

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ПОЛТАВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ
УНІВЕРСИТЕТ ІМЕНІ ЮРІЯ КОНДРАТЮКА
Кафедра конструкцій з металу, дерева та пластмас

Пічугін С.Ф.

МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ

Курс лекцій - частина 3

ЕЛЕМЕНТИ СТАЛЕВИХ КАРКАСІВ ОБ'ЄКТІВ

Полтава ПолтНТУ 2018

Курс лекцій із дисципліни «Металеві конструкції» для студентів підготовки бакалаврів спеціальності 0901 «Будівництво та цивільна інженерія». Частина 3 «Елементи сталевих каркасів ОВБ» – Полтава: ПолтНТУ, 2018. – 67 с.

Укладач: С.Ф. Пічугін, доктор технічних наук, професор.

Відповідальний за випуск: С.Ф. Пічугін, доктор технічних наук, професор, завідувач кафедри конструкцій із металу, дерева і пластмас.

Рецензент: О.В. Семко, доктор технічних наук, професор, завідувач кафедри архітектури та міського будівництва.

Затверджено науково-методичною
радою університету
Протокол № 1 від 27.09.2018

У авторській редакції

ЗМІСТ

ВСТУП.....	4
ТЕМА 6 СТАЛЕВІ КОЛОНИ ОВБ.....	6
6.1 Типи колон ОВБ і галузі їх раціонального застосування.....	6
6.2 Розрахункові довжини колон ОВБ.....	10
6.3 Підбір перерізів позацентрово стиснутих колон ОВБ.....	12
6.4 Місцева стійкість елементів колон ОВБ.....	14
6.5 Розрахунок наскрізних колон ОВБ.....	15
6.6 Конструкція і розрахунок бази наскрізних колон ОВБ.....	19
6.7 Конструкція і розрахунок бази суцільних колон ОВБ.....	20
6.8 Вузол сполучення верхньої і нижньої частин ступінчатої колони.....	22
Контрольні питання.....	24
ТЕМА 7 СТАЛЕВІ КРОКВЯНІ ФЕРМИ.....	25
7.1 Класифікація і компоновка кроквяних ферм.....	25
7.2 Статичний розрахунок ферм.....	33
7.3 Розрахункові довжини стержнів ферми.....	35
7.4 Типи і підбір перерізів стержнів ферми.....	37
7.5 Конструкція і розрахунок проміжних вузлів ферм з прокатних кутиків.....	39
7.6 Конструкція і розрахунок монтажних вузлів ферм.....	42
7.7 Жорстке з'єднання ригеля з колоною.....	44
7.8 Опорний вузол при шарнірному спиранні ферм.....	46
7.9 Вузли ферм з елементами різного профілю.....	47
Контрольні питання	48
ТЕМА 8 ПІДКРАНОВІ КОНСТРУКЦІЇ.....	49
8.1 Типи та область раціонального застосування підкранових конструкцій.....	49
8.2 Суцільні підкранові балки: навантаження, зусилля, перевірка міцності підкранових балок із гальмівною балкою.....	54
8.3 Суцільні підкранові балки: навантаження, зусилля, перевірка міцності підкранових балок із гальмівною фермою.....	57
8.4 Міцність і місцева стійкість стінки підкранової балки.....	58
8.5 Опорні вузли підкранових балок і кріплення рейок.....	60
8.6 Дійсна робота підкранових балок.....	63
8.7 Монтаж підкранових балок і мостових кранів.....	66
Контрольні питання	67
Література.....	67

ВСТУП

Дисципліна «Металеві конструкції» викладається студентам які проходять підготовку бакалаврів за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія» на кафедрі конструкцій з металу, дерева та пластмас Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка.

Автор читає даний курс лекцій досить давно, використовуючи, зокрема, педагогічний досвід кафедри КМДіП, яка однією з перших підготувала і видала посібники і конспекти лекцій с металевих конструкцій державною мовою (1992 р.) [1, 2]. Курс лекцій базується на багаторічній традиції викладення в інженерних ВНЗ дисципліни «Металеві конструкції», закладеній ще до Другої світової війни класиком будівельних металевих конструкцій М.С. Стрілецьким, підручником під редакцією якого підготовлені численні покоління інженерів-будівельників [3]. Викладення курсу лекцій тісно пов'язано з діючими в Україні нормативним документами, у розробці яких приймав участь автор, щодо навантажень і впливів [4], забезпечення надійності та конструктивної безпеки [5], проектування сталевих конструкцій [6] та ін. В лекціях використовуються результати досліджень металевих конструкцій, які на протязі багатьох років виконуються на кафедрі КМДіП ПолтНТУ, а також сучасний вітчизняний і закордонний досвід проектування і возведення металевих конструкцій.

Даний курс лекцій складається з 5 частин і 11 тем:

Частина 1. Елементи металевих конструкцій:

- тема 1 – Складені балки;
- тема 2 – Центрово стиснуті колони.

Частина 2. Сталеві каркаси одноповерхових виробничих будівель (ОВБ):

- тема 3 – Компоновка сталевих каркасів ОВБ;
- тема 4 – Система в'язей каркасу ОВБ;
- тема 5 – Статичний розрахунок каркасів ОВБ

Частина 3. Елементи сталевих каркасів ОВБ:

- тема 6 – Сталеві колони каркасів ОВБ;
- тема 7 – Сталеві кроквяні ферми.
- Тема 8 – Підкранові конструкції.

Частина 4. Металеві конструкції великопролітних будівель:

- тема 9 – Металеві конструкції великопролітних будівель.

Частина 5. Спеціальні металеві конструкції:

- тема 10 – Листові металеві конструкції;
- тема 11 – Висотні металеві споруди.

Даний курс лекцій є продовженням розділу «Металеві конструкції», який викладається попередньо в межах загального курсу «Будівельні конструкції» [7] і включає такі розділи:

- металеві конструкції у будівлях і спорудах;
- матеріали для металевих конструкцій;
- робота сталі при навантаженні;
- крихке руйнування сталевих конструкцій;
- робота і розрахунок сталевих елементів, що працюють на згин;
- металеві елементи, навантажені поздовжньою силою;
- зварні з'єднання металевих конструкцій;
- болтові з'єднання металевих конструкцій.

Освоєння перелічених питань є обов'язковим перед початком вивчення дисципліни «Металеві конструкції», якій присвячений даний курс лекцій.

Курс лекцій складений достатньо об'ємно з орієнтацією на роботу зі студентами у комп'ютерних класах університету і активне використання електронної версії конспекту.

Курс лекцій дисципліни «Металеві конструкції» рекомендується для дипломників і магістрантів інших кафедр і курсів, а також аспірантам і інженерам-будівельникам, які бажають оновити і поповнити знання в галузі будівельних металевих конструкцій – важливій складовій частині формування сучасних інженерів-будівельників.

Автор

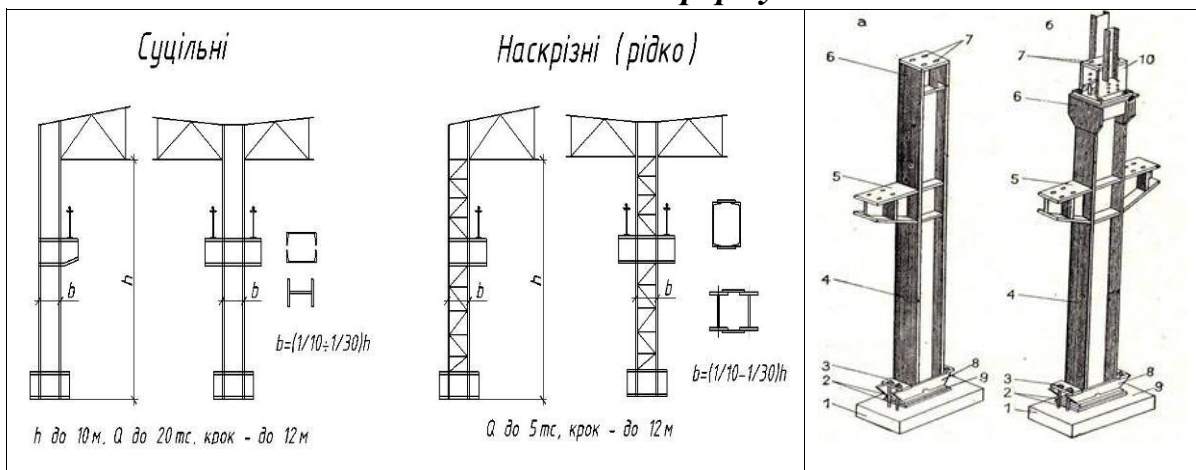
ТЕМА 6 СТАЛІВІ КОЛОНИ ОБВ

- 6.1. Типи колон ОБВ і галузі їх раціонального застосування
- 6.2. Розрахункові довжини колон ОБВ
- 6.3. Підбір перерізів позацентрово стиснутих колон ОБВ
- 6.4. Місцева стійкість елементів колон ОБВ
- 6.5. Розрахунок наскрізних колон ОБВ
- 6.6. Конструкція і розрахунок бази наскрізних колон ОБВ
- 6.7. Конструкція і розрахунок бази суцільних колон ОБВ
- 6.8. Вузол сполучення верхньої і нижньої частин ступінчатої колони

6.1. Типи колон ОБВ і галузі їх раціонального застосування

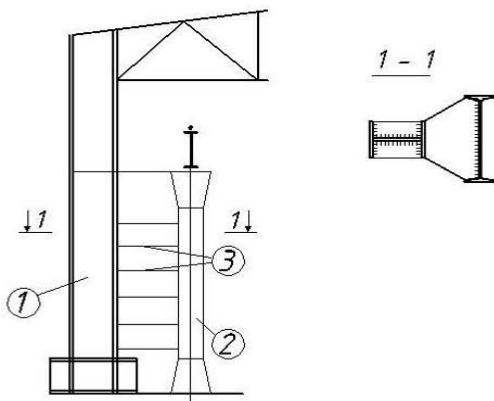
- I. За конструкцією: постійного (сталого) за висотою перерізу; роздільні; змінного за висотою перерізу – ступінчасті (східчасті).
- II. За типом перерізу: суцільні, наскрізні колони.

1. Колони постійного за висотою перерізу



Галузь застосування: легкі безкранові ОБВ, будівлі з невеликими кранами вантажопідйомністю $Q \leq 20$ тс.

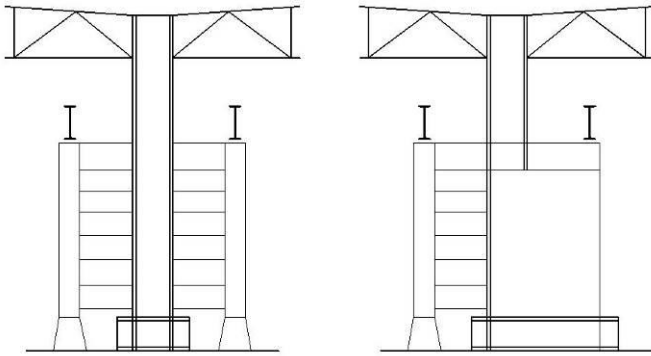
2. Роздільні колони



- 1 – шатрова гілка (вітка);
- 2 – підкранова стійка;
- 3 – гнучкі листові планки (діафрагми).

Гілки працюють окремо:

- шатрова – на навантаження від покриття і вітру;
- підкранова – на центровий стиск від кранового навантаження.



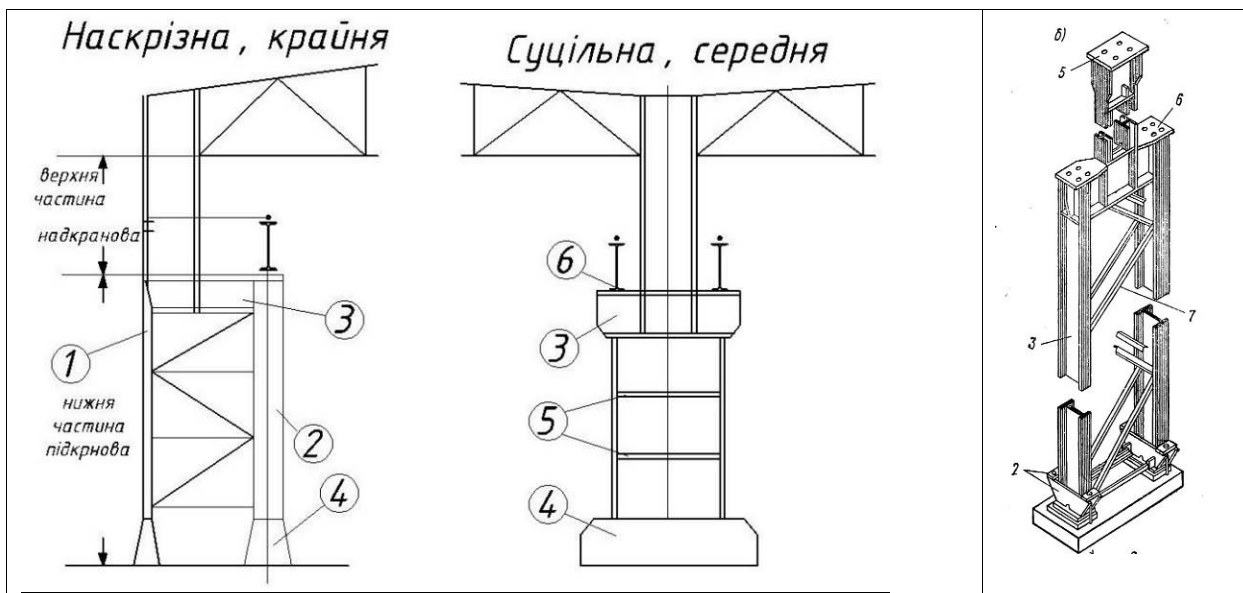
Роздільні колони раціональні:

- 1) у цехах невеликої висоти з важкими кранами;
- 2) якщо у майбутньому планується збільшувати кранове навантаження (підкрановий стоек і балка замінюються);

- 3) у випадках розширення будівлі прибудовою сусіднього прольоту (крайня колона стає середньою).

Взагалі роздільні колони застосовувалися досить рідко, у сучасних умовах – це перспективне конструктивне рішення.

3. Ступінчасті колони



- 1 – зовнішня (шатрова) гілка
- 2 – внутрішня (підкранова) гілка
- 3 – траверса
- 4 – база (башмак)
- 5 – діафрагми
- 6 – підкранові балки

Типова ступінчаста колона:

- верхня частина – суцільна;
- нижня частина – суцільна $b_H \leq 1.0m$; наскрізна $b_H > 1.0m$.

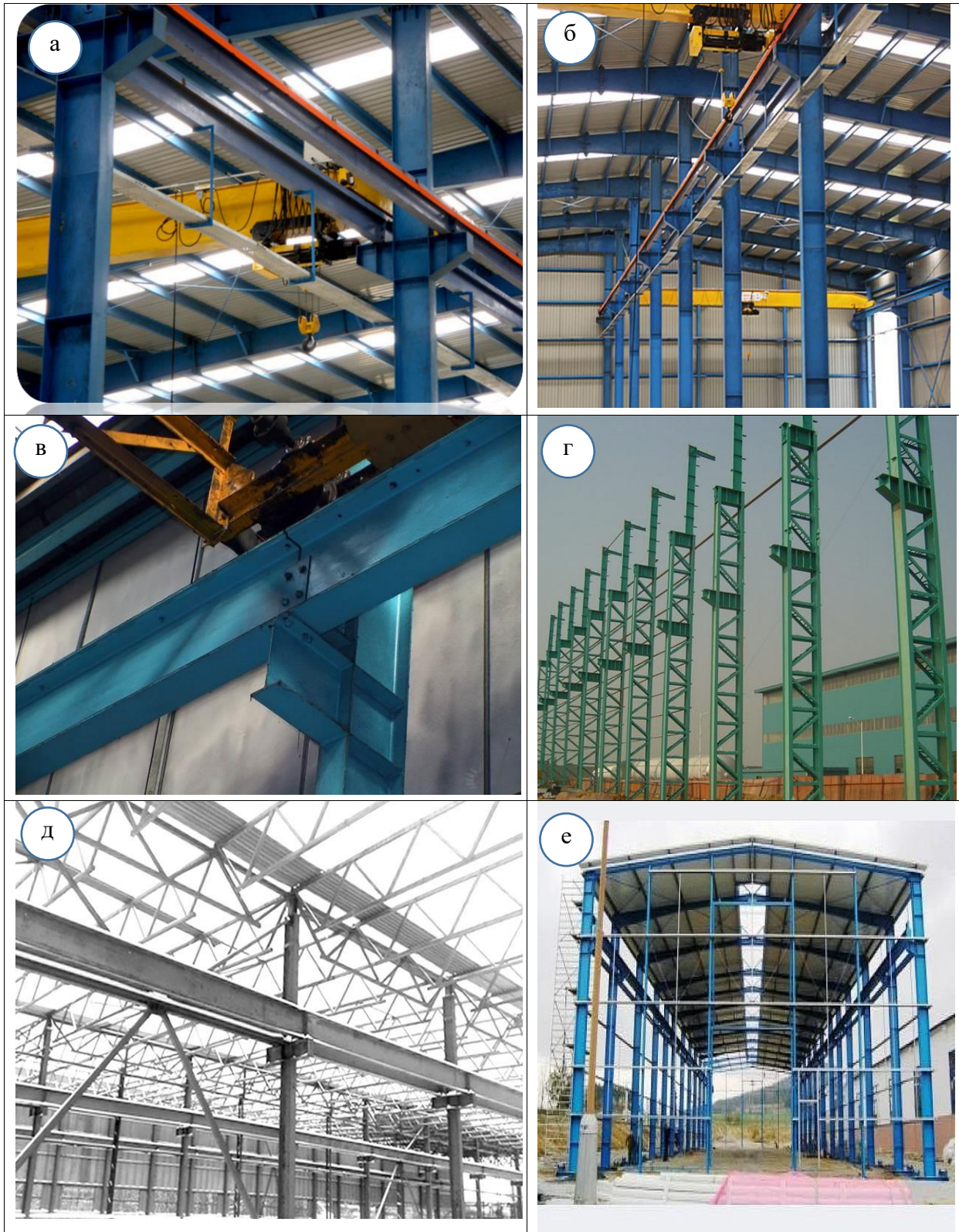


Рис. 6.1. Колони ОВБ постійного перерізу:
 а,б) суцільні колони з консолями; в) кранова консоль; г) наскрізні колони з консолями; д,е) ОВБ з колонами постійного перерізу

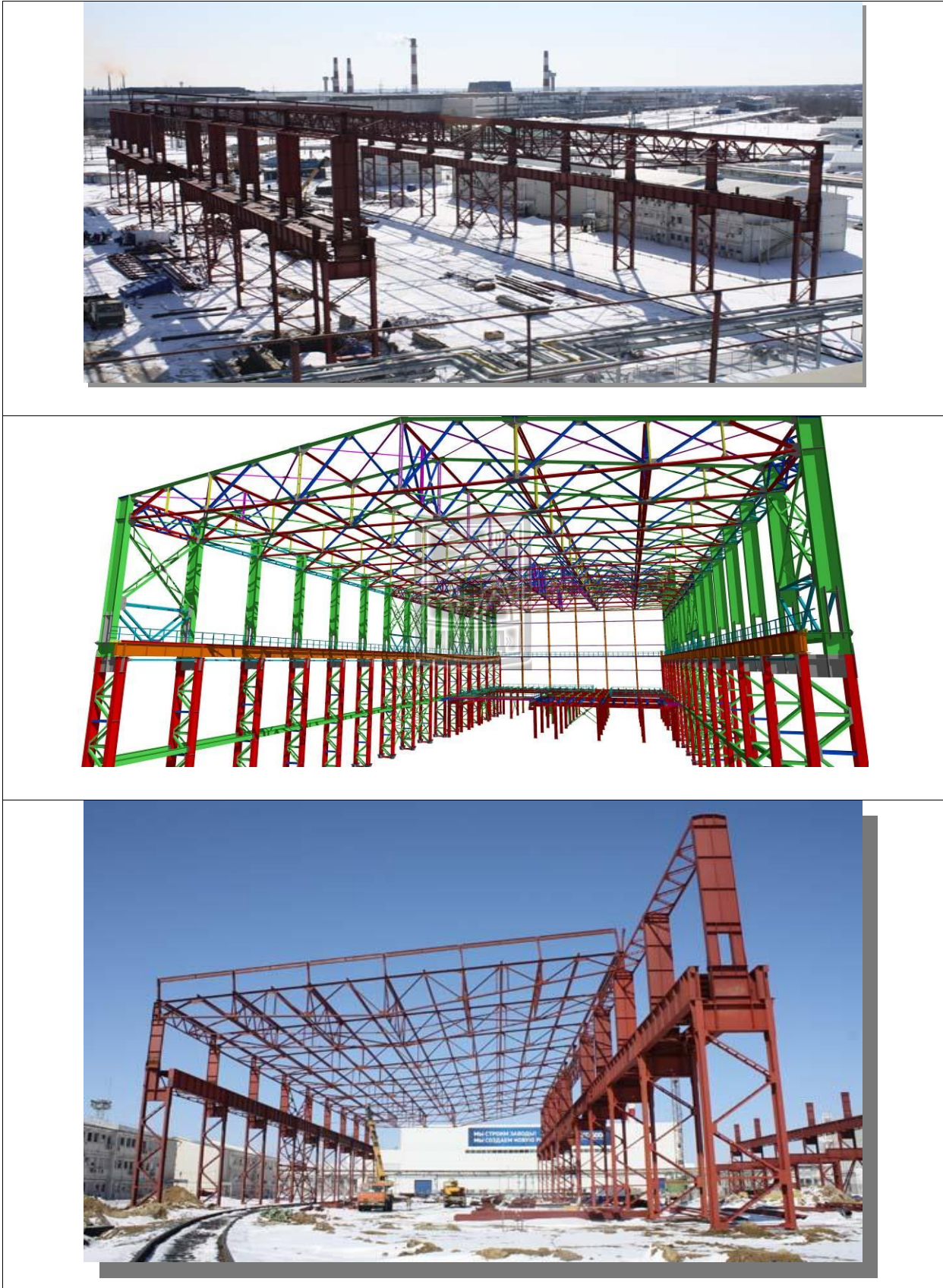
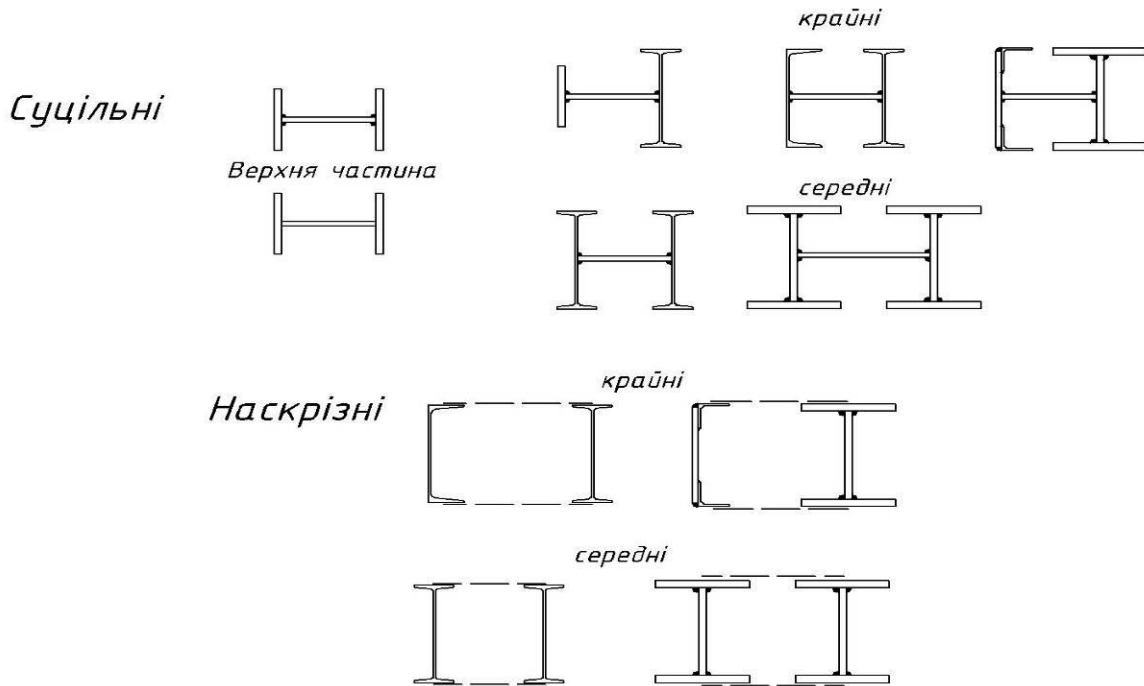


Рис. 6.2. Каркаси ОВБ зі ступінчастими колонами

4. Типи перерізів колон ОБВ



Суцільні колони – більш жорсткі і технологічні у виготовленні (завдяки застосуванню автоматичного зварювання).

Наскрізні колони, більш розповсюджені – більш економічні, але більш трудомісткі у виготовленні.

6.2. Розрахункові довжини колон ОБВ

Розрахункові довжини визначаються окремо для кожної ділянки (верхньої, нижньої) ступінчатої колони:

$$l_{ef} = \mu l,$$

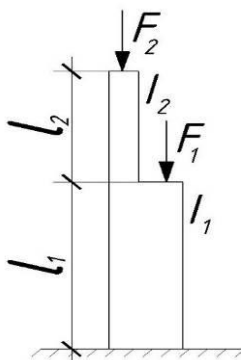
де l – геометрична довжина ділянки;
 μ - коефіцієнт розрахункової довжини.

1. Розрахункові довжини у площині рами (l_x)

Кінці ділянок – пружно зацмелені, визначення коефіцієнта μ – складна задача, оскільки він залежить від:

- геометричних довжин l_1, l_2 ;
- навантажень F_1, F_2 ;
- погонних жорсткостей $I_2/l_2; I_1/l_1$;
- типу закріплення верхнього кінця.

