



МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ  
Тернопільський національний технічний  
університет імені Івана Пулюя

Факультет інженерії машин, споруд та технологій  
Кафедра будівельних конструкцій

## **МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ**

до виконання курсового проекту з дисципліни  
"Проектування залізобетонних та мурованих  
конструкцій"

для студентів спеціальності 192 «Будівництво та  
цивільна інженерія» денної і заочної форми навчання

на тему:

**"Залізобетонні конструкції одноповерхової  
промислової будівлі"**

***Розділ I: Вихідні дані. Компонування  
конструктивної схеми та збір навантажень  
на поперечну раму***

УДК 621.012.41+621.012.43  
М54

*Укладач:*

О. П. Конончук, *канд. техн. наук, доцент*

*Рецензент:*

Ю. І. Пиндус, *канд. техн. наук, доцент*

Розглянуто й затверджено на засіданні кафедри будівельних  
конструкцій.

Протокол № 6 від 01 березня 2019 р.

Розглянуто й затверджено на засіданні методичної комісії факультету  
інженерії машин, споруд та технологій.

Протокол № 6 від 14 березня 2019 р.

Методичні вказівки до виконання курсового проекту з дисципліни  
«Проектування залізобетонних та мурованих конструкцій» для студентів  
спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» денної і заочної  
форми навчання на тему: "Залізобетонні конструкції одноповерхової  
промислової будівлі" Розділ I: Вихідні дані. Компонування  
конструктивної схеми та збір навантажень на поперечну раму. / Укладач:  
О.П. Конончук – Тернопіль: Вид-во ТНТУ імені Івана Пулюя, 2019. – 37 с.

Складено з урахуванням матеріалів літературних джерел, наведених у  
переліку.

УДК 621.012.41+621.012.43

© Конончук О.П.  
© Вид-во ТНТУ імені Івана Пулюя, 2019

## ВСТУП

Навчальним планом підготовки студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» передбачено виконання курсового проекту з дисципліни "Проектування залізобетонних та мурованих конструкцій", в якому необхідно запроєктувати залізобетонний каркас одноповерхової виробничої будівлі обладнаної мостовими кранами легкого і середнього режимів роботи (1к – 6к).

Мета виконання курсового проекту: закріпити знання теоретичного матеріалу, набути навички практично використовувати методики розрахунку та конструювання залізобетонних конструкцій виробничої будівлі зі збірного залізобетону, закріпити вміння користуватися нормативною і технічною літературою.

Для забезпечення максимальної уніфікації всіх конструкцій під час призначення основних габаритних розмірів будівлі використовують принцип єдиної модульної системи, тобто кратності всіх розмірів основному модулю - 100 мм (1М). Наприклад, згідно ГОСТ 23838-89, проліт поперечної рами та крок колон рекомендується приймати кратними 6000 мм (60М), а висоту будівлі – 600 мм (6М). Відповідно до цього принципу розроблені стандарти, каталоги, робочі креслення та довідники типових конструкцій та деталей, які необхідно використовувати в курсовому проектуванні.

Вихідні дані для виконання курсового проекту студенти приймають відповідно до наведених у методичних вказівках таблиць, залежно від значень трьох останніх цифр шифру залікової книжки. Приймати інші вихідні дані не дозволяється. Завдання кожного студента виписується на спеціальному бланку і підписується викладачем.

Для виконання курсового проекту необхідно виконати наступні основні етапи:

- вибір і компоновання конструктивної схеми будівлі (план, поперечний і поздовжній перерізи будівлі);
- збір навантажень та статичний розрахунок поперечної рами;
- розрахунок та конструювання колони (крайньої або середньої) та фундаменту під неї;
- розрахунок та конструювання попередньо напруженої конструкції згідно завдання (плити покриття, кроквяної конструкції або підкранової балки).

Загальний обсяг курсового проекту складається з пояснювальної записки (45-50 сторінок) і графічного матеріалу – 2 аркуші формату А-1, або 3 аркуші формату А-2.

У текстовій частині пояснювальної записки подають всі необхідні ескізи та рисунки, які використовують для виконання розрахункової частини проекту.

При користуванні цими вказівками бажано працювати з обчислювальною технікою, зокрема, персональними комп'ютерами.

### 1. Вихідні дані для виконання курсового проекту

Тема: "Залізобетонні конструкції одноповерхової промислової будівлі"

1. Довжина будівлі  $A = \underline{\hspace{2cm}}$  м (табл.1.1).
2. Проліт рами  $L = \underline{\hspace{2cm}}$  м (табл.1.1).
3. Кількість прольотів  $n = \underline{\hspace{2cm}}$  (табл.1.1).
4. Крок колон  $B = \underline{\hspace{2cm}}$  м (табл.1.1).
5. Висота до низу кроквяних конструкцій  $H = \underline{\hspace{2cm}}$  м (табл.1.4).
6. Відмітка рівня підлоги – 0,00 м.
7. Вантажопідйомність крану  $Q = \underline{\hspace{2cm}}$  т (табл.1.4).
8. Район будівництва:
  - за сніговим навантаженням  $\underline{\hspace{2cm}}$  (табл.1.2);
  - за тиском вітру  $\underline{\hspace{2cm}}$  (табл.1.2).
9. Конструкції, які підлягають розрахунку:
  - попередньо напружена конструкція –  $\underline{\hspace{2cm}}$  (табл.1.2);
  - колона –  $\underline{\hspace{2cm}}$  ряду (табл.1.2).
10. Клас робочої арматури:
  - колона та фундамент – А 400С;
  - попередньо напруженої конструкції  $\underline{\hspace{2cm}}$  (табл.1.3).
11. Клас поперечної та монтажної арматури – А 240С, Вр-I.
12. Клас бетону:
  - колона та фундамент  $\underline{\hspace{2cm}}$  (табл.1.3).
  - попередньо напруженої конструкції  $\underline{\hspace{2cm}}$  (табл.1.3).
13. Розрахунковий опір ґрунту  $R_0 = \underline{\hspace{2cm}}$  МПа (табл.1.2).
14. Глибина промерзання ґрунту  $h_f = \underline{\hspace{2cm}}$  м (табл.1.2).

Таблиця 1.1

Довжина будівлі, крок колон, проліт рами, кількість прольотів

Параметри будівлі	Остання цифра шифру залікової книжки									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Довжина $A$ , м	84	114	120	144	90	96	72	96	54	108
Проліт рами $L$ , м	18	24	18	18	18	24	24	24	18	18
Крок колон $B$ , м	6	6	12	12	6	12	12	6	6	6
Кількість прольотів $n$	3	2	3	4	2	3	2	3	2	4

Таблиця 1.2

Конструкції, що підлягають проектуванню, умовний розрахунковий тиск на ґрунт, район будівництва

Остання цифра суми останніх трьох цифр шифру	Попередньо напружена конструкція	Колона	Розрахунковий тиск на ґрунт $R_0$ , МПа	Район будівництва		Глибина промерзання ґрунту $h_f$ , м
				За сніговим навантаженням	За тиском вітру	
0	Балка прямокутного перерізу	Крайня	0,25	II	III	1,30
1	Арка	Крайня	0,40	II	III	1,45
2	Ферма безрозкісна	Середня	0,28	I	II	1,20
3	Ферма з паралельними поясами	Середня	0,35	II	III	1,40
4	Балка двотаврового перерізу	Крайня	0,15	II	IV	1,50
5	Ферма сегментна	Середня	0,30	III	IV	1,35
6	Ферма сегментна	Крайня	0,35	II	III	0,90
7	Балка двотаврового перерізу	Середня	0,21	IV	III	1,55
8	Ферма з паралельними поясами	Крайня	0,26	IV	IV	1,60
9	Ферма безрозкісна	Крайня	0,18	III	II	1,00

1. Якщо згідно варіанту конструкція, що підлягає проектуванню – арка, то проліт рами необхідно приймати  $L = 30$  м.

2. Якщо згідно варіанту конструкція, що підлягає проектуванню – балка прямокутного перерізу, або балка двотаврового перерізу, то проліт рами необхідно приймати  $L = 18$  м.

Таблиця 1.3

Класи бетону та класи попередньо напруженої арматури

Конструкції	Остання цифра шифру									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Попередньо напружена арматура	A-IV	A-IV	Aт-V	Aт-V	A-IV	A-IV	Aт-V	Aт-V	Aт-V	A-IV
Клас бетону для попередньо напруженої конструкції	B20	B35	B30	B25	B30	B30	B35	B35	B30	B25
Клас бетону для колони та фундаменту	B20	B30	B25	B20	B20	B20	B25	B25	B25	B20

Таблиця 1.4

Висота від підлоги до низу крокв'яної конструкції Н, м (чисельник)  
і вантажопідйомність кранів Q, т (знаменник)

