;$$

- відносний ексцентриситет при дії моменту M_x у межах середньої третини розрахункової довжини колони ($l_{ef,y2} = 4,20$ м від рівня гальмівної балки до нижнього поясу ферми) при розрахунковій комбінації зусиль (1 + 2 + 3 + 6 + 8), рис. Е.2. відповідно до:

$$m_x = \frac{M_x \cdot A}{N \cdot W_c}$$

$$M_0 = - 57,6 - 0,9 \cdot 38,3 = - 92,07 \text{ кНм};$$

$$M_x = + 114,83 \text{ кНм} > 0,5 \cdot 218,28 = 109,14 \text{ кНм};$$

$$m_x = \frac{M_x \cdot A}{N \cdot W_c} = \frac{11483 \cdot 110,4}{490,95 \cdot 2023,63} = 1,26 < 5;$$

- коефіцієнти:

при $1 < m_x \leq 5$

$$\alpha = 0,65 + 0,05 \cdot m_x = 0,65 + 0,05 \cdot 1,26 = 0,713;$$

$$\text{при } \lambda_y = \frac{420}{8,39} = 50,05 < \lambda_c = 3,14 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 91,97$$

$$\beta = 1,0;$$

при $m_x \leq 5$

$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha \cdot m_x} = \frac{1,0}{1 + 0,713 \cdot 1,26} = 0,53.$$

Перевірка стійкості із площини дії моменту:

$$\frac{N}{c \cdot \varphi_y \cdot A} = \frac{490,95}{0,53 \cdot 0,851 \cdot 110,4} = 9,86 \text{ кН/см}^2 = 98,6 \text{ МПа} < R_y \cdot \gamma_c = 240 \text{ МПа},$$

тобто загальна стійкість надкранової частини колони із площини дії моменту забезпечена.

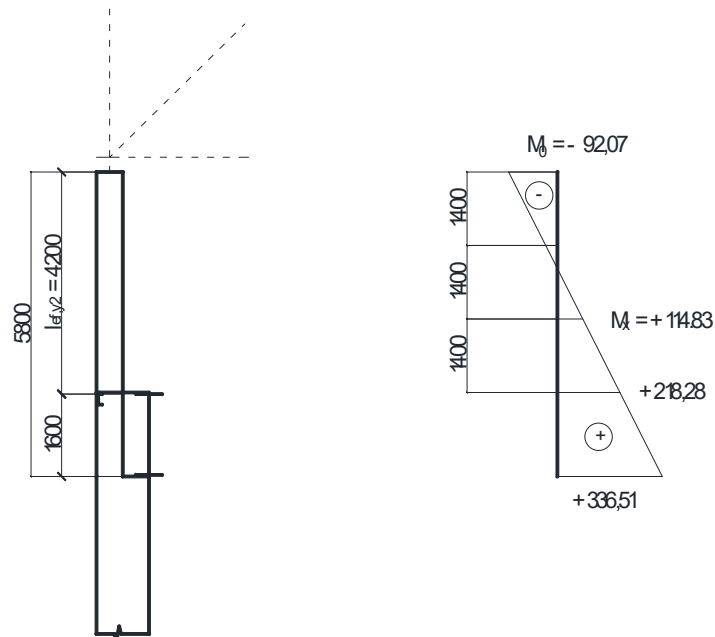


Рис. Е.2. До перевірки загальної стійкості надкранової частини колони із площини дії моменту.

4) Оскільки $m_{ef} = 5,21 < 20$, перевірка міцності надкранової частини не потрібна.

5) Місцева стійкість стінки при обох формах втрати загальної стійкості забезпечена виконанням умови:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{48}{0,8} \cdot \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 2,05 < \bar{\lambda}_{uw} = 2,06.$$

** ПІДБІР ПЕРЕРІЗУ НИЖНЬОЇ (ПІДКРАНОВОЇ) ЧАСТИНИ КОЛОНИ.

Підкранову частину колони проектуємо як наскрізну, що складається з двох гілок, сполучених решіткою. Попередньо ширина колони $h_0 \approx h_1 = 1,0$ м. Поздовжні зусилля у гілках, відповідно до розрахункових сполучень зусиль, наведені у таблиці Е.3.

Найбільші зусилля:

- у внутрішній (підкрановій) гілці $N_b = - 2854,34$ кН за сполученням

$M = - 1697,56$ кНм, $N = - 2313,57$ кН;

- у зовнішній (шатровій) гілці $N_b = - 2484,94$ кН за сполученням

$M = + 1932,95$ кНм, $N = - 1103,99$ кН.

Оскільки найбільші розрахункові зусилля у гілках близькі за значеннями, розглядаємо симетричний переріз підкранової частини із двох прокатних двотаврів (за ГОСТ 26020-83).

Розрахунковий опір сталі $R_y = 240$ МПа = 24 кН/см² (для сталі С245 при товщині $t = 2 \dots 20$ мм), коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 1,0$.

Таблиця Е.3.

Розрахункові зусилля N_b у гілках підкранової частини колони, кН

Переріз	Розрахункові сполучення зусиль	N/2	Зовнішня гілка		Підкранова гілка	
			M/h ₀	N/2+M/h ₀	M/h ₀	N/2+M/h ₀
2-2	При $\psi = 1,0$					
	+M _{max} = - +127,42	- 205,39	- 127,42	- 332,81	+ 127,42	- 77,97
	N _{від} = - 410,79					
	-M _{max} = - 840,50	- 1166,7	+ 840,50	- 326,23	- 840,50	- 2007,23
	N _{від} = - 2333,47	3				
	+M _{від} = + 72,72	- 494,75	- 72,72	- 567,47	+ 72,72	- 422,03
	N _{max} = - 989,50					
	-M _{від} = - 840,50	- 1166,7	+ 840,50	- 326,23	- 840,50	- 2007,23
	N _{max} = - 2333,47	3				
	При $\psi = 0,9$					
	+M _{max} = + 181,95	- 551,99	- 181,95	- 733,94	+ 181,95	- 370,04
	N _{від} = - 1103,99					
-M _{max} = - 917,50	- 1070,6	+ 917,50	- 153,10	- 917,50	- 1988,10	
N _{від} = - 2141,20	0					
+M _{від} = + 181,95	- 551,99	- 181,95	- 733,94	+ 181,95	- 370,04	
N _{max} = - 1103,99						
-M _{від} = - 901,05	- 1156,7	+ 901,05	- 255,73	- 901,05	- 2057,83	
N _{max} = - 2313,57	8					

		При $\psi = 1,0$				
3-3	$+M_{\max} = +$ 913,72 $N_{\text{від}} = -$ 410,79	- 205,39	- 913,72	- 1119,11	+ 913,72	+ 708,33
	$-M_{\max} = -$ 865,18 $N_{\text{від}} = -$ 410,79	- 205,39	+ 865,18	+ 659,79	- 865,18	- 1070,57
	$+M_{\text{від}} = +$ 578,59 $N_{\max} = -$ 2333,47	- 1166,7 3	- 578,59	- 1745,32	+ 578,59	- 588,14
	$-M_{\text{від}} = -$ 1004,45 $N_{\max} = -$ 2333,47	- 1166,7 3	+ 1004,4 5	- 162,28	- 1004,4 5	- 2171,18
	$M_{\text{від}} = +$ 902,99 $N_{\min} = -$ 336,84	- 168,42	- 902,99	- 1071,41	+ 902,99	+ 734,57
	При $\psi = 0,9$					
	$+M_{\max} = +$ 1932,95 $N_{\text{від}} = -$ 1103,99	- 551,99	- 1932,9 5	- 2484,94	+ 1932,9 5	+ 1380,96
	$-M_{\max} = -$ 1730,35 $N_{\text{від}} = -$ 2141,20	- 1070,6 0	+ 1730,3 5	+ 659,75	- 1730,3 5	- 2800,95
	$+M_{\text{від}} = +$ 1328,17 $N_{\max} = -$ 2313,57	- 1156,7 8	- 1328,1 7	- 2484,95	+ 1328,1 7	+ 171,39
	$-M_{\text{від}} = -$ 1697,56 $N_{\max} = -$ 2313,57	- 1156,7 8	+ 1697,5 6	+ 540,78	- 1697,5 6	- 2854,34

** ПІДБІР ПЕРЕРІЗУ ГІЛОК

Потрібна площа перерізу гілки при орієнтовному значенні $\varphi_0 = 0,8$.

$$A_b = \frac{N_b}{\varphi_0 \cdot R_y \cdot \gamma_c}$$

$$A_b = \frac{2854,34}{0,8 \cdot 24 \cdot 1,0} = 148,66 \text{ см}^2.$$

Візьмемо двотавр 70Б1 (рис. Е.3.) з такими геометричними характеристиками:

$$A = 164,7 \text{ см}^2; i_y = 27,65 \text{ см}; i_{1-1} = 5,26 \text{ см}; I_{1-1} = 4556 \text{ см}^4.$$

При цьому:

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y1}}{i_y}$$

$$\lambda_y = \frac{1210}{27,65} = 43,76; \varphi_y = 0,878.$$

Оскільки при ширині полиць 260 мм фактична відстань між гілками становить:

$h_0 = 1000 - 260/2 = 870$ мм, виконуємо уточнення розрахункового зусилля:

$$N_b = - \frac{2313,57}{2} - \frac{1697,56}{0,878} = - 3090,21 \text{ кН}.$$

Перевірка стійкості гілки із площини рами:

$$\frac{N_b}{A_b \cdot \varphi_y} = \frac{3090,21}{164,7 \cdot 0,878} = 21,36 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 24 \text{ кН/см}^2,$$

Тобто загальна стійкість гілок із площини рами при такому номері профілю забезпечується.

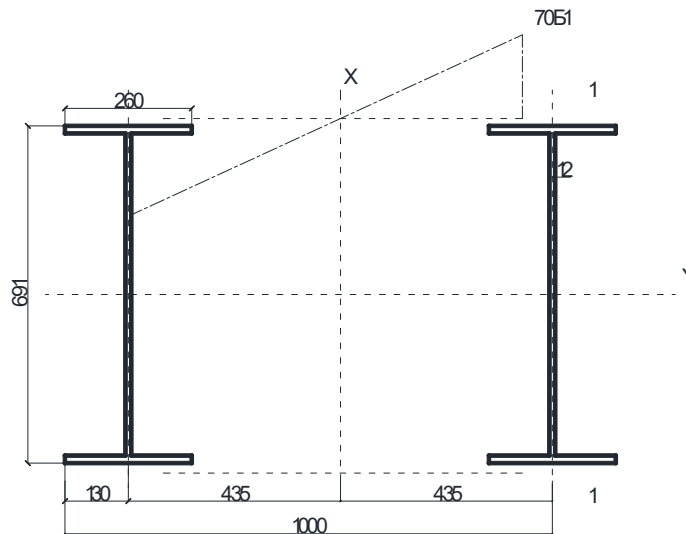


Рис. Е.3. Схема поперечного перерізу підкранової частини колони.

На підставі умови рівності стійкості гілки в площині та поза площиною рами визначимо відповідну відстань між вузлами решітки:

$$\lambda_{1-1} = \frac{l}{i_{1-1}} = \lambda_y = 43,76 < 80;$$

$$l = 43,76 \cdot 5,26 = 213,17 \text{ см}.$$

Попередньо компонують розміщення решітки за рівних відстаней між вузлами (рис. е.4.) і приймаємо $l = 210$ см, що менше, ніж потрібна відстань 213,17 см.

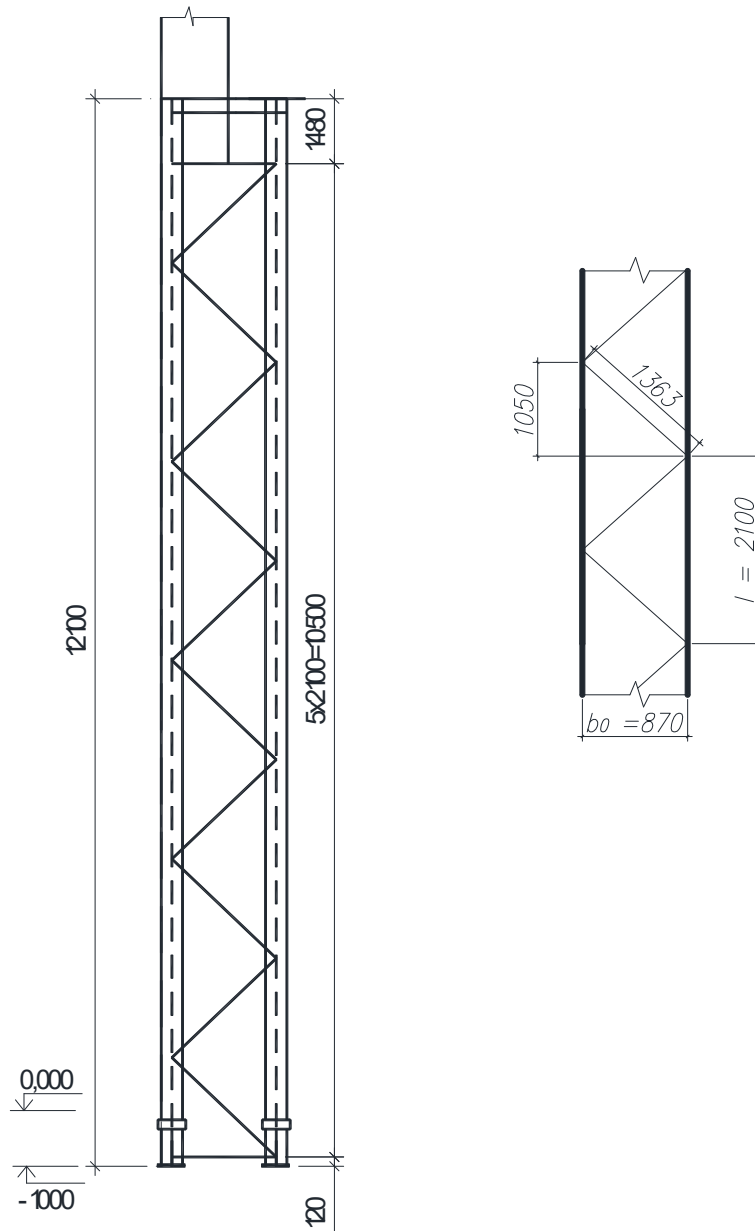


Рис.Е.4. Схема решітки підкранової частини колони

При цьому гнучкість гілки становитиме:

$$\lambda_{1-1} = \frac{210}{5,26} = 39,92, \quad \varphi = 0,894.$$

При $\lambda_{1-1} = 39,92 < \lambda_y = 43,76$ перевірка гілки на стійкість відносно осі 1-1 буде зайвою.

Для колон з невисокими значеннями гнучкості виникає потреба у перевірці місцевої стійкості стінки гілки. При найбільшій умовній гнучкості гілки:

$$\overline{\lambda}_y = 43,67 \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 1,48 < 2,0$$

гранична умовна гнучкість становить:

$$\overline{\lambda}_{uw} = 1,30 + 0,15 \cdot \overline{\lambda}_y^2 = 1,30 + 0,15 \cdot 1,48^2 = 1,62.$$

Для прийнятого двотавра 70Б1: $t_w = 1,2$ см.

Розрахункова висота стінки:

$$\mathbf{h_{ef} = h - 2(t_f + r)}$$

$$h_{ef} = 69,1 - 2(1,55 + 2,4) = 61,2 \text{ см.}$$

Умовна гнучкість стінки:

$$\overline{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}$$

$$\overline{\lambda}_w = \frac{61,2}{1,2} \cdot \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 1,73 > \overline{\lambda}_{uw} = 1,62, \text{ тобто місцева стійкість стінки не забезпечена.}$$

Збільшуємо t_w :

$$t_w = 1,5 \text{ см.}$$

$$\overline{\lambda}_w = \frac{61,2}{1,5} \cdot \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 1,38 < \overline{\lambda}_{uw} = 1,62, \text{ місцева стійкість забезпечена.}$$

** РОЗРАХУНОК РЕШІТКИ КОЛОНИ.

Розрахункова поперечна сила в перерізі колони $Q_{\max} = 162,25 \text{ кН}$; умовна поперечна сила (при орієнтовному значенні $\varphi = 0,6$):

$$Q_{\text{fic}} = 7,15 \cdot 10^{-6} \cdot (2330 - E/R_y) \cdot N/\varphi$$

$$Q_{\text{fic}} = 7,15 \cdot 10^{-6} \cdot (2330 - \frac{2,06 \cdot 10^5}{240}) \cdot (2313,57/0,6) = 40,48 \text{ кН} < 162,25 \text{ кН.}$$

Підбір перерізів решітки виконуємо на значення $Q_{\max} = 162,25 \text{ кН}$.

Довжина розкосу та його нахил відносно осі гілки (рис. Е.4.):

$$l_d = \sqrt{0,87^2 + 1,050^2} = 1,360 \text{ м;}$$

$$\sin \alpha = \frac{h_0}{l_d} = \frac{0,870}{1,360} = 0,639, \alpha = 40^\circ, \text{ що знаходиться в межах } 30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ.$$

Зусилля в розкосі визначаємо за формулою:

$$N_{d1} = \frac{Q_{\max}}{2 \cdot \sin \alpha}$$

$$N_{d1} = \frac{162,25}{2 \cdot 0,639} = 126,95 \text{ кН.}$$

Розкіс решітки конструюємо з поодинокого кутика, необхідна площа перерізу якого при орієнтовному значенні $\lambda_0 = 90$ ($\varphi_0 = 0,612$) становить:

$$A = \frac{N_{d1}}{\varphi_0 \cdot R_y \cdot \gamma_c}$$

$$A = \frac{126,95}{0,612 \cdot 24 \cdot 0,75} = 11,52 \text{ см}^2.$$

Тут для поодинокого кутника, що кріпиться однією полицею, $\gamma_c = 0,75$ – коефіцієнт умови роботи.

Приймаємо $\perp 80 \times 8$, у якого $A = 12,30 \text{ см}^2$, $i_{\min} = i_{y0} = 1,57 \text{ см}$. Тоді:

$$\lambda = \frac{l_d}{i_{y0}}$$

$$\lambda = \frac{136,0}{1,57} = 86,62; \varphi = 0,637.$$

$$\frac{N_d}{A_d \cdot \varphi} = \frac{126,95}{12,30 \cdot 0,637} = 16,20 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 24 \cdot 0,75 = 18 \text{ кН/см}^2.$$

Перевірка стійкості колони в площині дії моменту як єдиного стержня потребує визначення таких величин:

- геометричних характеристик перерізу в цілому:

$$A = 2 \cdot A_b = 2 \cdot 164,7 = 329,4 \text{ см}^2;$$

$$I_x = 2 \cdot [I_{1-1} + A_b \cdot (\frac{h_0}{2})^2] = 2 \cdot [4556 + 164,7 \cdot 43,5^2] = 632419 \text{ см}^4;$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{632419}{329,4}} = 43,81 \text{ см};$$

$$\text{- гнучкості: } \lambda_x = \frac{l_{ef,1}}{i_x} = \frac{3025}{43,81} = 69,04;$$

- зведеної гнучкості для наскрізного стержня з решіткою, що має параметр:

$$\alpha = 10 \cdot \frac{l_d^3}{h_0^2 \cdot l/2}$$

$$\alpha = 10 \cdot \frac{1,36^3}{0,87^2 \cdot 1,05} = 31,77;$$

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

$$\lambda_{ef} = \sqrt{69,04^2 + 31,77 \cdot \frac{329,4}{2 \cdot 12,3}} = 72,05;$$

$$\bar{\lambda}_{ef} = 72,05 \cdot \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 2,45.$$

При таких значеннях умова виконується:

$$\lambda_{1-1} = 39,92 < \lambda_{ef} = 72,05.$$

Оскільки колона має симетричний переріз, перевірку виконуємо тільки за розрахунковою комбінацією зусиль, що викликає максимальне стискувальне зусилля у гілці:

$$M = - 1697,56 \text{ кНм}; N = - 2313,57 \text{ кН}.$$

Визначимо відносний ексцентриситет за розрахунковою комбінацією зусиль, що довантажує підкранову гілку:

$$m = e \cdot \frac{A \cdot \alpha}{I_x}$$

$$m = \frac{169756}{2313,57} \cdot \frac{329,4 \cdot 43,5}{632419} = 1,65 < 20.$$

При $\bar{\lambda}_{ef} = 2,45$ та $m = 1,65$:

$$\varphi_e = 0,309.$$

Перевірка загальної стійкості:

$$\frac{N}{A \cdot \varphi_e} = \frac{2313,57}{329,4 \cdot 0,309} = 22,73 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 24 \text{ кН/см}^2,$$

Тобто загальна стійкість підкранової частини колони в площині дії моменту забезпечена.

**** РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ ВУЗЛА СПОЛУЧЕННЯ ВЕРХНЬОЇ ТА НИЖНЬОЇ ЧАСТИН КОЛОНИ.**

Розрахункові сполучення зусиль (табл. Е.2.) у перерізі 1-1 (над уступом), при дії яких виникають найбільші зусилля розтягу в полицях надкранової частини колони:

- комбінація 1 + 3 + 6 + 8:

$M = + 363,15 \text{ кНм}, N = - 318,59 \text{ кН}$ (розтяг у внутрішній полиці надкранової частини);

- комбінація 1 + 7:

$M = -225,47$ кНм, $N = -318,59$ кН (розтяг у зовнішній полиці).

Максимальне розрахункове вертикальне кранове навантаження на колону $D_{\max} = 1922,68$ кН.

Перевірка стикового шва W_3 виконується за нормальними напруженнями при розтягу за умови повного провару з'єднувальних елементів, виводу кінців шва за межі стику, застосування відповідних зварювальних матеріалів та відповідності фізичного контролю якості розтягнутого шва ($R_{wy} = 0,85 \cdot R_y = 20,40$ кН/см²):

- по внутрішній полиці:

$$\sigma = -\frac{N}{A} + \frac{M}{W}$$

$$\sigma = -\frac{318,59}{110,4} + \frac{36315}{2023,63} = 15,06 \text{ кН/см}^2 < R_{wy} \cdot \gamma_c = 20,40 \text{ кН/см}^2;$$

- по зовнішній полиці:

$$\sigma = -\frac{318,59}{110,4} + \frac{22547}{2023,63} = 8,26 \text{ кН/см}^2 < R_{wy} \cdot \gamma_c = 20,40 \text{ кН/см}^2;$$

Зауважимо, що у разі конструктивного рішення стику без вставки (із з'єднанням по зовнішній полиці через планку) розрахунку підлягають: площа перерізу планки нетто, довжина швів та кількість болтів, що прикріплюють планку до полиць зовнішньої гілки підкранової частини колони та до зовнішньої полиці надкранової частини.

Товщина стінки траверси при передачі зусилля D_{\max} через фрезеровані поверхні визначається за умови її зминання в зоні обпирання підкранової типової підкранової балки при $R_p = 360$ МПа = 36 кН/см². При ширині опорного ребра типової підкранової балки $b_s = 300$ мм довжина площадки зминання стінки траверси становить (рис. Е.5):

$$l_{ef} = b_s + 2 \cdot t = 30 + 2 \cdot 2 = 34 \text{ см.}$$

Товщина стінки траверси:

$$t_{tr} \geq \frac{D_{\max}}{l_{ef} \cdot R_p \cdot \gamma_c} = \frac{1222,68}{34 \cdot 36 \cdot 1,0} = 1,0 \text{ см,}$$

$$t_{tr} = 1,0 \text{ см.}$$

Висоту стінки траверси призначаємо на підставі розгляду таких розрахункових ситуацій:

- за умови міцності на згин та зріз траверси як умовної балки двотаврового перерізу, що спирається на стінки гілок колони;

- за умови міцності на зріз стінки двотавра підкранової гілки при спиранні на неї через проріз стінки траверси;

- за умови розміщення групи швів W_1 ; для збільшення кількості швів до чотирьох, що прикріплюють стінку траверси до стінки підкранової гілки колони, в стінці двотавра виконується проріз, в який вставляється траверса;

- за умови розміщення швів W_2 , що приєднують до стінки вертикальне ребро траверси під внутрішньою полицею підкранової частини колони, та швів W_4 , що приєднують стінку траверси до зовнішньої гілки.