Всі ці фактори враховані у 2-х параметрах:



$$\alpha_1 = \frac{l_2}{l_1} \sqrt{\frac{I_1}{I_2 \beta}}; \quad \beta = \frac{F_1 + F_2}{F_2}; \quad n = \frac{l_2}{l_1} \cdot \frac{I_1}{I_2}.$$

За Додатком С, табл. С.1 – С.4 ДБН :

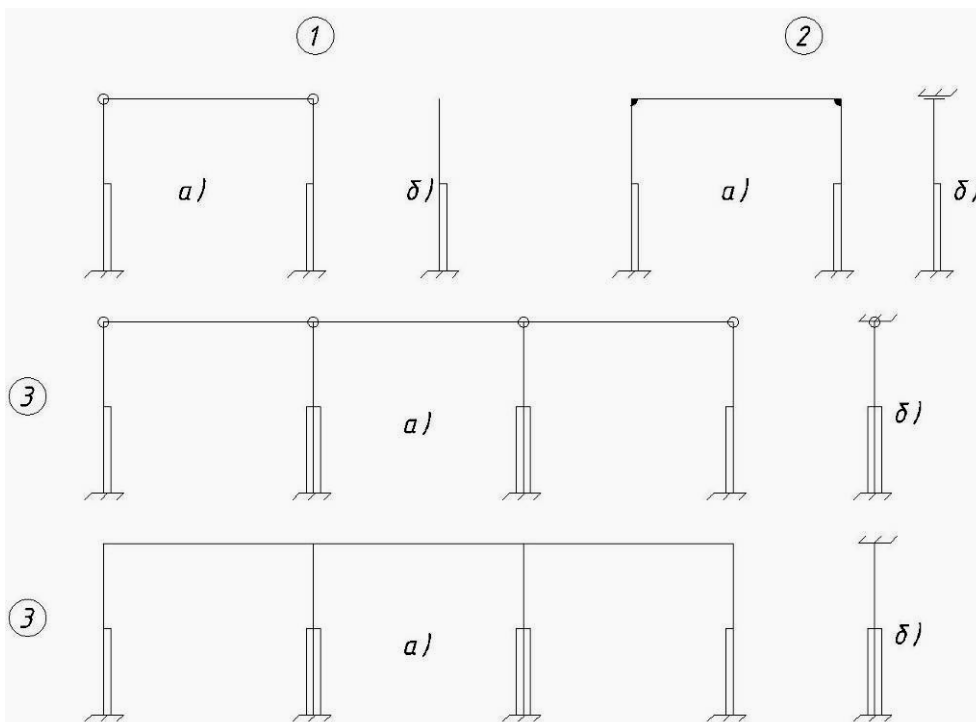
$$\mu_1 = 2 \div 8.0 - \text{нижня частина};$$

$$\mu_2 = \frac{\mu_1}{\alpha_1} \leq 3,0 - \text{верхня частина}.$$

Можливий спрощений підхід при $\beta \geq 3.0$, $\frac{l_2}{l_1} \leq 0.6$ (табл. 6.1)

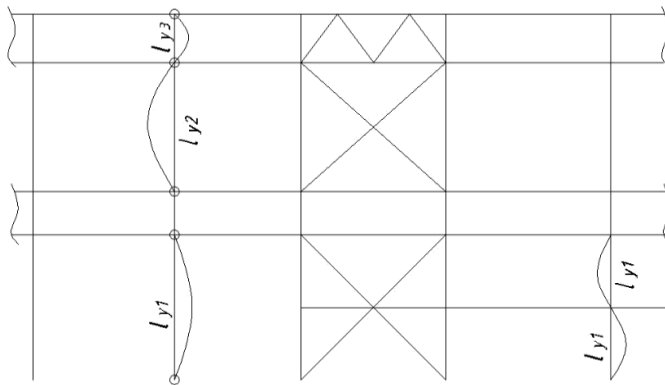
Таблиця 6.1 (табл. 18 СНиП)

№ схеми	Вид закріплення верхнього кінця колони	Коефіцієнт μ		
		Нижня ділянка μ_1		Верхня ділянка μ_2
		$0.3 \geq \frac{l_2}{l_1} \geq 0.1$	$0.1 \geq \frac{l_2}{l_1} \geq 0.05$	
1	Вільний кінець	2.5	3.0	3.0
2	Кінець, закріплений від повороту	2.0	2.0	3.0
3	Нерухомий шарнірно-опертий кінець	1.6	2.0	2.5
4	Нерухомий кінець (защемлений), закріплений від повороту	1.2	1.5	2.0



а) фактична схема;
б) схема для таблиці 6.1.

2. Розрахункові довжини з площини рами (l_y)



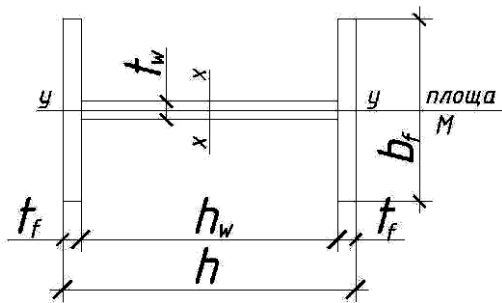
$\mu=1$ (всі вузли умовно вважаються шарнірними). Розрахункові довжини з площини рам дорівнюють відстані між закріпленими точками (в'язями, підкрановими балками).

6.3. Підбір перерізів позакентрово стиснутих колон ОБВ (верхніх частин ступінчастих колон)

З розрахунку поперечної рами визначаємо розрахункові M і N (для найбільш несприятливої комбінації зусиль).

1. Підбір перерізу

а) потрібна площа перерізу



Використовуємо наближену формула Ясинського для позакентрово-стиснутих стержнів

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A} + \frac{M_x}{W_x} = R_y \gamma_c.$$

Приймаємо поперечно $\varphi \approx 0.8, W_x / A \approx 0.45h$:

$$A_{\text{номр}} = \frac{N}{\gamma_c R_y} \left(\frac{1}{\varphi} + \frac{M_x A}{W_x N} \right) = \frac{N}{\gamma_c R_y} \left(\frac{1}{\varphi} + \frac{e_x}{0.45h} \right) = \frac{N}{\gamma_c R_y} \left(1.25 + 2.2 \frac{e_k}{h} \right),$$

де $h = b_b$ – ширина верхньої частини колони, визначається з компоновки поперечної рами.

б) розміри стінки і полиць

$$\frac{h_w}{t_w} \cong 60 \div 120; \quad t_w \geq 8 \text{ мм} \text{ – мінімум на стінку, решта – на полиці.}$$

$$\text{Полиці – мінімальна площа - } 200 \times t_w; \quad b_f \cong \left(\frac{1}{20} \div \frac{1}{30} \right) H, \quad H \text{ – висота}$$

$$\text{колони; } \frac{b_f}{t_f} \cong 20 \div 30.$$

Для стінки і полиць (по можливості) – слід вибирати стандартні листи згідно з сортаментом універсальної сталі.

в) *геометричні характеристики перерізу*: A , W_x , I_x , I_y , i_x , i_y – знаходяться за відомим формулами опору матеріалів.

2. Перевірка міцності прийнятого перерізу

а) з урахуванням пластичності (виконується при дії статичного навантаження і виконання кількох умов п. 10.1.1 ДБН):

$$\left(\frac{N}{A_n R_y \gamma_c} \right)^n + \frac{M_x}{C_x W_{xn, \min} R_y \gamma_c} + \frac{M_y}{C_y W_{yn, \min} R_y \gamma_c} \leq 1,$$

де N , M_x , M_y – розрахункові зусилля у колоні для найбільш несприятливої комбінації зусиль (з розрахунку поперечної рами);

A_n – площа перерізу нетто (за винятком отворів, ослаблень та ін.);

n , C_x , C_y – коефіцієнти, що враховують пластичність (додаток М ДБН). Якщо $M_y \neq 0$, $n=1,5$, в інших випадках $n = 1,0 \div 3,0$.

б) у пружній стадії (якщо не виконуються умови п. 10.1.1 ДБН) :

$$\frac{N}{A_n R_y \gamma_c} \pm \frac{M_x}{I_{xn} R_y \gamma_c} y \pm \frac{M_y}{I_{yn} R_y \gamma_c} x \leq 1.$$

Ця перевірка не потрібна якщо:

- приведений ексцентриситет $m_{ef} \leq 20$;
- ослаблення перерізу відсутні;
- у розрахунках на міцність і стійкість враховуються однакові М.

3. Перевірка стійкості

а) у площині дії M (відносно осі $x-x$)

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_e A} \leq R_y \gamma_c; \quad \frac{N}{\varphi_e A R_y \gamma_c} \leq 1,$$

де φ_e – коефіцієнт стійкості при позацентровому стиску для суцільних елементів (згідно з Дод. Ж, табл. Ж.3 ДБН), в залежності від:

- умовної гнучкості стержня колони можна знаходити φ_e для різних сталей по одній таблиці

$$\bar{\lambda} = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}}$$

- приведенного відносного ексцентриситету: $m_{ef} = \eta m_x$,

η – коефіцієнт впливу форми перерізу (додаток Ж, табл. Ж.2);

m_x – відносний ексцентриситет.

$$m = \frac{e}{\rho} = e \frac{A}{W_e} = \frac{M_x}{N} \frac{A}{W_e},$$

де ρ – ядрова відстань; W_e – момент опору для найбільш стиснутої фібри перерізу.

Перевірка стійкості не потрібна, якщо $m_e > 20$ (великі моменти).

б) з площини дії M (відносно осі $y-y$)

$$\sigma = \frac{N}{c\varphi_y A} \leq R_y \gamma_c; \quad \frac{N}{c\varphi_y A R_y \gamma_c} \leq 1,$$

де φ_y – коефіцієнт стійкості при центральному стиску (для центрально стиснутих елементів), визначається у залежності від гнучкості $\lambda_y = \frac{\ell_y}{i_y}$;

c – коефіцієнт, що враховує згино-крутильну форму втрати стійкості. Зокрема, при $m_x \leq 5$:

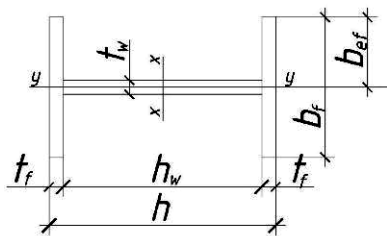
$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha \nu m_x},$$

де α, β, ν – коефіцієнти, що залежать від форми перерізу (табл.1.6.2 ДБН).

Інші випадки регламентуються у п.10.2.4 ДБН.

6.4. Місцева стійкість елементів колон ОБВ

1. Забезпечення стійкості стінки



Стійкість стінки забезпечується при виконанні умови

$$\bar{\lambda}_w \leq \bar{\lambda}_{uw};$$

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{R_y / E},$$

де λ_w – гнучкість стінки; λ_{uw} – гранична гнучкість стінки (табл. 8.3 ДБН).

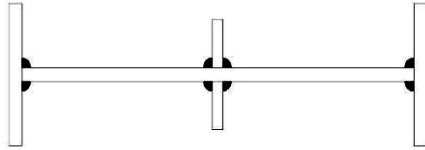
$$m \geq 1.0 \quad \bar{\lambda}_1 < 2.0 \quad \bar{\lambda}_{uw} = 1.30 + 0.15 \bar{\lambda}_1^2;$$

$$\bar{\lambda}_1 \geq 2.0 \quad \bar{\lambda}_{uw} = 1.20 + 0.35 \bar{\lambda}_1 \leq 3.1;$$

$\bar{\lambda}_1$ – умовна гнучкість колони у розрахунку відносно осі $x-x$.

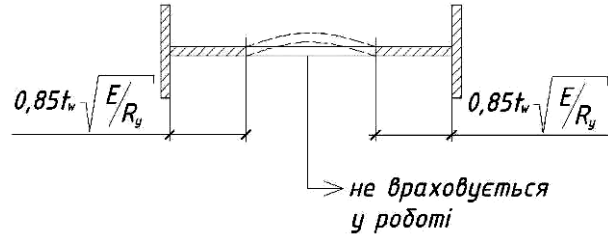
2. Прийоми, якщо стійкість стінки не забезпечується

а) встановлення поздовжнього ребра (із включенням в переріз)



з 1-го чи 2-х
боків стінки

б) врахування частини стінки



При $h_{ef} / t_w \geq 2.3 \sqrt{E/R_y}$ – стінка підсилюється поперечними

ребрами жорсткості з кроком $a = (2,5 \div 3,0)h_w$; на кожному відправному елементі – не менш, ніж 2 ребра.

4. Забезпечення стійкості полиць

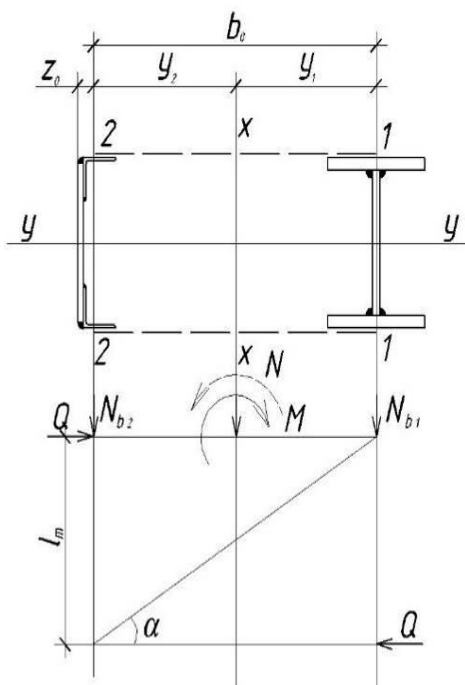
Гранична гнучкість полиць (табл. 8.4 ДБН для двотаврових і таврових перерізів):

$$\bar{\lambda}_{uf} = (0.36 + 0.10\bar{\lambda}) \sqrt{E/R_y}$$

Стійкість полиці забезпечується при виконанні умови

$$\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \sqrt{R_y/E} \leq \bar{\lambda}_{uf}$$

Тут b_{ef} – вільний звис полиці.



6.5. Розрахунок наскрізних колон ОВБ

Наскрізна позacentрово стиснута колона розраховується як ферма з паралельними поясами. Діючі у колоні зусилля N і M розподіляються по гілках, які згодом розраховуються на центровий стиск у площині згину колони та з площини її згину.

1. Перевірка стійкості гілок

Зусилля у гілках:

$$N_{b1} = N_{bN} + N_{bM} = N \frac{y_2}{b_0} + \frac{M}{b_0};$$

$$N_{b2} = N \frac{y_1}{b_0} + \frac{M}{b_0}$$

Момент M враховується зі своїм знаком. У першому наближенні
 $y_1 = y_2 \approx b/2$.

а) *Перевірка стійкості гілок у площині згину колони (у площині M)*

$$\sigma = \frac{N_{b1}}{\varphi_1 A_{b1}} \leq R_y \gamma_c; \quad \frac{N_{b1}}{\varphi_1 A_{b1} R_y \gamma_c} \leq 1,$$

де A_{b1} – площа перерізу підкранової гілки;

φ_1 – коефіцієнт стійкості при центральному стиску, визначається за Додатком Ж, табл. Ж1 ДБН в залежності від умовної гнучкості гілки:

$$\bar{\lambda}_{b1} = \lambda_{b1} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{\ell_m}{i_1} \sqrt{\frac{R_y}{E}},$$

де $\lambda_{b1} = l_m / i_1$ – гнучкість внутрішньої (підкранової) гілки;

l_m – довжина панелі колони, що дорівнює відстані між вузлами решітки;

i_1 – радіус інерції перерізу гілки відносно власної осі 1-1.

б) *Перевірка у площині перпендикулярній площині M (з площини згину колони, з площини M)*

$$\frac{N_{b1}}{\varphi_y A_{b1} R_y \gamma_c} \leq 1; \quad \sigma = \frac{N_{b1}}{\varphi_y A_{b1}} \leq R_y \gamma_c.$$

Тут φ_y – коефіцієнт стійкості при центральному стиску, визначається за Додатком Ж, табл. Ж1 ДБН в залежності від умовної гнучкості:

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\ell_y}{i_y} \sqrt{\frac{R_y}{E}},$$

де ℓ_y – розрахункова довжина гілки з площини рами (звичайно дорівнює висоті нижньої частини колони);

i_y – радіус інерції гілки відносно у-у

Аналогічно перевіряється зовнішня гілка колони.

2. *Перевірка стійкості колони в цілому*

Виконується згідно звичайній формулі для позацентрово стиснутих стержнів

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_e A} \leq R_y \gamma_c; \quad \frac{N}{\varphi_e A R_y \gamma_c} \leq 1,$$

де φ_e – коефіцієнт стійкості при позацентровому стиску наскрізних стержнів у площині дії моменту; визначається за Додатком Ж, табл. Ж.4 ДБН в залежності від:

а) $\bar{\lambda}_{ef}$ – умовна приведена гнучкість колони

$$\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{R_y / E},$$

де λ_{ef} – приведена гнучкість (визначається як для ЦСЕ з урахуванням деформативності решітки)

б) m – відносний ексцентриситет

$$m = e \frac{Aa}{I},$$

Де $e = \frac{M}{N}$ – ексцентриситет прикладання поздовжньої сили;

$I = I_x$ – момент інерції колони (в цілому);

$a = y_1$ (або y_2) – відстань від головної осі $x-x$ всього перерізу до осі найбільш стиснутої гілки.

Цей розрахунок на стійкість не потрібен, якщо $m > 20$.

3. Розрахунок решітки наскрізних колон ОБВ

Решітка працює на поперечну силу, у розрахунок вводиться більша з 2-х величин:

а) реальна із розрахунку рами Q_{max} ;

б) умовна Q_{fic} для центрово стиснутих колон.

Перевірка решітки виконується за формулою

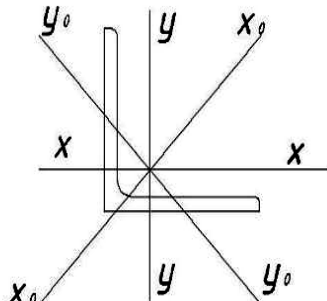
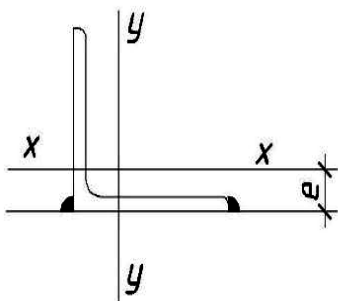
$$\sigma_d = \frac{Q}{n \cos \alpha A_d} \leq \varphi R_y \gamma_c; \quad \frac{Q}{n \cos \alpha A_d \varphi R_y \gamma_c} \leq 1,$$

де n – кількість розкосів у перерізі (звичайно 2);

α – кут нахилу розкосів;

A_d – площа перерізу розкоса;

$\gamma_c = 0,75$ – для стиснутих елементів з одиночних кутиків, що приварюються однією полицею (враховується ексцентриситет прикладання зусилля) (табл. 5.1 ДБН).



$$\varphi = \varphi_{\min};$$

$$i_{\min} = i_{y_0};$$

$$\lambda_{\max} = \frac{l_d}{i_{y_0}} \Rightarrow \varphi_{\min}.$$

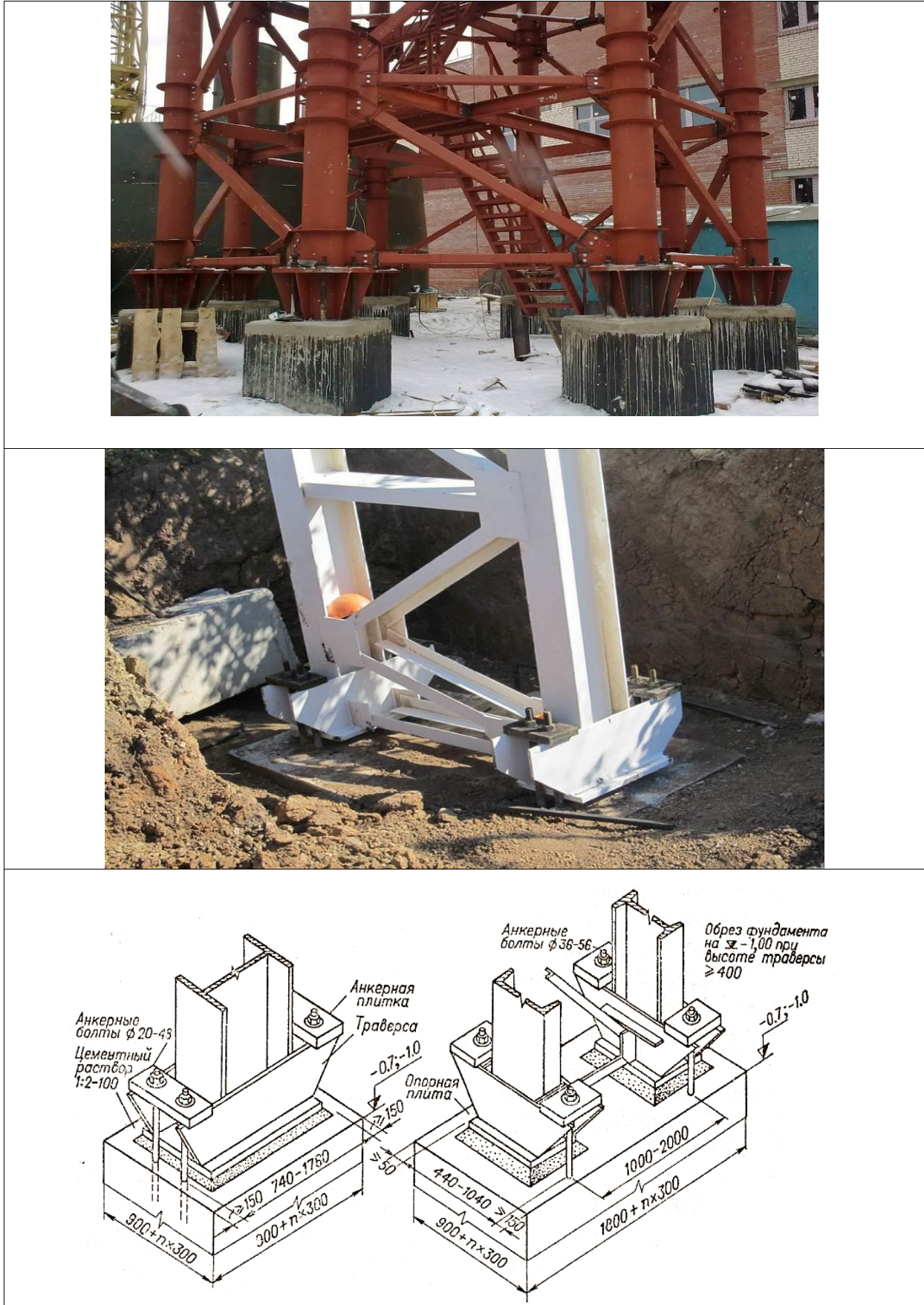
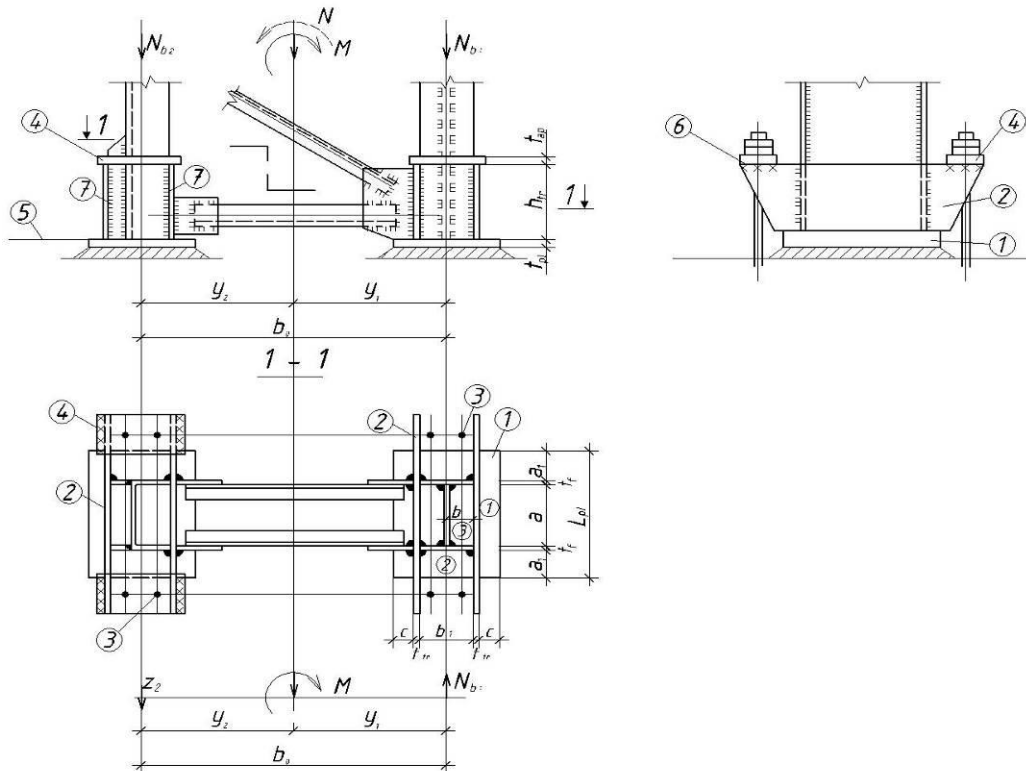


Рис. 6.3. Базы наскрізних колон ОВБ

6.6. Конструкція і розрахунок бази наскрізних колон ОВБ

Бази виконуються роздільними окремо для кожної гілки колони. Оскільки гілки наскрізної колони працюють на осьовий стиск, бази розраховуються як для центрально стиснутих колон (див. п. 2.9). Специфіка конструкції і розрахунку – улаштування і розрахунок анкерних болтів для прийняття відриваючих зусиль.

1. Конструкція бази



Позначення:

- 1 – опорна плита;
- 2 – траверси;
- 3 – анкерні болти;
- 4 – анкерні плиточки (для кріплення анкерних болтів);
- 5 – фрезеровані поверхні плити і низу колони;
- 6 – стругати траверсу;
- 7 – зварні шви, що кріплять траверси колони.

2. Послідовність розрахунку

1. Розміри плити (див. п. 2.9. п. А).
2. Товщина плити (див. п. 2.9. п. Б).
3. Висота траверси (див. п. 2.9. п. В).

4. Розрахунок анкерних (фундаментних) болтів:

Складаємо суму моментів відносно осі підкранової гілки (точка «0»):

$$\sum M_0 = M - Ny_1 - Z_2 b_0 = 0.$$

Тут M і N – визначаються для спеціальної комбінації зусиль з N_{min} , для якої $\gamma_f = 0,9$ для постійного навантаження.

Зусилля відриву, що сприймається анкерними болтами:

$$Z_2 = \frac{M - Ny_1}{b_0}.$$

Потрібна площа анкерних болтів

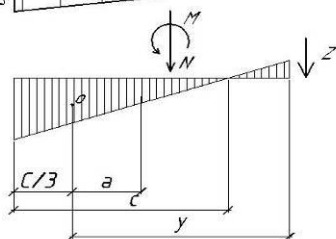
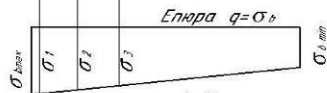
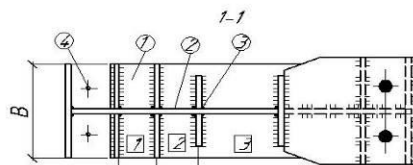
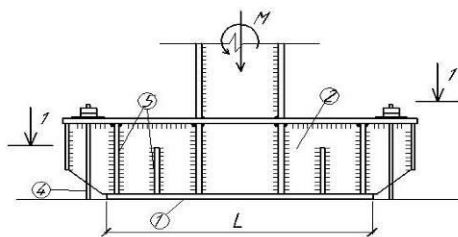
$$\sum A_{ba} = \frac{Z_2}{R_{ba}}.$$

Тут R_{ba} – розрахунковий опір розтягу фундаментних (анкерних) болтів табл. Д.6 Додатка Д ДБН (в залежності від марки сталі болтів);

Підбираємо для кожної гілки – 2 або 4 анкерних болта, глибину занурення анкерних болтів і розміри анкерних деталей.