Передостання цифра шифру	Остання цифра шифру залікової книжки									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
9	$\frac{10}{15}$	$\frac{8,3}{20/5}$	$\frac{8,6}{30/5}$	$\frac{7,9}{20/5}$	$\frac{10,2}{30/5}$	$\frac{8,0}{30/5}$	$\frac{7,6}{20/5}$	$\frac{7,5}{30/5}$	$\frac{8,8}{30/5}$	$\frac{8,6}{30/5}$
8	$\frac{9}{20/5}$	$\frac{9,3}{10}$	$\frac{9,8}{20/5}$	$\frac{9,6}{15}$	$\frac{8,7}{20/5}$	$\frac{8,4}{20/5}$	$\frac{9,0}{30/5}$	$\frac{9,6}{15/3}$	$\frac{10,8}{30/5}$	$\frac{10,6}{15}$
7	$\frac{8,4}{15/3}$	$\frac{8,7}{30/5}$	$\frac{9,0}{30/5}$	$\frac{8,7}{20/5}$	$\frac{7,8}{30/5}$	$\frac{8,0}{15/3}$	$\frac{9,3}{15/3}$	$\frac{9,6}{30/5}$	$\frac{8,6}{15/3}$	$\frac{8,2}{20/5}$
6	$\frac{7,8}{15/3}$	$\frac{8,1}{15/3}$	$\frac{8,4}{20/5}$	$\frac{8,7}{30/5}$	$\frac{8,0}{15/3}$	$\frac{9,0}{10}$	$\frac{9,3}{30/5}$	$\frac{8,0}{15/3}$	$\frac{8,3}{15}$	$\frac{8,6}{20/5}$
5	$\frac{10,2}{15}$	$\frac{10,5}{30/5}$	$\frac{7,8}{15/3}$	$\frac{9,1}{15}$	$\frac{8,4}{20/5}$	$\frac{8,6}{20/5}$	$\frac{8,7}{20/5}$	$\frac{9,5}{15}$	$\frac{10,2}{30/5}$	$\frac{9,0}{15/3}$
4	$\frac{9,6}{15/3}$	$\frac{7,6}{15/3}$	$\frac{9,7}{30/5}$	$\frac{9,0}{20/5}$	$\frac{9,3}{15/3}$	$\frac{8,0}{30/5}$	$\frac{7,6}{20/5}$	$\frac{7,5}{30/5}$	$\frac{8,8}{30/5}$	$\frac{8,4}{30/5}$
3	$\frac{7,8}{20/5}$	$\frac{9,5}{20/5}$	$\frac{8,1}{10}$	$\frac{8,4}{30/5}$	$\frac{8,7}{20/5}$	$\frac{8,4}{20/5}$	$\frac{9,0}{30/5}$	$\frac{9,6}{15/3}$	$\frac{10,8}{15/3}$	$\frac{10,6}{30/5}$
2	$\frac{9,8}{30/5}$	$\frac{8,1}{30/5}$	$\frac{7,5}{20/5}$	$\frac{7,8}{10}$	$\frac{8,1}{30/5}$	$\frac{8,0}{15/3}$	$\frac{9,3}{15/3}$	$\frac{9,6}{30/5}$	$\frac{8,6}{15/3}$	$\frac{8,2}{20/5}$
1	$\frac{10,2}{30/5}$	$\frac{10,5}{15}$	$\frac{8,9}{30/5}$	$\frac{7,2}{20/5}$	$\frac{7,5}{15/3}$	$\frac{9,0}{30/5}$	$\frac{9,3}{30/5}$	$\frac{8,0}{15/3}$	$\frac{8,3}{15}$	$\frac{8,6}{20/5}$
0	$\frac{8,9}{15/3}$	$\frac{8,2}{20/5}$	$\frac{9,3}{10}$	$\frac{9,6}{30/5}$	$\frac{8,9}{30/5}$	$\frac{8,4}{10}$	$\frac{8,7}{20/5}$	$\frac{9,5}{20/5}$	$\frac{10,2}{30/5}$	$\frac{9,0}{15/3}$

Таблиця 1.5

Розміщення матеріалів в літературних джерелах  
(початкові сторінки)

Необхідний матеріал	Номер джерела в списку					
	2	8*	4*	6	7	12*
Компоновка будівлі	375	-	5	102	169	-
Розрахунок рами	390	504	129	107	180	-
Ферма сегментна	413	-	-	116	189	370
Балка таврового перерізу	416	432	-	113	187	340
Балка прямокутного перерізу	409	-	39	116	187	-
Арка	424	-	199	121	194	-
Безрозкісна ферма	-	-	69	-	-	-
Ферма з паралельними поясами	704	-	-	-	-	359
Колона	387	513	149	127	200	277
Фундамент	343	519	105	137	162	270

\* – джерела, в яких є приклади розрахунків.

## 2. Компонування каркасу

Каркас одноповерхової виробничої будівлі являє собою просторову систему, яку умовно можна розділити на поперечні та поздовжні плоскі рами. Поперечні рами утворюються з колон, жорстко защемлених у фундаменті, та кроквяних конструкцій, які шарнірно з'єднанні з ними. Поздовжні рами - з колон, плит покриття, в'язей та підкранових балок.

### 2.1 Компонування поперечної рами

Основні параметри будівлі наведені у завданні на курсовий проект, при цьому крок крайніх, середніх колон та кроквяних конструкцій приймається однаковим.

Знаючи висоту до низу кроквяних конструкцій та характеристики мостового крану (див. додаток 1) призначаємо розміри колони (див. рис. 2.1).

Висоту надкранової частини колони визначаємо з умови:

$$H_B \geq H_{ПБ} + H_K + h + \delta, \quad (1)$$

де  $H_{ПБ}$  – висота підкранової балки;  $h$  – висота кранової рейки;  $H_K$  – висота мостового крану;  $\delta = 100$  мм – мінімальний зазор між візком крану та низом кров'яної конструкції.

Висоту надкранової частини приймають кратною 200 мм.

Висота підкранової частини дорівнює:

$$H_H = H - H_B + 150 \text{ мм}, \quad (2)$$

де  $H$  - висота до низу кроквяної конструкції (згідно завдання).

Повна висота колони:

$$H_{col} = H_B + H_H + 1000 \text{ мм}. \quad (3)$$

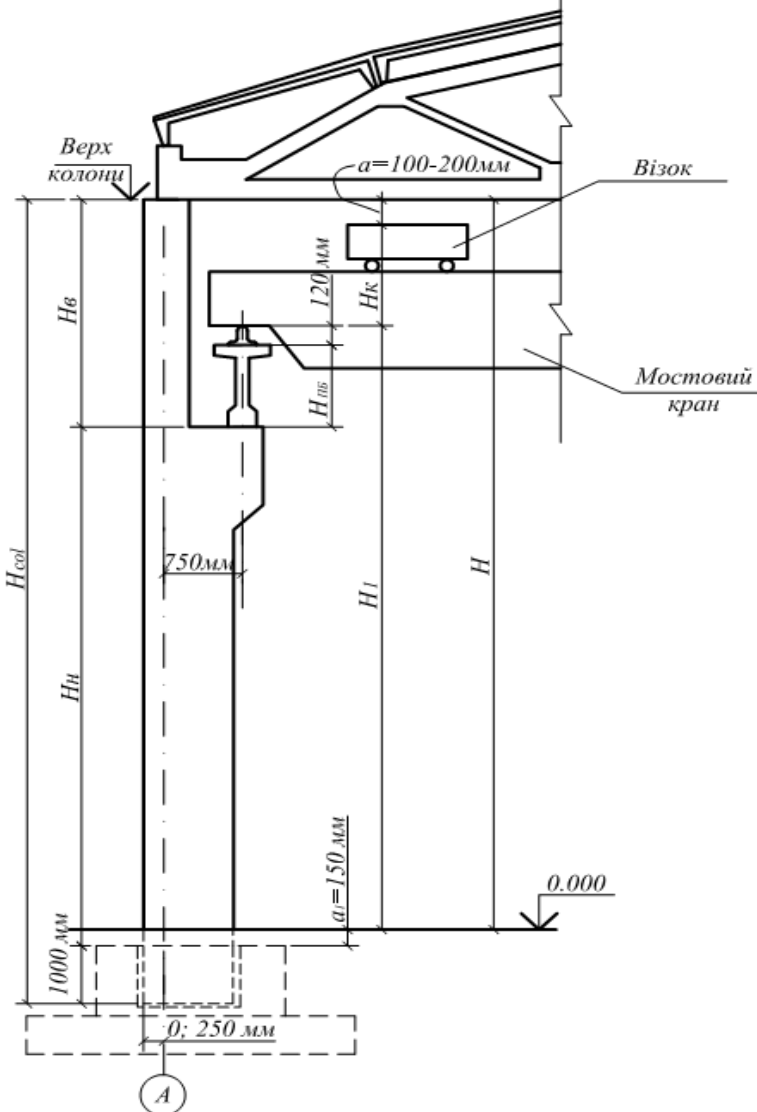


Рис. 2.1. До визначення висоти колони



Ширина перерізу колони  $b_{col}$  має бути не меншою  $1/25 \cdot H_H$ , а також:

- не менше 400 мм, якщо крок колон  $B = 6$  м,
- не менше 500 мм, якщо крок колон  $B = 12$  м.

Висоту перерізу надкранової частини крайньої колони  $h_B$  приймають, як правило, 380 мм при  $B = 6$  м та 600 мм при  $B = 12$  м. Для середніх колон  $h_B = 600$  мм. Висота перерізу підкранової частини колони має бути  $h_H > \left(\frac{1}{9} \dots \frac{1}{12}\right) \cdot H_H$  і приймається, зазвичай, 800 мм.

Згідно з вихідними даними визначаємо прив'язку рядових крайніх колон до поздовжньої осі будівлі, яка може бути:

- "нульовою" (див. рис. 2.2.а), коли зовнішні грані колон та внутрішні поверхні стін суміщаються з поздовжніми розбивочними осями, – якщо вантажопідйомність кранів  $Q \leq 30$  т, крок колон  $B = 6$  м і висота  $H < 16,2$  м;
- 250 мм (див. рис. 2.2.б), коли зовнішні грані колон та внутрішні поверхні стін зміщуються відносно поздовжніх осей на 250 мм назовні, – якщо  $30 \text{ т} < Q \leq 50$  т, або крок колон  $B = 12$  м, або висота  $H \geq 16,2$  м.