Для складання розрахункової схеми траверси як умовної балки визначимо навантаження, що спричиняє згин траверси та найбільшу опорну реакцію (рис. Е.5.):

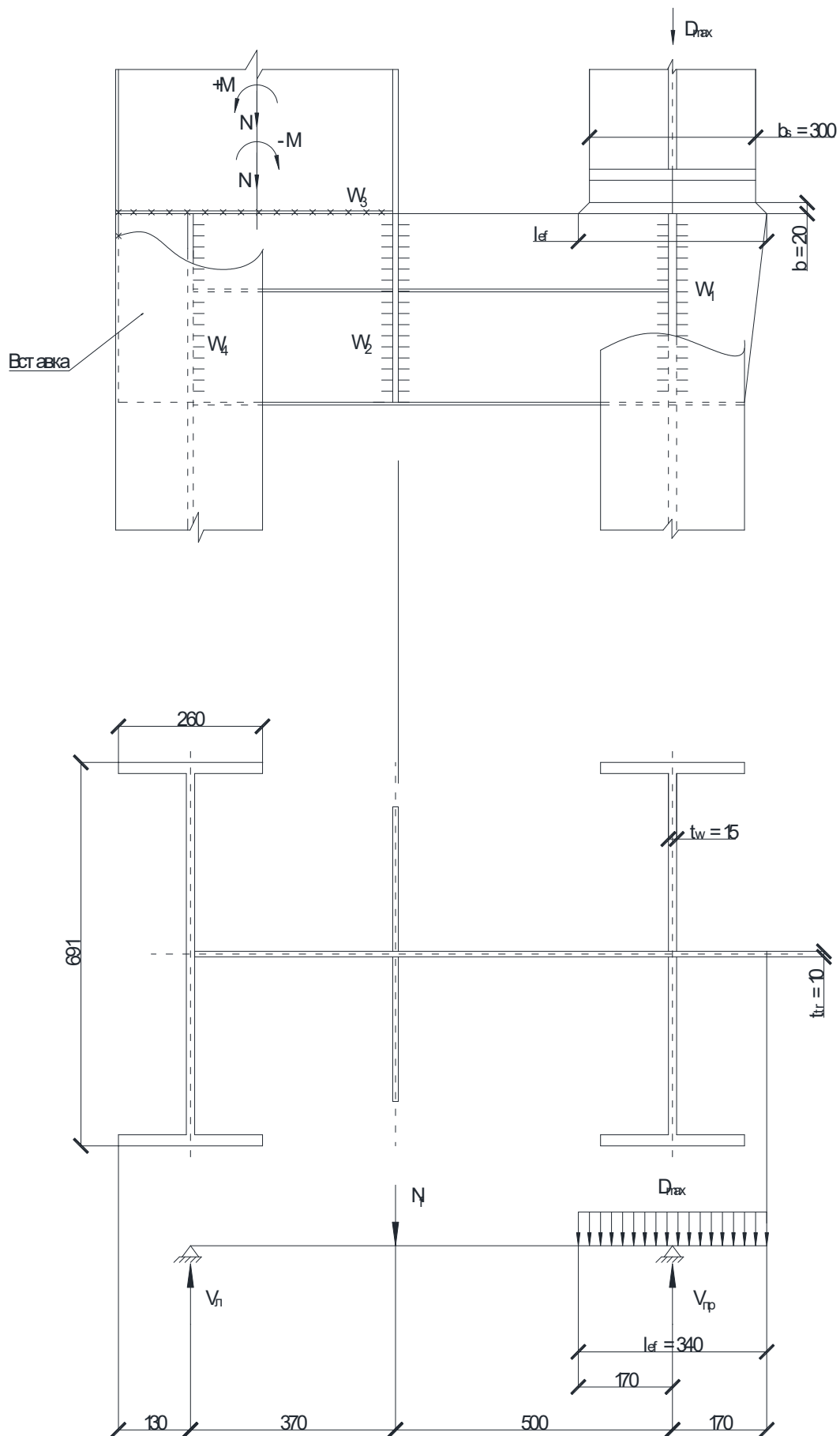


Рис. Е.5. Вузол спряження підкранової та надкранової частин колони.

при розрахунковій комбінації зусиль у перерізі 1-1 над уступом колони:
 $M = - 234,01$ кНм, $N = - 490,95$ кН;

$$N_f = \frac{N}{2} + \frac{M}{h_2}$$

$$N_f = - \frac{490,95}{2} - \frac{234,01}{0,5} = - 713,49 \text{ кН};$$

Опорні реакції умовної балки від дії осі N_f :

$$V_{\text{л}} = \frac{713,49 \cdot 0,5}{0,87} = 410,05 \text{ кН};$$

$$V_{\text{пр}} = \frac{713,49 \cdot 0,37}{0,87} = 303,43 \text{ кН};$$

$$V_{\text{пр}} + D_{\text{max}} = 303,43 + 1922,68 \cdot 0,9 = 2033,84 \text{ кН}.$$

Тут D_{max} враховується з коефіцієнтом сполучення 0,9, бо розглянута загальна комбінація навантажень відповідає другому основному сполученню.

Визначимо висоту траверси з умови міцності на зріз при її товщині 10 мм та $R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 240 = 139,2$ МПа. Розрахункове зусилля з урахуванням коефіцієнта нерівномірності $k = 1,2$ передачі зусилля D_{max} :

$$Q_{\text{ef,max}} = V_{\text{пр}} + \frac{1,2 \cdot D_{\text{max}} \cdot 0,9}{2}$$

$$Q_{\text{ef,max}} = 303,43 + \frac{1,2 \cdot 1922,68 \cdot 0,9}{2} = 1341,67 \text{ кН};$$

$$h_{\text{tr}} = \frac{Q_{\text{ef,max}}}{t_{\text{tr}} \cdot R_s \cdot \gamma_c}$$

$$h_{\text{tr}} = \frac{1341,67}{1,0 \cdot 13,92 \cdot 1,0} = 96,38 \text{ см}.$$

Конструюємо траверсу з універсальної сталі висотою 100 см.

Перевірка міцності стінки двотавра підкранової гілки на зріз у зоні кріплення до неї траверси (рис. Е.5.):

$$\tau = \frac{V_{\text{пр}} + D_{\text{max}}}{2 \cdot t_w \cdot h_{\text{tr}}}$$

$$\tau = \frac{2033,84}{2 \cdot 1,0 \cdot 100} = 10,17 \text{ кН/см}^2 < R_s \cdot \gamma_c = 13,92 \text{ кН/см}^2.$$

Зварні шви перевіряємо за таких вихідних даних:

- зварювання напівавтоматичне дротом Св-08А (діаметр зварного дроту 1,4 мм);

- $R_{\text{wf}} = 180$ МПа;

- $R_{\text{wz}} = 0,45 \cdot R_{\text{un}} = 0,45 \cdot 370 = 166,5$ МПа;

- $\beta_f = 0,9$; $\beta_z = 1,05$; $\gamma_{\text{wf}} = \gamma_{\text{wz}} = 1,0$.

Умова виконується $R_{\text{wz}} < R_{\text{wf}} < R_{\text{wz}} \cdot \beta_z / \beta_f = 166,5 < 180 < 166,5 \cdot 1,05 / 0,9 = 194,25$ МПа.

Оскільки $R_{\text{wf}} \cdot \beta_f \cdot \gamma_{\text{wf}} = 180 \cdot 0,9 \cdot 1,0 = 162$ МПа $< R_{\text{wz}} \cdot \beta_z \cdot \gamma_{\text{wz}} = 166,5 \cdot 1,05 \cdot 1,0 = 175$ МПа, розрахунок далі ведемо за R_{wf} .

При зварюванні стінки траверси $t_{\text{tr}} = 10$ мм і стінки двотавра 70Б1 $t_w = 15,0$ мм максимальний катет шва W_1 :

$$k_{f,\text{max}} = 1,2 \cdot t_{\text{min}} = 1,2 \cdot 15 = 18 \text{ мм}.$$

Мінімальний катет шва:

$$k_{f,\text{min}} = 6 \text{ мм}.$$

Крім того, мінімальний катет при чотирьох розрахункових швах (стінка траверси вставляється у проріз стінки підкранової гілки) задля виконання умови $l_{w,min} \leq 85 \cdot k_f \beta_f$ становить:

$$k_{f,min} = \frac{1}{\beta_f} \cdot \sqrt{\frac{V_{np} + D_{max}}{85 \cdot 4 \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c}}$$

$$k_{f,min} = \frac{1}{0,9} \cdot \sqrt{\frac{2033,84}{85 \cdot 4 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1}} = 0,64 \text{ см.}$$

Приймаємо $k_{f1} = 7$ мм, тоді:

$$l_{w1} = \frac{V_{np} + D_{max}}{4 \cdot k_{f1} \cdot \beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см}$$

$$l_{w1} = \frac{2033,84}{4 \cdot 0,7 \cdot 0,9 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1} + 1 = 45,84 \text{ см} < h_{tr} = 100 \text{ см.}$$

Прикріплення стінки траверси до зовнішньої гілки колони можливо виконати швом з катетом:

$$k_{f,min} = \frac{1}{\beta_f} \cdot \sqrt{\frac{V_{л}}{85 \cdot 2 \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c}}$$

$$k_{f,min} = \frac{1}{0,9} \cdot \sqrt{\frac{410,05}{85 \cdot 2 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1}} = 0,4 \text{ см.}$$

Приймаємо $k_{f4} = 5$ мм, тоді потрібна довжина шва W_4 :

$$l_{w4} = \frac{V_{л}}{2 \cdot k_{f1} \cdot \beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см}$$

$$l_{w4} = \frac{410,05}{2 \cdot 0,5 \cdot 0,9 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1} + 1 = 26,31 \text{ см} < h_{tr} = 100 \text{ см.}$$

Вертикальне ребро беремо із двох смуг - 180x10 мм відповідно до розмірів полиці верхньої частини колони. Парне ребро кріпиться до стінки траверси чотирма кутовими швами W_2 з розрахунковим мінімальним катетом:

$$k_{f,min} = \frac{1}{0,9} \cdot \sqrt{\frac{713,49}{85 \cdot 4 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1}} = 0,38 \text{ см,}$$

що дозволяє прийняти $k_{f2} = 4$ мм, при цьому потрібна довжина шва становить:

$$l_{w2} = \frac{713,49}{4 \cdot 0,4 \cdot 0,9 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1} + 1 = 28,52 \text{ см} < h_{tr} = 100 \text{ см.}$$

Для сприйняття згинального моменту траверсу конструємо як двотаврову балку з нижнім розтягнутим поясом із листа - 360x10 мм та верхнім поясом (поздовжнім ребром) із двох листів - 180x14 мм, для якого має виконуватися умова:

$$\frac{b_{ef}}{t} = \frac{180}{14} = 12,8 < 0,5 \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 14,65.$$

Поздовжнє ребро зміщене вниз від стику на 150 мм для забезпечення виконання робіт по монтажу колони (рис. Е.5.).

Геометричні характеристики перерізу:

- положення центра ваги перерізу:

$$y_{ц.в.} = \frac{36 \cdot 1,0 \cdot 0,5 + 10 \cdot 1,0 \cdot 63,5 + 2 \cdot 18 \cdot 1,4 \cdot 86}{36 \cdot 1,0 + 100 \cdot 1,0 + 2 \cdot 18 \cdot 1,4} = 57,41 \text{ см;}$$

- момент інерції перерізу:

$$I_x = 36 \cdot 1,0 \cdot 56,91^2 + \frac{1,0 \cdot 100^3}{12} + 100 \cdot 1,0 \cdot 1,0^2 + 2 \cdot 18 \cdot 1,4 \cdot 28,59^2 = 241224,62 \text{ см}^4;$$

- момент опору для найбільш віддаленої точки перерізу $y = 101,0 - 57,41 = 43,59$ см:

$$W_{x,\min} = \frac{241224,62}{43,59} = 5533,94 \text{ см}^3.$$

Найбільший згинальний момент у траверсі (рис. 1.4):

$$M_{tr} = V_{л} \cdot 0,39$$

$$M_{tr} = 410,05 \cdot 0,39 = 159,91 \text{ кНм.}$$

Перевірка міцності за нормальними напруженнями:

$$\sigma = \frac{M_{tr}}{W_{x,\min}}$$

$$\sigma = \frac{15991}{5533,94} = 2,89 \text{ кН/см}^2 < R_s \cdot \gamma_c = 24 \text{ кН/см}^2.$$

Перевірка дотичних напружень не потрібна, бо висота траверси визначалась з умови її міцності на зріз.

Слід зауважити, що в даному разі міцність траверси на згин могла б бути забезпечена лише самою стінкою, що має:

$$W_{tr} = 1,0 \cdot 100^2 / 6 = 1666,66 \text{ см}^3, \sigma = \frac{M_{tr}}{W_{tr}} = \frac{15991}{1666,66} = 9,59 \text{ кН/см}^2 < R_s \cdot \gamma_c = 24 \text{ кН/см}^2,$$

тобто розрахунок у цьому разі можна було б скоротити. У наведеному конструктивному рішенні горизонтальні елементи виконують конструктивну функцію та забезпечують місцеву стійкість стінки траверси як згинального елемента.

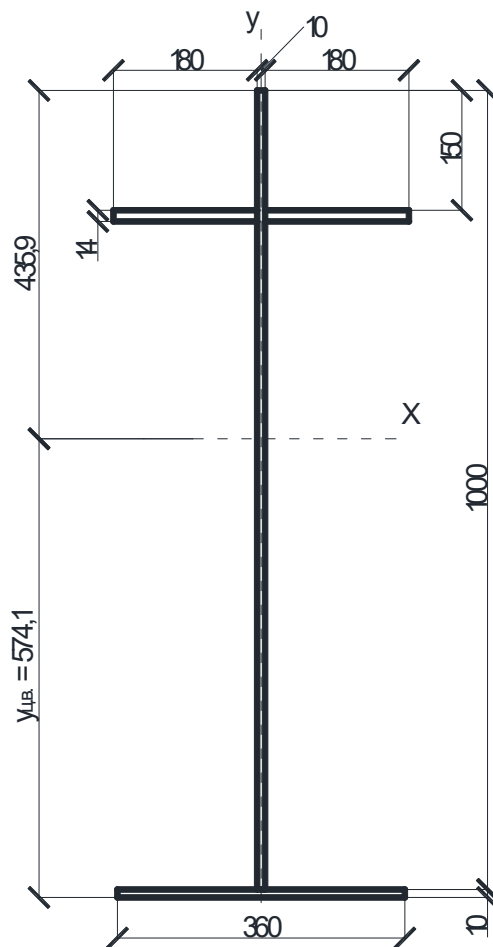


Рис. Е.6. Поперечний переріз траверси.

** РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ БАЗИ КОЛОНИ.

База колони проектується роздільного типу. Комбінація зусиль, при якій виникає найбільше стискувальне зусилля, визначена в таблиці Е. 2 розрахункових сполучень зусиль:

$$M = - 1697,56 \text{ кНм}; N = - 2313,57 \text{ кН.}$$

Уточнене стискувальне зусилля в гілці колони становить:

$$N = - 3090,21 \text{ кН.}$$

Плита бази розраховується, як для центрально-стиснутої колони. Для бетону фундаменту класу В12,5 $R_b = 7,5 \text{ МПа}$. Приймаючи орієнтовно $\gamma_b = 1,2$ (може бути уточнене при проектуванні конструкції фундаменту), $R_{b,loc} = R_b \gamma_b = 7,5 \cdot 1,2 = 9,0 \text{ МПа} = 0,9 \text{ кН/см}^2$.

З умови забезпечення міцності бетону фундаменту на зминання під колоною необхідна площа плити бази становить:

$$A_{pl} = \frac{N}{R_{b,loc}}$$

$$A_{pl} = \frac{3090,21}{0,9} = 3433,56 \text{ см}^2$$

Орієнтовно товщина траверси $t_{tr} = 12 \text{ мм}$, ширина звису $c_1 = 65 \text{ мм}$ (приймається не менше 40 мм, з міркувань вирівнювання розрахункових моментів на звисах плити слід намагатися запроектувати звиси приблизно рівними).

$$B \geq b + 2 \cdot t_{tr} + 2 \cdot c_1 = 26,0 + 2 \cdot 1,2 + 2 \cdot 6,5 = 41,4 \text{ см, приймаємо:}$$

$$B = 42 \text{ см.}$$

Довжина плити:

$$L = \frac{A_{pl}}{B}$$

$$L = \frac{3433,56}{42} = 81,75 \text{ см, приймаємо:}$$

$$L = 82 \text{ см.}$$

Закомпонована плита показана на рисунку Е.7.

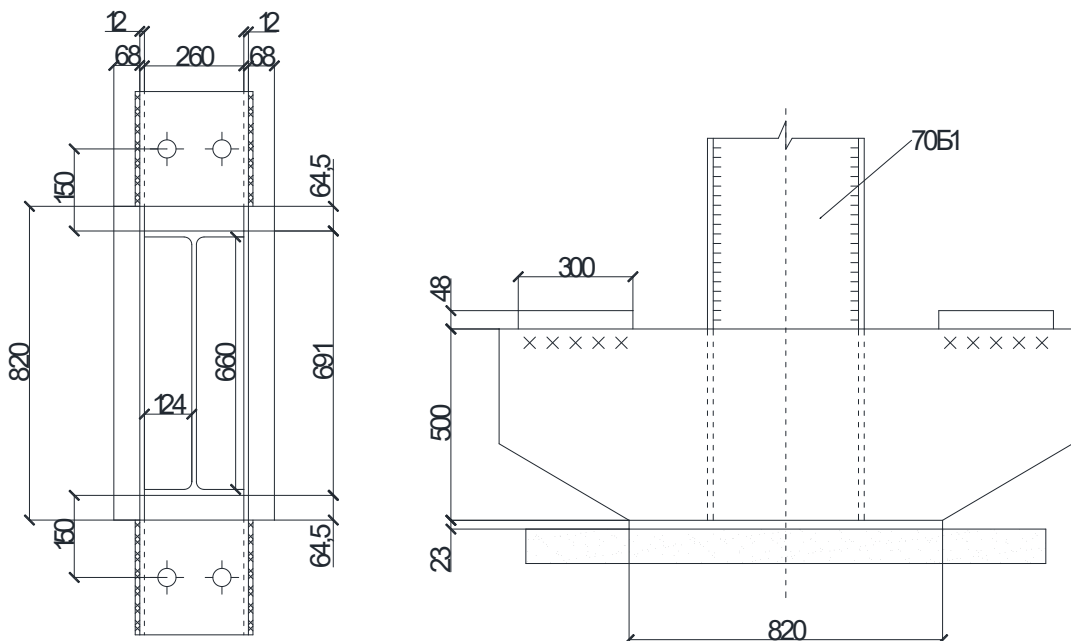


Рис. Е.7. Схема бази колони.

Середнє напруження під плитою бази (реакція фундаменту у вигляді навантаження, розподіленого рівномірно під плитою):

$$\sigma_f = \frac{N}{B \cdot L}$$

$$\sigma_f = \frac{3090,21}{42 \cdot 82} = 0,897 \text{ кН/см}^2 < R_{b,loc} = 0,9 \text{ кН/см}^2.$$

Згинальні моменти, що виникають у плиті внаслідок дії реактивної відсічі, визначаються для кожної ділянки плити залежно від опорних закріплень кожної з них:

- ділянка 1 (консольний звис $c_1 = 68$ мм),

$$M_1 = \frac{\sigma_f \cdot c_1^2}{2}$$

$$M_1 = \frac{0,897 \cdot 6,8^2}{2} = 20,74 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

- ділянка 2 (обперта на три сторони, довжина закріпленої сторони $b_1 = 6,45$ см, довжина вільної сторони $a_1 = 26$ см), відношення $b_1/a_1 = 0,248 < 0,5$, тобто ділянка вважається консольною із згинальним моментом,

$$M_2 = \frac{1}{2} \cdot \sigma_f \cdot b_1^2$$

$$M_2 = \frac{1}{2} \cdot 0,897 \cdot 6,45^2 = 18,65 \text{ кН/см}^2;$$

- ділянка 3 (обперта на чотири сторони, $b/a = 660/124 = 5,32 > 2$, $\alpha = 0,125$),

$$M_3 = \alpha \cdot \sigma_f \cdot a^2$$

$$M_3 = 0,125 \cdot 0,897 \cdot 12,4^2 = 17,24 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

До розрахунку треба прийняти M_1 як найбільший серед згинальних моментів по опорній плиті.

Потрібна площа плити:

$$t_{pl} = \sqrt{\frac{6 \cdot M_{max}}{R_y \cdot \gamma_c}}$$

$$t_{pl} = \sqrt{\frac{6 \cdot 20,74}{23 \cdot 1,2}} = 2,12 \text{ см},$$

де коефіцієнт умов роботи для опорної плити $\gamma_c = 1,2$, для сталі С255 товщиною 20...40 мм, $R_y = 230$ МПа.

Приймаємо товщину плити $t_{pl} = 23$ мм із товщиною 25 мм (мінус 2 мм на фрезерування).

Висоту траверс (рис. Е.8) визначаємо з умови розміщення зварних швів для прикріплення їх до гілки колони (в запас міцності вважаємо, що зусилля N з гілки колони передається на плиту тільки через траверси).

Мінімально необхідний катет швів при чотирьох швах:

$$k_f = \frac{1}{\beta_f} \cdot \sqrt{\frac{N}{n \cdot 85 \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c}}$$

$$k_f = \frac{1}{0,9} \cdot \sqrt{\frac{3090,21}{4 \cdot 85 \cdot 18 \cdot 1,0 \cdot 1,0}} = 0,79 \text{ см}.$$

$k_{f,min} = 5$ мм; $k_{f,max} = 1,2 \cdot 12 = 14,4$ мм, приймаємо:

$k_f = 10$ мм.

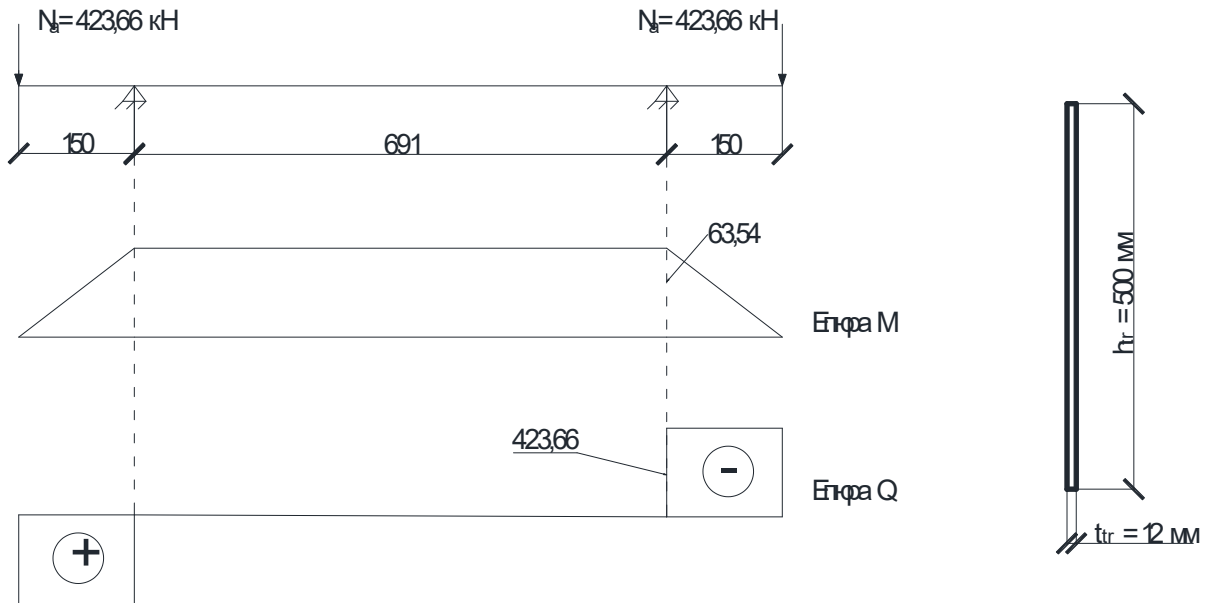


Рис. Е.8. Розрахункова схема та поперечний переріз траверси бази колони.

Потрібна довжина шва:

$$l_w = \frac{N}{n \cdot k_f \cdot \beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см}$$

$$l_w = \frac{3090,21}{4 \cdot 1,0 \cdot 0,9 \cdot 18 \cdot 1,0 \cdot 1,0} + 1 \text{ см} = 48,69 \text{ см.}$$

Приймаємо траверсу висотою 500 мм (рис. Е.8). Торець колони з привареними траверсами необхідно фрезерувати, а плиту - стругати. При цьому зварні шви, що з'єднують плиту з траверсами, призначаємо конструктивно при $t_{pl} = 20$ мм. Приймаємо напівавтоматичне або ручне зварювання, а катет шва $k_f = 7$ мм.

