

Міністерство освіти і науки України
Національний технічний університет
«Дніпровська політехніка»

ФАКУЛЬТЕТ БУДІВНИЦТВА
Кафедра будівництва, геотехніки і геомеханіки

ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ
МЕТОДИЧНИЙ ПОСІБНИК ДО ВИКОНАННЯ
КУРСОВОГО ПРОЄКТУ
«МОНОЛІТНЕ ЗАЛІЗОБЕТОННЕ ПЕРЕКРИТТЯ»
ДЛЯ СТУДЕНТІВ СПЕЦІАЛЬНОСТІ
192 «БУДІВНИЦТВО ТА ЦИВІЛЬНА ІНЖЕНЕРІЯ»

ДНІПРО
2020

Залізобетонні конструкції. Методичний посібник до виконання курсового проєкту «Монолітне залізобетонне перекриття» Для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» [Текст] / В.Є. Волкова. – Д. : НТУ «ДП», 2020. – 77 с.

ПРОЕКТ

ВСТУП

За останні роки в Україні все більше уваги приділяється використанню монолітного залізобетону. Це обумовлено рядом переваг: будівлі може бути надана виразна архітектурна форма, підвищена жорсткість, монолітне з'єднання елементів, підвищена стійкість до агресивних впливів навколишнього середовища, використання матеріалів та обладнання з урахуванням можливостей будівельної організації, зменшення вартості у порівнянні із збірними конструкціями.

При вивченні курсу «Залізобетонні та кам'яні конструкції» студенти старших курсів, які навчаються за напрямком «Будівництво», виконують контрольні роботи та курсові проекти, основний обсяг яких займають розрахунки перерізів нормальних та похилих до поздовжньої осі згинальних залізобетонних елементів без напруженої арматури.

Посібник опрацьований з урахуванням уведення в дію ДБН В.2.6-98:2009 та ДСТУ Б В.2.6-156:2010, які гармонізовані до Eurocode 2, стали причиною помітних змін в методиках виконання розрахунків, пов'язаних із визначенням міцності нормальних перерізів згинальних елементів різного профілю.

В названих вище нормативних документах відсутні методи визначення площі арматури нормальних перерізів згинальних елементів з урахуванням нових допущень та передумов, що викликає необхідність розробки спрощеної методики визначення поздовжньої арматури на підставі п. 3.1.6.2 ДБН В.2.6-98:2009, в якому передбачена можливість визначення фактичної і відносної граничної висоти стиснутої зони перерізів на підставі використання гіпотези плоских перерізів при фіксованих величинах граничних деформацій бетону та арматури, використання спрощених діаграм σ — ϵ для бетонів і арматури, а також використання рівномірного розподілу напружень в бетоні стиснутої зони перерізів.

В діючих нормативних документах пропонується нова методика оцінки міцності похилих перерізів за поперечною силою, яка суттєво відрізняється від методики за СНиП 2.03.01-84*.

В посібнику використані позначення фізико-механічних матеріалів і розрахункових параметрів перерізів відповідно до ДБН В.2.6-98:2009 «Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення».

Посібник певною мірою компенсує відсутність будь-якої навчальної літератури, підготовленої з урахуванням основних положень ДБН В.2.6-98:2009, що допоможе студентам, а також дипломованим спеціалістам познайомитись і адаптуватись до особливостей спрощеної методики розрахунку за міцністю нормальних та похилих перерізів залізобетонних згинальних елементів за першою групою граничних станів.

Посібник містить приклад розрахунків і конструювання елементів міжповерхового монолітного перекриття з колоною і фундаментом, а також питання до самоконтролю.

1. ЗАГАЛЬНІ ВІДОМОСТІ

У монолітних ребристих перекриттях робоча арматура розташована в ребрах головних та другорядних балок, які взаємно перетинаються під прямим кутом і з'єднані між собою монолітною плитою.

За конструктивним рішенням варіанта розглядається ребристе перекриття з балочними плитами. Це означає, що відношення сторін опорного контуру плити повинно бути не менше двох (рис. 1):

$$\frac{l_4}{l_6} \geq 2$$

де l_4 - проліт плити; l_6 - проліт другорядної балки.

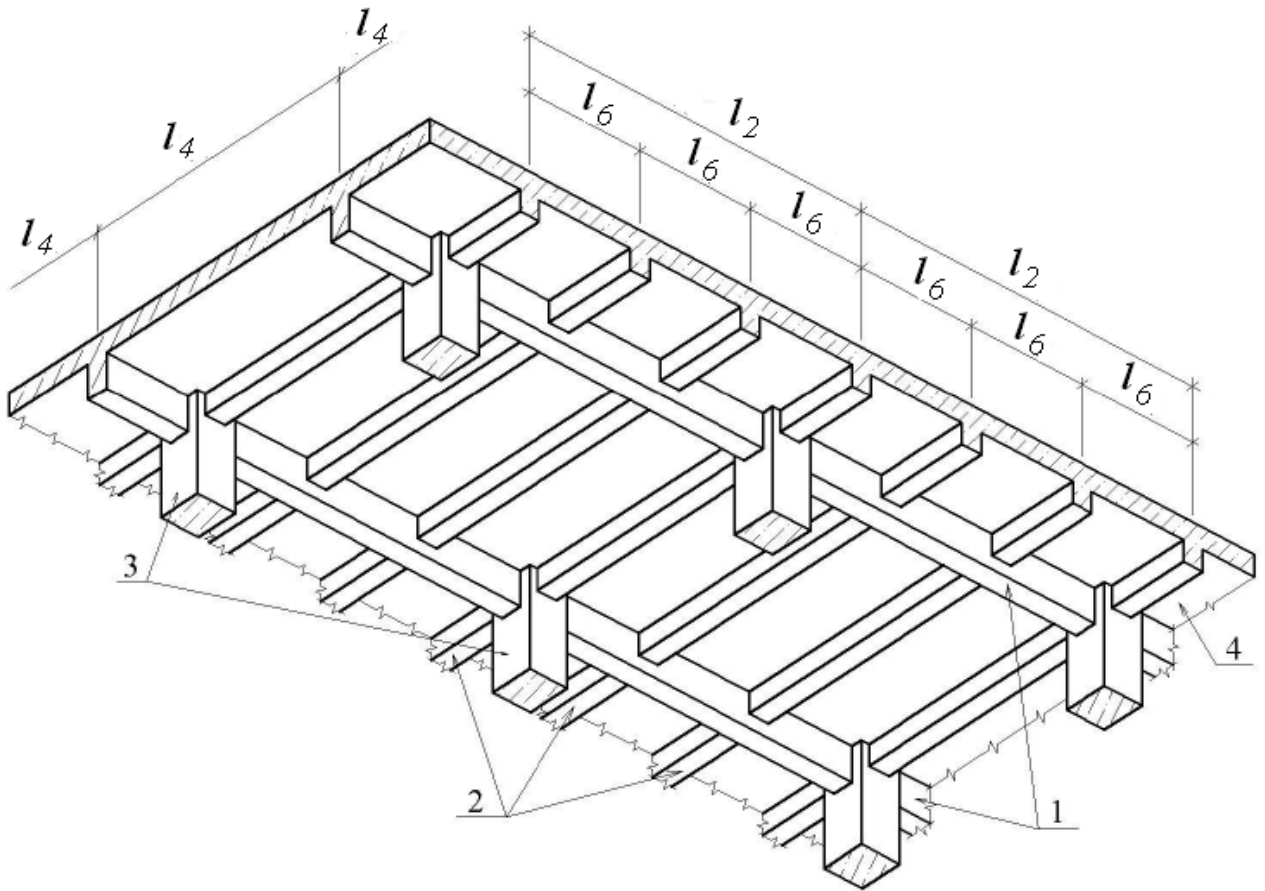


Рис. 1. Монолітне ребристе перекриття з балочними плитами:
1 - головні балки; 2 - другорядні балки; 3 - колони; 4 – плита

Балочні плити перекриття працюють на згин у короткому напрямку. Балочні плити перекриття працюють на згин у короткому напрямку. Значенням згинального моменту в поздовжньому напрямку нехтують через його незначну величину.

Проектування ребристого монолітного перекриття здійснюють у такій послідовності:

1. Збирають необхідні дані для розробки проекту (табл. 1).
2. Виконують компоновку перекриття в двох або трьох варіантах.

3. Розраховують елементи перекриття: плиту, другорядну та головну балки, колону першого поверху та фундамент обраного варіанта.
4. Розробляють робочі креслення розрахованих конструкцій.

ПРОЕКТ

Вихідні дані для проектування

№ пор.	Назва параметра	Значення
1	Довжина приміщення в осях L , м	35,8
2	Ширина приміщення в осях B , м	21,5
3	Кількість поверхів n_n	4
4	Висота поверху H_n , м	4,8
5	Стіни з керамічної цегли товщиною, м	0,51
6	Вага підлоги з підготовкою (покрівлі з утеплювачем) q_n , кН/м ²	1,2
7	Тимчасове (корисне) навантаження ν_n , кН/м ²	12,0
8	Коефіцієнт надійності за навантаженням, γ_f	1,2
9	Коефіцієнт надійності за призначенням, γ_n	0,95
10	Снігове навантаження s_0 , кН/м ²	1,0
11	Глибина закладання фундаменту H_1 , м	1,65
12	Бетон елементів перекриття, класу	C20
13	Бетон колон, класу	C20
14	Бетон фундаменту, класу	C20
15	Арматура плити, класу	A400C, Bp-I
16	Арматура балок, колон, фундаменту, класу	A400C
17	Розрахунковий опір ґрунту R_0 , МПа	0,25

Примітки: вихідні дані визначаються із бланка завдання на курсовий проект за шифром, який складається із 5 літер - ініціалів і перших трьох літер прізвища. Значення показників у пп. 9, 13, 14, 15 при використанні у курсовому проектуванні - незмінні.

Орієнтація головних балок приймається в залежності від призначення будівлі, вимог освітлення, просторової жорсткості, вентиляції та технології виробництва.

Завдяки розташуванню головних балок у поперечному напрямі будівлі підвищується її загальна жорсткість.