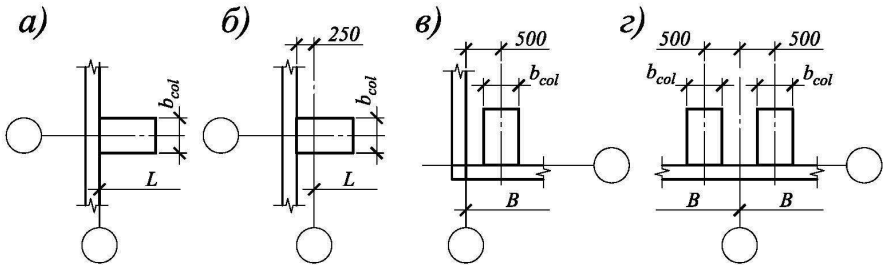


Рис. 2.2. Прив'язка колон крайніх рядів:  
 а) "нульова", б) 250 мм, в) торцевих колон,  
 г) – колон біля поперечного температурного шва

Відстань  $\lambda$  від поздовжніх розбивочних осей до осі підкранової рейки приймається 750 мм, якщо вантажопідйомність крану  $Q \leq 50$  т.

На стадії компонування поперечної рами слід вибрати тип та розміри стінових панелей, плит покриття, підкранових балок та

ригелів, визначити принципову схему вертикальних огороджуючих конструкцій (висоту стінових та віконних панелей).

## **2.2 Розбивка будівлі на температурні блоки**

Для зменшення зусиль від температури та усадки бетону будівлю розділяють по довжині та ширині на окремі частини (блоки) температурно-деформаційними швами. При цьому шов влаштовується встановленням подвійних колон, геометричні осі яких зміщують в середину температурного блоку на 500 мм (див. рис. 2.2.г).

Найбільша відстань між температурно-деформаційними швами в будівлі складає:

- для каркасних будівель із збірного залізобетону, що опалюються – 72 м,
- для будівель, які не опалюються – 48 м.

## **2.3 Забезпечення просторової жорсткості будівлі, встановлення в'язей**

Для забезпечення жорсткості будівлі в цілому, а також жорсткості його окремих елементів (покриття, торцевих стін) в конструктивній схемі передбачається система вертикальних та горизонтальних в'язей.

Вертикальні сталеві в'язі між колонами (хрестові або порталні) для будівель з мостовими кранами встановлюються в середньому прольоті кожного температурного блоку на висоту від підлоги до низу підкранових балок (див. в'язі В-1 на рис. 4.1 та 4.3).

При висоті опорних частин кроквяних конструкцій більше 800 мм між ними встановлюють вертикальні в'язі-ферми на всю висоту опорної частини ригеля, які розміщують в крайніх прольотах температурного блоку (див. в'язі В-2 на рис. 4.3). Крім того по верху кожного поздовжнього ряду колон встановлюють металеві розпірки (див. розпірки Р-1 на рис. 4.3). Якщо висота опорної частини ригеля не перевищує 900 мм в'язі В-2 та розпірки Р-1 можна не ставити, але при цьому необхідно розраховувати зварний шов з'єднання ригеля з колоною.

Якщо для покриття використовуються збірні плити, які вкладаються безпосередньо на ригелі, після чого приварюються в трьох місцях, а стики між ними замоноличуються, то утворюється жорсткий диск покриття і не має необхідності встановлювати додаткові горизонтальні в'язі.

Жорсткість будівлі в поперечному напрямку забезпечується жорстким защемленням колон у фундаменті та відповідним розрахунком.

В поздовжньому напрямку жорсткість каркасу забезпечена вертикальними в'язями, підкрановими балками, а також жорстким диском покриття.

### 3. Визначення навантажень, що діють на поперечну раму

#### 3.1 Постійні навантаження

##### 3.1.1 Навантаження від покриття

Навантаження від ваги покриття складається з ваги гідроізоляційного покриття, стяжки, плит покриття, а також утеплювача та пароізоляції (для будівель, які опалюються).

Характеристичне значення постійного навантаження обчислюють для кожного шару за формулою:

$$g_{k,i} = t_i \cdot \gamma_i \cdot \gamma_n, \quad (4)$$

де  $t_i$  – товщина  $i$ -го шару, м;  $\gamma_i$  – питома вага  $i$ -го шару, кН/м<sup>3</sup>;

$\gamma_n = 0,95$  – коефіцієнт надійності за призначенням споруди;

Розрахункові значення навантажень визначаються множенням характеристичних значень на коефіцієнти надійності за навантаженням  $\gamma_{fe}$  та  $\gamma_{fm}$ , які приймаються згідно табл. 5.1 [3].

Підрахунок навантаження на 1 м<sup>2</sup> поверхні зручно вести у табличній формі.

Граничне розрахункове значення поздовжньої сили (в подальшому під навантаженням будемо розуміти його граничне розрахункове значення, якщо інше не вказано) від ваги покриття, яка діє на колону крайнього ряду обчислюємо за формулою:

$$G_1 = 0,5 \cdot g \cdot L \cdot B + 0,5 \cdot G_P \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_n, \quad (5)$$

де  $g$  – вага покриття, кН/м<sup>2</sup>;  $L$  – проліт рами, м;  $B$  – крок колон, м;

$G_P$  – вага ригеля, кН;  $\gamma_{fm} = 1,1$  – коефіцієнт надійності за граничним значенням навантаження.

Навантаження від покриття прикладене на рівні опирання кроквяної конструкції в центрі опорного вузла, тому сила  $G_1$  прикладена з ексцентриситетом (надалі додатнім буде вважатися ексцентриситет направлений проти руху годинникової стрілки

відповідно до правил знаків у ПК "Ліра", ексцентриситет визначаємо в мм) по відношенню до осі верхньої частини колони крайнього ряду:

- якщо прив'язка "нульова" (див. рис. 2.2.а)

$$e_{1,A} = 0,5 \cdot h_B - 150, \quad (6)$$

- якщо прив'язка рівна 250 мм (див. рис. 2.2.б)

$$e_{1,A} = 0,5 \cdot h_B - (250 + 150) = 0,5 \cdot h_B - 400. \quad (7)$$

На колону середнього ряду діє сила  $2 \cdot G_1$ . Враховуючи, те що будівля складається з однакових прольотів ексцентриситет прикладання цієї сили по відношенню до середньої колони  $e_{1,B} = 0$ .

### 3.1.2 Навантаження від ваги підкранових балок

Навантаження від ваги підкранових балок знаходимо за формулою:

$$G_2 = (G_{ПБ} \cdot \gamma_{fm} + q_{кр} \cdot B \cdot \gamma_{fm}) \gamma_n, \quad (8)$$

де  $G_{ПБ}$ ,  $q_{кр}$  – вага підкранової балки та підкранової рейки, кН.

Ексцентриситет прикладення сили  $G_2$  до осі підкранової вітки колони крайнього ряду:

- якщо прив'язка "нульова" (див. рис. 2.2.а)

$$e_{2,A} = 0,5 \cdot h_H - \lambda = 0,5 \cdot h_H - 750, \quad (9)$$

- якщо прив'язка рівна 250 мм (див. рис. 2.2.б)

$$e_{2,A} = 0,5 \cdot h_H - (750 + 250) = 0,5 \cdot h_H - 1000. \quad (10)$$

Ексцентриситет прикладення сили  $G_2$  до осі підкранової вітки колони середнього ряду  $e_{2,B} = \lambda = 750$  мм.

### 3.1.3 Навантаження від власної ваги колон

При статичному розрахунку рами в ПК "Ліра" навантаження від власної ваги колон задаються автоматично (окрім ваги консолі). Якщо розрахунок проводити за допомогою таблиць, то вага надкранової вітки дорівнює:

$$N_1 = H_B \cdot h_B \cdot b_{col} \cdot \gamma_c \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_n, \quad (11)$$

підкранової вітки:

$$N_2 = (H_H \cdot h_H \cdot b_{col} + V_K) \cdot \gamma_c \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_n, \quad (12)$$

де  $V_K$  – об'єм підкранової консолі колони, м<sup>3</sup>;  $\gamma_c = 25$  кН/ м<sup>3</sup> – питома вага залізобетону.

