

Міністерство освіти і науки України
Національний університет водного господарства та
природокористування
Кафедра промислового, цивільного будівництва ім. Є. М. Бабича

03-01-223М

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

**до практичних занять та самостійної роботи
з дисципліни**

«Будівельні конструкції»

для здобувачів вищої освіти першого (бакалаврського) рівня
освітньо-професійної програми «Гідротехнічне будівництво,
водна інженерія та водні технології» за спеціальністю
«Будівництво та цивільна інженерія»
всіх форм навчання.

Рекомендовано науково-
методичною радою з якості
ННІЕАВГ
Протокол №7
від 17.02.2026 р.

Рівне – 2026

Методичні вказівки до практичних занять та самостійної роботи з дисципліни «Будівельні конструкції» для здобувачів вищої освіти першого (бакалаврського) рівня освітньо-професійної програми «Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології» за спеціальністю «Будівництво та цивільна інженерія» всіх форм навчання. Частина 2. Залізобетонні конструкції [Електронне видання] / Корнійчук О. І., Макаренко Р. М. – Рівне : НУВГП, 2026. – 26 с.

Укладачі: Корнійчук О. І., канд. техн. наук, доцент кафедри промислового, цивільного будівництва імені Є. М. Бабича

Макаренко Р. М., канд. техн. наук, професор кафедри промислового, цивільного будівництва імені Є. М. Бабича.

Відповідальний за випуск – Філіпчук С. В., доктор техн. наук, доцент, в.о. завідувача кафедри промислового, цивільного будівництва імені Є. М. Бабича.

Керівник групи забезпечення ОПП

Клімов С. В.

Попередня версія видання МВ 03-01-113М.

© О. І. Корнійчук,
Р. М. Макаренко, 2026
© НУВГП, 2026

ЗМІСТ

ВСТУП.....	4
1. РОЗРАХУНОК ЗГИНАЛЬНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ.....	5
1.1. УМОВА ЗАДАЧІ №3.....	5
1.2. ВИХІДНІ ДАНІ ДО ЗАДАЧІ №3.....	5
1.3. ПОСЛІДОВНІСТЬ ВИКОНАННЯ ЗАДАЧІ №3.....	6
1.4. КОНТРОЛЬНІ ЗАПИТАННЯ ДО ЗАДАЧІ №3.....	13
2. ПРИКЛАДИ ВИКОНАННЯ ЗАДАЧІ №3.....	15
2.1. СТАТИЧНИЙ РОЗРАХУНОК БАЛКИ.....	15
2.2. ХАРАКТЕРИСТИКИ МАТЕРІАЛІВ.....	16
2.3. ВИЗНАЧЕННЯ ОПТИМАЛЬНИХ РОЗМІРІВ ПОПЕРЕЧНОГО ПЕРЕРІЗУ БАЛКИ.....	17
2.4. РОЗРАХУНОК НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ НОРМАЛЬНИХ ПЕРЕРІЗІВ БАЛКИ.....	17
2.5. РОЗРАХУНОК НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ПОХИЛИХ ПЕРЕРІЗІВ БАЛКИ.....	18
Додаток 1.....	21
Додаток 2.....	22
Додаток 3.....	22
Додаток 4.....	23
Додаток 5.....	24
Додаток 6.....	25
РЕКОМЕНДОВАНІ ДЖЕРЕЛА.....	26

ВСТУП

Методичні вказівки призначені для здобувачів вищої освіти першого (бакалаврського) рівня освітньо-професійної програми «Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології» спеціальності «Будівництво та цивільна інженерія». Матеріали використовуються під час виконання практичних занять з дисципліни «Будівельні конструкції», зокрема в межах розділу «Залізобетонні конструкції». Видання містить необхідні теоретичні відомості, довідкові дані та методичні рекомендації, що забезпечують ефективну роботу студентів на практичних заняттях і сприяють самостійному виконанню розрахункових завдань відповідно до силабусу навчальної дисципліни.

У процесі вивчення дисципліни передбачено виконання трьох практичних задач: двох з розділу «Металеві конструкції» (згідно з методичними вказівками 03-01-222М) та однієї з розділу «Залізобетонні конструкції» (дані методичні вказівки).

Під час виконання практичних робіт здобувачі вищої освіти закріплюють теоретичні знання, опановують навички користування нормативною та технічною літературою, а також набувають практичного досвіду проєктування залізобетонних будівельних конструкцій.

Вихідні дані для розрахунків студенти визначають відповідно до індивідуального коду (номера паспорта або шифру зі списку групи, розміщеного в системі Moodle) за наведеними в методичних вказівках таблицями. Використання інших вихідних даних не допускається.

У пункті 2 методичних вказівок наведений приклад виконання завдання.

1. Розрахунок згинальних залізобетонних елементів

1.1. Умова задачі №3

Залізобетонний прогін перекриває проріз шириною $l = \dots$ м (див. табл. 1.1), довжина площадок опирання прогону на цегляні стіни з кожної сторони складає $a = \dots$ м (див. табл. 1.2). Величина розрахункового граничного навантаження на прогін (з врахуванням власної ваги) становить $q = \dots$ кН/м (див. табл. 1.2).

Необхідно призначити розміри поперечного перерізу та визначити потрібну поздовжню та поперечну арматуру залізобетонного прогону. Матеріали прогону прийняти за табл. 1.3.

1.2. Вихідні дані до задачі №3

Таблиця 1.1.