Через розташування головних балок у поздовжньому напрямі жорсткість будівлі зменшується. Часте розташування другорядних балок обумовлює зменшення ширини віконних прорізів, а перехід до збільшених віконних прорізів вимагає використання перемичок з підвищеною несучою спроможністю.

Рекомендації до величин прольотів балок ребристого перекриття з

балочними плитами: головні балки - $6 \div 8$ м, другорядні балки - $5 \div 7$ м, плити - $1,7 \div 2,7$ м.

Величини крайніх прольотів плит другорядних і головних балок доцільно зменшити на 10.20 % по відношенню до середніх (рис. 2). У цьому випадку згинальні моменти та поперечні сили в крайніх прольотах наближаються за величиною до розрахункових зусиль в середніх прольотах.

Товщину плит виробничих будівель рекомендується попередньо приймати в залежності від тимчасового навантаження та їх прольоту.

Мінімальну товщину плити монолітного перекриття приймають 60 мм із умови технології бетонування плитних конструкцій.

Попередню товщину плити призначають у відповідності до табл. 2 з урахуванням досвіду проектування і приймають з кратністю 10 мм.

$$h'_f = (l_6 - 0.2) \sqrt{(l_6 - 0.2) + v_n}$$

Попередні розміри поперечного перерізу балок з урахуванням їх ваги на основі досвіду проектування приймаємо в залежності від прольоту:

- головних балок, $h_1 = \left(\frac{1}{7} \div \frac{1}{15}\right) \cdot l_2$;
- другорядних балок, $h_2 = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{20}\right) \cdot l_4$;
- ширина ребер $b_w = \left(\frac{1}{2} \div \frac{1}{3}\right) \cdot h$.

Розміри поперечного перерізу балок варто приймати з кратністю 5 см при $h \leq 60$ см і з кратністю 10 см, при $h > 60$ см.

Таблиця 2

Рекомендовані розміри перерізів:

висота балки h , см	40	45	50	55	60	70	80
ширина ребра b_w , см	15	20	20	25	25	30	30

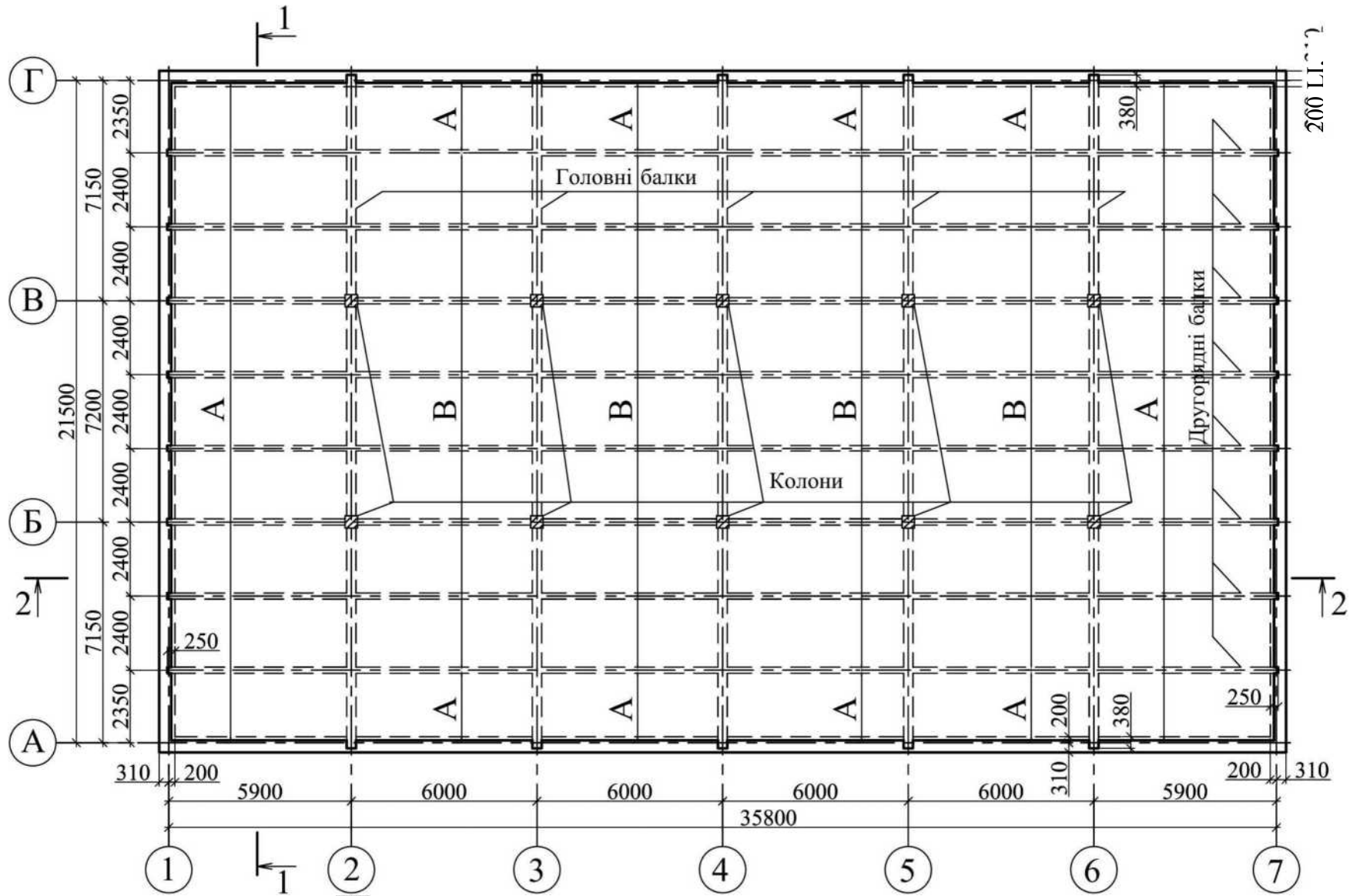


Рис. 2. План міжповерхового перекриття (варіант)

3. КОНСТРУКТИВНА СХЕМА ПЕРЕКРИТТЯ

Відповідно до вказівок стосовно компоновки перекриття та з урахуванням вихідних даних на проектування приймаємо розташування головних балок у поперечному напрямі будівлі, а другорядних - у поздовжньому. Крайніми опорами головних балок є цегляні стіни, а середніми - залізобетонні колони.

Крайніми опорами другорядних балок є також цегляні стіни, а середніми - головні балки.

Осі зовнішніх поздовжніх та поперечних стін розташовані на відстані 200 мм від внутрішніх поверхонь стін (рис. 3). Змінюючи орієнтацію балок перекриття або величини польотів у рекомендованих межах, можна скласти декілька варіантів конструктивних схем.

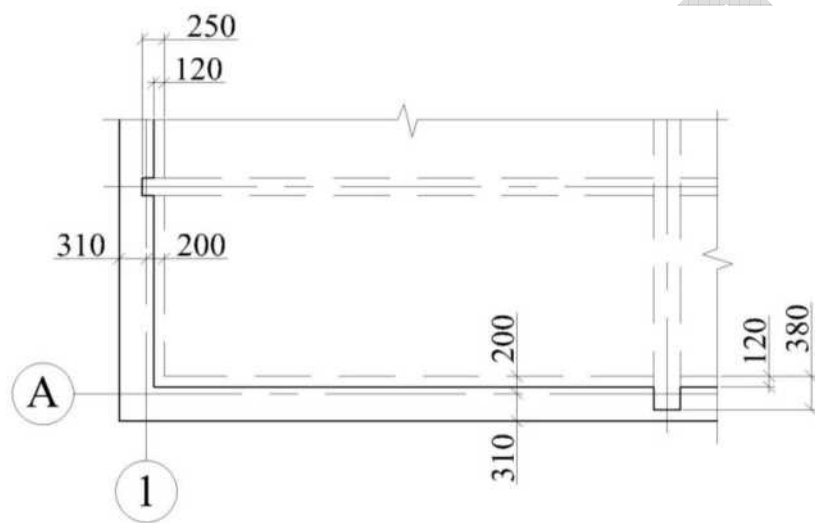


Рис. 3. Прив'язки ділянок обпирання балок на зовнішні стіни

4. ПОПЕРЕДНЄ ВИЗНАЧЕННЯ ТОВЩИНИ ПЛИТИ І РОЗМІРІВ ПОПЕРЕЧНОГО ПЕРЕРІЗУ БАЛОК

Для попереднього визначення товщини плити можемо скористатися табл. 2. За вихідними даними $v_n = 12 \text{ кН/м}^2$.

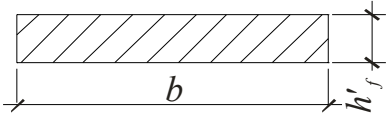
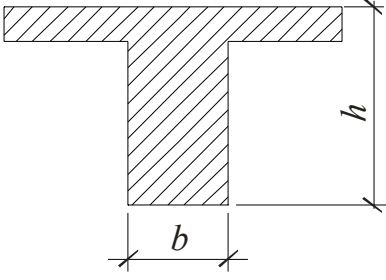
Попередньо товщина плити призначається за формулою

$$h'_f = (l_6 - 0.2) \sqrt{(l_6 - 0.2) + v_n} = (2.4 - 0.2) \cdot \sqrt{(2.4 - 0.2) + 12} = 8.7 \text{ см.}$$

З урахуванням конструктивних вимог попередньо призначаємо товщину плити $h'_f = 90 \text{ мм}$. Попередньо прийняті розміри перерізів елементів перекриття наведені у табл. 4.

Таблиця 3

Попередні розміри поперечного перерізу елементів перекриття

Назва елемента	Поперечний переріз елемента (ескіз)	Висота елемента, см	Ширина елемента, см
Плита		$h'_f = 9$	$b = 100$
Другорядна балка		$h_2 = \left(\frac{1}{12}\right) \cdot l_4 =$ $= 600/12 = 50$	$b_2 = \left(\frac{1}{2,5}\right) \cdot h_2 =$ $= 50/2,5 = 20$
Головна балка		$h_1 = \left(\frac{1}{10}\right) \cdot l_2 =$ $= 720/10 = 72$	$b_1 = \left(\frac{1}{2,5}\right) \cdot h_1 =$ $= 72/2,5 = 28,8$

Прийняті розміри поперечних перерізів елементів перекриття подано у табл. 4. З урахуванням рекомендацій приймаємо такі розміри поперечних перерізів елементів.