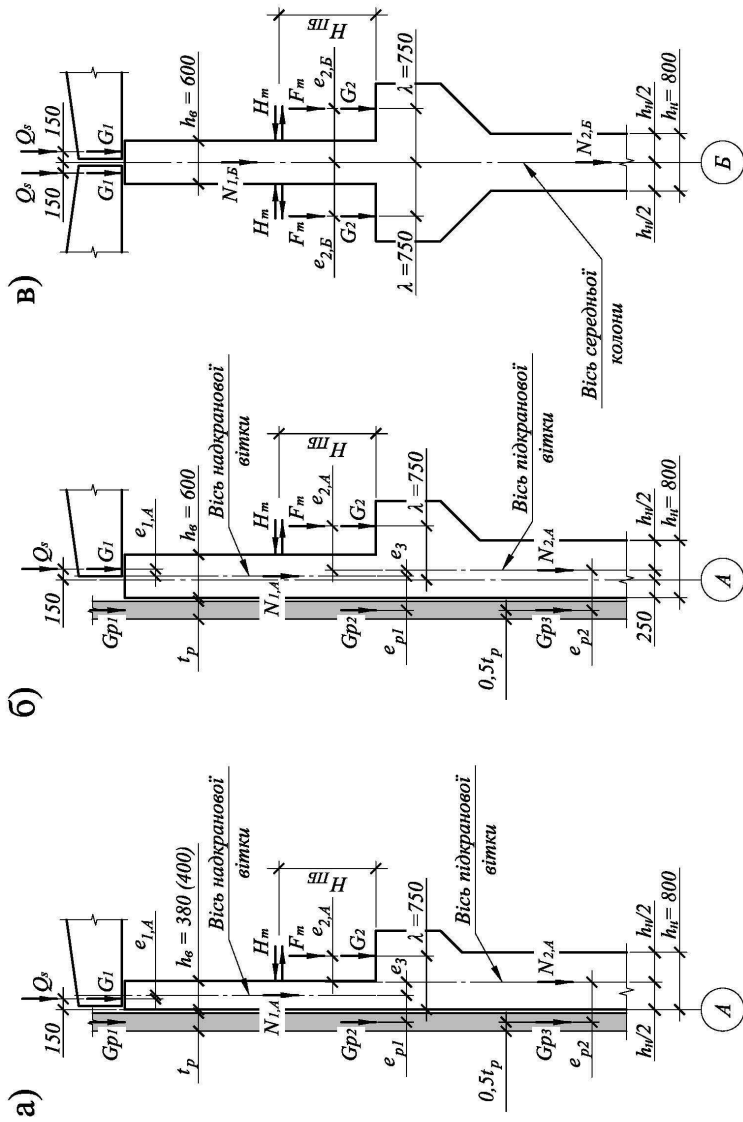


Рис. 3.1. Визначення ексцентриситетів поздовжніх сил для крайніх колон з "нульовою" прив'язкою (а), прив'язкою 250 мм (б) та середніх колон (в)

Зміщення геометричних осей верхньої та нижньої частин колони крайнього ряду становить:

$$e_3 = 0,5(h_H - h_B). \quad (13)$$

Для середньої колони осі верхньої та нижньої частин співпадають.

### 3.1.4 Навантаження від ваги стін та вікон

Навантаження від панелей збираємо відповідно до розкладки стінових панелей та вікон. Навантаження від навісних стінових панелей та віконних блоків передаються на колони в місцях опирання їх на опорні столики, які кріпляться до закладних деталей колон. Умовно вважаємо, що нижня панель також опирається на колону.

Вага стінових панелей та віконних блоків, які діють:

1) на надкранову (верхню) вітку колони

- вага карнизних стінових панелей, яка умовно прикладена на рівні верху колони:

$$G_{p1} = h_{cm1} \cdot B \cdot \gamma_{cm} \cdot t_p \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_n, \quad (14)$$

- вага огороджуючих конструкцій, яка прикладена на рівні кранової консолі колони:

$$G_{p2} = (h_{cm2} \cdot B \cdot \gamma_{cm} \cdot t_p \cdot \gamma_{fm} + h_{вк1} \cdot B \cdot q_{вк} \cdot \gamma_{fm}) \cdot \gamma_n, \quad (15)$$

2) на підкранову (нижню) вітку колони на рівні відмітки 0.000:

$$G_{p3} = (h_{cm3} \cdot B \cdot \gamma_{cm} \cdot t_p \cdot \gamma_{fm} + h_{вк2} \cdot B \cdot q_{вк} \cdot \gamma_{fm}) \cdot \gamma_n, \quad (16)$$

де  $t_p$  – товщина стінової панелі, м;  $h_{cm}$ ,  $h_{вк}$  – висоти стінових панелей та вікон, м;  $\gamma_{cm}$  – питома вага стінових панелей, кН/м<sup>3</sup>;  $q_{вк} = 0,4 \dots 0,5$  кПа – вага 1 м<sup>2</sup> віконних блоків.

Ексцентриситети дії цих зусиль по відношенню до осі верхньої та нижньої віток колони:

$$e_{p1} = 0,5 \cdot (h_B + t_p), \quad e_{p2} = 0,5 \cdot (h_H + t_p). \quad (17)$$

## 3.2 Тимчасові навантаження

### 3.2.1 Снігове навантаження

Снігове навантаження визначаємо відповідно до п. 8 [3].

Граничне розрахункове значення навантаження від снігу обчислюємо за формулою:

$$S_m = \gamma_{fm} \cdot S_0 \cdot C, \quad (18)$$

де  $\gamma_{fm} = 1,04$  – коефіцієнт надійності за граничним значенням снігового навантаженням згідно п. 8.11 [3];  $S_0$  – характеристичне значення снігового навантаження, кПа;  $C$  – коефіцієнт, що визначається за формулою:

$$C = \mu \cdot C_e \cdot C_{alt}, \quad (19)$$

де  $\mu$  – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні ґрунту до снігового навантаження на покрівлю;  $C_e$  – коефіцієнт, що враховує режим експлуатації покрівлі;  $C_{alt}$  – коефіцієнт географічної висоти.

Навантаження від ваги снігу, що діє на колону крайнього ряду становить:

$$Q_s = 0,5 \cdot L \cdot B \cdot S_m \cdot \gamma_n. \quad (20)$$

Місце прикладення сили  $Q_s$  співпадає з  $F_1$ .

На середню колону діє сила  $2 \cdot Q_s$ .

Квазіпостійне розрахункове значення снігового навантаження обчислюється за формулою:

$$S_p = (0,4S_0 - \bar{S})C, \quad (21)$$

де  $\bar{S} = 0,16$  кПа.

### 3.2.2 Кранові навантаження

Кранове навантаження визначаємо відповідно до п. 7 [3].

Характеристичні значення вертикального навантаження від двох кранів в одному прольоті визначаємо за формулами:

$$F_{0,max} = F_{max} \cdot \sum y, \quad (22)$$

$$F_{0,min} = F_{min} \cdot \sum y, \quad (23)$$

де  $\sum y$  – сума ординат ліній впливу,  $F_{max}$  – характеристичне вертикальне навантаження від колеса крану, кН (додаток 1),

$$F_{min} = \frac{Q + G_K}{2} - F_{max}, \quad (24)$$

де  $Q$  – вантажопідйомність крану, кН;  $G_K$  – вага крану з візком, кН.

Граничні розрахункові значення вертикального навантаження:

$$F_{m,max} = \gamma_{fm} \cdot \psi \cdot F_{0,max} \cdot \gamma_n, \quad (25)$$

$$F_{m, min} = \gamma_{fm} \cdot \psi \cdot F_{0, min} \cdot \gamma_n, \quad (26)$$

де  $\psi = 0,85$  – коефіцієнт сполучень кранових навантажень (для груп режимів роботи кранів 1К-6К).

Граничне розрахункове значення горизонтального навантаження від гальмування кранів знаходимо за наступною формулою:

$$H_m = \gamma_{fm} \cdot \psi \cdot H_{01} \cdot \sum y \cdot \gamma_n, \quad (27)$$

Характеристичне значення бічної сили від гальмування одного крана дорівнює:

$$H_{01} = 0,025(Q + G_B), \quad (28)$$

де  $G_B$  – вага візка крану, кН.

Місце прикладення сил  $F_m$  співпадає з силою  $G_2$ , а горизонтальне гальмівне зусилля  $H_m$  прикладене до колони на рівні верху підкранової балки, що має висоту  $H_{ПБ}$ .

### 3.2.3 Вітрове навантаження

Вітрове навантаження визначаємо відповідно до п. 9 [3].

Граничне розрахункове значення вітрового навантаження на крайню колону становить:

$$W_m = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot C \cdot B \cdot \gamma_n, \quad (29)$$

де  $W_0$  – характеристичне значення вітрового тиску, кПа.

$$C = C_{aer} \cdot C_h \cdot C_{alt} \cdot C_{rel} \cdot C_{dir} \cdot C_d, \quad (30)$$

де  $C_{aer}$  – аеродинамічний коефіцієнт, який залежить від форми споруди, для навітряних поверхонь (активний тиск)  $C_e = +0,8$ , для завітряних поверхонь (відсос)  $C_{e3}$  визначають згідно додатку I [3];  $C_h$  – коефіцієнт висоти споруди, що визначається за табл. 9.01 змін №1 до [3] (див. додаток 5);  $C_{alt} = 1,0$  – коефіцієнт географічної висоти;  $C_{rel} = 1,0$  – коефіцієнт рельєфу, що враховує мікрорельєф місцевості поблизу площадки розташування будівельного майданчика;  $C_{dir} = 1,0$  – коефіцієнт напрямку, що враховує нерівномірність вітрового навантаження за напрямками вітру;  $C_d = 1,0$  – коефіцієнт динамічності, що враховує вплив



пульсаційної складової вітрового навантаження і просторову кореляцію вітрового тиску на споруду.

Тиск вітру на будівлю визначаємо з навітряної та завітреної сторін на рівні низу та верху стінових панелей та низу кроквяної конструкції (верху колони).

Якщо статичний розрахунок рами проводиться наближеним методом з використанням таблиць (наприклад, методом наведеним у [4]), тоді вітрове навантаження в межах висоти колони замінюється еквівалентним рівномірно розподіленим, що знаходиться за формулою:

$$q_w = \frac{2 \cdot M_w}{(H + 0,15)^2}, \quad (31)$$

де  $M_w$  – згинальний момент в колоні на рівні підлоги будівлі від фактичного тиску вітру, кНм;  $H$  – висота до низу кроквяної конструкції, м.

Якщо розрахунок проводиться за допомогою ПЕОМ, то потреби у формулі (31) не має і вітрове навантаження задається без спрощень.