Розрахункове зусилля відриву для розрахунку анкерних болтів за комбінацією $N_{\min}, \pm M_{\text{відп}}$ визначене формально і невдало, бо при:

$N_{\min} = - 336,84$ кН та $M_{\text{відп}} = + 902,99$ кНм зусилля відриву становить:

$$N_a = - \frac{336,84}{2} + \frac{902,99}{0,87} = + 869,49 \text{ кН,}$$

а в таблиці Е.2. комбінація зусиль:

$+ M_{\max} = + 1932,95$ кНм, $N_{\text{відп}} = - 1103,99$ кН дає більшу величину відриву в підкрановій гілці. Ця комбінація одержана при сполученні $1 + 0,9(2 + 4 + 5 + 8)$ навантажень і уточнюється з урахуванням зусиль від постійного навантаження з коефіцієнтом надійності за навантаженням $\gamma_f = 0,9$:

$$M = 59,61 \cdot \frac{0,9}{1,1} + 0,9 \cdot (36,43 + 399,43 + 791,52 + 854,11) = 1922,11 \text{ кНм;}$$

$$N = -(410,79 \cdot \frac{0,9}{1,1} + 0,9 \cdot (191,52 + 578,71)) = - 1029,3 \text{ кН.}$$

Зусилля відриву у гілці при фактичній відстані між гілками $h_0 = 0,87$ м:

$$N_a = \frac{1922,11}{0,87} - \frac{1029,3}{2} = 1694,67 \text{ кН}$$

Для закріплення гілки беремо чотири фундаментні болти, розрахункове зусилля в кожному з яких:

$$N_b = \frac{N_a}{4} = \frac{1694,67}{4} = 423,66 \text{ кН.}$$

Приймаємо фундаментні болти із сталі 09Г2С, розрахунковий опір болтів діаметром 64...80 мм $R_{ba} = 220$ МПа.

Необхідна площа перерізу одного болта:

$$A_{bn} = \frac{N_b}{R_{ba}}$$

$$A_{bn} = \frac{423,66}{22} = 19,25 \text{ см}^2;$$

призначаємо фундаментні болти М64 з площею перерізу $A_{bn} = 25,12 \text{ см}^2 > 19,25 \text{ см}^2$.

Перевірка міцності траверси виконується, як для умовної двоконсольної балки (рис. Е.8), обпертої шарнірно на гілку колони в місцях розташування зварних швів та навантаженої розрахунковими зусиллями у фундаментних болтах (у розглядуваному конструктивному рішенні зусилля N_b сприймається 4 болтами і передається на 2 траверси). За умови розміщення анкерних плиток завширшки 300 мм розрахункова схема траверси матиме консолі щонайменше 150 мм.

Геометричні характеристики траверси:

$$A_{tr} = 50 \cdot 1,2 = 60 \text{ см}^2;$$

$$W_{tr} = 1,2 \cdot 50^2 / 6 = 500 \text{ см}^3.$$

Згинальний момент у траверсі:

$$M = 423,66 \cdot 15 = 6354,9 \text{ кН} \cdot \text{см.}$$

Перевірка напружень у траверсі в її перерізі на опорі:

$$\sigma = \frac{M}{W_{tr}} = \frac{6354,9}{500} = 12,7 \text{ кН/см}^2 < R_y \cdot \gamma_c = 22 \text{ кН/см}^2;$$

$$\tau = \frac{1,5 \cdot Q}{A_{tr}} = \frac{1,5 \cdot 423,66}{60} = 10,59 \text{ кН/см}^2 < R_s \cdot \gamma_c = 0,58 \cdot 24 = 13,92 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = \sqrt{12,7^2 + 3 \cdot 10,59^2} = 22,30 \text{ кН/см}^2 < 1,15 \cdot R_y \cdot \gamma_c = 1,15 \cdot 24 \cdot 1 = 27,6 \text{ кН/см}^2, \text{ тобто міцність траверси забезпечена.}$$

Анкерні плити із сталі С345 ($R_y = 280$ МПа для $t = 40 \dots 60$ мм) розраховуються на дію зусилля у фундаментному болті, що дорівнює його несучій здатності:

$$N_{ba} = A_{bn} \cdot R_{ba}$$

$$N_{ba} = 25,12 \cdot 22 = 552,64 \text{ кН.}$$

$$M = 552,64 \cdot 0,05 = 27,63 \text{ кНм;}$$

$$W_{cal} = \frac{M}{R_y \cdot \gamma_c}$$

$$W_{cal} = \frac{2763}{28 \cdot 1} = 98,67 \text{ см}^3.$$

Приймаємо ширину плити $b_s = 300$ мм, тоді необхідна її товщина:

$$t_s = \sqrt{\frac{6 \cdot W_{cal}}{b_s}}$$

$$t_s = \sqrt{\frac{6 \cdot 98,67}{30}} = 4,44 \text{ см.}$$

Конструюємо плиту із листа завтовшки 50 мм з урахуванням 2 мм на фрезерування.

ДОДАТКИ

Додаток 1. Матеріали та з'єднання, коефіцієнти умов роботи

Таблиця Д. 1.1

Нормативні і розрахункові опори сталі за ГОСТ 27772-88, зварних і болтових з'єднань

Сталь	Вид прокату	Товщина прокату, мм	Нормативні опори, МПа		Розрахункові опори, МПа							у болтових з'єднаннях класів точності		
			R_{sp}	R_{tm}	прокату			у зварних з'єднаннях				R_{bp}	A	B, C
					R_y	R_{tl}	$R_x = 0,58R_y$	$R_{wy} = 0,85R_y$	$R_{we} = 0,45R_{tm}$	11	12			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12			
С235	Лист і фасон	2-20	235	360	230	350	133	195	162	475	430			
		21-40	225	360	220	350	128	187	162	475	430			
	Лист	41-100	215	360	210	350	122	178	162	475	430			
С245	Лист і фасон	2-20	245	370	240	360	139	204	166	495	450			
		21-30	235	370	230	360	133	195	166	495	450			
	Лист	4-10	245	380	240	370	139	204	171	515	465			
С255		11-20	245	370	240	360	139	204	166	485	450			
		21-40	235	370	230	360	133	195	166	485	450			
	Фасон	4-10	255	380	250	370	145	212	171	500	465			
		11-20	245	370	240	360	139	204	166	485	450			
		21-40	235	370	230	360	133	195	166	485	450			

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
С275	Лист	2-10	275	380	270	370	157	230	171	500	465
	Фасон	11-20	265	370	260	360	151	220	166	485	450
С285	Лист	2-10	275	390	270	380	157	230	175	535	485
	Фасон	11-20	275	380	270	370	157	230	171	500	465
С345	Лист і фасон	4-10	275	390	270	380	157	230	175	515	485
	Лист	11-20	265	380	260	370	151	220	171	500	465
С375	Лист і фасон	4-10	285	400	280	390	162	238	180	560	505
	Лист	11-20	275	390	270	380	157	230	175	515	485
С390	Лист і фасон	2-10	345	490	335	480	194	285	220	770	690
	Лист	11-20	325	470	315	460	183	268	211	720	645
С440	Лист і фасон	21-40	305	460	300	450	174	255	207	695	625
	Лист	40-60	285	450	280	440	162	238	202	675	605
С590	Лист і фасон	64-80	275	440	270	430	157	230	198	650	585
	Лист	81-100	265	430	260	420	151	220	193	625	565
С390	Лист і фасон	2-10	375	510	365	500	212	310	230	825	735
	Лист	11-20	355	490	345	480	200	293	220	770	690
С440	Лист і фасон	21-40	335	480	325	470	188	276	216	745	670
	Лист	4-50	390	540	380	530	220	323	243	905	805
С590	Лист і фасон	4-30	440	590	430	575	249	365	265	1045	930
	Лист	31-50	410	570	400	555	232	340	256	990	880
С590	Лист і фасон	10-36	540	635	515	605	299	437	286	-	-
	Лист										

Таблиця Д.1.2

Нормативні і розрахункові опори при розтягу, стиску і згині труб для сталевих конструкцій

Марка сталі	ГОСТ або ТУ	Товщина стінки, мм	Нормативні опори, МПа		Розрахункові опори, МПа	
			R_{yn}	R_{yt}	R_y	R_n
ВСтЗкп, ВСтЗпс, ВСтЗсп	ГОСТ 10705-80*	До 10	225	370	215	350
ВСтЗпс, ВСтЗсп	ГОСТ 10706-76*	5-15	245	370	235	350
20	ГОСТ 8731-87	4-36	245	410	225	375
16Г2АФ	ТУ 14-3-567-76	6-9	440	590	400	535

Таблиця Д.1.3

Розрахункові опори болтів

Напружений стан	Умовне позначення	Розрахунковий опір, МПа, болтів класів						
		4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	8.8	10.9
Зріз	R_{bs}	150	160	190	200	230	320	400
Розтяг	R_{bt}	170	160	210	200	250	400	500

Таблиця Д.1.4

Площі перерізів болтів за СТ СЭВ 180-75, СТ СЭВ 181-75 та СТ СЭВ 182-75

d , мм	16	18*	20	22*	24	27*	30	36	42	48
A_b , см ²	2,01	2,54	3,14	3,80	4,52	5,72	7,06	10,17	13,85	18,09
A_{bn} , см ²	1,57	1,92	2,45	3,03	3,52	4,59	5,60	8,16	11,20	14,72

*Болти таких діаметрів використовувати не рекомендується.

Таблиця Д.1.5

Нормативні і розрахункові опори металу швів

Зварні матеріали		R_{wnt} , МПа	R_{wf} , МПа
тип електрода	марка дроту		
Э42, Э42А	Св-08, Св-08А	410	180
Э46, Э46А	Св-08ГА	450	200
Э50, Э50А	Св-10ГА, Св-08Г2С, Св-08Г2СЦ, ПП-АН8, ПП-АН3	490	215
Э60	Св-08Г2С*, Св-08Г2СЦ*, Св-10НМА, Св-10Г2	590	240
Э70	Св-10ХГ2СМА, Св-08ХН2ГМЮ	685	280
Э85	—	835	340

*Тільки для швів з катетом до 8 мм в конструкціях із сталі з границею текучості понад 440 МПа.

Таблиця Д.1.6

Коефіцієнти умов роботи u_c

№	Елементи конструкцій	Пункти табл. 6 [10]	%
1	Суцільні балки і стиснуті елементи ферм перекриттів у разі перевищення їхньою власною вагою тимчасового навантаження	1	0,9
2	Суцільні балки при розрахунку на загальну стійкість при $\varphi_b < 1,0$	4	0,95
3	Прокатні і складені балки із зварними або болтовими з'єднаннями (за винятком високоміцних болтів), що сприймають статичне навантаження, при розрахунку на міцність	7 і 8,а	1,1
4	Балки за п.1 (за винятком балок на високоміцних болтах) при розрахунку на міцність	1, 7 і 8,а	$0,9 \times 1,1 = 0,99$
5	Стиснуті елементи ферм (крім замкнених трубчастих перерізів) при розрахунку на стійкість	6,а	0,95
6	Стиснуті елементи решітки (крім опорних) ферм із парних кутиків при гнучкості ≥ 60	3	0,8
7	Розтягнуті елементи зварних стержньових конструкцій покриттів і перекриттів	6,б	0,95
8	Елементи зварних або болтових ферм покриттів та перекриттів, що сприймають статичне навантаження, при розрахунку на міцність: а) стиснуті елементи із зварними або болтовими з'єднаннями (крім конструкцій на високоміцних болтах) за п.1 б) стиснуті елементи решітки (за п.7) із сталі з границею текучості до 440 МПа в) розтягнуті елементи болтових ферм із сталі з границею текучості до 440 МПа г) розтягнуті елементи з прокатними або зварними перерізами	1 і 6, в; 3 і 6, в 6,б 8,б	$0,9 \times 1,05 = 0,945$ $0,8 \times 1,05 = 0,84$ 1,05 1,05
9	Суцільні прокатні або складені колони із зварними або болтовими з'єднаннями (за винятком високоміцних болтів), що сприймають статичне навантаження, при розрахунку: а) на міцність б) на стійкість	7 і 8, а Прим.1	1,1 1,0
10	Опорні плити із сталі з границею текучості до 285 МПа, що сприймають статичне навантаження, завтовшки: а) до 40 мм б) від 40 до 60 мм в) від 60 до 80 мм	11,а 11,б 11,в	1,2 1,15 1,1
11	Інші конструктивні елементи	Прим.1	1,0

Таблиця Д.1.7

Коефіцієнти умов роботи γ_b болтових з'єднань

Характеристики		Границя текучості сталі з'єднуваних елементів, R_{yt} , МПа	Значення $\frac{a}{d}$; $\frac{b}{d}$	Значення коефіцієнта γ_b
болтового з'єднання	напруженого стану			
Одноболтове, болти класу точності А, В і С або високоміцні	зріз	-	-	1,0
	змінання	до 285	$1,5 \leq \frac{a}{d} \leq 2$	$0,4 \frac{a}{d} + 0,2$
			$1,35 \leq \frac{a}{d} < 1,5$	$\frac{a}{d} - 0,7$
		понад 285 до 375	$1,5 \leq \frac{a}{d} \leq 2$	$0,5 \frac{a}{d}$
			$1,35 \leq \frac{a}{d} < 1,5$	$\frac{a}{d} - 0,25$
	понад 375	$\frac{a}{d} \geq 2,5$	1,0	
Багатоболтове, болти класу точності А	зріз	-	-	1,0
	змінання	до 285	$1,5 \leq \frac{a}{d} \leq 2$	$\frac{a}{d} + 0,2$
			$2 \leq \frac{b}{d} \leq 2,5$	$0,4 \frac{b}{d}$
		понад 285 до 375	$1,5 \leq \frac{a}{d} \leq 2$	$0,5 \frac{a}{d}$
			$2 \leq \frac{b}{d} \leq 2,5$	$0,5 \frac{b}{d} - 0,25$
		понад 375	$\frac{a}{d} \geq 2,5$	1,0
			$\frac{b}{d} \geq 3$	1,0

Позначення, прийняті в табл.Д.1.7: a - відстань вздовж зусилля від краю елемента до центра найближчого отвору; b - відстань вздовж зусилля між центрами отворів; d - діаметр отвору для болта.

Примітки: 1. для розрахунку багатоболтового з'єднання на зріз і змінання при болтах класів В, С, а також високоміцних болтах з нерегульованим натягом при всіх значеннях границі текучості сталі з'єднуваних елементів значення коефіцієнта γ_b слід множити на 0,9. 2. Для розрахунку багатоболтового з'єднання на змінання слід приймати значення γ_b менше з обчислених при прийнятих значеннях a , b , d .

Додаток 2. Навантаження та впливи

Таблиця Д.2.1

Характеристичні навантаження від власної ваги конструкцій

Навантаження	Характеристичне навантаження, кН/м ²	Коефіцієнт надійності за граничним навантаженням γ_{fm}
Огороджувальні та несучі конструкції покрівлі		
Гравійний захист рулонної покрівлі завтовшки 15... 25 мм	0,3...0,4	1,3
Гідроізоляційний килим з трьох шарів руберойду та одного шару пергаміну	0,16	1,2
Асфальтова стяжка завтовшки 15...20 мм	0,36...0,45	1,3
Пароізоляція з одного шару руберойду або пергаміну	0,05	1,3
Утеплювач із спіненого пінополістиролу густиною 100 кг/м ³ :		
– товщиною 50 мм (при температурі зовнішнього повітря ≥ -30 °С)	0,05	1,3
– товщиною 80 мм (при температурі зовнішнього повітря ≥ -40 °С)	0,08	1,3
Шар мастикової покрівлі	0,1	1,3
Утеплювач з мінераловатних плит густиною 300 кг/м ³ завтовшки:		
– 50 мм	0,15	1,3
– 60 мм	0,18	1,3
– 80 мм	0,24	1,3
Збірні залізобетонні плити з важкого бетону розмірами:		
– 3×6 м	1,6	1,1
– 3×12 м	1,8	1,1
Сталевий профільований настил з висотою гофра:		
– до 70 мм	0,11	1,05
– до 80 мм	0,12	1,05
– понад 80 мм	0,15	1,05
Тришарові панелі з утеплювачем з мінераловатних плит завтовшки::		
– 50 мм	0,3	1,2
– 80 мм	0,4	1,2

Металочерепиця	0,04	1,05
Дерев'яне латування	0,06	1,1
Сталеві прогони:		
– суцільні прольотом 6 м	0,05...0,15	1,05
– з гнутих профілів	0,04	1,05
– суцільні прольотом 12 м	1,10...0,15	1,05
– наскрізні прольотом 12 м	0,07...0,12	1,05
Каркас сталевих панелей розміром:		
– 3×6 м	0,10...0,15	1,05
– 3×12 м	0,15...0,25	1,05
Власна вага несучих сталевих конструкцій (орієнтовно):		
– кроквяних ферм	0,1...0,4	1,05
– підкроквяних ферм	0,05...0,10	1,05
– в'язей по покриттю	0,04...0,06	1,05
– каркаса ліхтаря	0,08...0,12	1,05
Колони		
У будівлях з кранами:		
– мостовими опорними вантажопідйомністю (т)		
до 50	0,25...0,35	1,05
50...100	0,30...0,60	1,05
100...150	0,55...0,75	1,05
– з підвісними кранами до 10 т	0,12...0,15	1,05
У безкранових будівлях	0,09...0,12	1,05
Огороджувальні конструкції стін		
Стінові панелі для неопалюваних будівель:		
– залізобетонні попередньо напружені з розмірами (м):		
5980×885×70	1,65	1,1
5980×1185×70	1,70	1,1
5980×1785×70	1,90	1,1
– попередньо напружені з легких бетонів з розмірами (мм):		
5980×885×70	1,30	1,1
5980×1185×70	1,33	1,1
5980×1785×70	1,37	1,1
11970×885×300	1,95	1,1
11970×1185×300	2,15	1,1
11970×1785×300	2,20	1,1
Стінові панелі для опалюваних будівель:		
– тришарові із сталевією обшивкою при товщині панелі 50...80 мм	0,165...0,190	1,1

– тришарові з алюмінієвою обшивкою при товщині панелі 46,6...91,6 мм	0,079...0,100	1,1
– сталеві пошарового складання при вітровому навантаженні:		
0,7...1,1 кН/м ²	0,250...0,280	1,1
0,9...1,4 кН/м ²	0,275...0,300	1,1
Ригелі стінового фахверка з навантаженням 0,7...1,7 кН/м ² :		
– рядові	0,022...0,052	1,05
– опорні	0,042...0,068	1,05
– стикові	0,053...0,078	1,05
Вікна металеві із склінням одинарним/подвійним:		
– глухі розміром, м:		
6×1,2	0,183/0,278	1,1
6×1,8	0,167/0,261	1,1
6×2,4	0,174/0,269	1,1
– з фрамугами, що відкриваються, розміром, м:		
6×1,2	0,229/0,326	1,1
6×1,8	0,206/0,299	1,1
6×2,4	0,196/0,292	1,1

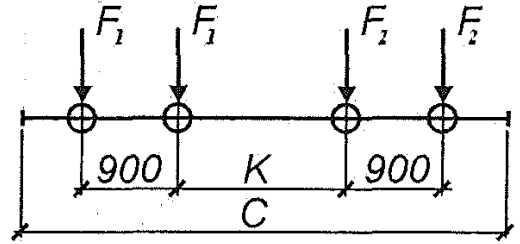
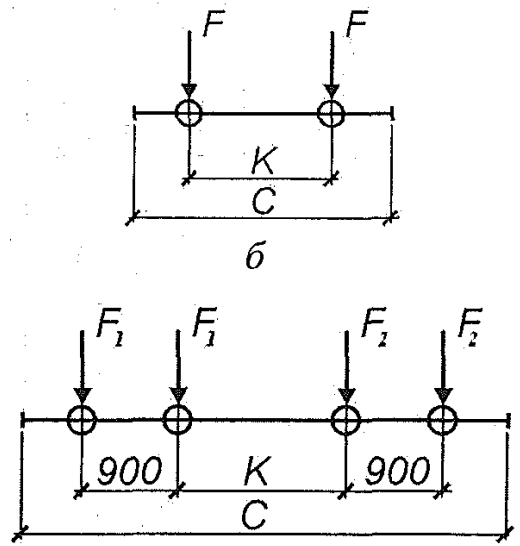
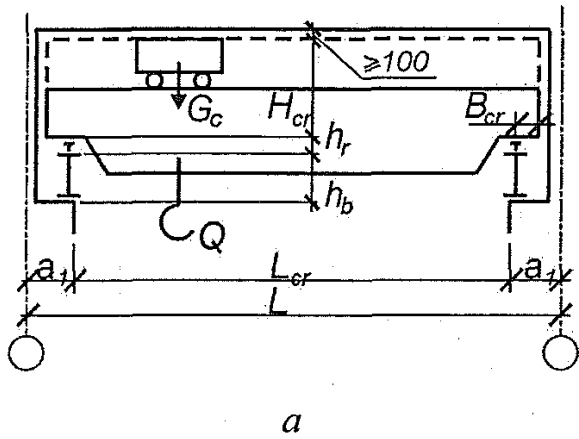


Рис. Д.2.1. До визначення розрахункових параметрів мостових кранів:
 а – схема крана; б – схема розташування коліс кранів $Q = 10 \dots 50$ т;
 в – те саме, $Q = 80 \dots 125$ т

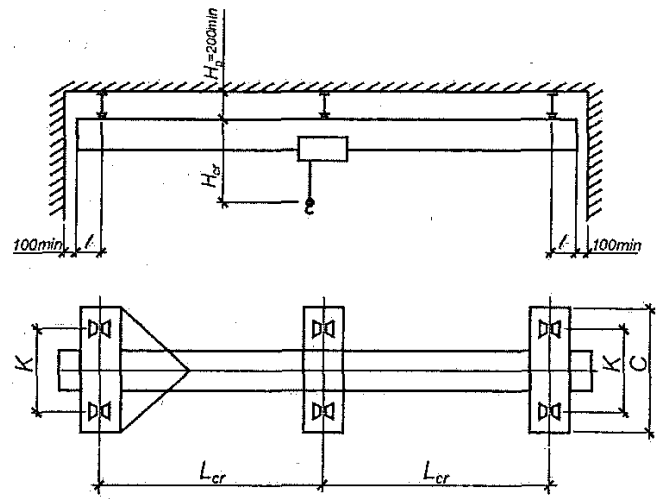
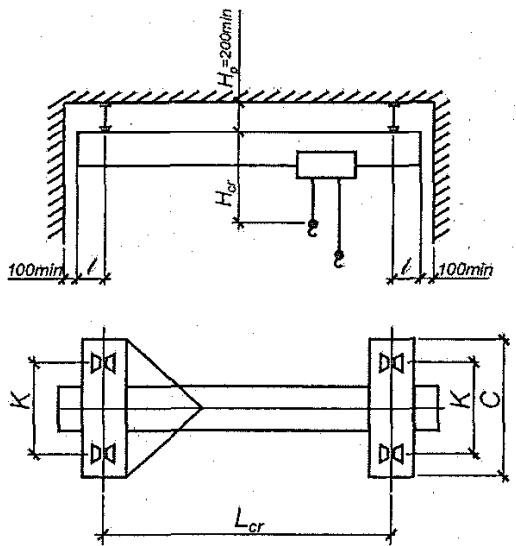


Рис.Д.2.2. Схема однопролітних підвісних кранів

Рис.Д.2.3. Схема двопролітних підвісних кранів

Таблиця Д.2.2

Довідкові дані про мостові крани

Вантажо- підйомність крана $Q, т$	Група режимів роботи крана	Проліт будівлі $L, м$	Параметри крана, мм				Маса, т		Тиск колеса, кН			Тип крано- вої рейки	Висо- та крано- вої рейки	Висота підкранової балки при кроці колон		
			H_{cr}	B_{cr}	K	C	візка, G_c	крана з візком, G	$F_{n, max}$	F_{n1}	$F_{n,2}$			6 м	12 м	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	
16/3,2	$\leq 5К(6К)$	24			4400	5600		23,0	142(159)	-	-					
		30	2300	260	5000	6200		28,8	161(178)	-	-					
		36	2300	260	5600	6800	5,9	34,2	200(217)	-	-		КР-70	120	800	1100
20/5	$\leq 6К$	24			5000	6200		34,0	172	-	-					
		30	2300	260	5300	6500	7,0	43,5	195	-	-					
		36	2300	260	5700	6900		47,5	235	-	-					
	24			4400	5600		24,5	179	-	-						
	30	2400	260	5000	6200	7,2	30,8	200	-	-						
	36	2400	260	5000	6800		36,0	140	-	-		КР-70	120	800	1100	
32/5	$\leq 5К(6К)$	24			5000	6200		36,0	202	-	-					
		30	2750	300	5300	6500	8,0	46,6	222	-	-					
		36	3000	300	5700	6900		50,0	265	-	-					
	24			5100	6300		34,3	260(290)	-	-						
	30	2750	300	5100	6300	8,5	40,2	280(305)	-	-						
	36	2750	300	5600	6800		55,4	320(340)	-	-		КР-70	120	1300	1600	
	7К	24	2750	300	5300	6500		51,0	292	-	-					
		30	2750	300	5300	6500	8,5	60,8	312	-	-					
		36	3000	300	5700	6900		71,5	360	-	-					

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16				
50/12,5	≤ 5К(6К)	24	3150	300	5250	6760	15,2 (18,0)	47,8 (69,0)	380(470)	-	-	КР-80	130	1300	1600				
		30	4000	400	4350	9100	32,3	59,5(79,0)	415(505)	-	-		КР-100	150	1350	1650			
		36	4000	400	5400	10400	38,2	73,0(86,0)	455(525)	-	-								
80/20	≤ 5К	24	3700	400	4350	9100	32,3	102,9	-	347	367	КР-100	150	1350	1650				
		30	4000	400	5400	10400	38,2	117,6	-	367	392					КР-120	170	1730	2030
		36	4000	400	6100	10400	41,2	127,4	-	387	412								
100/20	6К	24	3700	400	5400	10400	38,2	113,7	-	385	395	КР-120	170	1730	2030				
		30	4000	400	5400	10400	36,3	128,4	-	415	425					КР-120	170	1730	2030
		36	4000	400	6100	10400	41,2	146,1	-	435	445								
125/20	≤ 5К	24	3700	400	5100	9900	38,2	110,7	-	406	435	КР-120	170	1730	2030				
		30	4000	400	6100	10400	41,2	130,3	-	445	465					КР-120	170	1730	2030
		36	4000	400	6100	10400	41,2	140,1	-	468	487								
125/20	6К	24	3700	400	5100	9900	38,2	118,6	-	446	456	КР-120	170	1730	2030				
		30	4000	400	6100	10400	41,2	138,2	-	476	485					КР-120	170	1730	2030
		36	4000	400	6100	10400	41,2	143,1	-	495	505								
125/20	≤ 5К	24	4000	400	5100	9900	38,2	115,6	-	475	504	КР-120	170	1730	2030				
		30	4000	400	6100	10400	41,2	130,3	-	507	537					КР-120	170	1730	2030
		36	4000	400	6100	10400	41,2	150,0	-	527	563								
125/20	6К	24	4000	400	6100	11100	44,1	123,5	-	452	462	КР-120	170	1730	2030				
		30	4000	400	6100	11100	44,1	143,1	-	483	493					КР-120	170	1730	2030
		36	4000	400	6100	11100	44,1	157,8	-	505	515								

* В дужках наведені дані для кранів групи режимів роботи 6К.

