



Національний університет
водного господарства
та природокористування

Міністерство освіти і науки, молоді та спорту України
Національний університет водного господарства та
природокористування
Кафедра промислового, цивільного будівництва
та інженерних споруд

03-01-32

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

до курсового проекту №2 з навчальної дисципліни

«Залізобетонні та кам'яні конструкції»

для здобувачів вищої освіти першого (бакалаврського) рівня

за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

спеціалізації «Промислове та цивільне будівництво» усіх

форм навчання

«Компонування каркасу та збір навантажень на

поперечну раму»

Рекомендовано науково-
методичною комісією зі
спеціальності 192 «Будівництво
та цивільна інженерія»
Протокол №1 від 25.10.18

Рівне – 2019



Національний університет

водного господарства
та природокористування

Методичні вказівки до курсового проекту №2 з навчальної дисципліни «Залізобетонні та кам'яні конструкції» для здобувачів вищої освіти першого (бакалаврського) рівня за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія» спеціалізації «Промислове та цивільне будівництво» усіх форм навчання. «Компонування каркасу та збір навантажень на поперечну раму» / Корнійчук О. І. – Рівне : НУВГП, 2019. – 33 с.

Укладач: Корнійчук О. І., канд. техн. наук, доцент кафедри промислового, цивільного будівництва та інженерних споруд.

Відповідальний за випуск – Є. М. Бабич, доктор техн. наук, професор, завідувач кафедри промислового, цивільного будівництва та інженерних споруд.



Національний університет
водного господарства
та природокористування

© О. І. Корнійчук, 2019
© НУВГП, 2019



ЗМІСТ

Вступ	4
1. Компонування каркасу	5
1.1. Компонування поперечної рами	5
1.2. Розбивка будівлі на температурні блоки	6
1.3. Забезпечення просторової жорсткості будівлі, встановлення в'язей	7
2. Визначення навантажень, що діють на поперечну раму	7
2.1. Постійні навантаження	7
2.1.1. Навантаження від покриття	7
2.1.2. Навантаження від ваги підкранових балок	8
2.1.3. Навантаження від власної ваги колон	9
2.1.4. Навантаження від ваги стін та вікон	9
2.2. Змінні навантаження	11
2.2.1. Снігове навантаження	11
2.2.2. Кранові навантаження	12
2.2.3. Вітрове навантаження	13
3. Приклад розрахунку	15
Вихідні дані:	15
3.1. Компонування каркасу	15
3.1.1. Вибір конструкцій та компонування поперечної рами	15
3.1.2. Розташування конструкцій	16
3.1.3. Склад покрівлі та вибір утеплювача	16
3.2. Визначення навантажень, що діють на раму	19
3.2.1. Постійні навантаження	19
3.2.2. Змінні навантаження	24
Додаток 1.	29
Додаток 2.	30
Додаток 3.	31
Додаток 4.	32
Рекомендовані джерела	33



ВСТУП

Навчальним планом підготовки здобувачів вищої освіти першого (бакалаврського) рівня за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія» спеціалізації «Промислове та цивільне будівництво» передбачено виконання курсового проекту №2 з навчальної дисципліни «Залізобетонні та кам'яні конструкції», в якому необхідно запроектувати залізобетонний каркас одноповерхової виробничої будівлі обладнаної мостовими кранами. 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). Відповідно до цього принципу розроблені стандарти, каталоги, робочі креслення та довідники типових конструкцій та деталей, які необхідно використовувати в курсовому проектуванні для підбору конструкцій будівлі.

Вихідні дані для виконання курсового проекту здобувачі вищої освіти заочної (дистанційної) форм навчання приймають згідно свого коду (шифру залікової книжки) по таблицям, які наведені у [7], здобувачі денної форми - відповідно до виданого викладачем індивідуального завдання. Приймати інші вихідні дані не дозволяється.

Курсовий проект складається з наступних частин:

- вибір і компоновання конструктивної схеми будівлі,
- збір навантажень на каркас будівлі,
- статичний розрахунок поперечної рами будівлі,
- 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).

В даних методичних вказівках розглянуто виконання тільки перших двох пунктів з цього переліку.



1. Компонування каркасу

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

1.1. 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 крана (див. додаток 1), призначаємо розміри колони.

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 крана; $\delta = 100$ мм – мінімальний зазор між візком крана та низом кроквяної 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 (враховуючи її заглиблення у фундамент):

$$H_{col} = H_B + H_H + 850 \text{ мм}. \quad (3)$$

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 надкранової частини крайніх 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 підкранової частини колон має бути $h_H > (1/9 \dots 1/12) \cdot H_H$ 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. 1.1.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. 1.1.б), коли зовнішні грані колон та внутрішні поверхні стін зміщуються відносно поздовжніх осей на 250 мм назовні, – якщо $30 \text{ т} < Q \leq 50 \text{ т}$, або крок колон $B = 12$ м, або висота $H \geq 16,2$ м.

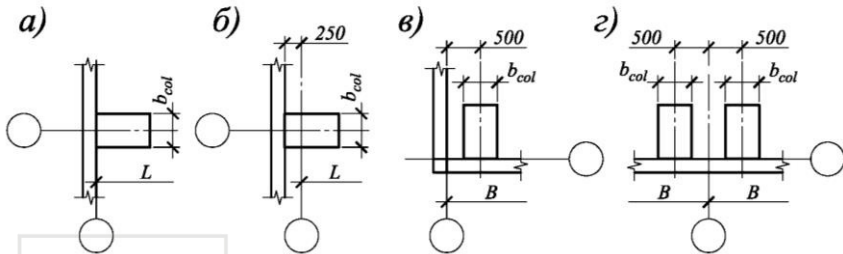


Рис. 1.1. Прив'язка колон крайніх рядів:

- а) «нульова», б) 250 мм, в) торцевих колон,
г) – колон біля поперечного температурного шва

Відстань λ 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 огорожуючих конструкцій (висоту стінових та віконних панелей).