Тиск вітру, який діє на карнизні стінові панелі (вище колон), замінюємо на еквівалентну зосереджену силу, що прикладена на рівні верху колони з навітряної та завітреної сторін відповідно:

$$W = \frac{W_{m2} + W_{m3}}{2} \cdot H_1, \quad W' = \frac{W'_{m2} + W'_{m3}}{2} \cdot H_1, \quad (32)$$

де  $W_{m2}, W_{m3}, W'_{m2}, W'_{m3}$  – значення вітрового навантаження на рівні верху колони та верху стінових панелей, кН/м;

$H_1$  – висота карнизних панелей (вище верху колони), м.

Якщо розрахунок виконується наближеним методом, тоді зосереджена сила прикладається в одній точці і рівна:

$$\bar{W} = W + W' \quad (33)$$

## 4. Приклад розрахунку

### Вихідні дані:

1. Довжина будівлі  $A = 84$  м.
2. Проліт рами  $L = 18$  м.
3. Кількість прольотів  $n = 2$ .
4. Крок колон  $B = 6$  м.
5. Висота до низу кроквяних конструкцій  $H = 10,8$  м.
6. Вантажопідйомність крану  $Q = 30/5$  т.
7. Район будівництва – м. Тернопіль.
8. Кроквяна конструкція – безроскісна ферма.
9. Будівля опалюється.

Таблиця 4.1.

Характеристики мостового крану

Вантажопідйомність крану $Q$ , т	Проліт крану $L_K$ , м	Габаритні розміри, мм			Характ. навант. від колеса крану $F_{\max}$ , кН	Маса, т		Тип кранової рейки
		ширина $B_K$	база $K$	висота $H_K$		візка $G_B$	крану з візком $G_K$	
30/5	16,5	6300	5000	2750	280	12	42,5	КР-70

### 4.1 Компонування каркасу

#### 4.1.1 Вибір конструкцій та компонування поперечної рами

Призначаємо розміри колони. Висоту надкранової частини колони визначаємо з умови (1):

$$H_B \geq H_{ПБ} + H_K + h + \delta = 1000 + 2750 + 120 + 100 = 3970 \text{ мм.}$$

Приймаємо  $H_B = 4000$  мм.

Висота підкранової частини дорівнює:

$$H_H = H - H_B + 150 = 10800 - 4000 + 150 = 6950 \text{ мм.}$$

Повна висота колони:

$$H_{col} = H_B + H_H + 1000 = 4000 + 6950 + 1000 = 11950 \text{ мм.}$$

Ширину перерізу колони приймаємо

$$b_{col} = 400 \text{ мм} > 1/25 \cdot H_H = 1/25 \cdot 6950 = 278 \text{ мм.}$$

Висота надкранової частини крайніх колони  $h_B = 380$  мм, середніх колон  $h_B = 600$  мм, висота підкранової частини колон  $h_H = 800$  мм  $> 1/12 \cdot H_H = 1/12 \cdot 6950 = 579$  мм.

Згідно вихідних даних приймаємо елементи каркасу, які вибираємо із типових серій, каталогів та стандартів.

Вибрані конструкції зводимо в табл. 4.2.

#### 4.1.2 Розташування конструкцій

Прив'язку колон крайніх рядів вздовж будівлі приймаємо "нульовою". Колони торцевих рядів зміщуємо в середину будівлі на 500 мм від розбивочних осей.

Для даної будівлі потрібно влаштувати температурний шов в поперечному напрямку, оскільки її довжина перевищує 72 м. Шов виконуємо посередині будівлі. Він утворюється двома рядами колон, відстань між якими становить 1000 мм, прив'язка колон становить 500 мм від осі всередину температурного блоку. В поздовжньому напрямку – температурний шов не влаштовуємо, оскільки ширина будівлі становить 36 м.

Схема розміщення елементів будівлі наведена на рис. 4.1, а поперечний та поздовжній перерізи на рис. 4.2 та 4.3

Для забезпечення просторової жорсткості будівлі передбачаємо вертикальні в'язі В-1 між колонами в нижній їх частині посередині температурних блоків. В крайніх прольотах температурних блоків встановлюємо вертикальні в'язі В-2 на всю висоту опорної частини ригеля. Крім того по верху кожного поздовжнього ряду колон встановлюють металеві розпірки Р-1.

#### 4.1.3 Склад покрівлі та вибір утеплювача

Оскільки будівля опалюється приймаємо покрівлю з наступних шарів:

- захисний шар гравію на бітумній мастиці  $t = 15$  мм ( $\gamma = 16$  кН/м<sup>3</sup>),
- три шари руберойду на бітумній мастиці,
- стяжка з цементно-піщаного розчину  $t = 30$  мм ( $\gamma = 18$  кН/м<sup>3</sup>),
- утеплювач – мінераловатні плити підвищеної жорсткості  $t = 80$  мм ( $\gamma = 2,5$  кН/м<sup>3</sup>),
- пароізоляція (синтетична плівка),
- залізобетонні ребристі плити покриття 3х6 м.

В будівлі використовується керамзитобетонні стінові панелі з густиною  $\gamma_{ст} = 12$  кН/м<sup>3</sup>, товщиною 30 см.

Таблиця 4.2.

## Основні конструкції каркасу будівлі

Назва елемента	Серія або ДСТУ (ГОСТ)	Ескіз конструкції, переріз	Маса, т
Плита покриття	1.465.1-17		2,7
Безроскісна ферма	1.463-3		7,7
Підкранова балка	КЭ-01-50		4,2
Колони крайнього та середнього ряду	КЭ-01-49		

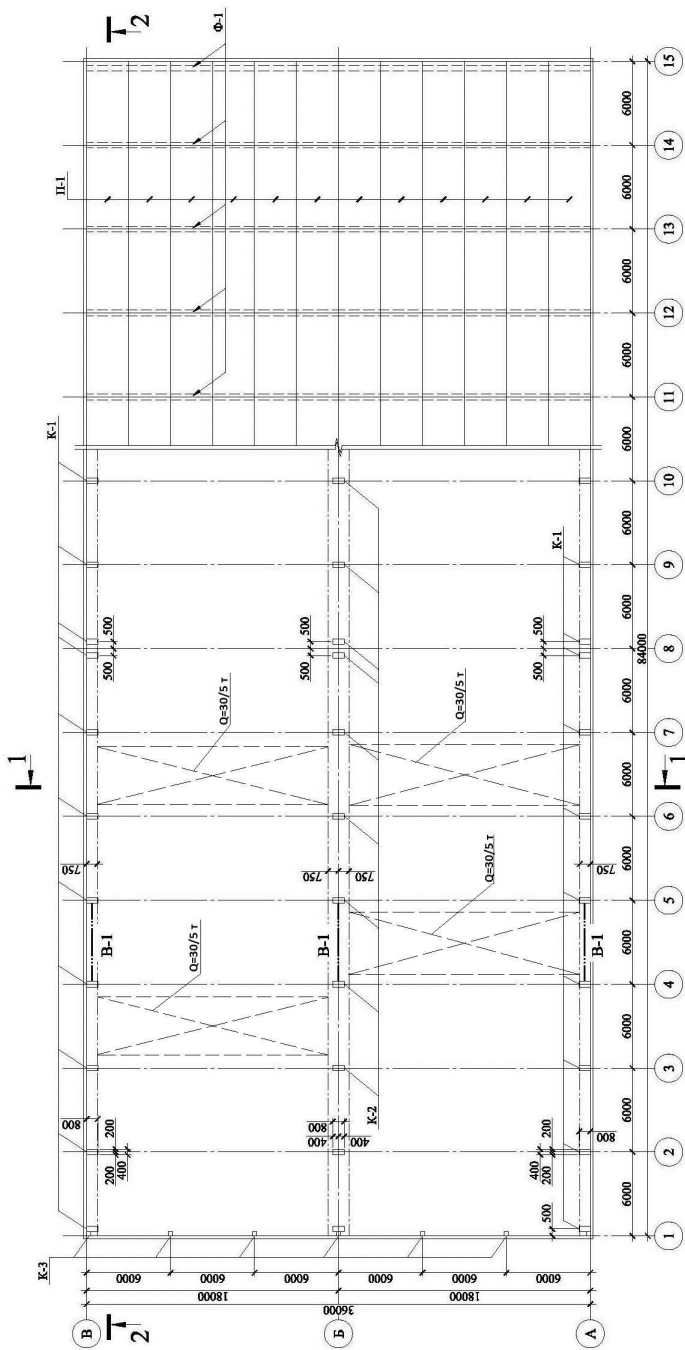


Рис. 4.1. Схема розміщення елементів будівлі



Таблиця 4.3.

Навантаження на 1 м<sup>2</sup> покриття

№ з/п	Вид навантаження, формула розрахунку	Характер. навантаж., кПа	Розрахункові навантаження, кПа			
			експлуатаційне		граничне	
			$\gamma_{fe}$	значення	$\gamma_{fm}$	значення
1.	Захисний шар гравію на бітумній мастиці $0,015 \cdot 16 \cdot 0,95 = 0,228$	0,228	1,0	0,228	1,3	0,296
2.	Три шари руберойду на бітумній мастиці $0,2 \cdot 0,95 = 0,19$	0,19	1,0	0,19	1,3	0,247
3.	Стяжка з цементно-піщаного розчину $0,03 \cdot 18 \cdot 0,95 = 0,513$	0,513	1,0	0,513	1,3	0,667
4.	Мінераловатні плити підвищеної жорсткості $0,08 \cdot 2,5 \cdot 0,95 = 0,19$	0,19	1,0	0,19	1,3	0,247
5.	Пароізоляція – синтетична плівка $0,015 \cdot 0,95 = 0,014$	0,014	1,0	0,014	1,3	0,018
6.	Плити покриття $27 / (3 \cdot 6) \cdot 0,95 = 1,5 \cdot 0,95 = 1,425$	1,425	1,0	1,425	1,1	1,567
Всього			$g_e =$	2,56	$g =$	3,04

Граничне розрахункове значення повздовжньої сили від ваги покриття, яка діє на колону крайнього ряду:

$$G_1 = 0,5 \cdot g \cdot L \cdot B + 0,5 \cdot G_P \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_n =$$

$$= 0,5 \cdot 3,04 \cdot 18 \cdot 6 + 0,5 \cdot 77 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 204,39 \text{ кН.}$$

Ексцентриситет прикладання сили  $G_1$  по відношенню до осі верхньої частини колони (див. рис. 4.4):

$$e_{1,A} = 0,5 \cdot h_B - 150 = 0,5 \cdot 380 - 150 = 40 \text{ мм.}$$

На колону середнього ряду діє сила  $2 \cdot G_1 = 2 \cdot 204,39 = 408,78 \text{ кН}$  з ексцентриситетом  $e_{1,B} = 0$ .