Дані про мостові однобалкові однопролітні підвісні крани (ГОСТ 7890 - 93)

Q, т	L _б , м	L _{ст} , м	l, м	H _{ст} , мм	C, мм	K, мм	Навантаження, кН		Маса, т		ТБ	Схема крана
							F	F _к	m _т	m _{ст}		
1	3,6	3	0,3	1200	1260	600	7,2	3,60	0,195	0,59	24М, 30М, 36М	Рис. Д.2.2
	6,6	6	0,3	1200	1460		7,4	3,70		0,77		
	12,0	9	1,5	1200	1460		7,8	3,90		0,91		
	15,0	12	1,5	1280	1710		8,5	4,25		1,21		
	17,4	15	1,2	1360	1710		9,2	4,60		1,51		
2	3,6	3	0,3	1580	1260	600	12,7	6,35	0,290	0,71	24М, 30М, 36М	Рис. Д.2.2
	6,6	6	0,3	1580	1460		13,1	6,55		0,96		
	12,0	9	1,5	1660	1460		13,8	6,90		1,23		
	15,0	12	1,5	1660	1710		14,5	7,25		1,52		
	17,4	15	1,2	1740	1710		15,3	7,65		1,86		
3,2	3,6	3	0,3	1810	1260	600	19,8	9,90	0,470	1,02	24М, 30М, 36М	Рис. Д.2.2
	6,6	6	0,3	1810	1460		20,3	10,15		1,27		
	12,0	9	1,5	1890	1460		21,4	10,70		1,71		
	15,0	12	1,5	2010	1710		22,0	11,00		1,91		
	17,4	15	1,2	2010	1710		23,4	11,70		2,48		
5	3,6	3	0,3	2040	1860	900	30,8	7,85	0,700	1,70	30М, 36М, 45М	Рис. Д.2.2 (подвійний візок на 4 колеса)
	6,6	6	0,3	2120	2100		32,8	8,20		2,06		
	12,0	9	1,5	2190	2100		33,6	8,41		2,41		
	15,0	12	1,5	2240	2100		34,8	8,70		2,81		
	17,4	15	1,2	2240	2100		35,8	8,95		3,28		

Прийняті позначення: Q – вантажопідйомність крана; H_{ст} – відстань від низу гака в максимальному піднятому положенні до нижнього пояса кранової колі; F – навантаження на балку від візка; F_к – те саме, від колеса; m_т – маса талі; m_{ст} – конструктивна маса крана; ТБ – тип балки кранової колі. Всі інші позначення розмірів – на рис. Д.2.2.

Таблиця Д.2.4

Дані про мостові однобалкові двопролітні підвісні крани (ГОСТ 7890 - 93)

Q, Т	L _б М	L _{кр} М	l _з М	H _{кр} ММ	С, ММ	К, ММ	Навантаження, кН		Маса, т		ТБ	Схема крана
							F	F _к	m _т	m _{кр}		
1	16,2	7,5	0,6	1200	1460	600	8,0	4,00	0,195	1,25	24М, 30М, 36М	Рис. Д.2.3
	17,4	7,5	1,2	1200			8,0	4,00		1,25		
	21,0	9,0	1,5	1200			8,7	4,35		1,66		
	24,0	10,5	1,5	1280	8,9		4,45	1,81				
	27,0	12,0	1,5	1360	9,6		4,80	2,18				
2	16,2	7,5	0,6	1580	1460	600	14,2	7,10	0,290	1,70	24М, 30М, 36М	Рис. Д.2.3
	17,4	7,5	1,2	1580			14,2	7,10		1,70		
	21,0	9,0	1,5	1580			14,8	7,40		2,08		
	24,0	10,5	1,5	1580	15,1		7,55	2,26				
	27,0	12,0	1,5	1660	15,4		7,70	2,46				
3,2	16,2	7,5	0,6	1810	1460	600	21,8	10,90	0,470	1,99	24М, 30М, 36М	Рис. Д.2.3 (подвійний візок на 4 коlesa)
	17,4	7,5	1,2	1810			21,8	10,90		1,99		
	21,0	9,0	1,5	1890			22,8	11,40		2,66		
	24,0	10,5	1,5	1890	23,2		11,60	2,85				
	27,0	12,0	1,5	2010	23,6		11,80	3,10				
5	16,2	7,5	0,6	2120	2100	900	33,6	8,40	0,470	3,07	24М, 30М, 36М	Рис. Д.2.3 (подвійний візок на 4 коlesa)
	17,4	7,5	1,2	2120			33,6	8,40		3,07		
	21,0	9,0	1,5	2120			34,4	8,60		3,56		
	24,0	10,5	1,5	2120	34,8		8,70	3,80				
	27,0	12,0	1,5	2240	35,6		8,90	4,30				

Прийняті позначення: Q – вантажопідйомність крана; H_{кр} – відстань від низу гака в максимально піднятому положенні до нижнього пояса кранової колії; F – навантаження на балку від візка; F_к – те саме, від колеса; m_т – маса галі; m_{кр} – конструктивна маса крана; ТБ – тип балки кранової колії. Усі інші позначення розмірів – на рис. Д.2.3.

Таблиця Д.2.5

**Характеристичні значення атмосферних навантажень
для деяких міст України**

Регіон будівництва	Вітрове навантаження W_0 , Па	Снігове навантаження S_0 , Па
Київ	370	1550
Сімферополь	460	920
Вінниця	470	1360
Луцьк	480	1240
Дніпропетровськ	470	1340
Донецьк	500	1500
Житомир	460	1460
Ужгород	370	1340
Запоріжжя	460	1110
Івано-Франківськ	500	1410
Кіровоград	410	1230
Луганськ	460	1350
Львів	521	1310
Миколаїв	470	870
Одеса	460	880
Полтава	470	1450
Рівне	520	1320
Суми	420	1670
Тернопіль	520	1390
Харків	430	1600
Херсон	480	760
Хмельницький	500	1340
Черкаси	420	1520
Чернівці	500	1320
Чернігів	410	1720

Таблиця Д.2.6, а

Коефіцієнт висоти споруди C_h [11]

Типи місцевості	Висота над поверхнею землі Z , м						
	≤ 5	10	20	40	60	80	100
I – відкриті поверхні морів, озер, а також плоскі рівнини без перешкод, що піддаються дії вітру на ділянці не менш як 3 км	0,90	1,20	1,35	1,60	1,75	1,90	1,95
II – сільська місцевість з невеликими спорудами, будинками і деревами	0,70	0,90	1,15	1,45	1,65	1,75	1,85
III – приміські та промислові зони, протяжні лісові масиви	0,40	0,60	0,85	1,15	1,35	1,50	1,60
IV – міські території, на яких принаймні 15% поверхні зайняті будівлями, що мають середню висоту понад 15 м	0,20	0,40	0,65	1,00	1,10	1,20	1,25

Таблиця Д.2.6, б

Значення C_{eq} для однопролітних рам

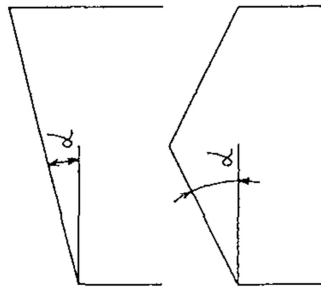
Висота H^* , м	Тип місцевості				Висота H^* , м	Тип місцевості			
	I	II	III	IV		I	II	III	IV
5	0,9	0,7	0,4	0,2	23	1,249	1,013	0,713	0,517
6	0,925	0,717	0,416	0,217	24	1,259	1,026	0,726	0,530
7	0,950	0,733	0,432	0,233	25	1,269	1,039	0,739	0,544
8	0,975	0,750	0,448	0,250	26	1,280	1,051	0,752	0,558
9	1,000	0,766	0,464	0,266	27	1,290	1,065	0,765	0,572
10	1,025	0,783	0,480	0,283	28	1,300	1,077	0,777	0,586
11	1,044	0,802	0,499	0,302	29	1,310	1,090	0,790	0,599
12	1,064	0,821	0,519	0,321	30	1,320	1,103	0,803	0,613
13	1,083	0,841	0,538	0,341	31	1,330	1,116	0,816	0,627
14	1,103	0,860	0,558	0,360	32	1,340	1,128	0,829	0,641
15	1,122	0,879	0,577	0,379	33	1,350	1,141	0,841	0,655
16	1,141	0,892	0,597	0,398	34	1,360	1,154	0,854	0,669
17	1,161	0,917	0,616	0,417	35	1,370	1,167	0,867	0,683
18	1,180	0,937	0,636	0,437	36	1,380	1,180	0,880	0,697
19	1,200	0,956	0,655	0,456	37	1,390	1,192	0,893	0,710
20	1,219	0,975	0,675	0,475	38	1,400	1,205	0,905	0,724
21	1,229	0,988	0,688	0,489	39	1,411	1,218	0,918	0,738
22	1,239	1,000	0,700	0,503	40	1,421	1,231	0,931	0,752

* Від рівня землі до нижнього пояса ригеля у розрахунковій схемі.

Схеми снігового навантаження та коефіцієнти μ

Профілі покриттів і схеми снігових навантажень

Будівлі з односхилими і двосхилими покриттями



$\mu = 1$ при $\alpha \leq 25^\circ$

$\mu = 0$ при $\alpha \geq 60^\circ$

Варіанти 2 і 3 слід враховувати тільки для будівель з двохсхилими покриттями:

варіант 2 – при $20^\circ < \alpha \leq 30^\circ$;

варіант 3 – при $1^\circ < \alpha \leq 30^\circ$

тільки при наявності ходових

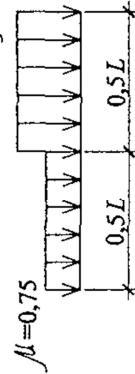
містків або аераційного

обладнання по гребеню покриття

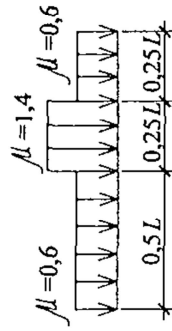
Варіант 1



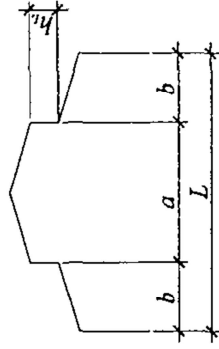
Варіант 2 $\mu = 1,25$



Варіант 3



Будівлі з поздовжнім ліхтарем



$\mu_1 = 0,8$; $\mu_2 = 1 + 0,1 \frac{a}{b}$;

$\mu_3 = 1 + 0,5 \frac{a}{b_1}$;

але не більше:

4,0 – для ферм і балок при

нормативному значенні ваги

покриття 1,5 кПа і менше;

2,5 – те саме, при нормативному

значенні ваги покриття

понад 1,5 кПа;

2,0 – для залізобетонних плит

покриттів прольотом 6 м

і менше і для сталевого

профільованого настилу;

2,5 – для залізобетонних плит

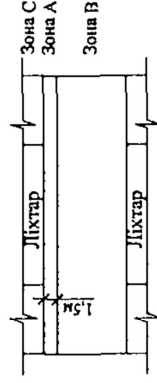
прольотом понад 6 м, а також

для прогонів незалежно від

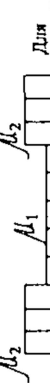
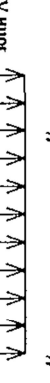
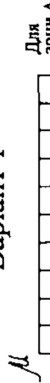
прольоту;

$b_i = h_i$, але не більше b .

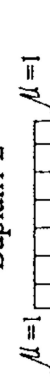
Для зони В завжди $\mu = 1$



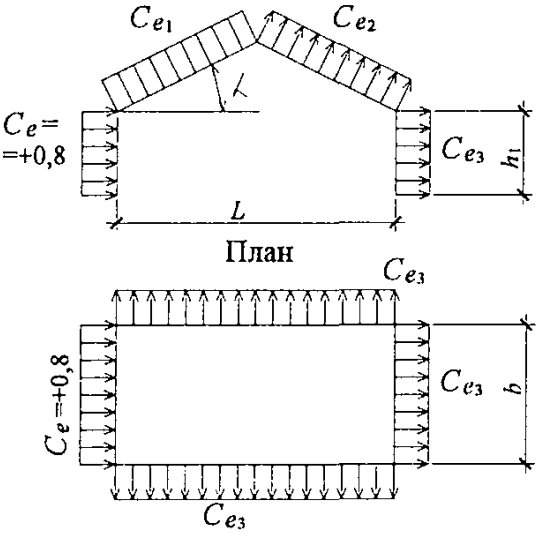
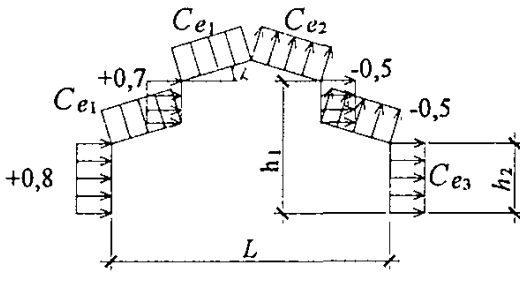
Варіант 1



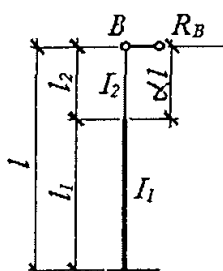
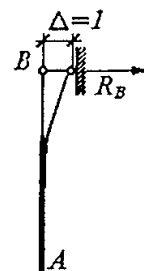
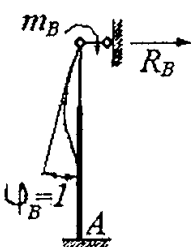
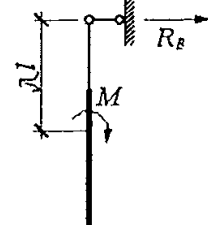
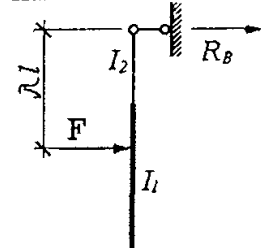
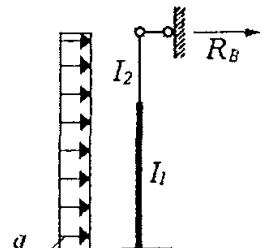
Варіант 2



Схеми вітрового навантаження та аеродинамічні коефіцієнти C

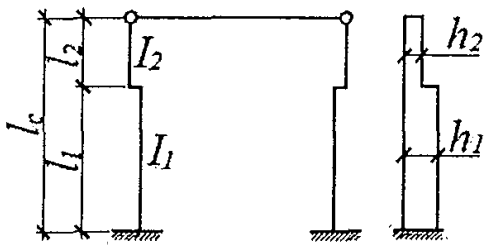
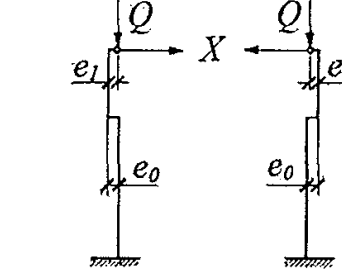
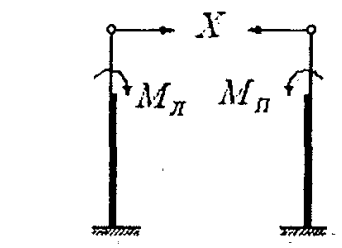
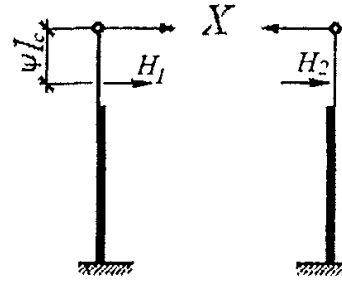
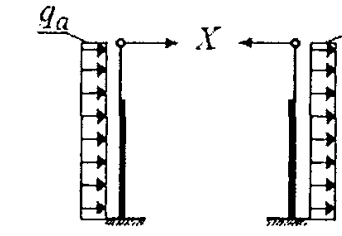
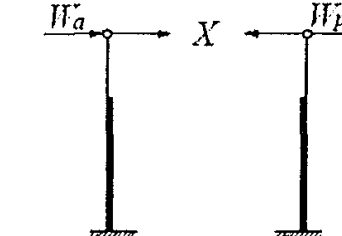
Схеми будівель і навантажень	Аеродинамічні коефіцієнти					
Будівлі з двосхилими покриттями						
 <p>План</p>	Коефіцієнти	α , град	h_1/L			
			0	0,5	1	≥ 2
	C_{e1}	0	0	-0,6	-0,7	-0,8
		20	+0,2	-0,4	-0,7	-0,8
		40	+0,4	+0,3	-0,2	-0,4
		60	+0,8	+0,8	+0,8	+0,8
	C_{e2}	≤ 60	-0,4	-0,4	-0,5	-0,8
Будівлі з поздовжнім ліхтарем						
	Значення C_{e3} при h_1/L					
	b/L	$\leq 0,5$	1	≥ 2		
	≤ 1	-0,4	-0,5	-0,6		
	≥ 2	-0,5	-0,6	-0,6		
Примітки:						
1. При вітрі, що перпендикулярний до торця будівлі, для всієї поверхні покриття $C_e = -0,7$.						
2. При розрахунку поперечних рам з ліхтарем і вітровідбійними щитами значення сумарного коефіцієнта лобового опору системи "ліхтар – щити" приймається таким, що дорівнює 1,4.						

Формули для визначення опорних реакцій колон за методом переміщень

Схема стояка	Схема навантаження або деформації	Розрахункові формули
		$R_B = -\frac{3EI_1}{l^3 C}$
<p>Позначення</p> $\mu = I_1/I_2 - 1$ $\alpha = l_2/l$		$m_B = +\frac{4C}{4AC - 3B^2} \frac{EI_1}{l}$ $R_B = -\frac{6B}{4AC - 3B^2} \frac{EI_1}{l^2}$
$A = 1 + \alpha\mu$ $B = 1 + \alpha^2\mu$ $C = 1 + \alpha^3\mu$		$R_B = -\frac{3M}{2lC} [(1 - \lambda^2) + \mu(\alpha^2 + \lambda^2)] \text{ при } \lambda < \alpha$ $R_B = -\frac{3M}{2lC} (1 - \lambda^2) \text{ при } \lambda \geq \alpha$
$D = 1 + \alpha^4\mu$		$R_B = -\frac{F}{2lC} [(1 - \lambda)^2(2 + \lambda) + \mu(\alpha - \lambda)^2(2\alpha + \lambda)]$ <p style="text-align: center;">при $\lambda < \alpha$</p> $R_B = -\frac{F}{2lC} (1 - \lambda)^2(2 + \lambda) \text{ при } \lambda \geq \alpha$
		$R_B = -\frac{3D}{8C} ql$

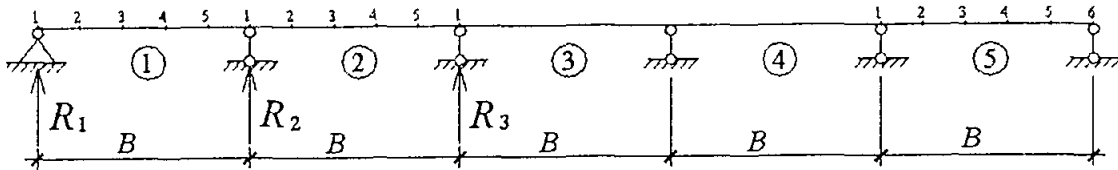
Для колон сталого перерізу слід прийняти: $\mu = 0, A = B = C = D = 1.$

Формули для визначення зайвої невідомої X у двохшарнірній рамі

№ п/п	Схема навантаження	Розрахункові формули
		$\eta = l_2/l_c$ $n = \frac{I_1}{I_2} = \left(\frac{h_1}{h_2}\right)^2 k_1; \quad k_1 = 1,8 \dots 2,0$ $\alpha_i = \frac{(n-1)\eta^i + 1}{n}$
1		$X = -\frac{Q}{l} \frac{3}{2\alpha_3} [e_1 \alpha_2 - e_0 (\alpha_2 - \eta^2)]$
2		$M_{п} = \varepsilon_1 M_{п}$ $X = -\frac{M_{п}}{l} \cdot \frac{3(\alpha_2 - \eta^2)}{4\alpha_3} (1 + \varepsilon_1)$
3		$X = -\frac{(H_1 - H_2)}{2} \left[1 - \frac{\psi}{\alpha_3} (3\alpha_2 - \psi^2) \right]$
4		$q_p = \varepsilon_2 q_a$ $X = -\frac{3}{16} q_a l \frac{\alpha_4}{\alpha_3} (1 - \varepsilon_2)$
5		$W_p = \varepsilon_3 W_a$ $X = -\frac{W_a}{2} (1 - \varepsilon_3)$

Таблиця Д.3.3

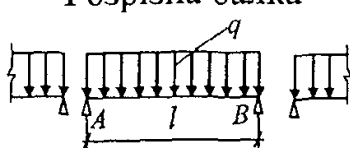
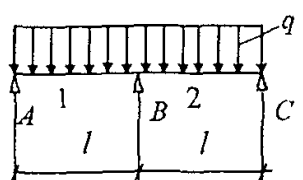
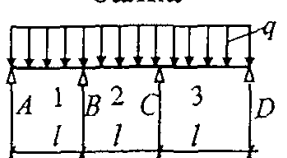
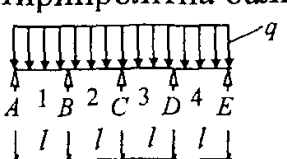
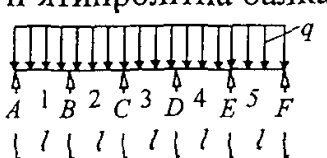
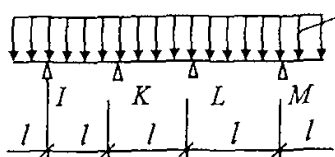
Ординати ліній впливу реакцій нерозрізної п'ятипролітної балки



Точка *	R_1	R_2	R_3	Точка *	R_1	R_2	R_3
1,1	1,0000	0	0	3,4	0,0168	-0,1007	0,4664
1,2	0,7485	0,3168	-0,0626	3,5	0,0083	-0,0498	0,2059
1,3	0,5099	0,6043	-0,1453	4,1	0	0	0
1,4	0,2570	0,8335	-0,1650	4,2	-0,0046	0,0276	-0,1102
1,5	0,1228	0,9750	-0,1239	4,3	-0,0057	0,0343	-0,1372
2,1	0	1,0000	0	4,4	-0,0046	0,0276	-0,1102
2,2	-0,0635	0,8926	0,2145	4,5	-0,0029	0,0138	-0,0551
2,3	-0,0788	0,6886	0,4772	5,1	0	0	0
2,4	-0,0625	0,4390	0,7324	5,2	0,0014	-0,0083	0,0330
2,5	-0,0308	0,1928	0,9252	5,3	0,0018	-0,0111	0,0443
3,1	0	0	1,0000	5,4	0,0016	-0,0097	0,0392
3,2	0,0172	-0,1032	0,9216	5,5	0,0009	-0,0058	0,0221
3,3	0,0211	-0,1268	0,7232	5,6	0	0	0

* Перша цифра у позначенні точок відповідає номеру прольоту.