6.7. Конструкція і розрахунок бази суцільних колон ОВБ

(варіант с одностінною траверсою)



Позначення

- 1 – опорна плита;
- 2 – траверса (нерозрізна, несуча основа бази);
- 3 – проріз у полиці колони;
- 4 – анкерні болти;
- 5 – ребра для зменшення моменту в плиті.

Схема для розрахунку плити

Схема для розрахунку анкерних болтів

Особливості розрахунку суцільних баз

1. Визначення розмірів плити – з урахуванням нерівномірності епюри σ_ϵ :

$$\sigma_{b_{\max}} = \frac{N}{A_{pl}} + \frac{M}{W_{pl}} = \frac{N}{BL} + \frac{6M}{BL^2} = R_{b,loc};$$

$$R_{b,loc} BL^2 - NL - 6M = 0; \quad L^2 - L \frac{N}{BR_{b,loc}} - \frac{6M}{BR_{b,loc}} = 0;$$

$$L = \frac{N}{2BR_{b,loc}} + \sqrt{\left(\frac{N}{2BR_{b,loc}}\right)^2 + \frac{6M}{BR_{b,loc}}}.$$

Шириною плити B – задаємося.

2. Товщина плити розраховується на $q = \sigma_{b_{\max}}$ у межах різних ділянок ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$).

3. Розрахунок анкерних болтів.

Складаємо суму моментів відносно центра ваги стиснутої зони бетону:

$$\sum M_0 = -M + Na + Zy = 0.$$

Зусилля відриву, що сприймається анкерними болтами:

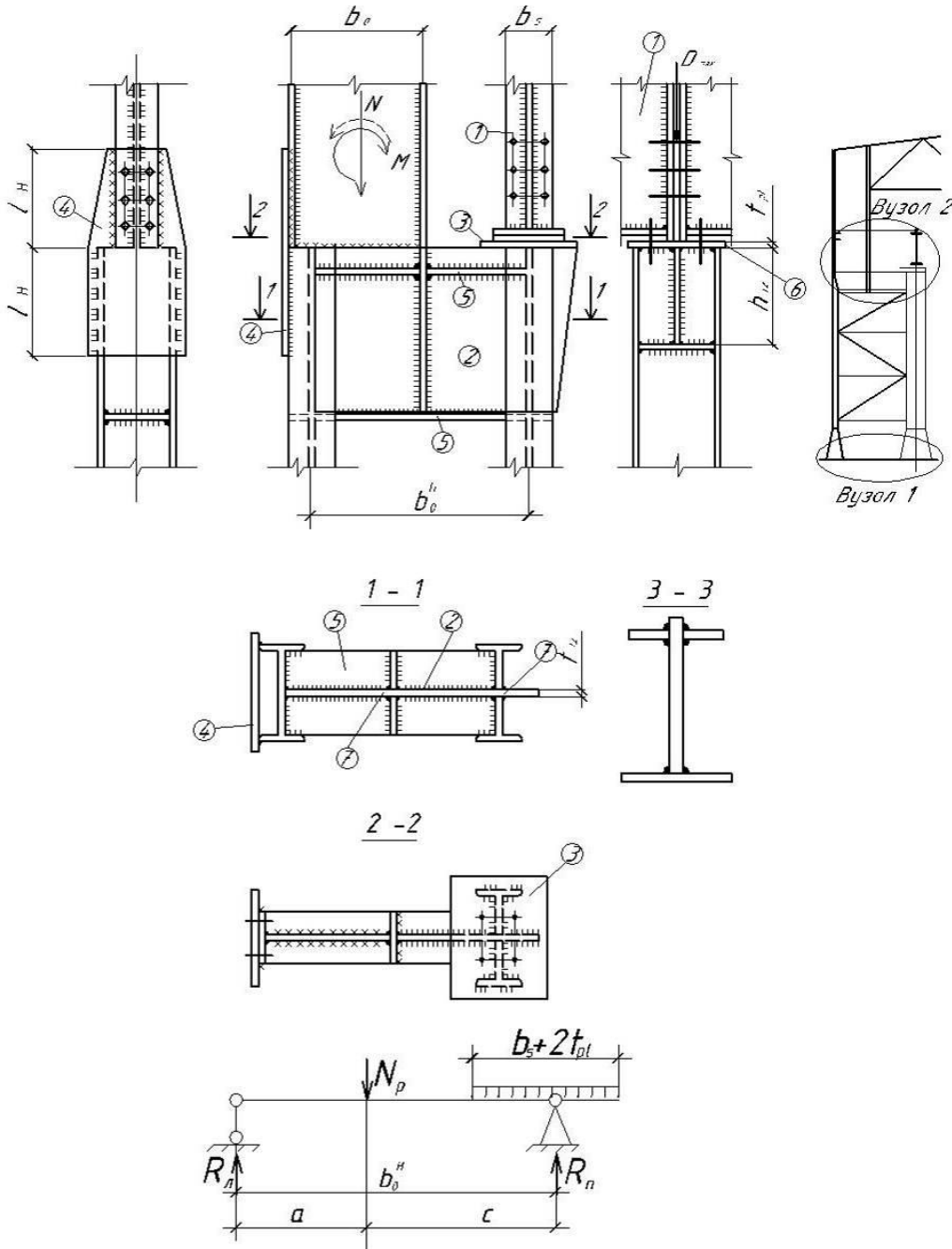
$$Z = \frac{M - Na}{y}.$$

Потрібна площа анкерних болтів

$$\sum A_{ba} = \frac{Z}{R_{ba}}.$$

Бази суцільних колон ОБВ можуть виконуватися також з двостінними траверсами.

6.8. Вузол сполучення верхньої і нижньої частин ступінчатої колони



Позначення:

1. Підкранові балки.
2. Траверса.
3. Опорна плита.
4. Стикова накладка.
5. Горизонтальні пояси.
6. Торець колони і опорну плиту – фрезерувати.
7. Проріз у гілці.

Послідовність розрахунку вузла.

1. Довжина стикової накладки (поз. 4) визначається із умови розміщення зварних швів

$$N_p = \frac{N}{2} + \frac{M}{b_0^6};$$

$$\ell_H = \frac{N_p}{2\beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} + 10 \text{ мм.}$$

2. Визначення товщини траверси t_{tr} .

$$q = \frac{D_{\max}}{b_s + 2t_{pl}};$$

$$t_{tr} \geq \frac{q}{R_p} = \frac{D_{\max}}{(b_s + 2t_{pl})R_p}.$$

Тут R_p - розрахунковий опір сталі на зминання.

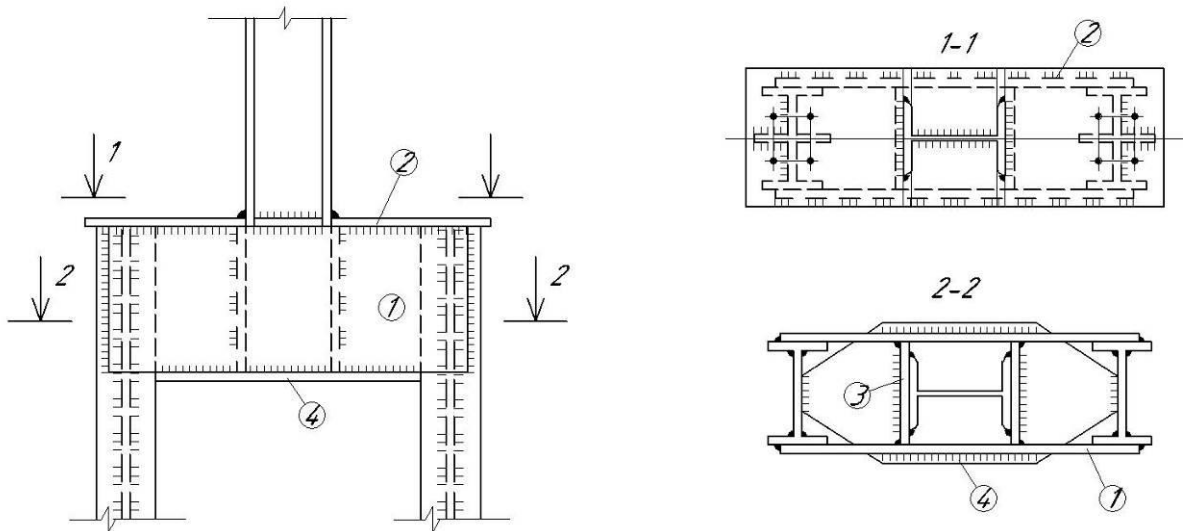
3. Перевірка траверси (переріз 3-3).

$$\text{Згин} \quad M_{tr} = \frac{N_n a c}{b_0^H}; \quad \sigma_{tr} = \frac{M_{tr}}{W_{tr}} \leq R_y \gamma_c;$$

$$\text{Зріз} \quad \tau_{tr} = \frac{1.5 Q_{tr}}{t_{tr} h_{tr}} \leq R_s \gamma_c; \quad Q_{tr} = R_n + k D_{\max}.$$

Коефіцієнт $k = 0,6$ враховує можливу нерівномірність передачі тиску від підкранових балок.

Варіант з двостінною траверсою



Позначення.

- 1 – траверси
- 2 – опорна плита
- 3 – перехідні діафрагми
- 4 – горизонтальна діафрагма

Контрольні питання

1. Типи колон ОБВ і галузі їх раціонального застосування.
2. Як визначаються розрахункові довжини колон ОБВ?
3. Як підбираються перерізи суцільних колон ОБВ?
4. Як забезпечується місцева стійкість елементів колон ОБВ?
5. Як виконується розрахунок наскрізних колон ОБВ?
6. Яку конструкцію має база наскрізних колон ОБВ?
7. Як виконується розрахунок бази наскрізних колон ОБВ?
8. Яку конструкцію має база суцільних колон ОБВ?
9. Як виглядає вузол сполучення верхньої і нижньої частин ступінчастої колони?

ТЕМА 7 СТАЛЕВІ КРОКВЯНІ ФЕРМИ

- 7.1. Класифікація і компоновка кроквяних ферм
- 7.2. Статичний розрахунок ферм
- 7.3. Розрахункові довжини стержнів ферми
- 7.4. Типи і підбір перерізів стержнів ферми
- 7.5. Конструкція і розрахунок проміжних вузлів ферм з прокатних кутиків
- 7.6. Конструкція і розрахунок монтажних вузлів ферм
- 7.7. Жорстке з'єднання ригеля з колоною
- 7.8. Опорний вузол при шарнірному спиранні ферм
- 7.9. Вузли ферм з елементами різного профілю

7.1. Класифікація і компоновка кроквяних ферм

1. Вимоги до вибору ферм

При виборі кроквяних ферм необхідно враховувати:

- технологічні вимоги;
- техніко-економічні вимоги;
- тип і конструкцію покрівлі;
- проліт і висоту ферми;
- спосіб водовідведення;
- обрис і уклін верхнього поясу ферми;
- тип сполучення ферми з колонами;
- відповідність статичній схемі і вид навантаження.
-

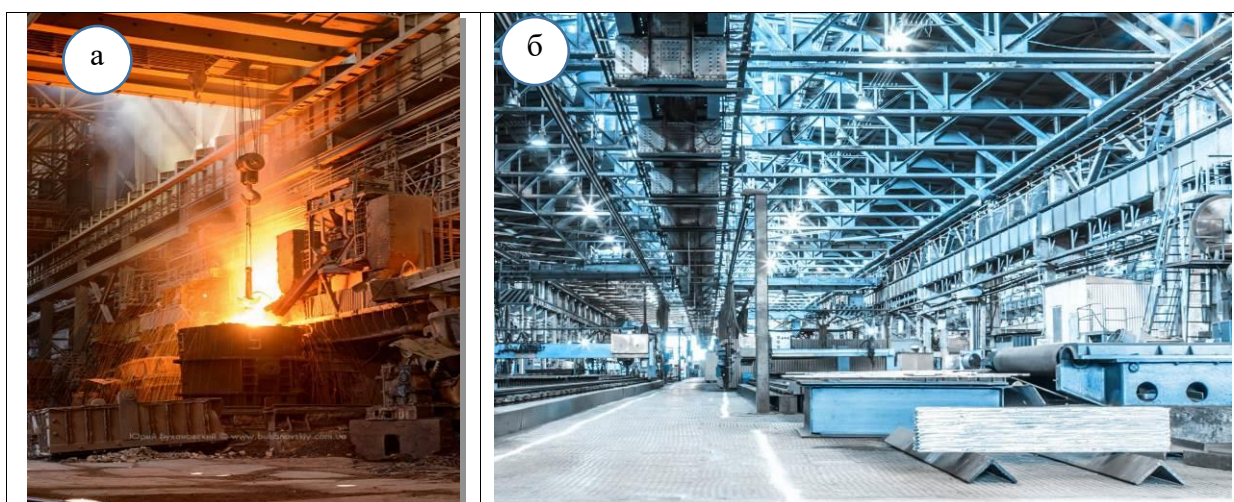


Рис. 7.1. Умови експлуатації кроквяних ферм:
а – сталеплавильний цех; б – механоскладальний цех

2. Геометричні схеми ферм

а) Трапецієподібна ферма (покрівля – рулонна).

Переваги: ферма відповідає епюрі моментів; можливе жорстке сполучення з колонами; ферма легша в порівнянні з фермою з паралельними поясами; відсутні довгі стержні в середині прольоту.

Недоліки: складність виготовлення; підвищена висота ферми.

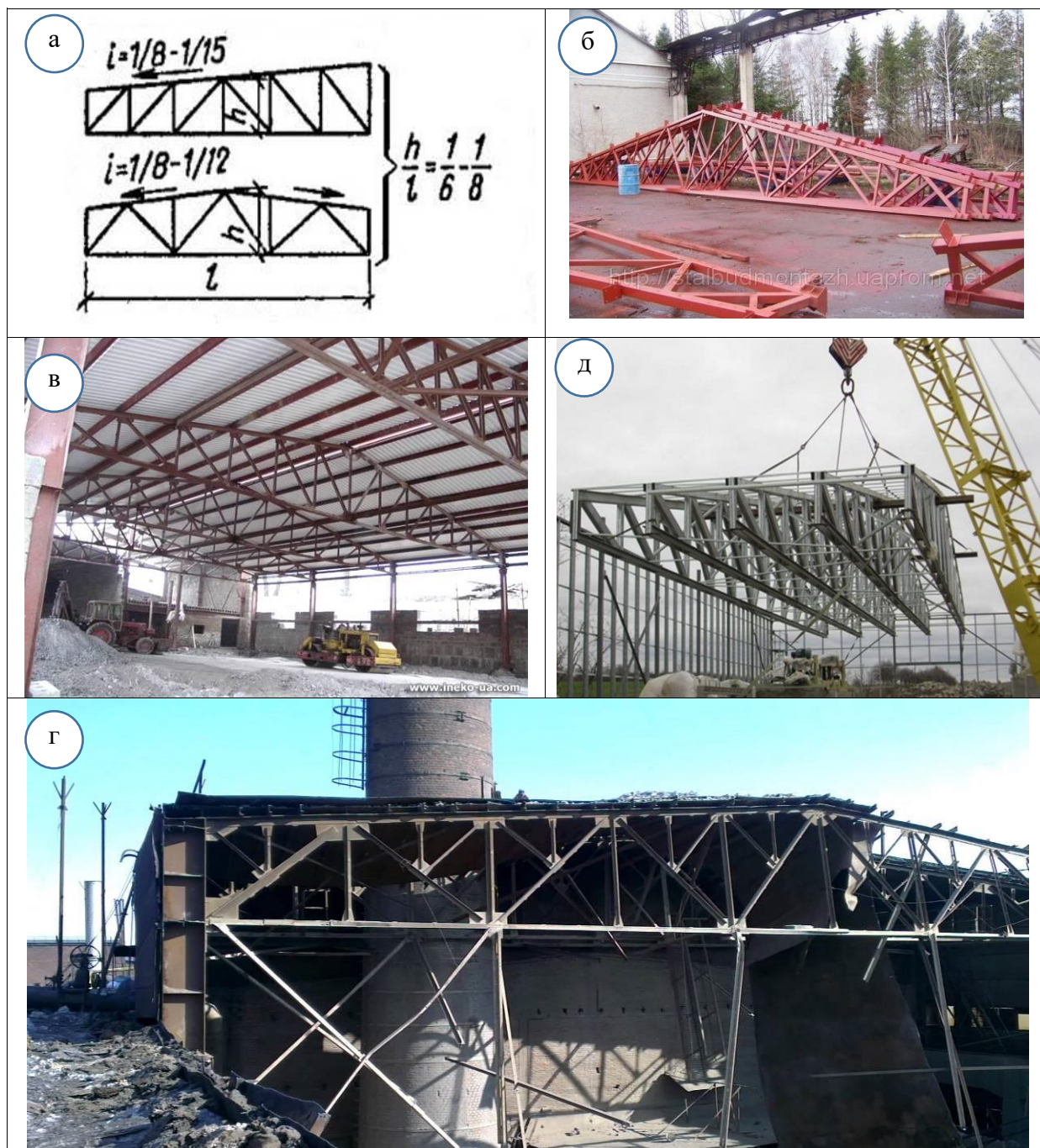


Рис. 7.2. Трапецієподібні ферми:

а – схеми ферм; б – готові ферми; в, д – збудовані покриття з трапецієподібними фермами; г – монтаж ферм

б) Ферма з паралельними поясами (покрівля рулонна).

Переваги: просте виготовлення (однакові стержні решітки, найбільша повторюваність елементів); менша площа покрівлі; довговічність і вогнестійкість покрівлі (завдяки захисному шару гравію на бітумній мастиці).

Недолік: така ферма на 3% важче трапецієподібної.

В цілому: економічність, менші приведені витрати.

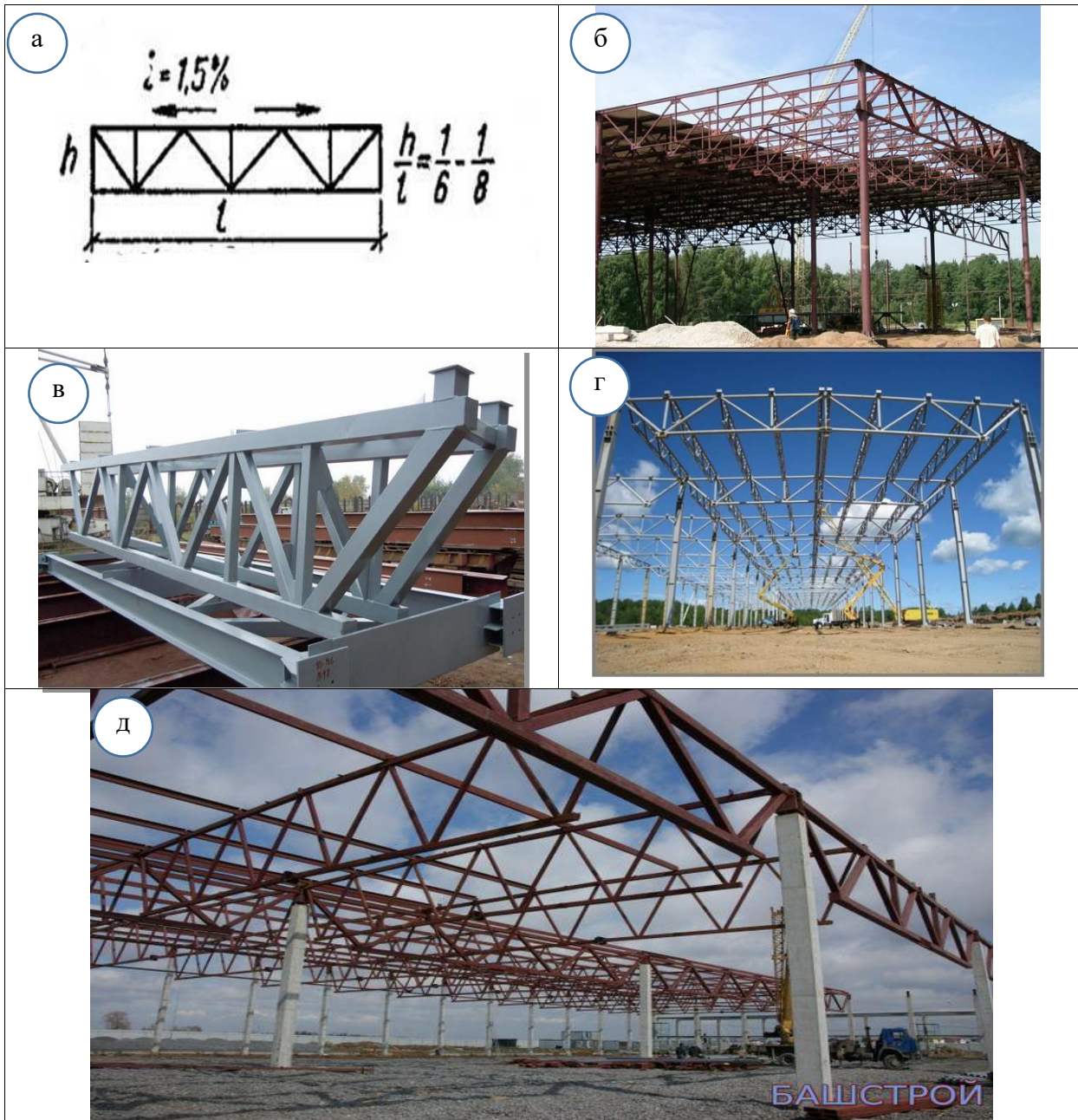


Рис. 7.3. Ферми з паралельними поясами:

а – схема ферми; в – готові ферми; б, г, д – збудовані покриття з фермами з паралельними поясами

в) Трикутна ферма.

Переваги: можливість виконання холодної легкої покрівлі (сталеві, азбестоцементні листи); зовнішнє водовідведення.

Недоліки: опорний вузол гострий, конструктивно складний, допускає тільки шарнірне сполучення з колонами; стержні решітки у середній частині ферми – занадто довгі; трикутна форма не відповідає епюрі моментів.

Додаткові випадки, коли трикутна форма необхідна: консольні навіси, шедове покриття (рис. 7.4, г).

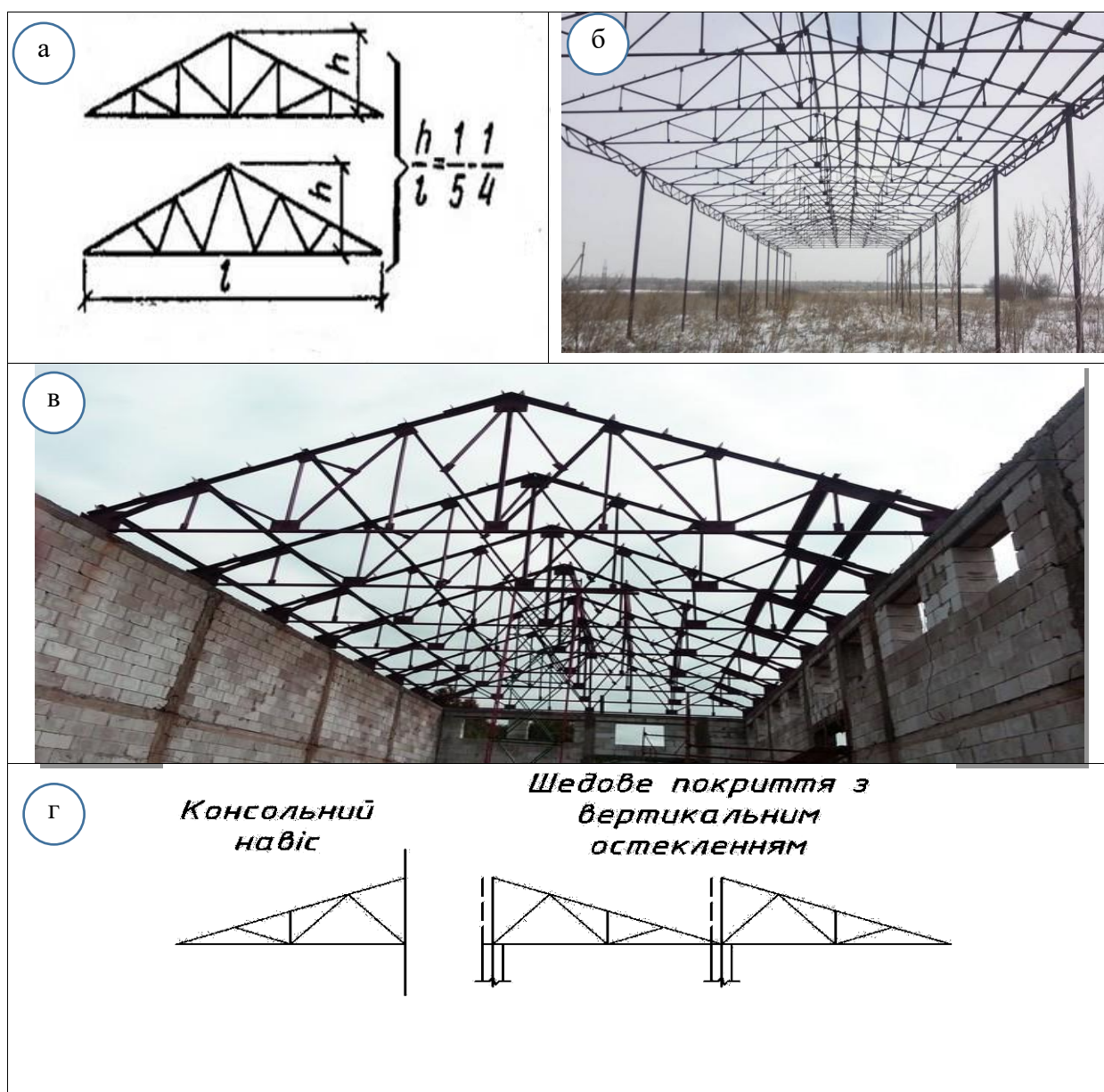


Рис. 7.4. Трикутні кроквяні ферми:

а – схеми ферми; б,в – збудовані покриття з трикутними фермами; г – можливі схеми покриттів з трикутними фермами

г) Ферма з паралельними поясами, двосхила.