Проліт прогону l , м

		Остання цифра шифру									
		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Передостання цифра шифру	0	5,7	5,3	6,1	6,7	5,4	6,4	7,2	6,8	5,9	5,5
	1	5,7	5,3	6,1	6,7	5,4	6,4	7,2	6,8	5,9	5,5
	2	6,1	7,3	6,4	5,9	6,2	7,2	7,9	5,9	6,9	6,7
	3	6,1	7,3	6,4	5,9	6,2	7,2	7,9	5,9	6,9	6,7
	4	5,4	7,3	5,3	7,7	7,8	6,8	5,7	5,1	6,1	6,4
	5	5,4	7,3	5,3	7,7	7,8	6,8	5,7	5,1	6,1	6,4
	6	5,5	6,8	5,8	6,7	5,2	7,7	7,9	8,0	6,9	5,1
	7	6,2	5,9	6,3	7,2	7,4	5,8	6,5	5,6	6,1	7,1
	8	6,2	5,9	6,3	7,2	7,4	5,8	6,5	5,6	6,1	7,1
	9	7,4	6,9	5,8	5,3	6,3	7,4	7,7	6,7	5,9	6,5

Таблиця 1.2.

Довжина площадок опирання прогону a , м та значення розрахункового граничного навантаження q , кН/м

Характеристики	Остання цифра шифру									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
a , м	0,2	0,3	0,4	0,24	0,3	0,2	0,28	0,26	0,18	0,2
q , кН/м	45	40	30	36	50	28	32	46	32	30

Таблиця 1.3.

Робоча арматура та клас бетону прогону

Характеристики	Передостання цифра шифру				
	0, 3	2, 4	6, 8	1, 7	5, 9
Поздовжня арматура	A240	A400	A500	A400	A500
Поперечна арматура	A240	A240	A400	A240	A240
Бетон важкий класу	C20/25	C16/20	C20/25	C25/30	C16/20

1.3. Послідовність виконання задачі №3

1.3.1. Статичний розрахунок балки

Мета статичного розрахунку полягає у визначенні внутрішніх зусиль, які виникають від дії зовнішнього навантаження.

Розрахункова схема визначає характер опирання балки на опори, вид опор, величини розрахункових прольотів та характер і значення зовнішніх навантажень.

Крайніми опорами для балки є цегляні стіни з довжиною площі опирання, рівною a (див. рис. 1.1). Балка опирається на стіни шарнірно, а опорна реакція прикладена по центру довжини опирання.

В статичному відношенні балка являє собою однопролітну розрізну балку завантажену рівномірно розподіленим навантаженням.

Розрахунковий проліт балки визначається за формулою:

$$l_d = l + 2 \cdot \frac{a}{2}$$

Внутрішні зусилля (згинальний момент та поперечну силу) визначаємо за загальними правилами будівельної механіки.

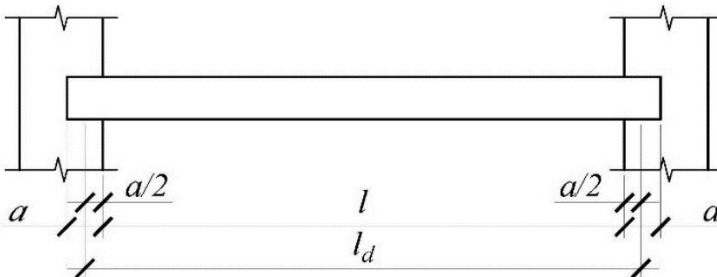


Рис. 1.1. Схема прогону

1.3.2. Характеристики матеріалів

Згідно завдання приймаємо матеріали балки та виписуємо їхні характеристики:

- для бетону: розрахункове значення міцності бетону на стиск f_{cd} ; середнє значення міцності бетону на розтяг f_{ctm} , характеристичне значення міцності бетону на стиск f_{ck} (додаток 1);
- для поздовжньої арматури: розрахункове значення міцності арматури на границі текучості f_{yd} , характеристичне значення міцності арматури на межі текучості f_{yk} (додаток 2);
- для поперечної арматури: розрахунковий опір текучості поперечної арматури f_{ywd} (додаток 2).

Граничне значення відносної висоти стиснутої зони бетону ξ_R можна визначити за формулою:

$$\xi_R = \frac{\epsilon_{cu3}}{\epsilon_{cu3} + \epsilon_{s0}},$$

де $\epsilon_{s0} = \frac{f_{yd}}{E_s}$, E_s – модуль пружності арматури, або за додатком 3 для заданих матеріалів балки.

1.3.3. Визначення оптимальних розмірів поперечного перерізу балки

Балку приймаємо прямокутного перерізу та армуємо її лише в розтягнутій зоні (одиничне армування), тому

$$\xi = \frac{x}{d} \leq \xi_R,$$

де x – висота стиснутої зони бетону,

d – робоча висота перерізу (відстань від крайнього стиснутого або фібрового волокна до центру ваги перерізу розтягнутої арматури),

ξ – відносна висота стиснутої зони бетону.

Подальший розрахунок прогону будемо виконувати використовуючи спрощену діаграму деформування бетону. При цьому епюру напружень в стиснутій зоні бетону приймають прямокутною, використовуючи коефіцієнт $\lambda = 0,8$ до висоти стиснутої зони бетону x , а також вводиться коефіцієнт $\eta = 1,0$, який визначає вплив різних факторів на міцність бетону (див. рис. 1.2).

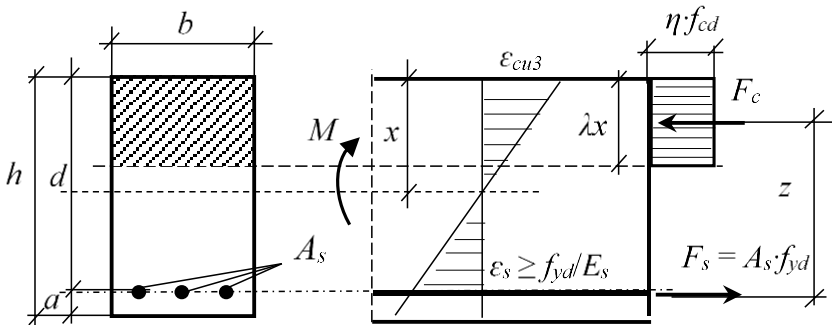


Рис. 1.2. Розподіл деформацій, напружень та зусиль в нормальному перерізі балки

Враховуючи наші припущення можна записати рівняння рівноваги всіх внутрішніх зусиль відносно центру ваги розтягнутою арматури:

$$M \leq \alpha_m \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}, \quad (1.1)$$

де $\alpha_m = 0,8 \cdot \xi \cdot (1 - 0,4 \cdot \xi)$.