1.2. 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. 1.1.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.



1.3. 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. 3.1 та 3.3).

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. 3.3). Крім того по верху кожного поздовжнього ряду колон встановлюють металеві розпірки (див. розпірки Р-1 на рис. 3.3). 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.

2. Визначення навантажень, що діють на поперечну раму

2.1. Постійні навантаження

2.1.1. 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; γ_i – питома вага i -го шару, кН/м³; $\gamma_n = 0,95$ – коефіцієнт надійності за відповідальністю;

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

Підрахунок навантаження на 1 м² поверхні зручно вести у табличній формі.

Граничне розрахункове значення повздовжньої сили¹ 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/м²; L – проліт рами, м; B – крок колон, м; G_p – вага ригеля, кН; $\gamma_{fm} = 1,1$ – коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням навантаження.

Навантаження від покриття прикладене на рівні опирання кровляної конструкції в центрі опорного вузла, тому сила G_1 прикладена з ексцентриситетом² по відношенню до осі верхньої частини колони крайнього ряду:

- якщо прив'язка «нульова» (див. рис. 2.1.а)

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

- якщо прив'язка рівна 250 мм (див. рис. 2.1.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 $e_{1,B} = 0$.

2.1.2. Навантаження від ваги підкранових балок

Навантаження від ваги підкранових балок знаходимо за формулою

¹ – в подальшому під навантаженням будемо розуміти його граничне розрахункове значення, якщо інше не вказано

² – надалі додатнім буде вважатися ексцентриситет направлений проти руху годинникової стрілки (відповідно до правил знаків у ПК «Ліра»), ексцентриситет визначаємо в мм



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

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. 2.1.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. 2.1.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.

2.1.3. Навантаження від власної ваги колон

При статичному розрахунку рами в ПК «Ліра» навантаження від власної ваги колон задаються автоматично (окрім ваги консолей). 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, м³; $\gamma_c = 25$ кН/м³ – питома вага залізобетону.

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.

2.1.4. 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

- на надкранову (верхню) вітку колони



Національний університет
водного господарства
та природокористування



Національний університет
водного господарства
та природокористування

Рис. 2.1. Визначення ексцентриситетів поздовжніх стій для крайніх колон з «нульовою» прив'язкою (а), прив'язкою 250 мм (б) та середніх колон (в)



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

$$G_{p2} = (h_{cm2} \cdot B \cdot \gamma_{cm} \cdot t_p \cdot \gamma_{fm} + h_{ек1} \cdot B \cdot q_{ек} \cdot \gamma_{fm}) \cdot \gamma_n, \quad (15)$$

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

$$G_{p3} = (h_{cm3} \cdot B \cdot \gamma_{cm} \cdot t_p \cdot \gamma_{fm} + h_{ек2} \cdot B \cdot q_{ек} \cdot \gamma_{fm}) \cdot \gamma_n, \quad (16)$$

де t_p – товщина стінової панелі, м; h_{cm} , $h_{ек}$ – висоти стінових панелей та вікон, м; γ_{cm} – питома вага стінових панелей, kH/m^3 ; $q_{ек} = 0,4 \dots 0,5$ kPa – вага 1 m^2 віконних блоків.

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

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

2.2. Змінні навантаження

2.2.1. 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, kPa ; C – коефіцієнт, що визначається за формулою

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

де μ – 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 G_1 . На середню колону діє сила $2 \cdot Q_s$.



Квазіпостійне розрахункове значення снігового навантаження обчислюється за формулою

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

де $\bar{S} = 0,16$ кПа.

2.2.2. Кранові навантаження

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

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

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

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

$$F_{min} = \frac{Q + G_K}{2} - F_{max}, \quad (23)$$

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

Граничні розрахункові значення вертикального навантаження:

$$F_{m,max} = \gamma_{fm} \cdot \psi \cdot F_{0,max} \cdot \gamma_n, \quad (24)$$

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

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

Квазіпостійне розрахункове значення вертикального навантаження:

$$F_p = \gamma_{fp} \cdot F_{01} \cdot \gamma_n = \frac{F_{01}^{II}}{F_{01}} \cdot F_{01} \cdot \gamma_n = F_{01}^{II} \cdot \gamma_n, \quad (26)$$

де F_{01}^{II} – характеристичне значення вертикального навантаження від одного крану без вантажу, кН.

Граничне розрахункове значення горизонтального навантаження, спрямованого поперек кранової колії, знаходимо за формулою

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

де H_{01} – характеристичне значення бічної сили від одного крана, визначене згідно п. 7.5 [3], кН.

Характеристичне значення горизонтального навантаження спрямованого поперек кранового шляху (бічну силу) для одного колеса чотириколісного крана слід визначати за формулою



$$H_k = 0,1 \cdot F_{max} + \frac{\alpha \cdot (F_{max} - F_{min}) \cdot L_K}{K}, \quad (28)$$

де $\alpha = 0,01$ – коефіцієнт при роздільному приводі механізму руху моста, L_K, K – відповідно проліт та база крану, м (див. додаток 1).