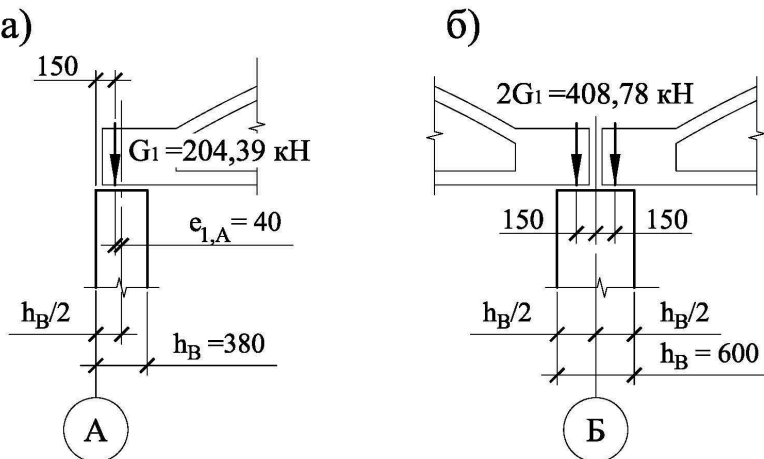


Рис. 4.4. Ексцентриситети прикладання сил від ваги покриття на крайню (а) та середню (б) колони

#### Навантаження від ваги підкранових балок

Навантаження від ваги підкранових балок:

$$G_2 = (G_{ПБ} \cdot \gamma_{fm} + q_{кр} \cdot B \cdot \gamma_{fm}) \cdot \gamma_n = (42 \cdot 1,1 + 0,53 \cdot 6 \cdot 1,05) \cdot 0,95 =$$

$$= 47,06 \text{ кН,}$$

де  $q_{кр} = 0,53 \text{ кН/м}$  – вага підкранової рейки КР-70.

Ексцентриситет прикладення сили  $G_2$  до осі підкранової вітки

- колони крайнього ряду:

$$e_{2,A} = 0,5 \cdot h_H - 750 = 0,5 \cdot 800 - 750 = -350 \text{ мм.}$$

- колони середнього ряду:  $e_{2,B} = \lambda = 750 \text{ мм.}$



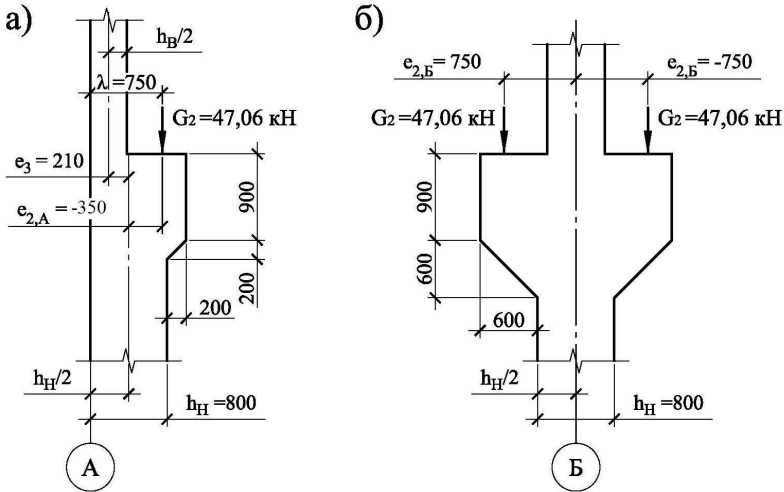


Рис. 4.5. Ексцентриситети прикладання сил від ваги підкранових балок на крайню (а) та середню (б) колони

#### Навантаження від власної ваги колон

В ПК "Ліра" навантаження від власної ваги колон задаються автоматично. Додатково задаються навантаження від ваги підкранових консолей:

- крайньої колони

$$G_{K,A} = V_{K,A} \cdot \gamma_c \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_n = 0,2 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 5,22 \text{ кН},$$

де  $V_{K,A} = 0,9 \cdot 0,2 + 0,5 \cdot 0,2 \cdot 0,2 = 0,2 \text{ м}^3$  – об'єм консолі крайньої колони (див. рис. 4.5.а);

- середньої колони

$$G_{K,B} = 2 \cdot V_{K,B} \cdot \gamma_c \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_n = 2 \cdot 0,72 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 37,62 \text{ кН},$$

де  $V_{K,B} = 0,9 \cdot 0,6 + 0,5 \cdot 0,6 \cdot 0,6 = 0,72 \text{ м}^3$  – об'єм консолі середньої колони (див. рис. 4.5.б).

Ексцентриситет прикладання сили  $G_{K,A}$  по відношенню до нижньої вітки колони:

$$e_{K,A} = -0,5(h_H + 200) = -0,5(800 + 200) = -500 \text{ мм}.$$

Зміщення геометричних осей верхньої та нижньої частин колони крайнього ряду становить:

$$e_3 = 0,5(h_H - h_B) = 0,5(800 - 380) = 210 \text{ мм}.$$

Для середньої колони осі верхньої та нижньої частин співпадають, а сила  $G_{K,B}$  прикладена по осі колони.

### Навантаження від ваги стін та вікон

Навантаження від панелей збираємо відповідно до розкладки стінових панелей та вікон (див. рис. 4.6).

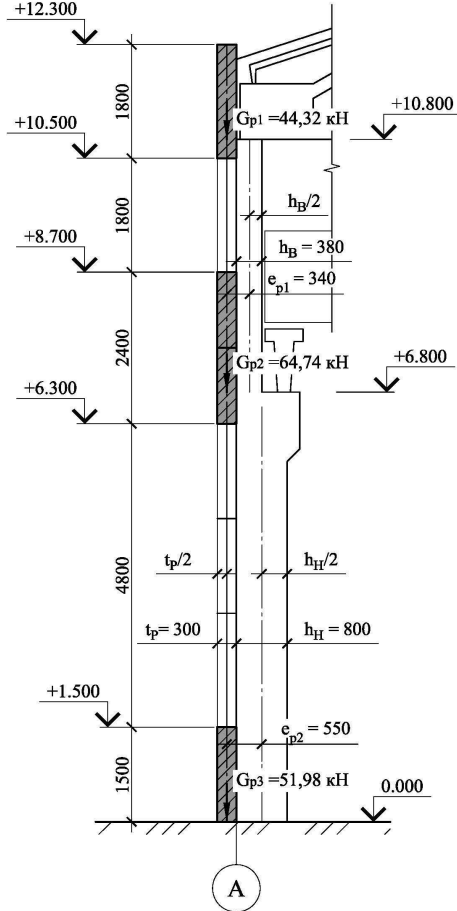


Рис. 4.6. Схема розкладки стінових панелей та вікон

Вага стінових панелей та віконних блоків, які діють

- 1) на надкранову (верхню) вітку колони
  - вага карнизних стінових панелей, яка умовно прикладена на рівні верху колони:

$$G_{p1} = h_{cm1} \cdot B \cdot \gamma_{cm} \cdot t_p \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_n = 1,8 \cdot 6 \cdot 12 \cdot 0,3 \cdot 1,2 \cdot 0,95 = 44,32 \text{ кН},$$

- вага огорожуючих конструкцій, яка прикладена на рівні кранової консолі колони:

$$G_{p2} = (h_{cm2} \cdot B \cdot \gamma_{cm} \cdot t_p \cdot \gamma_{fm} + h_{ек1} \cdot B \cdot q_{ек} \cdot \gamma_{fm}) \cdot \gamma_n = \\ = (2,4 \cdot 6 \cdot 12 \cdot 0,3 \cdot 1,2 + 1,8 \cdot 6 \cdot 0,5 \cdot 1,1) \cdot 0,95 = 64,74 \text{ кН};$$

2) на підкранову (нижню) вітку колони на рівні відмітки 0.000:

$$G_{p3} = (h_{cm3} \cdot B \cdot \gamma_{cm} \cdot t_p \cdot \gamma_{fm} + h_{ек2} \cdot B \cdot q_{ек} \cdot \gamma_{fm}) \cdot \gamma_n = \\ = (1,5 \cdot 6 \cdot 12 \cdot 0,3 \cdot 1,2 + 4,8 \cdot 6 \cdot 0,5 \cdot 1,1) \cdot 0,95 = 51,98 \text{ кН}.$$

Ексцентриситет дії цих зусиль по відношенню до осі верхньої вітки колони  $e_{p1} = 0,5 \cdot (h_B + t_p) = 0,5 \cdot (380 + 300) = 340 \text{ мм}$ , нижньої –  $e_{p2} = 0,5 \cdot (h_H + t_p) = 0,5 \cdot (800 + 300) = 550 \text{ мм}$ .