Розрахункові зусилля в балках

Найменування і схема з позначенням прогонів	Момент		Поперечна сила		Опорна реакція		Відносний прогин від рівномірно розподіленого навантаження, $\frac{ql^3}{Elx}$
	позначення	множник ql^2	позначення	множник ql	позначення	множник ql	
Розрізна балка 	M	0,125	Q_A	0,5	A	0,5	0,013
Нерозрізна двопротітна балка 	M_1 M_B	0,070 -0,125	Q_A Q_{1B}	0,375 -0,625	A B	0,375 1,250	0,0052
Нерозрізна трипротітна балка 	M_1 M_B M_2	0,080 -0,100 0,025	Q_A Q_{1B} Q_{2B}	0,400 -0,600 0,500	A B	0,400 1,100	0,00677 0,00052
Нерозрізна чотирипротітна балка 	M_1 M_B M_2 M_C	0,077 -0,107 0,037 -0,071	Q_A Q_{1B} Q_{2B} Q_{2C}	0,393 -0,607 0,536 -0,464	A B C	0,393 1,143 0,926	0,0063 0,0019
Нерозрізна п'ятипротітна балка 	M_1 M_B M_2 M_C M_3	0,078 -0,105 0,033 -0,079 0,046	Q_A Q_{1B} Q_{2B} Q_{2C} Q_{3C}	0,395 -0,605 0,526 -0,474 0,500	A B C	0,393 1,132 0,974	0,00646 0,0015
Нерозрізна нескінченна балка 	$M_{пр1}$ $M_{пр}$ $M_{оп}$	0,078 0,042 -0,083	$Q_{оп}$	0,500	$I=$ $K=L$ $=M$	1,000	0,0078 0,00264

**Додаток 4. Коefіцієнти для розрахунку
центрально- та позацентрово-стиснутих елементів**

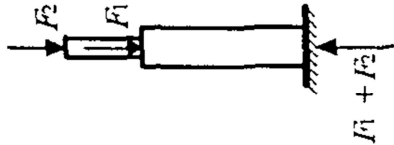
Таблиця Д.4.1

Коefіцієнт впливу форми перерізу η

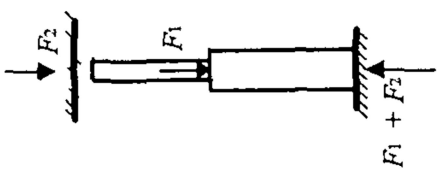
Схема перерізу	$\frac{A_f}{A_w}$	Значення η при		
		$0 \leq \bar{\lambda} \leq 5$	$5 < m \leq 20$	$\bar{\lambda} > 5$
		$0,1 \leq m \leq 5$	$5 < m \leq 20$	$0,1 \leq m \leq 5$ $5 < m \leq 20$
	0,25	$(1,45-0,05m) - 0,01(5-m) \bar{\lambda}$	1,2	1,2
	0,5	$(1,75-0,1m) - 0,02(5-m) \bar{\lambda}$	1,25	1,25
	$\geq 1,0$	$(1,90-0,1m) - 0,02(6-m) \bar{\lambda}$	1,4-0,02 $\bar{\lambda}$	1,3
	-	$\eta_s \left[1 - 0,3(5-m) \frac{a_1}{h} \right]$	η_s	η_s
	-	$\eta_s \left(1 - 0,8 \frac{a_1}{h} \right)$	$\eta_s \left(1 - 0,8 \frac{a_1}{h} \right)$	$\eta_s \left(1 - 0,8 \frac{a_1}{h} \right)$
	0,5	1,4	1,4	1,4
	1,0	$1,6-0,01(5-m) \bar{\lambda}$	1,6	1,35+0,05m
	- 2,0	$1,8-0,02(5-m) \bar{\lambda}$	1,8	1,3+0,1m
				1,8

Таблиця Д.4.2

Коефіцієнт розрахункової довжини μ_1 для одноступінчастих колон з верхнім вільним кінцем

Розрахункова схема	α_1	Коефіцієнт μ_1 при n																			
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,5	5,0	10,0	20,0
	0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	
	0,2	2,0	2,01	2,02	2,03	2,04	2,05	2,06	2,06	2,07	2,08	2,09	2,10	2,12	2,14	2,15	2,17	2,21	2,40	2,76	3,38
	0,4	2,0	2,04	2,08	2,11	2,13	2,18	2,21	2,25	2,28	2,32	2,35	2,42	2,48	2,54	2,60	2,66	2,80	-	-	-
	0,6	2,0	2,11	2,20	2,28	2,36	2,44	2,52	2,59	2,66	2,73	2,80	2,93	3,05	3,17	3,28	3,39	-	-	-	-
	0,8	2,0	2,25	2,42	2,56	2,70	2,83	2,96	3,07	3,17	3,27	3,36	3,55	3,74	-	-	-	-	-	-	-
	1,0	2,0	2,50	2,73	2,94	3,13	3,29	3,44	3,59	3,74	3,87	4,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	1,5	3,0	3,43	3,77	4,07	4,35	4,61	4,86	5,05	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	2,0	4,0	4,44	4,90	5,29	5,67	6,03	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	2,5	5,0	5,55	6,08	6,56	7,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	3,0	6,0	6,65	7,25	7,82	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Коефіцієнт розрахункової довжини μ_1 для одноступінчастих колон з верхнім кінцем, закріпленням тільки від повороту

Розрахункова схема	α_1	Коефіцієнт μ_1 при n																			
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,5	5,0	10,0	20,0
	0	1,92	1,86	1,80	1,76	1,70	1,67	1,64	1,60	1,57	1,55	1,50	1,46	1,43	1,40	1,37	1,32	1,18	1,10	1,05	
	0,2	1,93	1,87	1,82	1,76	1,71	1,68	1,64	1,62	1,59	1,56	1,52	1,48	1,45	1,41	1,39	1,33	1,20	1,11	-	-
	0,4	1,94	1,88	1,83	1,77	1,75	1,72	1,69	1,66	1,62	1,61	1,57	1,53	1,50	1,48	1,45	1,40	-	-	-	-
	0,6	1,95	1,91	1,86	1,83	1,79	1,77	1,76	1,72	1,71	1,69	1,66	1,63	1,61	1,59	-	-	-	-	-	-
	0,8	1,97	1,94	1,92	1,90	1,88	1,87	1,86	1,85	1,83	1,82	1,80	1,79	-	-	-	-	-	-	-	-
	1,0	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	1,5	2,12	2,25	2,33	2,38	2,43	2,48	2,52	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	2,0	2,45	2,66	2,81	2,91	3,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	2,5	2,94	3,17	3,34	3,50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	3,0	3,43	3,70	3,93	4,12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Таблиця Д.4.4

Коефіцієнт φ поздовжнього згину центрально-стиснутих елементів

Гнучкість λ	Коефіцієнт φ для елементів із сталі з розрахунковим опором R_p , МПа												
	200	240	280	320	360	400	440	480	520	560	600	640	
10	988	987	985	984	983	982	981	980	979	978	977	977	
20	967	962	959	955	952	949	946	943	941	938	936	934	
30	939	931	924	917	911	905	900	895	891	887	883	879	
40	906	894	883	873	863	854	846	839	832	825	820	814	
50	869	852	836	822	809	796	785	775	764	746	729	712	
60	827	805	785	766	749	721	696	672	650	628	608	588	
70	782	754	724	687	654	623	595	568	542	518	494	470	
80	734	686	641	602	566	532	501	471	442	414	386	359	
90	665	612	565	522	483	447	413	380	349	326	305	287	
100	599	542	493	448	408	369	335	309	286	267	250	235	
110	537	478	427	381	338	306	280	258	239	223	209	197	
120	479	419	366	321	287	260	237	219	203	190	178	167	
130	425	364	313	276	247	223	204	189	175	163	153	145	
140	376	315	272	240	215	195	178	164	153	143	134	126	
150	328	276	239	211	189	171	157	145	134	126	118	111	
160	290	244	212	187	167	152	139	129	120	112	105	099	
170	259	218	189	167	150	136	125	115	107	100	094	089	
180	233	196	170	150	135	123	112	104	097	091	085	081	
190	210	177	154	136	122	111	102	094	088	082	077	073	
200	191	161	140	124	111	101	093	086	080	075	071	067	
210	174	147	128	113	102	093	085	079	074	069	065	062	
220	160	135	118	104	094	086	077	073	068	064	060	057	

Значення в таблиці збільшені в 1000 разів.

Таблиця Д.4.5

**Коефіцієнт φ_e для перевірки стійкості позакентрово-стиснутих суцільних елементів
у площині дії моменту, що збігається з площиною симетрії**

Умовна гнучкість $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y / E}$	Коефіцієнт φ_e при зведеному відносному ексцентриситеті m_{ef}																									
	0,1	0,25	0,5	0,75	1,0	1,25	1,5	1,75	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0	8,0	9,0	10,0	12,0	14,0	17,0	20,0
0,5	967	922	850	782	722	669	620	577	538	469	417	370	337	307	280	260	237	222	210	183	164	150	125	106	090	077
1,0	925	854	778	711	653	600	563	520	484	427	382	341	307	283	259	240	225	209	196	175	157	142	121	103	086	074
1,5	875	804	716	647	593	548	507	470	439	388	347	312	283	262	240	223	207	195	182	163	148	134	114	099	082	070
2,0	813	742	653	587	536	496	457	425	397	352	315	286	260	240	222	206	193	182	170	153	138	125	107	094	079	067
2,5	742	672	587	526	480	442	410	383	357	317	287	262	238	220	204	190	178	168	158	144	130	118	101	090	076	065
3,0	667	597	520	465	425	395	365	342	320	287	260	238	217	202	187	175	166	156	147	135	123	112	097	086	073	063
3,5	587	522	455	408	375	350	325	303	287	258	233	216	198	183	172	162	153	145	137	125	115	106	092	082	069	060
4,0	505	447	394	356	330	309	289	270	256	232	212	197	181	168	158	149	140	135	127	118	108	098	088	078	066	057
4,5	418	382	342	310	288	272	257	242	229	208	192	178	165	155	146	137	130	125	118	110	101	093	083	075	064	055
5,0	354	326	295	273	253	239	225	215	205	188	175	162	150	143	135	126	120	117	111	103	095	088	079	072	062	053
5,5	302	280	256	240	224	212	200	192	184	170	158	148	138	132	124	117	112	108	104	095	089	084	075	069	060	051
6,0	258	244	223	210	198	190	178	172	166	153	145	137	128	120	115	109	104	100	096	089	084	079	072	066	057	049
6,5	223	213	196	185	176	170	160	155	149	140	132	125	117	112	106	101	097	094	089	083	080	074	068	062	054	047
7,0	194	186	173	163	157	152	145	141	136	127	121	115	108	102	098	094	091	087	083	078	074	070	064	059	052	045
8,0	152	146	138	133	128	121	117	115	113	106	100	095	091	087	083	081	078	076	074	068	065	062	057	053	047	041
9,0	122	117	112	107	103	100	098	096	093	088	085	082	079	075	072	069	066	065	064	061	058	055	051	048	043	038
10,0	100	097	093	091	090	085	081	080	079	075	072	070	069	065	062	060	059	058	057	055	052	049	046	043	039	035
11,0	083	079	077	076	075	073	071	069	068	063	062	061	060	057	055	053	052	051	050	048	046	044	040	038	035	032
12,0	069	067	064	063	062	060	059	059	058	055	054	053	052	051	050	049	048	047	046	044	042	040	037	035	032	029
13,0	062	061	054	053	052	051	051	050	049	049	048	048	047	045	044	043	042	041	041	039	038	037	035	033	030	027
14,0	052	049	049	048	048	047	047	046	045	044	043	043	042	041	040	040	039	039	038	037	036	036	034	032	029	026

1. Значення коефіцієнтів φ_e у таблиці збільшені в 1000 разів.2. Значення φ_e приймати не вищими від значень φ .

Коефіцієнт φ_e для перевірки стійкості позацентрово-стиснутих (стиснуто-зігнутих) наскрізних елементів у площині дії моменту, що збігається з площиною симетрії

Умова зведена гнучкість $\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{R_y / E}$	Коефіцієнт φ_e при відносному ексцентриситеті m																									
	0,1	0,25	0,5	0,75	1,0	1,25	1,5	1,75	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0	8,0	9,0	10	12	14	17	20
0,5	908	800	666	571	500	444	400	364	333	286	250	222	200	182	167	154	143	133	125	111	100	091	077	067	056	048
1,0	872	762	640	553	483	431	387	351	328	280	243	218	197	180	165	151	142	131	121	109	098	090	077	066	055	046
1,5	830	727	600	517	454	407	367	336	311	271	240	211	190	178	163	149	137	128	119	108	096	088	077	065	053	045
2,0	774	673	556	479	423	381	346	318	293	255	228	202	183	170	156	143	132	125	117	106	095	086	076	064	052	045
2,5	708	608	507	439	391	354	322	297	274	238	215	192	175	162	148	136	127	120	113	103	093	083	074	062	051	044
3,0	637	545	455	399	356	324	296	275	255	222	201	182	165	153	138	130	121	116	110	100	091	081	071	061	051	043
3,5	562	480	402	355	320	294	270	251	235	206	187	170	155	143	130	123	115	110	106	096	088	078	069	059	050	042
4,0	484	422	357	317	288	264	246	228	215	191	173	160	145	133	124	118	110	105	100	093	084	076	067	057	049	041
4,5	415	365	315	281	258	237	223	207	196	176	160	149	136	124	116	110	105	100	096	089	079	073	065	055	048	040
5,0	350	315	277	250	230	212	201	186	178	161	149	138	127	117	108	104	100	095	092	086	076	071	062	054	047	039
5,5	300	273	245	223	203	192	182	172	163	147	137	128	118	110	102	098	095	091	087	081	074	068	059	052	046	039
6,0	255	237	216	198	183	174	165	156	149	135	126	119	109	103	097	093	090	085	083	077	070	065	056	051	045	038
6,5	221	208	190	178	165	157	149	142	137	124	117	109	102	097	092	088	085	080	077	072	066	061	054	044	037	036
7,0	192	184	168	160	150	141	135	130	125	114	108	101	095	091	087	083	079	076	074	068	063	058	051	047	043	036
8,0	148	142	136	130	123	118	113	108	105	097	091	085	082	079	077	073	070	067	065	060	055	052	048	044	041	035
9,0	117	114	110	107	102	098	094	090	087	082	079	075	072	069	067	064	062	059	056	053	050	048	045	042	039	035
10,0	097	094	091	090	087	084	080	076	073	070	067	064	062	060	058	056	054	052	050	047	045	043	041	038	036	033
11,0	082	078	077	076	073	071	068	066	064	060	058	056	054	053	052	050	048	046	044	043	042	041	038	035	032	030
12,0	068	066	064	063	061	060	058	057	056	054	053	050	049	048	047	045	043	042	040	039	038	037	034	032	030	028
13,0	060	059	054	053	052	051	050	049	049	048	047	046	045	044	044	042	041	040	038	037	036	035	032	030	028	026
14,0	050	049	048	047	046	046	045	044	043	043	042	042	041	041	040	039	039	038	037	036	035	034	031	029	027	025

1. Значення коефіцієнтів φ_e у таблиці збільшені в 1000 разів.

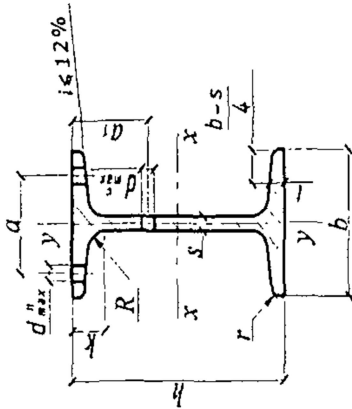
2. Значення φ_e приймати не вищими від значень φ .

Додаток 5. Соргаменти

Таблиця Д.5.1

Сталь гарячекатана, балки двотаврові
за ГОСТ 8239-89

Приклад позначення:
І 30 / ГОСТ 8239-89

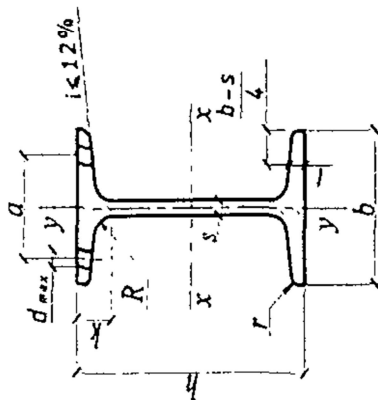


№ профілю	Розміри, мм						Маса 1 м, кг	Площа перерізу, см ²	Довідкові величини для осей						a, мм	d ^{''} _{max} , мм	a ₁ , мм	d ^c _{max} , мм	
	h	b	s	t	R	r			x - x			y - y							
									I _x , ⁴ см ⁴	W _x , ³ см ³	i _x , см	S _x , ³ см ³	I _y , ⁴ см ⁴	W _y , ³ см ³					i _y , см
20	200	100	5,2	8,4	9,5	4,0	21,00	26,8	184,0	8,28	104,0	115	23,1	2,07	19,5	55	17	50	17
22	220	110	5,4	8,7	10,0	4,0	24,00	30,6	232,0	9,13	131,0	157	28,6	2,27	21,0	60	19	60	21
24	240	115	5,6	9,5	10,5	4,0	27,30	34,8	289,0	9,97	163,0	198	34,5	2,37	22,0	60	19	60	21
27	270	125	6,0	9,8	11,0	4,5	31,50	40,2	371,0	11,20	210,0	260	41,5	2,54	23,0	70	21	60	23
30	300	135	6,5	10,2	12,0	5,0	36,50	46,5	472,0	12,30	268,0	337	49,9	2,69	24,5	70	23	65	23
33	330	140	7,0	11,2	13,0	5,0	42,20	53,8	597,0	13,50	339,0	419	59,9	2,79	26,5	80	23	65	23
36	360	145	7,5	12,3	14,0	6,0	48,60	61,9	743,0	14,70	423,0	516	71,1	2,89	29,0	80	23	70	23
40	400	155	8,3	13,0	15,0	6,0	57,00	72,6	953,0	16,20	545,0	667	86,1	3,03	30,5	80	23	70	25
45	450	160	9,0	14,2	16,0	7,0	66,50	84,7	1231,0	18,10	708,0	808	101,0	3,09	33,0	90	23	70	25
50	500	170	10,0	15,2	17,0	7,0	78,50	100,0	1589,0	19,90	919,0	1043	123,0	3,23	35,0	100	25	80	25
55	550	180	11,0	16,5	18,0	7,0	92,60	118,0	2035,0	21,80	1181,0	1356	151,0	3,39	37,5	100	25	80	25
60	600	190	12,0	17,8	20,0	8,0	108,00	138,0	2560,0	23,60	1491,0	1725	182,0	3,54	41,0	110	25	90	25

Балки двотаврові для монорейкових колій
за ГОСТ 19425-74*

Приклад позначення:

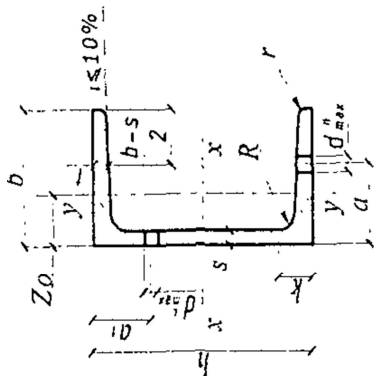
I 24М / ГОСТ 19425-74*



№ профілю	Розміри, мм						Маса 1 м, кг	Площа перерізу, см ²	Довідкові величини для осей						k, мм	a, мм	d _{max} , мм	
	x - x			y - y														
	I_x , см ⁴	W_x , см ³	i_{x3} , см	S_x , см ³	I_y , см ⁴	W_y , см ³			i_{y3} , см									
18М	180	90	7,0	12,0	9,0	3,5	25,8	32,9	1760	196	7,32	113	130	28,9	1,99	22,5	50	15
24М	240	110	8,2	14,0	10,5	4,0	38,3	48,7	4640	387	9,75	223	276	50,2	2,38	26,5	60	19
30М	300	130	9,0	15,0	12,0	6,0	50,2	64,0	9500	633	12,2	364	480	73,9	2,74	29,0	70	21
36М	360	130	9,5	16,0	14,0	6,0	57,9	73,8	15340	852	14,4	493	518	79,7	2,65	32,0	70	21
45М	450	150	10,5	18,0	16,0	7,0	77,6	98,8	31900	1420	18,0	821	892	119	3,00	36,0	80	23

Швелери сталеві гарячекатані з ухилом внутрішніх граней полиць

за ДСТУ 3436-96 (ГОСТ 8240-97)



Приклад позначення:

[33У / ДСТУ 3436-96 (ГОСТ 8240-97)

№ профілю	Розміри, мм					Маса 1 м, кг	Площа перерізу, см ²	Довідкові величини для осей						Z ₀ , см	k, мм	a, мм	d _{max} ⁿ , мм	a ₁ , мм	d _{max} ^c , мм		
	x-x							y-y													
	I _{x3} ⁴ , см ⁴	W _{x3} ³ , см ³	i _{x3} , см	S _{x3} ³ , см ³	I _{y3} ⁴ , см ⁴			W _{y3} ³ , см ³	i _{y3} , см												
10У	100	46	4,5	7,6	7,0	3,0	8,59	10,90	174	34,8	3,99	20,4	20,4	6,46	1,37	1,44	16	30	13	33	9
12У	120	52	4,8	7,8	7,5	3,0	10,40	13,30	304	50,6	4,78	29,6	31,2	8,52	1,53	1,54	17	30	17	40	13
14У	140	58	4,9	8,1	8,0	3,0	12,30	15,60	491	70,2	5,60	40,8	45,4	11,00	1,70	1,67	18	35	17	45	15
16У	160	64	5,0	8,4	8,5	3,5	14,20	18,10	747	93,4	6,42	54,1	63,3	13,80	1,87	1,80	19	40	19	50	17
16аУ	160	68	5,0	9,0	8,5	3,5	15,30	19,50	823	103,0	6,49	59,4	78,8	16,40	2,01	2,00	20	40	19	50	17
18У	180	70	5,1	8,7	9,0	3,5	16,30	20,70	1090	121,0	7,24	69,8	86,0	17,00	2,04	1,94	20	40	21	55	19
18аУ	180	74	5,1	9,3	9,0	3,5	17,40	22,20	1190	132,0	7,32	76,1	105,0	20,00	2,18	2,13	21	45	21	55	19
20У	200	76	5,2	9,0	9,5	4,0	18,40	23,40	1520	152,0	8,07	87,8	113,0	20,50	2,20	2,07	21	45	23	60	21
22У	220	82	5,4	9,5	10,0	4,0	21,00	26,70	2110	192,0	8,89	110,0	151,0	25,10	2,37	2,21	22,5	50	23	65	23
24У	240	90	5,6	10,0	10,5	4,0	24,00	30,60	2900	242,0	9,73	139,0	208,0	31,60	2,60	2,42	24	50	25	65	25
27У	270	95	6,0	10,5	11,0	4,5	27,70	35,20	4160	308,0	10,90	178,0	262,0	37,30	2,73	2,47	25	60	25	70	25
30У	300	100	6,5	11,0	12,0	5,0	31,80	40,50	5810	387,0	12,00	224,0	327,0	43,60	2,84	2,52	26,5	60	25	70	25
33У	330	105	7,0	11,7	13,0	5,0	36,50	46,50	7980	484,0	13,10	281,0	410,0	51,80	2,97	2,59	28,5	60	25	70	25
36У	360	110	7,5	12,6	14,0	6,0	41,90	53,40	10820	601,0	14,20	350,0	513,0	61,70	3,10	2,68	30	70	25	75	25
40У	400	115	8,0	13,5	15,0	6,0	48,30	61,50	15220	761,0	15,70	444,0	642,0	73,40	3,23	2,75	32,5	70	25	75	25