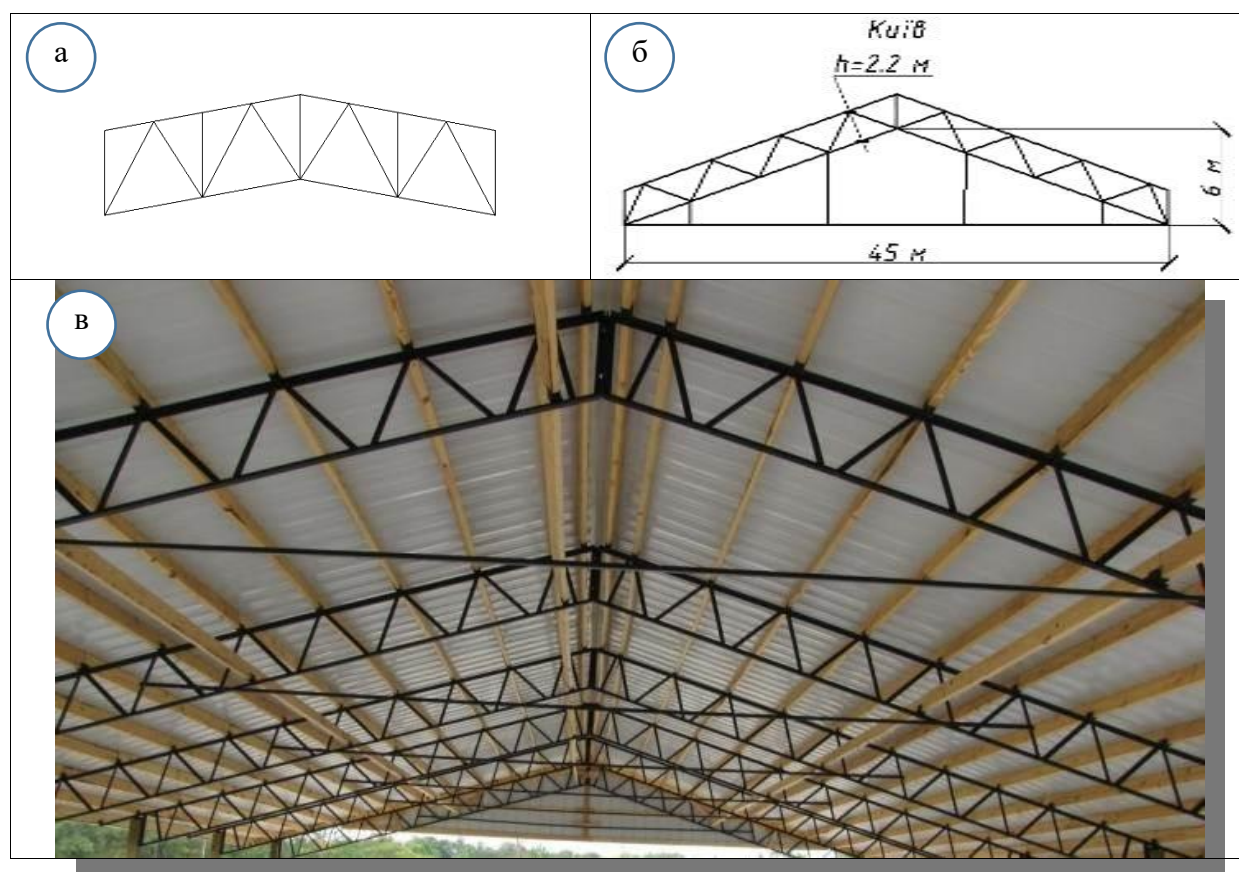


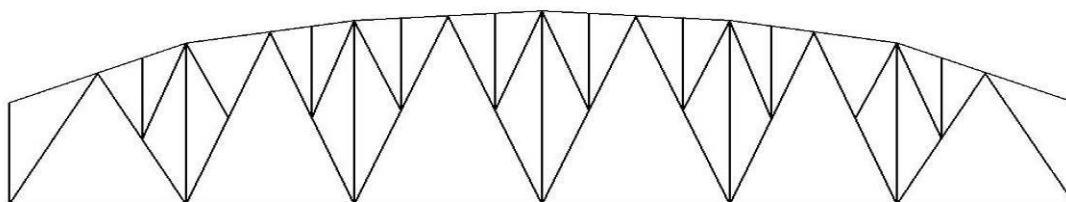
Рис. 7.5. Двосхилі ферми з паралельним поясами:
 а – схема ферми; б – двосхила ферма (досвід кафедри КМДіП)
 в – збудоване покриття з двосхилими фермами

д) Полігональна.

Переваги: схема можлива для важких ферм (мости); відповідає епюрі моментів.

Недоліки: ферма складна у виготовленні (верхній пояс – ламаний), схема для звичайних ферм – нераціональна.

Полігональна



е) Сегментна (арочна).

Переваги: схема ферми найкраще відповідає епюрі моментів, тому ферма економічна; арочний пояс ферм може бути труобетонним.

Недолік: ферма складна у виготовленні.

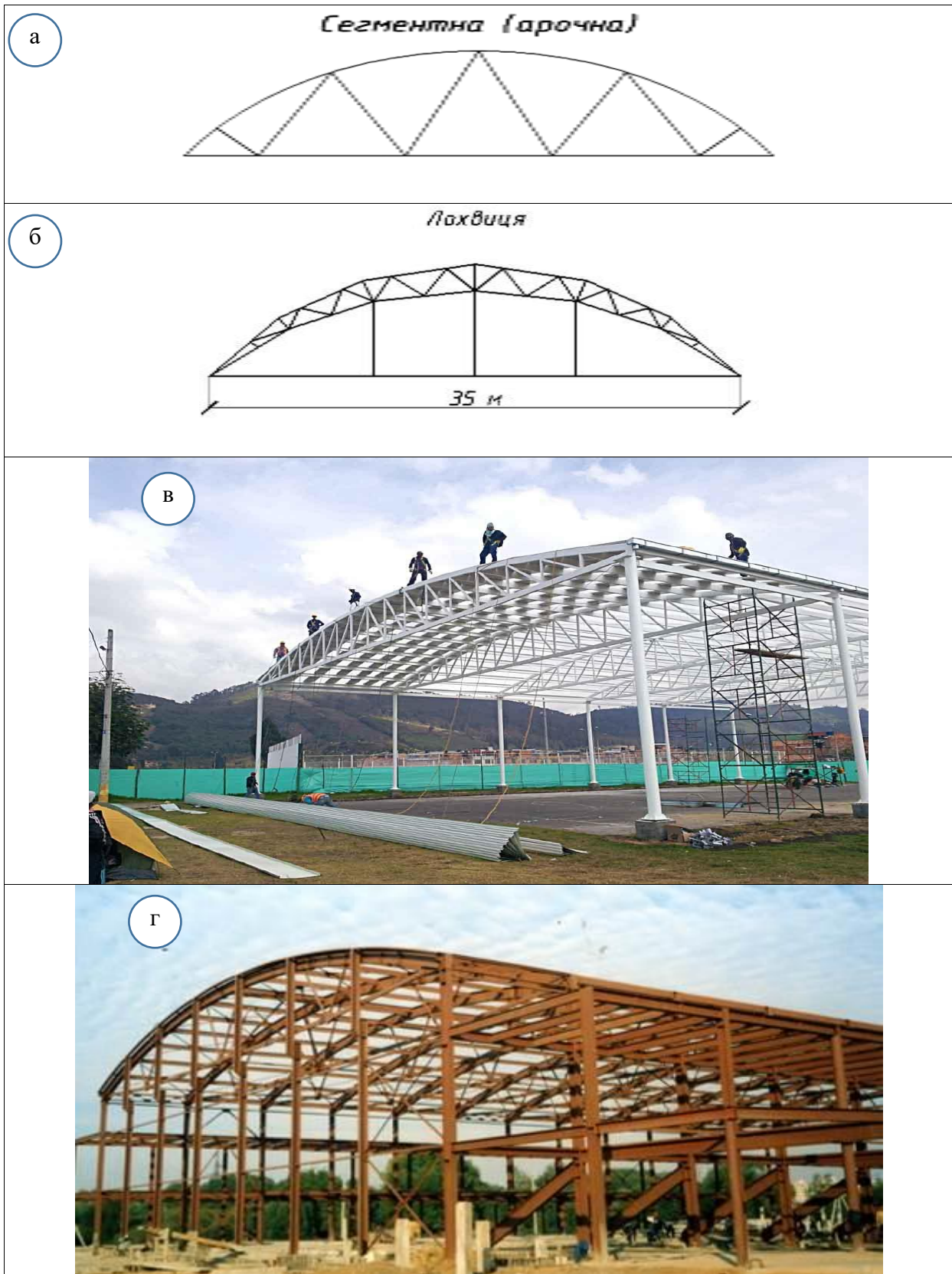


Рис. 7.6. Сегментні ферми:
 а – схема ферми; б – сегментна ферма (досвід кафедри КМДіП) в,г – збудовані покриття з сегментними фермами

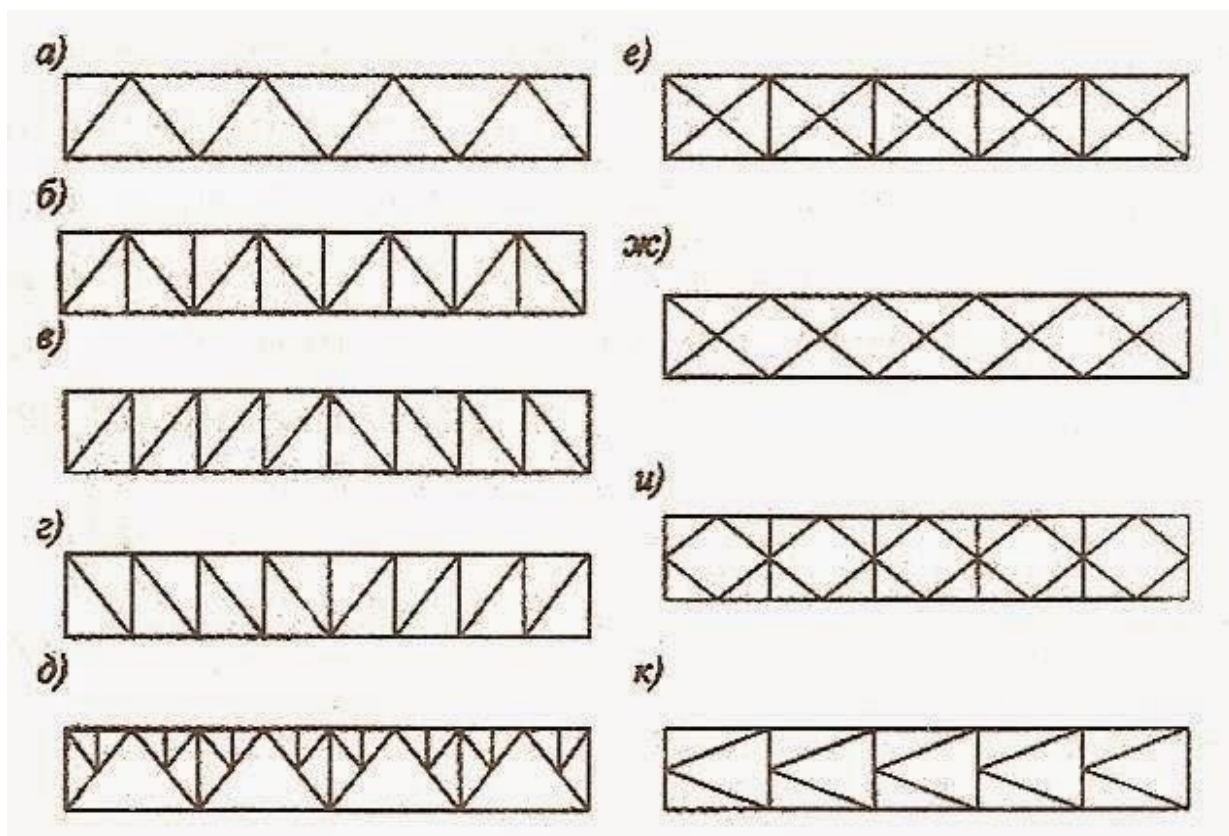


Рис. 7.7. Системи решітки ферм:

а – трикутна; б – трикутна з додатковими стійками; в,г – розкісна; д – шпренгельна;
е – хрестова зі стійками; ж – хрестова; и – ромбічна; к – напіврозкісна

3. Системи решітки

На вибір решітки впливають: маса ферми, трудомісткість виготовлення, відповідність навантаженню, зовнішній вигляд.

а) Трикутна (рис. 7.7, а) та трикутна з додатковими стійками (рис. 7.7, б).

Переваги: сумарна довжина решітки і кількість вузлів – мінімальні; шлях від навантаження до опор – найкоротший.

Недолік: довгі стиснуті висхідні (низхідні) розкоси.

б) Розкісна (рис. 7.7, в,г).

Переваги: всі розкоси розтягнуті, всі стійки стиснуті, схема рекомендована при малій висоті і великих вузлових навантаженнях (рис. 7.7, г).

Недоліки: загальна довжина решітки і кількість вузлів більші, ніж у пункті а), тому решітка важче і складніше у виготовленні.

в) Шпренгельна (рис. 7.7, д).

Переваги: виключається місцевий згин поясу; знижується розрахункова довжина стержнів; зменшена маса конструкції ферми; раціональний поділ на відправні марки.

Недолік: підвищена трудомісткість виготовлення.

г) Хрестова (рис. 7.7, е,ж):

Перевага: схема раціональна у фермах, що працюють на двостороннє навантаження (в'язі).

З урахуванням наведеного порівняння визначився основний варіант кроквяної ферми: ферма з паралельними поясами, решітка трикутна з додатковими стійками (рис. 7.8).

4. Генеральні розміри ферм

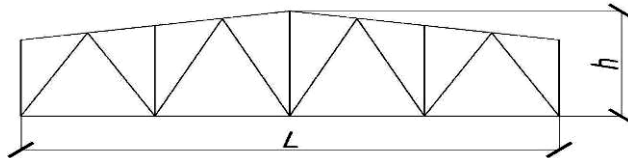


Рис. 7.8. Генеральні розміри типової ферми

На генеральні розміри ферм впливають умови: технологічні та експлуатаційні; економічні; транспортування і монтаж.

Проліт (L): визначається за технологічними умовами, може бути кратний модулю 6 м: $L = 18, 24, 30, 36$ м і більше (в сучасних умовах використання модулю – не обов'язкове).

Висота (h):

а) із умови економічності – оптимальна висота (що дає мінімальну масу ферми) $h_{opt} = (1/4...1/5)L$; при $L = 30$ м $h_{opt} = 6,0...7,5$ м ферма виходить за залізничний габарит і не може бути перевезена залізницею;

б) транспортування – допустимі габарити для залізничних перевезень: висота $h \leq 3850$ мм, ширина $b \leq 3250$ мм.

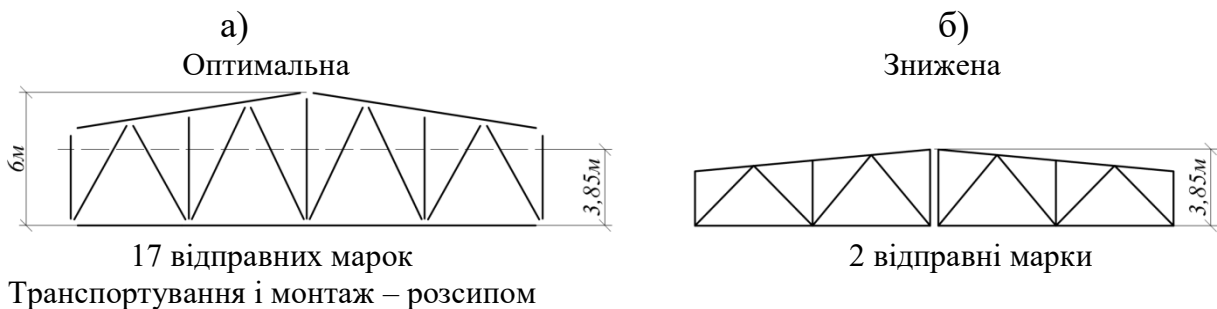


Рис. 7.9. Варіанти ферми $L=24$ м:

а – оптимальної висоти (негабаритна); б – понижена (габаритна)

Як видно на схемах рис. 7.9, більш раціонально зробити ферму меншої висоти у порівнянні з оптимальною висотою, допустити деяке підвищення її маси, але вписатися у залізничний габарит і суттєво спростити транспортування і особливо – монтаж.

Тому на практиці ферми мають наступні співвідношення: $h/L = 1/8 \dots 1/11$ (ферми з паралельними поясами), $h/L = 1/6 \dots 1/8$ (трапецієподібні ферми).

4. Типові кроквяні ферми.

2 відправні марки; однакова висота $h = 3150$ мм; решітка – трикутна з додатковими стійками; панель нижнього поясу – 6 м, верхнього – 3 м; опорний розкіс – висхідний.

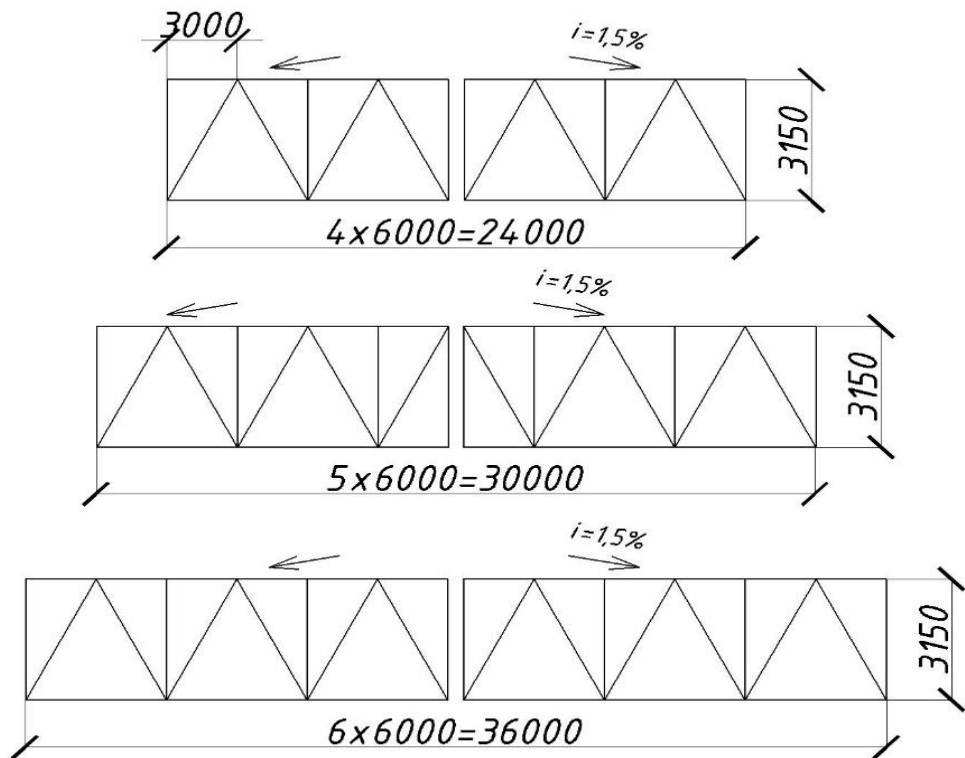


Рис. 7.10. Схеми типових кроквяних ферм

7.2. Статичний розрахунок ферм

1. Визначення розрахункового навантаження

Незалежно від схеми прикладення всі навантаження збираються у вузли ферми. Якщо навантаження прикладене поза вузлами – додатково враховується місцевий згин поясу.

Види навантажень на ферми:

- постійне q_p : власна вага ферми, ліхтаря, в'язів, вага покрівлі (пошарово);
- змінне F_K : підвісне підйомно-транспортне обладнання, корисне навантаження (на дах від підвісної стелі і т. д.);
- атмосферне: снігове q_s , інколи вітрове.

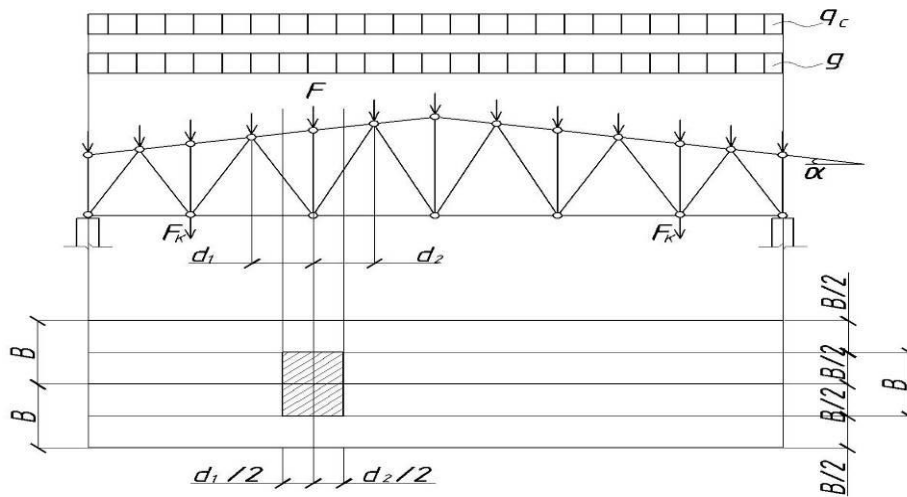


Рис. 7.11. Визначення навантажень у вузлах ферми

Розрахунок навантаження у вузлах:

а) від постійного навантаження

$$F_{II} = \left(g_{\phi} + \frac{g_{\text{покp}}}{\cos \alpha} \right) \cdot b \cdot \frac{d_1 + d_2}{2}, \quad (7.1)$$

де g_{ϕ} – розрахункове навантаження на 1 м^2 від власної ваги ферми, прогонів, ліхтарів і т.д.;

$g_{\text{покp}}$ – розрахункове навантаження від ваги покрівлі на 1 м^2 ;

α – кут нахилу верхнього поясу до горизонту;

b – крок ферм;

d_1, d_2 – довжини панелей поясу, що примикають до вузла;

б) від снігу

$$F_C = S_m \cdot b \cdot \frac{d_1 + d_2}{2} = S_0 \cdot C \cdot \gamma_{fm} \cdot b \cdot \frac{d_1 + d_2}{2}. \quad (7.2)$$

Тут наведені позначення, які пояснюються раніше у п. 5.6. Снігове навантаження може бути нерівномірним: біля ліхтарів, змін висот покрівлі, одностороннє, це враховується коефіцієнтом μ (додаток Ж ДБН).

На кожне навантаження розрахунок виконується окремо, потім розраховуються сполучення зусиль в стержнях.

2. Визначення зусиль в стержнях ферм.

У розрахунках масових ферм із парних кутиків і таврів використовуються такі припущення:

1. Всі вузли – ідеальні шарніри.
2. Осі всіх стержнів прямолінійні, розміщені в одній площині і перетинаються у центрах вузлів.

3. Всі навантаження прикладені у вузлах.

В результаті статичного розрахунку ферми визначаються осьові зусилля в стержнях (основні).

На практиці використовуються наступні розрахункові методи:

- чисельні комп'ютерні;
- графо-аналітичний (метод Максвела-Кремони);
- розрахункові: вирізання вузлів, перерізів.

Крім основних осьових зусиль, у стержнях можуть діяти додаткові зусилля, які враховуються відповідними розрахунками:

- додаткові моменти від позавузлового навантаження;
- додаткові моменти внаслідок жорсткості вузлів (ферми з трубчастими елементами, Н-подібними профілями);
- додаткові моменти при неповному центруванні вузлів.

7.3. Розрахункові довжини стержнів ферми

1. Розрахункові довжини стержнів в площині ферми

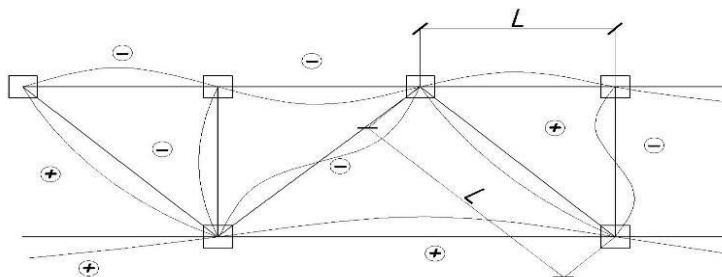


Рис. 7.12. Деформування стержнів ферми при випучуванні одного стержня

При випучуванні одного із стиснутих стержнів його кінці повертаються і через жорсткі фасонки змушують повертатися стержні, що примикають до вузлів. Цьому повороту протидіють тільки розтягнуті стержні, стиснуті не впливають. Чим більше розтягнутих стержнів примикають до кінців стиснутого стержня і чим вони потужніші, тим більше степінь пружного защемлення у вузлах і менша розрахункова довжина стержня.

$$l_{ef} = l_x = \mu \cdot l,$$

де l – відстань між вузлами; μ – коефіцієнт розрахункової довжини.

Верхній пояс: $\mu = 1$, оскільки ефект защемлення кінців стиснутого поясу тонкими розтягнутими стержнями решітки незначний. Аналогічний коефіцієнт враховується для стиснутих опорних розкосів і стійок.

Решітка: $\mu = 0,8$, оскільки до стержнів решітки знизу примикає потужний розтягнутий нижній пояс і розкіс, зверху – ще один розтягнутий розкіс.

2. Розрахункові довжини стержнів з площини ферми (перпендикулярно площині ферми)

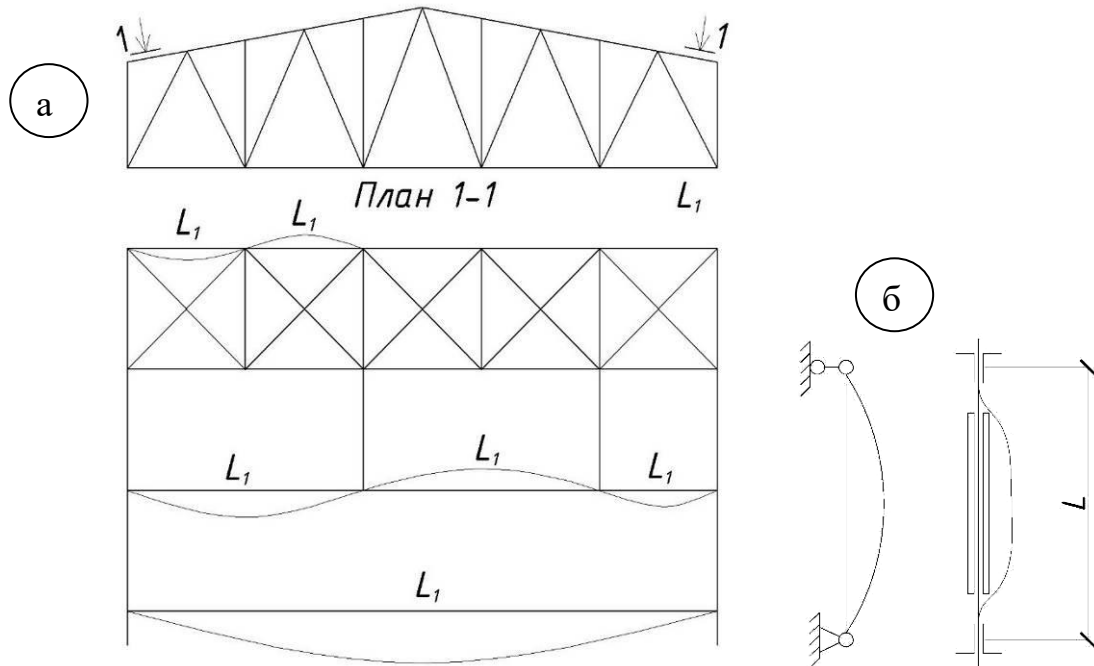


Рис. 7.13. Характер випучування стержнів з площини ферми:
а – верхній пояс; б – решітка

Верхній пояс:

$$l_y = l_{ef} = l_1,$$

де l_1 – відстань між вузлами, закріпленими від зміщення з площини ферми, тобто місцями кріплення в'язів, прогонів, спирання панелей (рис. 7.13, а, план 1 – 1)

Решітка:

$$l_y = l,$$

де l – відстань між вузлами.