#### 4.2.2 Тимчасові навантаження

##### Снігове навантаження

Граничне розрахункове значення навантаження від снігу обчислюємо за формулою:

$$S_m = \gamma_{fm} \cdot S_0 \cdot C = 1,04 \cdot 1,32 \cdot 1,0 = 1,37 \text{ кПа},$$

де  $S_0 = 1,32 \text{ кПа}$  – характеристичне значення снігового навантаження згідно додатку Е [3] (див. додаток 4);

$$C = \mu \cdot C_e \cdot C_{alt} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 1,0,$$

де  $\mu = 1,0$  – додаток Ж [3];  $C_e = 1,0$  – п. 8.9 [3];

$$C_{alt} = 1,0 \text{ – п. 8.10 [3]}.$$

Навантаження від ваги снігу, що діє на колону крайнього ряду становить:

$$Q_s = 0,5 \cdot L \cdot B \cdot S_m \cdot \gamma_n = 0,5 \cdot 18 \cdot 6 \cdot 1,37 \cdot 0,95 = 70,28 \text{ кН}.$$

Місце прикладення сили  $Q_s$  співпадає з  $F_1$ . На середню колону діє сила  $2 \cdot Q_s = 2 \cdot 70,28 = 140,56 \text{ кН}$ .

Квазіпостійне розрахункове значення снігового навантаження:

$$S_p = (0,4S_0 - \bar{S})C = (0,4 \cdot 1,32 - 0,16) \cdot 1,0 = 0,37 \text{ кПа}.$$

##### Кранові навантаження

В розрахунку враховуємо дію двох кранів в кожному прольоті. Вертикальний тиск від кранів обчислюємо за допомогою ліній впливу (рис. 4.7).

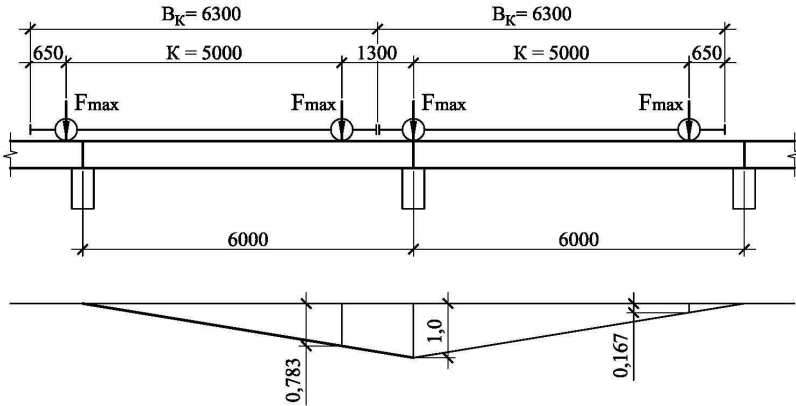


Рис. 4.7. Лінії впливу від двох кранів

Сума ординат ліній впливу:

$$\sum y = 1,0 + 0,783 + 0,167 = 1,95.$$

Характеристичні значення вертикального навантаження від двох кранів в одному прольоті визначаємо за формулами:

$$F_{0,max} = F_{max} \cdot \sum y = 280 \cdot 1,95 = 546 \text{ кН},$$

$$F_{0,min} = F_{min} \cdot \sum y = 82,5 \cdot 1,95 = 160,87 \text{ кН},$$

$$\text{де } F_{min} = \frac{Q + G_K}{2} - F_{max} = \frac{300 + 425}{2} - 280 = 82,5 \text{ кН}.$$

Граничні розрахункові значення вертикального навантаження:

$$F_{m,max} = \gamma_{fm} \cdot \psi \cdot F_{0,max} \cdot \gamma_n = 1,1 \cdot 0,85 \cdot 546 \cdot 0,95 = 484,98 \text{ кН},$$

$$F_{m,min} = \gamma_{fm} \cdot \psi \cdot F_{0,min} \cdot \gamma_n = 1,1 \cdot 0,85 \cdot 160,87 \cdot 0,95 = 142,89 \text{ кН},$$

де  $\gamma_{fm} = 1,1$  – згідно п. 7.9 [3].

Граничне розрахункове значення горизонтального навантаження від гальмування кранів знаходимо за формулою:

$$H_m = \gamma_{fm} \cdot \psi \cdot H_{01} \cdot \sum y \cdot \gamma_n = 1,1 \cdot 0,85 \cdot 13 \cdot 1,95 \cdot 0,95 = 22,52 \text{ кН},$$

де  $H_{01} = 0,025(Q + G_B) = 0,025(300 + 120) = 10,5 \text{ кН}$ .

Місце прикладення сил  $F_m$  співпадає з силою  $G_2$ , а горизонтальне гальмівне зусилля  $H_m$  прикладене до колони на рівні верху підкранової балки, що має висоту  $H_{ПБ} = 1,0 \text{ м}$ .

### Вітрове навантаження

Граничне розрахункове значення вітрового навантаження на крайню колону визначаємо за формулою:

$$W_m = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot C \cdot B \cdot \gamma_n,$$

де  $W_0 = 0,52$  кПа – характеристичне значення вітрового тиску згідно додатку Е [3] (див. додаток 4),

$$\gamma_{fm} = 1,035 - \text{п. 9.14 [3]}.$$

$$C = C_{aer} \cdot C_h \cdot C_{alt} \cdot C_{rel} \cdot C_{dir} \cdot C_d,$$

де  $C_{aer}$  – аеродинамічний коефіцієнт, який згідно додатку І [3] для навітряних поверхонь (активний тиск)  $C_e = +0,8$ , для завітряних поверхонь (відсос)  $C_{e3} = -0,5$ ;

$$C_{alt} = 1,0 - \text{п. 9.10 [3]}; C_{rel} = 1,0 - \text{п. 9.11 [3]};$$

$$C_{dir} = 1,0 - \text{п. 9.12 [3]}; C_d = 1,0 - \text{п. 9.13 [3]};$$

$C_h$  – коефіцієнт висоти споруди, згідно табл. 9.01 змін №1 до [3] для ІІІ типу місцевості (див. додаток 5):

- при висоті  $h_1 = 5$  м –  $C_{h1} = 0,4$ ,

- при висоті  $h_2 = 10,8$  м (відмітка низу ферми) –  $C_{h2} = 0,62$ ,

- при висоті  $h_3 = 12,3$  м (відмітка верху стінових панелей) –  $C_{h3} = 0,66$ .

Визначаємо тиск вітру з навітряної сторони:

$$C_1 = 0,8 \cdot 0,4 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 0,32,$$

$$W_{m1} = 1,035 \cdot 0,52 \cdot 0,32 \cdot 6 \cdot 0,95 = 0,98 \text{ кН/м};$$

$$C_2 = 0,8 \cdot 0,62 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 0,50,$$

$$W_{m2} = 1,035 \cdot 0,52 \cdot 0,5 \cdot 6 \cdot 0,95 = 1,53 \text{ кН/м};$$

$$C_3 = 0,8 \cdot 0,66 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 0,53,$$

$$W_{m3} = 1,035 \cdot 0,52 \cdot 0,53 \cdot 6 \cdot 0,95 = 1,62 \text{ кН/м}.$$

Визначаємо тиск вітру із завітряної сторони:

$$C_1^{\wedge} = 0,5 \cdot 0,4 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 0,2,$$

$$W_{m1}^{\wedge} = 1,035 \cdot 0,52 \cdot 0,2 \cdot 6 \cdot 0,95 = 0,61 \text{ кН/м};$$

$$C_2^{\wedge} = 0,5 \cdot 0,62 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 0,31,$$

$$W'_{m2} = 1,035 \cdot 0,52 \cdot 0,31 \cdot 6 \cdot 0,95 = 0,95 \text{ кН/м};$$

$$C'_3 = 0,5 \cdot 0,66 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 0,33,$$

$$W'_{m3} = 1,035 \cdot 0,52 \cdot 0,33 \cdot 6 \cdot 0,95 = 1,01 \text{ кН/м}.$$

Тиск вітру, який діє на стінові панелі вище колони, замінюємо на еквівалентну зосереджену силу, що прикладена на рівні верху колони (див. рис. 4.8):

- з навітряної сторони:

$$W = \frac{W_{m2} + W_{m3}}{2} \cdot H_1 = \frac{1,53 + 1,62}{2} \cdot (12,3 - 10,8) = 2,36 \text{ кН},$$

- із завітряної сторони:

$$W' = \frac{W'_{m2} + W'_{m3}}{2} \cdot H_1 = \frac{0,95 + 1,01}{2} \cdot 1,5 = 1,47 \text{ кН}.$$

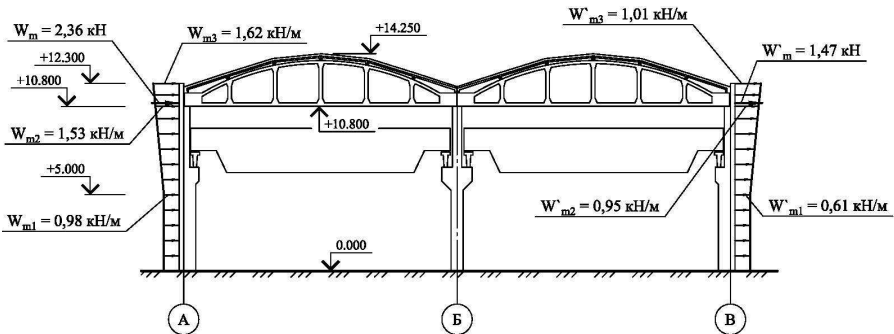
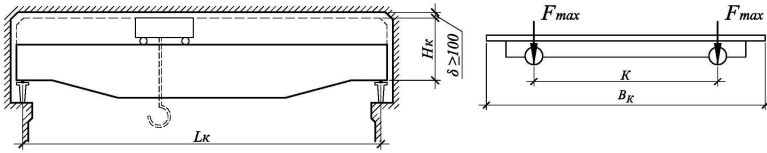


Рис. 4.8. Визначення вітрового навантаження на поперечну раму

Подальший розрахунок будемо проводити в ПК "Ліра", тому вітрове навантаження задається без спрощень.

