

Міністерство освіти і науки України
Вінницький національний технічний університет

**СТАЛЕВИЙ КАРКАС ОДНОПОВЕРХОВОЇ
ВИРОБНИЧОЇ БУДІВЛІ
Частина 1**

Методичні вказівки
до виконання курсового проекту
з металевих конструкцій
для студентів спеціальності
«Промислове та цивільне будівництво»
всіх форм навчання

Вінниця ВНТУ 2006

Міністерство освіти і науки України
Вінницький національний технічний університет

**СТАЛЕВИЙ КАРКАС ОДНОПОВЕРХОВОЇ
ВИРОБНИЧОЇ БУДІВЛІ
Частина 1**

Затверджено Методичною радою Вінницького національного технічного університету як методичні вказівки до виконання курсового проекту з металевих конструкцій для студентів спеціальності “Промислове та цивільне будівництво” всіх форм навчання. Протокол № 3 від 17 листопада 2005 р.

Вінниця ВНТУ 2006

Сталевий каркас одноповерхової виробничої будівлі. Частина 1.
Методичні вказівки до виконання курсового проекту з металевих конструкцій для студентів спеціальності «Промислове та цивільне будівництво» всіх форм навчання / Уклад. О.І. Сіянов. – Вінниця: ВНТУ, 2006. – 61 с.

Рекомендовано до видання Методичною радою Вінницького національного технічного університету Міністерства освіти і науки України

В методичних вказівках на конкретному прикладі проведений статичний розрахунок поперечної рами. Наведена методика розрахунку і проектування підкранової балки.

Укладач Олександр Ілліч Сіянов

Редактор В.О. Дружиніна
Коректор З.В. Поліщук

Відповідальний за випуск А.С. Моргун

Рецензенти: В.А. Огородніков, доктор технічних наук, професор
Г.С. Ратушняк, кандидат технічних наук, професор

ЗМІСТ

Вступ.....	4
1. ПРОЕКТУВАННЯ СТАЛЕВОГО КАРКАСА ОДНОПОВЕРХОВОЇ ВИРОБНИЧОЇ БУДІВЛІ (ПРИКЛАД).....	4
1.1. Завдання на проектування.....	4
1.2. Компонування каркаса.....	5
1.3. Статичний розрахунок поперечної рами.....	7
1.3.1. Розрахункова схема.....	7
1.3.2. Збір навантажень.....	8
1.3.3. Обчислення розрахункових зусиль M , N , Q в елементах рами на ЕОМ.....	14
1.3.4. Складання таблиці розрахункових комбінацій зусиль (табл. РКЗ).....	16
1.4. Контрольні питання до розділу 1.....	18
2. РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ ПІДКРАНОВОЇ БАЛКИ.....	20
2.1. Навантаження на підкранові балки.....	20
2.2. Статичний розрахунок балки.....	21
2.3. Конструкції підкранових балок.....	27
2.4. Підбір перерізу підкранової балки.....	27
2.5. Перевірка міцності перерізу балки на опорі.....	31
2.6. Перевірка міцності стінки балки на дію максимальних місцевих напружень.....	32
2.7. Розрахунок поясних швів в балці.....	33
2.8. Розрахунок опорного ребра балки.....	33
2.9. Контрольні питання до розділу 2.....	35
ДОДАТКИ (ДОД. А, Б, В, Г).....	36
СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ.....	60

Вступ

Метою даних методичних вказівок є ознайомлення студентів з методикою виконання курсового проекту з дисципліни «Металеві конструкції».

У вказівках висвітлені питання проектування металевих конструкцій сталевих каркасів одноповерхової виробничої будівлі, викладена послідовність виконання першої частини курсового проекту, наведений наскрізний приклад проектування.

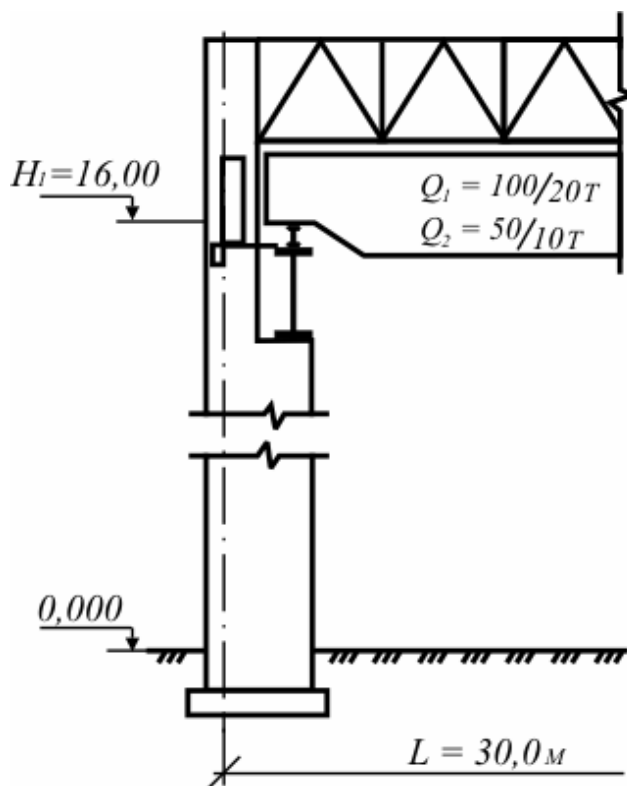
Завдання на курсовий проект видається кожному студенту згідно з його індивідуальним шифром і включає дані для проектування, зміст, порядок виконання проекту та обсяги його етапів.

Курсовий проект складається з графічної частини (2-3 аркуші креслень формату А2) та розрахунково-пояснювальної записки (30-35 сторінок формату А4) із завданням на проектування. Захист проекту проводиться в присутності комісії з числа членів кафедри.

1 ПРОЕКТУВАННЯ СТАЛЕВОГО КАРКАСА ОДНОПОВЕРХОВОЇ ВИРОБНИЧОЇ БУДІВЛІ (ПРИКЛАД)

1.1 Завдання на проектування

Необхідно розробити проект сталевих каркасів одноповерхової виробничої будівлі згідно з схемою, яка наведена на рис. 1.1 і таких вихідних даних:



1. Призначення будівлі – прокатний цех, прогін будівлі $L=30$ м.
2. Район забудови:
 - а) по снігу – IV;
 - б) по вітру – IV.
3. Крок колон, $B=12$ м.
4. Довжина будівлі, $n \cdot B=240$ м
5. Кранове обладнання:
 - а) два мостових електричних крани вантажопідйомністю:
 $Q_1=100/20$ тс,
 $Q_2=50/10$ тс;
 - б) відмітка верху кранової рейки, $H_1=16$ м;
 - в) група режимів роботи кранів – 7К.

Рисунок 1.1 – Фрагмент поперечної рами

6. Матеріал несучих конструкцій:
 підкранової балки – сталь С255;
 колони – сталь С235;
 ферми – сталь С285.
7. Варіант з'єднання елементів – зварювання, болти.
8. Тип і матеріал стін – панельні, самонесучі.
9. Тип покриття – безпрогонове, тип будівлі – холодна.
10. Бетон фундаменту – В12,5.
11. З'єднання ригеля з колоною – жорстке.

1.2 Компонування каркаса

Компонування каркаса починається з розбивання сітки колон у плані. Виходячи з даних завдання, приймаємо:

- а) будівля з одним поперечним температурним швом (по осі 11 – парні колони);
- б) необхідне установлення поздовжнього і торцевого фахверків та системи зв'язків;
- в) освітлення за допомогою вікон, вентиляція примусова;
- г) підкранова балка суцільна і зварна, прогоном $l_6=12$ м; гальмівна балка суцільна.

Визначення розмірів поперечної рами каркаса виконується згідно з рис. 1.2.

Вертикальні розміри

$$H_2 \geq (H_k + 100) + f = (4000 + 100) + 300 = 4400 \text{ мм},$$

де H_k визначається за дод. Б (табл. Б.1);

$$H_0 \geq H_1 + H_2 = 16000 + 4400 = 20400 \text{ мм (кратне 600 мм)}.$$

Висота H_0 повинна бути кратна 1,8 м, а в деяких випадках – 0,6 м.

Повна висота колони $H = H_0 + H_3 = 20400 + 1000 = 21400$ мм.

Висота верхньої частини колони $H_v = H_2 + (h_p + h_6) = 4400 + 1800 = 6200$ мм, де $(h_p + h_6)$ визначається за дод. Б.

$$\text{Висота нижньої частини колони } H_n = H - H_v = 21400 - 6200 = 15200 \text{ мм}.$$

Розміри H_v , H_n повинні бути кратними 200 мм.

Висота між гальмівною балкою і низом ферми $H_c = H_v - h_6 = 6200 - 1600 = 4600$ мм.

Горизонтальні розміри

Прив'язка розбивної осі колони до її зовнішньої грані $a = 500$ мм.

$a = 0$ – для низьких будівель ($H < 14$ м) з вантажопідйомністю кранів $Q \leq 30$ т;

$a = 500$ мм – для високих будівель з вантажопідйомністю кранів $Q = 100$ т і більше або з групами режимів роботи кранів 7К, 8К;

$a = 250$ мм – в інших випадках.

$$\text{Висота перерізу верхньої частини колони } h_b \geq H_v / 12 = 6200 / 12 = 510 \text{ мм}.$$

Розмір h_b приймається 450, 700 або 1000 мм.

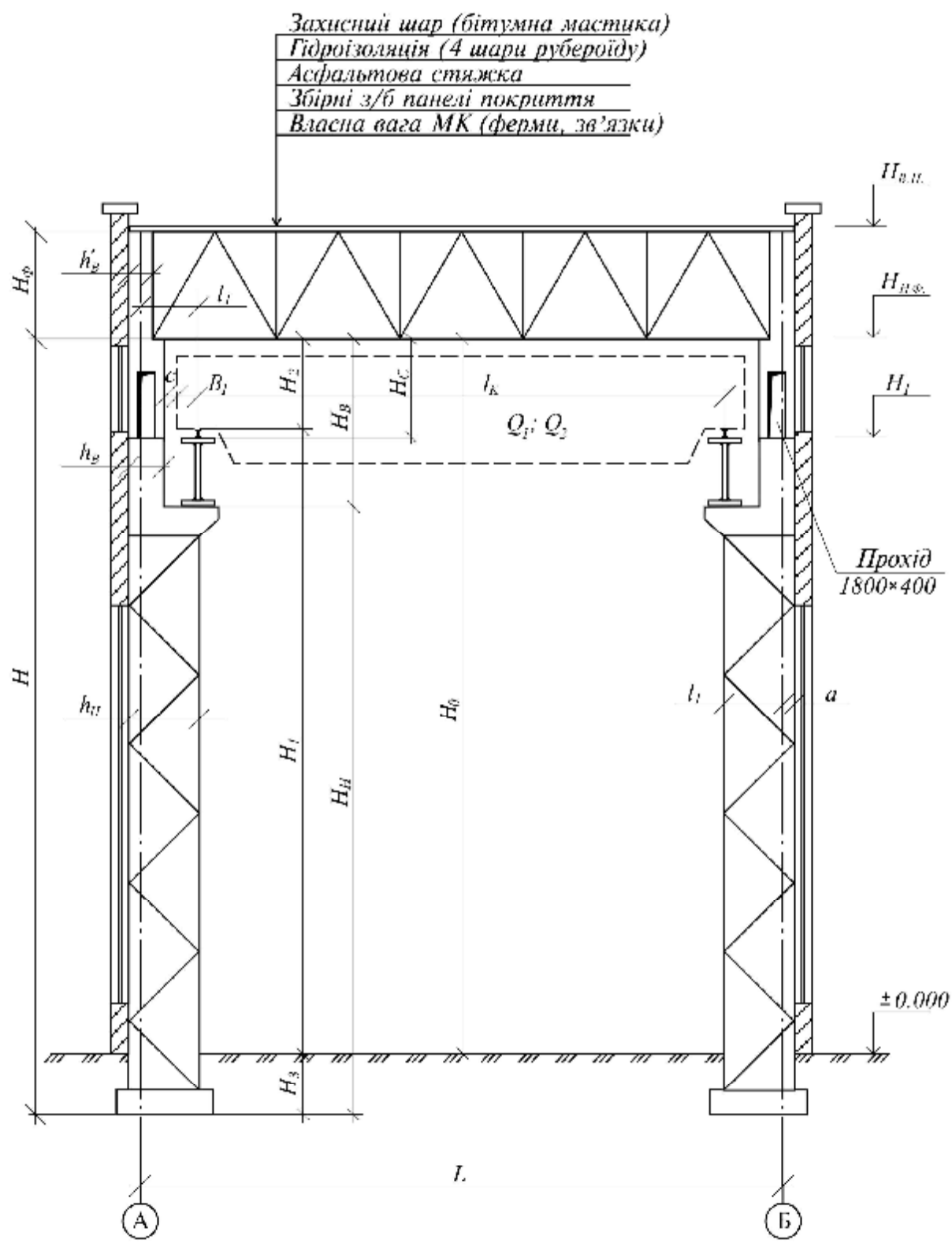


Рисунок 1.2 – Конструкція однопрогонової поперечної рами

Приймаємо $h_b=1000$ мм з умови розташування проходу шириною 400 мм у середині колони, оскільки група режимів роботи крана 7К. У межах висоти ферми можна призначити $h_b'=700$ мм, що і прийнято в цьому прикладі.

Відстань між віссю підкранової балки і розбивною віссю рами $l_1 \geq B_1 + (h_b - a) + c = 400 + (1000 - 500) + 75 = 975$ мм, де B_1 – виступ кранового моста, приймаємо за дод. Б, $B_1 = 400$ мм; c – відстань між колоною і краном, $c \geq 75$ мм.

Приймаємо $l_1 = 1000$ мм. Висота перерізу нижньої частини колони $h_n = l_1 + a = 1000 + 500 = 1500$ мм ($h_n \geq H/15 = 21400/15 = 1430$ мм).

Прогін мостового крана $l_k = L - 2l_1 = 30000 - 2 \times 1000 = 28000$ мм.

Для кранів з групами режимів роботи 7К, 8К для невеликого ремонту необхідно передбачити прохід розміром 400×1800 мм, який розміщується або в самій колоні (тоді $a = 500$ мм; $h_b = 1000$ мм), або біля внутрішньої грані колони. Тоді відстань між колоною і краном приймається $c = 450$ мм. Розмір l_1 повинен бути кратним 250 мм і частіше приймається 750, 1000 або 1250 мм.

З умов забезпечення поперечної жорсткості рами в будівлях з групою режимів роботи кранів 1К...6К необхідно приймати $h_n \geq H/20$; у будівлях з групою режимів роботи кранів 7К...8К відповідно $h_n \geq H/15$ [3].

Переріз верхньої частини колони приймаємо у вигляді зварного широкополичного двотавра, нижньої частини – наскрізним.

Системи зв'язків повинні бути розроблені в графічній частині проекту на аркуші № 1.

1.3 Статичний розрахунок поперечної рами

Поперечна рама розраховується звичайними методами будівельної механіки (зусиль, переміщень) з урахуванням дійсної роботи каркаса в просторовій системі. При цьому приймаються деякі спрощення, які не ведуть до значних похибок.

Однопрогонові і багатопрогонові рами з однаковою висотою прогонів частіше за все розраховуються методом переміщень, а багатопрогонові складного профілю – методом сил. У наш час розрахунок рам, як правило, виконується з використанням ЕОМ.

1.3.1 Розрахункова схема

У зв'язку з прийнятою конструкцією поперечної рами (колони – ступінчасті, ригель – у вигляді кроkv'яної ферми, жорстко з'єднаною з колоною, яка у свою чергу жорстко закріплена у фундаменті) вибираємо розрахункову схему рами, яку наведено на рис. 1.3 і рис. 1.6, а.

Зміщення осей частин колони

$$e_1 = 0,5 \cdot (h_H - h_B) = 0,5 \cdot (1,5 - 1,0) = 0,25 \text{ м.}$$

Ексцентриситет прикладання вертикального кранового навантаження відносно осі нижньої частини колони

$$e_2 = 0,5 \cdot h_H = 0,5 \cdot 1,5 = 0,75 \text{ м.}$$

Для визначення розрахункових зусиль (M , N , Q) в елементах рами за допомогою ЕОМ необхідно попередньо прийняти відношення моментів інерції рігеля і частин стояків: $J_B = 1$; $J_H = (5 \dots 10) \cdot J_B$; $J_P = (2 \dots 6) \cdot J_H$. Приймаємо: $J_B = 1$; $J_H = 5$; $J_P = 15$.

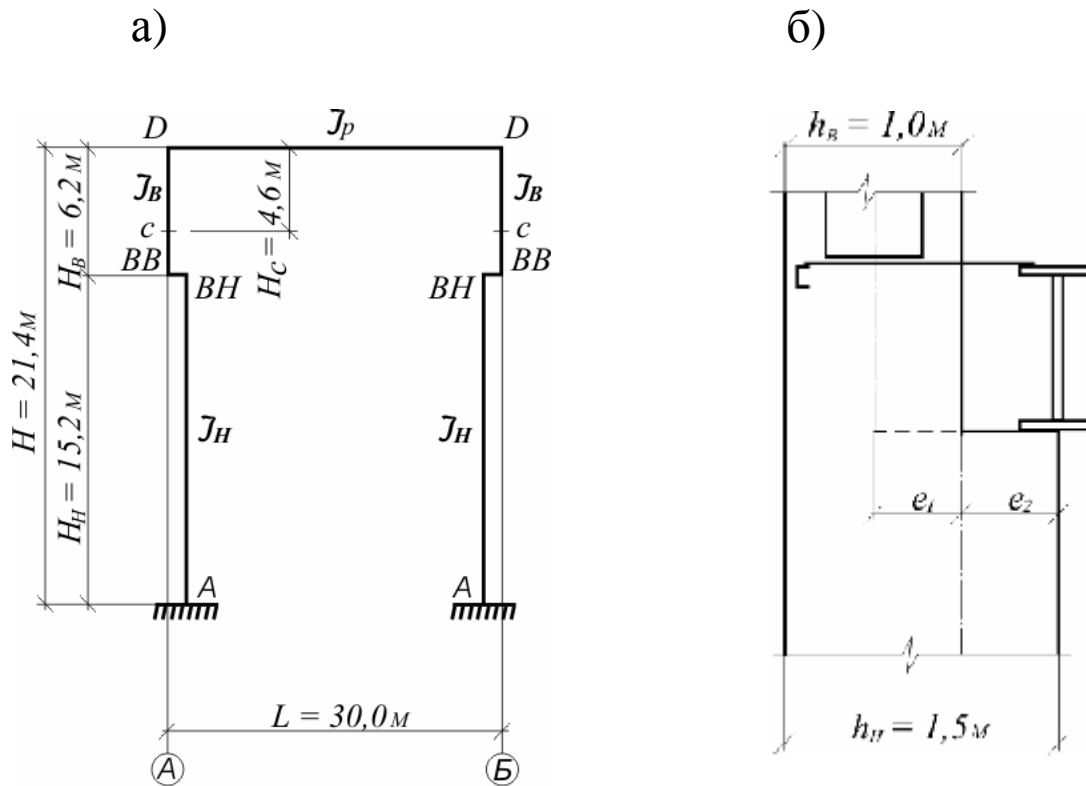


Рисунок 1.3 – Розрахункова схема поперечної рами – а) і фрагмент колони – б)

1.3.2 Збір навантажень

Постійне навантаження

За даними дод. Б (табл. Б.2) розраховуємо навантаження на 1 м^2 покриття в табличній формі (табл. 1.1).

Розрахункове лінійне навантаження на рігель рами (рис. 1.6, б)

$$q_n = \gamma_n \cdot g_{кр} \cdot b_\phi / \cos \alpha = 0,95 \cdot 3,99 \cdot 12 / 1 = 45,5 \text{ кН/м,}$$

де b_ϕ – ширина вантажної площі; $b_\phi = B = 12 \text{ м}$; α – кут нахилу верхнього поясу ферми до горизонту, $\alpha \approx 0$.

Таблиця 1.1 – Постійне навантаження від покриття

	Склад покриття	Навантаження, кН/м ²		
		нормативне	коефіцієнт γ_f	розрахункове
1	Захисний шар (бітумна мастика з втопленим гравієм)	0,42	1,3	0,55
2	Гідроізоляція (4 шари рубероїду)	0,2	1,3	0,26
3	Асфальтова стяжка	0,26	1,3	0,34
4	З/б плити	2,1	1,1	2,31
5	Власна вага металоконструкцій ферми, зв'язків	0,5	1,05	0,53
	Всього	$g_{кр}^H=3,48$		$g_{кр}=3,99$

Снігове навантаження.

Згідно з дод. Г, табл. Г.1 нормативна вага снігового шару для IV району $S_0=1,5$ кН/м², коефіцієнт надійності за навантаженням $\gamma_f=1,4$, оскільки $g_{кр}^H/S_0=3,48/1,5>1$. Розрахункове навантаження від снігу на рігель рами (рис. 1.6, в)

$$S=\gamma_n \cdot \gamma_f \cdot \mu \cdot S_0 \cdot b_{\phi}=0,95 \cdot 1,4 \cdot 1,0 \cdot 1,5 \cdot 12=23,9 \text{ кН/м,}$$

де μ – коефіцієнт нахилу покрівлі, який залежить від кута нахилу покрівлі α : якщо $\alpha \leq 20^\circ$, то $\mu=1$; якщо $\alpha > 60^\circ$, то $\mu=0$; для проміжних значень α коефіцієнт μ визначається за лінійною інтерполяцією між 1 та 0.