Рівняння рівноваги відносно точки прикладання рівнодіючої зусиль в стиснутому бетоні:

$$M \leq A_s \cdot f_{yd} \cdot \zeta \cdot d, \quad (1.2)$$

де $\zeta = 1 - 0,4 \cdot \xi$.

Сума проєкцій внутрішніх зусиль на поздовжню вісь дорівнює:

$$0,8 \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot b \cdot d = f_{yd} \cdot A_s. \quad (1.3)$$

Коефіцієнти α_m , ξ і ζ пов'язані між собою, а тому за відомого значення одного є можливість визначати значення інших коефіцієнтів за допомогою формул або за спеціальними таблицями (див. додаток 4).

Виходячи із умови міцності нормального перерізу (1.1), мінімальну робочу висоту балки визначаємо за формулою:

$$d_{min} = \sqrt{\frac{M_{Ed}}{\alpha_{m,R} \cdot f_{cd} \cdot b'}}$$

де M_{Ed} – момент від дії розрахункового граничного навантаження,

$$\alpha_{m,R} = 0,8 \cdot \xi_R (1 - 0,4 \cdot \xi_R),$$

$b = 20$ см – ширина балки, яку приймаємо попередньо.

Оскільки арматуру розміщуємо в один ряд (див. рис. 1.3), то мінімальна висота балки буде рівною:

$$h_{min} = d_{min} + c + 0,5 \cdot \varnothing,$$

де c – товщина захисного шару бетону, приймаємо $c = 3$ см;

$\emptyset$ – діаметр робочої поздовжньої арматури (попередньо приймаємо $\emptyset = 2$ см).

Висоту балки h закругляємо до більшого цілого числа та приймаємо кратною 5 см, якщо $h < 50$ см, та кратною 10 см, якщо $h \geq 50$ см. Ширину балки приймаємо в межах $b = (0,3 \dots 0,5) \cdot h$ і рівною 15, 18, 20, 22, 25 і далі кратною 5 см. Такі розміри балки приймаємо у відповідності до розмірів стандартної опалубки.

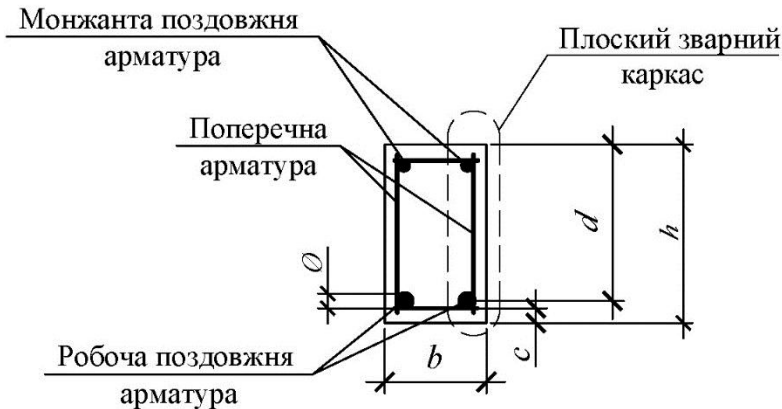


Рис. 1.3. Розрахунковий поперечний переріз балки

1.3.4. Розрахунок несучої здатності нормальних перерізів балки

Знаючи розміри поперечного перерізу балки, можемо знайти робочу висоту перерізу:

$$d = h - (c + 0,5 \cdot \emptyset).$$

З рівняння (1.1) знаходимо значення коефіцієнта α_m :

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}.$$

За значенням α_m знаходимо інші коефіцієнти $\xi \leq \xi_R$ та $\zeta \leq 0,95$. Якщо умови не виконуються, то необхідно збільшити розміри поперечного перерізу балки і повторити п.1.3.4.

З рівняння (1.2) знаходимо необхідну площу поздовжньої арматури:

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot \zeta \cdot d}.$$

За сортаментом (додаток 5) приймаємо фактичну кількість стержнів з площею рівною або трохи більшою за необхідну.

Перевіряємо відповідність підібраної арматури конструктивним вимогам.

Визначаємо коефіцієнт армування:

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d},$$

та перевіряємо його значення:

$$\rho_{min} = 0,0013 < \rho < \rho_{max} = 0,04.$$

Мінімальна кількість арматури в згинальних елементах визначається за формулою:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b \cdot d.$$

1.3.5. Розрахунок несучої здатності похилих перерізів балки

Перевірка необхідності поперечної арматури

Розрахунок похилих перерізів балки починаємо з перевірки умови:

$$V_{max} \leq V_{Rd,max} = 0,5 \cdot b \cdot d \cdot v \cdot f_{cd},$$

де $V_{Rd,max}$ – розрахункове значення максимальної поперечної сили, яку може сприйняти елемент, обмежене руйнуванням умовних стиснутих елементів,

V_{max} – максимальна поперечна сила в балці, визначена у п.1.3.1,

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right).$$

Якщо умова не виконується потрібно збільшити розміри поперечного перерізу балки і повторити п. 1.3.4.

Надалі розрахунок похилих перерізів виконуємо на дію розрахункової поперечної сили на відстані d від опори (див. рис. 1.4) :

$$V_{Ed} = V_{max} - (0,5 \cdot a + d) \cdot q.$$

Розрахункове значення поперечної сили, яку може сприйняти поперечний переріз без поперечної арматури визначаємо за формулою:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b \cdot d,$$

де $C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,3} = 0,138$, $\sigma_{cp} = 0$;

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b \cdot d} \leq 0,02 \text{ – коефіцієнт поздовжнього армування};$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.$$

Мінімальне значення $V_{Rd,c}$:

$$V_{Rd,c} = V_{min} \cdot b \cdot d,$$

де $V_{min} = 0,035 \sqrt{f_{ck} \cdot k^3}$.