Бічні сили H_k прикладають лише до двох коліс з однієї сторони крана (рис. 2.2.а) або по діагоналі (рис. 2.2.б) та завжди спрямовані в різні сторони; до двох інших коліс прикладаються сили $H_c = 0,1 \cdot F_{max}$ або $H_c = 0,1 \cdot F_{min}$ (якщо це більш не вигідно).

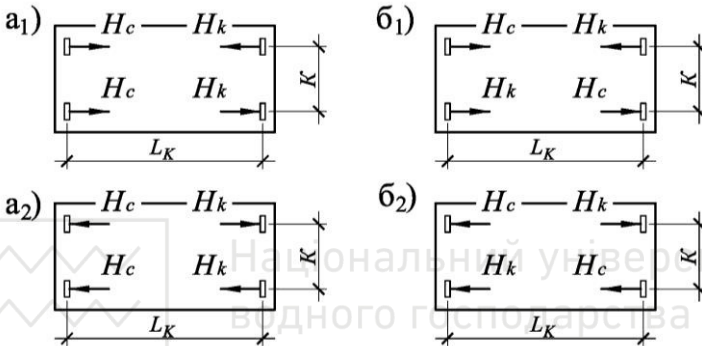


Рис. 2.2. Варіанти прикладення бічних сил для чотириколісних кранів

Значення бічної сили H_{01} , яка діє на колону, обчислюються на кожний бік прольоту за тими самими лініями впливу, які використовуються при визначенні вертикальних навантажень (формули 22), але тільки від одного крану.

Місце прикладення сил F_m співпадає з силою G_2 , а горизонтальні зусилля H_m прикладені до колон на рівні верху підкранової балки, що має висоту $H_{ПБ}$.

2.2.3. 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 (пасивний тиск) C_{ez} визначають згідно додатку І [3]; C_h – коефіцієнт висоти споруди, що визначається за табл. 9.01 змін №1 до [3] (див. додаток 3); $C_{alt} = 1,0$ – 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 завітряної сторін на рівні низу та верху стінових панелей, верху підкранової вітки колони 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 рівномірною розподіленням, 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 завітряної сторін відповідно:

$$W = \frac{W_{m3} + W_{m4}}{2} \cdot H_1, \quad W^{\wedge} = \frac{W^{\wedge}_{m3} + W^{\wedge}_{m4}}{2} \cdot H_1, \quad (32)$$

де W_{m3} , W_{m4} , W^{\wedge}_{m3} , W^{\wedge}_{m4} – 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:

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



3. 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 чотириколісного крану $Q = 30/5$ т (режим роботи 4К, привід механізму руху моста – роздільний).
7. Район будівництва – м. Рівне.
8. Кроквяна конструкція – безроскісна ферма.
9. Будівля опалюється.

Таблиця 3.1.

Характеристики мостового крану

Вантажопідйомність крану Q , т	Проліт крану $L_{кр}$, 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 крану G_B	крану з візком G_K	
30/5	16,5	6300	5000	2750	280	12	42,5	КР-70

3.1. Компонування каркасу

3.1.1. Вибір конструкцій та компонування поперечної рами

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

$$H_B \geq H_{ГБ} + H_K + h + \delta = 1000 + 2750 + 120 + 100 = 3970 \text{ м}$$

Приймаємо $H_B = 4000$ мм.

Висота підкранової частини дорівнює:

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

Повна висота колони:

$$H_{col} = H_B + H_H + 850 = 4000 + 6950 + 850 = 11800 \text{ мм.}$$

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



Висота перерізу надкранової частини крайніх колон $h_B = 380$

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. 3.2.

3.1.2. 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 влаштуємо, оскільки ширина будівлі становить 36 м.

Схема розміщення елементів будівлі наведена на рис. 3.1, а поперечний та поздовжній перерізи на рис. 3.2 та 3.3.

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.

3.1.3. 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/м³),
- три шари руберойду на бітумній мастиці,
- стяжка з цементно-піщаного розчину $t = 30$ мм ($\gamma = 18$ кН/м³),
- утеплювач – мінераловатні плити підвищеної жорсткості $t = 80$ мм ($\gamma = 2,5$ кН/м³),
- пароізоляція (синтетична плівка),
- залізобетонні ребристі плити покриття 3×6 м.

В будівлі використовується керамзитобетонні стінові панелі з густиною $\gamma_{cm} = 12$ кН/м³, товщиною 30 см.



Таблиця 3.2.