Навантаження від мостових кранів

Технічні характеристики мостових електричних кранів $Q_1=100/20$ тс і $Q_2=50/10$ тс виписуємо з довідника по кранах (дод. Б, табл. Б.1) (рис. 1.4).

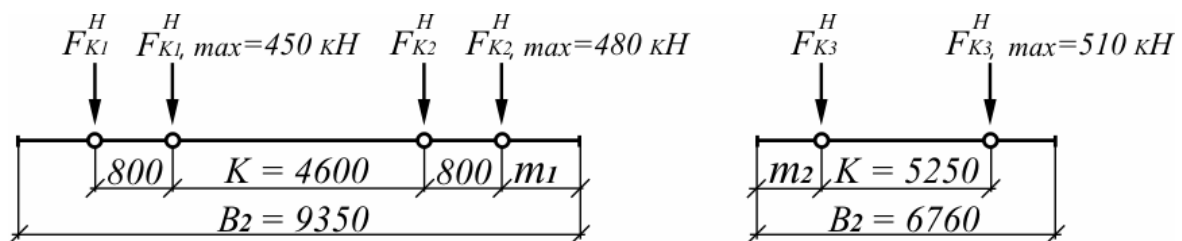


Рисунок 1.4 – Технічні характеристики кранів

Якщо в роботі знаходяться два крани і вони зближуються, тоді відстань між крайніми колесами дорівнює

$$m=m_1+m_2=0,5(B_2-K-2 \cdot 800)+0,5(B_2-K)=0,5(9350-4600-2 \cdot 800)+0,5(6760-5250)=2330 \text{ мм.}$$

Вертикальними навантаженнями на проміжну колону по осі “n” є сума вертикальних опорних тисків від двох суміжних підкранових балок,

які опираються на колону по осі “n” і визначаються за допомогою лінії впливу опорних тисків (рис. 1.5).

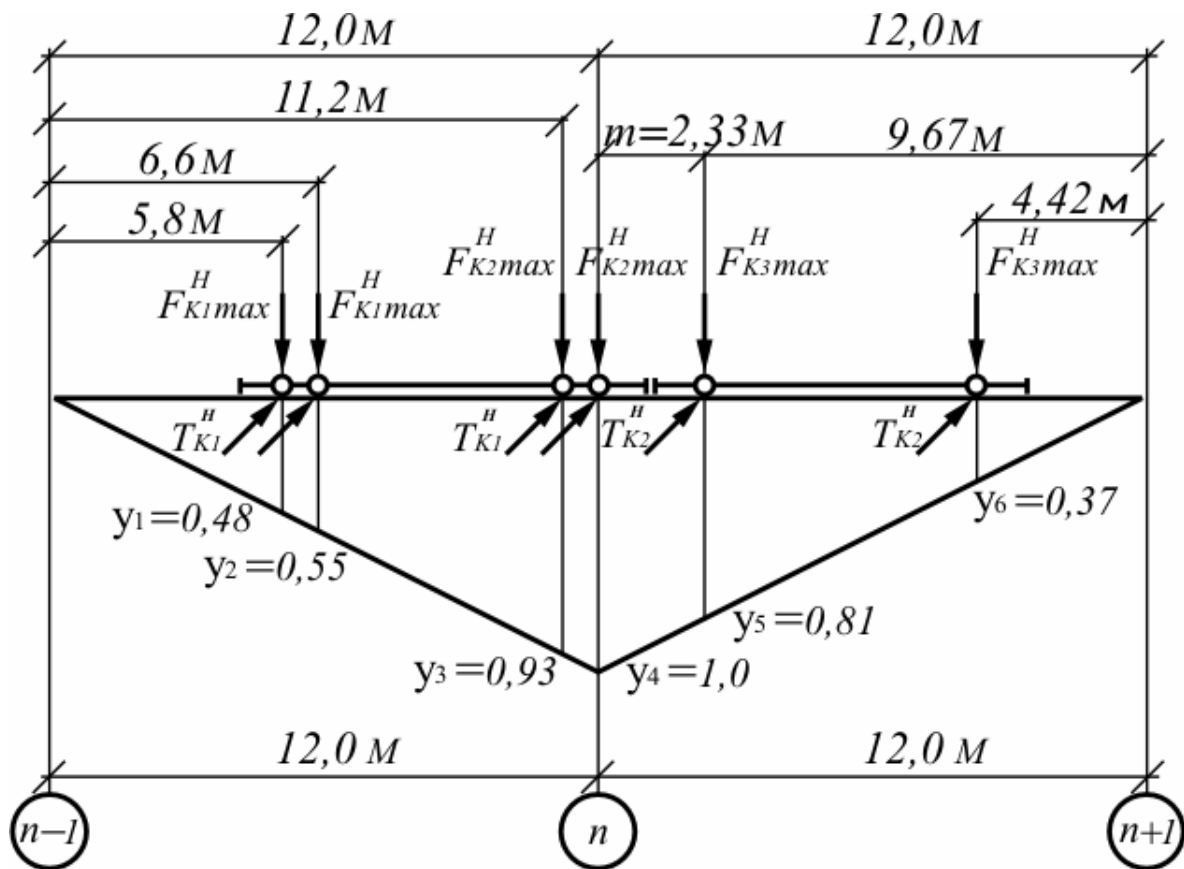


Рисунок 1.5 – Лінія впливу опорних тисків двох суміжних кранів на колону “n”

При цьому максимальний тиск на колону по осі “n” дорівнює

$$D_{\max} = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot \psi \cdot \sum F_{ki, \max}^H \cdot y_i \quad (1.1)$$

Мінімальний тиск на колону дорівнює

$$D_{\min} = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot \psi \cdot \sum F_{ki, \min}^H \cdot y_i \quad (1.2)$$

де γ_f – коефіцієнт надійності за навантаженням, який дорівнює 1,1; ψ – коефіцієнт поєднання (при навантаженні одним краном $\psi=1$; двома кранами з групами режимів роботи 1К...6К, $\psi=0,85$, а при групах режимів роботи кранів 7К, 8К, відповідно $\psi=0,95$);

$\sum F_{ki, \max}^H \cdot y_i$ і $\sum F_{ki, \min}^H \cdot y_i$ – суми добутків максимальних і мінімальних тисків коліс на відповідні ординати лінії впливу, де $F_{ki, \max}^H$ – приймається з довідника для кранів (дод. Б, табл. Б.1); $F_{ki, \min}^H$ – визначається з виразу

$$F_{ki, \min}^H = (9,8Q + G_{кр}) / n_0 - F_{ki, \max}^H \quad (1.3)$$

де Q – вантажопідйомність крана, тс; $G_{кр}$ – вага крана з возиком, кН (дод. Б); n_0 – кількість коліс на одній стороні крана.

Для нашого прикладу мінімальний тиск коліс кранів на підкранову балку буде

$$F_{k1, \min}^H = \frac{9,8 \cdot 100 + 1450}{4} - 450 = 157,5 \text{ кН};$$

$$F_{k2, \min}^H = \frac{9,8 \cdot 100 + 1450}{4} - 480 = 127,5 \text{ кН};$$

$$F_{k3, \min}^H = \frac{9,8 \cdot 50 + 795}{2} - 510 = 132,5 \text{ кН}.$$

Максимальний тиск на колону (рис. 1.6, г) згідно з (1.1)

$$\begin{aligned} D_{\max} &= \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot \Psi \cdot [F_{k1, \max}^H (y_1 + y_2) + F_{k2, \max}^H (y_3 + y_4) + F_{k3, \max}^H (y_5 + y_6)] = \\ &= 0,95 \cdot 1,1 \cdot 0,95 \cdot [450 \cdot (0,48 + 0,55) + 480 \cdot (0,93 + 1,0) + 510 \cdot (0,81 + 0,37)] = \\ &= 1977,3 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Мінімальний тиск на колону (рис. 1.6, д) згідно з (1.2)

$$\begin{aligned} D_{\min} &= \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot \Psi \cdot [F_{k1, \min}^H (y_1 + y_2) + F_{k2, \min}^H (y_3 + y_4) + F_{k3, \min}^H (y_5 + y_6)] = \\ &= 0,95 \cdot 1,1 \cdot 0,95 \cdot [157,5 \cdot (0,48 + 0,55) + 127,5 \cdot (0,93 + 1,0) + 132,5 \cdot (0,81 + 0,37)] = \\ &= 560,6 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Горизонтальне навантаження на проміжну колону по осі “п” визначається як сума горизонтальних опорних тисків двох суміжних підкранових балок, які опираються на дану колону (рис. 1.5), за формулою

$$T = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot \Psi \cdot \sum T_{ki}^H \cdot y_i, \quad (1.4)$$

де T_{ki}^H – горизонтальне навантаження, яке передається через одне колесо крана і залежить від вантажопідйомності і груп режимів роботи крана і розраховується за формулами:

– для груп режимів роботи кранів 1К...6К:

$$T_k^H = 0,05(9,8Q + G_T) / n_0, \quad (1.5)$$

– для груп режимів роботи кранів 7К, 8К:

$$T_k^H = 0,1(9,8Q + G_T) / n_0, \quad (1.5')$$

тут G_T – вага возика, кН (дод. Б); n_0 – кількість коліс на одній стороні крана.

Тоді за (1.5') визначаємо

$$T_{k1}^H = 0,1(9,8 \cdot 100 + 410) / 4 = 34,8 \text{ кН};$$

$$T_{k2}^H = 0,1(9,8 \cdot 50 + 185) / 2 = 33,75 \text{ кН}.$$

Горизонтальне навантаження на проміжну колону (рис. 1.6, е, є) згідно з (1.4)

$$T = 0,95 \cdot 1,1 \cdot 0,95 [34,8 \cdot (0,48 + 0,55 + 0,93 + 1) + 33,75 \cdot (0,81 + 0,37)] = 141,8 \text{ кН}.$$

Вітрове навантаження

Нормативний швидкісний тиск вітру $\omega_0 = 0,48 \text{ кН/м}^2$ (дод. Г, табл. Г.2). Приймаємо тип місцевості – В. Тоді згідно з табл. 6 [2], коефіцієнт збільшення швидкісного тиску вітру на висоті 10, 20 і 40 м дорівнює $K_{10} = 0,65$; $K_{20} = 0,85$; $K_{40} = 1,1$, відповідно.

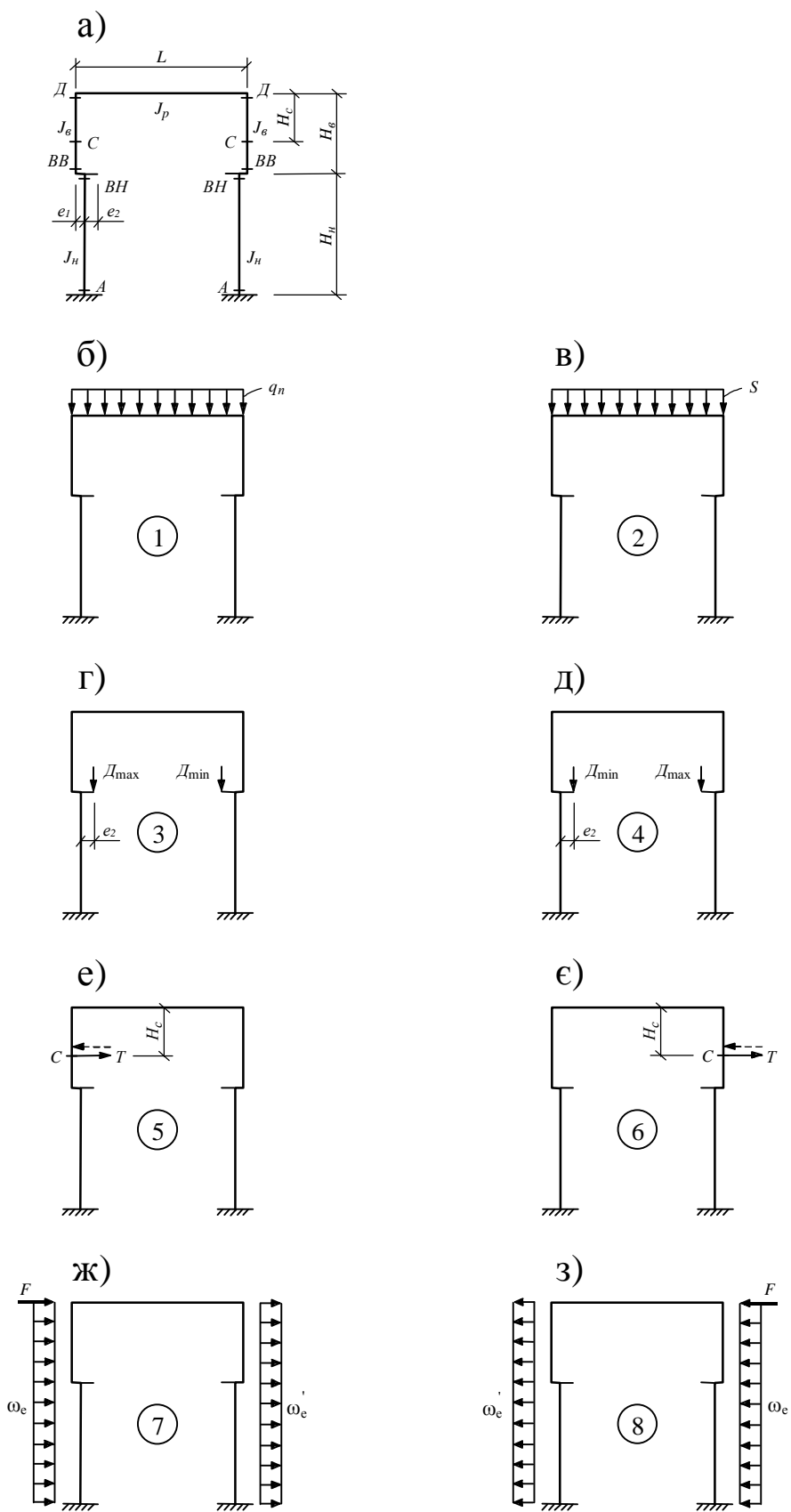


Рисунок 1.6 – До розрахунку поперечної рами:
 а) – розрахункова схема; б), в), г), д), е), є), ж), з) – схеми навантажень,
 відповідно постійного – б), снігового – в), кранових – г) - є), вітрових – ж), з)

Активне (з боку тиску) розрахункове, рівномірно розподілене вітрове навантаження на стоек рами визначається з виразу

$$\omega_B = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot \omega_0 \cdot K \cdot C_e \cdot b = 0,95 \cdot 1,4 \cdot 0,48 \cdot K \cdot 0,8 \cdot 12 = 6,13 K \text{ (кН/м)},$$

де γ_f – коефіцієнт надійності за навантаженням, який дорівнює 1,4;

C_e – аеродинамічний коефіцієнт з боку тиску, $C_e = +0,8$;

b – ширина вантажної площі $b = B = 12$ м (B – крок колон).

Рівномірно розподілене навантаження на висотах 10, 20, 40 м, відповідно, дорівнює:

$$\omega_{B, 10} = 6,13 \cdot K_{10} = 6,13 \cdot 0,65 = 3,98 \text{ кН/м};$$

$$\omega_{B, 20} = 6,13 \cdot K_{20} = 6,13 \cdot 0,85 = 5,21 \text{ кН/м};$$

$$\omega_{B, 40} = 6,13 \cdot K_{40} = 6,13 \cdot 1,1 = 6,74 \text{ кН/м}.$$

Рівномірно розподілене навантаження на висоті 30 м дорівнює

$$\omega_{B, 30} = (5,21 + 6,74) / 2 = 5,98 \text{ кН/м}.$$

Відмітка низу ферми (рис. 1.2) $H_{\text{нф}} = H_0 + H_3 = H = 21,4$ м.

Відмітка верху покриття з урахуванням висоти ферми на опорі $H_{\text{ф}} = 3,15$ м і товщини покрівлі (орієнтовно) 0,35 м дорівнює

$$H_{\text{вп}} = H_{\text{нф}} + 3,15 + 0,35 = 24,9 \text{ м}.$$

Рівномірно розподілене навантаження на висоті 21,4 м ($H_{\text{нф}}$) дорівнює $\omega_{B, 21,4} = \omega_{B, 20} + (\omega_{B, 30} - \omega_{B, 20}) \cdot 1,4 / 10 = 5,21 + (5,98 - 5,21) \cdot 1,4 / 10 = 5,32$ кН/м;

теж, на висоті 24,9 м ($H_{\text{вп}}$):

$$\omega_{B, 24,9} = 5,21 + (5,98 - 5,21) \cdot 4,9 / 10 = 5,59 \text{ кН/м}.$$

Еквівалентні лінійні навантаження на стояки рами (рис. 1.6, ж, з) визначаються за формулами:

– з боку тиску:

$$\omega_e = \omega_{B, 10} \cdot \alpha_{21,4} = 3,98 \cdot 1,12 = 4,46 \text{ кН/м},$$

де α – поправковий коефіцієнт (при $H_{\text{нф}} \leq 10$ м – $\alpha_{\text{нф}} = 1,0$; 15 м – 1,04; 20 м – 1,1; 25 м – 1,17; 30 м – 1,23; 35 м – 1,29), який приймається для відмітки низу ригеля за інтерполяцією:

– з протилежного боку тиску (відсос):

$$\omega'_e = \omega_e \cdot C / C_e = 4,46 \cdot 0,6 / 0,8 = 3,35 \text{ кН/м},$$

де C – аеродинамічний коефіцієнт, $C = -0,6$.

В межах висоти шатра будівлі вітрове навантаження у вигляді зосереджених сил прикладається на рівні низу ригеля і визначається за формулами:

– з боку тиску:

$$F_B = 0,5 \cdot (\omega_{B, 21,4} + \omega_{B, 24,9}) \cdot h' = 0,5 \cdot (5,32 + 5,59) \cdot 3,5 = 19,1 \text{ кН},$$

де $h' = H_{\text{вп}} - H_{\text{нф}} = 24,9 - 21,4 = 3,5$ м – висота шатра будівлі;

– з протилежного боку тиску (відсос):

$$F'_B = F_B \cdot C / C_e = 19,1 \cdot 0,6 / 0,8 = 14,3 \text{ кН}.$$

Сумарне зосереджене вітрове навантаження в межах висоти шатра будівлі прикладається з боку тиску вітру на рівні низу ригеля (рис. 1.6, ж, з):

$$F = F_B + F'_B = 19,1 + 14,3 = 33,4 \text{ кН}.$$

1.3.3 Обчислення розрахункових зусиль M, N, Q в елементах рами на ЕОМ

Запис початкових даних для розрахунку однопрогонової жорсткої рами на ЕОМ виконується в такій послідовності:

- 1) варіант: 18;
- 2) величина прогону, м $L=30$;
- 3) висота верхньої частини колони, м $H_B=6,2$;
- 4) висота нижньої частини колони, м $H_H=15,2$;
- 5) висота колони від гальмівної балки до низу ферми (верху колони), м $H_C=4,6$;
- 6) ексцентриситет зміщення осей колони, м $e_1=0,25$;
- 7) ексцентриситет прикладання зусилля D_{max} (D_{max}), м $e_2=0,75$;
- 8) момент інерції верхньої частини колони $J_B=1$;
- 9) момент інерції нижньої частини колони ($n \cdot J_B$), $J_H=5$;
- 10) момент інерції рігеля ($m \cdot J_H$), $J_p=15$;
- 11) постійне навантаження на рігель, кН/м $q_p=45,5$;
- 12) навантаження від снігу, кН/м $S=23,9$;
- 13) кранове навантаження, кН $D_{max}=1977,3$;
- 14) кранове навантаження, кН $D_{min}=560,6$;
- 15) зусилля поперечного гальмування крана, кН $T=141,8$;
- 16) активний тиск вітру, кН/м $\omega_e=4,5$;
- 17) пасивний тиск вітру, кН/м $\omega'_e=3,4$;
- 18) зосереджене вітрове навантаження на верх колони від шатра будівлі, кН $F=33,4$.

Результати статичного розрахунку поперечної рами на ЕОМ наведено на сторінці 14 (табл. 1.2).