Таблиця 4

Прийняті розміри перерізів

товщина плити	$h'_f = 9$ см
розміри перерізу другорядної балки	$h_2 \times b_2 = 50 \times 20$ см
розміри перерізу головної балки	$h_1 \times b_1 = 70 \times 30$ см

Прийняті розміри є попередніми і в наступних розрахунках уточнюються в залежності від величини згинаючих моментів.

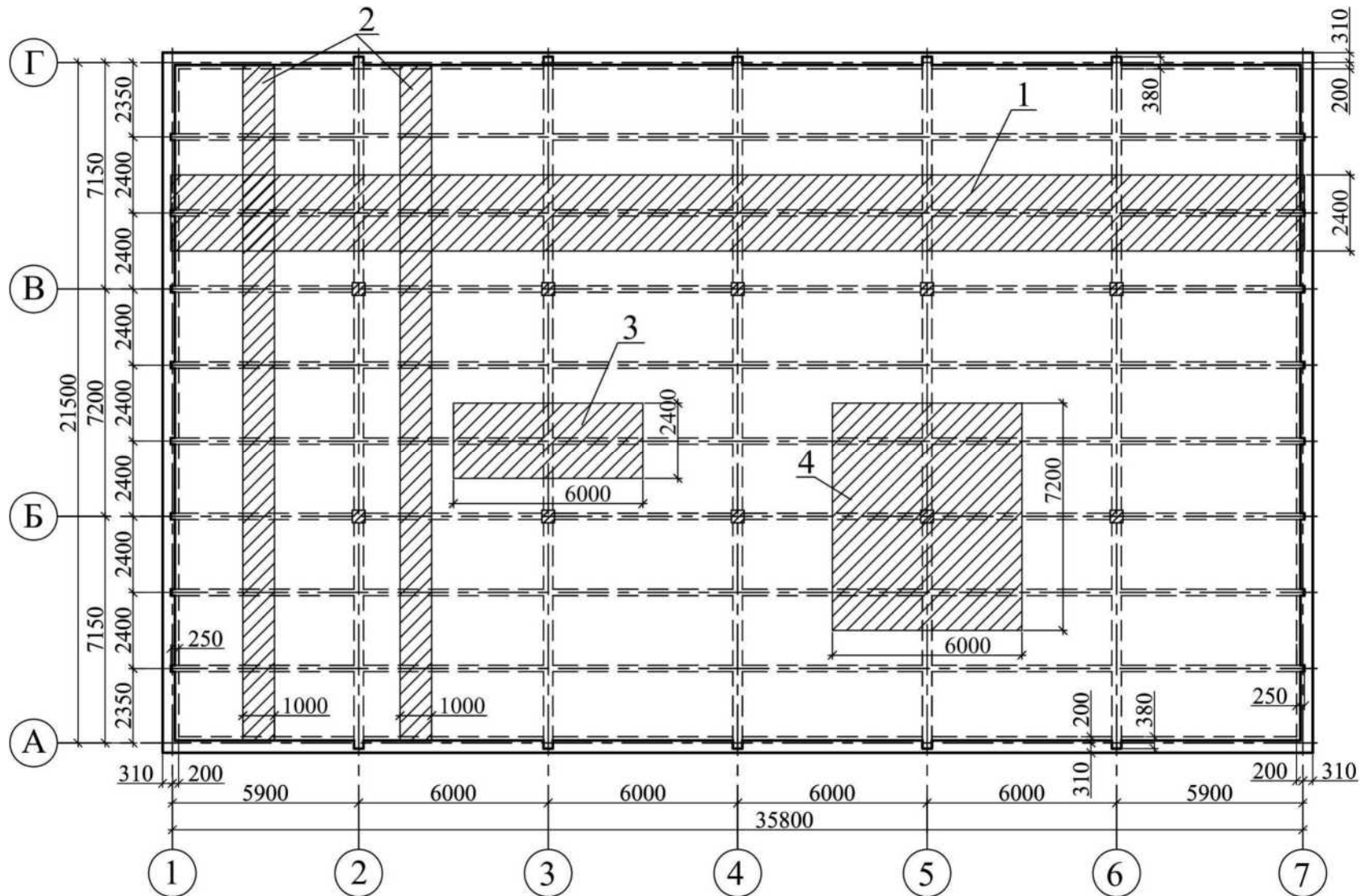


Рис. 4. Вантажні площі елементів перекриття: 1 - вантажна площа для розрахунку другорядної балки;
 2 - вантажна площа для розрахунку плити; 3 - вантажна площа для розрахунку головної балки;
 4 - вантажна площа для розрахунку колони

5. РОЗРАХУНОК ТА КОНСТРУЮВАННЯ ПЛИТИ

Залізобетонні плити - це плоскі конструкції, товщина яких h_f значно менша ширини b та довжини l .

Вихідні дані:

- а) бетон класу С20; ($f_{cd} = 11,5$ МПа);
- б) плита армується зварними сітками з поперечною робочою арматурою (у прийнятому варіанті, класу А400С; $f_{yd} = 365$ МПа);
- в) тимчасове навантаження $v_n = 12$ кН/м²;
- г) коефіцієнт надійності за призначенням будівлі $\gamma_n = 0,95$;
- д) вага підлоги з підготовкою або покрівлі з утеплювачем $q_n = 1,2$ кН/м²;
- е) Коефіцієнт надійності за навантаженням, $\gamma_f = 1,2$.

5.1. Вибір розрахункової схеми

Плити балочного перекриття опираються на другорядні та головні балки, і розраховуються в напрямі коротшої сторони. При розрахунку плити розглядають смугу шириною 1 м, яка опирається на стіни (крайні опори) та другорядні балки (середні опори) (рис. 4).

Розрахункова схема плити - є нерозрізна багатопрілітна балка (рис. 5), яка завантажена рівномірно розподіленим навантаженням інтенсивністю q ; розрахунок навантаження приведено у п. 5.3 посібника.

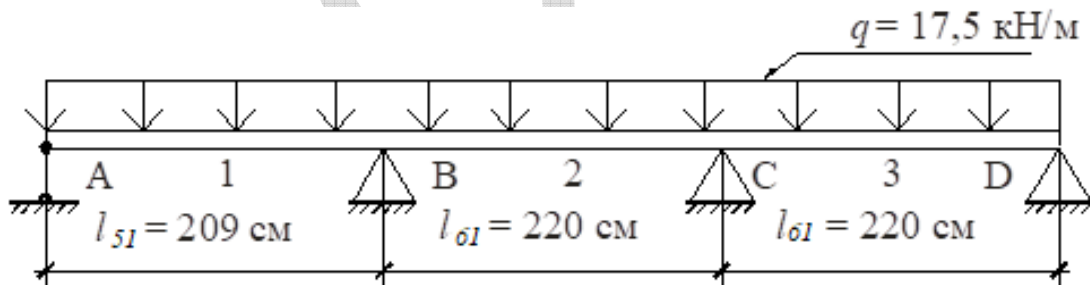


Рис. 5. Розрахункова схема плити

5.2. Визначення розрахункових прольотів плити

Плита зацмелена в цегляну стіну на величину $c = 120$ мм (рис. 6).

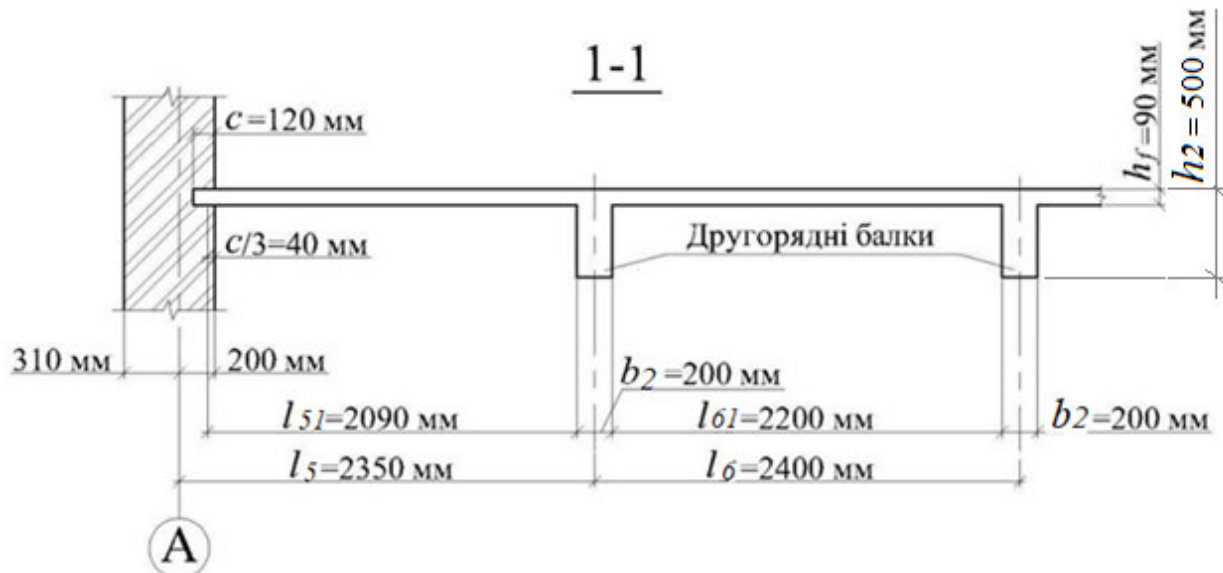


Рис. 6. До визначення розрахункових прольотів плити

Визначення розрахункових крайніх прольотів:

$$l_{51} = l_5 - \frac{b_2}{2} - 20 + \frac{c}{3} = 235 - \frac{20}{2} - 20 + \frac{12}{3} = 209 \text{ см,}$$

де $l_5 = 235$ см – крайній геометричний проліт плити;

$b_2 = 20$ см – ширина ребра другорядної балки;

$c = 12$ см – величина опирання плити на стіну.