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		7,96/ 9,36



Національний університет
водного господарства
та природокористування

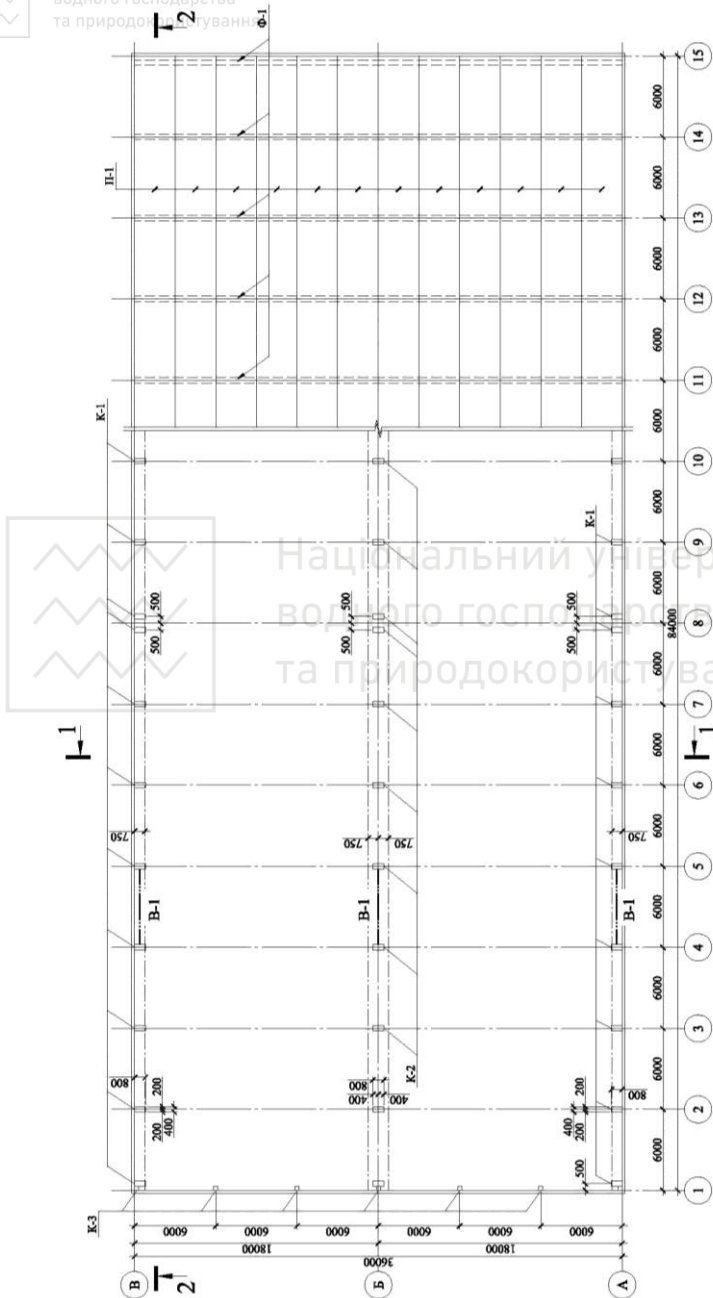


Рис. 3.1. Схема розміщення елементів будівлі

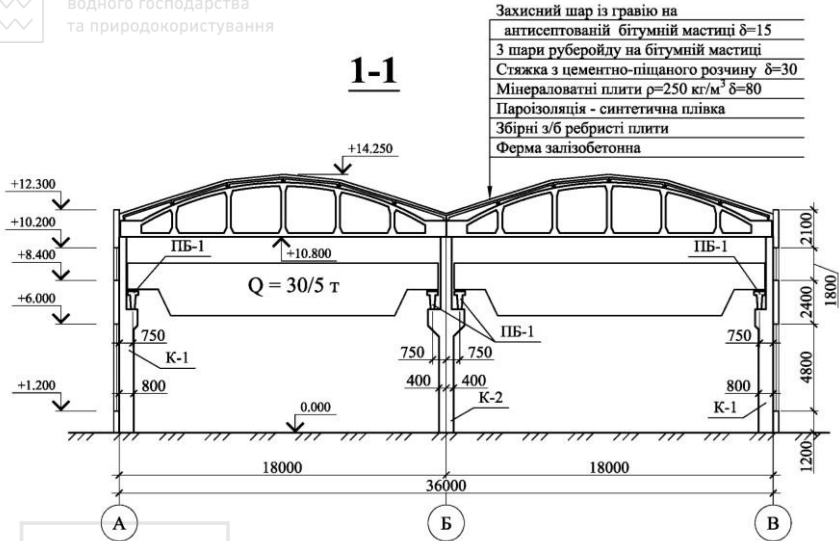


Рис. 3.2. Поперечний переріз

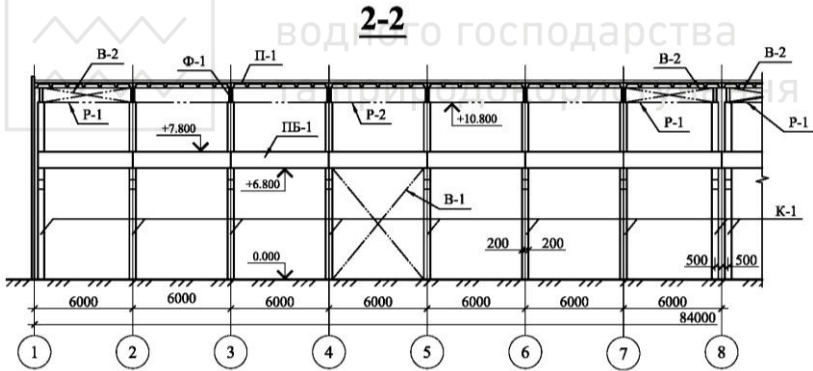


Рис. 3.3. Поздовжній переріз

3.2. *Визначення навантажень, що діють на раму*

3.2.1. *Постійні навантаження*

Навантаження від покриття

Обчислюємо вагу 1 м^2 покриття в табличній формі (табл. 3.3), при цьому враховуємо коефіцієнт надійності за відповідальністю $\gamma_n = 0,95$.

Таблиця 3.3.