Таблиця 1.2 – Зусилля при статичному розрахунку рами (вибірка)

Завантаження	Зусилля	Лівий стояк				Правий стояк			
		Д	ВВ	ВН	А	Д	ВВ	ВН	А
1. Постійне	М	-661,4	-373,4	-202,8	503,3	661,4	373,4	202,8	-503,3
	Q	-46,5	-46,5	-46,5	-46,5	46,5	46,5	46,5	46,5
	N	-682,5	-682,5	-682,5	-682,5	-682,5	-682,5	-682,5	-682,5
2. Снігове	М	-347,4	-196,1	-106,5	264,4	347,4	196,1	106,5	-264,4
	Q	-24,4	-24,4	-24,4	-24,4	24,4	24,4	24,4	24,4
	N	-358,5	-358,5	-358,5	-358,5	-358,5	-358,5	-358,5	-358,5
3. Кр. макс.	М	66,4	465,8	-1017,2	-38,0	271,0	-128,4	292,0	-687,2
	Q	-64,4	-64,4	-64,4	-64,4	64,4	64,4	64,4	64,4
	N	11,2	11,2	-1966,0	-1996,0	-11,2	-11,2	-571,8	-571,8
4. Кр. мін.	М	-271,0	128,4	-292,0	687,2	-66,4	-465,8	1017,2	38,0
	Q	-64,4	-64,4	-64,4	-64,4	64,4	64,4	64,4	64,4
	N	-11,2	-11,2	-571,8	-571,8	11,2	11,2	-1966,0	-1966,0
5. Кр. т. лів. ±	М	121,3	240,9	240,9	-1065,0	383,9	37,5	37,5	-811,9
	Q	-55,9	85,9	85,9	85,9	55,9	55,9	55,9	55,9
	N	16,8	16,8	16,8	16,8	-16,8	-16,8	-16,8	-16,8
6. Кр. т. пр. ±	М	383,9	37,5	37,5	-811,9	121,3	240,9	240,9	-1065,0
	Q	55,9	55,9	55,9	55,9	-55,9	85,9	85,9	85,9
	N	16,8	16,8	16,8	16,8	-16,8	-16,8	-16,8	-16,8
7. Віт. лів.	М	243,5	85,0	85,0	-1035,5	265,7	65,3	65,3	-979,0
	Q	11,6	39,5	39,5	107,9	21,8	42,9	42,9	94,5
	N	17,0	17,0	17,0	17,0	-17,0	-17,0	-17,0	-17,0
8. Віт. пр.	М	-265,7	-65,3	-65,3	979,0	-243,5	-85,0	-85,0	1035,5
	Q	-21,8	-42,9	-42,9	-94,5	-11,6	-39,5	-39,5	-107,9
	N	-17,0	-17,0	-17,0	-17,0	17,0	17,0	17,0	17,0

На підставі результатів статичного розрахунку рами складається таблиця розрахункових комбінацій зусиль (табл. 1.3), за якими виконується розрахунок і конструювання колони і ригеля (кроквяної ферми).

Для складання таблиці розрахункових комбінацій зусиль рекомендуються такі правила знаків: момент M буде додатним, якщо він вигинає стоек вліво; поперечна сила Q буде додатною, якщо вона повертає переріз із площини рами за ходом годинникової стрілки; поздовжня сила N буде додатною, якщо вона викликає в елементі стержня розтяг.

1.3.4 Складання таблиці розрахункових комбінацій зусиль (табл. РКЗ)

Таблиця РКЗ складається для знаходження найбільш не вигідних комбінацій зусиль M , Q , N СНиП 2.01.07–85, при цьому передбачені основні і особливі поєднання зусиль в перерізах елементів рами. При додаванні основних поєднань зусиль береться сума зусиль від навантажень:

1) постійне + тимчасове тривале + одне тимчасове короткочасне з коефіцієнтом поєднання $\psi = 1$;

2) постійне + тимчасове тривале + не менше двох тимчасових короткочасних з коефіцієнтом поєднання $\psi = 0,9$.

Особливі комбінації складаються при наявності сейсмічних і інших особливих навантажень (у цьому прикладі вони відсутні).

Навантаження від снігу (I і II райони), кранів і вітру відносяться до короткочасних, при цьому навантаження від вертикального і горизонтального поперечного впливу одного або двох мостових кранів при додаванні поєднань зусиль приймаються як одне короткочасне навантаження.

Примітка. Снігове навантаження для III і вище снігових районів розподіляється на тривале і короткочасне, при цьому тривала частина снігового навантаження визначається множенням повного нормативного значення на коефіцієнт: 0,3 - для III снігового району; 0,5 - для IV району; 0,6 - для V і VI районів.

У прикладі при складанні таблиці РКЗ зусилля від снігового навантаження віднесені до короткочасних і враховані з коефіцієнтами $\psi = 1$ і 0,9, що спрощує розрахунки і дає похибку не більше 1 %.

Для розрахунку і конструювання позацентрово-стиснутої колони і кроквяної ферми складають дві комбінації зусиль для перерізів “Д”, “ВВ”, “ВН” і “А” (рис. 1.6, а):

1) $+ M_{\max}, N_{\text{відп.}}$;

2) $- M_{\max}, N_{\text{відп.}}$

Проміжний переріз “С” не розглядається, оскільки для розрахунку суцільної верхньої (надкранової) частини колони достатньо розглянути

розрахункові комбінації зусиль (РКЗ) в перерізах “Д” і “ВВ” і вибрати одну найбільш не вигідну комбінацію зусиль.

У нижній частині колони розглядаються перерізи “ВН”, “А”. Якщо нижня частина колони (підкранова) наскрізна, то комбінація зусиль “+ M_{\max} , $N_{\text{відп.}}$ ” використовується для розрахунку зовнішньої вітки колони, а “- M_{\max} , $N_{\text{відп.}}$ ” – для підкранової вітки.

При складанні комбінацій зусиль потрібно враховувати такі умови:

а) зусилля від постійного навантаження входять у кожну комбінацію зусиль;

б) зусилля M і Q в 5-му і 6-му навантаженнях (рис. 1.6, е, є) можуть враховуватись у комбінаціях зусиль як зі знаком “+”, так і “-”, оскільки сила поперечного гальмування може бути спрямована як вправо, так і вліво. При цьому 5-е навантаження разом із 3-ім складає одне тимчасове короткочасне навантаження, те ж 6-е з 4-им.

За найбільшою поперечною силою в перерізі “А” розраховують розкісну решітку наскрізної колони.

Для розрахунку анкерних болтів складають окрему комбінацію розрахункових зусиль в перерізі “А”. Часто ця комбінація включає в себе найменше зусилля N з найбільш можливими моментами, при цьому зусилля N від постійного навантаження враховується з коефіцієнтом надійності за навантаженням $\gamma_f = 0,9$, оскільки воно розвантажує анкерні болти.

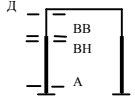
Розрахунки комбінацій зусиль для характерних перерізів стояків наведено в табл. 1.3 (таблиця РКЗ), а найбільш не вигідні комбінації зусиль вміщено в рамки.

1.4 Контрольні питання до розділу 1

1. Які фактори впливають на вибір розрахункової схеми поперечної рами?
2. Які бувають розрахункові схеми поперечної рами?
3. Як визначаються постійні навантаження на поперечну раму?
4. Як визначається снігове навантаження на рігель рами?
5. В якому випадку вертикальний тиск від мостових кранів на проміжну колону буде максимальний?
6. Як визначити максимальний вертикальний тиск на проміжну колону?
7. В якому випадку вертикальний тиск від мостових кранів на проміжну колону буде мінімальним і як його визначити?
8. Як визначити горизонтальний тиск від мостових кранів на проміжну колону?
9. Який характер має дійсна і розрахункова схеми вітрового навантаження на стояки рами?
10. Як визначити еквівалентні значення активного і пасивного тиску вітру на стояки рами?

11. Як враховується вітрове навантаження в межах висоти шатра будівлі на поперечну раму?
12. Якими нормативними документами необхідно користуватись для розрахунків навантажень на поперечну раму?
13. Які методи будівельної механіки застосовуються для статичного розрахунку рами?
14. Які дані необхідно враховувати для розрахунку рами на ЕОМ?
15. Для чого і як складається таблиця розрахункових комбінацій зусиль (РКЗ)?

Таблиця 1.3 – Розрахункові комбінації зусиль для лівого стояка (табл. РКЗ)

Комб. зусиль	Коеф. поєд. ψ		Переріз “Д”		Переріз “ВВ”		Переріз “ВН”		Переріз “А”	
			М, кН·м	N, кН	М, кН·м	N, кН	М, кН·м	N, кН	М, кН·м	N, кН
$+M_{\max}$, $N_{\text{відп.}}$	$\psi = 1$	№ нав.	–		1, 3, 5		–		1, 4, 6 (+)	
		зусилля	–	–	+333,3	-654,5	–	–	2002,4	-1238
	$\psi = 0,9$	№ нав.	–		1, 3, 5, 7		–		1, 2, 4, 6 (+), 8	
		зусилля	–	–	+339,1	-642,1	–	–	2971,6	-1520
$-M_{\max}$, $N_{\text{відп.}}$	$\psi = 1$	№ нав.	1, 4, 6 (–)		1, 2		1, 3, 5 (–)		1, 3, 5	
		зусилля	-1316	-676,9	-569,5	-1041	-1460,9	-2632	-599,7	-2632
	$\psi = 0,9$	№ нав.	1, 2, 4, 6 (–), 8		1, 2, 8		1, 2, 3, 5 (–), 8		1, 3, 5, 7	
		зусилля	-1802,6	-1015,4	-608,7	-1020,5	-1489,7	-2774,8	-1421,5	-2421,5
N_{\min} , $+M_{\text{відп.}}$	$\psi = 1$	№ нав.	Зусилля М та N від постійного навантаження підраховано з коефіцієнтом: $0,9/1,1=0,8$						1, 8	
		зусилля							+1382	-563
N_{\min} , $-M_{\text{відп.}}$	$\psi = 1$	№ нав.							1, 7	
		зусилля							-633	-529
Q_{\max}	$\psi = 0,9$	№ нав.	1, 2, 3, 5, 8		1, 2, 3, 5, 8					
		зусилля	-196,4		-289					

2 РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ ПІДКРАНОВОЇ БАЛКИ

2.1 Навантаження на підкранові балки

Вертикальні і горизонтальні навантаження при розрахунку підкранових балок повинні враховуватись від одного або двох найбільш важких за впливом мостових кранів у прогоні.

При роботі одного крана зусилля в балці приймаються без зниження. При роботі двох кранів зусилля знижуються з урахуванням коефіцієнта поєднання кранових навантажень ψ (п. 1.3.2).

Розрахункові значення вертикальних і горизонтальних тисків катків крана визначають за формулами:

$$F_{ki} = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot K_1 \cdot F_{ki, \max}^H; \quad T_{ki} = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot K_2 \cdot T_{ki}^H, \quad (2.1)$$

де K_1, K_2 – коефіцієнти динамічності, які визначаються за табл. 2.1; γ_n, γ_f – коефіцієнти надійності за призначенням і за навантаженням, які відповідно дорівнюють $\gamma_n = 0,95, \gamma_f = 1,1$; $F_{ki, \max}^H$ і T_{ki}^H – п. 1.3.2.

Таблиця 2.1 – Коефіцієнти динамічності K_1 і K_2

Групи режимів роботи кранів	Кроки колон, В, м	K_1	K_2
1К...6К	незалежно від В	1,0	1,0
7К	$V \leq 12$	1,1	1,0
	$V > 12$	1,0	1,0
8К	$V \leq 12$	1,2	1,1
	$V > 12$	1,1	1,1

Методика і послідовність розрахунку підкранової балки наведені у прикладі.

ПРИКЛАД. Розрахувати суцільну розрізну підкранову балку прогоном $l_6=12$ м під два крани вантажопідйомністю $Q_1=100/20$ тс і $Q_2=50/10$ тс, група режимів роботи 7К, прогін будівлі $L=30$ м, прогін крана $l_k=28$ м, матеріал балки С255 (ГОСТ 27772-88; $R_y=240$ МПа при $t=11...20$ мм; $R_y=230$ МПа при $t=21...40$ мм).

Довідкові дані про крани наведені в дод. Б (табл. Б.1). Дані про навантаження на підкранову балку наведені в табл. 2.2.

Таблиця 2.2 – Розрахунок навантажень на підкранову балку від кранів

Вантажопідйомність, Q, тс	100/20	50/10
прогін крана, l_k , м	28	28
найбільший нормативний вертикальний тиск катків, кН	$F_{k1, \max}^H / F_{k1, \max}^H =$ $=450/480$	$F_{k3, \max}^H = 510$
розрахунковий вертикальний тиск катків, кН ($\gamma_n=0,95$; $\gamma_f=1,1$; $K_1=1,1$)	$F_{k1} / F_{k2} =$ $=517/552$	$F_{k2} = 586$
вага крана, $G_{кр}$, кН	1450	795
вага возика, G_T , кН	410	185
нормативний горизонтальний тиск катків, кН (п. 1.3.2)	$T_{k1}^H = 34,8$	$T_{k2}^H = 33,75$
розрахунковий горизонтальний тиск катків, кН ($\gamma_n=0,95$; $\gamma_f=1,1$; $K_2=1,0$)	$T_{k1} = 36,4$	$T_{k2} = 35,3$
рейка кранова (приймається по більшому крану)	КР 120	

Схема розташування навантажень від кранів наведена на рис. 2.1.

2.2 Статичний розрахунок балки

У підкранових балках при прогоні до 12 м (включно) поперечний переріз не змінюється. Для того, щоб підібрати переріз таких балок, необхідно знайти M_x , M_y , Q_x , Q_y – максимальні згинальні моменти і поперчні сили у вертикальному і горизонтальному напрямках. Для визначення згинальних моментів M система вантажів розташовується на балці так, щоб рівнодіюча всіх вантажів, які знаходяться на балці, і критичний вантаж були рівновіддалені від середини прогону балки (теорема Вінклера). Як правило, критичним вантажем є вантаж, найближчий до рівнодіючої.

Для перерізу під критичним вантажем будується лінія впливу (л.в.) M . Для визначення поперечних сил Q найбільші вантажі повинні бути розташовані поблизу опорного перерізу балки. Зусилля визначаються за лінією впливу (л.в.) Q .

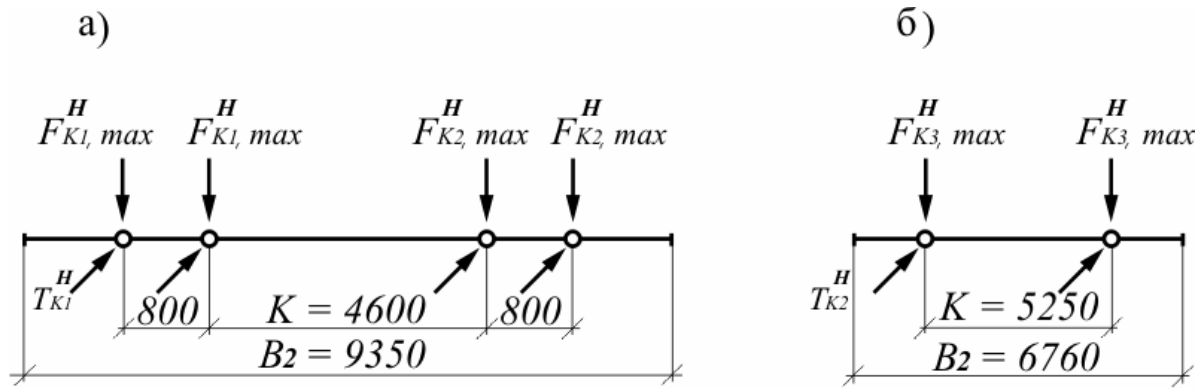
ПРИКЛАД (продовження)

Завантаження підкранової балки одним краном

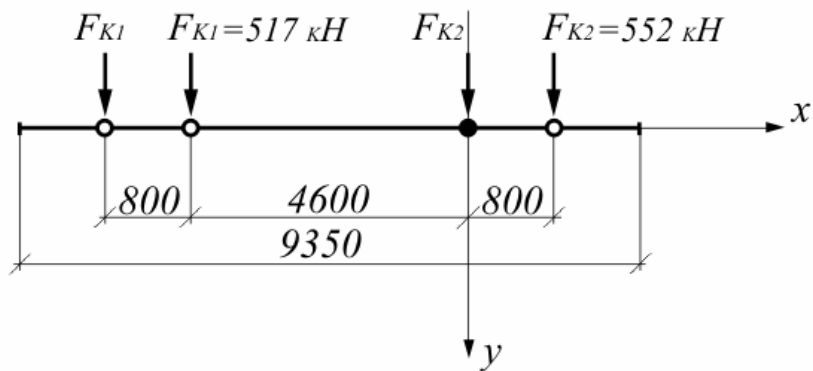
На рис. 2.2, а показано розташування вантажів при завантаженні балки одним краном $Q_1=100/20$ тс. Оскільки $F_{k2} > F_{k1}$, то очевидно, що критичним буде вантаж F_{k2} , найближчий до рівнодіючої (на рис. 2.2, а виділений). Початок координатної осі X накладаємо на цей вантаж і знаходимо положення рівнодіючої R відносно критичного вантажу за формулою

$$C = \sum F_{ki} X_i / \sum F_{ki}, \text{ де } \sum F_{ki} = R, \quad (2.2)$$

а далі встановимо вантажі на балці згідно з теоремою Вінклера.



в)



г)

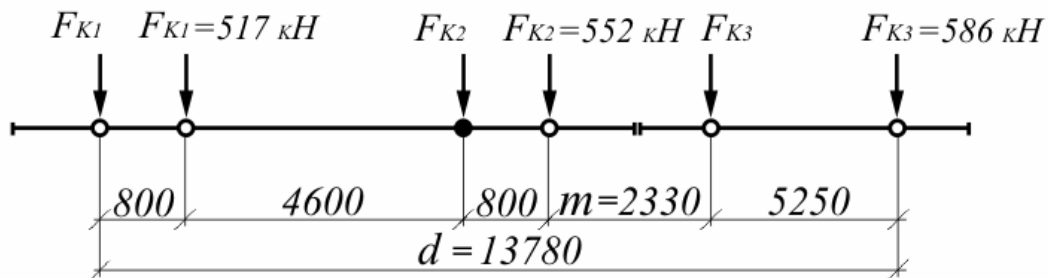


Рисунок 2.1 – Схеми навантажень на підкранову балку:

- а) – схема нормативних максимальних тисків коліс мостового крана $Q_1=100/20$ тс (з додатку 2); б) – теж, мостового крана $Q_2=50/10$ тс (з додатку 2); в) – схема розрахункових максимальних тисків коліс крана $Q_1=100/20$ тс; г) – те ж, двох кранів $Q_1=100/20$ тс і $Q_2=50/10$ тс

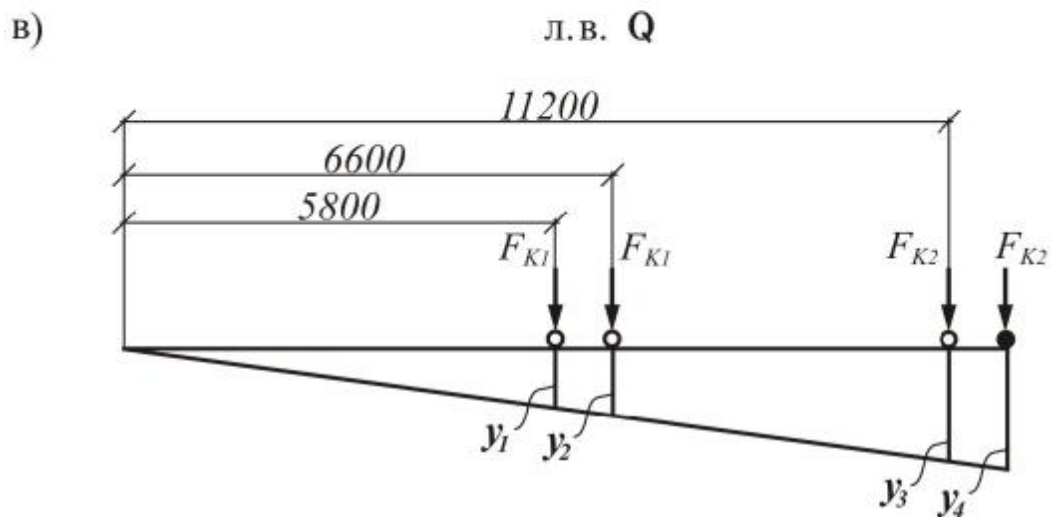
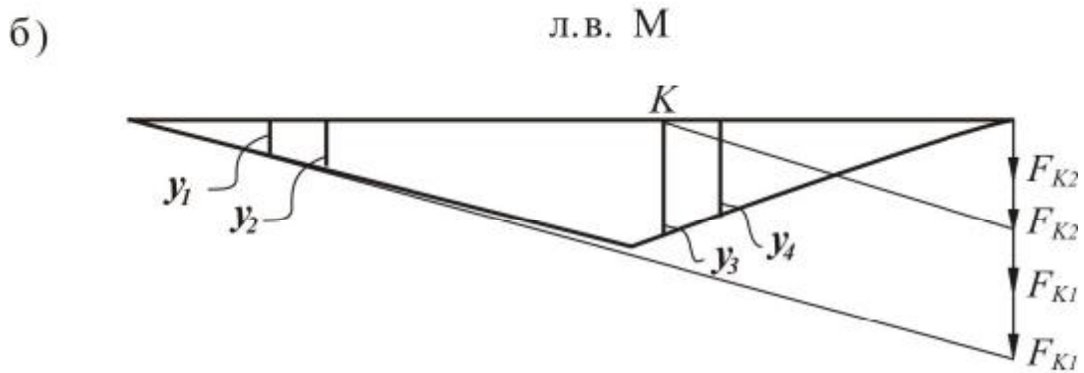
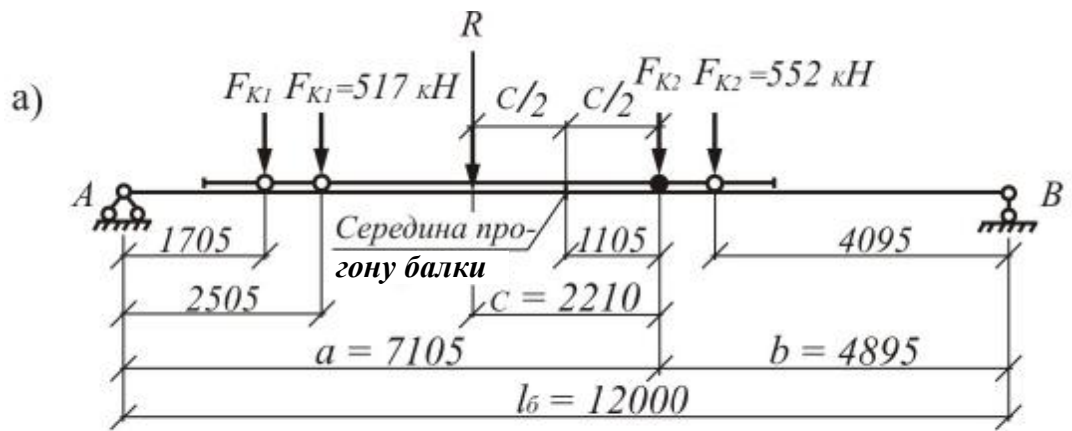


Рисунок 2.2 – Завантаження підкранової балки одним краном $Q_1=100/20$ тс:
 а) – схема кранового навантаження; б) – лінія впливу для визначення М;
 в) – лінія впливу для визначення Q

Вірність вибору критичного вантажу можна перевірити за допомогою відомих у будівельній механіці двох нерівностей або графічно. Для графічної перевірки вірності вибору критичного вантажу з правого кінця лінії впливу відкладаємо в масштабі всі вантажі в тому порядку, в якому вони розташовані від опори В до опори А.