Визначення розрахункових середніх прольотів:

$$l_{61} = l_6 - b_2 = 240 - 20 = 220 \text{ см,}$$

де $l_6 = 240$ см – середній геометричний проліт плити;

5.3. Визначення навантаження на плиту

Розрахунки зводимо до табл. 6. Розрахункове навантаження на 1м плити дорівнює навантаженню на 1м^2 , тому що ширина розрахункової смуги плити 1м. Щільність важкого бетону прийнята $\rho = 25 \text{ кН/м}^3$

Таблиця 5

Навантаження на плиту

№ п / п	Вид навантаження	Характеристичне навантаження, кН	Коефіцієнт надійності γ_f	Розрахункове навантаження, кН
	Постійне			

Таблиця 5

1	Залізобетонна плита, $h_f \cdot \rho = 0,09 \cdot 25 \cdot 1 \cdot 1 = 2,25$	2,25	1,1	2,47
2	Підлога $q_{II} = 1,2$	1,2	1,3	1,56
	Всього постійне	$g_n = 3,45$		$g_1 = 4,03$
	Тимчасове			
3	Корисне навантаження, $v_n = 12$	$v_n = 12$	1,2	$v_1 = 14,4$

Повне розрахункове навантаження на 1 м^2 плити, з урахуванням коефіцієнта надійності за призначенням $\gamma_n = 0,95$:

$$q = (g_1 + v_1) \cdot \gamma_n = (4,03 + 14,4) \cdot 0,95 = 17,5 \text{ кН.}$$

5.4. Визначення згинаючих моментів

Розрахункові зусилля з урахуванням їх перерозподілу внаслідок пластичних деформацій бетону визначаються таким чином:

- в крайніх прольотах:

$$M_1 = \frac{q \cdot l_{51}^2}{11} = \frac{17,5 \cdot 2,09^2}{11} = 6,95 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

- на опорах В (перші проміжні опори):

$$M_B = -\frac{q \cdot \left(\frac{l_{51} + l_{61}}{2}\right)^2}{11} = -\frac{17,5 \cdot \left(\frac{2,09 + 2,2}{2}\right)^2}{11} = -7,32 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

- в середніх прольотах:

$$M_2 = M_3 = \frac{q \cdot l_{61}^2}{16} = \frac{17,5 \cdot 2,20^2}{16} = 5,29 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

- на середніх опорах:

$$M_C = -\frac{q \cdot l_{61}^2}{16} = -\frac{17,5 \cdot 2,20^2}{16} = -5,29 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Епюра згинаючих моментів в плиті приведена на рис. 7.

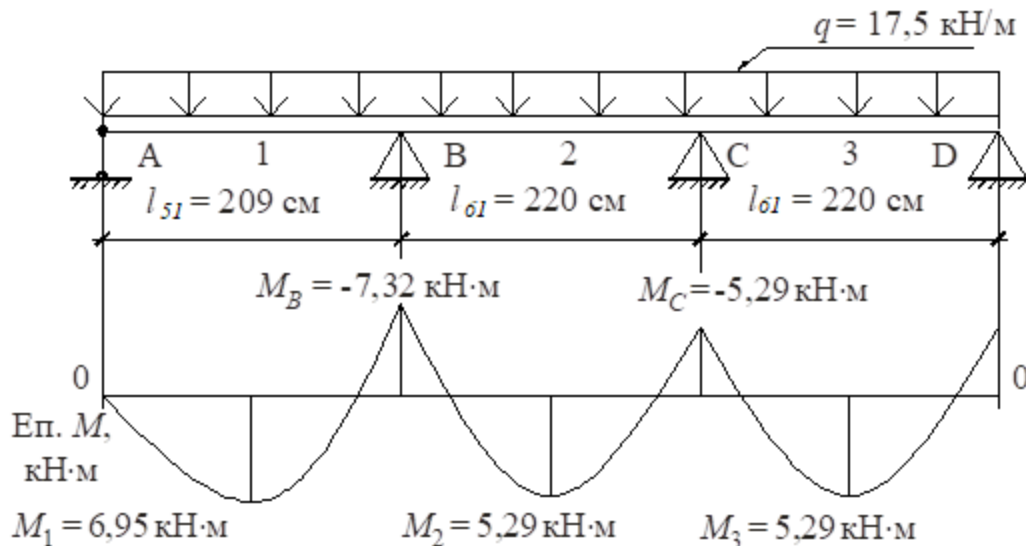


Рис. 7. Епюра згинаючих моментів у плиті

Поперечні сили Q по гранях опор не визначають, тому що завжди виконується умова міцності.

Епюра згинальних моментів у плиті наведена на рис. 7. Визначення товщини плити

Товщину плити, попередньо прийняту для визначення її ваги, уточнюємо з урахуванням дії найбільшого згинального моменту $M_B = 7,32$ кНм.

Робоча висота перерізу визначається за формулою

$$d = \sqrt{\frac{M}{\alpha_m \cdot b \cdot f_{cd}}},$$

де $M = M_B = 732$ кН·см – найбільший згинаючий момент у плиті;

$b = 100$ см – розрахункова ширина плити.

Для визначення табличного коефіцієнта α_0 необхідно знайти відносну висоту стиснутої зони бетону, яка обчислюється за формулою:

$$\xi = c \frac{f_{yd}}{f_{cd} \cdot 100\%},$$

де $f_{cd} = 11,5$ МПа – розрахунковий опір бетону стиску (для класу С20);

$f_{yd} = 365$ МПа – розрахунковий опір арматури розтягу (для класу А400С);

Оптимальний коефіцієнт армування для плит опертих по 4 – м сторонам складає $c = 0,3 \dots 0,6$, приймаємо $c = 0,5$.

Таким чином:

$$\xi = c \frac{f_{yd}}{f_{cd} \cdot 100\%} = 0,5 \frac{365}{11,5 \cdot 100\%} = 0,19.$$

Використовуючи таблицю коефіцієнтів для розрахунків згинаючих елементів армованих одиночною арматурою за величиною ξ знаходимо відповідний йому коефіцієнт $\alpha_m = 0,14$ за табл. 2, додатку.

Необхідна робоча висота перерізу плити:

$$d = \sqrt{\frac{M}{\alpha_m \cdot b \cdot f_{cd}}} = \sqrt{\frac{732 \cdot (10)}{0,14 \cdot 100 \cdot 11,5}} = 6,74 \text{ см.}$$

Повна товщина плити:

$$h'_f = d + \frac{d_s}{2} + a = 6,74 + \frac{0,8}{2} + 1,0 = 8,14 \text{ см,}$$

де $d_s = 8 \text{ мм} = 0,8 \text{ см}$ – діаметр стержнів робочої арматури;

$a = 1,0 \text{ см}$ – мінімальний захисний шар бетону.

Призначаємо повну товщину плити з кратністю 1 см. Приймаємо $h'_f = 8,0 \text{ см}$,

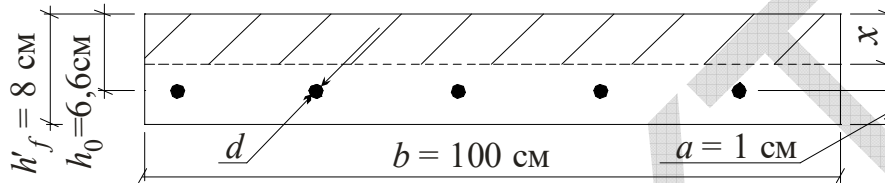


Рис. 8. Поперечний переріз плити

Уточнюємо робочу висоту перерізу:

$$d = h'_f - \frac{d_s}{2} - a = 8 - \frac{0,8}{2} - 1,0 = 6,6 \text{ см.}$$

5.3. Визначення площі поздовжньої робочої арматури

Для сприймання згинальних моментів в розтягнутих зонах встановлюються плоскі зварні сітки з поперечною робочою арматурою класу А400С, з розрахунковим опором $f_{yd} = 365 \text{ МПа}$.

Підбір типів сіток за площею робочої арматури проводимо за табл. 4 додатку. Результати підбору зведені до табл. 7, 8, а розміщення сіток показано на схемах (рис. 9, 10).

Підбір арматури ділянки А (див. рис. 2)

Елемент	M, кН-м	$\alpha_m = \frac{M}{b d^2 f_{cd}}$	ζ	Необхідна арматура, см ²		Прийнята арматура	
				$A_s = \frac{M}{f_{yd} d \zeta}$	Кількість та тип сіток	A_s , мм ²	
Пр 1	6,95	$\frac{6,95 \cdot 100 \cdot 10}{100 \cdot 6,6^2 \cdot 11,5} = 0,139$	0,924	$\frac{6,95 \cdot 100 \cdot 10}{365 \cdot 6,6 \cdot 0,924} = 3,12$	$\frac{4Bp-I-250}{8A400C-150}$	3,36	
Оп В	7,32	$\frac{7,32 \cdot 100 \cdot 10}{100 \cdot 6,6^2 \cdot 11,5} = 0,146$	0,92	$\frac{7,32 \cdot 100 \cdot 10}{365 \cdot 6,6 \cdot 0,92} = 3,31$	$\frac{4Bp-I-250}{8A400C-150}$	3,36	
Пр 2	5,30	$\frac{5,30 \cdot 100 \cdot 10}{100 \cdot 6,6^2 \cdot 11,5} = 0,106$	0,944	$\frac{5,30 \cdot 100 \cdot 10}{365 \cdot 6,6 \cdot 0,944} = 2,33$	$\frac{4Bp-I-250}{8A400C-200}$	2,51	
Оп С	5,30	$\frac{5,30 \cdot 100 \cdot 10}{100 \cdot 6,6^2 \cdot 11,5} = 0,106$	0,944	$\frac{5,30 \cdot 100 \cdot 10}{365 \cdot 6,6 \cdot 0,944} = 2,33$	$\frac{4Bp-I-250}{8A400C-200}$	2,51	

Таблиця 8

Підбір арматури ділянки В (див. рис. 2)

Елемент	M, кН м	$\alpha_m = \frac{M}{bd^2 f_{cd}}$	ζ	Необхідна арматура, см ²	Прийнята арматура	
				$A_s = \frac{M}{f_{yd} d \zeta}$	Кількість та тип сіток	A _s , см ²
Пр 2	5,30	$\frac{5,30 \cdot 0,8 \cdot 100 \cdot 10}{100 \cdot 6,6^2 \cdot 11,5} = 0,085$	0,956	$\frac{5,30 \cdot 0,8 \cdot 100 \cdot 10}{365 \cdot 6,6 \cdot 0,956} = 1,84$	$\frac{4Bp-I-250}{6A400C-150}$	1,89
Он. С	5,30					

ВКАЗІВКИ ДО КОНСТРУЮВАННЯ ПЛИТИ

У плитах перекриття ділянок В, які повністю обрамлені по контуру головними та другорядними балками, зменшуємо величину згинальних моментів на 20 %.