Навантаження на 1 м² покриття

№ з/п	Вид навантаження, формула розрахунку	Характер. навантаж., кПа	Розрахункові навантаження, кПа			
			експлуатаційне		граничне	
			γ_{fe}	значення	γ_{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 $0,03 \cdot 18 \cdot 0,95 = 0,598$	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	1,2	0,228
5.	Пароізоляція – синтетична плівка $0,0015 \cdot 0,95 = 0,0014$	0,0014	1,0	0,0014	1,2	0,0017
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			$g_e =$	2,55	$g =$	3,01



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

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

$$= 0,5 \cdot 3,01 \cdot 18 \cdot 6 + 0,5 \cdot 77 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 202,77 \text{ кН.}$$

Ексцентриситет прикладання сили G_1 по відношенню до осі верхньої частини колони (див. рис. 3.4):

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

На колону середнього ряду діє сила $2 \cdot G_1 = 2 \cdot 202,77 = 405,54$ кН з ексцентриситетом $e_{1,B} = 0$.

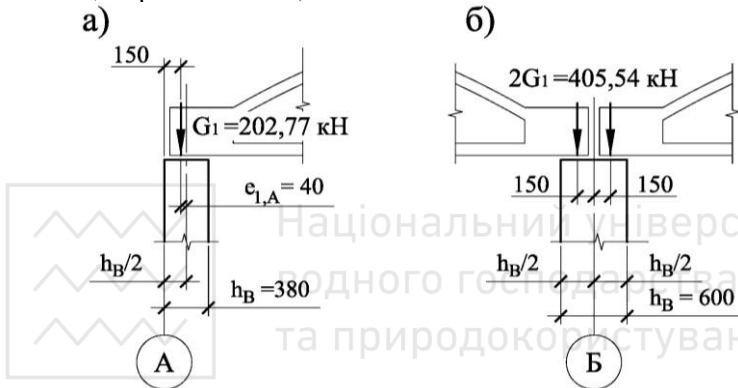


Рис. 3.4. Ексцентриситети прикладання сил від ваги покриття на крайню (а) та середню (б) колону

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

Ексцентриситет прикладання 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: $e_{2,B} = \lambda = 750$ мм.

Навантаження від власної ваги колон

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



- крайньої колони

$$G_{K,A} = V_{K,A} \cdot \gamma_c \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_n = 0,08 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 2,09 \text{ кН},$$

де $V_{K,A} = (0,9 \cdot 0,2 + 0,5 \cdot 0,2 \cdot 0,2) \cdot 0,4 = 0,08 \text{ м}^3$ – об'єм консолі крайньої колони (див. рис. 3.5.а);

- середньої колони

$$G_{K,B} = 2 \cdot V_{K,B} \cdot \gamma_c \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_n = 2 \cdot 0,288 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 15,05 \text{ кН},$$

де $V_{K,B} = (0,9 \cdot 0,6 + 0,5 \cdot 0,6 \cdot 0,6) \cdot 0,4 = 0,288 \text{ м}^3$ – об'єм консолі середньої колони (див. рис. 3.5.б).

Ексцентриситет прикладання сили $G_{K,A}$ по відношенню до точки опирання підкранової балки:

$$e_{K,A} = -(h_H + 0,5 \cdot 200 - \lambda) = -(800 + 0,5 \cdot 200 - 750) = -150 \text{ мм}.$$

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.

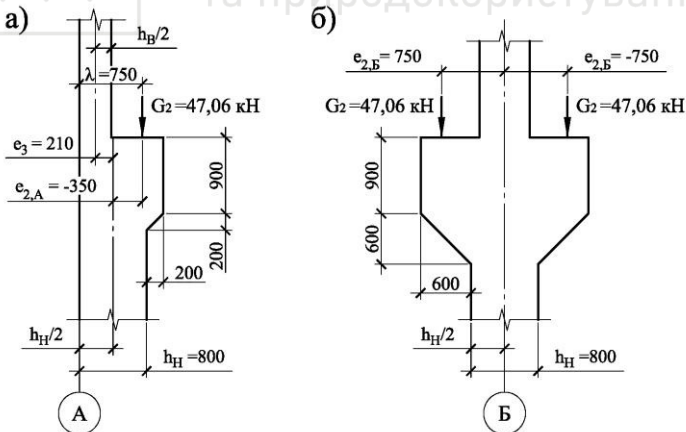


Рис. 3.5. Ексцентриситети прикладання сил від ваги підкранових балок на крайню (а) та середню (б) колони

Навантаження від ваги стін та вікон

Навантаження від панелей збираємо відповідно до розкладки стінових панелей та вікон (див. рис. 3.6).