Кінець останнього вантажу з'єднуємо з початком лінії впливу. Далі з точки К, яка є вершиною лінії впливу, проведемо паралельну лінію. Ця лінія переріже критичний вантаж, який повинен бути встановлений над вершиною лінії впливу. Якщо ця перевірка не виконується, тоді потрібно вважати критичним інший вантаж і повторити завантаження.

При розташуванні вантажів на балці згідно з теоремою Вінклера може трапитись, що один з вантажів залишиться за опорою (лівою або правою). У цьому випадку необхідно знову визначити положення рівнодіючої вантажів, які залишились на балці, і розташувати їх відповідно до теореми Вінклера.

Положення рівнодіючої R відносно вантажу F_{k2} визначається за формулою

$$C = \frac{552 \cdot 0,8 - 517 \cdot 4,6 - 517 \cdot 5,4}{2 \cdot 552 + 2 \cdot 517} = -2,21 \text{ м.}$$

Розташування вантажів за теоремою Вінклера і лінії впливу М і Q наведені на рис. 2.2, б, в. Ординати лінії впливу (л.в.) М визначаються з виразів (рис. 2.2, б):

$$y_3 = a \cdot b / (a + b) = 7,105 \cdot 4,895 / 12 = 2,9;$$

$$y_1 = 1,705 \cdot 2,9 / 7,105 = 0,7;$$

$$y_2 = 2,505 \cdot 2,9 / 7,105 = 1,02;$$

$$y_4 = 4,095 \cdot 2,9 / 4,895 = 2,43.$$

Ординати лінії впливу (л.в.) Q визначаються за виразами (рис. 2.2, в):

$$y_4 = 1;$$

$$y_3 = 11,2 / 12 = 0,93;$$

$$y_2 = 6,6 / 12 = 0,55;$$

$$y_1 = 5,8 / 12 = 0,48.$$

Найбільший розрахунковий вертикальний згинальний момент визначається за формулою

$$M_x = \alpha \psi \sum F_{ki} \cdot y_i = 1,05 \cdot 1 \cdot [517(0,7 + 1,02) + 552(2,9 + 2,43)] = 4017 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

де α – коефіцієнт, який враховує власну вагу балки, $\alpha = 1,05$ при $l_6 = 12$ м ($\alpha = 1,03$ при $l_6 = 6$ м).

Найбільший розрахунковий горизонтальний згинальний момент визначається з використанням розрахованих раніше ординат лінії впливу (л.в.) М

$$M_y = \psi \sum T_{ki} \cdot y_i = 1 \cdot 36,4 \cdot (0,7 + 1,02 + 2,9 + 2,43) = 256 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Найбільшу розрахункову поперечну силу одержимо, змістивши вантажі вправо до опори (рис. 2.2, в),

$$Q_x = \alpha \psi \sum F_{ki} \cdot y_i = 1,05 \cdot 1 \cdot (517 \cdot 0,48 + 517 \cdot 0,55 + 552 \cdot 0,93 + 552 \cdot 1) = 1683 \text{ кН.}$$

Завантаження підкранової балки двома кранами

На рис. 2.3, а показано розташування вантажів при завантаженні балки двома кранами $Q_1=100/20$ тс і $Q_2=50/10$ тс. Оскільки всі вантажі не можуть розміститися на балці ($d=13780 \text{ мм} > l_6=12000 \text{ мм}$, рис. 2.1, г), то визначимо розрахункову групу вантажів. До цієї групи потрібно віднести вантажі, які мають найближче значення і які розташовані на найменших відстанях між собою.

У даному прикладі найбільш не вигідною розстановкою кранів буде завантаження п'ятьма вантажами. Положення рівнодіючої п'яти вантажів визначаємо за формулою (2.2) (за початок координат приймаємо вантаж F_{k2}).

$$C = \frac{586 \cdot 3,13 + 552 \cdot 0,8 - 517 \cdot 4,6 - 517 \cdot 5,4}{2 \cdot 517 + 2 \cdot 552 + 586} = -1,06 \text{ м.}$$

Розташування вантажів за теоремою Вінклера і лінії впливу M і Q наведені на рис. 2.3, б, в. Ординати лінії впливу (л.в.) M визначаються з виразів (рис. 2.3, б):

$$y_3 = a \cdot b / (a + b) = 6,53 \cdot 5,47 / 12 = 2,98;$$

$$y_1 = 1,13 \cdot 2,98 / 6,53 = 0,52;$$

$$y_2 = 1,93 \cdot 2,98 / 6,53 = 0,88;$$

$$y_4 = 4,67 \cdot 2,98 / 5,47 = 2,54;$$

$$y_5 = 2,34 \cdot 2,98 / 5,47 = 1,27.$$

Ординати лінії впливу (л.в.) Q визначаються за виразами (рис. 2.3, в):

$$y_1 = 1;$$

$$y_2 = 11,2 / 12 = 0,93;$$

$$y_3 = 6,6 / 12 = 0,55;$$

$$y_4 = 5,8 / 12 = 0,48;$$

$$y_5 = 3,47 / 12 = 0,29.$$

З урахуванням коефіцієнта поєднання кранових навантажень $\psi=0,95$ найбільший розрахунковий вертикальний згинальний момент визначається за формулою

$$M_x = \alpha \psi \sum F_{ki} \cdot y_i = 1,05 \cdot 0,95 \cdot [517(0,52 + 0,88) + 552(2,98 + 2,54) + 586 \cdot 1,27] = 4504 \text{ кН} \cdot \text{м.} \quad (2.3)$$

Найбільший розрахунковий горизонтальний згинальний момент визначається з використанням розрахованих раніше ординат лінії впливу (л.в.) M

$$M_y = \psi \sum T_{ki} \cdot y_i = 0,95 \cdot [36,4 \cdot (0,52 + 0,88 + 2,98 + 2,54) + 35,3 \cdot 1,27] = 282 \text{ кН} \cdot \text{м.} \quad (2.4)$$

Найбільшу розрахункову поперечну силу одержимо, змістивши вантажі вліво до опори (рис. 2.3, в). Тоді

$$Q_x = \alpha \psi \sum F_{ki} \cdot y_i = 1,05 \cdot 0,95 \cdot [517 \cdot (1 + 0,93) + 552 \cdot (0,55 + 0,48) + 586 \cdot 0,29] = 1695 \text{ кН.}$$

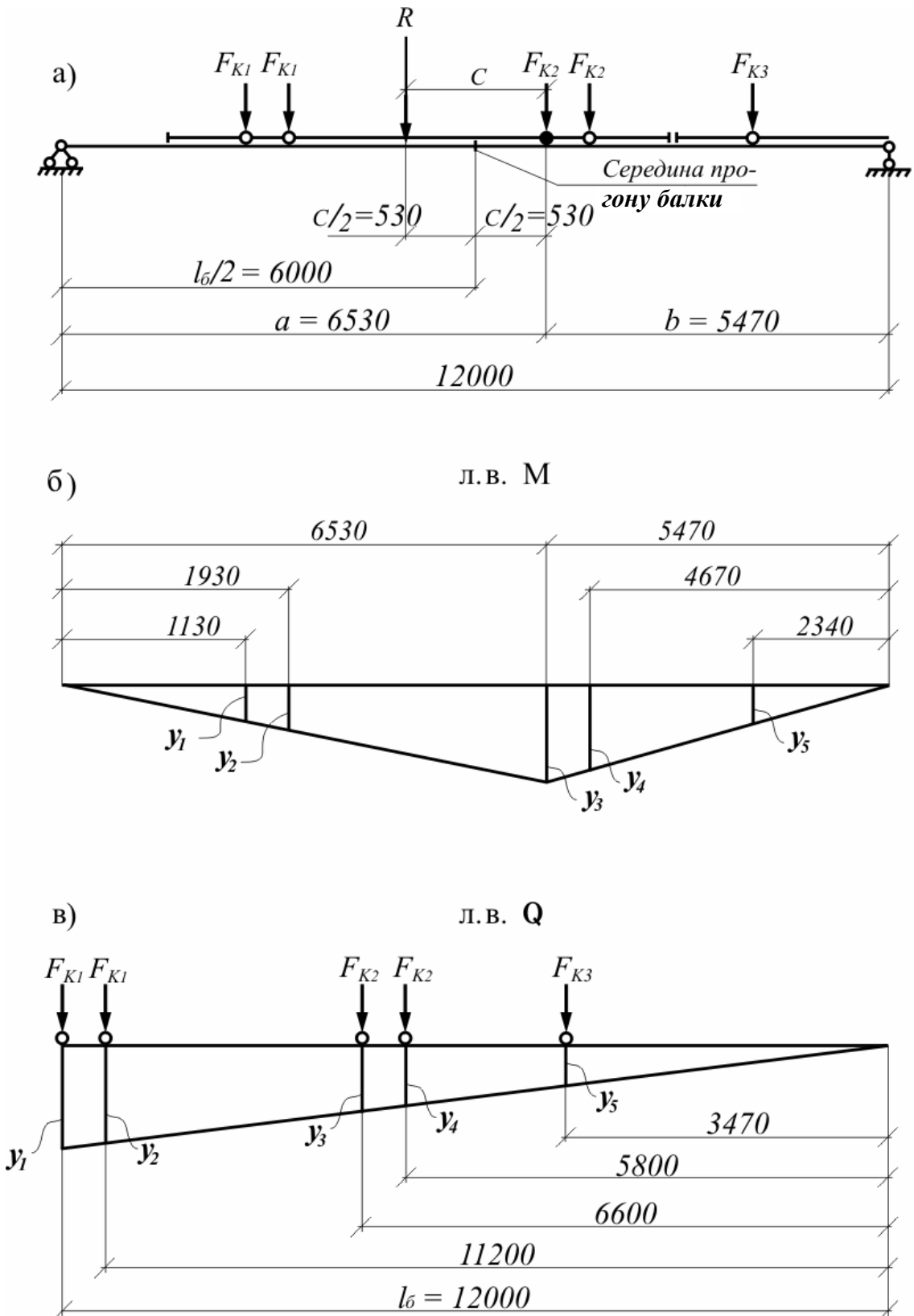


Рисунок 2.3 – Завантаження підкранової балки двома кранами $Q_1=100/20$ тс і $Q_1=50/10$ тс:
а) – схема кранового навантаження; б) – лінія впливу для визначення M ;
в) – лінія впливу для визначення Q

З цих розрахунків виходить, що завантаження балки двома кранами найбільш не вигідне. Таким чином розрахункові зусилля

$$M_x=4504 \text{ кН}\cdot\text{м}; M_y=282 \text{ кН}\cdot\text{м}; Q_x=1695 \text{ кН}.$$

2.3 Конструкції підкранових балок

Розглянемо підкранові балки, які кріпляться до сталевих колон каркаса за допомогою вертикальних болтів нормальної точності $\varnothing 20\dots 22$ мм. Між собою балки з'єднуються горизонтальними болтами, які за рахунок амортизаторів допускають поворот опорних ребер під навантаженням. Торці опорного ребра необхідно стругати. У поперечних ребрах жорсткості внутрішні кути зрізають на 40...60 мм для пропуску поясних зварних швів. Поздовжні кромки стінки обробляють під зварку. Для кріплення кранової рейки у верхньому поясі свердять отвори діаметром 21...23 мм, які розташовуються з кроком 600...750 мм.

Для підкранового шляху застосовуються спеціальні рейки типу КР, які кріпляться до балки за допомогою планок. В якості гальмівних конструкцій при кранах груп режимів роботи 1К...6К застосовуються гальмівні ферми. Гальмівні балки застосовуються в будівлях з групою режимів роботи 7К, 8К при двох і більше працюючих кранах і можуть виготовлятися з рифленого настилу товщиною 6...10 мм.

Гальмівні балки або ферми по колонах крайнього ряду потрібно кріпити до стояків фахверка, при відсутності стояків – опирати на допоміжні ферми, які зв'язані з нижнім поясом підкранової балки фермами.

Мінімальні номери підтримуючого швелера при прогоні балки $l_6=6$ м – № 16, а при прогоні балки $l_6=12$ м – № 18...24. Сортамент швелерів наведено в дод. Г, табл. Г.13. Допоміжні ферми проектуються з одинарних кутників.

2.4 Підбір перерізу підкранової балки

Приймаємо підкранову балку симетричного перерізу з гальмівною конструкцією у вигляді листа з рифленої сталі $t=8$ мм і швелера № 40 (при наявності проміжного стояка фахверка і кріплення до нього гальмівної конструкції, а також при кроці рам 6 м можливе прийняття швелера № 16...20).

ПРИКЛАД (продовження). Значення коефіцієнта β , який враховує згинальний момент у горизонтальній площині визначаємо за формулою

$$\beta = 1 + 2 \frac{M_y}{M_x} \cdot \frac{h_6}{h_T} = 1 + 2 \frac{282}{4504} \cdot \frac{1,2}{1,5} = 1,1; \quad (2.5)$$

де $h_6=l_6/10=12/10=1,2$ м; h_T – ширина гальмівної балки, яка приймається рівною висоті перерізу нижньої частини колони, $h_T=h_H=1,5$ м.

Потрібний момент опору перерізу балки визначаємо за формулою

$$W_{x, nm} = M_x \cdot b / R_y \cdot g_c = 450400 \cdot 1,1 / 23 \cdot 1 = 21541 \text{ см}^3, \quad (2.6)$$

де R_y – розрахунковий опір сталі (для сталі С255 при $t=21\dots40$ мм – дод. Г, табл. Г.3 – $R_y=230$ МПа= 23 кН/см²; $R_{yn}=235$ МПа); $\gamma_c=1$ – коефіцієнт умов роботи (табл. 6 [1]).

Оптимальна висота балки за умов найменших витрат матеріалу

$$h_{opt} = K \sqrt{W_{x, nm} / t_w} = 1,15 \sqrt{21541 / 1,1} = 160,9 \text{ см}, \quad (2.7)$$

де t_w – товщина стінки зварної двотаврової балки, яка визначається за емпіричною формулою $t_w=7+3 \cdot h_6/1000$, тут $h_6=l_6/10$ (в мм); тоді $h_6 \approx 12000/10=1200$ мм; $t_w=7+3 \cdot 1200/1000=10,6$ мм.

Приймаємо $t_w=11$ мм= $1,1$ см.

Мінімальна висота балки за умов найменшої жорсткості

$$h_{min} = \frac{5}{24} \cdot \frac{R_y \cdot g_c \cdot l_6}{b \cdot E} \left[\frac{l_6}{f} \right] \frac{M^H}{M_x} = \frac{5}{24} \cdot \frac{23 \cdot 1 \cdot 1200 \cdot 600}{1,1 \cdot 2,06 \cdot 10^4} \cdot \frac{327100}{450400} = 110,6 \text{ см}, \quad (2.8)$$

де l_6 – прогін підкранової балки, який дорівнює кроку колон, $l_6=1200$ см; E – модуль пружності сталі, $E=2,06 \cdot 10^4$ кН/см²; $[l_6/f]=600$ – для балок під крани з групами режимів роботи 7К, 8К (для балок під крани з групами режимів роботи 4К...6К відповідно 500, а при 1К...3К – 400); $\beta=1,1$ (дивись вище); M^H – згинальний момент від нормативних навантажень при завантаженні балки одним краном і $\psi=1$.

Значення M^H підраховуємо за допомогою лінії впливу (рис. 2.3)

$$M^H = g_n \psi \sum F_{ki, max} \cdot y_i = 0,95 \cdot 1 \cdot [450 \cdot (0,52 + 0,88) + 480 \cdot (2,98 + 2,54)] = 3271 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Приймаємо попередньо розміри стінки зварного двотавра $h_w \times t_w=1600 \times 11$ мм, враховуючи сортамент товстолистової сталі (дод. Г, табл. Г.14).

Перевірка товщини стінки за умов зрізу:

$$t_w \geq \frac{K \cdot Q_x}{h_w \cdot R_s \cdot g_c} = \frac{1,5 \cdot 1695}{160 \cdot 13,3 \cdot 1} = 1,19 \text{ см}, \quad (2.9)$$

де $K=1,5$ – коефіцієнт, що враховує роботу стінки на зріз без урахування поясів зварного двотавра (для прокатного двотавра $K=1,2$); $Q_x=1695$ кН – найбільша поперечна сила на опорі; R_s – розрахунковий опір сталі зрізу, $R_s=0,58 \cdot R_{yn}/\gamma_m=0,58 \cdot 23,5/1,025=13,3$ кН/см², тут γ_m – коефіцієнт надійності за матеріалом, $\gamma_m=1,025$ (табл. 2 [1]).

Приймаємо товщину стінки за умов її зрізу $t_w=12$ мм.

Уточнюємо оптимальну висоту балки за формулою (2.7)

$$h_{opt} = 1,15 \cdot \sqrt{21541 / 1,2} = 154,1 \text{ см}.$$

Приймаємо стінку балки розмірами $h_w \times t_w=1600 \times 12$ мм.

Розміри поясів балки повинні задовольняти такі умови:

1) $t_f \leq 3t_w$, $b_f = (1/3 \dots 1/5)h_w$;

2) вони повинні бути узгоджені з сортаментом листової сталі (дод. Г, табл. Г.14, Г.15);

3) площа перерізу поясів повинна бути не менша потрібної за умов міцності, яка визначається за формулою

$$A_{f, nm} \geq \frac{W_{x, nm}}{h_w} - \frac{1}{6} h_w t_w = \frac{21541}{160} - \frac{1}{6} \cdot 160 \cdot 1,2 = 102,6 \text{ см}^2. \quad (2.10)$$

Задамо декілька варіантів розмірів поясів:

а) $t_{f1} = 2,2$ см; $b_{f1} = A_{f, nm} / t_{f1} = 102,6 / 2,2 = 46,6$ см, згідно з сортаментом 480×22 мм, $A_{f1} = 105,6 \text{ см}^2$;

б) $t_{f2} = 2,5$ см; $b_{f2} = 102,6 / 2,5 = 41,04$ см, згідно з сортаментом 420×25 мм, $A_{f2} = 105 \text{ см}^2$;

в) $t_{f3} = 2,8$ см; $b_{f3} = 102,6 / 2,8 = 36,6$ см, згідно з сортаментом 380×28 мм, $A_{f3} = 106,4 \text{ см}^2$;

г) $t_{f4} = 3$ см; $b_{f4} = 102,6 / 3 = 34,2$ см, згідно з сортаментом 360×30 мм, $A_{f4} = 108 \text{ см}^2$.

Приймаємо $b_f \times t_f = 420 \times 25$ мм; $A_f = 105 \text{ см}^2$. При цьому $t_f / t_w = 25 / 12 = 2,08 < 3$; $b_f / h_w = 420 / 1600 = 1/3,8$.

Для забезпечення місцевої стійкості стиснутого поясу балки необхідно виконувати умову $b_{ef} / t_f \leq 0,5 \sqrt{E / R_y}$,

де b_{ef} – виступ стиснутого поясу балки,

$$b_{ef} = (b_f - t_w) / 2 = (42 - 1,2) / 2 = 20,4 \text{ см}.$$

$$\text{Тоді } 20,4 / 2,5 = 8,2 < 0,5 \sqrt{2,06 \cdot 10^4 / 23} = 15.$$

Місцева стійкість стиснутого поясу балки забезпечена.