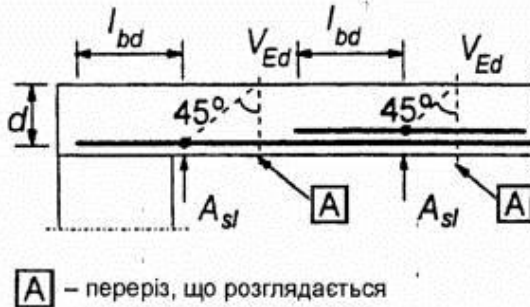


Рис. 1.4. Визначення розрахункового перерізу по довжині балки при розрахунку на поперечну силу

Перевіряємо умову:

$$V_{Rd,c} \leq V_{Ed}$$

Якщо умова виконується, тоді поперечна арматура встановлюється конструктивно, в іншому випадку продовжуємо розрахунок та призначаємо вертикальну поперечну арматуру.

Розрахунок вертикальної поперечної арматури (хомутів)

Для розрахунку елементів із поперечною арматурою використовується «фермова» модель, в основу якої закладена аналогія між залізобетонним елементом, що працює на сприйняття поперечних сил, і розкісною фермою (див. рис. 1.5).

Верхній пояс такої ферми утворює бетон стиснутої зони, нижній – розтягнута арматура. Пояси з'єднані наскрізними стержнями, де розтягнуті елементи представлені поперечною арматурою, а стиснуті – уявними бетонними розкосами, кут нахилу яких (θ) може змінюватись.

Для елементів з вертикальним поперечним армуванням за опір зсуву приймається менша із величин:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z \cdot f_{ywd} \cdot ctg\theta, \quad (1.4)$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{ctg\theta + tg\theta}, \quad (1.5)$$

де A_{sw} – площа поперечного перерізу поперечної арматури (в одному перерізі);

f_{ywd} – розрахунковий опір текучості поперечної арматури;

v_1 – коефіцієнт зменшення міцності бетону з тріщинами при зсуві;

α_{cw} – коефіцієнт, який враховує рівень напружень у стиснутому поясі.

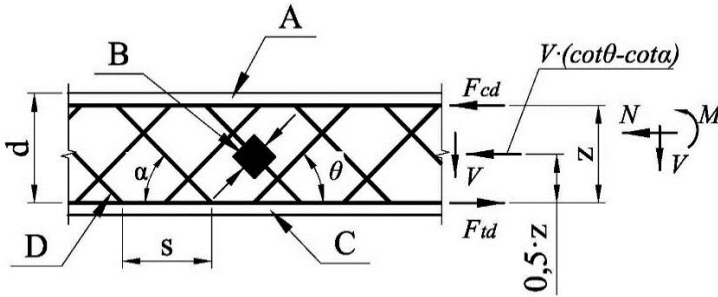


Рис.1.5. Фермова модель залізобетонного елемента з поперечною арматурою

Найбільша поперечна сила при умові повного використання міцності бетону буде досягнута за умови (1.4) = (1.5):

$$V_{Rd,s} = V_{Rd,max}.$$

Звідки знаходимо вираз для визначення кута θ при відомому значенні поперечної сили:

$$\theta = \frac{1}{2} \arcsin \frac{2 \cdot V_{ed}}{z \cdot \alpha_{cw} \cdot b \cdot v \cdot f_{cd}},$$

де $z = 0,9 \cdot d$; $\alpha_{cw} = 1,0$.

При цьому $1 \leq \cot \theta \leq 2,5$, тобто $\theta = 21,8^\circ \dots 45^\circ$.

З конструктивних міркувань приймаємо крок вертикальних поперечних стержнів, який не повинен перевищувати $s \leq 0,75 \cdot d$.

Знаючи кут θ з виразу (1.4) знаходимо площу поперечного перерізу поперечних стержнів:

$$A_{sw} = \frac{V_{Ed} \cdot s}{z \cdot f_{ywd} \cdot ctg\theta}.$$

Кількість поперечних стержнів в одній площині повинна відповідати кількості прийнятих поздовжніх стержнів, оскільки вони

об'єднуються в один плоский зварний каркас (див. рис. 1.3). Крім того потрібно перевірити умову зварюваності стержнів в одному зварному каркасі (див. додаток 6).

Визначаємо коефіцієнт поперечного армування:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b} \geq \rho_{w,min} = \frac{0,08\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}.$$

Перевіряємо несучу здатність похилого перерізу з прийнятою арматурою, для цього визначаємо одну із менших величин, зменшивши значення f_{ywd} до $0,8f_{ywd}$ та прийнявши $v_1 = 0,6$:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot ctg\theta,$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{ctg\theta + tg\theta}.$$

Приймаємо умову

$$V_{Rd,s} \geq V_{Ed}.$$

Якщо умова виконана, тоді остаточно конструємо зварні каркаси та викреслюємо поперечний переріз прогону (див. приклад на рис. 2.3). В іншому випадку зменшуємо крок поперечних стержнів, але не менше за найменшу допустиму відстань (див. додаток 6), та повторюємо розрахунок.

1.4. Контрольні запитання до задачі №3

1. Що таке розрахункова схема конструкції?
2. В чому суть статичного розрахунку конструкції?
3. В чому полягає сутність залізобетону?
4. Фактори, які забезпечують спільну роботу бетону і арматури в залізобетонних конструкціях.
5. Що таке арматура?
6. Що таке клас і марка бетону?
7. Класифікація арматури в залізобетонних конструкціях. Позначення класів арматури.
8. Що таке робоча висота перерізу залізобетонного елемента?
9. Що таке захисний шар бетону і для чого він потрібен?
10. Стадії напружено-деформованого стану при роботі згинальних залізобетонних елементів.