Таблиця Д.5.4

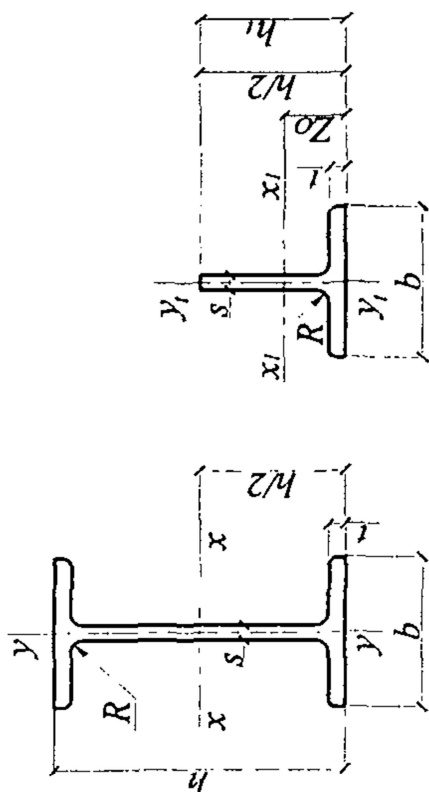
Двогаври сталеві гарячекатані з паралельними
гранями полиць
за ГОСТ 26020-83

Таври за скороченим сортаментом*

Приклад позначення:

І 30 ШІ / ГОСТ 26020-83

Л 15 ШТІ / ГОСТ 26020-83



№ профілю	h, мм	Площа перерізу, см ²	Маса І м, кг	Двогаври				Нормальні двогаври (Б)			
				x - x		y - y		x - x		y - y	
				I_{x1} см ⁴	W_{x1} см ³	i_{x1} см	S_{x1} см ³	I_{y1} см ⁴	W_{y1} см ³	i_{y1} см	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
20Б1	200	28,49	22,4	1 943	194,3	8,26	110,3	142,3	28,5	2,23	
23Б1	230	32,91	25,8	2 996	260,5	9,54	147,2	200,3	36,4	2,47	
26Б1	258	35,62	28,0	4 024	312,0	10,63	176,6	245,6	40,9	2,63	
30Б1	296	41,92	32,9	6 328	427,0	12,29	240,0	390,0	55,7	3,05	
35Б1	346	49,53	38,9	10 060	581,7	14,25	328,6	529,6	68,3	3,27	
35Б2	349	55,17	43,3	11 550	662,2	14,47	373,0	622,9	80,4	3,36	

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
40Б1	392	61,25	48,1	15 750	803,6	16,03	456,0	714,9	86,7	3,42
40Б2	396	69,72	54,7	18 530	935,7	16,30	529,7	865,0	104,8	3,52
45Б1	443	76,23	59,8	24 940	1 125,8	18,09	639,5	1 073,7	119,3	3,75
45Б2	447	85,96	67,5	28 870	1 291,9	18,32	732,9	1 269,0	141,0	3,85
50Б1	492	92,98	73,0	37 160	1 511,0	19,99	860,4	1 606,0	160,6	4,16
50Б2	496	102,8	80,7	42 390	1 709,0	20,30	970,2	1 873,0	187,3	4,27
55Б1	543	113,37	89,0	55 680	2 051,0	22,16	1 165	2 404,0	218,6	4,61
55Б2	547	124,75	97,9	62 790	2 296,0	22,43	1 102	2 750,0	250,9	4,70
60Б1	593	135,26	106,2	78 760	2 656,0	24,13	1 512	3 154,0	274,3	4,83
60Б2	597	147,30	115,6	87 640	2 936,0	24,39	1 669	3 561,0	309,6	4,92
70Б1	691	164,70	129,3	125 930	3 645,0	27,65	2 095	4 556,0	350,5	5,26
70Б2	697	183,60	144,2	145 912	4 187,0	28,19	2 393	5 437,0	418,2	5,44
80Б1	791	203,20	159,5	199 500	5 044,0	31,33	2 917	6 244,0	446,0	5,54
90Б1	893	247,10	194,0	304 400	6 817,0	35,09	3 964	8 365,0	557,6	5,82
100Б1	990	293,82	230,6	446 000	9 011,0	38,96	5 234	11 520,0	719,9	6,26
100Б2	998	328,90	258,2	516 400	10 350,0	39,62	5 980	13 710,0	856,9	6,46
100Б3	1006	364,00	285,7	587 700	11 680,0	40,18	6 736	15 900,0	993,9	6,61
100Б4	1013	400,60	314,5	655 400	12 940,0	40,45	7 470	17 830,0	1 114,3	6,67
Широкополічні двотаври (Ш)										
20Ш1	193	38,95	30,6	2 660	275	8,26	153	507	67,6	3,61
23Ш1	226	46,08	36,2	4 260	377	9,62	210	622	80,2	3,67
26Ш1	251	54,37	42,7	6 225	496	10,7	276	974	108,2	4,23
26Ш2	255	62,37	49,2	7 429	583	10,88	325	1 168	129,8	4,31
30Ш1	291	68,31	53,6	10 400	715	12,34	398	1 470	147,0	4,64
30Ш2	295	77,65	61,0	12 200	827	12,53	462	1 737	173,7	4,73
35Ш1	338	95,67	75,1	19 790	1 171	14,38	651	3 260	261,0	5,84
35Ш2	341	104,74	82,2	22 070	1 295	14,52	721	3 650	292,0	5,90

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
40Ш1	388	122,40	96,1	34 360	1 771	16,76	976	6 306	420,0	7,18
40Ш2	392	141,6	111,1	39 700	2 025	16,75	1 125	7 209	481,0	7,14
50Ш1	484	145,7	114,4	60 930	2 518	20,45	1 403	6 762	451,0	6,81
60Ш1	580	181,1	142,1	107 300	3 701	24,35	2 068	9 302	581,0	7,17
70Ш1	683	216,4	169,9	172 000	5 036	28,19	2 843	10 400	650,0	6,93
70Ш2	691	251,7	197,6	205 500	5 949	28,58	3 360	12 590	787,0	7,07
80Ш1	779,2	258,0	203,0	265 170	6 810	32,0	3 700	13 790	811,0	7,3
90Ш1	882	310,0	244,0	402 160	9 120	36,0	5 000	17 940	997,0	7,6
100Ш1	978	369,0	290,0	590 550	12 080	40,0	6 600	26 740	1 340,0	8,51
Колонні двотаври (К)										
20К1	195	52,82	41,5	3 820	392	8,5	216	1 334	133	5,03
20К2	198	59,7	46,9	4 420	447	8,61	247	1 534	153	5,07
23К1	227	66,51	52,2	6 589	580	9,95	318	2 421	202	6,03
23К2	230	75,77	59,5	7 601	661	10,02	365	2 766	231	6,04
26К1	255	83,08	65,2	10 300	809	11,14	445	3 517	271	6,51
26К2	258	93,19	73,2	11 700	907	11,21	501	3 957	304	6,52
30К1	296	108,0	84,8	18 110	1 223	12,95	672	6 079	405	7,50
30К2	300	122,7	96,3	20 930	1 395	13,06	771	6 980	465	7,54
35К1	343	139,7	109,7	31 610	1 843	15,04	1 010	10 720	613	8,76
35К2	348	160,4	125,9	37 090	2 132	15,21	1 173	12 510	715	8,83
40К1	393	175,8	138,0	52 400	2 664	17,26	1 457	17 610	880	10,00
40К2	400	210,96	165,6	64 140	3 207	17,44	1 767	21 350	1067	10,06
40К3	409	257,8	202,3	80 040	3 914	17,62	2 180	26 150	1307	10,07
40К4	419	308,6	242,2	98 340	4 694	17,85	2 642	31 500	1575	10,01
40К5	431	371,0	291,2	121 570	5 642	18,1	3 217	37 910	1896	10,11

Двогаври	Двогаври і таври					Таври**				
	№ профілю	b, мм	s, мм	t, мм	R, мм	Z ₀ , см	x ₁ - x ₁			№ профілю
							I _{x1} , см ⁴	i _{x1} , см		
1	12	13	14	15	16	17	18	19		
Нормальні двогаври (Б) і таври (БТ)										
20Б1	100	5,6	8,5	12	2,25	117	2,87	10БТ1		
23Б1	110	5,6	9	12	2,6	180	3,31	11,5БТ1		
26Б1	120	5,8	8,5	12	2,98	260	3,78	13БТ1		
30Б1	140	5,8	8,5	15	3,32	400	4,37	15БТ1		
35Б1	155	6,2	8,5	18	3,98	672	5,21	17,5БТ1		
35Б2	155	6,5	10	18	3,93	733	5,16	17,5БТ2		
40Б1	165	7	9,5	21	4,71	1 090	5,96	20БТ1		
40Б2	165	7,5	11,5	21	4,6	1 210	5,9	20БТ2		
45Б1	180	7,8	11	21	5,37	1 740	6,8	22,5БТ1		
45Б2	180	8,4	13	21	5,3	1 940	6,72	22,5БТ2		
50Б1	200	8,8	12	21	6,09	2 660	7,56	25БТ1		
50Б2	200	9,2	14	21	5,93	2 890	7,5	25БТ2		
55Б1	220	9,5	13,5	24	6,62	3 960	8,29	27,5БТ1		
55Б2	220	10	15,5	24	6,37	4 060	8,11	27,5БТ2		
60Б1	230	10,5	15,5	24	7,29	5 570	9,07	30БТ1		
60Б2	230	11	17,5	24	7,19	6 000	9,03	30БТ2		

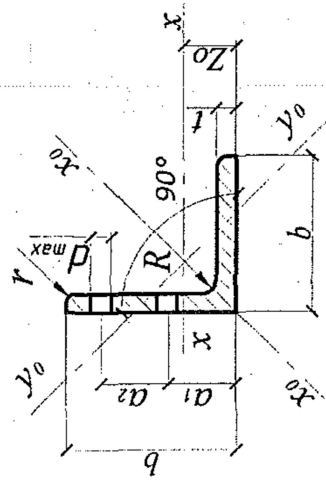
1	12	13	14	15	16	17	18	19
70Б1	260	12	15,5	24	9,12	9 690	10,8	35БТ1
70Б2	260	12,5	18,3	24	8,79	10 600	10,7	35БТ2
80Б1	280	13,5	17	26	10,8	15 970	12,5	40БТ1
90Б1	300	15	18,5	30	12,6	25 050	14,2	45БТ1
100Б1	320	16	21	30	13,9	36 540	15,8	50БТ1
100Б2	320	17	25	30	13,5	40 540	15,7	50БТ2
100Б3	320	18	29	30	13,3	44 530	15,6	50БТ3
100Б4	320	19,5	32,5	30	13,4	49 130	15,7	50БТ4
Широкополічні двогаври (Ш) і гаври (ШТ)								
20Ш1	150	6	9	13	1,78	123	2,51	10ШТ1
23Ш1	155	6,5	10	14	2,17	210	3,02	11,5ШТ1
26Ш1	180	7	10	16	2,4	312	3,39	13ШТ1
26Ш2	180	7,5	12	16	2,39	351	3,35	13ШТ2
30Ш1	200	8	11	18	2,88	550	4,01	15ШТ1
30Ш2	200	8,5	13	18	2,86	610	3,96	15ШТ2
35Ш1	250	9,5	12,5	20	3,29	1 030	4,64	17,5ШТ1
35Ш2	250	10	14	20	3,29	1 120	4,61	17,5ШТ2
40Ш1	300	9,5	14	22	3,45	1 620	5,14	20ШТ1
40Ш2	300	11,5	16	22	3,7	1 960	5,27	20ШТ2
50Ш1	300	11	15	26	4,85	3 460	6,89	25ШТ1
60Ш1	320	12	17	28	6,16	6 400	8,41	30ШТ1
70Ш1	320	13,5	19	30	7,88	11 300	10,2	35ШТ1
70Ш2	320	15	23	30	7,85	13 300	10,2	35ШТ2
80Ш1	340	14,5	21	32	9,17	18 000	11,8	40ШТ1

1	12	13	14	15	16	17	18	19
90Ш1	360	16	23	34	10,7	28 200	13,5	45ШТ1
100Ш1	400	17	25	34	11,8	40 800	14,9	50ШТ1
Колонні двотаври (К) і таври (КТ)								
20К1	200	6,5	10	13	1,57	143	2,33	10КТ1
20К2	200	7	11,5	13	1,61	160	2,31	10КТ2
23К1	240	7	10,5	14	1,78	247	2,72	11,5КТ1
23К2	240	8	12	14	1,87	288	2,76	11,5КТ2
26К1	260	8	12	16	2,04	396	3,09	13КТ1
26К2	260	9	13,5	16	2,14	455	3,12	13КТ2
30К1	300	9	13,5	18	2,36	700	3,6	15КТ1
30К2	300	10	15,5	18	2,45	799	3,61	15КТ2
35К1	350	10	15	20	2,7	1 220	4,17	17,5КТ1
35К2	350	11	17,5	20	2,77	1 380	4,16	17,5КТ2
40К1	400	11	16,5	22	3,07	2 020	4,79	20КТ1
40К2	400	13	20	22	3,25	2 470	4,84	20КТ2
40К3	400	16	24,5	22	3,54	3 160	4,95	20КТ3
40К4	400	19	29,5	22	3,82	3 920	5,04	20КТ4
40К5	400	23	35,5	22	4,21	4 990	5,19	20КТ5

* Одержані розрізкою двотаврів напіл; для таврів висота перерізу h_t , площа перерізу A_t , момент інерції I_{yt} відносно осі y_t і маса m_t дорівнюють половині відповідного значення для двотаврів.

** Геометричні характеристики таврів прийнято згідно з рекомендаціями щодо застосування широкополічних двотаврів і таврів ЦНДІпроектстальконструкція ім. Мельникова. - М., 1984.

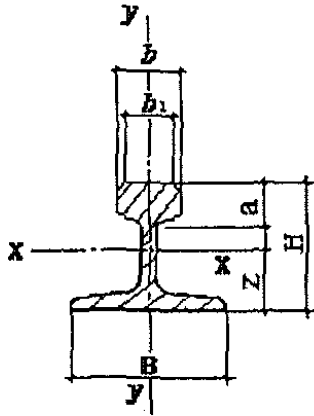
Кутики сталеві гарячекатані рівнополічні
за ДСТУ 2251-93 (ГОСТ 8509-93)



Приклад позначення:
 ─ 63x63x5 / ГОСТ 8509-93
 ─ 63x63x5 / ДСТУ 2251-93 (ГОСТ 8509-93)

b, мм	t, мм	R, мм	r, мм	Маса, l м, кг	Площа перерізу, см ²	Довідкові величини для осей												Радіуси інерції <i>I_y</i> (см) для двох кутиків при товщині фасонки				
						x - x			x ₀ - x ₀			y ₀ - y ₀			<i>I_{x₀²}</i> , см	<i>I_{y₀²}</i> , см	<i>I_{x₀y₀}</i> , см	Z ₀ , см	8 мм	10 мм	12 мм	14 мм
						<i>I_{x₀⁴}</i> , см ⁴	<i>W_{x₀³}</i> , см ³	<i>i_{x₀}</i> , см	<i>I_{x₀max}</i> , см	<i>i_{x₀min}</i> , см	<i>W_{y₀}</i> , см ³	<i>i_{y₀}</i> , см	<i>I_{y₀min}</i> , см ⁴	<i>i_{y₀min}</i> , см								
						7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20			
	3	5,5	1,8	2,32	2,96	7,11	1,94	1,55	11,27	1,95	2,95	1,57	1,00	4,16	1,33	-	-	-	-			
50	4	5,5	1,8	3,05	3,89	9,21	2,54	1,54	14,63	1,94	3,80	1,95	0,99	5,42	1,38	2,35	2,43	2,51	2,58			
	5	5,5	1,8	3,77	4,80	11,20	3,13	1,53	17,77	1,92	4,63	2,30	0,98	6,57	1,42	2,38	2,45	2,53	2,61			
56	4	6,0	2,0	3,44	4,38	13,10	3,21	1,73	20,79	2,18	5,41	2,52	1,11	7,69	1,52	2,58	2,66	2,74	2,81			
	5	6,0	2,0	4,25	5,41	15,97	3,96	1,72	25,36	2,16	6,59	2,97	1,10	9,41	1,57	2,61	2,69	2,77	2,85			
63	4	7,0	2,3	3,90	4,96	18,86	4,09	1,95	29,90	2,45	7,81	3,26	1,25	11,00	1,69	2,86	2,93	3,01	3,09			
	5	7,0	2,3	4,81	6,13	23,10	5,05	1,94	36,80	2,44	9,52	3,87	1,25	13,70	1,74	2,89	2,96	3,04	3,12			
	6	7,0	2,3	5,72	7,28	27,06	5,98	1,93	42,91	2,43	11,18	4,44	1,24	15,90	1,78	2,91	2,99	3,05	3,14			

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
	9	14,0	4,6	19,41	24,72	465,72	45,55	4,34	739,42	5,47	192,03	35,92	2,79	274,00	3,76	6,02	6,10	5,16	6,24
140	10	14,0	4,6	21,45	27,33	512,29	50,32	4,33	813,62	5,46	210,96	39,05	2,78	301,00	3,82	6,05	6,12	6,19	6,26
	12	14,0	4,6	25,50	32,49	602,49	59,66	4,31	956,98	5,43	248,01	44,97	2,76	354,00	3,90	6,08	6,15	6,23	6,30
	10	16,0	5,3	24,67	31,43	774,24	66,19	4,96	1229,10	6,25	319,33	52,52	3,19	455,00	4,30	6,84	6,91	6,97	7,05
	11	16,0	5,3	27,02	34,42	844,21	72,44	4,95	1340,06	6,24	347,77	56,53	3,18	496,00	4,35	6,86	6,93	7,00	7,07
	12	16,0	5,3	29,35	37,39	912,89	78,62	4,94	1450,00	6,23	375,78	60,53	3,17	537,00	4,39	6,88	6,95	7,02	7,09
160	14	16,0	5,3	34,20	43,57	1046,47	90,77	4,92	1662,13	6,20	430,81	68,15	3,16	615,00	4,47	6,91	6,99	7,06	7,13
	16	16,0	5,3	38,52	49,07	1175,19	102,64	4,89	1865,73	6,17	484,64	75,92	3,14	690,00	4,55	6,95	7,03	7,10	7,17
	18	16,0	5,3	43,01	54,79	1290,24	114,24	4,87	2061,03	6,13	537,46	82,08	3,13	771,00	4,63	7,00	7,07	7,15	7,22
	20	16,0	5,3	47,41	60,40	1418,85	125,60	4,85	2248,26	6,10	589,43	90,02	3,12	830,00	4,70	7,04	7,11	7,18	7,25
180	11	16,0	5,3	30,47	38,80	1216,44	92,47	5,60	1933,10	7,06	499,78	72,86	3,59	716,00	4,85	7,67	7,74	7,81	7,88
	12	16,0	5,3	33,12	42,19	1316,62	100,41	5,59	2092,78	7,04	540,45	78,15	3,58	776,00	4,89	7,69	7,76	7,83	7,90
	12	18,0	6,0	36,97	47,10	1822,78	124,61	6,22	2896,16	7,84	749,40	98,68	3,99	1073,00	5,37	8,48	8,55	8,62	8,69
	13	18,0	6,0	39,92	50,85	1960,77	134,44	6,21	3116,18	7,83	805,35	105,07	3,98	1156,00	5,42	8,50	8,58	8,64	8,71
	14	18,0	6,0	42,80	54,60	2097,00	144,17	6,20	3333,00	7,81	861,00	111,50	3,97	1236,00	5,46	8,52	8,60	8,66	8,73
200	16	18,0	6,0	48,65	61,98	2362,57	163,37	6,17	3755,39	7,78	969,74	123,77	3,96	1393,00	5,54	8,56	8,64	8,70	8,77
	20	18,0	6,0	60,08	76,54	2871,47	200,37	6,12	4860,42	7,72	1181,92	146,62	3,93	1689,00	5,70	8,65	8,72	8,79	8,86
	25	18,0	6,0	74,02	94,29	3466,21	245,59	6,06	5494,04	7,63	1438,38	172,68	3,91	2028,00	5,89	8,74	8,81	8,88	8,95
	30	18,0	6,0	87,56	111,54	4019,60	288,57	6,00	6351,05	7,55	1698,16	193,06	3,89	2332,00	6,07	8,83	8,90	8,97	10,05
220	14	21,0	7,0	47,40	60,38	2814,36	175,18	6,83	4470,15	8,60	1158,56	138,62	4,38	1655,00	5,91	9,31	9,38	9,45	9,51
	16	21,0	7,0	53,83	68,58	3175,44	198,71	6,80	5045,37	8,58	1305,52	153,34	4,36	1869,00	6,02	9,35	9,42	9,49	9,56
	16	24,0	8,0	61,55	78,40	4717,10	258,43	7,76	7492,10	9,78	1942,09	203,45	4,98	2775,00	6,75	10,5	10,6	10,7	10,75
	18	24,0	8,0	68,86	87,72	5247,24	288,82	7,73	8336,69	9,75	2157,78	223,39	4,96	3089,00	6,83	10,6	10,6	10,7	10,79
	20	24,0	8,0	76,11	96,96	5764,87	318,76	7,71	9159,73	9,72	2370,01	242,52	4,94	3395,00	6,91	10,6	10,7	10,8	10,83
250	22	24,0	8,0	83,31	106,12	6270,32	348,26	7,69	9961,3	9,69	2579,04	260,52	4,93	3691,00	7,00	10,7	10,7	10,8	10,88
	25	24,0	8,0	93,97	119,71	7006,39	391,72	7,65	11125,5	9,64	2887,26	287,14	4,91	4119,00	7,11	10,7	10,8	10,9	10,93
	28	24,0	8,0	104,50	133,12	7716,86	434,25	7,61	12243,8	9,59	3189,89	311,98	4,90	4527,00	7,23	10,8	10,8	10,9	10,99
	30	24,0	8,0	111,44	141,96	8176,82	462,11	7,59	12964,7	9,56	3388,98	327,82	4,89	4788,00	7,31	10,8	10,9	11,0	11,03



Рейки кранові
за ГОСТ 8239-89

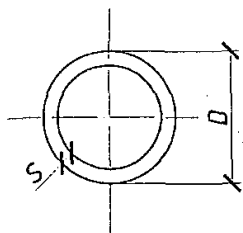
Приклад позначення:
І 30 / ГОСТ 8239-89

Тип рейки						Площа перерізу, см^2	Z, мм	Момент відносно
	H	B	a	b	b ₁			I _x
КР70	120	120	32,5	70	76,5	67,3	59,3	1081,99
КР80	130	130	35	80	87	81,13	64,3	1547,4
КР100	150	150	40	100	108	113,32	76	2864,73
КР120	170	170	45	120	129	150,44	84,3	4923,79
КР140	190	190	50	140	150	195,53	98,4	7427,23

**Сталь листовая прокатна
(вибірка із сортаменту)**

Товщина, мм	Ширина, мм
Сталь гарячекатана листовая за ГОСТ 19903–74*	
4; 6; 8; 10; 12; 14; 16; 18; 20; 22, 25	500; 600; 650; 700; 750; 780; 800; 850; 900; 950; 1000; 1100; 1250; 1400; 1500; 1600; 1700; 1800; 1900; 2000; 2100; 2200; 2300; 2400; 2500; 2600; 2700; 2800
28; 32; 36; 40; 50; 60; 80	1250; 1400; 1500; 1600; 1700; 1800; 1900; 2000; 2100; 2200; 2300; 2400; 2500; 2600; 2800; 2900; 3000; 3200; 3400; 3600; 3800
Сталь широкоштабова універсальна за ГОСТ 82–70*	
6; 7; 8; 9; 10; 11; 12; 14; 16; 18; 20; 25; 28; 30; 32; 36; 40; 45; 50; 55; 60	180; 200; 210; 220; 240; 250; 260; 280 300; 320; 340; 360; 380; 400; 420 450; 460; 480; 500; 520; 530; 560; 600; 630; 650; 670; 700; 750; 800; 850; 900; 950; 1000; 1050
Сталь холоднокатана листовая за ГОСТ 19904-90	
1; 1,1; 1,2; 1,3; 1,4; 1,5; 1,6; 1,7; 1,8; 2; 2,2; 2,5; 2,8; 3; 3,2; 3,5; 3,8; 3,9; 4; 4,2; 4,5; 4,8; 5	500; 550; 600; 650; 700; 750; 800; 850; 900; 950; 1000; 1100; 1200; 1250; 1400; 1450; 1500; 1600; 1700; 1800; 1900; 2000; 2100; 2200; 2300; 2350