Перевірка міцності нижнього поясу балки виконується за формулою

$$\sigma_H = M_x / W_x \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (2.11)$$

де $M_x = 4504$ кН·м (див. 2.3); $W_x = J_x / 0,5 \cdot h$,

тут $h = h_w + 2 \cdot t_f = 160 + 2 \cdot 2,5 = 165$ см;

$$J_x = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2b_f t_f \left(\frac{h_w + t_f}{2} \right)^2 = \frac{1,2 \cdot 160^3}{12} + 2 \cdot 42 \cdot 2,5 \cdot \left(\frac{160 + 2,5}{2} \right)^2 =$$

$$= 1795928 \text{ см}^4;$$

$$W_x = 1795928 / 0,5 \cdot 165 = 21769 \text{ см}^3.$$

$$\sigma_H = 450400 / 21769 = 20,69 \text{ кН/см}^2 < R_y \cdot \gamma_c = 23 \text{ кН/см}^2.$$

Міцність нижнього поясу балки забезпечена.

Перевірка міцності верхнього поясу балки виконується з урахуванням включення в роботу гальмівного листа і підтримуючого швелера, що разом з верхнім поясом балки сприймають згинальний момент від горизонтальних навантажень

$$\sigma_B = \sigma_1 + \sigma_2 = (M_x/W_x) + (M_y/W_y) \leq R_y \cdot \gamma_c. \quad (2.12)$$

У зв'язку з тим, що поперечний переріз підкранової балки прийнято симетричний, то $\sigma_1 = \sigma_H = 20,69 \text{ кН/см}^2$, а $M_y = 282 \text{ кН}\cdot\text{м}$ (див. 2.4).

Для визначення W_y необхідно знайти положення осі у складеного перерізу, який враховує верхній пояс балки, гальмівний лист розміром $1250 \times 8 \text{ мм}$ і підтримуючий швелер № 40 (рис. 2.4). Початкова вісь y_0 проходить по осі балки, тоді:

$$X_c = \frac{\sum S_{y_0}}{\sum A} = \frac{A_1 X_1 + A_2 X_2}{A_1 + A_2 + A_f} = \frac{100 \cdot 78,5 + 61,5 \cdot 144,25}{100 + 61,5 + 105} = 62,7 \text{ см}. \quad (2.13)$$

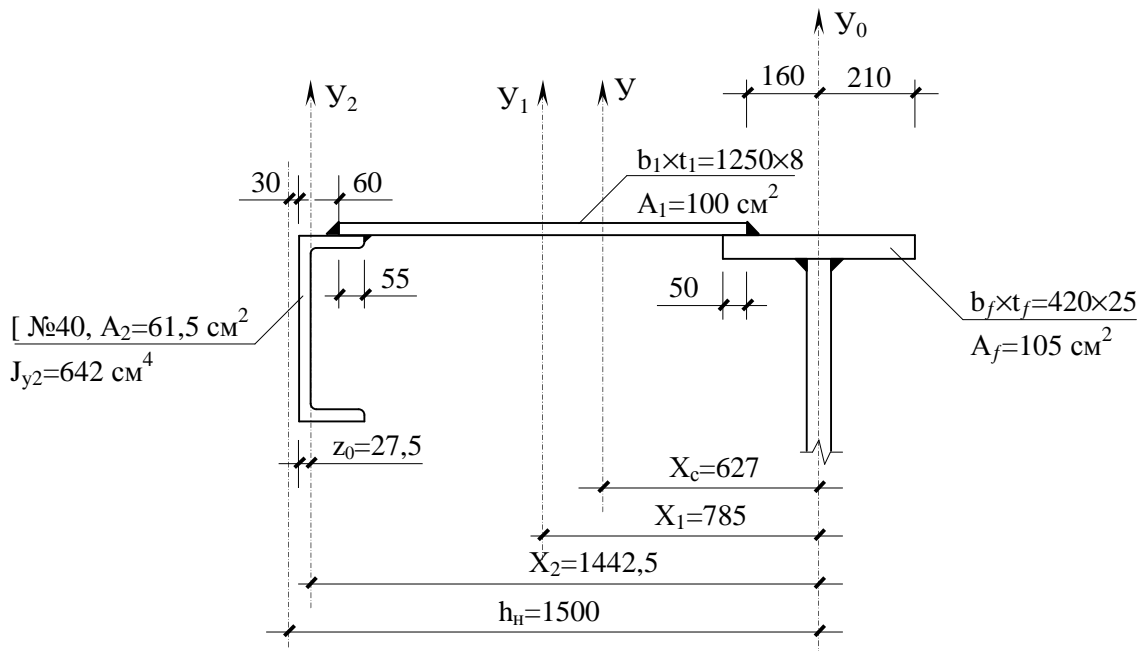


Рисунок 2.4 – Складений переріз для визначення W_y

Момент інерції складеного перерізу:

$$J_y = t_1 \cdot b_1^3 / 12 + A_1 (X_1 - X_c)^2 + J_{y2} + A_2 (X_2 - X_c)^2 + t_f \cdot b_f^3 / 12 + A_f X_c^2 = 0,8 \cdot 125^3 / 12 + 100 \cdot (78,5 - 62,7)^2 + 642 + 61,5 \cdot (144,25 - 62,7)^2 + 2,5 \cdot 42^3 / 12 + 105 \cdot 62,7^2 = 993035 \text{ см}^4.$$

Момент опору складеного перерізу:

$$W_y = J_y / (X_c + 0,5 b_f) = 993035 / (62,7 + 21) = 11864 \text{ см}^3.$$

Нормальні напруження у верхньому поясі балки згідно з (2.12)

$$\sigma_B = \sigma_1 + \sigma_2 = 20,69 + 28200 / 11864 = 20,69 + 2,38 = 23,07 \text{ кН/см}^2 > R_y \cdot \gamma_c = 23 \text{ кН/см}^2.$$

Міцність верхнього поясу балки не забезпечена. Аналізуючи прийняті розміри складеного перерізу, бачимо, що у даному випадку необхідно збільшити розміри полиці балки. Приймаємо $b_f \times t_f = 450 \times 25 \text{ мм}$ і знову виконуємо перевірку міцності (рис. 2.5).

Місцева стійкість стиснутого поясу балки при $b_f = 450 \text{ мм}$ забезпечена, оскільки $(45 - 1,2) / 2 \cdot 2,5 = 8,76 < 15$.

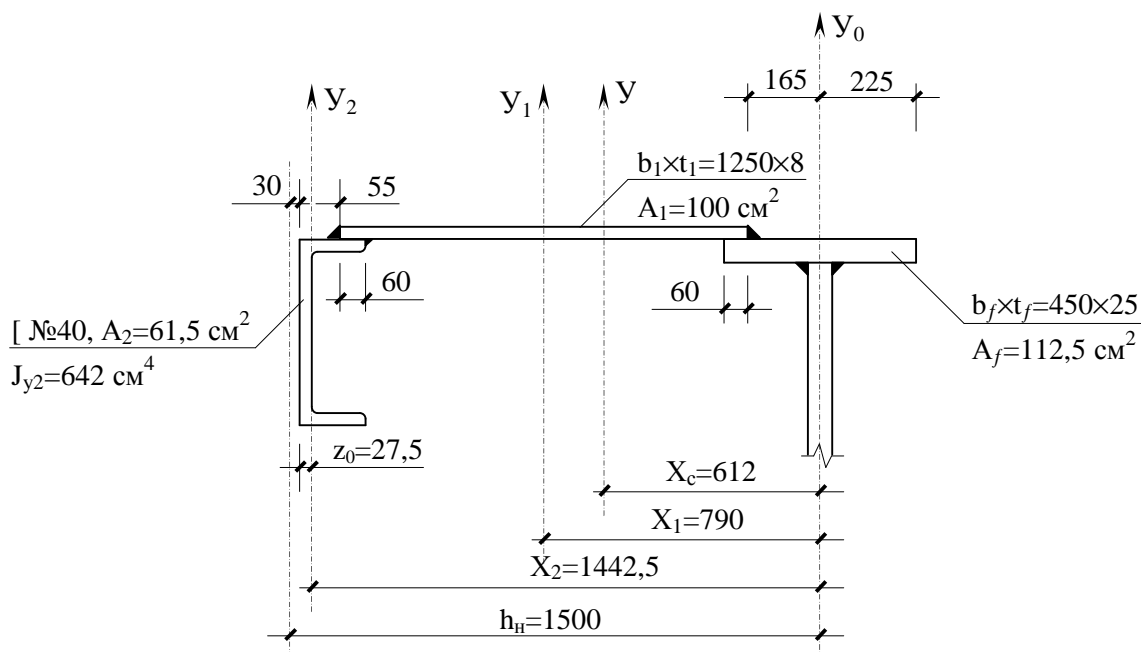


Рисунок 2.5 – Посилений переріз підкранової конструкції

Геометричні характеристики перерізів:

$$J_x = (1,2 \cdot 160^3 / 12 + 2 \cdot 45 \cdot 2,5 \cdot [(160 + 2,5) / 2]^2) = 1894952 \text{ см}^4;$$

$$W_x = J_x / 0,5h = 1894952 / 0,5 \cdot 165 = 22969 \text{ см}^3;$$

$$X_c = \frac{\sum S_{y_0}}{\sum A} = \frac{100 \cdot 79 + 61,5 \cdot 144,25}{100 + 61,5 + 112,5} = 61,2 \text{ см};$$

$$J_y = 0,8 \cdot 125^3 / 12 + 100 \cdot (79 - 61,2)^2 + 642 + 61,5 \cdot (144,25 - 61,2)^2 + 2,5 \cdot 45^3 / 12 + 112,5 \cdot 61,2^2 = 1027065 \text{ см}^4;$$

$$W_y = J_y / (X_c + 0,5b_f) = 1027065 / (61,2 + 22,5) = 12271 \text{ см}^3.$$

Нормальні напруження в поясах балки (2.11), (2.12):

$$\sigma_H = 450400 / 22969 = 19,6 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 23 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_B = 19,6 + 28200 / 12271 = 21,9 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 23 \text{ кН/см}^2.$$

Недонапруження (п. 1.9 [1]) становить:

$$\Delta = \frac{R_y \gamma_c - \sigma_B}{R_y \gamma_c} \cdot 100 \% = \frac{23 - 21,9}{23} \cdot 100 \% = 4,78 \% < 5 \% .$$

Міцність перерізу підкранової балки забезпечена, прийнято:

$$h_w \times t_w = 1600 \times 12 \text{ мм}; b_f \times t_f = 450 \times 25 \text{ мм}.$$

2.5 Перевірка міцності перерізу балки на опорі

Перевіряємо дотичні напруження на опорі за формулою Журавського:

$$t = \frac{Q_x \cdot S_{nn}}{J_x \cdot t_w} \leq R_s \gamma_c, \quad (2.14)$$

де $Q_x=1695$ кН; $J_x=1894952$ см⁴; $t_w=1,2$ см;

S_{nn} – статичний момент площі напівперерізу,

$$S_{nn} = \frac{t_w \cdot h_w^2}{8} + b_f t_f \left(\frac{h_w + t_f}{2} \right) = \frac{1,2 \cdot 160^2}{8} + 45 \cdot 2,5 \cdot \left(\frac{160 + 2,5}{2} \right) = 12981 \text{ см}^3;$$

R_s – розрахунковий опір сталі зрізу,

$$R_s = 0,58 \cdot R_{yn} / \gamma_m = 0,58 \cdot 23,5 / 1,025 = 13,3 \text{ кН/см}^2,$$

тут $R_{yn} = 23,5$ кН/см² (дод. Г, табл. Г.3).

$$\tau = Q_x \cdot S_{nn} / J_x \cdot t_w = 1695 \cdot 12981 / 1894952 \cdot 1,2 = 9,68 \text{ кН/см}^2 < R_s = 13,3 \text{ кН/см}^2.$$

Міцність перерізу балки на опорі забезпечена.

2.6 Перевірка міцності стінки балки на дію максимальних місцевих напружень

Діюче на балку зосереджене навантаження від колеса крана розподіляється рейкою і поясом на обмежену ділянку стінки, в якій виникають місцеві нормальні напруження:

$$\sigma_{loc,max} = \gamma_{f1} \cdot F_{1,max} / t_w \cdot l_{ef} \leq R_y \gamma_c, \quad (2.15)$$

де γ_{f1} – коефіцієнт збільшення навантаження на колесо, який враховує можливий перерозподіл зусиль між колесами і динамічний характер навантаження, приймається рівним: 1,6 – при кранах з жорстким підвішуванням вантажу; 1,4 – при кранах 7К, 8К з гнучким підвішуванням вантажу; 1,1 – при інших кранах. У прикладі прийнято жорстке підвішування вантажу, $\gamma_{f1}=1,6$.

$F_{1,max}$ – максимальне розрахункове навантаження буде від колеса крана $Q_2=50/10$ тс без урахування динамічності,

$$F_{1,max} = F_{k3,max}^H \cdot \gamma_f = 510 \cdot 1,1 = 561 \text{ кН}; t_w = 1,2 \text{ см};$$

l_{ef} – розрахункова довжина ділянки розподіленого тиску,

$$l_{ef} = C \sqrt[3]{J_{bt} / t_w}, \text{ тут } C = 3,25 \text{ (для зварних балок),}$$

$$J_{bt} = J_f + J_r = 45 \cdot 2,5^3 / 12 + 4794 = 4853 \text{ см}^4,$$

J_f – момент інерції верхнього поясу балки;

J_r – момент інерції кранової рейки КР 120 (дод. Г, табл. Г.16).

Тоді $l_{ef} = 3,25 \sqrt[3]{4853 / 1,2} = 51,8$ см і місцеві напруження (2.15);

$$\sigma_{loc,max} = 1,6 \cdot 561 / 51,8 = 17,3 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 23 \text{ кН/см}^2.$$

Міцність стінки балки від дії місцевих нормальних напружень забезпечена.

2.7 Розрахунок поясних швів в балці

Верхні поясні шви підкранових балок за умов рівномірності з основним металом рекомендується виконувати з проварюванням на всю товщину стінки і тоді їх розрахунок не потрібен. Товщину поясних швів у загальному випадку спочатку приймають з конструктивних міркувань (дод. Г, табл. Г.4) і перевіряють їх міцність за розрахунковим перерізом (за наплавленим металом шва або за межею сплавлення) за формулами:

$$\sqrt{(Q_x \cdot S_f / J_x)^2 + (g_{f1} \cdot F_{1,\max} / l_{ef})^2} / 2b_f K_f \leq R_{wf} g_{wf} g_c, \quad (2.16)$$

або

$$\sqrt{(Q_x \cdot S_f / J_x)^2 + (g_{f1} \cdot F_{1,\max} / l_{ef})^2} / 2b_z K_f \leq R_{wz} g_{wz} g_c, \quad (2.17)$$

У даному прикладі приймаємо катет шва $k_f=7$ мм.

Розрахунковий переріз шва проходить за межею сплавлення, оскільки:
 $\beta_f \cdot R_{\omega f} = 1,1 \cdot 18 = 19,8 \text{ кН/см}^2 > \beta_z \cdot R_{\omega z} = 1,15 \cdot 0,45 \cdot R_{un} = 1,15 \cdot 0,45 \cdot 37 = 19,15 \text{ кН/см}^2$,

де β_f і β_z – коефіцієнти проплавлення при автоматичному зварюванні, $\beta_f=1,1$; $\beta_z=1,15$ (дод. Г, табл. Г.5);

$R_{\omega f}$ – розрахунковий опір металу шва, $R_{\omega f}=180 \text{ МПа} = 18 \text{ кН/см}^2$ (дод. Г, табл. Г.6 і Г.7); $R_{\omega z}$ – розрахунковий опір металу межі сплавлення,

$$R_{\omega z} = 0,45 \cdot R_{un} = 0,45 \cdot 370 = 167 \text{ МПа} = 16,7 \text{ кН/см}^2,$$

(R_{un} – дод. Г, табл. Г.3).

Перевіряємо міцність двостороннього поясного шва з катетом $k_f=7$ мм за межею сплавлення за формулою (2.17):

$$\sqrt{(1695 \cdot 9141 / 1894952)^2 + (1,6 \cdot 561 / 51,8)^2} / 2 \cdot 1,15 \cdot 0,7 = 11,9 \text{ кН/см}^2 < < R_{\omega z} \cdot \gamma_{\omega z} \cdot \gamma_c = 16,7 \cdot 1 \cdot 1 = 16,7 \text{ кН/см}^2,$$

де S_f – статичний момент площі поясу балки,

$$S_f = b_f \cdot t_f \cdot (h_{\omega} + t_f) / 2 = 45 \cdot 2,5 \cdot (160 + 2,5) / 2 = 9141 \text{ см}^3.$$

Міцність двостороннього поясного шва з катетом шва $k_f=7$ мм забезпечена.

2.8 Розрахунок опорного ребра балки

Опорне ребро балки опирається на колону струганим торцем (рис. 2.6). Переріз опорного ребра визначимо за умов його зминання від дії максимальної поперечної сили на опорі. Далі перевіряємо опорну частину балки (опорне ребро з примикаючою частиною стінки) на стійкість.

Товщина опорного ребра з умови зминання його торця:

$$t_r \geq Q_x / b_r \cdot R_p \cdot \gamma_c = 1695 / 45 \cdot 36,1 \cdot 1 = 1,04 \text{ см},$$

де b_r – ширина опорного ребра, прийнята $b_r = b_f = 450$ мм;

R_p – розрахунковий опір сталі зминанню торцевої поверхні,

$$R_p = R_{un} / \gamma_m = 370 / 1,025 = 361 \text{ МПа} = 36,1 \text{ кН/см}^2.$$

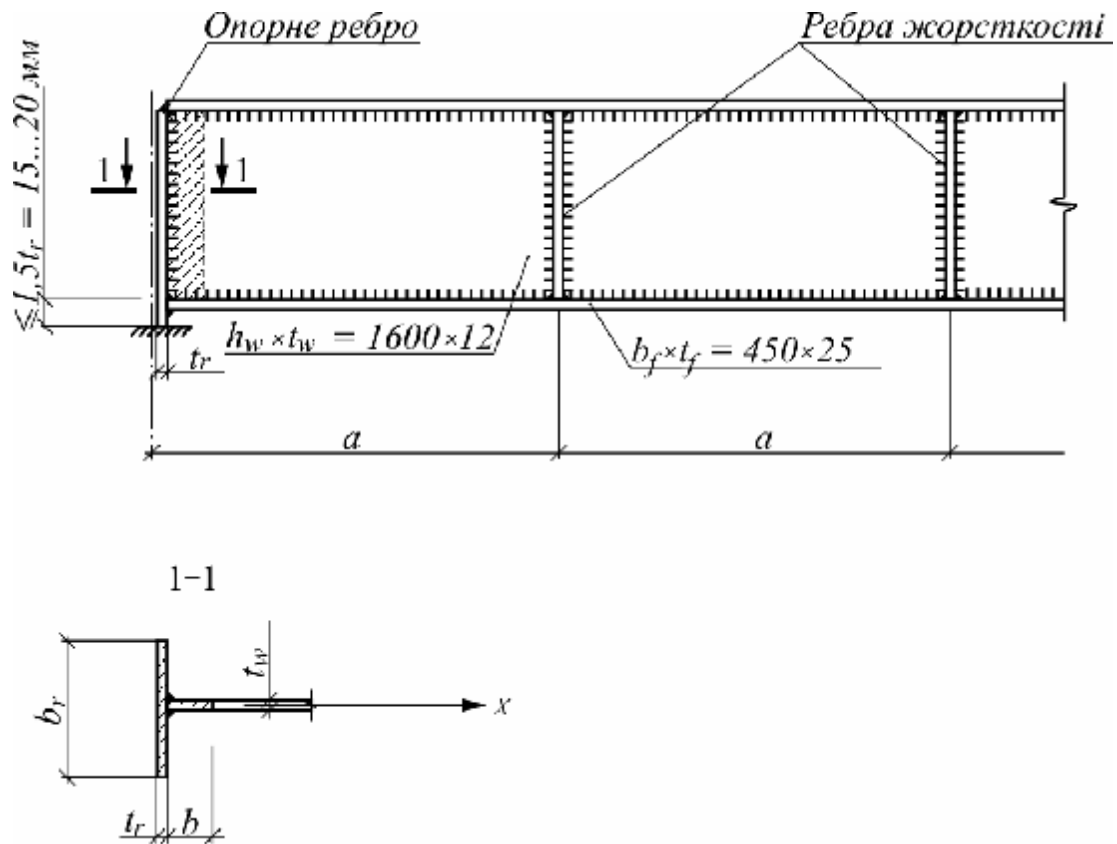


Рисунок 2.6 – Опорна частина підкранової балки

Приймаємо $t_r = 12$ мм.

Перевіряємо опорну частину балки на стійкість. Примикаюча частина стінки

$$b = 0,65 \cdot t_w \sqrt{E / R_y} = 0,65 \cdot 1,2 \sqrt{2,06 \cdot 10^4 / 24} = 23,3 \text{ см.}$$

Розрахункова площа перерізу

$$A_c = b_r \cdot t_r + b \cdot t_w = 45 \cdot 1,2 + 23,3 \cdot 1,2 = 81,96 \text{ см}^2.$$

Момент і радіус інерції опорного ребра:

$$J_x = \frac{t_r \cdot b_r^3}{12} + \frac{b \cdot t_w^3}{12} = \frac{1,2 \cdot 45^3}{12} + \frac{23,3 \cdot 1,2^3}{12} = 9116 \text{ см}^4;$$

$$i_x = \sqrt{J_x / A_c} = \sqrt{9116 / 81,96} = 10,5 \text{ см.}$$

Гнучкість опорного стояка дорівнює:

$$\lambda_x = h_r / i_x = 165 / 10,5 = 15,7,$$

де $h_r = h$ – висота балки; $\varphi = 0,964$ (дод. Г, табл. Г.8).

$$s = \frac{Q_x}{j \cdot A_c} = \frac{1695}{0,964 \cdot 81,96} = 21,5 \text{ кН/см}^2 \leq R_y g_c = 24 \text{ кН/см}^2.$$

Приймаємо опорне ребро товщиною $t_r = 12$ мм.