11. Що таке одиночне та подвійне армування згинальних залізобетонних елементів?
12. Які внутрішні зусилля виникають у згинальних елементах?
13. Що таке групи граничних станів?
14. Які Ви знаєте групи граничних станів?
15. Що таке ξ_R та від чого вона залежить?
16. Три рівняння рівноваги внутрішніх зусиль при розрахунку згинальних залізобетонних елементів прямокутного перерізу.
17. Що таке сортамент арматури?
18. Що таке коефіцієнт поздовжнього армування?
19. Що таке коефіцієнт поперечного армування?
20. Що таке хомути і для чого вони призначені?

2. Приклади виконання задачі №3

Завдання:

Залізобетонний прогін перекриває проріз шириною $l = 5,0$ м, довжина площадок опирання прогону на цегляні стіни з кожної сторони складає $a = 0,3$ м. Величина розрахунково граничного навантаження на прогін (з врахуванням власної ваги) складає $q = 40$ кН/м.

Необхідно призначити розміри поперечного перерізу та призначити потрібну арматуру залізобетонного прогону, якщо він виготовлений з важкого бетону класу С12/15 та арматури класів А400 (поздовжня) та А240 (поперечна).

Розв'язок:

2.1. Статичний розрахунок балки

Крайніми опорами для балки є цегляні стіни з довжиною площі опирання рівною $a = 30$ см (див. рис. 2.1). Балка опирається на стіни шарнірно, а опорна реакція прикладена по центру довжини опирання.

Розрахунковий проліт балки складає:

$$l_d = l + 2 \cdot \frac{a}{2} = 5,0 + 2 \cdot \frac{0,3}{2} = 5,3 \text{ м.}$$

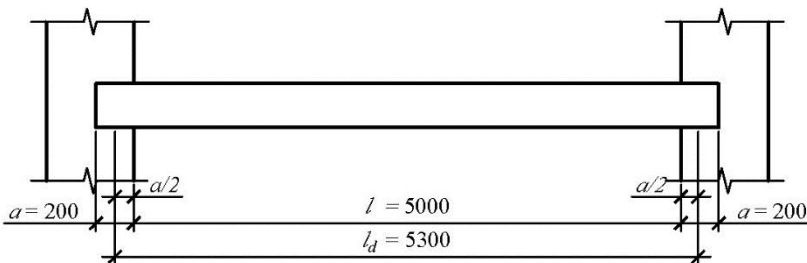


Рис. 2.1. Схема прогону

Визначаємо величини згинальних моментів і поперечних сил від дії розрахункового граничного навантаження:

$$M_{Ed} = M_{max} = \frac{q \cdot l_d^2}{8} = \frac{40 \cdot 5,3^2}{8} = 140,45 \text{ кНм}^1 = 14045 \text{ кНсм.}$$

$$V_{max} = \frac{q \cdot l_d}{2} = \frac{40 \cdot 5,3}{2} = 106 \text{ кН.}$$

На рис. 2.2 наведена розрахункова схема та епюри внутрішніх зусиль в балці.

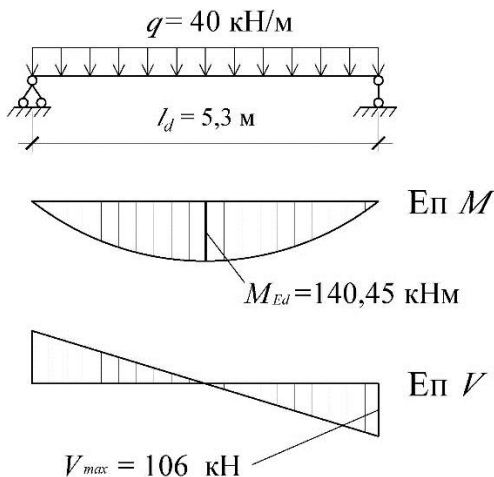


Рис. 2.2. Розрахункова схема прогону та епюри внутрішніх зусиль

2.2. Характеристики матеріалів

Згідно додатку 1 для важкого бетону класу С12/15: розрахункове значення міцності бетону на стиск $f_{cd} = 8,5 \text{ МПа} = 0,85 \text{ кН/см}^2$; середнє значення міцності бетону на розтяг $f_{ctm} = 1,6 \text{ МПа}$, характеристичне значення міцності бетону на стиск $f_{ck} = 11 \text{ МПа}$.

Згідно додатку 2 для робочої поздовжньої арматура класу А400С: розрахункове значення міцності арматури на границі текучості

$f_{yd} = 360 \text{ МПа} = 36 \text{ кН/см}^2$; характеристичне значення міцності арматури на межі текучості $f_{yk} = 400 \text{ МПа}$.

Згідно додатку 2 для робочої поперечної арматури класу А240С: розрахунковий опір текучості поперечної арматури $f_{ywd} = 170 \text{ МПа} = 17 \text{ кН/см}^2$.

¹ – надалі всі розрахунки будемо виконувати в наступних одиницях: кН, см, кНсм, кН/см² і т. д., при цьому необхідно пам'ятати, що $1 \text{ кН/см}^2 = 10 \text{ МПа}$

Згідно додатку 3 граничне значення відносної висоти стиснутої зони бетону для заданих матеріалів $\xi_R=0,657$.

2.3. *Визначення оптимальних розмірів поперечного перерізу балки*

Виходячи із умови міцності нормального перерізу, мінімальна робоча висота балки дорівнює:

$$d_{min} = \sqrt{\frac{M_{Ed}}{\alpha_{m,R} \cdot f_{cd} \cdot b}} = \sqrt{\frac{14045}{0,387 \cdot 0,85 \cdot 20}} = 46,20 \text{ см},$$

де $\alpha_{m,R} = 0,8\xi_R(1 - 0,4\xi_R) = 0,8 \cdot 0,657 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,657) = 0,387$,
 $b = 20$ см – ширина балки, яку приймаємо попередньо.