Таблиця Д.5.8



Труби

Розміри, мм		Маса, 1м, кг	Площа перерізу, см ²	Радіус інерції, см	Розміри, мм		Маса, 1м, кг	Площа перерізу, см ²	Радіус інерції, см
D	S				D	S			
Труби сталеві безшовні гарячекатані за ГОСТ 8732-78									
57	3,5	4,62	5,89	1,90	60	4	5,52	5,89	1,90
	4	5,23	6,66	1,88		5	6,78	6,66	1,88
	5	6,41	8,17	1,85		6	7,99	8,17	1,85
	6	7,55	9,62	1,82		8	10,26	9,62	1,82
63,5	4	5,87	7,48	2,11	68	4	6,31	8,01	2,27
	5	7,21	9,19	2,08		5	7,77	9,89	2,24
70	3,5	5,74	7,31	2,36	73	3,5	6,0	7,64	2,46
	4	6,51	8,3	2,34		4	6,81	8,67	2,45
	5	8,01	10,22	2,31		5	8,38	10,69	2,41
	6	9,47	12,06	2,28		6	9,91	12,63	2,38
	7	10,88	13,85	2,25		7	11,39	14,51	2,35
	8	12,23	15,59	2,21		8	12,82	16,33	2,312
76	10	14,8	18,85	2,15	83	10	15,54	19,74	2,26
	3,5	6,26	7,97	2,57		3,5	6,86	8,74	2,82
	4	7,1	9,04	2,55		4	7,79	9,92	2,8
	5	8,75	11,15	2,52		5	9,62	12,26	2,77
	6	10,36	13,19	2,49		6	11,39	14,52	2,74
	7	11,91	15,18	2,46		7	13,12	16,72	2,7
89	8	13,42	17,1	2,42	95	8	14,80	18,86	2,67
	10	16,28	20,72	2,36		10	18,00	22,95	2,61
	3,5	7,38	9,4	3,05		3,5	7,9	20,06	3,24
	4	8,38	10,68	3,01		4	8,98	11,44	3,23
	5	10,36	13,2	2,98		5	11,1	14,13	3,14
	6	12,28	16,65	2,95		6	13,17	16,78	3,16
102	7	14,16	18,03	2,91	108	7	15,19	19,35	3,12
	8	15,98	20,36	2,88		8	17,16	21,87	3,09
	9	17,76	22,62	2,85		9	19,09	24,31	3,06
	10	19,48	24,83	2,82		10	20,96	26,71	3,03
	12	22,79	29,02	2,76		12	24,56	31,3	2,97
	4	9,67	12,32	3,47		4	10,26	13,07	3,69
5	11,96	15,24	3,44	5	12,70	16,19	3,65		
6	14,21	18,09	3,41	6	15,09	19,22	3,62		

Розміри, мм		Маса, 1м, кг	Площа перерізу, см ²	Радіус інерції, см	Розміри, мм		Маса, 1м, кг	Площа перерізу, см ²	Радіус інерції, см
D	S				D	S			
102	7	16,40	20,88	3,37	108	7	17,44	22,21	3,58
	8	18,55	23,64	3,34		8	19,73	25,14	3,55
	9	20,64	26,30	3,31		9	21,97	28,00	3,52
	10	22,69	28,91	3,28		10	24,17	30,77	3,49
	12	26,63	33,92	3,21		12	28,41	36,20	3,43
114	4	10,85	13,82	3,89	121	4	11,54	14,71	4,14
	5	13,44	17,12	3,86		5	14,30	18,23	4,11
	6	15,08	20,35	3,83		6	17,02	21,67	4,07
	7	18,47	23,54	3,80		7	19,68	25,07	4,04
	8	20,91	26,65	3,77		8	22,29	28,40	4,01
	9	23,31	29,69	3,73		9	24,86	31,68	3,98
	10	25,65	32,66	3,70		10	27,37	34,86	3,95
	12	30,19	38,46	3,64		12	32,26	41,10	3,89
14	34,53	43,97	3,57	14	36,94	47,05	3,82		
127	4	12,13	15,47	4,36	133	4	12,73	16,21	4,57
	5	15,04	19,16	4,32		5	15,78	20,10	4,53
	6	17,90	22,81	4,29		6	18,79	23,94	4,50
	7	20,72	26,39	4,26		7	21,75	27,70	4,47
	8	23,48	29,91	4,22		8	24,66	31,42	4,44
	9	26,19	33,36	4,19		9	27,52	35,05	4,40
	10	28,85	36,75	4,15		10	30,33	38,65	4,37
	12	34,03	43,38	4,10		12	35,81	45,63	4,30
14	39,01	49,71	4,03	14	41,00	52,35	4,24		
16	43,80	55,79	3,97	16	46,17	58,83	4,18		
140	5	16,65	21,20	4,78	146	5	17,39	22,15	4,99
	6	19,83	25,26	4,75		6	20,72	26,39	4,95
	7	22,96	29,25	4,71		7	24,00	30,57	4,92
	8	26,04	33,18	4,68		8	27,23	34,68	4,89
	9	29,08	37,05	4,65		9	30,41	38,74	4,85
	10	32,06	40,84	4,62		10	33,54	42,73	4,82
	12	37,88	48,24	4,55		12	39,66	50,52	4,76
	14	43,50	55,42	4,49		14	45,57	58,06	4,69
16	48,93	62,35	4,43	16	51,30	65,35	4,63		
152	5	18,13	23,09	5,20	159	5	18,99	24,20	5,46
	6	21,60	27,52	5,18		6	22,64	28,83	5,42
	7	25,03	31,89	5,14		7	26,24	33,43	5,39
	8	28,41	36,19	5,11		8	29,79	37,96	5,35
	9	31,74	40,43	5,07		9	33,29	42,39	5,31
	10	35,02	44,61	5,00		10	36,75	46,80	5,29
	12	41,43	52,78	4,97		12	43,50	55,45	5,22

Розміри, мм		Маса, 1м, кг	Площа перерізу, см ²	Радіус інерції, см	Розміри, мм		Маса, 1м, кг	Площа перерізу, см ²	Радіус інерції, см
D	S				D	S			
152	14	47,65	60,70	4,91	152	14	50,06	63,78	5,16
	16	53,66	68,36	4,85		16	56,43	71,88	5,09
	18	59,48	75,78	4,79		18	62,59	79,73	5,03
	20	65,11	82,90	4,72		20	68,56	87,34	4,97
168	5	20,10	25,60	5,76	180	5	21,59	27,49	6,20
	6	23,97	30,53	5,74		6	25,75	32,81	6,16
	7	27,79	35,39	5,70		7	29,87	38,04	6,13
	8	31,57	40,20	5,67		8	33,93	43,25	6,10
	9	35,29	44,94	5,64		9	37,95	48,35	6,06
	10	38,97	49,61	5,60		10	41,92	53,38	6,03
	12	46,17	58,84	5,54		12	49,72	63,05	5,96
	14	53,17	67,76	5,48		14	57,31	73,01	5,89
	16	59,98	76,42	5,41		16	64,71	82,44	5,83
	18	66,59	84,84	5,35		18	71,91	91,61	5,77
20	73,00	93,00	5,29	20	78,92	100,53	5,71		
194	6	27,82	35,43	6,66	203	6	29,15	37,12	6,98
	7	32,28	41,13	6,62		7	33,84	43,12	6,94
	8	36,70	46,76	6,58		8	38,47	49,03	6,91
	9	41,06	52,333	6,56		9	43,06	54,87	6,88
	10	45,38	57,78	6,52		10	47,60	60,65	6,84
	12	53,86	68,60	6,46		12	56,52	72,01	6,78
	14	62,15	79,18	6,39		14	65,25	83,12	6,71
	16	70,24	89,52	6,33		16	73,79	94,00	6,64
	18	78,13	99,50	6,26		18	82,12	104,58	6,58
	20	85,82	109,34	6,20		20	90,26	114,98	6,52
219	6	31,52	40,17	7,54	245	7	41,09	52,32	8,43
	7	36,60	46,62	7,51		8	46,76	59,54	8,39
	8	41,63	53,03	7,47		9	52,38	66,71	8,36
	9	46,61	59,38	7,44		10	57,95	73,83	8,33
	10	51,54	65,64	7,40		12	68,95	87,84	8,26
	12	61,26	78,02	7,34		14	79,76	101,61	8,19
	14	70,78	90,16	7,27		16	90,36	115,15	8,13
	16	80,10	102,05	7,21		18	100,77	128,43	8,06
	18	89,23	113,69	7,14		20	110,98	141,32	7,99
	20	98,15	125,08	7,09					
273	8	52,28	66,62	9,39	299	8	57,41	73,12	10,30
	9	58,60	74,64	9,35		9	64,37	82,00	10,28
	10	64,86	82,59	9,32		10	71,27	90,83	10,24
	12	77,24	98,39	9,25		12	84,93	108,21	10,17
	14	89,42	113,95	9,18		14	98,40	125,33	10,10
	16	101,41	129,13	9,11		16	111,67	142,18	10,03

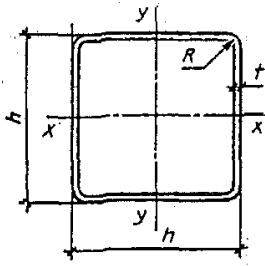
Розміри, мм		Маса, 1м, кг	Площа перерізу, см ²	Радіус інерції, см	Розміри, мм		Маса, 1м, кг	Площа перерізу, см ²	Радіус інерції, см
D	S				D	S			
273	18	113,20	144,19	9,05	299	18	124,74	158,94	9,97
	20	124,79	159,01	8,98		20	137,61	175,28	9,90
	22	136,18	173,40	8,91		22	150,29	191,36	9,83
	25	152,90	194,69	8,82		25	168,93	215,11	9,74
325	8	62,54	79,64	11,22	351	8	67,67	86,19	12,14
	9	70,14	89,32	11,19		9	75,91	96,66	12,10
	10	77,68	98,94	11,16		10	84,10	107,18	12,09
	12	92,63	118,00	11,09		12	100,32	127,83	12,00
	14	107,38	136,80	11,02		14	116,35	148,20	11,94
	16	121,93	155,36	10,95		16	132,19	168,32	11,86
	18	136,28	173,68	10,90		18	147,82	188,36	11,80
	20	150,44	191,54	10,82		20	163,26	207,97	11,73
	22	164,39	209,35	10,75		22	178,50	227,31	11,67
25	184,96	235,60	10,65	25	200,99	256,10	11,58		
377	9	81,68	104,04	13,03	402	9	87,21	111,16	13,92
	10	90,51	115,24	12,99		10	96,67	123,14	13,89
	12	108,02	137,58	12,93		12	115,41	147,00	13,82
	14	125,33	159,66	12,87		14	133,94	170,62	13,73
	16	142,44	181,54	12,80		16	152,30	193,98	13,68
	18	159,36	202,96	12,72		18	170,45	217,10	13,61
	20	176,08	224,32	12,67		20	188,40	239,95	13,53
	22	192,61	245,46	12,60		22	206,16	262,56	13,48
	25	217,02	275,51	12,49		25	232,42	296,16	13,38
426	9	92,55	117,92	14,76	450	16	171,24	218,05	15,37
	10	102,59	130,75	14,73		18	191,76	244,29	15,31
	12	122,52	156,10	14,67		20	212,08	270,30	15,25
	14	142,25	181,28	14,58		22	232,20	295,78	15,17
	16	161,78	205,99	14,52		25	262,01	333,64	15,07
	18	181,11	230,78	14,46	480	25	280,51	357,39	16,13
	20	200,25	255,08	14,39	500	25	242,84	373,06	16,83
	22	219,19	279,12	14,32	530	25	317,5	396,7	17,9
	25	247,23	314,84	14,22					
	Труби сталеві електрозварні прямошовні за ГОСТ 10704-91								
50	3	3,48	4,43	1,67	60	3	4,22	5,38	2,02
	3,2	3,69	4,70	1,66		3,2	4,48	5,72	2,01
	3,5	4,01	5,11	1,65		3,5	4,88	6,22	2,01
70	3	4,96	6,32	2,37	83	3	5,92	7,54	2,84
	3,2	5,28	6,73	2,37		3,2	6,31	8,04	2,83
	3,5	5,74	7,31	2,36		3,5	6,86	8,74	2,82
	3,8	6,20	7,90	2,35		3,8	7,42	9,45	2,80
	4	6,51	8,29	2,34		4	7,79	9,92	2,80

Розміри, мм		Маса, 1м, кг	Площа перерізу, см ²	Радіус інерції, см	Розміри, мм		Маса, 1м, кг	Площа перерізу, см ²	Радіус інерції, см
D	S				D	S			
89	3	6,36	8,1	3,04	95	3	6,81	8,68	3,26
	3,5	7,38	9,1	3,03		3,5	7,90	10,06	3,24
	4	8,38	10,7	3,01		4	8,98	11,44	3,22
	4,5	9,38	11,9	2,99		4,5	10,04	12,79	3,20
	5	10,36	13,2	2,97		5	11,10	14,14	3,19
	5,5	11,32	14,4	2,95		5,5	12,14	15,46	3,17
102	3	7,32	9,3	3,50	108	3	7,77	9,90	3,72
	3,5	8,50	10,8	3,49		3,5	9,02	11,5	3,70
	4	9,67	12,3	3,47		4	10,26	13,1	3,68
	4,5	10,82	13,8	3,46		4,5	11,49	14,6	3,66
	5	11,96	15,2	3,44		5	12,70	16,2	3,65
	5,5	13,09	16,7	3,42		5,5	13,90	17,7	3,63
114	4	10,85	13,8	3,89	121	4	11,54	14,7	4,14
	4,5	12,15	15,5	3,87		4,5	12,93	16,5	4,13
	5	13,44	17,1	3,86		5	14,30	18,2	4,11
	5,5	14,72	18,7	3,84		5,5	15,67	19,9	4,09
127	4	12,13	15,5	4,35	133	4	12,73	16,2	4,57
	4,5	13,59	17,3	4,34		4,5	14,26	18,2	4,55
	5	15,04	19,2	4,32		5	15,78	20,1	4,53
	5,5	16,48	21,0	4,30		5,5	17,29	22,0	4,51
140	4	13,43	17,1	4,82	152	4	14,60	18,6	5,24
	4,5	15,04	19,2	4,8		4,5	16,37	20,8	5,22
	5	16,65	21,2	4,78		5	18,13	23,1	5,20
	5,5	18,24	23,2	4,76		5,5	19,87	25,3	5,19
159	5	18,99	24,2	5,45	168	5	20,10	25,6	5,77
	5,5	20,82	26,5	5,44		5,5	22,04	28,1	5,75
	6	22,64	28,8	5,42		6	23,97	30,5	5,74
	7	26,24	33,4	5,38		7	27,79	35,4	5,70
	8	29,79	38,3	5,35		8	31,57	40,2	5,66
219	5	26,39	33,6	7,57	273	7	45,92	58,5	9,42
	5,5	28,96	36,9	7,55		8	52,28	66,6	9,38
	6	31,52	40,2	7,54	325	6	47,20	60,1	11,3
	7	36,60	46,6	7,51		7	54,89	69,9	11,2
	8	41,63	53,0	7,47		8	62,54	79,6	11,2
	9	46,61	59,4	7,43		9	70,14	89,3	11,2
426	5	51,91	66,13	14,9	480	5	58,57	74,6	16,8
	6	62,14	79,2	14,9		6	70,13	89,3	16,8
	7	72,33	92,1	14,8		7	81,65	104,0	16,7
	8	82,46	105,0	14,8		8	93,12	119,0	16,7
	9	92,56	118,0	14,8		9	104,52	133,0	16,7
	10	102,59	131,0	14,7		10	115,9	148,0	16,6

Розміри, мм		Маса, Ім, кг	Площа перерізу, см ²	Радіус інерції, см	Розміри, мм		Маса, Ім, кг	Площа перерізу, см ²	Радіус інерції, см
<i>D</i>	<i>S</i>				<i>D</i>	<i>S</i>			
426	11	112,58	143,0	14,7	480	11	127,22	162,0	16,6
	12	122,52	156,0	14,7		12	138,49	178,0	16,6
530	6	77,53	98,8	18,5	630	6	92,33	118,0	22,1
	7	90,28	115,0	18,5		7	107,54	137,0	22,0
	8	102,98	131,0	18,5		8	122,71	156,0	22,0
	9	115,62	147,0	18,4		9	137,81	175,0	22,0
	10	128,23	163,0	18,4		10	152,89	195,0	21,9
	11	140,78	179,0	18,4		11	167,91	214,0	21,9
	12	153,292	195,0	18,3		12	182,88	233,0	21,9

Таблиця Д.5.9

**Профілі гнуті замкнені зварні квадратні
для будівельних конструкцій
за ДСТУ Б.В.2.6-8-95 (ГОСТ 30245-94)**



Приклад позначення:

гн. □ 80×80×4 ДСТУ Б.В.2.6.-8-95

(гн. □ 80×80×4 ГОСТ 30245-94)

h, мм	t, мм	Площа поперечного перерізу A, см ²	Довідкові значення величин для осей			Маса 1 м, кг
			I _x , I _y , см ⁴	W _x , W _y , см ³	i _x , i _y , см	
1	2	3	4	5	6	7
50	2	3,9	14,4	5,7	1,96	3,0
	2,5	4,7	17,2	6,8	1,93	3,6
	3	5,5	19,9	7,9	1,91	4,3
	4	7,1	24,5	9,8	1,86	5,5
	5	8,6	28,3	11,3	1,81	6,7
80	2,5	7,7	74,6	18,7	3,12	6,0
	3	9,2	89,5	22,4	3,12	7,2
	4	12,2	115,3	28,8	3,07	9,6
	5	15,0	138,0	34,5	3,03	11,8
	6	17,8	158,1	39,5	2,98	14,0
100	3	11,6	180,2	36,0	3,94	9,1
	4	15,3	231,3	46,3	3,89	12,0
	5	18,9	278,7	55,7	3,84	14,8
	6	22,6	326,3	65,3	3,80	17,7
	7	26,2	373,9	74,8	3,75	20,5
120	3	14,0	315,1	52,5	4,76	11,0
	4	18,5	408,5	68,1	4,71	14,5
	5	22,9	497,9	83,0	4,66	18,0
	6	27,4	583,4	97,2	4,61	21,5
140	4	21,6	657,9	94,0	5,52	17,0
	5	26,9	808,4	115,5	5,48	21,1
	6	32,1	947,1	135,3	5,43	25,2
	7	37,2	1077,1	153,9	5,38	29,2
	8	42,3	1201,7	171,7	5,33	33,2
160	4	24,7	989,7	123,7	6,33	19,4
	5	30,7	1214,6	151,8	6,29	24,1
	6	36,8	1435,1	179,4	6,24	28,9
	7	42,8	1640,8	205,1	6,20	33,6
	8	48,7	1836,9	229,6	6,15	38,2

1	2	3	4	5	6	7
180	5	34,6	1749,1	194,3	7,11	27,2
	6	41,4	2063,5	229,3	7,06	32,5
	7	48,2	2372,1	263,6	7,01	37,8
	8	54,8	2663,3	295,9	6,97	43,0
	9	61,5	2976,5	326,2	6,91	48,3
	10	68,2	3300,7	353,5	6,86	53,5
200	5	38,4	2410,0	241,0	7,93	30,1
	6	45,6	2832,0	283,0	7,88	35,8
	7	52,8	3236,0	324,0	7,83	41,4
	8	59,8	3621,0	362,0	7,78	46,9
	9	66,7	3987,0	399,0	7,73	52,3
	10	73,4	4336,0	434,0	7,68	57,6
	11	80,0	4667,0	467,0	7,64	62,8
	12	86,5	4980,0	498,0	7,59	67,0
250	8	75,8	7315,0	585,0	9,82	59,5
	9	84,7	8092,0	647,0	9,78	66,5
	10	93,4	8840,0	707,0	9,73	73,3
	11	102,0	9559,0	765,0	9,68	80,1
	12	111,0	10251,0	820,0	9,63	86,8
	13	119,0	10917,0	872,0	9,58	93,4
300	14	127,0	11550,0	924,0	9,53	99,8
	8	89,9	12812,0	846,0	11,94	70,5
	9	101,0	14302,0	949,0	11,90	79,3
	10	113,0	15712,0	1047,0	11,79	89,0
	11	124,0	17080,0	1139,0	11,74	97,3
	12	135,0	18330,0	1222,0	11,65	106,0
	13	145,0	19580,0	1309,0	11,62	113,8
14	155,0	20784,0	1386,0	11,58	122,0	

1. Радіус зовнішнього заокруглення $R = 2t$.

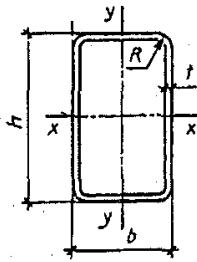
2. Маса 1 м довжини профілю визначена за площею поперечного перерізу при густині сталі $7,85 \text{ г/см}^3$.