Тут коефіцієнт $\mu = 1$, оскільки фасонки є гнучкими і працюють як листові шарніри (рис. 7.13, б).

Для трубчастих форм $\mu = 0,9$ – для стержнів решітки у площині і з площини ферми.

3. Граничні гнучкості стержнів ферми

Обмеження гнучкості стержнів ферм введені для запобігання пошкоджень слабких стержнів при транспортуванні, монтажі, експлуатації.

Стиснуті стержні (табл. 13.9 ДБН):

- пояси, опорні розкоси, стійки $[\lambda] = 180 - 60\alpha$;
- інші стержні $[\lambda] = 210 - 60\alpha$;
- в'язі $[\lambda] = 200$.

Тут параметр α визначається як

$$\alpha = \frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} \geq 0,5.$$

Розтягнуті стержні (табл. 13.10 ДБН):

- $[\lambda] = 400$ – при дії статичного навантаження;
- $[\lambda] = 250 - 400$ – при дії динамічного навантаження.

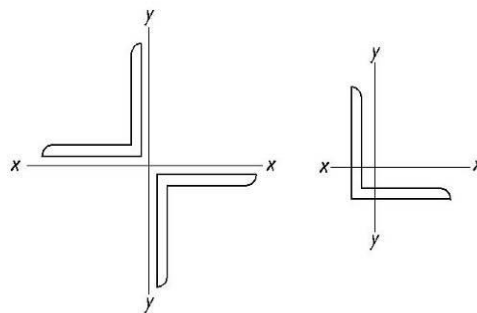
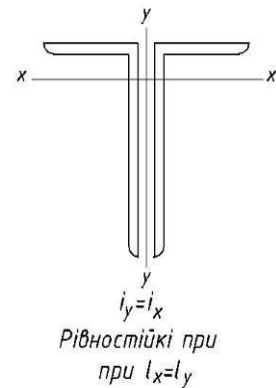
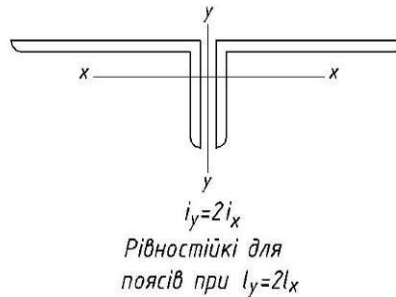
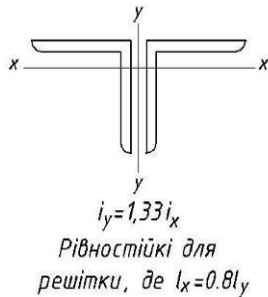
7.4. Типи і підбір перерізів стержнів ферми

1. Типи перерізів стержнів ферм (легких)

а) Перерізи з прокатних кутиків.

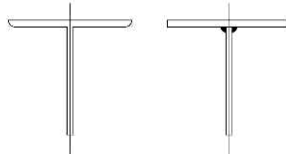
Переваги: великий діапазон площин, зручність конструювання вузлів і примикання в'язів, прогонів та ін.

Недоліки: підвищені витрати металу на фасонки і прокладки, висока трудомісткість виготовлення.



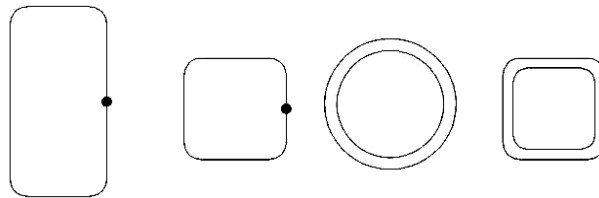
Стіжки (примикання
в'язів)

б) Таври (прокатні або зварені)



Переваги: спрощені вузли (фасонки відсутні), особливо з решіткою з одиночних кутиків.

в) Замкнені гнutoзварні профілі і труби



Переваги: ефективна робота на стиск; прості вузли; стійкість проти корозії.

2. Підбір перерізів стержнів.

а) Стиснуті стержні

Підбір здійснюється методом послідовних спроб. Потрібна площа стержнів визначається за формулою

$$A_{\text{потр}} = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c}.$$

Для поясів попередньо приймається $\lambda = 80 \dots 60$, для решітки $\lambda = 120 \dots 100$.

Коефіцієнти умов роботи стержнів сталевих ферм:

- $\gamma_c = 0,8$ – стиснуті стержні решітки з гнучкістю $\lambda \geq 60$;
- $\gamma_c = 0,95$ – інші стержні.

По визначеній потрібній площі за сортаментом вибирається відповідний прокатний профіль та його геометричні характеристики, після чого виконується перевірка профіля (у табличній формі, детально розрахунок розглядається у курсовому проекті). При необхідності виконуються нові спроби і перевірки стержнів.

б) Розтягнуті стержні

Потрібна площа стержнів визначається за формулою

$$A_{\text{потр}} = \frac{N}{\alpha \cdot R_y \cdot \gamma_c},$$

α – коефіцієнт ослаблення перерізу (отвори, ослаблення тощо).

По визначеній потрібній площі за сортаментом вибирається відповідний прокатний профіль.

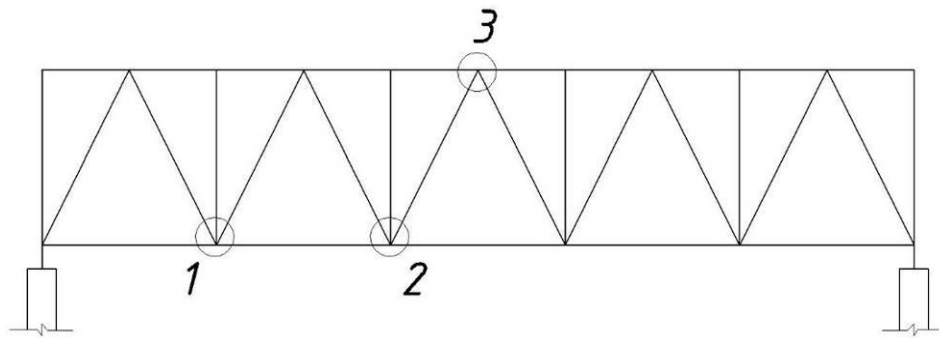
в) Підбір за граничною гнучкістю $[\lambda]$

Потрібний радіус інерції профілю визначається за формулою

$$i_{\text{нотр}} = \frac{l_{\text{ef}}}{[\lambda]}$$

По визначеному радіусу інерції за сортаментом вибирається відповідний прокатний профіль.

7.5. Конструкція і розрахунок проміжних вузлів з прокатних кутиків



Вузол 1 - проміжний

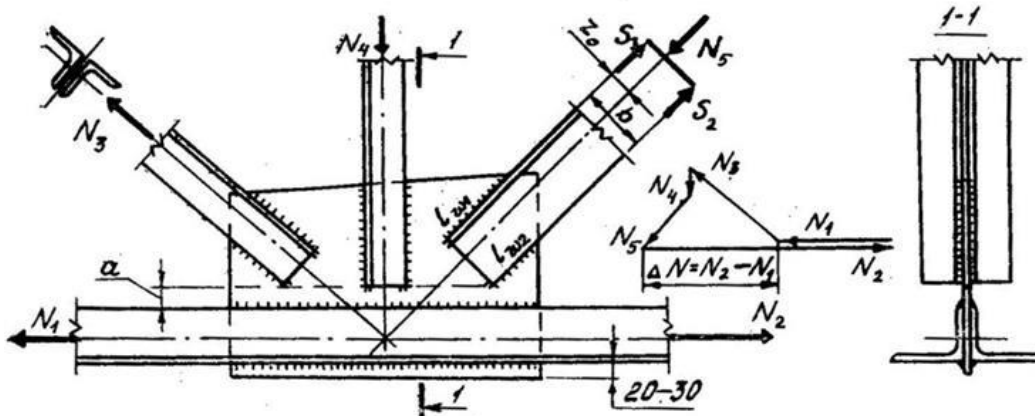


Рис. 7.14. Проміжний вузол нижнього поясу

1. Послідовність розробки вузла (рис. 7.15):

1. Проводимо осі стержнів з перетином у центрі вузла (а).
2. Наносимо контури стержнів так, щоб осі співпадали з центрами ваги стержнів, прив'язки Z_0 знаходимо у сортаменті (б).
3. Намічаємо проміжок $a = bt - 20$ мм, $a \leq 80$ мм для найближчих точок стержнів і обриваємо стержні під кутом 90° (в, г).
4. Розміщуємо шви за розрахунком (д).

5. Проводимо контур фасонки, на якій розміщуються всі шви; форма фасонки – найпростіша (прямокутник або трапеція), шви доводимо до кінця фасонки (e).

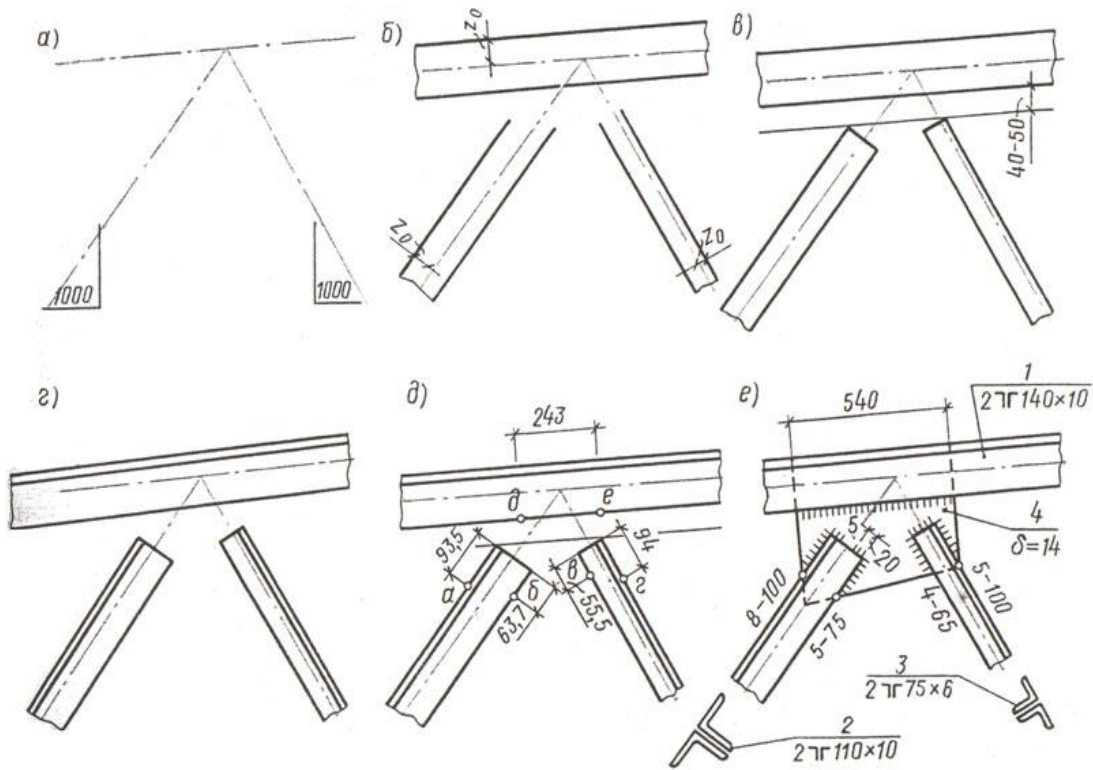
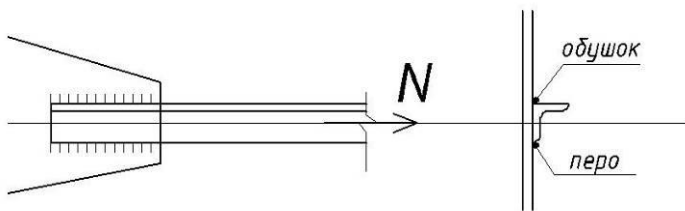


Рис. 7.15. Послідовність розробки вузла ферми

2. Розрахунок зварних швів



	обушок α	перо $1-\alpha$
	0.7	0.3
	0.75	0.25
	0.68	0.32

Шов у обушка (за металом шва):

$$l_w^{\text{об}} = \frac{\alpha \cdot N}{2 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} + 10 \text{ мм.}$$

Шов у пера:

$$l_w'' = \frac{(1 - \alpha) \cdot N}{2 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} + 10 \text{ мм.}$$

Шви, що кріплять фасонки до пояса розраховуються на зусилля $N_\phi = N_2 - N_1$.

Якщо у вузлі діє зосереджена сила F – розрахунок швів, що кріплять фасонку, ведеться на рівнодіючу:

$$S = \sqrt{(N_2 - N_1)^2 + F^2}.$$

Вузол 2 (зі зміною перерізу поясу)

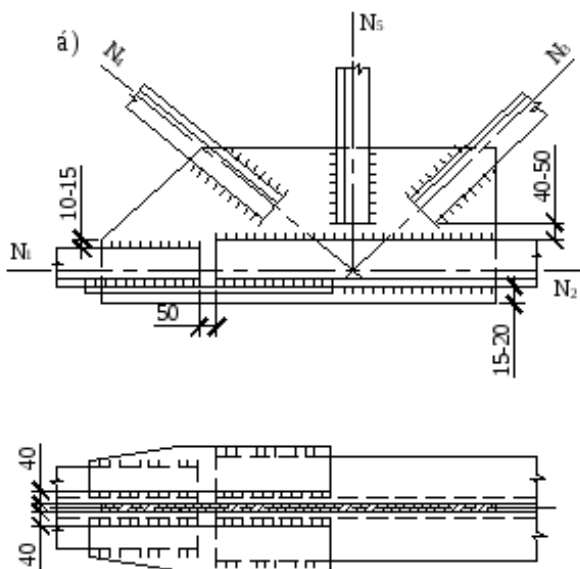


Рис. 7.16. Вузол зі зміною перерізу поясу

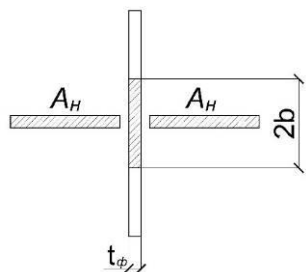
Особливості вузла:

1. Розрив поясу зміщується з центру вузла на 300 – 500 мм у бік меншого зусилля (і меншого перерізу) і перекривається листовими накладками.

2. Площа накладки A_n – не менше площі виступаючої частини кутика поясу.

3. Зусилля у стику $N_p = 1,2 N$, враховуючи його нечітку роботу.

Умовна площа стику:



$$A_{ум} = \sum A_n + t_\phi 2b; \quad \sigma = \frac{N_p}{A_{ум}} \leq R_y \gamma_c.$$

4. Шви, що кріплять накладки до поясу, розраховуються на зусилля $A_H \cdot \sigma$.

5. Шви, що кріплять кутики до фасонки, розраховуються на різницю зусиль:

$$N_L = 1,2N - 2N_H (\geq 1,2N/2).$$

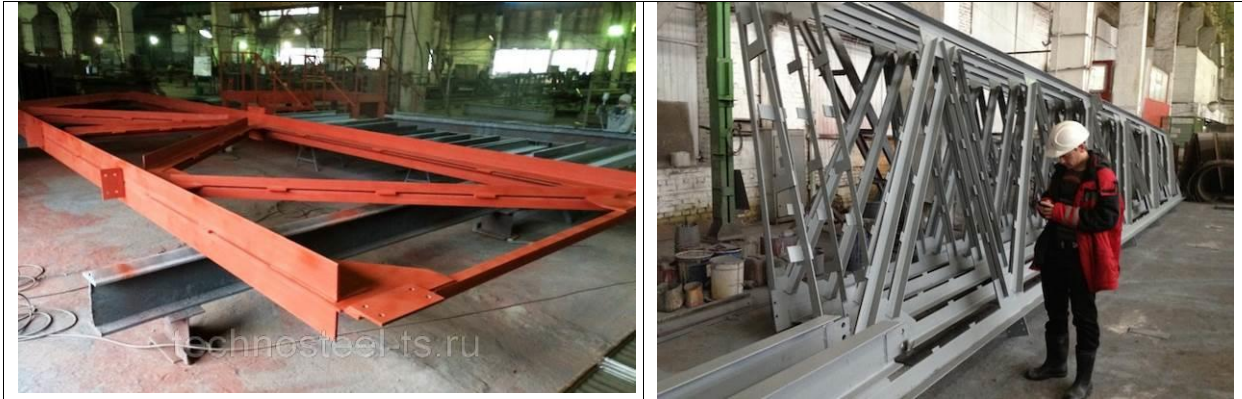


Рис. 7.17. Відправні марки кроквяних ферм

7.6. Конструкція і розрахунок монтажних вузлів ферм

Варіант 1: монтажний вузол на кутикових накладках.

Основний принцип – відправні марки повинні бути однаковими, так щоб ферма могла збиратися із будь-яких двох пів-ферм.

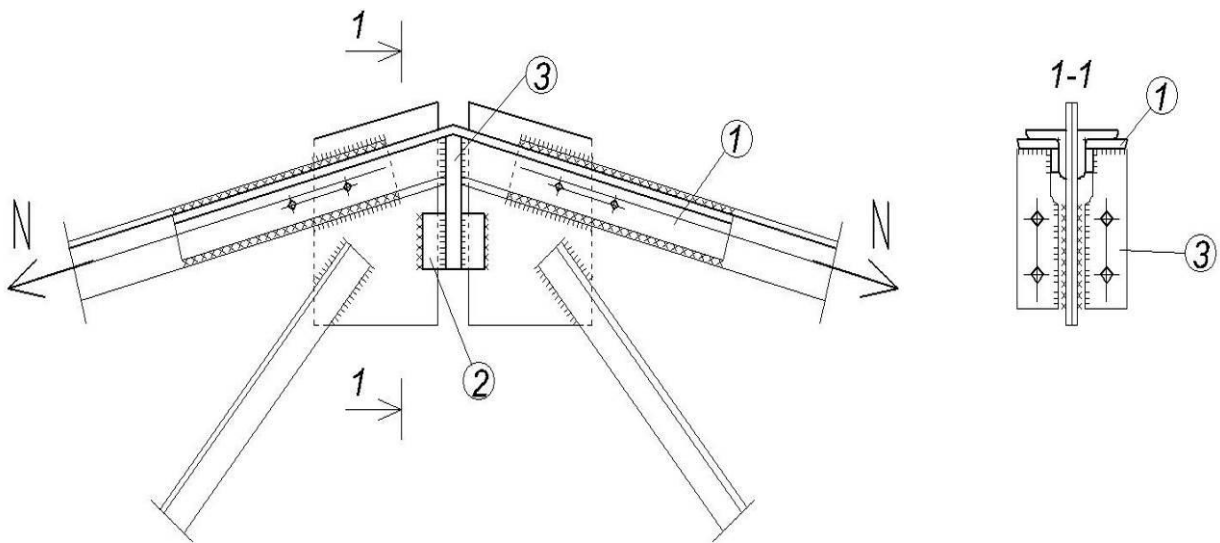
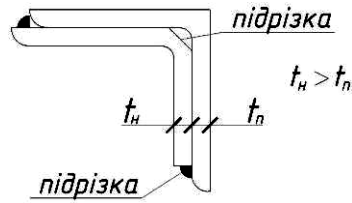


Рис. 7.18. Монтажний вузол ферми на кутикових накладках:

1 – кутикові накладки для стикування поясу; 2 – листові накладки для з'єднання фасонки; 3 – фасонки для кріплення в'язів.

Особливості вузла.

1. Пояси стікуються кутиковими накладками (позиція 1).



Накладка приймається того ж профілю, що й пояс, але більшої товщини, щоб $A_H \geq A_n$ ($t_H \geq t_n$).

2. Зусилля у стіку розподіляється порівну між пір'ями кутикових накладок, на ці зусилля розраховуються зварні шви

$$l_w = \frac{N}{4\beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} + 10 \text{ мм.}$$

3. Розрізані фасонки стікуються листовими накладками (поз. 2).

Варіант 2: монтажний вузол на листових накладках.

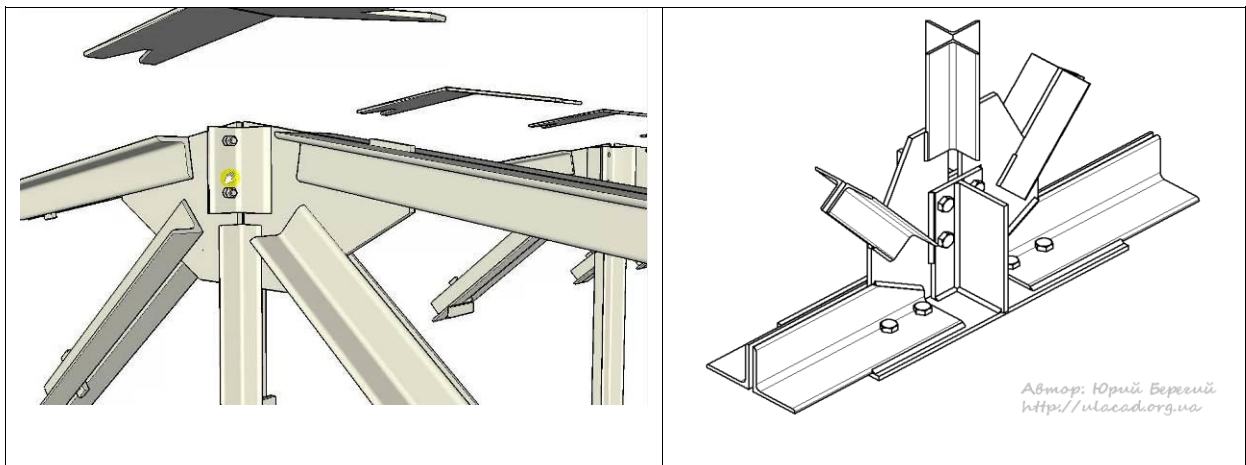
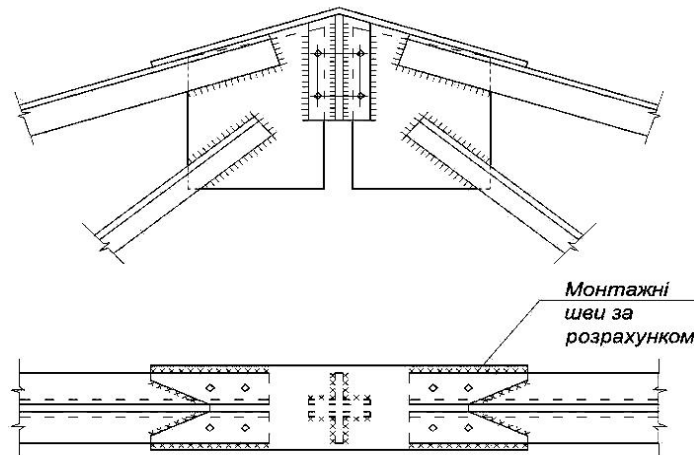


Рис. 7.19. Монтажні вузли ферми на листових накладках

7.7. Жорстке з'єднання ригеля з колоною

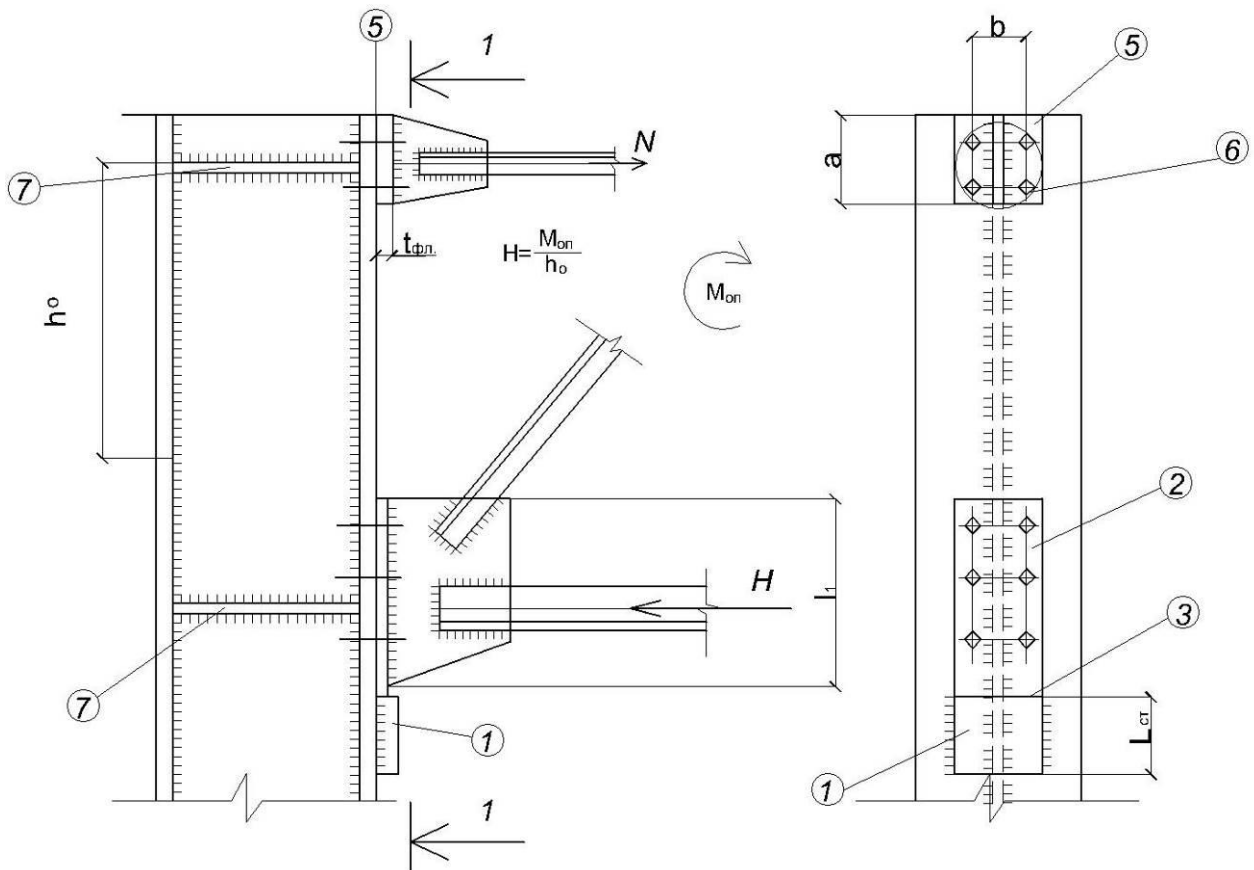


Рис. 7.20. Жорсткий вузол з'єднання ригеля з колоною:

1 – опорний столик ($l_{ст}$ – за розрахунком); 2 – нижній опорний фланець (шви за розрахунком); 3 – торець стругати; 4 – болти конструктивні; 5 – верхній опорний фланець (товщина за розрахунком); 6 – болти за розрахунком на силу H ; 7 – ребра для підсилення колони.