Плиту ребристого перекриття рекомендується армувати зварними сітками. Якщо діаметр робочої арматури 3, 4, 5 мм, то приймають рулонні сітки з поздовжньою робочою арматурою, які розгортають у напрямі головних балок.

У прольотах сітки укладають по низу плити, а на опорах, над другорядними балками, переводять у верхні зони плити. Перегинання сіток у верхній зоні здійснюється на відстані $l/4$ прольоту від осі опори. Основна сітка С1 (ділянка А) підбирається за величиною моменту, який діє в середніх прольотах. У крайніх прольотах укладається додаткова сітка С2. Основну сітку С3 (ділянка В) підбирають за величиною моменту, який зменшений на 20 % і діє у середніх прольотах. У крайніх прольотах укладають додаткову сітку С4 (рис. 9).

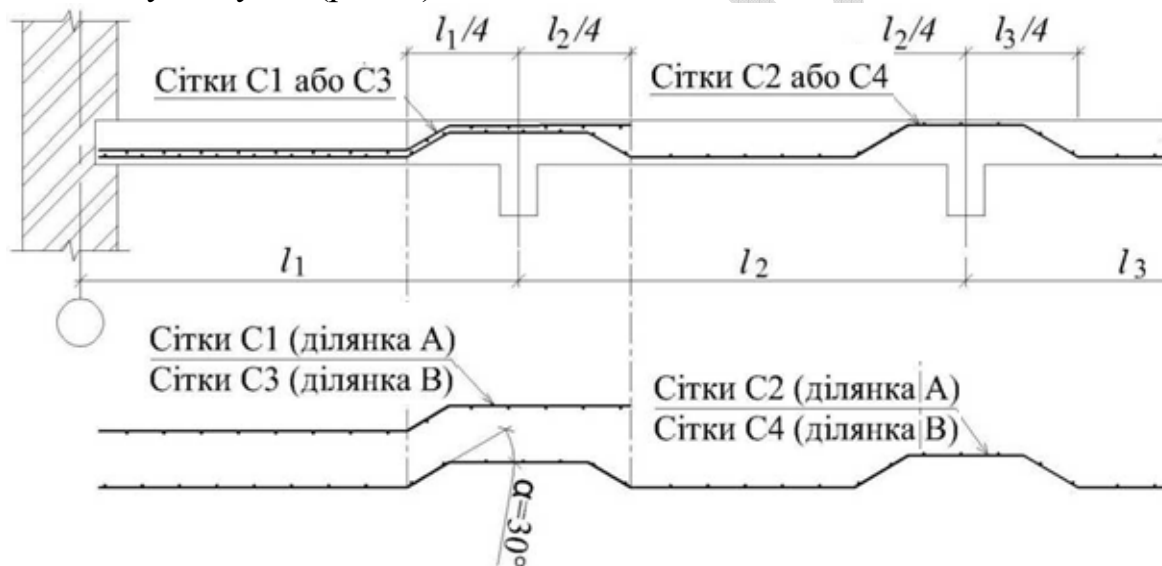


Рис. 9. Армвання плити рулонними зварними сітками з поздовжньою робочою арматурою

Якщо діаметр робочої арматури 6 мм і більше, то необхідно прийняти сітки з поперечною робочою арматурою.

Зварні сітки з поперечною робочою арматурою укладають по нижній грані плити в прольотах і по верхній грані над опорами. Ширина сіток у прольотах дорівнює прольоту плити, а над опорами - сітку заводять на $—l$ прольоту з обох боків від осі опори (рис. 10).

Сітки підбирають окремо для середніх та крайніх прольотів і опор плити ділянки А.

Стикування сіток здійснюється відповідно до діючих норм.

Так само у випадку армування плити на ділянці В.

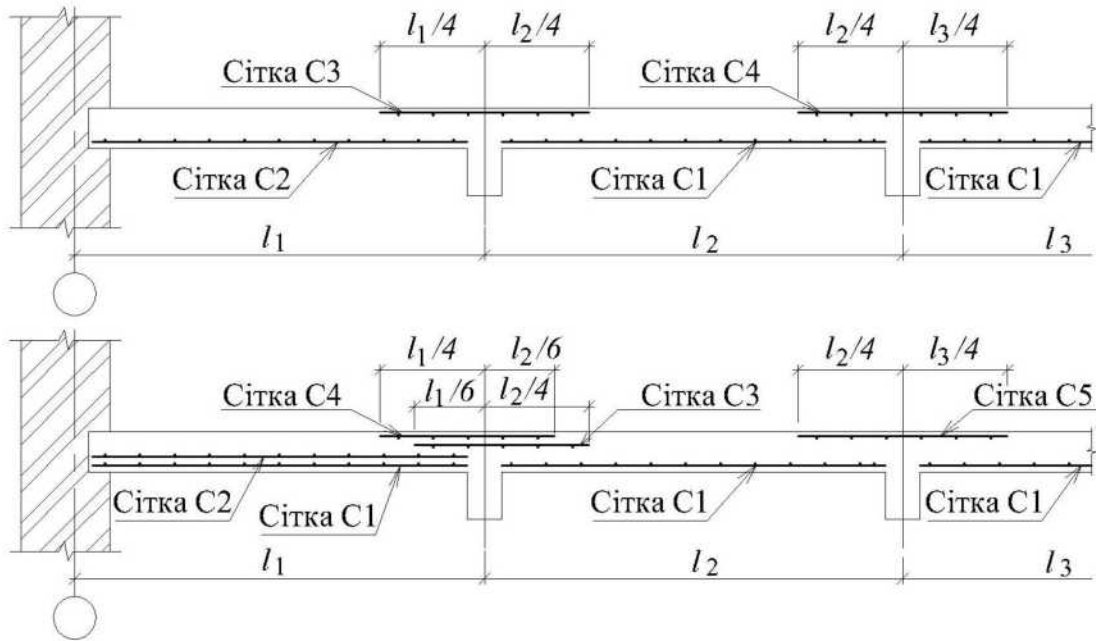


Рис. 10. Армування плит зварними сітками з поперечною робочою арматурою (варіанти)

6. РОЗРАХУНОК ТА КОНСТРУЮВАННЯ ДРУГОРЯДНОЇ БАЛКИ

Залізобетонні балки - це лінійні конструкції, розміри поперечного перерізу яких, b та h , значно менші від довжини l .

Вихідні дані:

- а) бетон класу С20; $f_{cd} = 11,5$ МПа;
- б) балка армується зварними каркасами з поздовжньою робочою арматурою класу А400С; $f_{yd} = 365$ МПа, $f_{yw} = 285$ МПа;
- в) поперечна арматура класу А240С, $f_{ywd} = 170$ МПа;
- г) тимчасове навантаження $v_n = 12$ кН/м²;
- д) вага підлоги з підготовкою (покрівлі з утеплювачем) $q_{II} = 1,2$ кН/м².

Характеристики матеріалів приведені в додатку Б (табл. 2, табл. 4).

6.1. Вибір розрахункової схеми

Розрахункова схема другорядної балки являє собою нерозрізну шести-пролітну балку, яка кінцями обпирається на цегляні стіни, а у проміжку - на головні балки (рис. 3). Балка завантажена рівномірно розподіленим навантаженням інтенсивністю q , розрахунок навантаження приведено у п. 6.3.

Якщо кількість прольотів перевищує 5, то балка розраховується як п'ятипролітна (рис. 11).

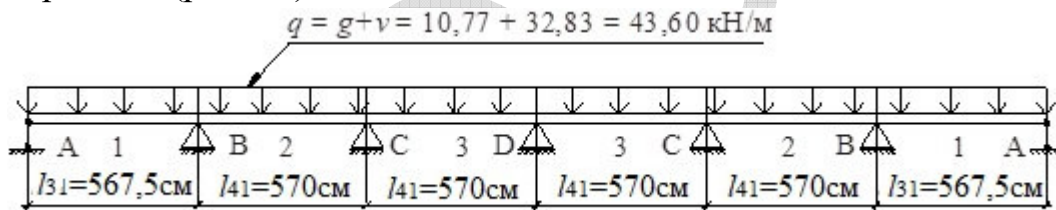


Рис. 11. Розрахункова схема другорядної балки

6.2. Визначення розрахункових прольотів

Другорядні балки замуровуються в цегляну стіну на глибину c - 250 мм.

Розрахункові прольоти визначаються з урахуванням попередньо прийнятих розмірів перерізу другорядної та головної балок (табл. 2, рис. 12). Визначення розрахункових крайніх прольотів:

$$l_{31} = l_3 - 20 - \frac{b_1}{2} + \frac{c}{2} = 590 - 20 - \frac{30}{2} + \frac{25}{2} = 567,5 \text{ см},$$

де $l_3 = 590$ см – крайній геометричний проліт другорядної балки;

$b_1 = 30$ см – ширина ребра головної балки;

$c = 25$ см – величина опирання балки на стіну.