## Додаток 1.

### Характеристики мостових кранів середнього режиму роботи



Вантажопідій- ність крану $Q$ , т	Проліт крану $L_{кр}$ , м	Габаритні розміри, мм			Характ. навант. від колеса крану $F_{max}$ , кН	Маса, т		Тип і висота кранової рейки, мм
		ширина $B_K$	база $K$	висота $H_K$		візка $G_B$	крану з візком $G_K$	
10	10,5	6300	4400	1900	115	4	17,5	КР-70 h = 120
	16,5	6300	4400	1900	125	4	21	
	22,5	6300	4400	1900	145	4	27	
	28,5	6300	5000	1900	170	4	34,8	
	31,5	6300	5000	1900	180	4	40	
15	10,5	6300	4400	2300	145	5,3	20	
	16,5	6300	4400	2300	165	5,3	25	
	22,5	6300	4400	2300	185	5,3	31	
	28,5	6300	5000	2300	210	5,3	41	
	31,5	6300	5000	2300	220	5,3	45	
15/3	10,5	6300	4400	2300	155	7	22,5	
	16,5	6300	4400	2300	175	7	26,5	
	22,5	6300	4400	2300	190	7	34	
	28,5	6300	5000	2300	220	7	43,5	
	31,5	6300	5000	2300	230	7	47,5	
20/5	10,5	6300	4400	2400	175	8,5	23,5	
	16,5	6300	4400	2400	195	8,5	28,5	
	22,5	6300	4400	2400	220	8,5	36	
	28,5	6300	4400	2400	255	8,5	46,5	
	31,5	6300	4400	2400	265	8,5	50	
30/5	10,5	6300	5000	2750	255	12	25	
	16,5	6300	5000	2750	280	12	42,5	
	22,5	6300	5100	2750	315	12	52	
	28,5	6300	5100	2750	345	12	62	
	31,5	6300	5100	2750	360	12	67,5	
	34,5	6860	5600	3000	380	12	74	

## Орієнтовна маса конструкцій

Назва конструкції	Проліт, м	Висота, мм	Маса, т
1	2	3	4
Ребристі плити шириною 3 м	6	300	2,7
		350	2,9
	12	450	6,2
Плити типу КЖС шириною 3 м 2КЖС*	18	1000	10,35
	24	1300	18,95
Плити типу П на проліт шириною 3 м	18	900	10,8
	24	1200	19,0
Плити типу ТТ шириною 3 м	9	600	9,26
	12		11,96
Ферми кроквяні сегментні розкісні 2ФС*	18	2640	6,0
	24	3240	11,2
	30	3680	16,7
Ферми кроквяні сегментні безрозкісні 2ФБС*	18	3000	7,7
	24	3300	10,5
Ферми кроквяні полігональні (з паралельними поясами) 2.1ФСП*	18	2785	9,3
	24	2830	12,5
Підкроквяні ферми 2ФПС 12*	12	2200	11,0
Кроквяні балки з паралельними поясами БСП	6	590	1,15
	9	890	2,75
	12		5,0
Двоскатні решітчасті кроквяні балки 2БДР*	12	1390	5,0
	18	1640	10,4
Двоскатні кроквяні балки двотаврового перерізу 2БСД*	12	1290	4,1
	18	1540	9,1

\* – для прикладу вибраний 2-й типорозмір плит, балок, ферм і т.д. згідно відповідних серій



продовження додатку 2.

1	2	3	4
Арки	30	3300	28,0
	36	3970	40,0
Підкранові балки	6	800	3,5
		1000	4,2
	12	1200	10,3
		1400	10,7
Фундаментні балки	6	300	0,6-1,0
		450	1,1-1,8
	12	400	2,8-3,2
		600	4,8-5,7

### Додаток 3.

Коефіцієнти надійності за навантаженням для визначення граничного розрахункового значення ваги конструкцій

Конструкції	$\gamma_{fm}$
Металеві (у яких зусилля від власної ваги менші 50 %)	1,05
Бетонні (з середньою густиною понад 1600 кг/м <sup>3</sup> ), залізобетонні, кам'яні, армокам'яні, дерев'яні	1,1
Бетонні (з середньою густиною 1600 кг/м <sup>3</sup> і менше), ізоляційні, вирівнювальні та опоряджувальні шари (плити, матеріали у рулонах, засипки, стяжки тощо), виконані:	
	<ul style="list-style-type: none"> <li>- у заводських умовах</li> <li>- на будівельному майданчику</li> </ul>
Ґрунти:	
	<ul style="list-style-type: none"> <li>- у природному заляганні</li> <li>- насипні</li> </ul>

Характеристичні значення навантажень і  
впливів для обласних центрів України

Місто	Характеристичні значення, Па	
	вітрового тиску $W_0$	снігового навант. $S_0$
Вінниця	470	1360
Дніпропетровськ	470	1340
Донецьк	500	1500
Житомир	460	1460
Запоріжжя	460	1110
Івано-Франківськ	500	1410
Київ	370	1550
Кіровоград	410	1230
Луганськ	460	1350
Луцьк	480	1240
Львів	520	1310
Миколаїв	470	870
Одеса	460	880
Полтава	470	1450
Рівне	520	1320
Севастополь	460	770
Сімферополь	460	820
Суми	420	1670
Тернопіль	520	1390
Ужгород	370	1340
Харків	430	1600
Херсон	480	760
Хмельницький	500	1340
Черкаси	420	1520
Чернівці	500	1320
Чернігів	410	1720

**Додаток 5.**Коефіцієнт висоти споруди  $C_h$  (згідно змін №1 до [3])

Висота над рівнем землі $Z$ (м)	Значення $C_h$ для типу місцевості			
	I	II	III	IV
$\leq 5$	0,9	0,7	0,40	0,20
10	1,20	0,90	0,60	0,40
20	1,35	1,15	0,85	0,65
40	1,60	1,45	1,15	1,00
60	1,75	1,65	1,35	1,10
80	1,90	1,75	1,50	1,20
100	1,95	1,85	1,60	1,25
150	2,15	2,10	1,85	1,35
200	2,3	2,20	2,05	1,45

## Рекомендовані джерела

1. Бабич В.І., Огородник В.І., Романюк В.В. Таблиці для проектування будівельних конструкцій. – Рівне: РДТУ, 1999. – 510 с.
2. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции: Общий курс: Учеб. для вузов.– М.: Стройиздат, 1991. – 767 с.
3. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи: Норми проектування. – Київ: Мінбуд України, 2006. – 75 с.
4. Железобетонные конструкции. Курсовое и дипломное проектирование / Под ред. А. Я. Барашикова. – К.: «Вища школа», 1987. – 416 с.
5. Залізобетонні конструкції: Підручник / За ред. П.Ф. Вахненка. – К.: Вища школа, 1999. – 508 с.
6. Кудзис А.П. Железобетонные и каменные конструкции: Учеб.пособие. – Часть 2.: Конструкции промышленных и гражданских зданий и сооружений. – М.: Высшая школа, 1989. – 264 с.
7. Попов Н.Н., Забегаев А.В. Проектирование и расчет железобетонных конструкций: Учебн.пособие. – М.: Высшая школа. – 1985. – 319 с.
8. Проектирование железобетонных конструкций. Справочное пособи / Под ред. А. Б. Гольшева. – К: Будівельник, 1985.– 496 с.
9. Сперанский И.М. и др. Примеры расчета железобетонных конструкций: Учеб. пособие. – М.: Высшая школа, 1989. – 176 с.
10. Типовые железобетонные конструкции зданий и сооружений для промышленного строительства. Справочник проектировщика / Под. общ. ред. Г.И. Бердичевского.– М.: Стройиздат, 1981. – 488 с.
11. Шерешевский И. А. Конструирование промышленных зданий и сооружений. – М.: «Архитектура-С», 2005.– 186 с.
12. Мандриков А.П. Примеры расчета железобетонных конструкций: Учеб. пособие для строит. техникумов по спец. «Пром. и гражд. стр-во». – М.: Стройиздат, 1979. – 419 с.
13. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.
14. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – Київ: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2010.– 166 с.

15. Конспект лекцій з дисципліни «Проектування залізобетонних і мурованих конструкцій» для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» денної і заочної форми навчання. / Укладачі: О.П. Конончук, В.П. Ясній – Тернопіль: Вид-во ТНТУ імені Івана Пулюя, 2018. – 133 с.
16. Методичні вказівки до практичних занять та самостійної роботи студентів з дисципліни «Проектування залізобетонних і мурованих конструкцій» для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» денної і заочної форми навчання. / Укладачі: О.П. Конончук, В.П. Ясній – Тернопіль: Вид-во ТНТУ імені Івана Пулюя, 2018. – 22 с.
17. Методичний посібник до виконання курсової роботи з дисципліни «Залізобетонні та кам'яні конструкції» для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» денної і заочної форми навчання. / Розробник: О.П. Конончук – Тернопіль: Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя, 2017. – 32 с.