Розрахунок жорсткого з'єднання ригеля з колоною

1. Нижній вузол.

а) опорний столик – із умови розміщення зварних швів

$$l_{ст} = \frac{1,5 \cdot R_{оп}}{2 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} + 10 \text{ мм};$$

б) опорна фасонка на зріз

$$\tau = \frac{R_{оп}}{b_1 \cdot t_{\phi}} \leq R_s \cdot \gamma_c;$$

в) вертикальні зварні шви

$$l_w = l_1 - 10 \text{ мм}; \quad A_{wf} = 2\beta_f \cdot k_f \cdot l_w; \quad W_{wf} = 2\beta_f \cdot k_f \cdot \frac{l_w^2}{6};$$

$$\sigma_{wf} = \frac{H}{A_{wf}} + \frac{He}{W_{wf}}; \quad \tau_{wf} = \frac{R_{оп}}{A_{wf}};$$

$$\sqrt{\sigma_{wf}^2 + \tau_{wf}^2} \leq R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c.$$

2. Верхній вузол:

а) фланець на згин

$$M_{\phi л} = \frac{Hb}{8}; \quad W_{\phi л} = \frac{a \cdot t_{\phi л}^2}{6};$$

$$\sigma_{\phi л} = \frac{M_{\phi л}}{W_{\phi л}} \leq R_y \cdot \gamma_c.$$

б) болти на розтяг

$$n = \frac{H}{\gamma_c [N_B]};$$

в) вертикальні шви

Розрахунок швів виконується на зусилля H .

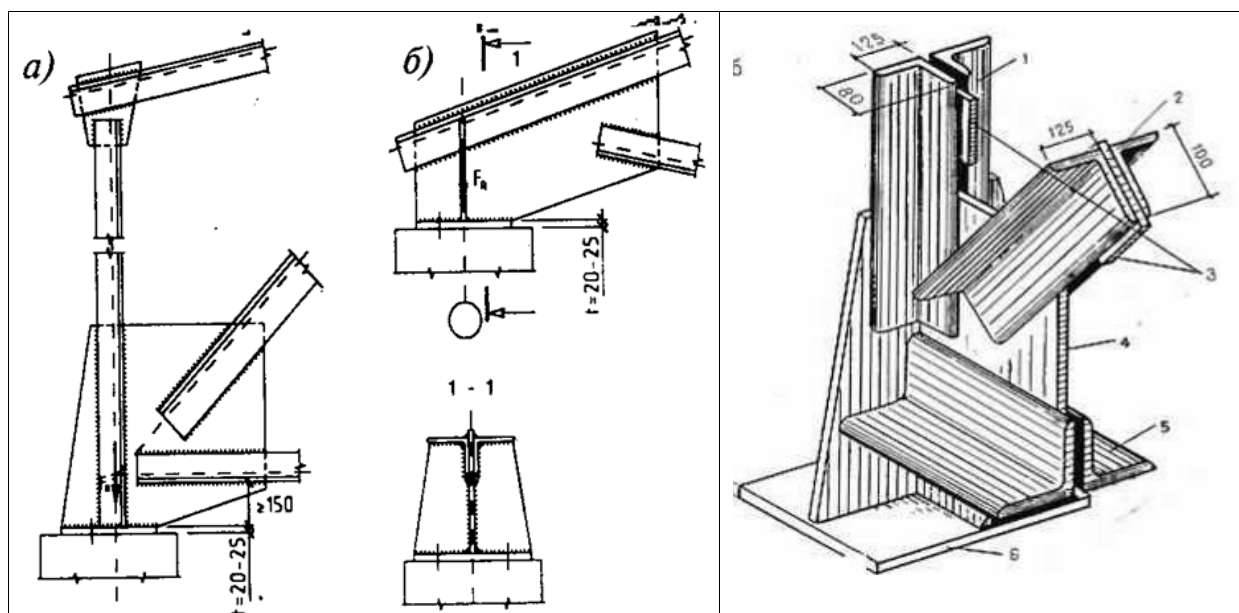


Рис. 7.21. Варіанти шарнірного спирання сталевих ферм на залізобетонні колони

7.8. Опорний вузол при шарнірному спиранні ферм на сталеву колону

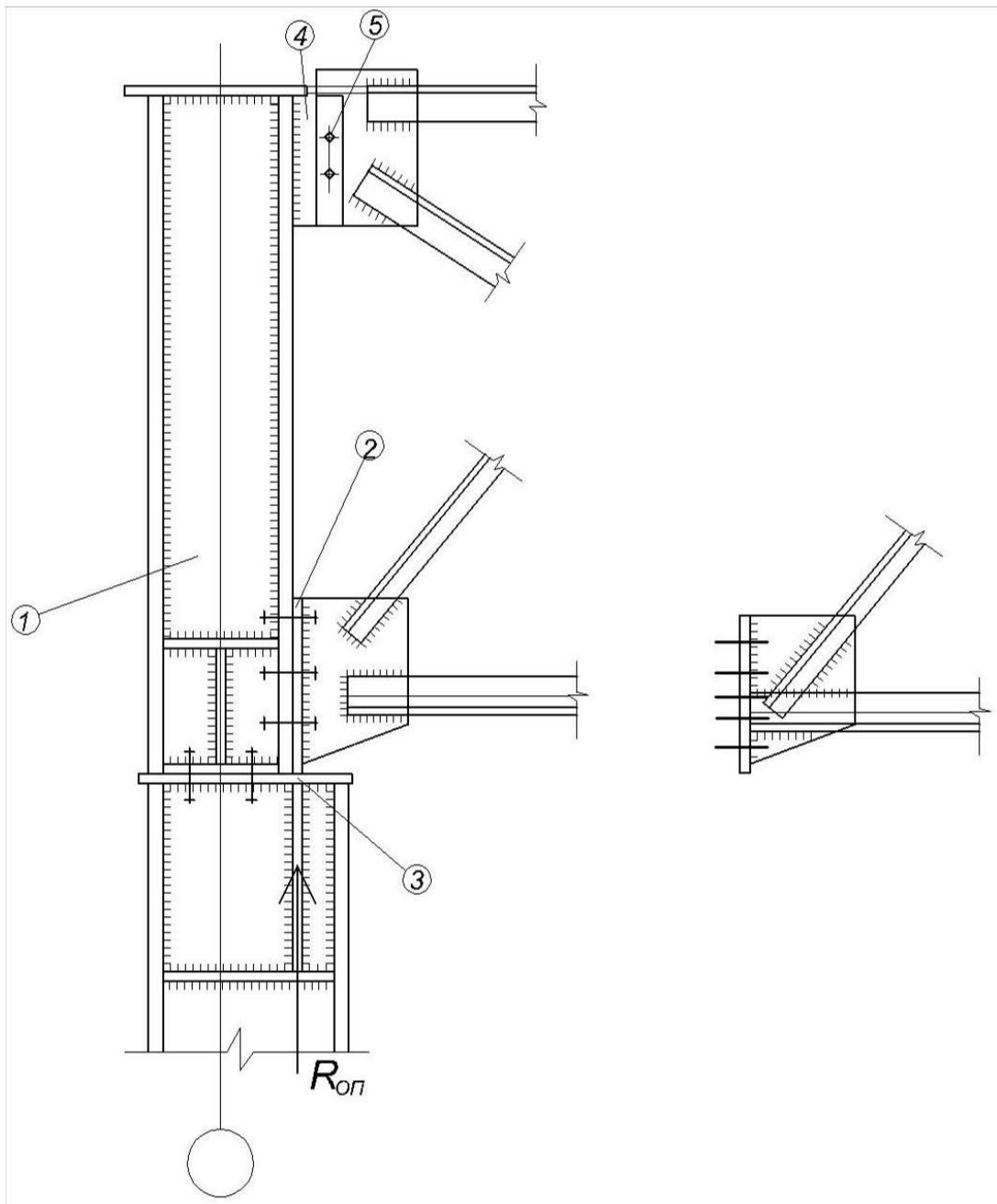


Рис. 7.22. Шарнірне з'єднання ригеля з колоною:

1 – додаткова стійка (надколоник); 2 – опорний фланець ферми; 3 – торець стругати; 4 – фасонка надколоника; 5 – болти грубої або нормальної точності у збільшеному отворі.

Спирання на колони – зверху, вузол підходить також для залізобетонних колони і підкрюквятих ферм.

7.9. Вузли ферм з елементами різного профілю

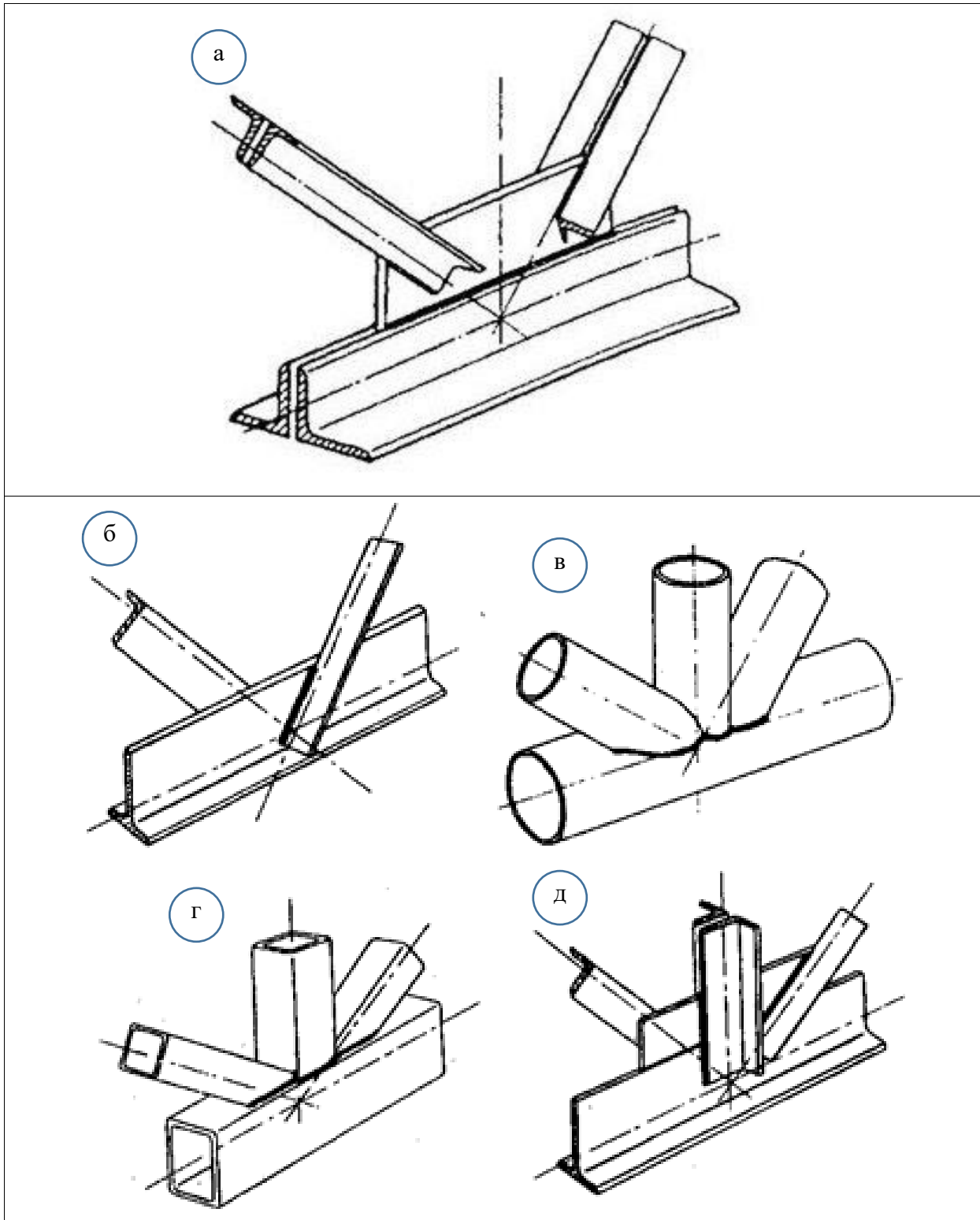


Рис. 7.23. Вузли ферм з елементами різного профілю:

а – з парних кутиків (основний варіант); б – з поясами із таврів і решіткою з одиночних кутиків; в – з круглих труб; г – з квадратних труб; д – з поясами із таврів, додатковими фасонками і решіткою з одиночних і парних кутиків

Контрольні питання

1. Як різняться кроквяні ферми за обрисом?
2. Які типи решітки мають кроквяні ферми?
3. Як вибираються генеральні розміри кроквяних ферм?
4. Які особливості мають типові сталеві кроквяні ферми?
5. Як визначаються навантаження на ферми?
6. Як виконується статичний розрахунок ферм?
7. Чому дорівнюють розрахункові довжини стержнів ферми?
8. Типи і підбір перерізів стержнів ферми.
9. Конструкція і розрахунок проміжного вузла ферми з прокатних кутиків без зміни перерізу поясу.
10. Конструкція і розрахунок проміжного вузла ферми з прокатних кутиків зі зміною перерізу поясу.
11. Конструкція і розрахунок монтажних вузлів ферм
12. Жорстке з'єднання ригеля з колоною.
13. Опорний вузол ферми при шарнірному спиранні ферми на колону.
14. Вузли ферм з елементами різного профілю.

ТЕМА 8 ПІДКРАНОВІ КОНСТРУКЦІЇ

- 8.1. Типи та область раціонального застосування підкранових конструкцій
- 8.2. Суцільні підкранові балки: навантаження, зусилля, перевірка міцності підкранових балок із гальмівною балкою
- 8.3 Суцільні підкранові балки: навантаження, зусилля, перевірка міцності підкранових балок із гальмівною фермою
- 8.4. Міцність і місцева стійкість стінки підкранової балки
- 8.5. Опорні вузли підкранових балок і кріплення рейок
- 8.6. Дійсна робота підкранових балок
- 8.7. Монтаж підкранових балок і мостових кранів

8.1. Типи та області раціонального застосування підкранових конструкцій

Підйомно-транспортні машини – незамінний елемент будь-якої сфери економіки. Вони істотно збільшують продуктивність роботи і якість її виконання, економлячи при цьому людські ресурси. Технологічний процес більшості виробничих підприємств пов'язаний з необхідністю механізувати операції по вертикальному й горизонтальному транспортуванню вантажів з великим діапазоном ваги. Цю механізацію разом з іншими транспортними засобами здійснюють за допомогою мостових (опорних) (рис. 8.1, а) і підвісних (рис. 8.2, б) кранів, що є спеціальними пристроями, що пересуваються з вантажами вздовж і поперек цеху по крановим коліям, прокладеним по підкрановим конструкціям.

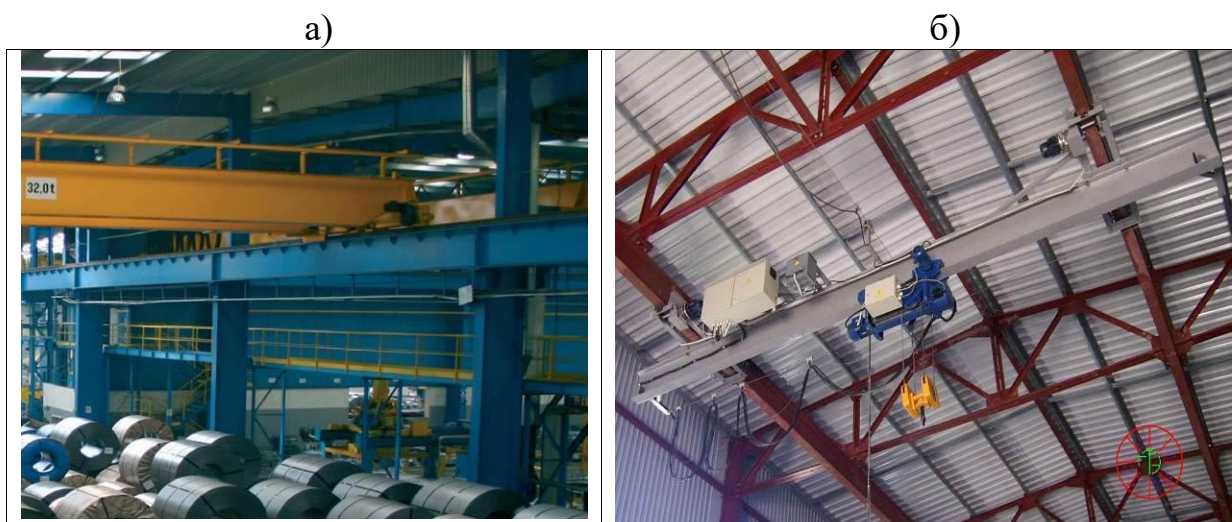


Рис. 8.1. Виробничі підйомно-транспортні механізми:
а – мостовий кран; б – підвісний кран

1. Особливості підкранових конструкцій

Підкранові конструкції сприймають навантаження від мостових (або підвісних) кранів. Ці навантаження мають такі специфічні особливості:

- 1) наявність, крім вертикальних, також горизонтальних навантажень;
- 2) ці навантаження рухомі, що мають динамічний характер;
- 3) ці навантаження зосереджені (великі), вони спричиняють зминання стінки підкранових балок.

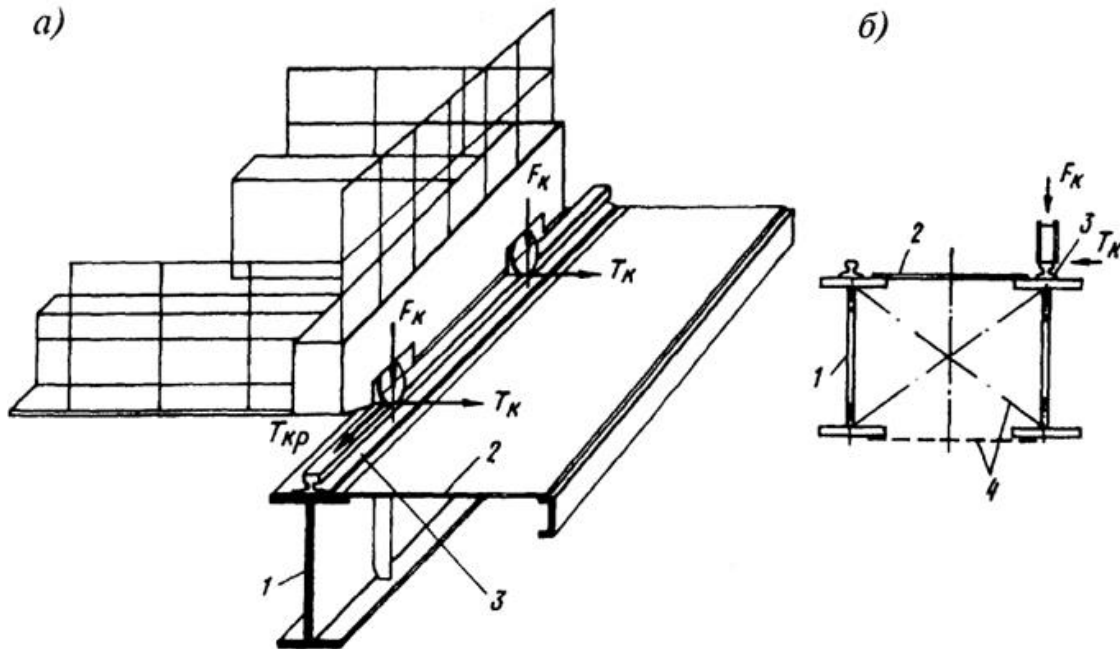


Рис. 8.2. Схема підкранової конструкції:

1 – підкранова балка; 2 – гальмівна конструкція; 3 – кранова рейка з кріпленнями; 4 – в'язи: вертикальні і горизонтальні.

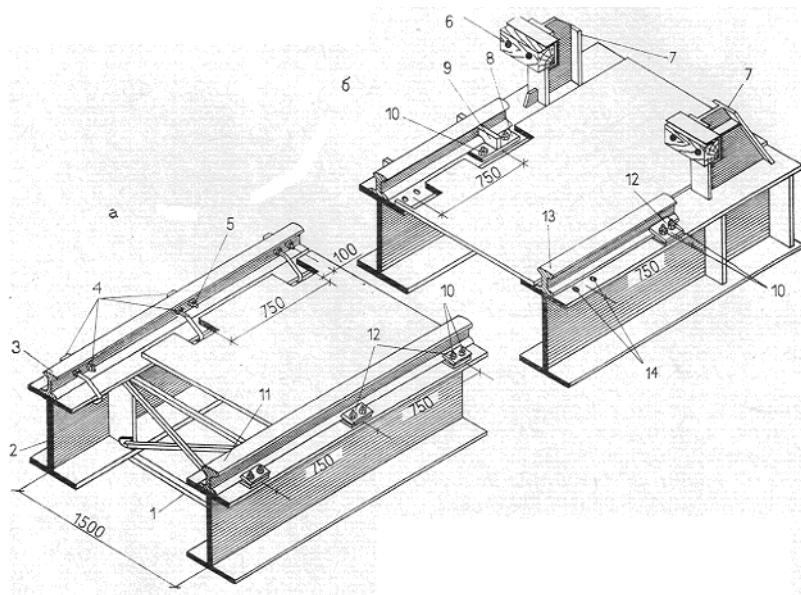


Рис. 8.3. Підкранові балки з гальмівною балкою:

а – проміжна ділянка; б – ділянка з кінцевими упорами

2. Типи підкранових конструкцій

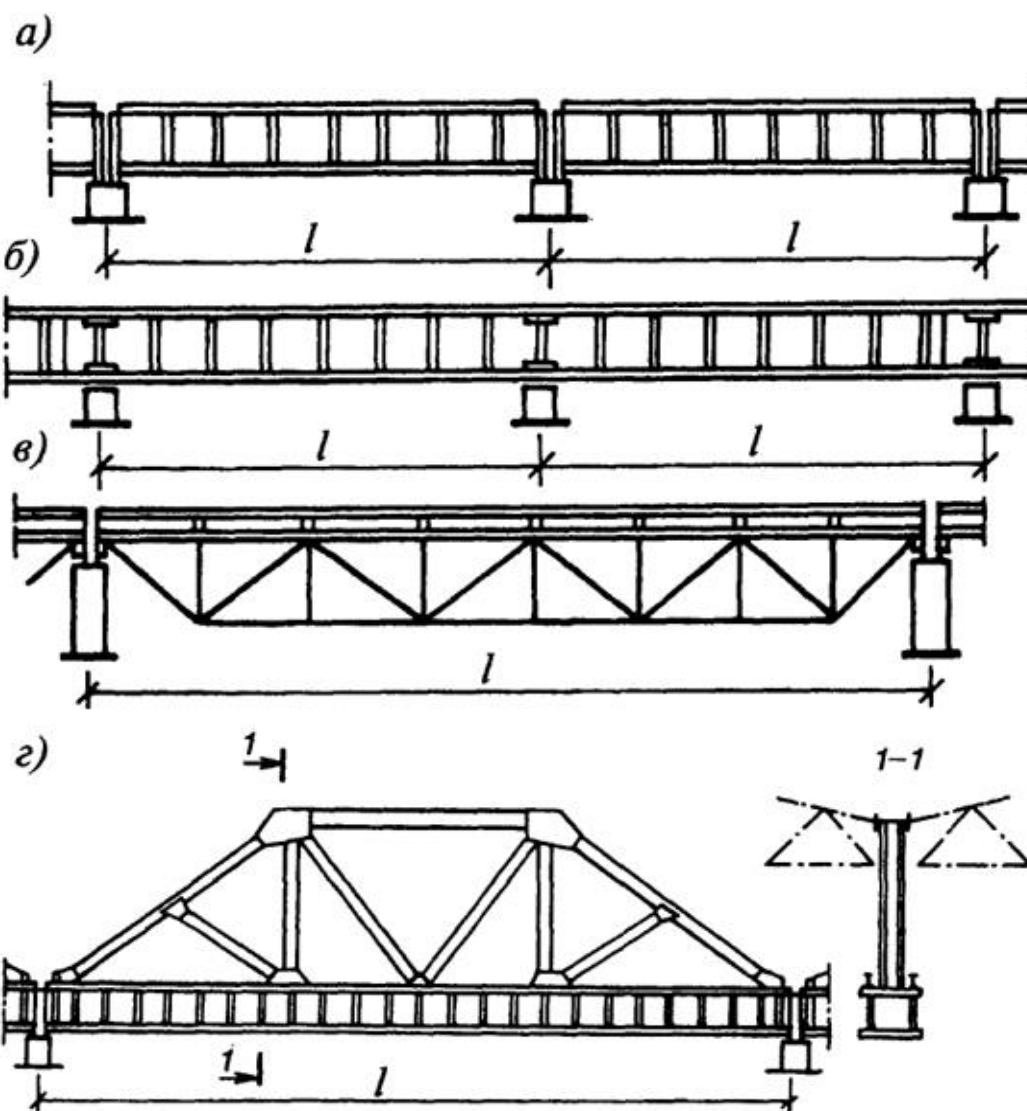


Рис. 8.4. Типи підкранових конструкцій:

а – суцільні розрізні; б – суцільні нерозрізні; в – наскрізні конструкції;
 г – підкраново-підкрюквяні ферми

1. Суцільні розрізні – застосовуються частіше, бо вони простіші для монтажу і нечутливі до осідання опор.

2. Суцільні нерозрізні – дозволяють зекономити 12...15 % металу, однак створюють труднощі в експлуатації.

3. Решітчасті (гратчасті) з жорстким верхнім поясом (фактично – підкранові ферми) – раціональні при легких кранах ($Q < 30$ тс) і великих кроках колон ($B > 12$ м), коли головна вимога – жорсткість балки. Такі конструкції на 15...20 % легші суцільних балок, але трудомісткі у виготовленні і ненадійні при важкому режимі роботи кранів.

4. Підкраново-підкрюквяні ферми – раціональні при великих кроках колон ($B \geq 24$ м). Особливості: економічність 6...12 %, складність виготовлення і монтажу.