Визначення розрахункових середніх прольотів:

$$l_{41} = l_4 - b_1 = 600 - 30 = 570 \text{ см},$$

де $l_4 = 600$ – середній геометричний проліт другорядної балки;

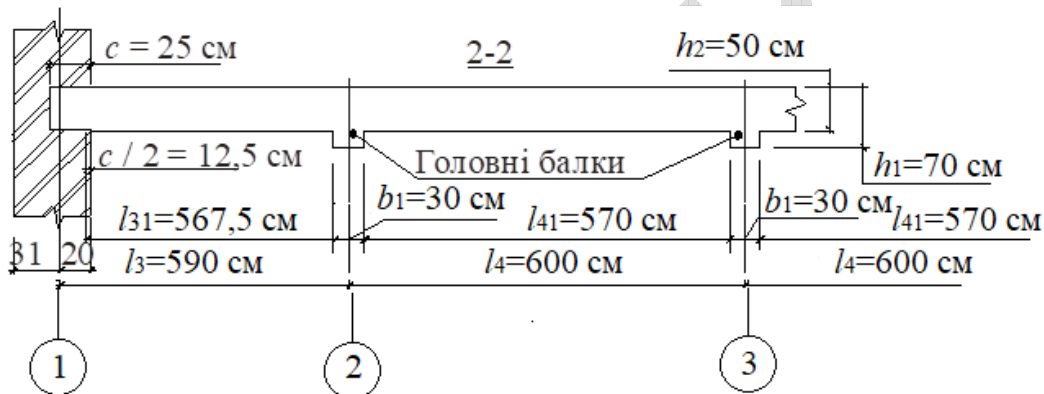


Рис. 12. До визначення розрахункових прольотів другорядної балки

6.3. Визначення навантаження на балку

Рівномірно розподілене навантаження складається з постійного q_n (вага підлоги, плити, ребра другорядної балки) і тимчасового навантаження $v_n = 12$ кН/м². Навантаження збирається з вантажної площі, ширина якої обмежена більшим прольотом плити $l_6 = 2400$ мм (рис. 4, табл. 9).

Визначення навантаження на другорядну балку

№	Вид навантаження	Характеристичне навантаження, кН/м	Коефіцієнт надійності	Розрахункове навантаження кН/м
Постійне навантаження				
1	Підлога $q_{II} \cdot l_6 = 1,2 \cdot 2,40 = 2,88$	2,88	1,3	3,74
2	З.б. плита $h'_f \cdot l_6 \cdot 1 \cdot \rho =$ $0,08 \cdot 2,40 \cdot 1 \cdot 25 = 4,8$	4,8	1,1	5,28
3	Ребро другорядної балки $(h_2 - h'_f) \cdot b_2 \cdot 1 \cdot \rho =$ $= (0,50 - 0,08) \cdot 0,2 \times$ $\times 25 \cdot 1 = 2,1$	2,1	1,1	2,31
Всього постійне		$g_n = 9,78$		$g_1 = 11,33$
Тимчасове навантаження				
4	$v_n \cdot l_6 = 12 \cdot 2,40 = 28,8$	$v_n = 28,8$	1,2	$v_1 = 34,56$

Повне розрахункове навантаження на 1м.п. другорядної балки з урахуванням коефіцієнта надійності за призначенням будівлі $\gamma_n = 0,95$:

$$g = g_1 \cdot \gamma_n = 11,33 \cdot 0,95 = 10,77 \text{ кН/м,}$$

$$v = v_1 \cdot \gamma_n = 34,56 \cdot 0,95 = 32,83 \text{ кН/м,}$$

$$q = g + v = 10,77 + 32,83 = 43,60 \text{ кН/м.}$$

6.4. Визначення згинаючих моментів

Конструювання другорядної балки пов'язано з побудовою огинаючої епюри згинаючих моментів, ординати якої визначаються за формулою:

$$M = \pm \beta \cdot (g + v) \cdot l_0^2,$$

де β – коефіцієнт, який приймається в залежності від перерізу балки та відношення навантажень $\frac{v}{g}$, з табл. 6 додатку;

$(g + v) = (10,77 + 32,83) = 43,60$ кН/м – повне розрахункове навантаження;

l_0 – розрахункова довжина прольоту, де визначаються згинаючі моменти.

Визначення згинаючих моментів при відношенні $\frac{v}{g} = \frac{32,83}{10,77} \approx 3$, приводиться в

табл. 10. Побудова епюр M та Q приведена на рис. 13.3

Визначення розрахункових згинальних моментів другорядної балки

Проліт	Переріз	Коефіцієнти		$q \cdot l_0^2$	Згинальні моменти, кНм	
		β	$-\beta$		$M_{Ed, \max}$	$M_{Ed, \min}$
1 проліт	1	0,065	-	$43,6 \times 5,675^2 = 1404,14$	91,27	-
	2	0,09	-		126,37	-
	2'	0,091	-		127,78	-
	3	0,075	-		105,31	-
	4	0,02	-		28,08	-
Оп.В	5	-	-0,0715	$43,6 \times 5,687^2 = 1410,34 *$	-	-100,82
2 проліт	6	0,018	-0,035	$43,6 \times 5,7^2 = 1416,54$	25,50	-49,58
	7	0,058	-0,016		82,16	-22,66
	7'	0,0625	-		88,53	-
	8	0,058	-0,014		82,16	-19,83
	9	0,018	-0,029		25,50	-41,08
Оп.С	10	-	-0,0625	$43,6 \times 5,7^2 = 1416,54$	-	-88,53
3 проліт	11	0,018	-0,028	$43,6 \times 5,7^2 = 1416,54$	25,50	-39,66
	12	0,058	-0,01		82,16	-14,17
	12'	0,0625	-		88,53	-

*

- на опорі В розрахунковий проліт визначаємо як середнє арифметичне $(l_{31} + l_{41})/2$

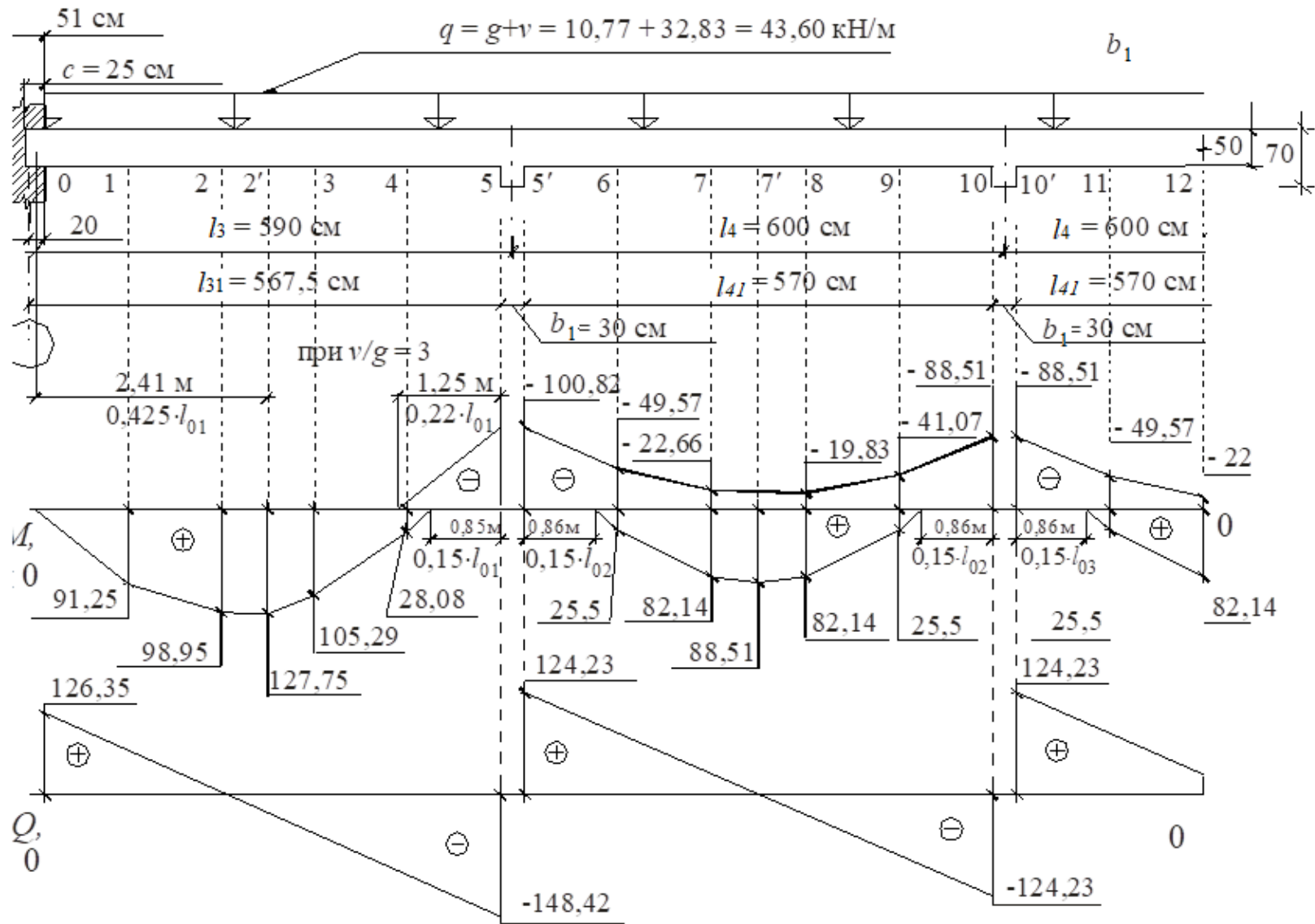


Рис. 13. Епюри згинаючих моментів та поперечних сил другорядної балки (M – кНм, Q – кН).