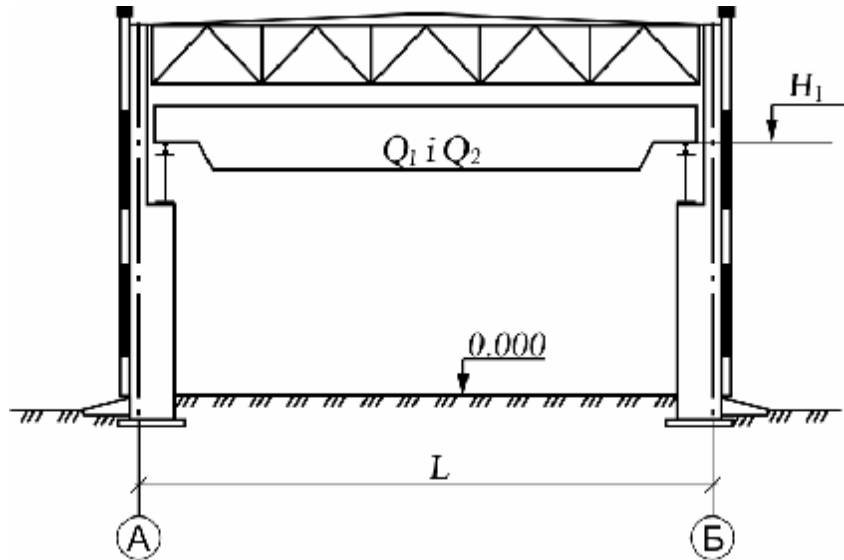
2.9 Контрольні питання до розділу 2

1. Що входить до складу підкранових конструкцій?
2. Чим відрізняється робота підкранової балки від балки покриття?
3. Основні умови, що впливають на вибір матеріалів підкранових конструкцій.
4. Які навантаження діють на підкранові конструкції і як вони визначаються?
5. Що таке лінії впливу і як вони використовуються при розрахунку підкранової балки?
6. Як визначається положення рівнодіючої вантажів від одного крана на прогоні підкранової балки?
7. Теж, від двох кранів на прогоні підкранової балки?
8. Що таке теорема Вінклера і для знаходження яких зусиль вона використовується?
9. За якими формулами визначаються згинальні моменти в балці в обох площинах?
10. Як визначається в балці максимальна поперечна сила?
11. Як враховується згинальний момент у горизонтальній площині при розрахунку перерізу підкранової балки?
12. Що таке оптимальна висота балки і як вона визначається?
13. Що таке мінімальна висота балки і як вона визначається?
14. Як визначається товщина стінки балки за умови зрізу?
15. Яка умова місцевої стійкості стиснутого поясу балки?
16. За якою формулою виконується перевірка міцності нижнього поясу балки?
17. Як визначити положення осі у складеного перерізу гальмівної конструкції (верхнього поясу балки, гальмівного листа і підтримуючого швелера)?
18. За якою формулою виконується перевірка міцності верхнього поясу балки?
19. Як виконується перевірка міцності перерізу балки на опорі?
20. Навіщо і як виконується перевірка міцності стінки балки на дію максимальних місцевих напружень?
21. Як розраховуються поясні шви в балці?
22. Який вигляд мають опорні ребра в балці, яке їх призначення?
23. Які напруження виникають в опорному ребрі балки і за якими формулами вони визначаються?
24. Яким чином забезпечується місцева стійкість стінки балки?
25. За якою формулою перевіряється місцева стійкість розрахункового відсіку стінки балки?

Додаток А

ЗАВДАННЯ НА КУРСОВИЙ ПРОЕКТ

“Сталевий каркас одноповерхової виробничої будівлі”



Конструкція поперечної рами

Таблиця А.1 – Прогін цеху, L, м

остання цифра шифру									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
18,0	24,0	30,0	36,0	18,0	24,0	30,0	36,0	18,0	24,0

Таблиця А.2 – Крок колон в поздовжньому напрямку, В, м

передостання цифра шифру									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
6,0	12,0	6,0	12,0	6,0	12,0	6,0	12,0	6,0	12,0

Таблиця А.3 – Довжина будівлі, n·В, м

перша цифра шифру									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
240,0	228,0	216,0	204,0	192,0	180,0	168,0	156,0	144,0	132,0

Таблиця А.4 – Висота H_1 (від підлоги до головки рейки), м

П	остання цифра шифру									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1	10,0	10,2	10,4	10,6	10,8	11,0	11,2	11,4	11,6	11,8
2	12,0	12,2	12,4	12,6	12,8	13,0	13,2	13,4	13,6	13,8
3	14,0	14,2	14,4	14,6	14,8	15,0	15,2	15,4	15,6	15,8
4	16,0	16,2	16,4	16,6	16,8	17,0	17,2	17,4	17,6	17,8
5	18,0	18,2	18,4	18,6	18,8	19,0	19,2	19,4	19,6	19,8
6	20,0	20,2	20,4	20,6	20,8	21,0	21,2	21,4	21,6	21,8
7	16,1	16,3	16,5	16,7	16,9	17,1	17,3	17,5	17,7	17,9
8	14,1	14,3	14,5	14,7	14,9	15,1	15,3	15,5	15,7	15,9
9	12,1	12,3	12,5	12,7	12,9	13,1	13,3	13,5	13,7	13,9
0	10,1	10,3	10,5	10,7	10,9	11,1	11,3	11,5	11,7	11,9

П – передостання цифра шифру

Таблиця А.5 – Вантажопідйомність мостових електричних кранів

остання цифра шифру для крана, Q_1 , тс									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
125/20	100/20	80/20	50/10	80/20	100/20	125/20	50/10	80/20	100/20
передостання цифра шифру для крана, Q_2 , тс									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
50/10	30/5	20/5	80/20	50/10	30/5	20/5	80/20	50/10	30/5

Таблиця А.6 – Групи режимів роботи кранів

перша цифра шифру									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
7К	8К	3К	4К	5К	6К	7К	8К	2К	1К

Таблиця А.7 – Характер захисних конструкцій

передостання цифра шифру									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
БП/Т	БП/Х	П/Т	П/Х	БП/Т	П/Х	П/Т	БП/Х	БП/Т	П/Х

БП – безпрогонне покриття;

Х – холодна будівля;

П – прогонне покриття;

Т – тепла будівля.

Таблиця А.8 – Район будівництва для снігового навантаження

остання цифра шифру									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
I	II	III	IV	V	VI	I	II	III	IV

Таблиця А.9 – Район будівництва для вітрового навантаження

передостання цифра шифру									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
V	IV	III	II	I	II	III	IV	V	VI

Таблиця А.10 – Температура навколишнього повітря, °С

перша цифра шифру									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
-20	-30	-40	-20	-30	-40	-20	-30	-40	-20

Таблиця А.11 – Матеріал конструкцій

П	остання цифра шифру									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
ФМ	C235	C245	C255	C275	C285	C345	C285	C275	C255	C245
КЛ	C245	C255	C275	C285	C345	C285	C275	C255	C245	C235
ПБ	C255	C275	C285	C345	C285	C275	C255	C245	C235	C245
ФД	B7,5	B12,5	B10	B15	B7,5	B12,5	B10	B15	B7,5	B12,5

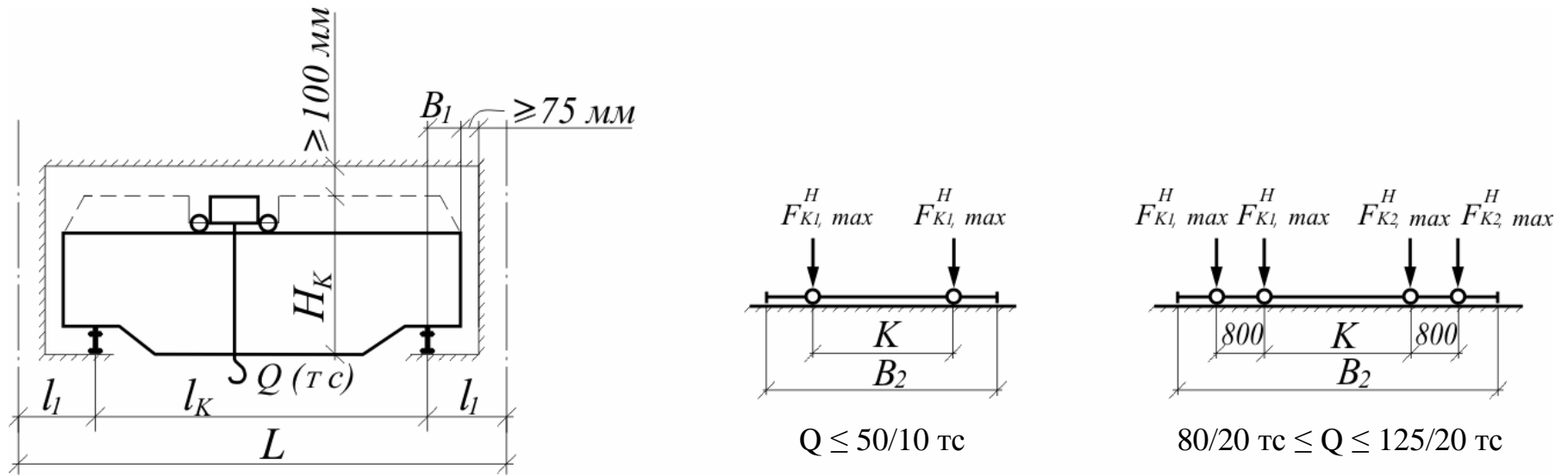
ФМ – ферма;

ПБ – підкранова балка;

КЛ – колона;

ФД – фундамент.

Додаток Б



Таблиця Б.1 – Довідкові дані мостових електричних кранів (для курсового проекту)

Q, тс		Прогін будівлі, L, м	Розміри, мм				Максимальний тиск колеса, кН		Вага возика, G _т , кН	Вага крана з возиком, G _{кр} , кН	Тип кранової рейки	Висота рейки, h _р , мм	Висота підкранової балки, h _б , мм, при	
Головний крюк	Допоміжний крюк		H _к	B ₁	B ₂	K	F _{k1, max} ^H	F _{k2, max} ^H					B=6м	B=12м
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
20	5	18 24 30 36	2400	260	6300	4400 4400 5000 5000	195 220 255 265		85	285 360 465 500	КР70	120	1000	1500

Продовження табл. Б.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
30	5	18 24 30 36	2750 3000	300	6300 6860	5100 5100 5100 5600	315 345 360 380		125	520 620 675 740	КР70	120	1000	1500
50	10	18 24 30 36	3150	300	6760	5250	430(430) 470(470) 500(510) 540(550)		185	565(590) 665(690) 780(795) 900(920)	КР80	130	1000	1500
80	20	18 24 30 36	3700 3700 4000 4000	400	9100	4350	320 350 380 410	340 370 400 430	380	1000 1100 1300 1500	КР100	150	1000	1600
100	20	18 24 30 36	3700 3700 4000 4000	400	9350	4600	380 410 450 490	410 450 480 510	410	1050 1250 1450 1650	КР120	170	1000	1600
125	20	18 24 30 36	4000	400	9350	4600	430 480 520 550	460 520 550 580	430	1150 1350 1550 1750	КР120	170	1000	1800

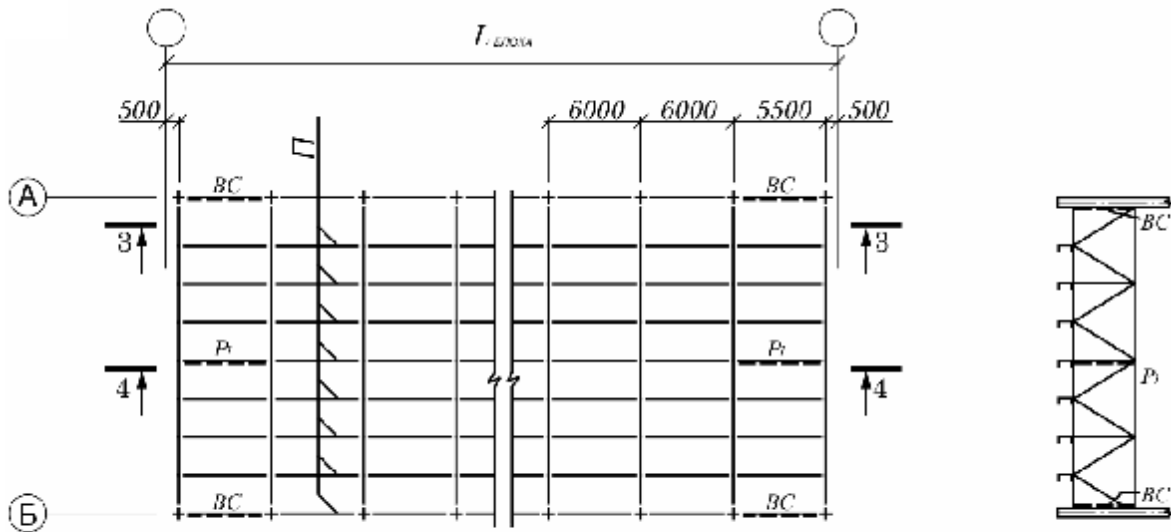
Примітка. Цифри в дужках відносяться до кранів груп режимів роботи 7К, 8К.

Таблиця Б.2 – Навантаження від ваги покриття

Вид навантаження	Нормативне, кН/м ²	Коефіцієнт, γ_f	Розрахункове, кН/м ²		
1. Захисні елементи покрівлі					
Захисний шар з гравію 15...20 мм	0,3...0,5	1,3	0,39...0,65		
Гідроізоляція	0,15...0,2	1,3	0,2...0,26		
Асфальтова або цементна стяжка (20 мм)	0,26...0,4	1,3	0,34...0,52		
Пароізоляція	0,05	1,3	0,065		
Утеплювачі, несучі елементи покрівлі та металеві конструкції покриття					
Вид утеплювача	Розра- хункова темпера- тура, °С	Тов- щина, мм	Норма- тивне на- вантажен- ня, кН/м ²	Коефі- цієнт, γ_f	Розрахунко- ве наванта- ження, кН/м ²
2. Утеплювачі					
Пінобетон, $\gamma=6$ кН/м ³	-20	100	0,6	1,3	0,78
	-30	120	0,72	1,3	0,94
	-40	140	0,84	1,3	1,09
Мінераловатні пли- ти, $\gamma=3$ кН/м ³	-20	50	0,15	1,3	0,195
	-30	60	0,18	1,3	0,234
	-40	80	0,24	1,3	0,312
Пінопласт, $\gamma=0,5$ кН/м ³	-20	40	0,02	1,2	0,024
	-30	50	0,025	1,2	0,030
	-40	60	0,03	1,2	0,036
3. Несучі елементи покрівлі					
Профільований на- стил 0,8...1 мм			0,13...0,16	1,05	0,14...0,17
Залізобетонні плити			1,6...2,1	1,1	1,75...2,31
Прогони суцільні довжиною 6 м			0,05...0,08	1,05	0,053...0,085
Прогони наскрізні довжиною 12 м			0,10...0,15	1,05	0,105...0,16
4. Металеві конструкції покриття					
Крокв'яні ферми L=18...36м			0,10...0,45	1,05	0,105...0,48
Зв'язки покриття			0,04...0,06	1,05	0,040...0,065

Додаток В

а)



б)

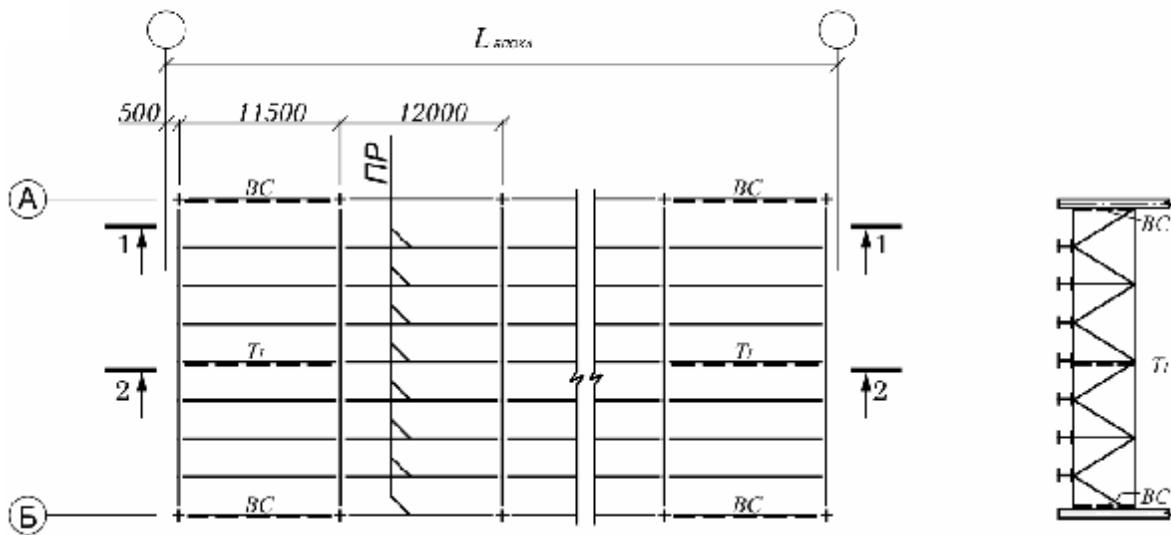


Рисунок В.1 – Схеми прогонів:
 а) – при кроці ферм 6 м; б) – при кроці ферм 12 м
 П – суцільні прогони, ПР – наскрізні прогони

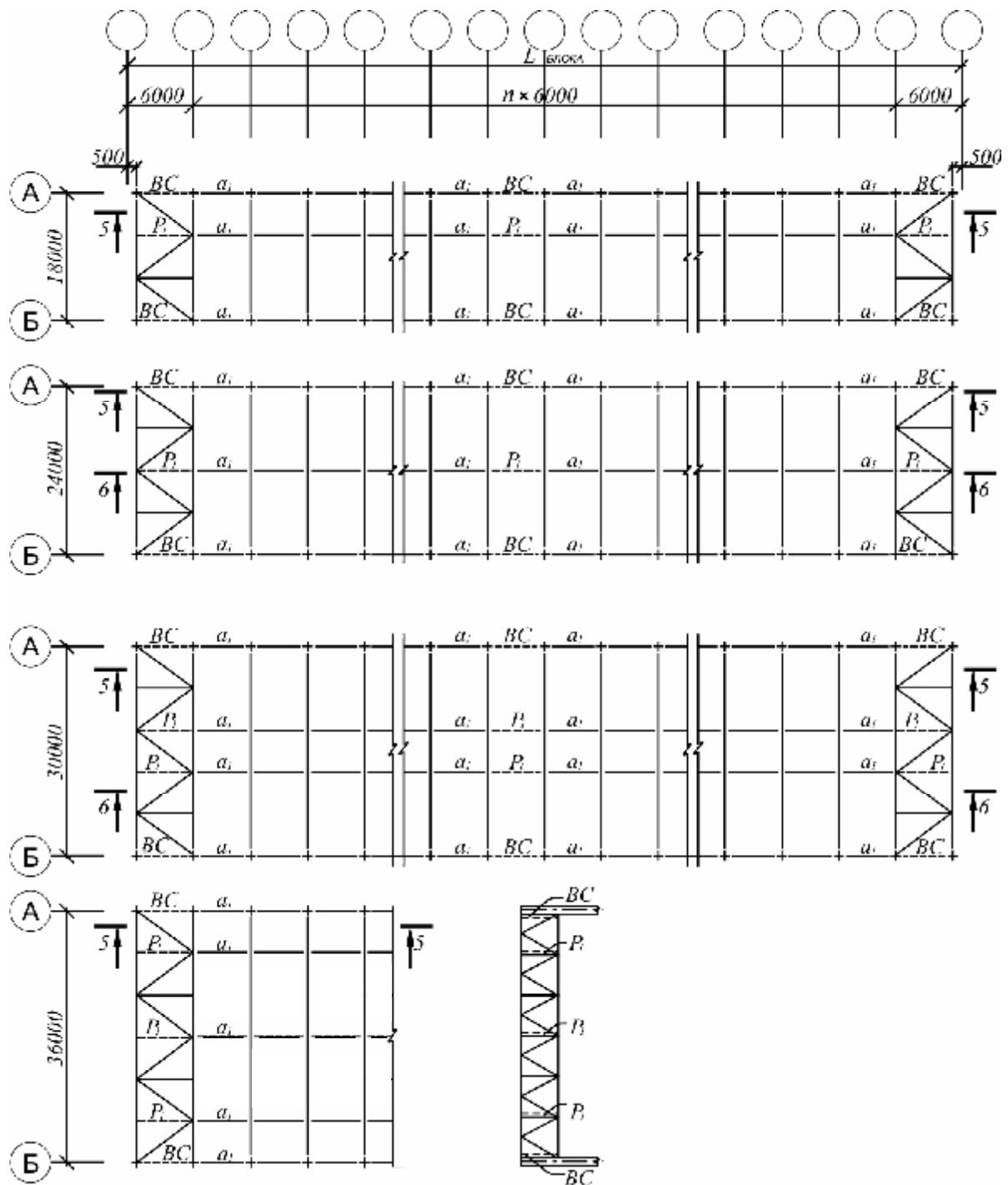


Рисунок В.2 – Безпрогонне покриття, крок ферм 6 м
Зв'язки по верхніх поясах ферм – a_1 , вертикальні зв'язки – BC, P1