5. Колії підвісних кранів

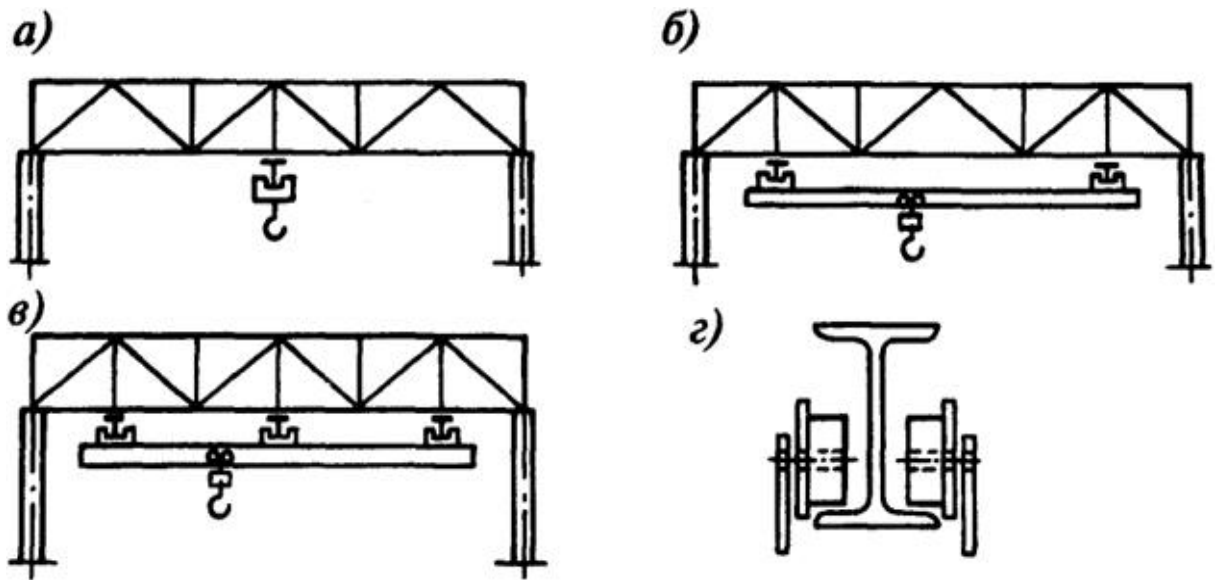


Рис. 8.5. Колії підвісних кранів:

а – одноколійна таль; б – двохопорний підвісний кран; в – трьохопорний підвісний кран; г – спирання котків крану

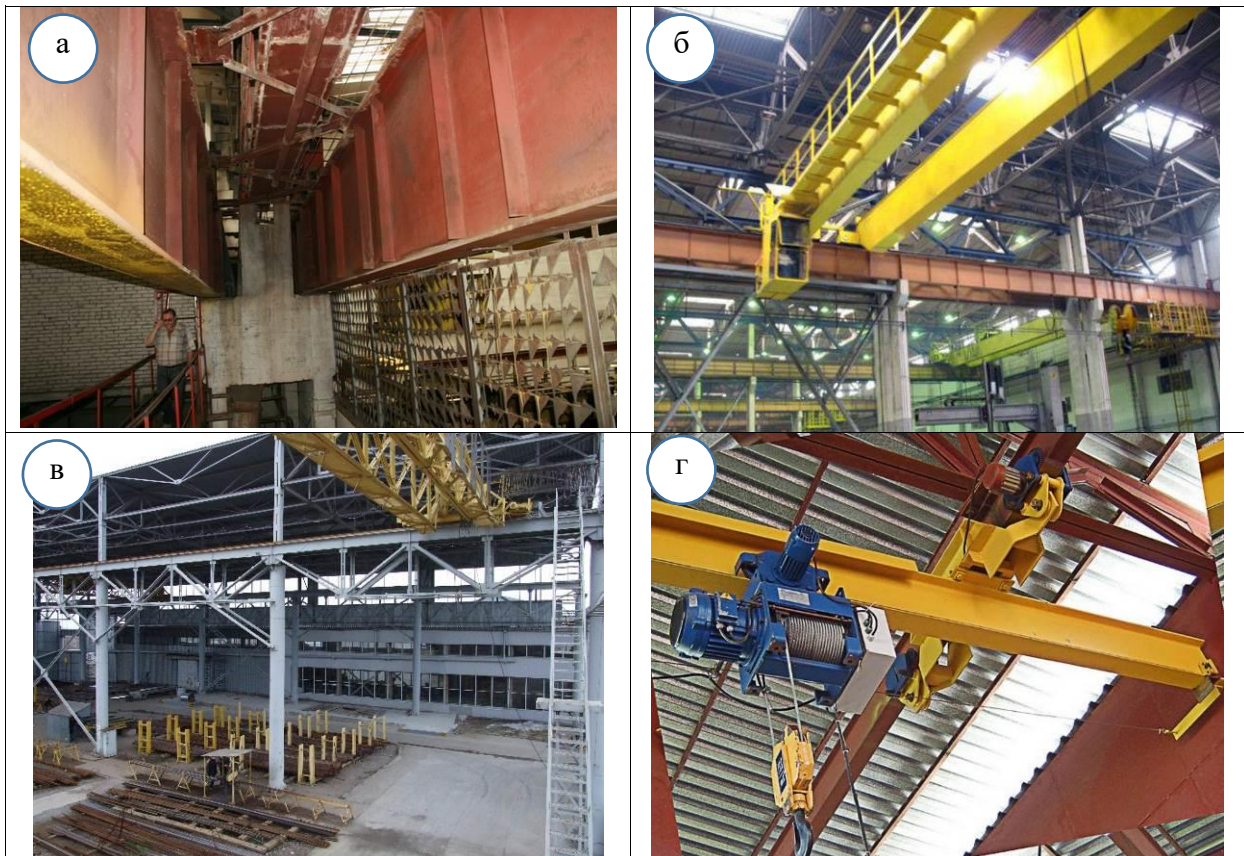
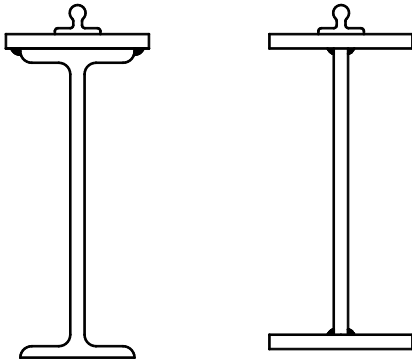


Рис. 8.6. Приклади підкранових конструкцій:

а – розрізні балки; б – нерозрізні балки; в – наскрізна підкранова конструкція;
г – колія підвісного крана

3. Типи суцільних підкранових балок

а) балки без гальмівної конструкції ($l = 6$ м, $Q \leq 10$ тс)



б) підкранова балка з гальмівною балкою ($l = 6$ м, $Q \leq 30$ тс)



в) підкранова балка з гальмівною фермою

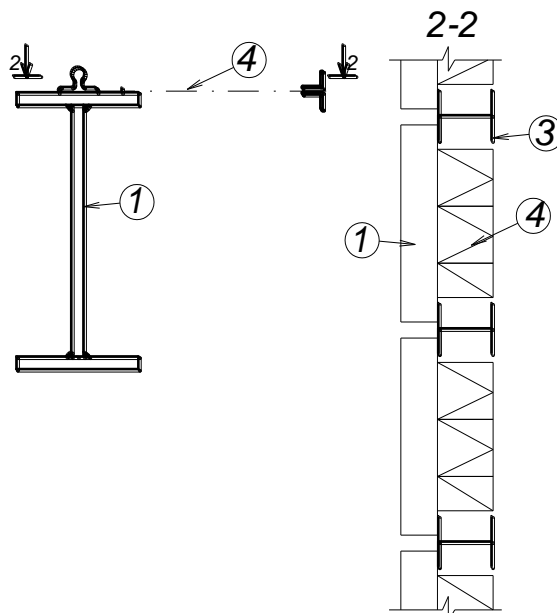




Рис. 8.7. Підкранові балки з гальмівною фермою

8.2. Суцільні підкранові балки: навантаження, зусилля, перевірка міцності підкранових балок із гальмівною балкою

1. Навантаження – на колесо крана і підкранову балку

Визначення вертикального тиску на колесо F_{\max}^n наводиться вище у підрозділі 5.8, п. 1; визначення горизонтального навантаження на колесо будь-яких кранів H_k^n (бічна сила) наводиться вище у підрозділі 5.8, п. 2.

При розрахунку міцності і стійкості балок кранової колії та їхніх кріплень до несучих конструкцій граничні розрахункові значення вертикальних кранових навантажень слід множити на коефіцієнт динамічності, що дорівнює:

- при кроці колон не більше 12 м:
 $k_d = 1,2$ – для групи режиму роботи мостових кранів 8К;
 $k_d = 1,1$ – для груп режимів роботи мостових кранів 6К і 7К;
 $k_d = 1,1$ – для усіх груп режимів роботи підвісних кранів;
- при кроці колон понад 12 м – $k_d = 1,1$ для групи режиму роботи мостових кранів 8К.

Граничні розрахункові значення горизонтальних навантажень від мостових кранів групи режиму роботи 8К слід враховувати з коефіцієнтом динамічності, що дорівнює $k_d = 1,1$.

Вертикальні навантаження при розрахунку міцності і стійкості балок кранових колій слід враховувати не більш як від двох найбільш несприятливих за впливом мостових або підвісних кранів.

Горизонтальні навантаження слід враховувати також не більш як від двох найбільш несприятливих за впливом кранів, розташованих на

крановій колії; для чотириколісних кранів – від одного крану на крановій колії.

Розрахунок горизонтальних і вертикальних прогинів (розрахунок на жорсткість) – виконується на навантаження від одного крана.

Коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням кранового навантаження γ_{fm} визначається залежно від заданого середнього періоду повторюваності $T = 0,1 \dots 50$ років в інтервалі $0,97 \dots 1,10$.

2. Визначення розрахункових зусиль у підкрановій балці

При цьому треба враховувати рухомість кранового навантаження. Для визначення « M » і « Q » застосовуються різні схеми завантаження.



Рис. 8.8. Рух кранів по підкрановим балкам

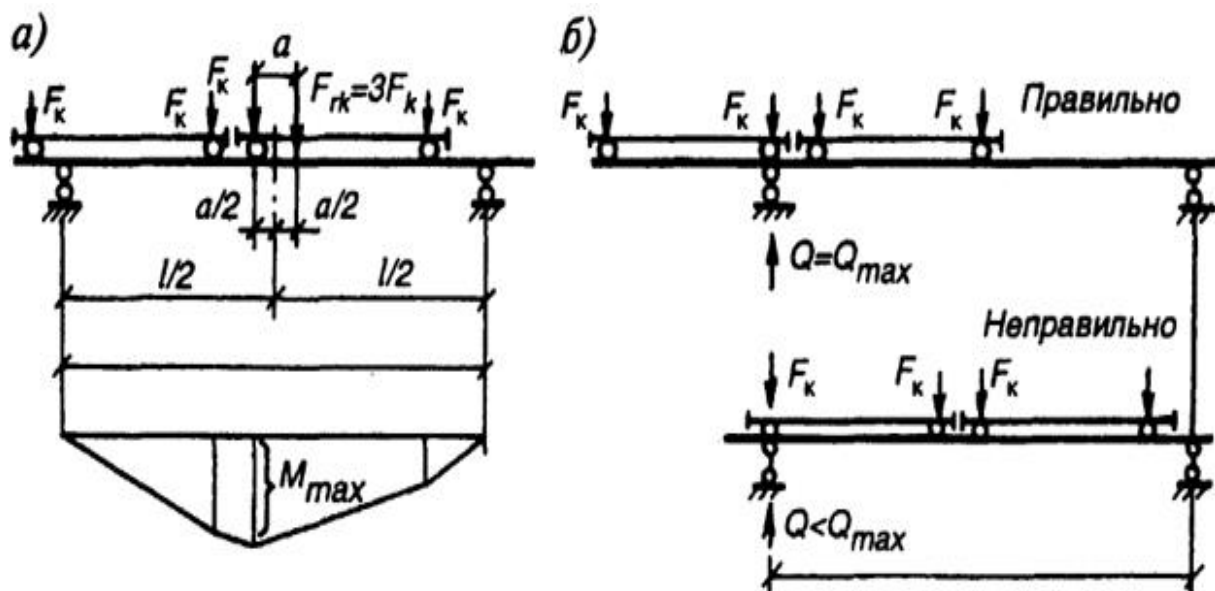


Рис. 8.9. Схеми завантаження підкранових балок:

а – для визначення M_{max} (за правилом Вінклера); б – для визначення Q_{max}

- Для визначення M_{max} застосовується правило Вінклера – найбільший момент у розрізній балці виникає тоді, коли рівнодійна всіх

сил, що діють на балку, і ближня до неї сила знаходяться на однаковій відстані від середини прольоту балки; M_{max} знаходиться під силою, ближчою до рівнодійної (рис. 8.9, а).

- Найбільша поперечна сила Q_{max} виникає на опорі балки тоді, коли одна сила діє над опорою, а всі інші – якомога ближче до цієї опори (рис. 8.9, б).

3. Перевірка міцності підкранової балки з гальмівною балкою

Після визначення розрахункових зусиль – виконується підбір перерізу складної балки (див. тему 1 і курсову роботу «Балкова клітка»).

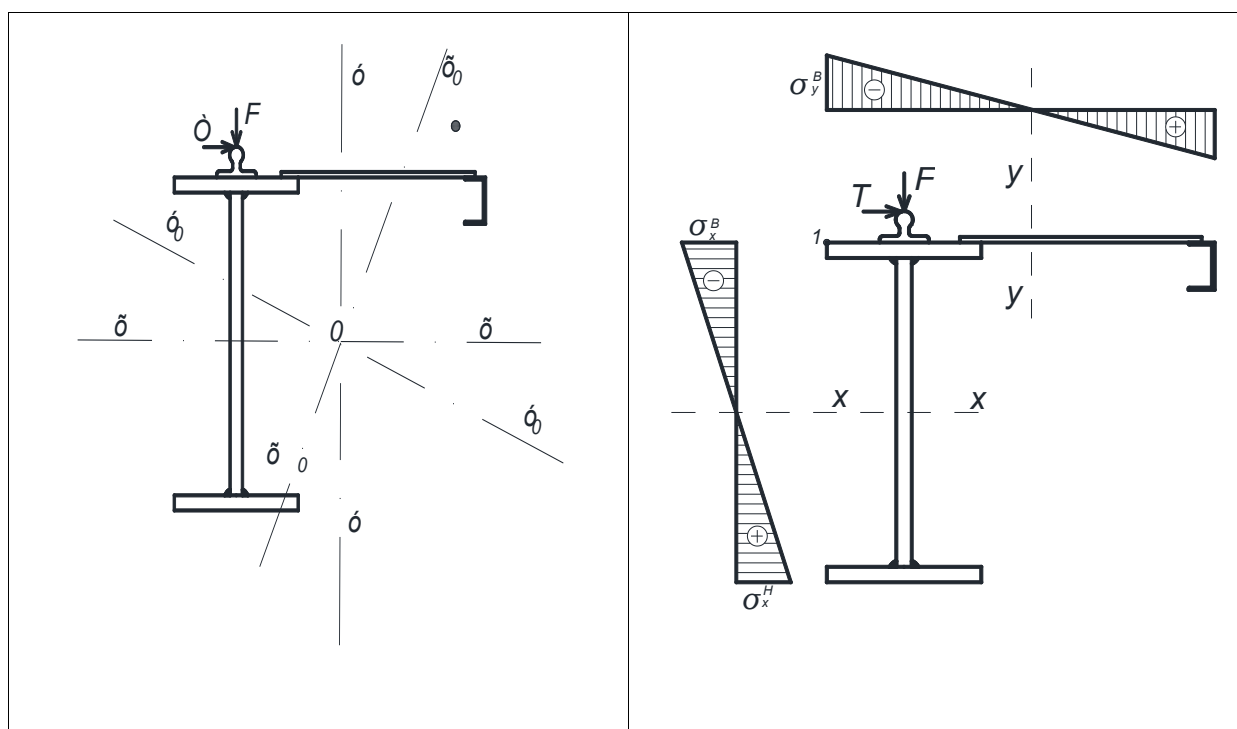


Рис. 8.10. До розрахунку підкранової балки з гальмівною балкою:
а – переріз балки з головними осями; б – епюри напружень у балці

Фактично підкранова балка у цілому, як тонкостінний несиметричний профіль, працює на косий згин та крутіння (бо сили прикладені не в центрі ваги конструкції) (рис. 8.10, а).

У розрахунку умовно приймається, що на вертикальне навантаження працює сама балка двотаврового перерізу, а на горизонтальне – гальмівна балка (рис. 8.10, б). Найбільшими у перерізі балки є напруження у точці 1 верхнього поясу:

$$\sigma_B = \sigma_x^B + \sigma_y^B = \frac{M}{W_{xn}} + \frac{M}{W_{yn}} \leq R_y \gamma_c$$

де M – розрахунковий момент від вертикального навантаження F ;
 M_H – розрахунковий момент від горизонтального навантаження H ;
 W_{xn}^B – момент опору для верхнього волокна двотаврового перерізу
відносно осі $x-x$; W_{yn} – момент опору гальмівної балки відносно осі $y-y$.

Напруження у нижньому волокні перерізу балки:

$$\sigma_H = \sigma_x^H = \frac{M}{W_{xn}^H} \leq R_y \gamma_c$$

8.3. Суцільні підкранові балки: навантаження, зусилля, перевірка міцності підкранових балок із гальмівною фермою

1. *Навантаження* – див. вище підрозділ 8.2 п. 1.

2. *Визначення розрахункових зусиль* – див. вище підрозділ 8.2 п. 2.

3. *Перевірка міцності підкранової балки з гальмівною фермою*

Умовно приймається, що на вертикальне навантаження працює сама балка двотаврового перерізу (відносно осі $x-x$), а на горизонтальне – гальмівна ферма (відносно осі $y-y$).

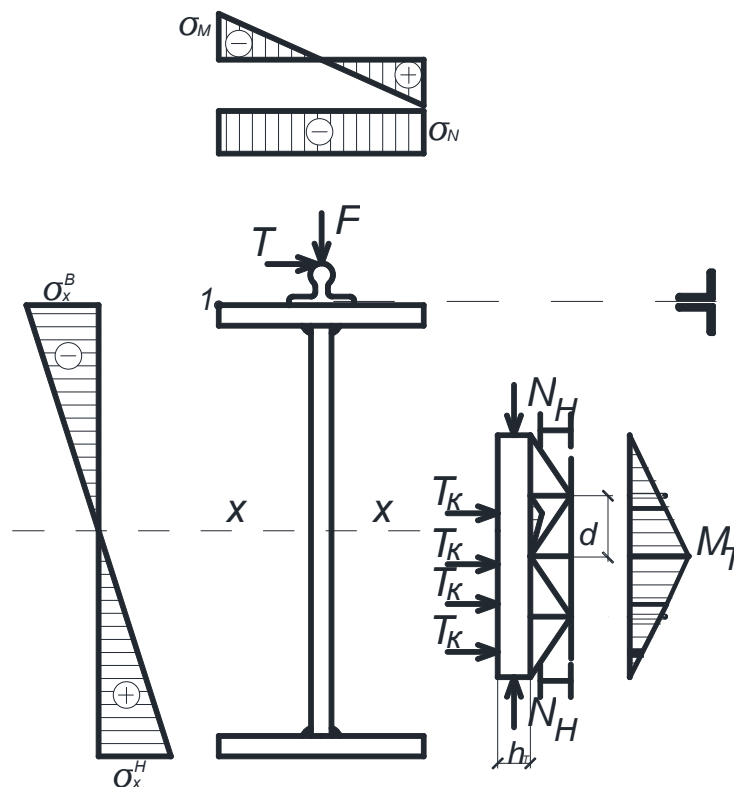


Рис. 8.11. До розрахунку підкранової балки з гальмівною фермою

Найбільшими у перерізі балки є напруження у точці 1 верхнього поясу:

$$\sigma_1 = \sigma_x^B + \sigma_N + \sigma_M = \frac{M}{W_x^B} + \frac{N_H}{\varphi A_f} + \frac{M_M}{W_f},$$

де σ_x^B – напруження у балці від вертикального навантаження (як у 1-у випадку); σ_N – напруження стиску у поясі гальмівної ферми; σ_M – напруження від місцевого згину пояса у горизонтальному напрямі (відносно у-у); A_f – площа перерізу полиці; N_H – поздовжнє зусилля у верхній полиці, як у поясі гальмівної ферми

де M_T – момент у підкрановій балці від горизонтального навантаження; h_T – висота гальмівної ферми; M_M – місцевий згинальний момент у полиці від горизонтального навантаження:

$$M_M = \frac{T_K d}{5} \approx 0,9 \frac{T_K d}{4};$$

W_f – момент опору полиці відносно вертикальної осі у-у.

8.4. Міцність і місцева стійкість стінки підкранової балки

1. Місцеве напруження у стінці підкранової балки

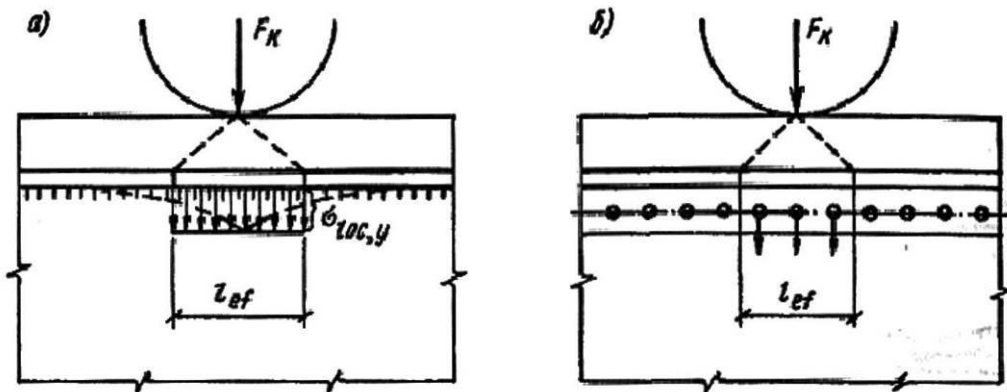


Рис. 8.12. Місцеві напруження у стінці підкранової балки:
а – зварна балка; б – клепана балка

Максимальне місцеве (локальне) напруження у стінці підкранової баки з крановою рейкою:

$$\sigma_{loc,y} = \frac{\gamma_{f1} F}{t_w l_{1f}}$$

де F – розрахунковий тиск колеса без коефіцієнту динамічності; γ_{f1} – коефіцієнт збільшення навантаження на окреме колесо, що дорівнює:

$\gamma_{f1} = 1,6$ – крани 8К з жорстким підвісом вантажу; $\gamma_{f1} = 1,4$ – крани 8К з гнучким підвісом вантажу; $\gamma_{f1} = 1,3$ – крани 7К; $\gamma_{f1} = 1,1$ – інші крани;
 l_{1f} – умовна довжина розподілу тиску F

$$l_{1f} = C \sqrt[3]{\frac{I_{1f}}{t_w}}$$

де $C = 3,25$ – зварні та прокатні балки; $C = 4,5$ – балки на високоміцних болтах.

Для випадку, коли рейки приварені до полиці $I_{1f} = I_x$ – загальний момент інерції рейки і полиці; в інших випадках (рейки не приварені) $I_{1f} = I_{x1} + I_{x2}$ – сума моментів інерції рейки і полиці.

2. Місцевий крутний момент

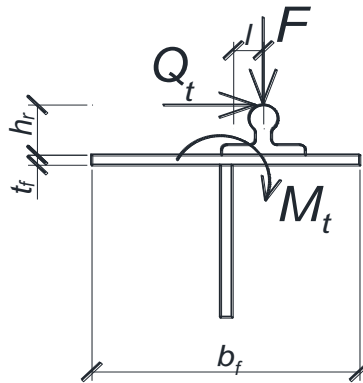


Рис. 8.13. Місцевий крутний момент

Місцевий крутний момент у верхній зоні підкранової балки дорівнює (рис. 8.13):

$$M_t = Fe + 0,75Q_t h_r,$$

де e – умовний ексцентриситет, що дорівнює 15 мм; h_r – висота кранової рейки; $Q_t = H_k$ – бокова сила на колесо.

Напруження у стінці від місцевого крутіння:

$$\sigma_{fy} = \frac{2M_t t_w}{I_f},$$

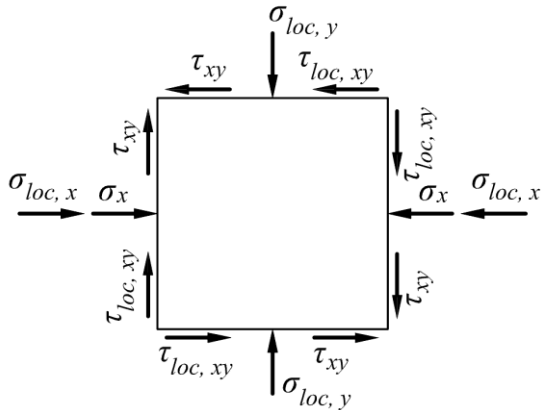
де I_f – сума власних моментів інерції крутіння рейки I_t і полиці:

$$I_f = I_t + \frac{b_f t_f^3}{3}$$

Перевірка міцності стінки виконується на сумісну дію локальних і крутних напружень:

$$\sigma_{loc,y} + \sigma_{fy} \leq R_y \gamma_c.$$

3. Міцність стиснутої зони стінки



$$\sigma_x = \frac{M}{W_{xp}} \text{ (звичайний згин);}$$

$$\tau_{xy} = \frac{QS}{It_w} \text{ (звичайний зріз);}$$

$$\sigma_{loc,x} = 0,25\sigma_{loc,y};$$

$$\tau_{loc,xy} = 0,35\sigma_{loc,y};$$

$$\tau_{f,xy} = 0,25\sigma_{fy}.$$

Перевірка міцності стиснутої зони стінки виконується окремо за нормальними і дотичними напруженнями:

$$\sigma_x + \sigma_{loc,x} \leq R_y \gamma_c; \quad \tau_{xy} + \tau_{loc,xy} + \tau_{f,xy} \leq R_s \gamma_{cf}$$

Крім того, перевіряються приведені напруження у стиснутій зоні стінки:

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

Тут $\beta = 1,15$ – для розрізних балок; $\beta = 1,3$ – на опорах нерозрізних балок.