6.4. Визначення поперечних сил

$$V_{EdA} = 0,4 \cdot (g + v) \cdot l_{31} = 0,4 \cdot 43,6 \cdot 5,675 = 98,95 \text{ кН};$$

$$Q_{EdB}^I = -0,6 \cdot (g + v) \cdot l_{31} = -0,6 \cdot 43,6 \cdot 5,675 = -148,42 \text{ кН};$$

$$Q_{EdB}^{II} = -Q_{EdC}^I = Q_{EdC}^{II} = \pm 0,5 \cdot (g + v) \cdot l_{41} = 0,5 \cdot 43,6 \cdot 5,7 = \pm 124,23 \text{ кН}.$$

6.5. Визначення розмірів поперечного перерізу другорядної балки

Робочу висоту балки визначаємо за формулою:

$$d_2 = \sqrt{\frac{M}{\alpha_m \cdot f_{cd} \cdot b_w}},$$

де $M = 127,78 \text{ кН}\cdot\text{м}$ – найбільший згинаючий момент в балці (точка 2’);

$\alpha_m = 0,241$ – визначається за оптимальною величиною $\xi = 0,3 \dots 0,4$;

$$\alpha_m \rightarrow \xi = \frac{x}{d} = 0,35;$$

$f_{cd} = 11,5 \text{ МПа}$ – розрахунковий опір стиску для бетону С20;

$b_w = b_2 = 20 \text{ см}$ – ширина перерізу другорядної балки.

$$\text{Таким чином } d_2 = \sqrt{\frac{M}{\alpha_m \cdot f_{cd} \cdot b_w}} = \sqrt{\frac{127,78 \cdot 100 \cdot 10}{0,241 \cdot 11,5 \cdot 20}} = 48,01 \text{ см}.$$

Повна висота балки $h = h_0 + a = 48,01 + 5 = 53,01 \text{ см}$.

Приймаємо висоту балки $h_2 = 50 \text{ см}$, ширину ребра балки $b_2 = 20 \text{ см}$.

Уточнюємо робочу висоту:

а) при розміщенні робочих стержнів у два ряди:

$$d_{21} = h_2 - a = 50 - 5 = 45 \text{ см};$$

б) при розміщенні сіток на опорі:

$$d_{22} = h_2 - d'_1 = 50 - 3 = 47 \text{ см};$$

в) при розміщенні робочих стержнів в один ряд:

$$d_{23} = h_2 - d'_2 = 50 - 5 = 45 \text{ см}.$$

Елементи залізобетонних ребристих перекриттів (другорядні і головні балки) мають перерізи таврового профілю, в яких розрахункова ширина стиснутої полиці, з умови ефективної роботи при стиску, не може перевищувати розмір b_{eff} і визначається за формулою

$$b_{eff} = b_2 + b_{eff1} + b_{eff2}$$

Ширину полиці визначають в залежності від умовного прольоту l_0 (рис. 14)

$$l_0 = 0,15(l_{31} + l_{41}) = 0,15(567,5 + 570) = 170,6 \text{ см}$$

і, відповідно, ширину звисів полиці

$$b_{eff1} = 0,2B_1 + 0,1l_0 \leq 0,2l_0,$$

$$b_{eff2} = 0,2B_2 + 0,1l_0 \leq 0,2l_0$$

де $B_1 = 0,5 \cdot l_{s1} = 0,5 \cdot 209 = 104,5$ см і $B_2 = 0,5l_{61} = 0,5 \cdot 220 = 110$

При невиконанні умови приймаємо b_{eff1} і $b_{eff2} = 0,2l_0$

Таким чином,

$$b_{eff1} = 0,2B_1 + 0,1l_0 = 0,2 \cdot 104,5 + 0,1 \cdot 170,6 = 379,6 \text{ см} >$$

$$> 0,2l_0 = 0,2 \cdot 170,6 = 34,12 \text{ см}$$

Умова не виконується, приймаємо $b_{eff1} = 34,12$ см.

$$b_{eff2} = 0,2B_2 + 0,1l_0 = 0,2 \cdot 110 + 0,1 \cdot 170,6 = 390,6 \text{ см} >$$

$$> 0,2l_0 = 0,2 \cdot 170,6 = 34,12 \text{ см}$$

Умова не виконується, приймаємо $b_{eff2} = 34,12$ см.

Розрахункова ширина полиці

$$b_{eff} = b_2 + b_{eff1} + b_{eff2} = 20 + 34,1 + 34,1 = 88,24 \text{ см.}$$

Приймаємо $b_{eff} = 88$ см.

Переріз другорядної балки по грані опори показаний на рис. 15.

6.7. Визначення розрахункової форми поперечного перерізу другорядної балки

Розрахунок нормальних перерізів таврового профілю починають з визначення положення нейтральної лінії, яка найчастіше знаходиться в межах висоти полиці. Положення нейтральної лінії визначається з умов

$$M_{Ed} \leq M_f \text{ - нейтральна лінія проходить в полиці,}$$

$$M_{Ed} > M_f \text{ - нейтральна лінія проходить в ребрі,}$$

де $M_{Ed} = 127,78$ кНм - найбільший розрахунковий момент в прольоті (точка 2'),

$M_f = b_{eff} h_f f_{cd} \cdot (d_{21} - 0,5 \cdot h_f)$ - момент, який може сприйняти переріз балки з повністю стиснутою полицею.

Таким чином

$$\begin{aligned} M_f &= b_{eff} h_f f_{cd} \cdot (d_{21} - 0,5 \cdot h_f) = 88 \cdot 8 \cdot \frac{11,5}{10} \cdot (45 - 0,5 \cdot 8) = 33193 \text{ кНсм} = \\ &= 331,93 \text{ кНм} > M_{Ed} = 127,82 \text{ кНм} \end{aligned}$$

Оскільки $M_f = 331,93 \text{ кНм} > M_{Ed} = 127,82 \text{ кНм}$, нейтральна лінія проходить в

полиці і переріз розраховуємо як прямокутний з шириною $b_{eff} = 88$ см мм і висотою $h_2 = 50$ см.

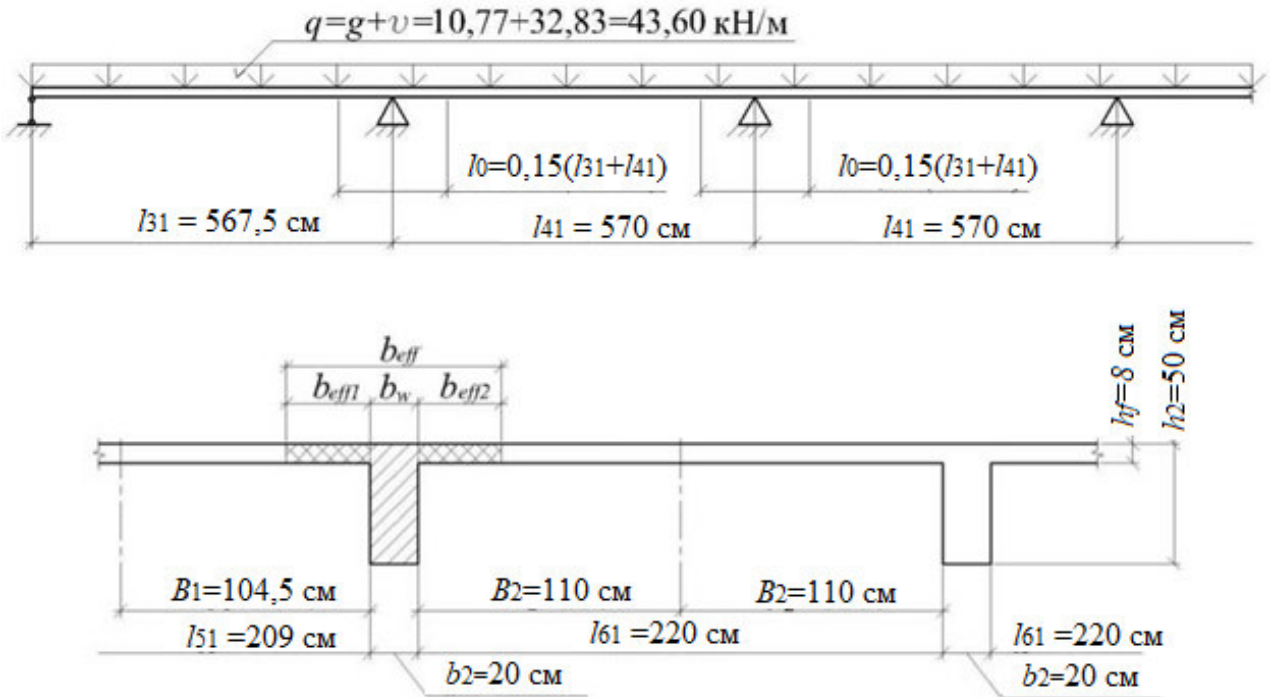


Рис. 14. До визначення умовного прольоту другорядної балки l_0 і ширини полиці b_{eff}

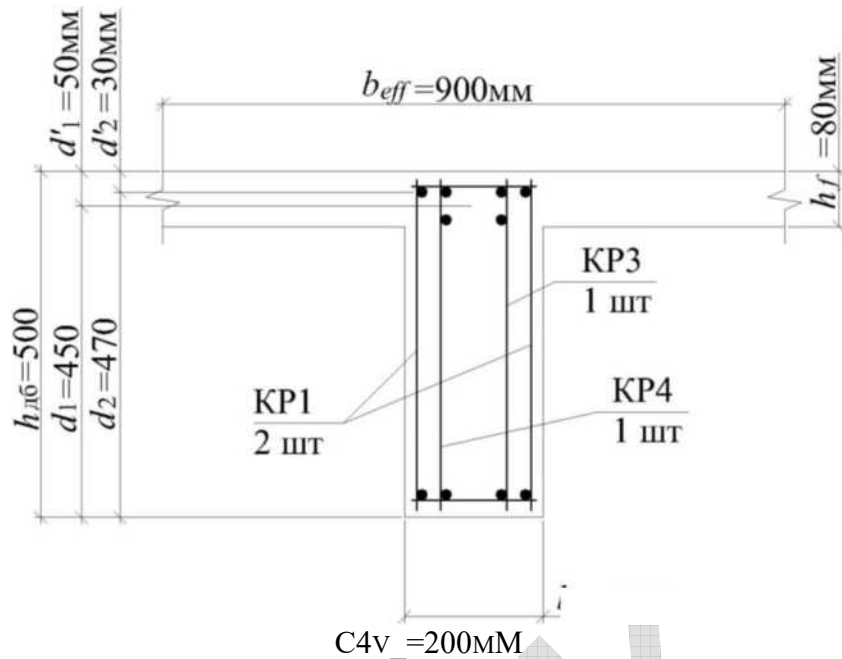


Рис. 15. Переріз другорядної балки по грані опори

6.6. Визначення площі поздовжньої робочої арматури

Передбачається армування другорядної балки в прольотах двома плоскими зварними каркасами (КР1, КР2). Кожен каркас має по два нижніх стержні з арматури класу А400С з розрахунковим опором $f_{yd} = 365$ МПа. На опорах балку армуємо двома плоскими каркасами КР3 і КР4, які мають по два верхніх робочих стержня з арматури класу А400С (рис. 16).