**Профілі гнуті замкнені зварні прямокутні
для будівельних конструкцій
за ДСТУ Б.В.2.6-8-95 (ГОСТ 30245-94)**

Приклад позначення:

гн. □ 100×60×4 ДСТУ Б.В.2.60-8-95

(гн. □ 100×60×4 ГОСТ 30245-94)



h, мм	b, мм	t, мм	Площа попе- речного перерізу A, см ²	Довідкові значення величин для осей						Маса 1 м, кг
				x-x			y-y			
				I _x , см ⁴	W _x , см ³	i _x , см	I _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , см	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
60	40	2	3,8	18,8	6,2	2,23	10,0	5,0	1,63	3,0
		2,5	4,7	22,4	7,4	2,20	11,8	5,9	1,60	3,6
		3	5,5	26,0	8,6	2,18	13,7	6,8	1,58	4,3
		4	7,1	32,2	10,7	2,13	16,7	8,3	1,54	5,5
		5	8,6	37,1	12,3	2,08	19,1	9,5	1,49	6,7
100	60	3	9,2	123,2	24,6	3,66	55,6	18,5	2,46	7,2
		4	12,2	157,6	31,5	3,59	70,8	23,6	2,41	9,6
		5	15,0	187,8	37,6	3,54	83,8	27,9	2,36	11,8
		6	17,8	216,3	43,3	3,48	96,2	32,1	2,32	14,0
120	80	3	11,6	233,4	38,9	4,48	124,8	31,2	3,27	9,1
		4	15,3	299,0	49,8	4,42	159,7	39,9	3,23	12,0
		5	18,9	361,4	60,2	4,37	192,4	48,1	3,19	14,8
		6	22,6	423,2	70,5	4,33	224,1	56,0	3,15	17,7
		7	26,3	483,2	80,4	4,28	254,6	63,8	3,10	20,6
140	60	4	15,3	362,1	51,7	4,86	95,4	31,8	2,50	12,0
		5	18,9	436,1	62,3	4,80	113,6	37,9	2,45	14,8
		6	22,6	509,7	72,8	4,75	131,3	43,8	2,41	17,7
140	100	3	14,2	404,2	57,7	5,31	241,2	48,2	4,10	11,1
		4	18,5	511,3	73,0	5,26	304,3	60,9	4,05	14,5
		5	22,9	619,7	88,5	5,20	368,0	73,6	4,01	18,0
		6	27,4	729,2	104,2	5,16	432,4	86,5	3,97	21,5
		7	32,0	839,8	120,0	5,11	497,5	99,5	3,92	25,1
160	80	3	13,9	455,0	56,9	5,70	155,2	38,8	3,34	10,9
		4	18,5	606,7	75,8	5,73	206,9	51,7	3,34	14,5
		5	22,9	735,9	92,0	5,67	248,7	62,2	3,29	18,0
		6	27,4	864,7	108,1	5,62	280,7	72,7	3,26	21,5
160	120	4	21,6	799,2	99,9	6,08	514,0	85,7	4,88	17,0
		5	26,9	978,2	122,3	6,03	628,4	104,7	4,83	21,1
		6	32,1	1150,5	143,8	5,99	736,9	122,8	4,79	25,2
		7	37,2	1307,4	163,4	5,93	836,6	139,4	4,74	29,2
		8	42,3	1461,0	182,6	5,88	932,5	155,4	4,69	33,2
180	60	5	22,9	833,8	92,6	6,03	144,7	48,2	2,51	18,0

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
180	60	6	27,4	978,5	108,7	5,97	166,5	55,5	2,46	21,5
180	100	5	26,9	1143,0	127,0	6,52	459,6	91,9	4,13	21,1
		6	32,1	1344,4	149,4	6,47	537,8	107,6	4,09	25,2
		7	37,2	1527,9	169,8	6,41	607,9	121,6	4,04	29,2
		8	42,3	1706,1	189,6	6,35	676,0	135,2	4,00	33,2
180	140	4	24,6	1165,0	128,2	6,91	782,4	111,8	5,70	19,3
		5	30,7	1443,0	160,3	6,85	981,2	140,2	5,65	24,1
		6	36,8	1706,8	189,6	6,81	1158,9	165,6	5,61	28,9
		7	42,8	1952,0	216,9	6,75	1322,9	189,0	5,56	33,6
8	48,7	2187,3	243,0	6,70	1480,6	211,5	5,51	38,2		
200	120	4	27,7	1631,8	163,2	7,68	1160,0	145,0	6,47	21,8
200	160	5	34,6	2039,7	204,0	7,67	1450,0	181,2	6,46	27,2
		6	41,4	2412,4	241,2	7,63	1712,3	214,0	6,43	32,5
		7	48,2	2767,1	276,7	7,58	1962,0	245,2	6,38	37,8
		8	54,8	3104,3	310,4	7,53	2199,0	274,9	6,33	43,0
		9	61,3	3424,0	342,3	7,48	2436,0	303,3	6,28	48,1
		10	67,7	3726,7	372,4	7,43	2211,7	330,4	6,23	53,1
300	200	8	75,8	9512,0	634,0	11,20	5069,0	510,0	8,20	59,5
		9	84,7	10527	702,0	11,15	5630,0	563,0	8,15	66,5
		10	93,4	11505	767,0	11,10	6143,0	614,0	8,11	73,3
		11	102,0	12446	830,0	11,05	6634,0	663,0	8,06	80,1
		12	111,0	13351	890,0	11,00	7104,0	710,0	8,01	86,8
		13	119,0	12482	945,0	10,95	7553,0	755,0	7,96	93,4
		14	127,0	15054	1004,0	10,90	7983,0	798,0	7,92	99,8
320	180	8	75,8	10341	646,0	11,70	4248,0	472,0	7,49	59,5
		10	93,4	12506	782,0	11,60	5111,0	568,0	7,40	73,3
		12	111,0	14511	907,0	11,50	5899,0	655,0	7,31	86,8
		14	127,0	16359	1022,0	11,30	6617,0	735,0	7,21	99,8
340	160	9	84,7	12306	724,0	12,10	3793,0	474,0	6,69	66,5
		10	93,4	13446	791,0	12,00	4130,0	516,0	6,65	73,3
		12	111,0	15596	917,0	11,90	4755,0	594,0	6,56	86,8
		14	127,0	17576	1034,0	11,80	5319,0	655,0	6,47	99,8
340	260	10	113,0	18892	1111,0	12,90	12510	962,0	10,50	89,0
		12	135,0	22054	1297,0	12,80	14577	1121,0	10,40	106,0
		14	155,0	25020	1472,0	12,70	16508	1269,0	10,30	122,0
380	220	10	113,0	21925	1154,0	13,90	9416,0	856,0	9,11	89,0
		12	135,0	25594	1347,0	13,80	10948	995,0	9,02	106,0
		14	155,0	29037	1528,0	13,70	12370	1125,0	8,93	122,0
400	200	10	113,0	23345	1167,0	14,30	7949,0	795,0	8,37	89,0
		12	135,0	27248	1362,0	14,20	9227,0	923,0	8,28	106,0
		14	155,0	30907	1545,0	14,10	10409	1041,0	8,19	122,0

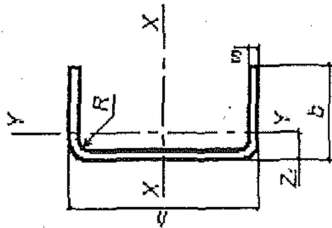
1. Радіус зовнішнього заокруглення $R = 2t$.

2. Маса 1 м довжини профілю визначена за площею поперечного перерізу при густині сталі $7,85 \text{ г/см}^3$.

Швелери сталеві рівнополічні (вибірка з ГОСТ 8278-83*)

Приклад позначення: гн. 160×80×5/ГОСТ 8278-83*

$$n = \frac{b - R - s}{s}; \quad n_1 = \frac{h - 2(R + s)}{s}$$

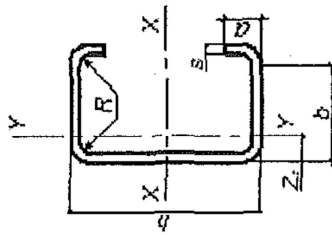


h, мм	b, мм	s, мм	R _{max} , мм	Маса 1м, кг	Площа перерізу, см ²	n	n ₁	Довідкові величини для осей								
								x-x				y-y				Z _{0y} , см
								I _{x3} , см ⁴	W _{x3} , см ³	i _{x3} , см	S _{x3} , см ³	I _{y3} , см ⁴	W _{y3} , см ³	i _{y3} , см		
60	32	3	4	2,67	3,40	8,3	15,3	18,31	6,10	2,32	3,62	3,38	1,52	1,00	0,97	
80	50	4	6	5,18	6,60	10	15	65,98	16,50	3,16	9,65	16,60	4,48	1,58	1,60	
100	50	3	4	4,47	5,68	14,3	28,7	87,88	15,57	3,93	10,24	14,05	3,90	1,57	1,39	
120	60	4	6	7,07	9	12,5	25	198,65	33,11	4,70	19,37	31,91	7,42	1,88	1,70	
120	60	5	7	8,71	11,09	9,6	19,2	239,63	39,94	4,67	23,60	38,73	9,10	1,87	1,74	
140	60	4	6	7,70	9,80	12,5	30	285,42	40,77	5,39	24,08	33,57	7,59	1,85	1,57	
160	80	4	6	9,58	12,20	17,5	35	489,16	61,14	6,33	35,42	78,01	13,44	2,53	2,20	
160	80	5	7	11,85	15,09	13,6	27,2	595,66	74,46	6,28	43,45	95,40	16,57	2,51	2,24	
180	80	5	7	13,68	16,09	13,6	31,2	784,86	87,21	6,98	51,24	99,15	16,86	2,48	2,12	
200	80	4	6	10,83	13,81	17,5	45	823,48	82,35	7,72	48,43	83,67	13,86	2,46	1,96	
200	80	5	7	13,42	17,09	13,6	35,2	1006,26	100,63	7,67	59,54	102,45	17,10	2,45	2,01	
250	125	6	9	22	28,10	17,5	36,7	2720	218	9,85	126	399	45,50	3,77	3,23	
300	100	8	12	29,53	37,62	10	32,5	4694,84	312,98	11,17	189,27	327,88	42,94	2,95	2,37	

ВСтЗкп, ВСтЗпс

Профілі сталеві гнуті С-подібні рівнополічні (за ГОСТ 8282-83*)

Приклад позначення: С 300×60×5/ГОСТ 8282-83*



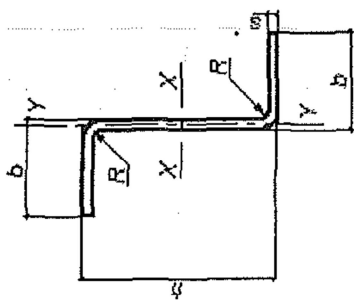
h, мм	b, мм	a, мм	s, мм	R _{max} , мм	Маса Ім, кг	Площа перерізу, см ²	Довідкові величини для осей						Z ₀ , см	
							x - x			y - y				
							I _{x3} , см ⁴	W _{x3} , см ³	I _{x3} , см ⁴	I _{y3} , см ⁴	W _{y3} , см ³	I _{y3} , см ⁴		W _{x3} , см ³
62	66	17,5	3	4,5	4,89	6,23	40,14	12,95	2,54	2,54	9,61	36,65	2,39	2,89
65	32	8	1	1,5	1,08	1,38	9,38	2,69	2,61	2,61	0,88	1,89	1,17	1,05
65	32	8	1,6	3	1,66	2,11	13,92	4,28	2,57	2,57	1,25	2,70	1,13	1,04
100	50	10	2	3	3,22	4,12	65,59	13,12	4	4	3,60	12,64	1,76	1,56
100	80	35	5	7,5	11,53	14,68	220,49	44,11	3,87	3,87	30,47	33,57	3,02	3,62
120	55	18	5	7,5	9,15	11,66	245,74	40,96	4,59	4,59	11,65	42,52	1,91	1,85
160	50	20	3	4,5	6,56	8,36	306,37	38,30	6,05	6,05	7,74	27,17	1,80	1,49
160	60	32	4	6	9,87	12,57	462,01	37,75	6,05	6,05	7,16	65,78	2,29	2,14
300	60	50	5	7,5	19,12	24,36	2861,55	190,77	10,84	10,84	30,42	125,61	2,27	1,87
400	160	50	3	4,5	18,85	24,01	6073,68	303,68	15,91	15,91	80,83	884,54	6,07	5,06
400	160	60	4	10	25,33	32,27	8028,19	401,41	15,77	15,77	113,92	1219,71	6,15	5,29
550	65	30	4	6	22,41	28,55	10258,72	373,04	18,96	18,96	20,64	110,32	1,97	1,16
410	65	30	4	6	18,01	22,95	4872,87	237,70	14,57	14,57	20,33	103,88	2,13	1,39

Профілі з вуглецевої спокійної та низьколегованої сталей виготовляються з радіусом кривини не більш як 2,5s.

Профілі сталеві зетові
(вибірка з ГОСТ 13229-78)

Приклад позначення: $\square 200 \times 87 \times 6 / \text{ГОСТ } 13229-78$

$$n = \frac{h - 2 \cdot (R + s)}{s}; \quad n_1 = \frac{b - s - R}{s}$$



h, мм	b, мм	s, мм	R _{max} , мм	tg α	Маса l _м , кг	Площа перерізу, см ²	n	n ₁	Довідкові величини для осей					
									x - x			y - y		
									I _x , см ⁴	W _x , см ³	i _x , см	I _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , см
ВСт3кп, ВСт3пс														
80	50	3	4	0,536	3,99	5,08	14,3	22	68,57	11,44	3,67	6,67	2,95	1,15
135	75	6	9	0,510	12,36	15,76	20	17,5	542,98	57,64	5,87	46,81	12,97	1,72
200	60	5	7	0,206	11,81	15,09	9,6	35,2	849,30	77,21	7,50	30,36	7,87	1,42
200	87	6	9	0,354	16,55	21,10	12	28,3	1399,61	113,79	8,14	91,84	18,9	2,09
250	80	5	7	0,224	15,38	19,59	45,2	13,6	1796,32	129,28	9,57	72,72	3,21	1,92
340	50	3	4	0,068	10,11	12,87	108,6	14,3	1750,75	101,24	11,66	14,70	0,48	1,66
ВСт3сп, 09Г2														
80	50	3	4	0,546	3,93	5,00	13,3	20	67,68	11,24	3,68	6,29	2,87	1,12
135	75	6	9	0,525	12,16	15,50	9,1	15,8	533,79	56,43	5,87	3,84	12,52	1,68
200	60	5	7	0,210	11,68	14,88	9	34	828,48	71,95	7,46	29,21	15,82	1,40
200	87	6	9	0,361	16,38	20,84	11,1	34	1376,68	111,38	8,03	88,30	18,44	2,06
250	80	5	7	0,229	15,21	19,37	43,2	12,6	1764,18	126,76	9,64	70,69	3,10	1,91
340	50	3	4	0,069	10,04	12,80	106,6	13,3	1728,39	99,92	11,61	14,55	0,47	1,06

Профілі сталеві листові гнуті з трапецієподібними гофрами
(вибірка з ДСТУ Б В.2.6-9-95)

Позначення профілю	Розміри перерізу, мм			Площа пере-різу, см^2	Маса 1м довжини профілю, кг	Довідкові дані на 1 м ширини настилу при стиснутих полицях					
	t	h	c			вузьких			широких		
						момент інерції I_x , см^4	момент опору, см^3		момент інерції I_x , см^4	момент опору, см^3	
							W_{x1}	W_{x2}		W_{x1}	W_{x2}
НС40-800-0,6	0,6	40	-	6,6	5,6	23,3	10,3	13,0	22,3	9,3	9,4
НС40-800-0,7	0,7	40	-	7,7	6,5	27,1	12,2	15,1	27,1	11,8	12,1
НС44-1000-0,7	0,7	44	-	9,8	8,3	32,9	13,4	16,8	32,9	13,0	13,6
НС7-750-0,7	0,7	57	-	7,7	6,5	53,8	14,8	21,1	53,8	16,4	19,7
НС7-750-0,8	0,8	57	-	8,8	7,4	61,2	17,9	24,4	61,0	18,9	24,0
НС60-845-0,7	0,7	60	-	8,8	7,4	62,1	14,6	24,4	59,0	16,5	18,7
НС60-845-0,8	0,8	60	-	10,0	8,4	70,6	17,7	28,1	69,0	19,0	22,7
НС60-845-0,9	0,9	60	-	11,3	9,3	79,0	20,9	31,8	78,7	21,5	27,0
НС75-750-0,8	0,8	75	24,35	10,0	8,4	114,9	25,8	32,2	114,9	28,5	33,1
НС75-750-0,9	0,9	75	24,35	11,3	9,3	129,6	30,2	37,6	129,6	31,6	38,0
НС114-750-0,8	0,8	114	30,35	11,2	9,4	307,9	51,2	57,1	307,9	51,2	57,1
НС114-750-0,9	0,9	114	30,35	12,6	10,5	345,2	57,4	64,0	345,2	57,4	64,0
НС114-750-1,0	1,0	114	30,35	14,0	11,7	383,6	63,8	71,1	383,5	63,8	71,1
НС114-600-0,8	0,8	114	30,35	10,0	8,4	320,9	53,3	59,7	320,0	52,4	55,8
НС114-600-0,9	0,9	114	30,35	11,3	9,3	361,0	60,0	67,2	361,0	59,6	65,8
НС114-600-1,0	1,0	114	30,35	12,5	10,3	405,4	67,6	75,0	405,0	67,6	72,0

Додаток 6. Основні буквені позначення

Таблиця Д.6.1

Основні буквені позначення величин

A	– площа перерізу брутто;
A_{bn}	– площа перерізу болта нетто;
A_d	– площа перерізу розкошу;
A_f	– площа перерізу пояса (полиці);
A_n	– площа перерізу нетто;
A_{red}	– редукована площа перерізу;
A_w	– площа перерізу стінки;
E	– модуль пружності;
F	– сила;
G	– модуль зсуву;
I	– момент інерції перерізу брутто;
I_b	– момент інерції перерізу гілки;
I_s	– момент інерції перерізу ребра, планки;
I_t	– момент інерції перерізу при крученні;
$I_x; I_y$	– момент інерції перерізу брутто відносно осей $x-x$ та $y-y$ відповідно;
$I_{xni}; I_{yn}$	– те саме перерізу нетто;
M	– згинальний момент;
$M_x; M_y$	– моменти відносно осей $x-x$ та $y-y$ відповідно;
N	– поздовжня сила;
N_b	– поздовжня сила в гілці наскрізної колони;
Q	– поперечна (перерізувальна) сила;
Q_{fic}	– умовна поперечна сила для з'єднувальних елементів;
Q_s	– поперечна сила на одну площину планок наскрізної колони;
R_{ba}	– розрахунковий опір розтягу фундаментних болтів;
R_{bh}	– розрахунковий опір розтягу високоміцних болтів;
R_{bp}	– розрахунковий опір зминанню одноболтового з'єднання;
R_{bs}	– розрахунковий опір зрізу одноболтового з'єднання;
R_{bt}	– розрахунковий опір розтягу одноболтового з'єднання;
R_{bun}	– нормативний опір матеріалу болта за границею міцності;
R_p	– розрахунковий опір зминанню торцевої поверхні за умови припасування;
R_s	– розрахунковий опір зсуву;
R_{th}	– розрахунковий опір розтягу у напрямку товщини прокату;
R_u	– розрахунковий опір сталі за границею міцності;

R_{un}	– нормативний опір сталі за границею міцності;
R_{wf}	– розрахунковий опір кутових зварних швів умовному зрізу по металу шва;
R_{wu}	– розрахунковий опір стикових зварних з'єднань за границею міцності;
R_{wun}	– нормативний опір стикових зварних з'єднань за границею міцності;
R_{ws}	– розрахунковий опір стикових зварних з'єднань зсуву;
R_{wy}	– розрахунковий опір стикових зварних з'єднань за межею текучості;
R_{wz}	– розрахунковий опір кутових зварних швів умовному зрізу по металу межі сплавлення;
R_y	– розрахунковий опір сталі за границею текучості;
R_{yf}	– та саме для полиці;
R_{yw}	– те саме для стінки;
R_{yn}	– нормативний опір сталі за границею текучості;
S	– статичний момент частини перерізу, що зсувається, брутто відносно нейтральної осі;
T_{ef}	– встановлений термін експлуатації конструкції;
$W_x; W_y$	– моменти опору перерізу брутто відносно осей $x-x$ та $y-y$ відповідно;
$W_{xn}; W_{yn}$	– моменти опору перерізу нетто відносно осей $x-x$ та $y-y$ відповідно;
b	– ширина;
b_0	– відстань між осями гілок наскрізної колони;
b_{ef}	– розрахункова ширина;
b_f	– ширина полиці чи пояса (звис);
b_h	– ширина виступаючої частини поперечного ребра;
b_s	– ширина опорного ребра;
c	– коефіцієнт впливу згинального моменту на просторову втрату стійкості колони;
$c_x; c_y$	– коефіцієнти для розрахунку з урахуванням пластичних деформацій при згині відносно осей $x-x$ та $y-y$ відповідно;
d	– діаметр болта;
d_o	– діаметр отвору болта;
d_s	– висота планки наскрізної колони;
e	– ексцентриситет сили ($e = M/N$);
f	– прогин;
f_u	– граничний прогин;

h	– висота;
h_{ef}	– розрахункова висота стінки;
h_{red}	– приведена (редукована) висота стінки;
h_w	– висота стінки;
i	– радіус інерції перерізу;
i_{min}	– найменший радіус інерції перерізу;
$i_x; i_y$	– радіуси інерції перерізу відносно осей $x-x$ та $y-y$ відповідно;
k_f	– катет кутового зварного шва;
l	– довжина, проліт;
l_c	– довжина стояка, колони;
l_d	– довжина розкосу;
l_{ef}	– розрахункова довжина ($l_{ef} = \mu l$);
l_m	– довжина панелі пояса ферми;
l_w	– довжина зварного шва;
$l_x; l_y$	– розрахункові довжини елемента у площинах, перпендикулярних до осей $x-x$ та $y-y$ відповідно;
m	– відносний ексцентриситет ($m = eA/W_c$);
m_{ef}	– зведений відносний ексцентриситет ($m_{ef} = \eta m$);
r	– радіус;
t	– товщина;
t_f	– товщина полиці;
t_w	– товщина стінки;
α	– коефіцієнт використання несучої здатності елемента $\alpha = N / (\varphi A R_y \gamma_c)$;
$\beta_f; \beta_z$	– коефіцієнти глибини проплавлення кутового зварного шва при розрахунках по металу шва та по металу межі сплавлення відповідно;
γ_b	– коефіцієнт умов роботи болтового з'єднання;
γ_c	– коефіцієнт умов роботи;
γ_{fm}	– коефіцієнт надійності за граничним навантаженням;
γ_{fe}	– коефіцієнт надійності за експлуатаційним навантаженням;
γ_n	– коефіцієнт надійності за відповідальністю;
γ_m	– коефіцієнт надійності за матеріалом;
γ_u	– коефіцієнт надійності в розрахунках за межею міцності;
γ_{wf}	– коефіцієнт умов роботи зварного шва по металу шва;
γ_{wz}	– коефіцієнт умов роботи зварного шва по металу межі сплавлення;
ε	– відносне видовження;

- η – коефіцієнт впливу форми перерізу;
- λ – гнучкість ($\lambda = l_{ef} / i$);
- $\bar{\lambda}$ – умовна гнучкість ($\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y / E}$);
- λ_{ef} – зведена гнучкість наскрізного стержня;
- $\bar{\lambda}_{ef}$ – умовна зведена гнучкість ($\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{R_y / E}$);
- $\bar{\lambda}_f$ – умовна гнучкість звису пояса ($\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \sqrt{R_y / E}$);
- λ_w – гнучкість стінки ($\lambda_w = h_{ef} / t_w$);
- $\bar{\lambda}_w$ – умовна гнучкість стінки ($\bar{\lambda}_w = \lambda_w \sqrt{R_y / E}$);
- $\bar{\lambda}_{mw}$ – гранична умовна гнучкість стінки;
- $\lambda_x; \lambda_y$ – розрахункові гнучкості елемента у площинах, перпендикулярних до осей $x-x$ та $y-y$ відповідно;
- ν – коефіцієнт поперечної деформації сталі (Пуассона);
- ρ – ядро перерізу
- σ – нормальне напруження;
- σ_{loc} – місцеве напруження;
- $\sigma_x; \sigma_y$ – нормальні напруження, паралельні до осей $x-x$ та $y-y$ відповідно;
- τ – дотичне напруження;
- $\varphi; \varphi_x; \varphi_y$ – коефіцієнт стійкості при центральному стиску;
- φ_b – коефіцієнт стійкості при згині;
- φ_e – коефіцієнт стійкості при позацентровому стиску;
- φ_{exy} – коефіцієнт стійкості при стиску із згином у двох площинах.
- ψ – коефіцієнт сполучень навантажень

ЛІТЕРАТУРА

1. «Металеві конструкції» Загальний курс: Підручник для вищих навчальних закладів. Нілов О.О., Пермяков В.О. та ін. – Видання 2-е / Під загальною редакцією О.О. Нілова та О.В. Шимановського. – К.: Видавництво «Сталь», 2010 – 869 с.
2. Баженов В.А., Дашенко О.Ф., Коломієць Л.В., Ухов О.В. Будівельна механіка та металеві конструкції: Підручник. Одеса: Астропринт, 2001. – 432с.
3. Проектування металевих конструкцій. Методичні вказівки для практичних занять та самостійної роботи студентів освітнього рівня “магістр” спеціальності 192 “Будівництво та цивільна інженерія” за темою “Розрахунок поперечної рами одноповерхової виробничої будівлі із застосуванням програмного комплексу “ЛІРА-САПР” / І.М. Підгурський – Тернопіль: ФОП Паляниця В.М, 2021. – 116 с.
4. «Проектирование и расчет стальных ферм покрытий промышленных зданий» Учебное пособие. Кузин Н.Я. – М.: Изд-во АСВ, 1998 – 184 с.
5. ДБН В.2.6–198:2014 «Сталеві конструкції. Норми проектування» Мінрегіон України – Київ:2014.
6. ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи. Норми проектування» МІНБУД УКРАЇНИ – Київ:2006.
7. ДСТУ Б В.2.6-74:2008 «Ферми сталеві кроквяні з гнutoзварних профілів прямокутного перерізу. Технічні умови» Мінрегіонбуд України – Київ:2009.
8. Типовые конструкции, изделия и узлы зданий и сооружений. Серия 1.263.2-4 «Фермы пролетом 15, 18, 21, 24, 27 и 30 м из сварных гнutoзамкнутых профилей» ЦНИИЭП М.: 1984 г.
9. ДСТУ Б В.1.2-3:2006 «Прогини і переміщення. Вимоги проектування» МІНБУД УКРАЇНИ – Київ:2006.
10. ДБН В.1.2–14:2018 «Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об’єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд» Мінрегіон України – Київ:2018.
11. ДСТУ Б А.2.4–43:2009 «Правила виконання проектної та робочої документації металевих конструкцій» – К.: Мінрегіонбуд України, 2009 – 37с.

Проектування металевих конструкцій

Сталевий каркас одноповерхової виробничої будівлі.

Теоретичні основи проектування з прикладними розрахунками

Навчальний посібник

Підгурський М.І.

П Проектування металевих конструкцій. Сталевий каркас одноповерхової виробничої будівлі. Теоретичні основи проектування з прикладами розрахунку / М.І. Підгурський, І.М. Підгурський. – Тернопіль: ФОП Паляниця В.М, 2021. – 236 с.

Підписано до друку 20.12.2021. Формат 60×90, 1/16.
Друк лазерний. Папір офсетний. Гарнітура TimesNewRoman.
Умовно-друк. арк. 12,5. Наклад – 50 прим.

Друк ФОП Паляниця В. А.
Свідоцтво ДК №4870 від 20.03.2015 р.
м. Тернопіль, вул. Б. Хмельницького, 9а, оф. 38.
тел. (0352) 528-777.