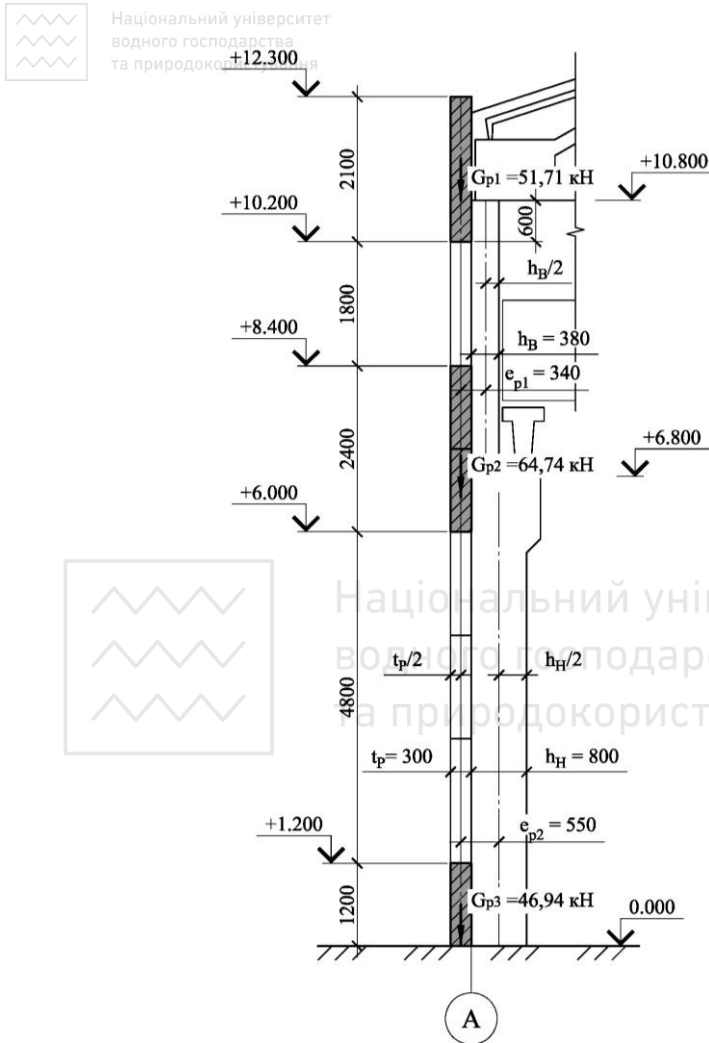


Рис. 3.6. Схема розкладки стінових панелей та вікон

Вага стінових панелей та віконних блоків, які діють

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

$$G_{p1} = h_{cm1} \cdot B \cdot \gamma_{cm} \cdot t_p \cdot \gamma_{jm} \cdot \gamma_n = 2,1 \cdot 6 \cdot 12 \cdot 0,3 \cdot 1,2 \cdot 0,95 = 51,71 \text{ кН},$$



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

$$G_{p2} = (h_{cm2} \cdot B \cdot \gamma_{cm} \cdot t_p \cdot \gamma_{fm} + h_{вк1} \cdot B \cdot q_{вк} \cdot \gamma_{fm}) \cdot \gamma_n = \\ = (2,4 \cdot 6 \cdot 12 \cdot 0,3 \cdot 1,2 + 1,8 \cdot 6 \cdot 0,5 \cdot 1,1) \cdot 0,95 = 64,74 \text{ кН};$$

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

$$G_{p3} = (h_{cm3} \cdot B \cdot \gamma_{cm} \cdot t_p \cdot \gamma_{fm} + h_{вк2} \cdot B \cdot q_{вк} \cdot \gamma_{fm}) \cdot \gamma_n = \\ = (1,2 \cdot 6 \cdot 12 \cdot 0,3 \cdot 1,2 + 4,8 \cdot 6 \cdot 0,5 \cdot 1,1) \cdot 0,95 = 46,94 \text{ кН}.$$

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 – $e_{p2} = 0,5 \cdot (h_H + t_p) = 0,5 \cdot (800 + 300) = 550 \text{ мм}$.

3.2.2. Змінні 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]; $C_{alt} = 1,0$ – 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 G_l . На середню колону діє сила $2 \cdot Q_s = 2 \cdot 70,28 = 140,56 \text{ кН}$.

Квазіпостійне розрахункове значення снігового навантаження:

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

Кранові навантаження



В розрахунку враховуємо дію двох кранів в кожному прольоті. Вертикальний тиск від кранів обчислюємо за допомогою ліній впливу (рис. 3.7).

Сума ординат ліній впливу для двох кранів:

$$\sum y = y_1 + y_2 + y_3 = 1,0 + 0,783 + 0,167 = 1,95.$$

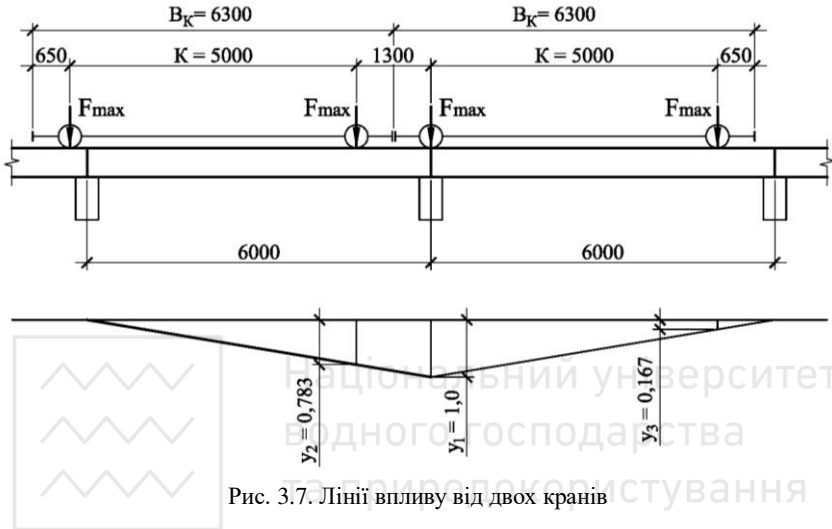


Рис. 3.7. Лінії впливу від двох кранів

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:

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

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

де $\gamma_{fm} = 1,1$ – згідно п. 7.9 [3], $\psi = 0,85$ (див. п.2.2.2).

Характеристичне значення вертикального навантаження від одного крану без вантажу рівне:

$$F_{01}^{\text{II}} = F_{min} \cdot \sum y_1 = 82,5 \cdot 1,167 = 96,28 \text{ кН},$$



де $\sum y_1 = y_1 + y_3 = 1,0 + 0,167 = 1,167$ - сума ординат ліній впливу для одного крану (див. рис. 3.7).