Оскільки арматуру розміщуємо в один ряд (див. рис. 2.3), то мінімальна висота балки буде рівною:

$$h_{min} = d_{min} + c + 0,5 \cdot \phi = 46,20 + 3 + 0,5 \cdot 2 = 50,2 \text{ см},$$

де c – товщина захисного шару бетону, приймаємо $c = 3$ см;

ϕ – діаметр робочої поздовжньої арматури (попередньо приймаємо $\phi = 2$ см).

Приймаємо висоту балки $h = 60$ см, тоді ширина буде рівною
 $b = (0,3 \dots 0,5) \cdot h = (0,3 \dots 0,5) \cdot 60 = 18 \dots 30$ см (див. п.1.3.3).

Остаточно приймаємо розміри балки $b \times h = 25 \times 60$ см.

2.4. *Розрахунок несучої здатності нормальних перерізів балки*

Робоча висота перерізу:

$$d = h - (c + 0,5 \cdot \phi) = 60 - (3 + 0,5 \cdot 2) = 56 \text{ см}.$$

Знаходимо значення коефіцієнта α_m за формулою:

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{14045}{25 \cdot 56^2 \cdot 0,85} = 0,211.$$

За значенням $\alpha_m = 0,211$ за допомогою додатку 4 визначаємо:

$$\xi = 0,3 < \xi_R = 0,657;$$

$$\zeta = 0,88 < 0,95.$$

Необхідна площа поздовжньої арматури:

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot \zeta \cdot d} = \frac{14045}{36 \cdot 0,88 \cdot 56} = 7,92 \text{ см}^2.$$

Армування балки приймаємо одинарним в розтягнутій зоні за допомогою чотирьох стержнів робочої поздовжньої арматури. Робочу арматуру об'єднуємо в плоскі зварні каркаси (див. рис. 2.3).

За сортаментом (додаток 5) приймаємо поздовжню арматуру **4 Ø16 A400C** з площею $A_s = 8,04 \text{ см}^2$ (тобто армування балки буде складатися з чотирьох плоских зварних каркасів).

Коефіцієнт армування складає:

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{8,04}{25 \cdot 56} = 0,006$$

$$\rho_{min} = 0,0013 < \rho = 0,006 < \rho_{max} = 0,04.$$

Мінімальна площа поздовжньої арматури:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b \cdot d = 0,26 \cdot \frac{1,6}{400} \cdot 25 \cdot 56 = 1,46 \text{ см}^2.$$

Визначена площа поперечного перерізу поздовжньої арматури відповідає конструктивним вимогам.

2.5. Розрахунок несучої здатності похилих перерізів балки

2.5.1. Перевірка необхідності поперечної арматури

Робоча висота перерізу:

$$d = h - (c + 0,5 \cdot \emptyset) = 60 - (3 + 0,5 \cdot 1,6) = 56,2 \text{ см} = 562 \text{ мм}.$$

Розрахункове значення максимальної поперечної сили, яку може сприйняти елемент, обмежене руйнуванням умовних стиснутих елементів:

$$V_{Rd,max} = 0,5b \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} = 0,5 \cdot 25 \cdot 56,2 \cdot 0,574 \cdot 0,85 = 342,74 \text{ кН}$$

$$\text{де } v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{11}{250}\right) = 0,574.$$

Перевіряємо умову:

$$V_{max} = 106 \text{ кН} < V_{Rd,max} = 342,74 \text{ кН}.$$

Умова виконується тобто розміри поперечного перерізу достатні.

Розрахункова поперечна сила на відстані d від опори складає:

$$V_{Ed} = V_{max} - (0,5 \cdot a + d) \cdot q = 106 - (0,5 \cdot 0,3 + 0,562) \cdot 40 = 77,52 \text{ кН}.$$

Розрахункове значення поперечної сили, яку може сприйняти поперечний переріз без поперечної арматури:

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b \cdot d \\ &= [0,138 \cdot 1,596 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,006 \cdot 11}] \cdot 250 \cdot 562 = \\ &= 58045 \text{ Н} = 58,04 \text{ кН}, \end{aligned}$$

$$\text{де } C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,3} = 0,138, \sigma_{cp} = 0;$$

коефіцієнт поздовжнього армування:

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b \cdot d} = \frac{8,04}{25 \cdot 56,2} = 0,006 < 0,02;$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{562}} = 1,596 < 2;$$

Мінімальне значення $V_{Rd,c}$:

$$V_{Rd,c} = V_{min} \cdot b \cdot d = 0,234 \cdot 250 \cdot 562 = 32884 \text{ Н} = 32,88 \text{ кН},$$

$$\text{де } V_{min} = 0,035 \sqrt{f_{ck} \cdot k^3} = 0,035 \sqrt{11 \cdot 1,596^3} = 0,234.$$

Приймаємо більше значення $V_{Rd,c} = 58,04 \text{ кН}$.

Оскільки $V_{Rd,c} = 58,04 \text{ кН} < V_{Ed} = 77,52 \text{ кН}$, то необхідно влаштовувати поперечну арматуру за розрахунком.

2.5.2. Розрахунок вертикальної поперечної арматури (хомутів)

При армуванні вертикальними поперечними стержнями їхній крок не повинен перевищувати

$$s \leq 0,75 \cdot d = 0,75 \cdot 56,2 = 42,15 \text{ см}.$$

Приймаємо $s = 25 \text{ см}$.

Для визначення площі поперечного перерізу поперечних стержнів A_{sw} використаємо формулу:

$$V_{Ed} = V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot ctg\theta.$$

Величину кута θ визначимо за формулою:

$$\begin{aligned} \theta &= \frac{1}{2} \arcsin \frac{2 \cdot V_{Ed}}{z \cdot \alpha_{cw} \cdot b \cdot v \cdot f_{cd}} = \\ &= \frac{1}{2} \arcsin \frac{2 \cdot 77,52}{50,6 \cdot 1 \cdot 25 \cdot 0,574 \cdot 0,85} = 7,3^\circ \end{aligned}$$

де $z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 56,2 = 50,6 \text{ см}$; $\alpha_{cw} = 1,0$; $v = 0,574$.