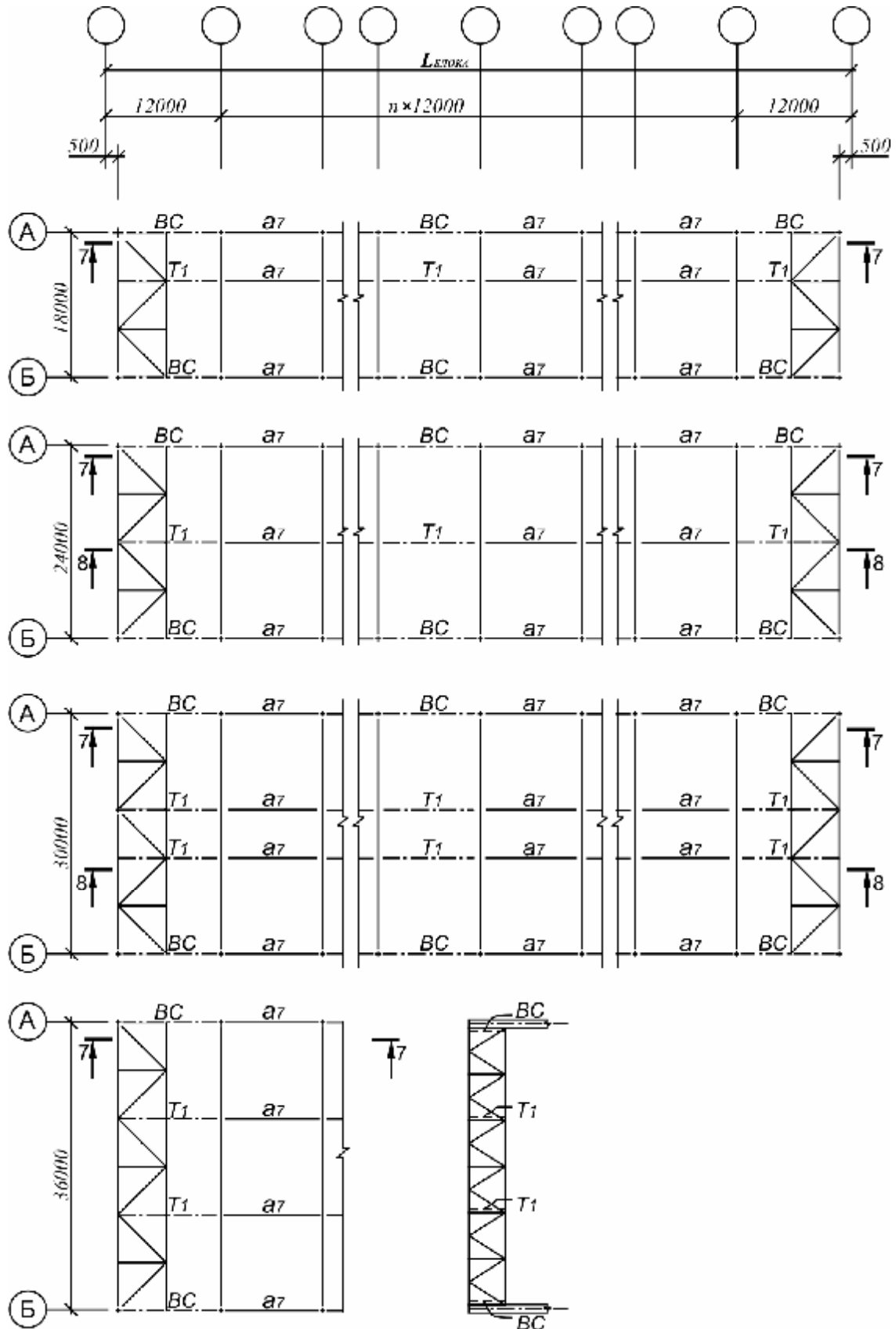


Рисунок В.3 – Безпрогонне покриття, крок ферм 12 м
Зв'язки по верхніх поясах ферм – а₇, вертикальні зв'язки – ВС, Т₁

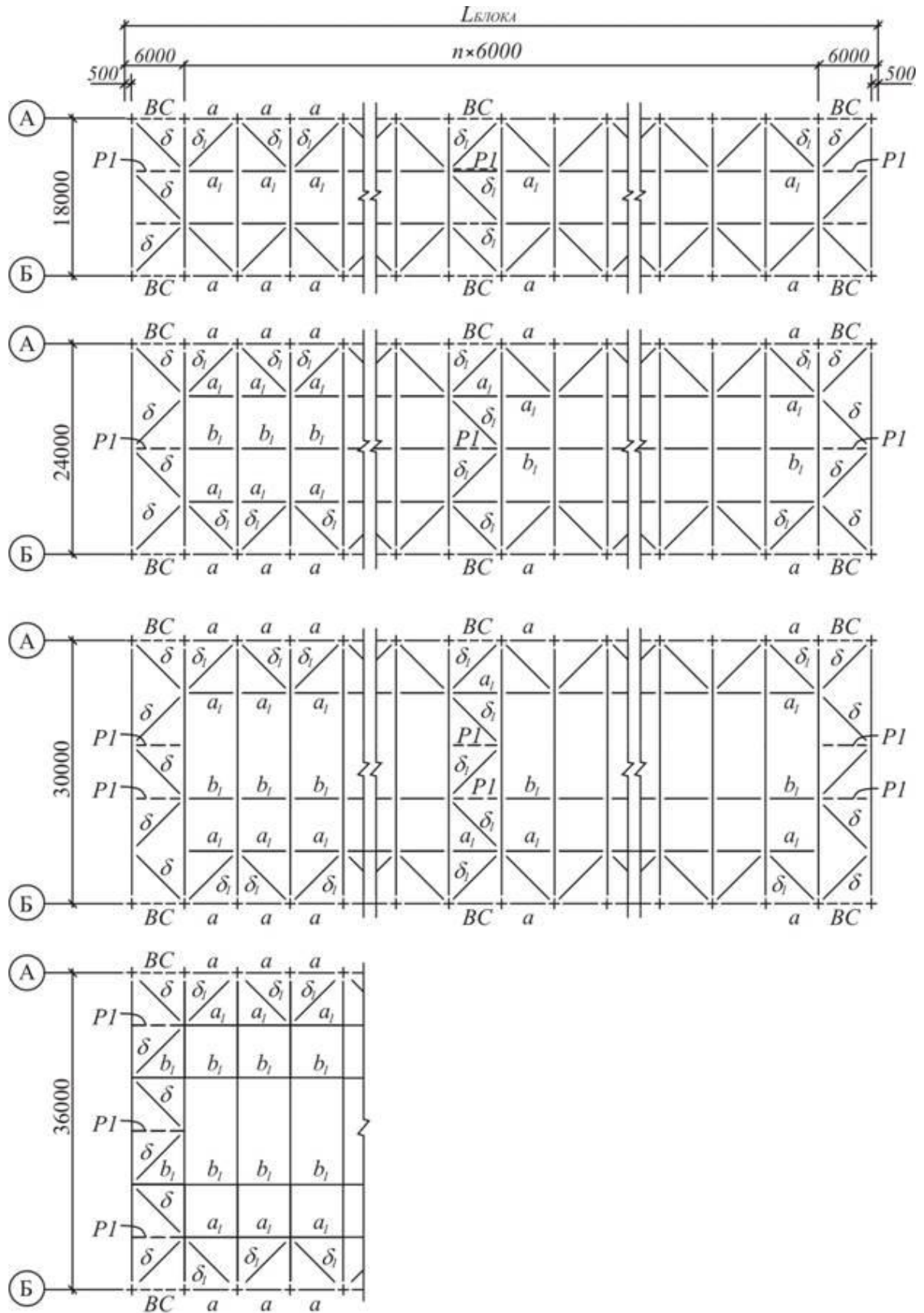


Рисунок В.4 – Зв'язки по нижніх поясах ферм, крок ферм – 6 м

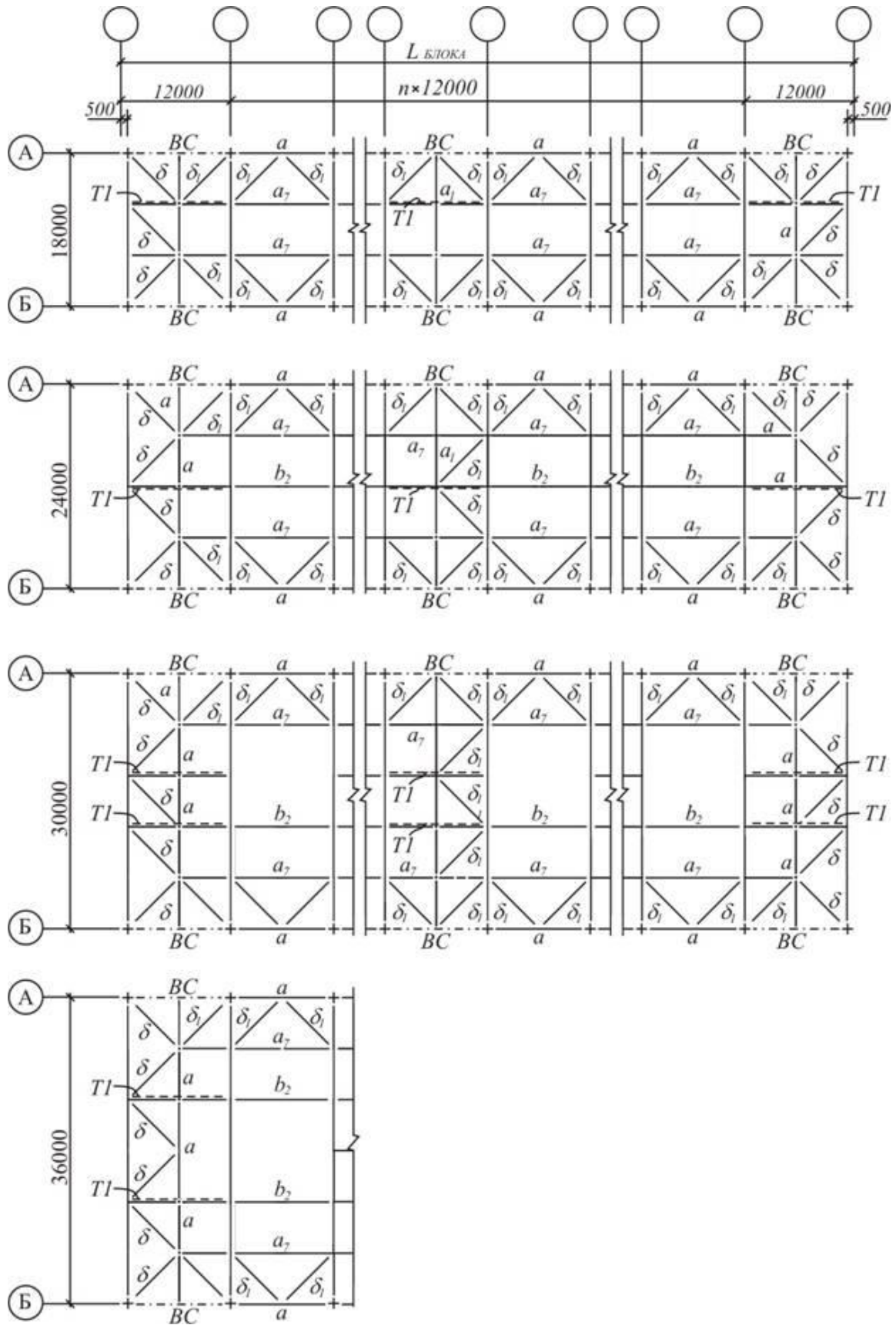


Рисунок В.5 – Зв'язки по нижніх поясах ферм, крок ферм – 12 м

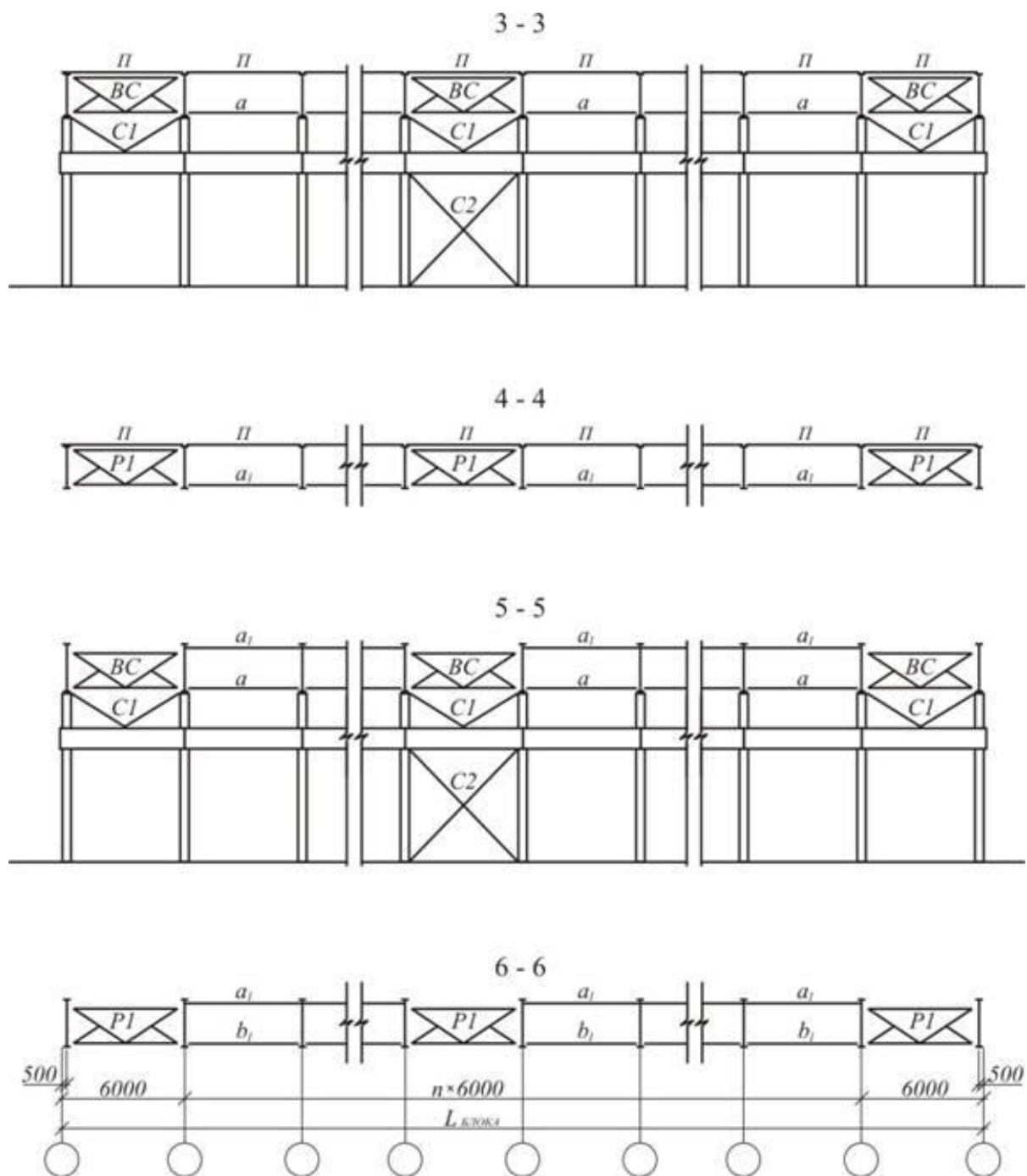


Рисунок В.6 – Вертикальні зв'язки по колонах і фермах,
 крок колон і ферм – 6 м

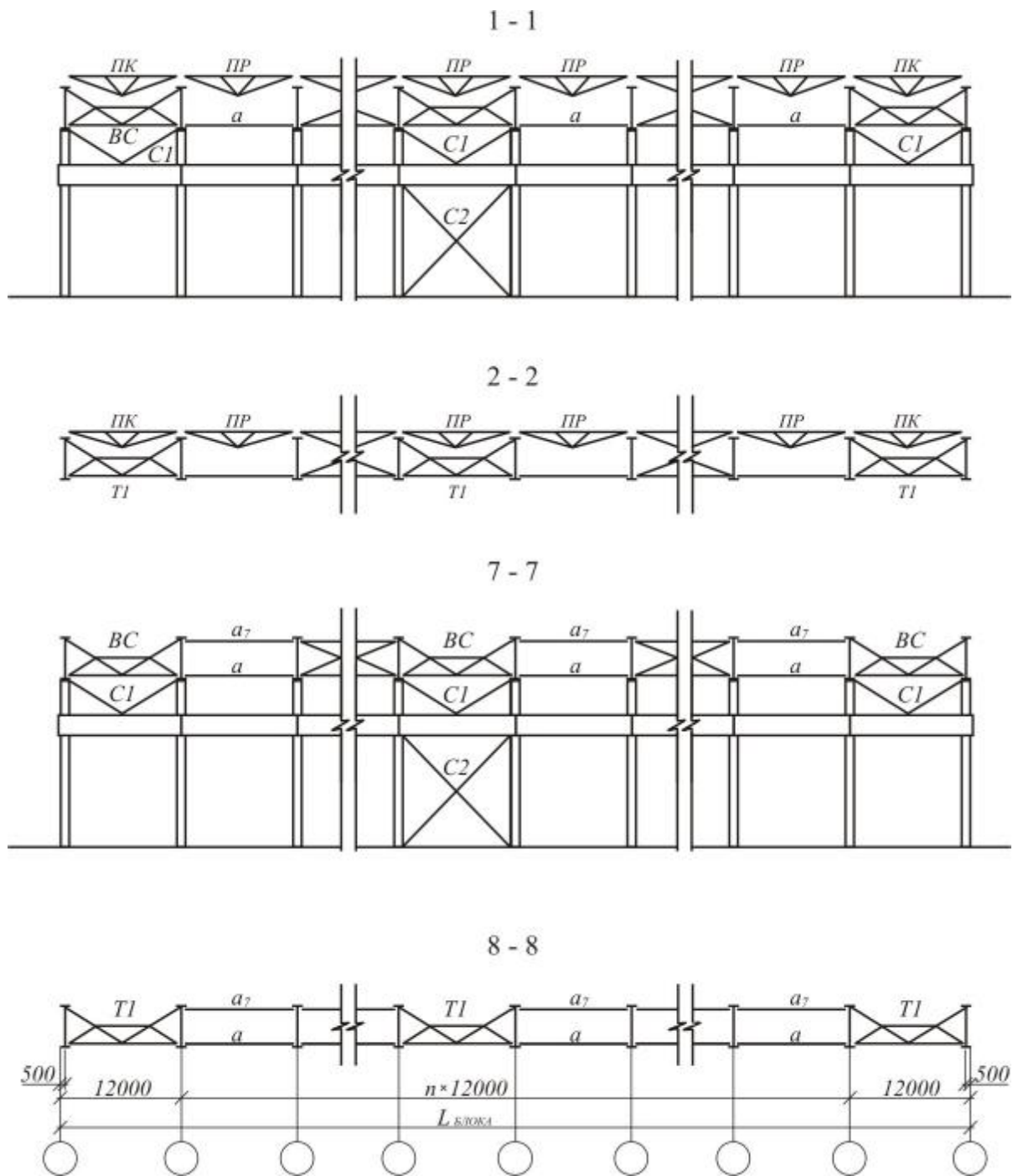


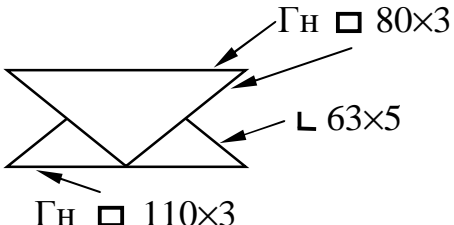
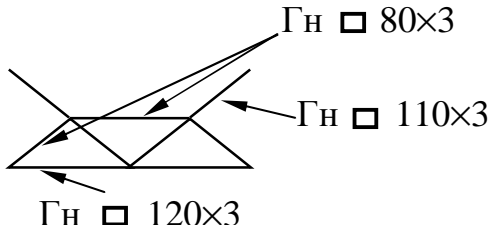
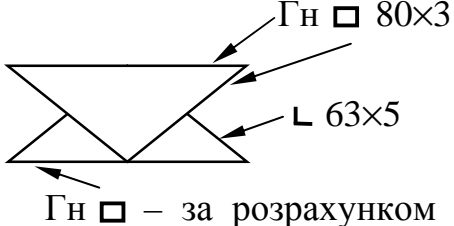
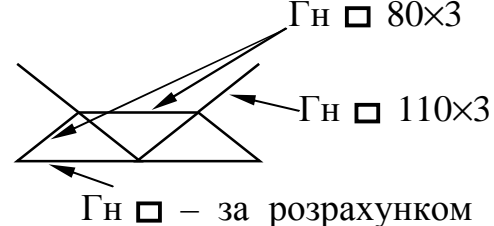