Квазіпостійне розрахункове значення вертикального навантаження визначаємо за формулою (26)

$$F_p = F_{01}^{II} \cdot \gamma_n = 96,28 \cdot 0,95 = 91,46 \text{ кН.}$$

Характеристичні значення горизонтального навантаження спрямованого поперек кранового шляху для одного колеса крану:

$$H_k = 0,1 \cdot F_{max} + \frac{\alpha \cdot (F_{max} - F_{min}) \cdot L_K}{K} =$$
$$= 0,1 \cdot 280 + \frac{0,01 \cdot (280 - 82,5) \cdot 16,5}{5} = 34,52 \text{ кН;}$$

$$H_{c,max} = 0,1 \cdot F_{max} = 0,1 \cdot 280 = 28 \text{ кН}$$

$$\text{або } H_{c,min} = 0,1 \cdot F_{min} = 0,1 \cdot 82,5 = 8,25 \text{ кН}$$

Значення бічної сили H_{0l} , яка діє на колону, та відповідне їй граничне розрахункове значення горизонтального навантаження H_m визначаємо для

- першого варіанту розташування бічних сил (див. рис. 2.2.а₁):
 - на праву колону діє

$$H_{01,n} = H_k - y_3 \cdot H_k = 34,52 - 0,167 \cdot 34,52 = 28,75 \text{ кН,}$$

$$H_{m,n} = \gamma_{fm} \cdot H_{01,n} \cdot \gamma_n = 1,1 \cdot 28,75 \cdot 0,95 = 30,04 \text{ кН,}$$

- на ліву колону діє

$$H_{01,l} = H_{c,max} + y_3 \cdot H_{c,max} = 28 + 0,167 \cdot 28 = 32,68 \text{ кН,}$$

$$H_{m,l} = \gamma_{fm} \cdot H_{01,l} \cdot \gamma_n = 1,1 \cdot 32,68 \cdot 0,95 = 34,15 \text{ кН;}$$

- другого варіанту розташування бічних сил (див. рис. 2.2.б₁):
 - на праву колону діє

$$H_{01,n} = H_{c,max} - y_3 \cdot H_k = 28 - 0,167 \cdot 34,52 = 22,23 \text{ кН,}$$

$$H_{m,n} = \gamma_{fm} \cdot H_{01,n} \cdot \gamma_n = 1,1 \cdot 22,23 \cdot 0,95 = 23,23 \text{ кН,}$$

- на ліву колону діє

$$H_{01,l} = H_k + y_3 \cdot H_{c,max} = 34,52 + 0,167 \cdot 28 = 39,20 \text{ кН,}$$

$$H_{m,l} = \gamma_{fm} \cdot H_{01,l} \cdot \gamma_n = 1,1 \cdot 39,2 \cdot 0,95 = 40,96 \text{ кН;}$$



Для подальших розрахунків вибираємо другий варіант розташування бічних сил, як найбільш невідгідний. При цьому сили $H_{m,n}$ та $H_{m,l}$ можуть бути прикладені як до одного боку прольоту, так і до іншого, крім того їх знак також може змінюватись на протилежний (загалом отримуємо чотири комбінації зусиль).

Місце прикладення сил F_m співпадає з силою G_2 , а горизонтальні гальмівні зусилля H_m прикладені до колони на рівні верху підкранової балки, що має висоту $H_{ПБ} = 1,0$ 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),
 $\gamma_{fm} = 1,035$ – 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 (пасивний тиск) $C_{e3} = 0,5$;

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

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

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

- при висоті $h_1 = 5$ м – $C_{h1} = 0,4$,
- при висоті $h_2 = 6,8$ м (верх підкранової вітки колони) – $C_{h2} = 0,47$,
- при висоті $h_3 = 10,8$ м (відмітка низу ферми) – $C_{h3} = 0,62$,
- при висоті $h_4 = 12,3$ м (верх стінових панелей) – $C_{h4} = 0,66$.

Визначаємо тиск вітру з навітряної сторони:

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

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

$$C_2 = 0,8 \cdot 0,47 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 0,38,$$

$$W_{m2} = 1,035 \cdot 0,52 \cdot 0,38 \cdot 6 \cdot 0,95 = 1,16 \text{ кН/м};$$

$$C_3 = 0,8 \cdot 0,62 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 0,50,$$

$$W_{m3} = 1,035 \cdot 0,52 \cdot 0,5 \cdot 6 \cdot 0,95 = 1,53 \text{ кН/м};$$



$$C_4 = 0,8 \cdot 0,66 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 0,53,$$

$$W_{m4} = 1,035 \cdot 0,52 \cdot 0,53 \cdot 6 \cdot 0,95 = 1,62 \text{ кН/м.}$$

Визначаємо тиск вітру із завітрянної сторони:

$$C'_1 = 0,5 \cdot 0,4 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 0,2,$$

$$W'_{m1} = 1,035 \cdot 0,52 \cdot 0,2 \cdot 6 \cdot 0,95 = 0,61 \text{ кН/м;}$$

$$C'_2 = 0,5 \cdot 0,47 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 0,23,$$

$$W'_{m2} = 1,035 \cdot 0,52 \cdot 0,23 \cdot 6 \cdot 0,95 = 0,70 \text{ кН/м;}$$

$$C'_3 = 0,5 \cdot 0,62 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 0,31,$$

$$W'_{m3} = 1,035 \cdot 0,52 \cdot 0,31 \cdot 6 \cdot 0,95 = 0,95 \text{ кН/м;}$$

$$C'_4 = 0,5 \cdot 0,66 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 0,33,$$

$$W'_{m4} = 1,035 \cdot 0,52 \cdot 0,33 \cdot 6 \cdot 0,95 = 1,01 \text{ кН/м.}$$

Подальший розрахунок будемо проводити в ПК «Ліра», тому вітрове навантаження задається без спрощень (див. рис. 3.8).