$ctg\theta = ctg7,3^\circ = 7,84 > 2,5$, тому в подальших розрахунках приймаємо $ctg\theta = 2,5$, $tg\theta = 0,4$.

Площа поперечного перерізу поперечних стержнів:

$$A_{sw} = \frac{V_{Ed} \cdot s}{z \cdot f_{ywd} \cdot ctg\theta} = \frac{77,52 \cdot 25}{50,6 \cdot 17 \cdot 2,5} = 0,9 \text{ см}^2.$$

Приймаємо в одній площині **4 Ø6 A240C** з $A_{sw} = 1,13 \text{ см}^2$ (оскільки прийнято 4 каркаси).

Коефіцієнт поперечного армування:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b} = \frac{1,13}{25 \cdot 25} = 0,0018 > \rho_{w,min} = 0,0007,$$

$$\text{де } \rho_{w,min} = \frac{0,08\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08\sqrt{11}}{400} = 0,0007.$$

Перевіряємо несучу здатність похилого перерізу з прийнятою арматурою, для цього визначаємо одну із менших величин, зменшивши значення f_{ywd} до $0,8f_{ywd}$ та прийнявши $\nu_1 = 0,6$:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot ctg\theta = \frac{1,13}{25} \cdot 50,6 \cdot 0,8 \cdot 17 \cdot 2,5 = 77,76 \text{ кН}.$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd}}{ctg\theta + tg\theta} = \frac{1 \cdot 25 \cdot 50,6 \cdot 0,6 \cdot 0,85}{2,5 + 0,4} = 222,46 \text{ кН}.$$

$$V_{Rd,s} = 77,76 \text{ кН} > V_{Ed} = 77,52 \text{ кН}.$$

Умова виконана. Остаточного прогону армуємо 4-ма плоскими зварними каркасами (див. рис. 2.3).

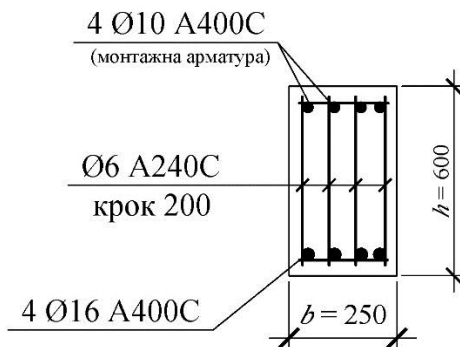


Рис. 2.3. Армування балки

Додаток 1
Характеристики міцності і деформативності бетону
(частковий витяг з табл. 3.1 [6])

Характеристики	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/35	C32/40	C35/45	C40/45	C45/55
$f_{ck,cube}$ (МПа)	15	20	25	30	35	40	45	50	55
$f_{cm,cube}$ (МПа)	19	25	32	38	45	51	58	64	71
$f_{ck,prism}$ (МПа)	11	15	18,5	22	25,5	29	32	36	39,5
$f_{cd,prism}$ (МПа)	8,5	11,5	14,5	17	19,5	22	25	27,5	30
f_{ctm} (МПа)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,8	3,0	3,2	3,5	3,8
$f_{ctk,0,05}$ (МПа)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,1	2,2	2,5	2,7
$f_{ctk,0,95}$ (МПа)	2,0	2,5	2,9	3,4	3,6	3,9	4,2	4,6	4,9
E_{cm} (ГПа)	23	27	30	32,5	34,5	36	37,5	39	39,5
E_{ck} (ГПа)	20	23	26	29	31	32	34	35	36
E_{cd} (ГПа)	16,3	20	23	25	27	28,5	30,5	32	33
$\varepsilon_{c1,ck}$ (‰)	1,61	1,66	1,71	1,76	1,81	1,86	1,90	1,94	1,98
$\varepsilon_{c1,cd}$ (‰)	1,58	1,62	1,65	1,69	1,72	1,76	1,80	1,84	1,87
$\varepsilon_{cu1,ck}$ (‰)	4,40	4,15	3,85	3,55	3,25	3,00	2,83	2,63	2,50
$\varepsilon_{cu1,cd}$ (‰)	3,70	3,59	3,44	3,28	3,10	2,93	2,72	2,57	2,43
$\varepsilon_{c3,ck}$ (‰)	0,55	0,65	0,71	0,76	0,82	0,91	0,94	1,03	1,10
$\varepsilon_{c3,cd}$ (‰)	0,52	0,58	0,63	0,68	0,72	0,77	0,83	0,86	0,91
$\varepsilon_{cu3,ck}$ (‰)	3,96	3,73	3,46	3,20	2,93	2,70	2,55	2,37	2,25
$\varepsilon_{cu3,cd}$ (‰)	3,33	3,23	3,10	3,00	2,80	2,64	2,45	2,31	2,19

Додаток 2

Міцнісні та деформаційні характеристики арматури
(частковий витяг з табл. 3.4 [7])

Характеристики арматури	Клас арматури				
	A240C	A400C	A500C		B500
			Ø8 - 22	Ø25 - 40	
f_{yk} , МПа	240	400	500		500
f_{yd} , МПа	228	360	435	420	420
f_{ywd} , МПа	170	285	300		300
E_s , МПа	$2,1 \cdot 10^5$	$2,1 \cdot 10^5$	$2,1 \cdot 10^5$		$1,9 \cdot 10^5$
ε_{ud}	0,025	0,025	0,020		0,012

Додаток 3

Граничні значення відносної висоти
стиснутої зони бетону ξ_R

Бетон		Арматура		
Клас	$\varepsilon_{cu,3} \cdot 10^{-3}$	A240C	A400C	A500C
C12/15	3,33	0,758	0,657	0,613
C16/20	3,23	0,751	0,650	0,606
C20/25	3,10	0,743	0,649	0,596
C25/30	3,00	0,737	0,633	0,588
C30/35	2,80	0,729	0,618	0,571
C32/40	2,64	0,711	0,603	0,557
C35/45	2,45	0,696	0,585	0,544
C40/50	2,31	0,683	0,570	0,524