4. Стійкість стінки

Перевірка стійкості стінки підкранової балки виконується у формі

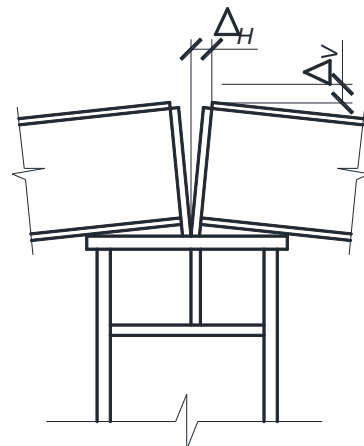
$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_x + \sigma_{loc,y}}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{xy}}{\tau_{cr}}\right)^2} \leq \gamma_c,$$

де $\sigma_x, \sigma_{loc,y}, \tau_{xy}$ – відповідно нормальні, локальні і дотичні напруження у вибраному відсіку стінці балки; $\sigma_{cr}, \sigma_{loc,cr}, \tau_{cr}$ – відповідно критичні нормальні, локальні і дотичні напруження у тому ж відсіку стінки балки

8.5. Опорні вузли підкранових балок і кріплення рейок

Особливості роботи опорних вузлів:

- передача великих вертикальних і горизонтальних навантажень з балок на колони;
- вертикальні і горизонтальні зміщення опорних частин підкранових балок відносно колон;
- опорні вузли повинні бути міцними і водночас – податливими.



Варіант 1. Вузол кріплення з упорними планками

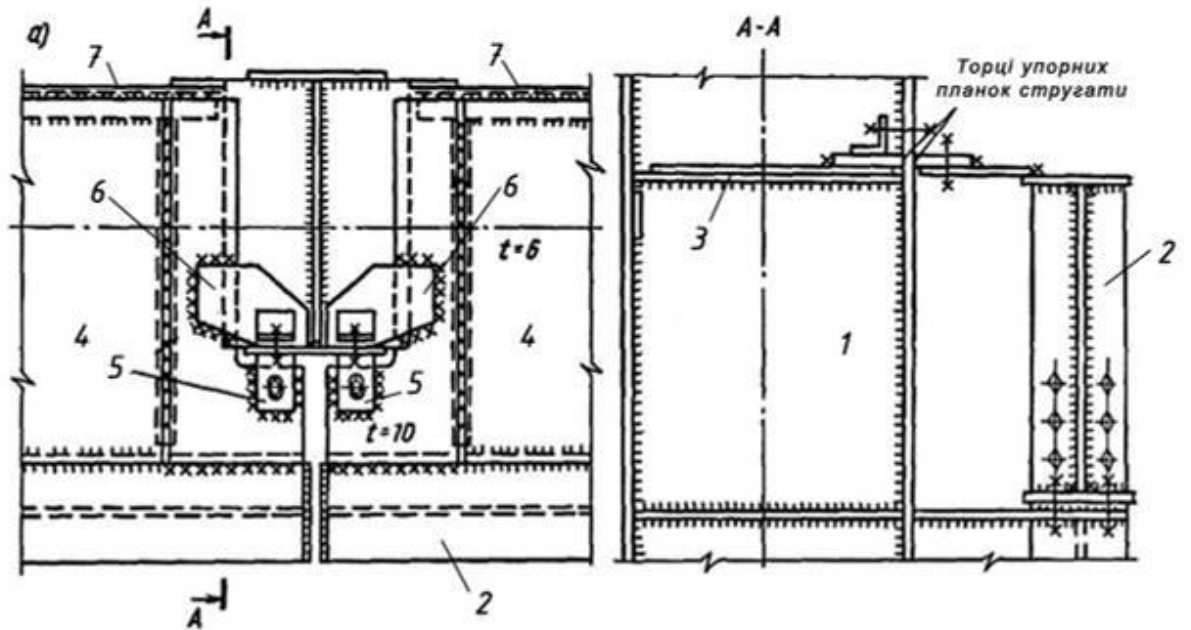


Рис. 8.14. Вузол кріплення підкранових балок до колони з упорними планками:
 1 – колона; 2 – підкранова балка; 3 – горизонтальне ребро колони; 4 – гальмівний лист;
 5 – упорні планки, що передають горизонтальні зусилля від підкранової балки до колони (H_s); 6 – упорні планки, що передають зусилля H_s у протилежному напрямі;
 7 – бортовий швелер.

Варіант 2. Вузол з гнучкими стержнями

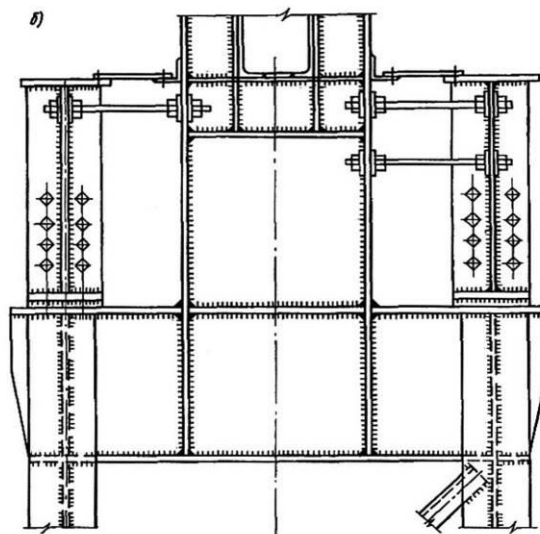


Рис. 8.15. Вузол з круглими гнучкими стержнями

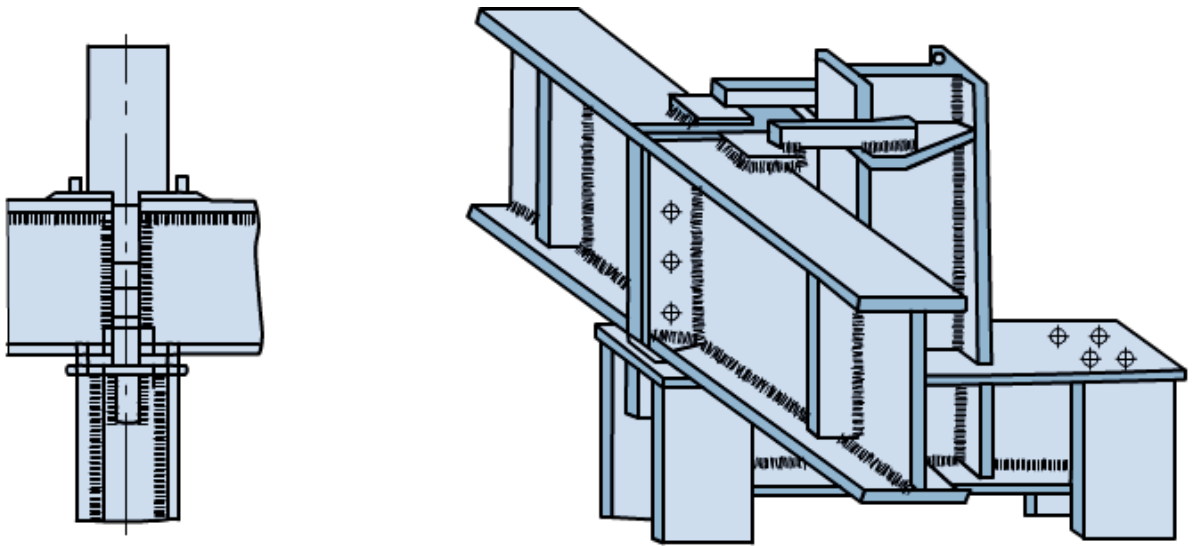


Рис. 8.16. Вузол з листовими гнучкими стержнями

Кріплення рейок

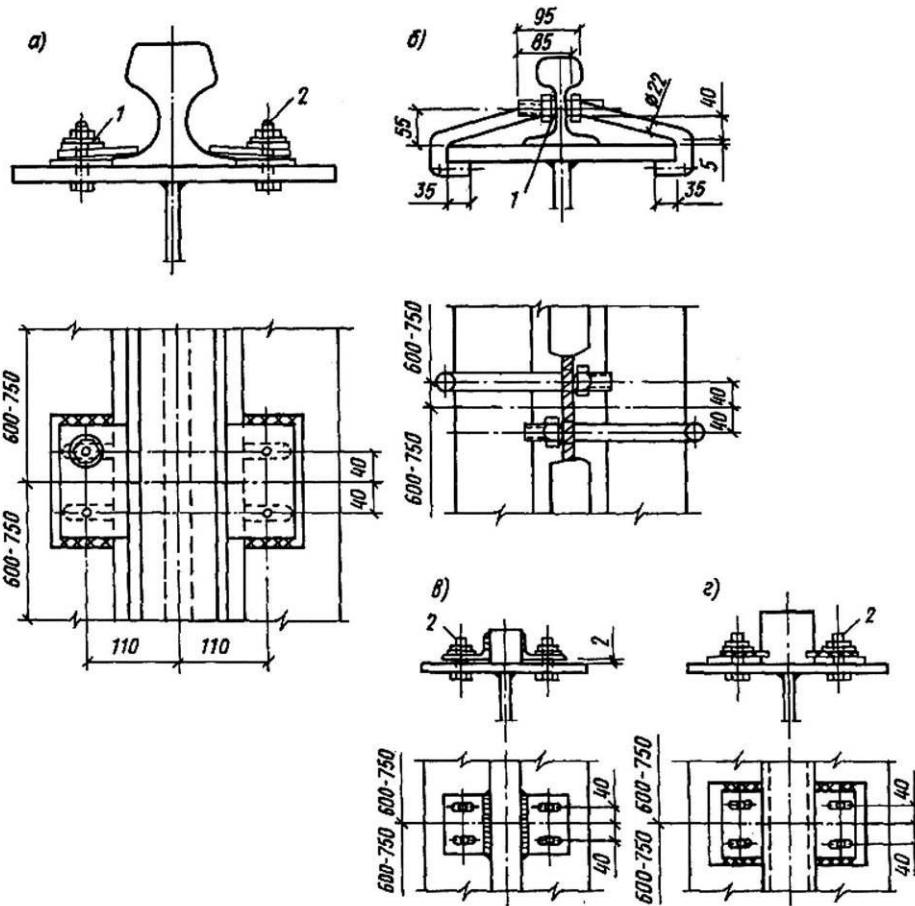


Рис. 8.17. Варіанти кріплень рейок

а– кріплення кранової рейки планками; б – кріплення залізничної рейки гаками;
в,г – кріплення квадратної рейки

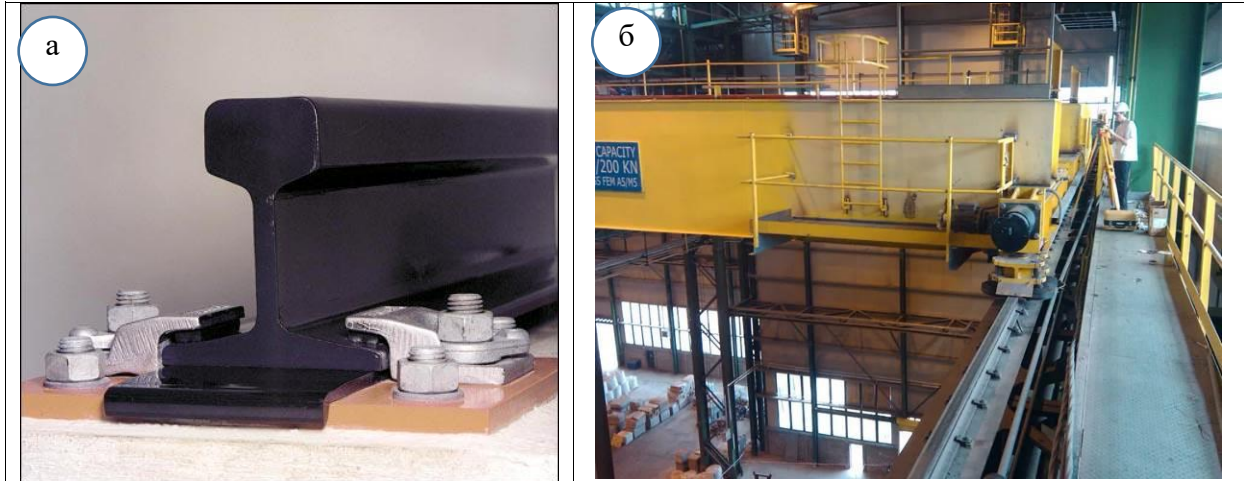


Рис. 8.18. Кріплення рейки планками:
а – вузол кріплення рейки планками; б – кранова колія на планках

8.6. Дійсна робота підкранових балок

1. Експлуатаційні пошкодження підкранових балок

У зварних підкранових балках, у першу чергу під мостові крани груп режимів 7К-8К, за 4...6 роки з'являються масові пошкодження (рис. 8.19, а).

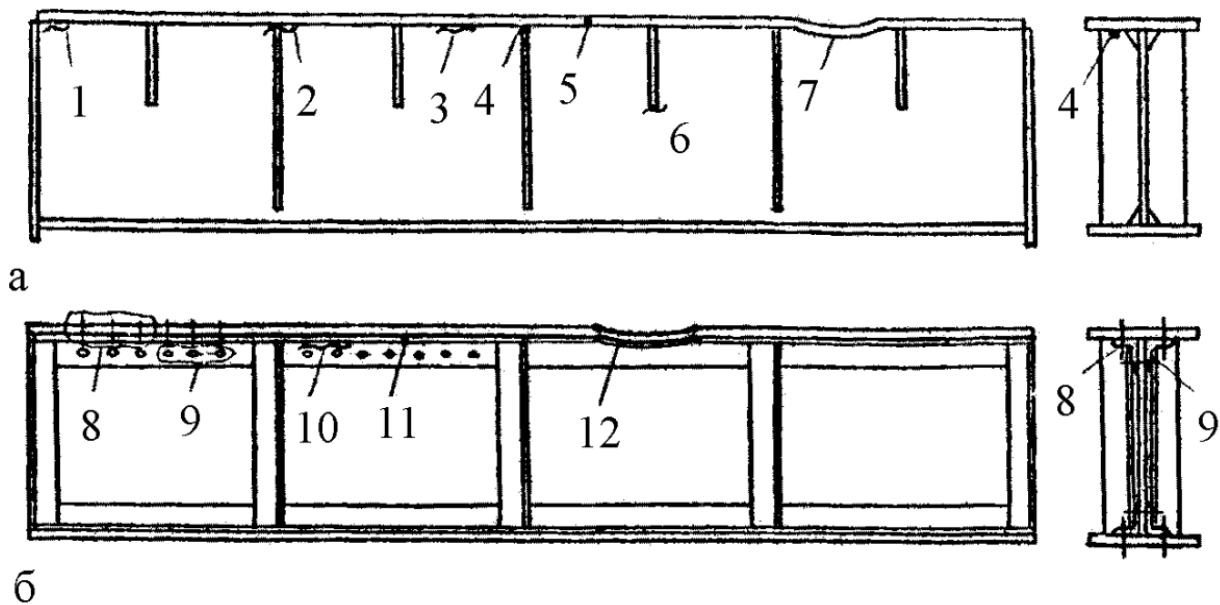


Рис. 8.19. Експлуатаційні пошкодження сталевих підкранових балок:
а – зварні балки; б – клепані балки

1. Тріщини у верхніх поясах зварних швах: на опорах (поз.1); у ребер жорсткості (поз.2); у проміжках між ребрами (поз. 3). Тріщини переходять на основний метал і зростають за довжиною.

2. Тріщини у швах кріплення ребер до поясу (поз. 4).
3. Тріщини у верхньому поясі (найчастіше під стиками рейки) (поз. 5).
4. Тріщини стінки у кінців коротких ребер (дуже небезпечне місце) (поз. 6).
5. Місцеві погини внаслідок порушень правил експлуатації (поз. 7).
6. Руйнування з'єднань гальмівних конструкцій з балками
7. Масова руйнування вузлів кріплення підкранових балок до колон.

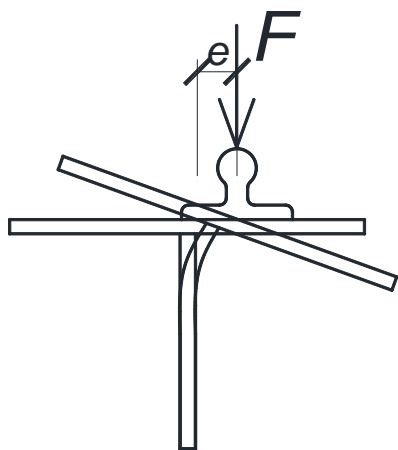
Пошкодження клепаних підкранових балок мають дещо інший характер (рис. 8.19, б).

1. Розшатування і руйнування заклепок кріплення поясних кутиків до верхнього поясу (поз. 8).
2. Аналогічне пошкодження кріплення поясних кутиків до стінки балки (поз. 9).
3. Тріщини у поясних кутиках (поз. 10).
4. Тріщини у верхньому поясі стиками рейки (поз. 11).
5. Місцеві погини внаслідок порушень правил експлуатації (поз. 12).

Слід підкреслити, що на сьогодні відсутні рішення високонадійних сталевих підкранових балок і вузлів їх кріплення до колон (особливо для кранів груп режимів 7К і 8К)

2. *Причини пошкоджень підкранових балок*

1. Підвищені зосереджені навантаження від окремих коліс кранів внаслідок жорсткості моста крана і динаміки на стиках рейок.
2. Передача навантаження з рейки на верхню полицю в окремих точках (рос. – «эффект пупырышков»).



3. Ексцентричне положення рейки, що спричиняє крутіння полиці.
4. Складний напружений стан верхньої зони стінки, явище втоми.
5. Сумісна робота балки з гальмівною конструкцією.
6. Надлишкова жорсткість вузлів кріплення підкранових балок до колон.
7. Великі сили бічні сили у порівнянні з розрахунковими гальмівними навантаженнями.

3. Напрямки підвищення надійності підкранових балок

1. Підвищення крутної жорсткості верхньої полиці і балки в цілому

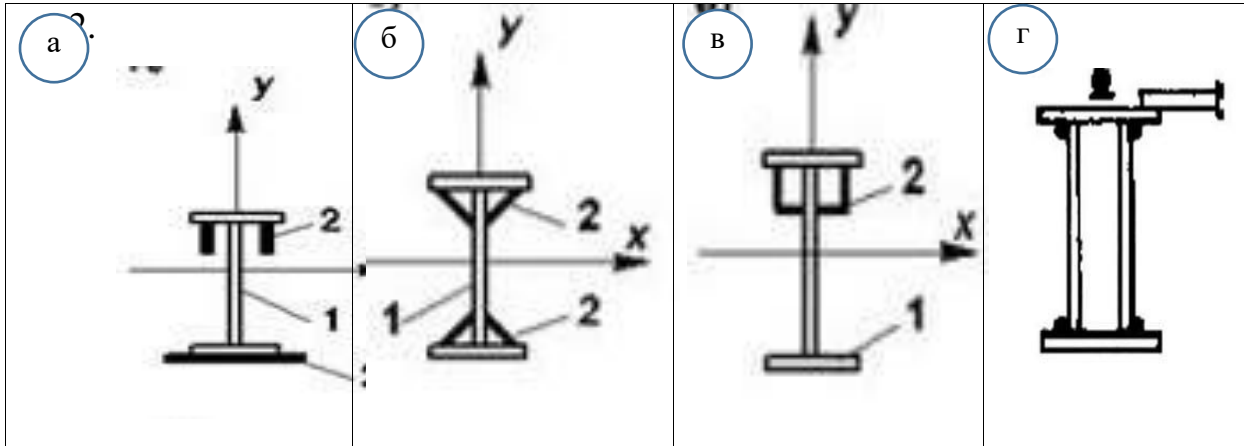


Рис. 8.20. Підкранові балки підвищеної крутної жорсткості:

а – балка з вертикальними ламелями; б – балка з нахиленими ламелями; в – балка з ламелями з прокатних кутиків; г – двостінна балка; 1 – підкранова балка; 2 – ламелі

2. Пружна прокладка під рейкою

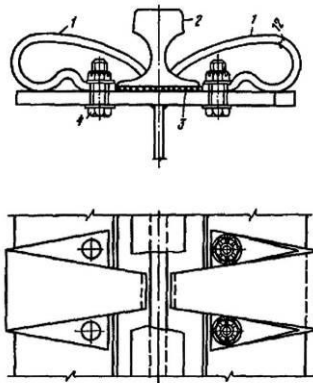


Рис. 8.21. Рейка з пружною прокладкою:

1 – пружинне кріплення; 2 – рейка 3 – пружна прокладка; 4 кріпильні болти

3. Інші засоби підвищення надійності підкранових балок

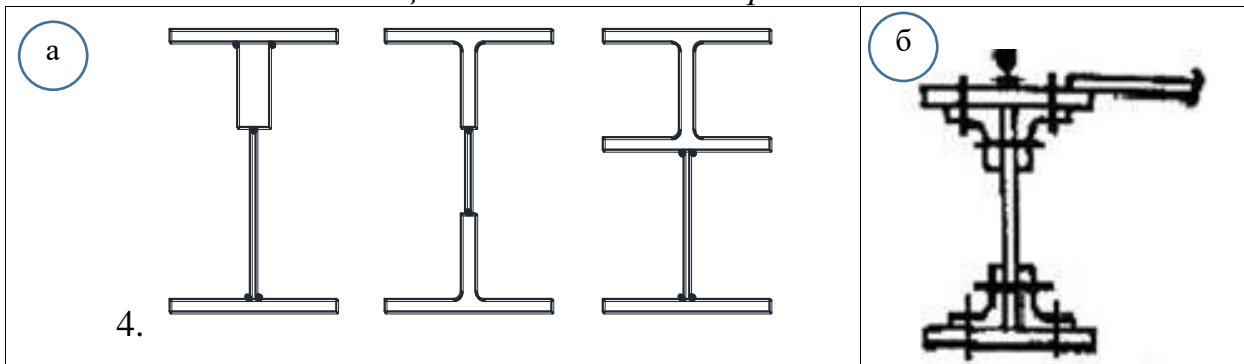


Рис. 8.21. Засоби підвищення надійності підкранових балок:

а – підсилення верхньої зони балок; б – клепана підкранова балка

8.7. Монтаж підкранових балок і мостових кранів

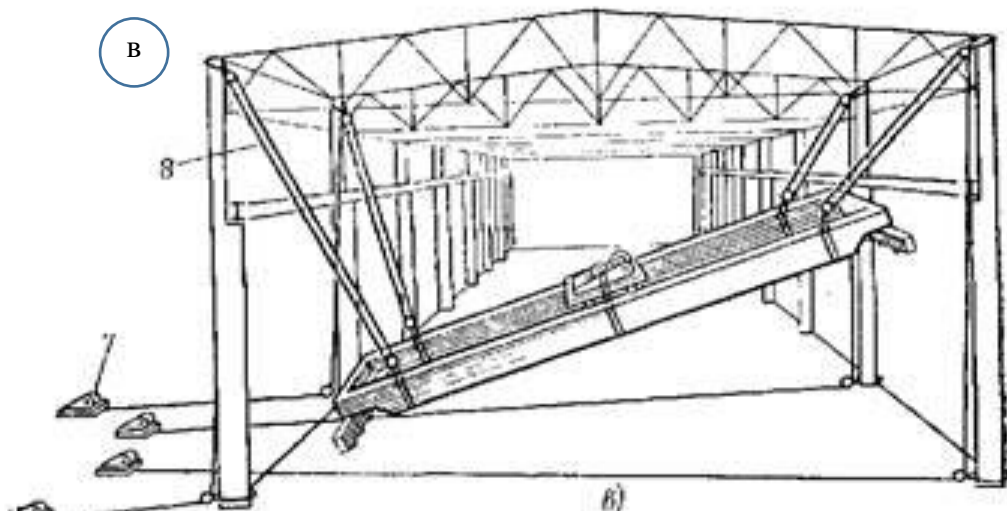
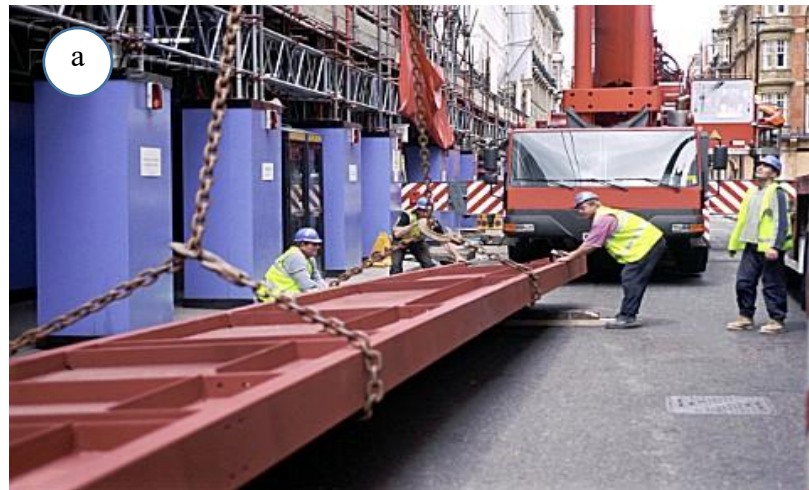


Рис. 8.22. Монтаж підкранових балок і мостових кранів:
 а – підготовка балки до підйому; б – підйом підкранової балки; в – підйом мостового крана

Контрольні питання

1. Типи та область раціонального застосування підкранових конструкцій
2. Визначення зусиль у підкранових балках
3. Перевірка міцності підкранових балок із гальмівною балкою
4. Перевірка міцності підкранових балок із гальмівною фермою
5. Перевірка міцності стінки підкранової балки
6. Забезпечення стійкості стінки підкранової балки
7. Опорний вузол підкранових балок з упорними планками
8. Опорний вузол підкранових балок з гнучкими елементами
9. Кріплення кранових рейок до підкранових балок
10. Експлуатаційні пошкодження підкранових балок
11. Причини експлуатаційних пошкоджень підкранових балок
12. Засоби підвищення надійності підкранових балок
13. Монтаж підкранових балок і мостових кранів

Література

1. Стороженко Л.І. Металеві конструкції: Навч. посібник / Л.І. Стороженко, В.А. Пашинський, С.Ф. Пічугін, Г.М. Трусов. – К.: НМК ВО, 1992. – 172 с.
2. Стороженко Л.І. Конспект лекцій з дисципліни «Металеві конструкції» для студентів спец. 2903 / Л.І. Стороженко, Г.В. Лупаєнко, В.А. Пашинський, С.Ф. Пічугін, Г.М. Трусов. – Полтава: ПолтІБІ. Ч. 1, 1992. – 48 с.; Ч. 2, 1993. – 56 с.
3. Стрелецкий Н.С. Металлические конструкции / Н.С. Стрелецкий, А.Н. Гениев, Е.И. Беленя, В.А. Балдин, Е.Н. Лессиг. – М.: Стройиздат, 1961. – 776 с.
4. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. – К.: Мінбуд України, 2006. – 51 с.
5. ДБН В.1.2-14-2009. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. – К.: Мінрегіонбуд, 2009. – 30 с.
6. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. – К.: Мінрегіон України, 2014. – 205 с.
7. Винников. Ю.Л. Будівельні конструкції: навчальний посібник / Ю.Л. Винников С.Ф. Пічугін, О.О. Довженко, А.О. Дмитренко. – Полтава: ТОВ «АСМІ», 2015. – 400 с.