Рисунок В.7 – Вертикальні зв'язки по колонах і фермах,
 крок колон і ферм – 12 м

Таблиця В.1 – Переріз зв'язків в покритті

Марка	l , м	Переріз, мм	Примітки
b_1	6,0	 63×5	$\lambda \leq 300$ при кранах груп режимів роботи 7К, 8К
	6,0	 75×5	$\lambda \leq 400$ при кранах груп режимів роботи 1К...6К
b_2	12,0	$\Gamma_H \square 110 \times 3$	$\lambda \leq 300$
a_1	6,0	$\Gamma_H \square 110 \times 3$	$\lambda \leq 200$
a_2	12,0	$\Gamma_H \square 160 \times 3$	$\lambda \leq 200$
δ_1	8,5	$\Gamma_H \square 140 \times 4$	$\lambda \leq 200$
δ або a	8,5 6,0 12,0	За розрахунком $\lambda \leq 200$	Переріз підбирається по зусиллю від вітрового навантаження

Таблиця В.2 – Вертикальні зв'язки між фермами Р1, Т1, ВС

<p>Р1 – крок ферм 6</p> 	<p>Т1 – крок ферм 12</p> 
<p>ВС – крок ферм 6</p> 	<p>ВС – крок ферм</p> 

Додаток Г

Таблиця Г.1 – Нормативне снігове навантаження, S_0 (кПа / кгс/м²)

Снігові райони	I	II	III	IV	V	VI
Нормативне снігове навантаження, S_0	$\frac{0,5}{50}$	$\frac{0,7}{70}$	$\frac{1,0}{100}$	$\frac{1,5}{150}$	$\frac{2,0}{200}$	$\frac{2,5}{250}$

Таблиця Г.2 – Нормативне значення вітрового тиску, ω_0 (кПа / кгс/м²)

Вітрові райони	Ia	I	II	III	IV	V	VI	VII
Нормативне значення вітрового тиску, ω_0	$\frac{0,17}{17}$	$\frac{0,23}{23}$	$\frac{0,30}{30}$	$\frac{0,38}{38}$	$\frac{0,48}{48}$	$\frac{0,60}{60}$	$\frac{0,73}{73}$	$\frac{0,85}{85}$

Таблиця Г.3 – Нормативний і розрахунковий опір при розтягу, стисненні та згині листового і фасонного прокату за ГОСТ 27772-88 для сталевих конструкцій будівель та споруд

Сталь	Товщина прокату, мм	Нормативний опір прокату, МПа				Розрахунковий опір прокату, МПа			
		листового		фасонного		листового		фасонного	
		R_{yn}	R_{un}	R_{yn}	R_{un}	R_y	R_u	R_y	R_u
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
С235	2...20	235	360	235	360	230	350	230	350
	20,1...40	225	360	225	360	220	350	220	350
	40,1...100	215	360	-	-	210	350	-	-
	понад 100	195	360	-	-	190	350	-	-
С245	2...20	245	370	245	370	240	360	240	360
	20,1...30	-	-	235	370	-	-	230	360

Продовження табл. Г.3

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
C255	2...3,9	255	380	-	-	250	370	-	-
	4...10	245	380	255	380	240	370	250	370
	10,1...20	245	370	245	370	240	360	240	360
	20,1...40	235	370	235	370	230	360	230	360
C275	2...10	275	380	275	390	270	370	270	380
	10,1...20	265	370	275	380	260	360	270	370
C285	2...3,9	285	390	-	-	280	380	-	-
	4...10	275	390	285	400	270	380	280	390
	10,1...20	265	380	275	390	260	370	270	380
C345	2...10	345	490	345	490	335	480	335	480
	10,1...20	325	470	325	470	315	460	315	460
	20,1...40	305	460	305	460	300	450	300	450
	40,1...60	285	450	-	-	280	440	-	-
	60,1...80	275	440	-	-	270	430	-	-
	80,1...160	265	430	-	-	260	420	-	-
C345K	4...10	345	470	345	470	335	460	335	460
C375	2...10	375	510	375	510	365	500	365	500
	10,1...20	355	490	355	490	345	480	345	490
	20,1...40	335	480	335	480	325	470	325	470
C390	4...50	390	540	-	-	380	530	-	-
C390K	4...30	390	540	-	-	380	530	-	-
C440	4...30	440	590	-	-	430	575	-	-
	30,1...50	410	570	-	-	400	555	-	-
C590	10...36	540	635	-	-	515	605	-	-
C590K	16...40	540	635	-	-	515	605	-	-

Таблиця Г.4 – Мінімальні розміри катетів кутових швів у сталевих конструкціях

Вид з'єднання	Вид зварювання	Границя текучості сталі σ_T , МПа	Мінімальні катети швів k_f , мм, при товщині найтовстішого із зварювальних елементів t , мм						
			4-5	6-10	11-16	17-22	23-32	33-40	41-80
Таврове з двосторонніми кутовими швами, кутове напусткове	Ручне	до 430	4	5	6	7	8	9	10
		430...580	5	6	7	8	9	10	12
	Автоматичне та напівавтоматичне	до 430	3	4	5	6	7	8	9
		430...580	4	5	6	7	8	9	10
Таврове з односторонніми кутовими швами	Ручне	до 380	5	6	7	8	9	10	12
	Автоматичне та напівавтоматичне		4	5	6	7	8	9	10

Таблиця Г.5 – Значення коефіцієнтів β_f і β_z при нормальному режимі зварювання

Вид зварювання при діаметрі зварювального дроту d , мм	Положення шва	Коефіцієнт	Коефіцієнти β_f і β_z при катетах швів k_f , мм			
			3-8	9-12	14-16	18 і більше
Автоматичне при $d=3...5$	човником	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 і напівавтоматичне при $d=1,4...2$	човником	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 при $d=1,4$ та порошковим дротом	човником, нижнє, горизонтальне, вертикальне	β_f	0,7			
		β_z	1,0			

Таблиця Г.6 – Матеріали для зварювання

Групи конструкцій в кліматичних районах	Сталь	Матеріали для зварювання			
		Під флюсом		У вуглекислому газі	Електродами
		Марки			Тип електродів
		флюсів	зварювального дроту		
2, 3, 4 у всіх районах, крім І ₁ , І ₂ , ІІ ₂ , ІІ ₃	C235	АН-348-А АН-60	СВ-08А СВ-08ГА	СВ-08Г2С	Е42 Е46
	C245				
	C255				
	C275				
	C285				
	20				
	ВстЗкп				
	ВстЗпс				
	ВстЗсп				
	C345	АН-47 АН-43 АН-17-М АН-348-А ¹	СВ-10НМА СВ-10Г2 ² СВ-08ГА ² СВ-10ГА ²	СВ-08Г2С	Е50
	C345Т				
	C375				
	C375Т				
	C390				
	C390Т				
	C390К				
	C440				
	16Г2АФ				
09Г2С					
1 у всіх районах; 2, 3, 4 в районах І ₁ , І ₂ , ІІ ₂	C235	АН-348-А	СВ-08А СВ-08ГА	СВ-08Г2С	Е42А Е46А
	C245				
	C255				
	C275				
	C285	АН-47 АН-43 АН-348-А ¹	СВ-10НМА СВ-08ХМ ³	СВ-08Г2СЦ	Е46А Е50А
	C345				
	C345К				
	C375				
C375К	АН-348-А	СВ-08Х1ДЮ	СВ-08ХГ2СДЮ	Е50А ²	

Таблиця Г.7 – Нормативні і розрахункові опори кутових швів

Зварювальні матеріали		R _{оун} , МПа	R _{оф} , МПа
Тип елек- трода	Марка зварювального дроту		
Е42, Е42А	Св-08, Св-08А	410	180
Е46, Е46А	Св-08ГА	450	200
Е50, Е50А	Св-10ГА, Св-08Г2С, Св-08Г2СЦ, ПП-АН-8, ПП-АНЗ	490	215

Таблиця Г.8 – Коефіцієнт φ поздовжнього згину центрально-стиснутих сталевих елементів

Гнуч- кість елемен- та λ	Для сталі з розрахунковим опором R _y						
	200	240	280	320	360	400	440
0	1	1	1	1	1	1	1
10	0,988	0,987	0,985	0,984	0,983	0,982	0,981
20	0,967	0,962	0,959	0,955	0,952	0,949	0,946
30	0,939	0,931	0,924	0,917	0,911	0,905	0,900
40	0,906	0,894	0,883	0,873	0,963	0,854	0,846
50	0,869	0,852	0,836	0,822	0,809	0,796	0,785
60	0,827	0,805	0,785	0,766	0,749	0,721	0,696
70	0,782	0,754	0,724	0,687	0,654	0,623	0,595
80	0,734	0,686	0,641	0,602	0,566	0,532	0,501
90	0,665	0,612	0,565	0,522	0,483	0,447	0,413
100	0,599	0,542	0,493	0,448	0,408	0,369	0,335
110	0,537	0,478	0,427	0,381	0,338	0,306	0,280
120	0,479	0,419	0,366	0,321	0,287	0,260	0,237
130	0,425	0,364	0,313	0,276	0,247	0,223	0,204
140	0,376	0,315	0,272	0,240	0,215	0,195	0,178
150	0,328	0,276	0,239	0,211	0,189	0,171	0,157
160	0,290	0,244	0,212	0,187	0,167	0,152	0,139
170	0,259	0,218	0,189	0,167	0,150	0,136	0,125
180	0,233	0,196	0,170	0,150	0,135	0,123	0,112
190	0,210	0,177	0,154	0,136	0,122	0,111	0,102
200	0,191	0,161	0,140	0,124	0,111	0,101	0,093
210	0,174	0,147	0,128	0,113	0,102	0,093	0,085
220	0,160	0,135	0,118	0,104	0,094	0,086	0,077

Таблиця Г.9 – Граничні значення $[\sigma_{loc}/\sigma]$

Балки	δ	Граничні значення $[\sigma_{loc}/\sigma]$ при a/h_{ef} , рівному							
		0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	$\geq 2,0$
зварні	≤ 1	0	0,146	0,183	0,267	0,359	0,445	0,540	0,618
	2	0	0,109	0,169	0,277	0,406	0,543	0,652	0,799
	4	0	0,072	0,129	0,281	0,479	0,711	0,930	1,132
	5	0	0,066	0,127	0,288	0,536	0,874	1,192	1,468
	10	0	0,059	0,122	0,296	0,574	1,002	1,539	2,154
	≥ 30	0	0,047	0,112	0,300	0,633	1,283	2,249	3,939
на високоміцних болтах	-	0	0,121	0,184	0,378	0,643	1,131	1,614	2,347

Таблиця Г.10 – Коефіцієнт C_2

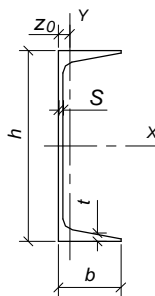
a/h_{ef}	$\leq 0,8$	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	≥ 2
C_2	$C_2 = C_{cr}$	37,0	39,2	45,2	52,8	62,0	72,6	84,7

Таблиця Г.11 – Коефіцієнт C_{cr}

δ	$\leq 0,8$	1,0	2,0	4,0	6,0	10,0	$\geq 30,0$
C_{cr}	30,0	31,5	33,3	34,6	34,8	35,1	35,5

Таблиця Г.12 – Коефіцієнт C_1 для визначення $\sigma_{loc,cr}$

δ	Значення C_1 для зварних балок при a/h_{ef} , рівному								
	$\leq 0,5$	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	≥ 2
≤ 1	11,5	12,4	14,8	18,0	22,1	27,1	32,6	38,9	45,6
2	12,0	13,0	16,1	20,4	25,7	32,1	39,2	46,5	55,7
4	12,3	13,3	16,6	21,6	28,1	36,3	45,2	54,9	65,1
6	12,4	13,5	16,8	22,1	29,1	38,3	48,7	59,4	70,4
10	12,4	13,6	16,9	22,5	30,0	39,7	51,0	63,3	76,5
≥ 30	12,5	13,7	17,0	22,9	31,0	41,6	53,8	68,2	83,6



Таблиця Г.13 – Сортамент швелерів (ГОСТ 8240-89)

№ про-філю	h, мм	b, мм	S, мм	t, мм	Площа перерізу, A, см ²	Вага 1 п.м., кг	I _x , см ⁴	W _x , см ³	i _x , см	I _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , см	z ₀ , см
5	50	32	4,4	7,0	6,16	4,84	22,8	9,1	1,92	5,61	2,75	0,95	1,16
6,5	65	36	4,4	7,2	7,51	5,90	48,6	15,1	2,54	8,70	3,68	1,08	1,24
8	80	40	4,5	7,4	8,98	7,05	89,4	22,4	3,16	12,80	4,75	1,19	1,31
10	100	46	4,5	7,6	10,90	8,59	174,0	34,8	3,99	20,40	6,46	1,37	1,44
12	120	52	4,8	7,8	13,30	10,40	304,0	50,6	4,78	31,20	8,52	1,53	1,54
14	140	58	4,9	8,1	15,60	12,30	491,0	70,2	5,60	45,40	11,0	1,70	1,67
16	160	64	5,0	8,4	18,1	14,2	747,0	93,4	6,42	63,30	13,8	1,87	1,80
16a	160	68	5,0	9,0	19,5	15,3	823,0	103,0	6,49	78,80	16,4	2,01	2,0
18	180	70	5,1	8,7	20,7	16,3	1090,0	121,0	7,24	86,00	17,0	2,04	1,94
18a	180	74	5,1	9,3	22,2	17,4	1190,0	132,0	7,32	105,0	20,0	2,18	2,13
20	200	76	5,2	9,0	23,4	18,4	1520,0	152,0	8,07	113,0	20,5	2,20	2,07
22	220	82	5,4	9,5	26,7	21,0	2110,0	192,0	8,89	151,0	25,1	2,37	2,21
24	240	90	5,6	10,0	30,6	24,0	2900,0	242,0	9,73	208,0	31,6	2,60	2,42
27	270	95	6,0	10,5	35,2	27,7	4160,0	308,0	10,9	262,0	37,3	2,73	2,47
30	300	100	6,5	11,0	40,5	31,8	5810,0	387,0	12,0	327,0	43,6	2,84	2,52
33	330	105	7,0	11,7	46,5	36,5	7980,0	484,0	13,1	410,0	51,8	2,97	2,59
36	360	110	7,5	12,6	53,4	41,9	10820,0	601,0	14,2	513,0	61,7	3,10	2,68
40	400	115	8,0	13,5	61,5	48,3	15220,0	761,0	15,7	642,0	73,4	3,23	2,75

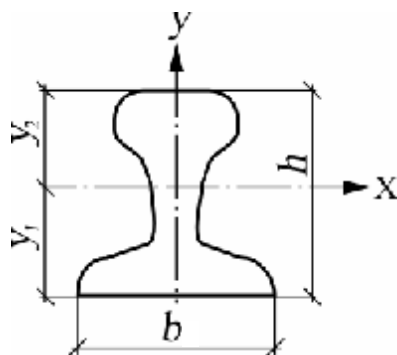
Таблиця Г.14 – Сталь прокатна товстолиста (вибірка із ГОСТ 19903-74*)

Довжина листів, мм	Товщина листів, мм, при ширині, мм						
	1000	1250	1400	1500	1600	1700	1800
2800	-	-	4...11	-	-	-	-
3000	4; 4,5	4...10	4...10	4...10	4...5,5	-	-
3500	4; 4,5	4...10	4...11	4...10 140...160	4...5,5 140...160	140...160	140...160
4000	-	-	-	63...160	63...160	63...160	63...160
4200	4; 4,5	4...11 4...15	4...11	4...10	5; 5,5	8...10	-
4500	4; 4,5	4...11	4...32	4...160	4...160	5...160	6...160
5000	4; 4,5	4...11	4...32	4...160	4...160	5...160	6...160
5500	4; 4,5	4...11	4...32	4...130	4...130	5...130	6...130
6000	4; 4,5	4...11	4...32	4...130	4...130	5...130	6...130
6500	-	4...8; 11	4...32	4...100	4...100	5...100	6...100
7000	-	6...11	4...32	4...100	4...100	5...100	6...100
7500	-	6...11	4...32	4...60	4...60	5...60	6...60
8000	-	-	5...32	5...60	5...60	5...60	6...60

Примітка. Вказаний ГОСТ передбачає листи завтовшки до 160 мм включно в таких інтервалах: 4...6 через 0,5; 6...22 через 1 мм; 24, 25, 26...42 через 2 мм; 45, 48, 50, 52, 53, 55, 56, 58, 60, 63, 65...110 через 5 мм; 120, 125, 130...160 через 10 мм. За скороченим сортаментом $t = 4, 6, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 32, 36, 42, 50, 60, 80, 100, 120, 140, 160$ мм.

Таблиця Г.15 – Сталь широкополосна універсальна (ГОСТ 19281-89)

Товщина, мм	6, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 30, 32, 36, 40
Ширина, мм	200, 210, 220, 240, 250, 260, 280, 300, 340, 360, 380, 400, 420, 450, 480, 530, 560, 630, 650, 670, 700, 800, 850, 900, 950, 1000, 1050
Довжина по-лос, мм	5000...18000



Таблиця Г.16 – Рейки кранові за ГОСТ 4121-76* (вибірка)

Типи рейок	Вага 1 п.м., кг	Розміри, мм		Площа перерізу, А см ²	Відстань до центра ваги, см		Вісь X-X			Вісь У-У	
		b	h		y ₁	y ₂	J _x , см ⁴	W ₁ , см ³	W ₂ , см ³	J _y , см ⁴	W ₃ , см ³
КР 70	52,77	120	120	67,22	5,93	6,07	1083,3	178,3	178,5	319,7	53,3
КР 80	64,24	130	130	81,84	6,47	6,53	1523,7	233,3	233,3	468,6	72,1
КР 100	89,05	150	150	113,44	7,63	7,37	2805,9	367,9	380,7	919,5	122,7
КР 120	118,29	170	170	150,69	8,69	8,31	4794,2	551,7	576,9	1672,0	196,7
КР 140	146,98	170	170	187,24	8,75	8,25	5528,3	632,1	670,1	2608,7	306,9

Примітки:

1. Для кранових рейок за ГОСТ 4121-76* застосовується сталь К63п з такими механічними властивостями: границя міцності – 735 МПа, границя текучості – 370 МПа, відносьне видовження – 19 %.

2. Приклад позначення: КР 120 / ГОСТ 4121-76*

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции. Нормы проектирования.– М., 1991.–96 с.
2. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования.–М., 1986.–36 с.
3. Металлические конструкции. Общий курс: Учебник для вузов / Е.И. Беленя, В.А. Балдин, Г.С. Ведеников и др.–М.: Стройиздат, 1986.–560 с.
4. Васильченко В.Т. и др. Справочник конструктора металлических конструкций.–Киев: Будівельник, 1990.–312 с.
5. Лихтарников Я.М. и др. Расчет стальных конструкций: Справочн. пособие.–К.: Будівельник, 1984.–368 с.
6. Металлические конструкции: Справочник проектировщика. / Под ред. Н.П. Мельникова. 2-е изд.–М.: Стройиздат, 1980.–776 с.
7. Мандриков Л.П. Примеры расчета металлических конструкций: Учебное пособие для техникумов.–М.: Стройиздат, 1991.–431 с.
8. Середюк І.П., Середюк В.Ф. Методичні вказівки до курсового проекту по металевих конструкціях “Проектування сталевого каркаса однопверхової виробничої будівлі”, частина 1.–Вінниця: ВПІ, 1994.–77 с.
9. Металеві конструкції. Підручник. Частина 1 / В. Свердлов, І. Середюк, В. Середюк, Л. Жарко.–Вінниця: УНІВЕРСУМ-Вінниця, 2003.–263 с.
10. Свердлов В.Д., Сіянов О.І. Терміни будівельних конструкцій. Російсько-український словник.–Вінниця: ВДТУ, 2003.–85 с.

Навчальне видання

Сталевий каркас одноповерхової виробничої будівлі. Частина 1. Методичні вказівки до виконання курсового проекту з металевих конструкцій для студентів спеціальності «Промислове та цивільне будівництво» всіх форм навчання

Укладач Олександр Ілліч Сіянов

Оригінал-макет підготовлено укладачем

Навчально-методичний відділ ВНТУ
Свідоцтво Держкомінформу України
серія ДК № 746 від 25.12.2001
21021, м. Вінниця, Хмельницьке шосе, 95, ВНТУ

Підписано до друку
Формат 29,7×42 ¼
Друк різнографічний
Тираж 100 прим.
Зам. №

Гарнітура Times New Roman
Папір офсетний
Ум. друк. арк.

Віддруковано в комп'ютерному інформаційно-видавничому центрі
Вінницького національного технічного університету
Свідоцтво Держкомінформу України
серія ДК № 746 від 25.12.2001
21021, м. Вінниця, Хмельницьке шосе, 95, ВНТУ