Додаток 4
Значення коефіцієнтів α_m, ξ, ζ

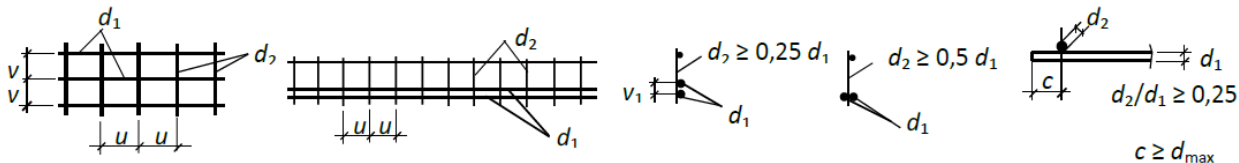
ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m
0,01	0,966	0,008	0,26	0,896	0,186	0,51	0,796	0,325
0,02	0,992	0,016	0,27	0,892	0,193	0,52	0,792	0,329
0,03	0,988	0,024	0,28	0,888	0,199	0,53	0,788	0,331
0,04	0,984	0,031	0,29	0,884	0,205	0,54	0,784	0,339
0,05	0,980	0,039	0,3	0,880	0,211	0,55	0,780	0,343
0,06	0,976	0,047	0,31	0,876	0,217	0,56	0,776	0,348
0,07	0,972	0,054	0,32	0,872	0,223	0,57	0,772	0,352
0,08	0,968	0,062	0,33	0,868	0,229	0,58	0,768	0,356
0,09	0,964	0,069	0,34	0,864	0,235	0,59	0,764	0,361
0,10	0,960	0,077	0,35	0,860	0,241	0,6	0,760	0,365
0,11	0,956	0,084	0,36	0,856	0,247	0,62	0,752	0,373
0,12	0,952	0,091	0,37	0,852	0,252	0,64	0,744	0,381
0,13	0,948	0,099	0,38	0,848	0,258	0,66	0,736	0,389
0,14	0,944	0,106	0,39	0,844	0,263	0,68	0,728	0,396
0,15	0,94	0,113	0,4	0,840	0,269	0,7	0,720	0,403
0,16	0,936	0,120	0,41	0,836	0,274	0,72	0,712	0,410
0,17	0,932	0,127	0,41	0,832	0,280	0,74	0,704	0,417
0,18	0,928	0,134	0,43	0,828	0,285	0,76	0,696	0,423
0,19	0,924	0,140	0,44	0,824	0,290	0,78	0,688	0,429
0,20	0,920	0,147	0,45	0,820	0,295	0,8	0,680	0,435
0,21	0,916	0,154	0,46	0,816	0,300	0,85	0,660	0,449
0,22	0,912	0,161	0,47	0,812	0,305	0,9	0,640	0,461
0,23	0,908	0,167	0,48	0,808	0,310	0,95	0,620	0,471
0,24	0,904	0,174	0,49	0,804	0,315	1	0,600	0,480
0,25	0,900	0,180	0,5	0,800	0,320			

Додаток 5
Площа поперечних перерізів, маса і сортамент арматури

Діаметр, мм	Розрахункові площі поперечних перерізів, см ² , при кількості стержнів										Маса, кг	Арматура класів		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		A240	A400, A500	Bp-1
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,71	0,052	-	-	+
4	0,126	0,25	0,38	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	1,26	0,092	-	-	+
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96	0,144	-	-	+
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,70	1,98	2,26	2,55	2,83	0,222	+	+	-
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,54	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03	0,395	+	+	-
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85	0,617	+	+	-
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31	0,888	+	+	-
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,32	13,85	15,39	1,208	+	+	-
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11	1,578	+	+	-
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	25,45	1,998	+	+	-
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	31,42	2,466	+	+	-
22	3,801	7,60	11,40	15,20	19,00	22,81	26,61	30,40	34,21	38,01	2,984	+	+	-
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,13	49,09	3,853	+	+	-
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	61,58	4,834	+	+	-
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42	6,313	+	+	-
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,90	61,08	71,26	81,44	91,62	101,8	7,990	+	+	-
40	12,56	25,12	37,68	50,24	62,80	75,36	87,92	100,5	113,0	125,6	9,87	+	+	-

Додаток 6
Співвідношення між діаметрами стержнів і мінімальні віддалі між стержнями,
які з'єднуються контактним зварюванням

Діаметр стержнів одного напрямку, d_1 , мм	3	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	40
Найменший допустимий діаметр другого напрямку, d_2 , мм	3	3	3	3	3	4	4	5	5	6	8	8	8	10
Найменша допустима відстань між осями стержнів одного напрямку, $v_{\min}$; $u_{\min}$, мм	50	50	75	75	75	75	75	100	100	100	150	150	150	150
Те саме між осями поздовжніх стержнів при дворядному розташуванні в каркасах, v_1 , мм	-	30	30	30	40	40	40	40	50	50	50	60	70	80



РЕКОМЕНДОВАНІ ДЖЕРЕЛА

1. Бабич Є. М., Бабич В. Є. Розрахунок і конструювання залізобетонних балок : навчальний посібник. Рівне : НУВГП, 2017. 191 с.
2. Барашиков А. Я., Колякова В. М. Будівельні конструкції: підручник. Київ : Видавничий дім «Слово», 2011. 256 с.
3. Будівельні конструкції : навч. посіб. / за заг. ред. Є. В. Клименка. Київ : Центр учбової літератури, 2020. 426 с.
4. ДБН В.1.2-14:2018. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. Київ : Мінрегіонбуд України, 2018. 30 с.
5. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи: Норми проєкування. Київ : Мінбуд України, 2006. 75 с.
6. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. 71 с.
7. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проєкування. Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. 118 с.