Тиск вітру, який діє на стінові панелі вище колони, замінюємо на еквівалентну зосереджену силу, що прикладена на рівні верху колони (рис. 3.8):

- з навітряної сторони:

$$W = \frac{W_{m3} + W_{m4}}{2} \cdot H_1 = \frac{1,53 + 1,62}{2} \cdot (12,3 - 10,8) = 2,36 \text{ кН,}$$

- із завітреної сторони:

$$W' = \frac{W'_{m3} + W'_{m4}}{2} \cdot H_1 = \frac{0,95 + 1,01}{2} \cdot 1,5 = 1,47 \text{ кН.}$$

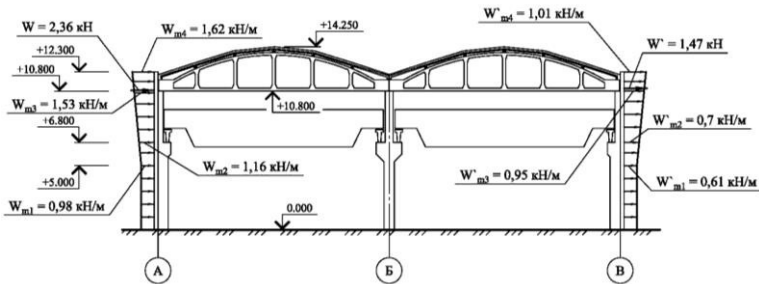
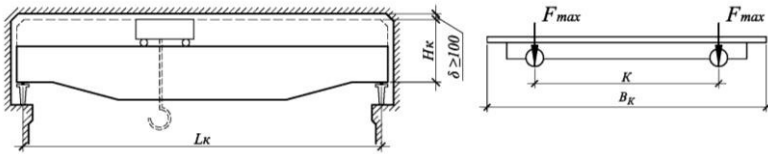


Рис. 3.8. Визначення вітрового навантаження на поперечну раму



Характеристики мостових кранів середнього режиму роботи



Вантажопідійм- ність крану Q, т	Проліт крану L_k , м	Габаритні розміри, мм			Характ. навант. від колена 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	5000	2400	255	8,5	46,5	
	31,5	6300	5000	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
Рєбристі плити шириною 3 м	6	300	2,7
		350	2,9
	12	450	6,2
Плити типу «КЖС» шириною 3 м 2КЖС ¹	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 «ГТ» шириною 3 м	9	600	9,26
		400	6,23
	12	600	11,96
Ферми кроквяні сегментні розкісні 2ФС ¹	18	2640	6,0
	24	3240	11,2
	30	3680	16,7
Ферми кроквяні сегментні безрозкісні (арочні) 2ФС ¹	18	3000	7,7
	24	3300	10,5
Ферми кроквяні полігональні (з паралельними поясами) 2.1ФСП ¹	18	2785	9,3
	24	2830	12,5
Підкроквяні ферми 2ФПС 12 ¹	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 ¹	12	1390	5,0
	18	1640	10,4

¹ - для прикладу вибраний 2-й типорозмір плит, балок, ферм і т.д.
згідно відповідних серій



1	2	3	4
Двоскатні кроквяні балки двотаврового перерізу 2БСД ¹	12	1290	4,1
	18	1540	9,1
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

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
≤ 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



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



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. Москва : Стройиздат, 1991. 767 с.
3. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи: Норми проектування. [Чинні з 1 січня 2007 р]. Вид. офіц. Київ : Мінбуд України, 2006. 75 с.
4. Железобетонные конструкции. Курсовое и дипломное проектирование / под ред. А. Я. Барашикова. Київ : Вища школа», 1987. 416 с.
5. Заикин А. И. Железобетонные конструкции одноэтажных промышленных зданий. Москва : Издательство Ассоциации строительных вузов, 2007. 272 с.
6. Залізобетонні конструкції: підручник / за ред. П. Ф. Вахненка. Київ : Вища школа, 1999. 508 с.
7. МВ 03-01-59 до курсового проекту №2 з навчальної дисципліни «Залізобетонні та кам'яні конструкції» для здобувачів вищої освіти першого (бакалаврського) рівня за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія» спеціалізації «Промислове та цивільне будівництво» заочної форми навчання / Караван В. В., Рівне : НУВГП, 2018. 18 с.
8. Нагрузки и воздействия на здания и сооружения / под общ. ред. А. В. Перельмутера. Москва : Издательство Ассоциации строительных вузов, 2007. 482 с.
9. Проектирование железобетонных конструкций. Справочное пособие / под ред. А. Б. Голышева. Киев : Будівельник, 1985. 496 с.
10. Типовые железобетонные конструкции зданий и сооружений для промышленного строительства. Справочник проектировщика / под общ. ред. Г. И. Бердичевского. Москва : Стройиздат, 1981. 488 с.
11. Шерешевский И. А. Конструирование промышленных зданий и сооружений. Москва: Архитектура-С, 2005. 186 с.