Розрахунок площі робочої арматури зводимо в табл. 11.

Підбір кількості та діаметрів арматурних стержнів виконуємо за табл. 9 додатка Б.

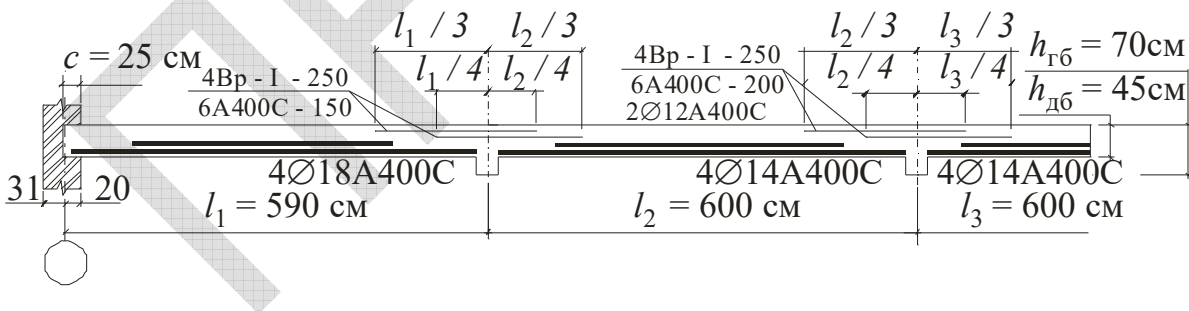


Рис. 16. Схема армування другорядної балки

Розрахунок площі робочої арматури другорядної балки

Елемент балки	Точка	M_{Ed} кНм	b	Робоча висота перерізу, см d	$\alpha_m = \frac{M}{bd^2 f_{cd}}$	ζ	Необхідна площа арматури $A_s = \frac{M}{f_{yd} d \zeta}$	Прийнята арматура	
								Кількість арматури	Фактична площа A_s , см ²
Проліг 1	2' max	127,78	$b_{eff} = 88$	$d_{21} = 45$	$\frac{127,78 \cdot 100 \cdot 10}{88 \cdot 45^2 \cdot 11,5} = 0,0624$	0,969	$\frac{127,78 \cdot 100 \cdot 10}{365 \cdot 45 \cdot 0,969} = 8,03$	4Ø16A400C	8,04
Проліг 2	7' max	88,54	$b_{eff} = 88$	$d_{21} = 45$	$\frac{88,54 \cdot 100 \cdot 10}{88 \cdot 45^2 \cdot 11,5} = 0,04328$	0,978	$\frac{88,54 \cdot 100 \cdot 10}{365 \cdot 45 \cdot 0,978} = 5,51$	4 Ø14A400C	6,16
	7 min	22,66	$b_2 = 20$	$d_{22} = 47$	$\frac{22,16 \cdot 100 \cdot 10}{20 \cdot 45^2 \cdot 11,5} = 0,044$	0,978	$\frac{22,16 \cdot 100 \cdot 10}{365 \cdot 45 \cdot 0,978} = 1,35$	2 Ø12A400C	2,26
Опора В	5 min	100,84	$b_2 = 20$	$d_{23} = 45$	$\frac{100,82 \cdot 100 \cdot 10}{20 \cdot 45^2 \cdot 11,5} = 0,216$	0,876	$\frac{100,82 \cdot 100 \cdot 10}{365 \cdot 45 \cdot 0,876} = 7,00$ Потрібна площа робочої арматури 1 пм сітки $A_{s1} = \frac{A_s}{2 \cdot l_6} = \frac{7,00}{2 \cdot 2,4} = 1,46$	2 Сітки $\frac{4Bp-I-250}{6A400C-150}$	9,07 (1,89)

Таблиця 11. Продовження

Одора С	10 min	88,52	$b_2 = 20$	$d_{23} = 45$	$\frac{88,52 \cdot 100 \cdot 10}{20 \cdot 45^2 \cdot 11,5} = 0,19$	0,894	$\frac{88,52 \cdot 100 \cdot 10}{365 \cdot 45 \cdot 0,894} = 6,03$ Потрібна площа робочої арматури 1 пм сітки $A_{s1} = \frac{A_s}{2 \cdot l_6} = \frac{6,03}{2 \cdot 2,4} = 1,26$	2 Сітки $\frac{4Bp - I - 250}{6A400C - 200}$	6,77 (1,41)
---------	--------	-------	------------	---------------	--	-------	--	---	----------------

6.7. Побудова епюри матеріалів другорядної балки

Таблиця 12

Елемент балки	b	Робоча висота перерізу, см d	Робоча арматура		$\xi = \frac{A_s}{0,8 \cdot b \cdot d} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$	ζ	Розрахункова несуча здатність $M_u = A_s d \zeta f_{yd}$, кНмм	M_{Ed} кНсм
			Кількість арматури	A_s , мм ²				
Пр 1	$b_{eff} = 88$	$d_{21} = 45$	4Ø16A400C	8,04	$\frac{8,04}{0,8 \cdot 88 \cdot 45} \cdot \frac{365}{11,5} = 0,0805$	0,968	$8,04 \cdot 45 \cdot 0,968 \cdot \frac{365}{10} = 12783$	12778
Пр 2	$b_{eff} = 88$	$d_{21} = 45$	4Ø 14A400C	6,16	$\frac{6,16}{0,8 \cdot 88 \cdot 45} \cdot \frac{365}{11,5} = 0,0617$	0,975	$6,16 \cdot 45 \cdot 0,975 \cdot \frac{365}{10} = 9865$	8854
	$b_2 = 20$	$d_{22} = 47$	2Ø12A400C	2,26	$\frac{2,26}{0,8 \cdot 20 \cdot 47} \cdot \frac{365}{11,5} = 0,095$	0,962	$2,26 \cdot 47 \cdot 0,962 \cdot \frac{365}{10} = 3729$	2266
Оп В	$b_2 = 20$	$d_{23} = 45$	2 Сітки $\frac{4Bp-I-250}{6A400C-150}$	9,07	$\frac{9,07}{0,8 \cdot 20 \cdot 45} \cdot \frac{365}{11,5} = 0,3998$	0,840	$9,07 \cdot 45 \cdot 0,840 \cdot \frac{365}{10} = 12513$	10084
ОпС	$b_2 = 20$	$d_{23} = 45$	2 Сітки $\frac{4Bp-I-250}{6A400C-200}$	6,77	$\frac{6,77}{0,8 \cdot 20 \cdot 45} \cdot \frac{365}{11,5} = 0,298$	0,880	$6,77 \cdot 45 \cdot 0,880 \cdot \frac{365}{10} = 9785$	8852

Де $\zeta = 1 - 0,4\xi$.

Міцність балки від дії згинального моменту буде забезпечена, якщо у всіх перерізах по довжині балки виконується умова $M_{Ed} < M_u$.

6.8. Розрахунок міцності другорядної балки за похилими перерізами

У кожному прольоті балка армується двома зварними каркасами з поперечною арматурою класу А240С із розрахунковим опором розтягу при розрахунках на дію поперечної сили $f_{ywd} = 170$ МПа.

На крайніх ділянках балки, довжиною $0,25l$ кожна, діють достатньо великі поперечні сили і крок поперечної арматури призначається з урахуванням таких умов:

- при висоті балки:

$$h < 450 \text{ мм} \Rightarrow s_{1w} \leq \frac{1}{2}h, \text{ крім того } s_{1w} < 150 \text{ мм};$$

$$h > 450 \text{ мм} \Rightarrow s_{1w} \leq \frac{1}{3}h, \text{ крім того } s_{1w} < 500 \text{ мм}.$$

У прикладі, що розглядається, $h_2 = 500$ мм, відповідно крок хомутів приймаємо $s_{1w} = 150$ мм. Рекомендовані кроки поперечної вертикальної арматури 100; 125; 150; 250 мм.

Максимальний крок поперечної вертикальної арматури відповідно до діючих норм не може перевищувати $s_{w,\max} = 0,75d$ (d - робоча висота перерізу).

У середній частині прольоту балки, де поперечні сили незначні, крок поперечних стержнів s_{2w} призначається з урахуванням умов:

$$s_{2w} \leq \frac{3}{4}h, \text{ крім того } s_{2w} \leq 500 \text{ мм}.$$

приймаємо $s_{2w} = 250$ мм.

У всіх випадках рекомендується приймати крок поперечних вертикальних стержнів кратним 50 мм, з округленням у менший бік.

Необхідність встановлення розрахункової вертикальної поперечної арматури визначають перевіркою умови

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \text{ або } v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$$

де $V_{Ed} = 148,46$ кН - величина розрахункової поперечної сили (опора В зліва)

$V_{Rd,c} = H_{Ed} b_w d$ - поперечна сила, яка може бути сприйнята лише бетоном

перерізу ребра другорядної балки.

Звідси

$$H_{Ed} = \frac{V_{Rd,c}}{b_w d_{21}} = \frac{148,46 \cdot 10}{20 \cdot 45} = 1,65 \text{ МПа} - \text{розрахункове напруження}$$

зсуву в перерізі.

Визначимо розрахункову міцність (напруження) на зсув перерізу, армованого поздовжньою арматурою:

$$H_{Rd,c} = \frac{C_{Rd,c}}{\alpha_{ct}} \cdot k \sqrt[3]{100 \cdot c_1 \cdot f_{ck}},$$

Де $C_{Rd,c} = 0,18$ МПа - мінімальне значення (нормоване) міцності бетону на зсув (додаток Б, табл. 3);

$\alpha_{ct} = 1,5$ - коефіцієнт надійності по бетону в роботі на розтяг (додаток Б, табл. 1);

$$k = 1 + \sqrt{\frac{20}{d_{21}}} \leq 2,0 \text{ - коефіцієнт, який враховує вплив висоти перерізу.}$$

Таким чином

$$k = 1 + \sqrt{\frac{20}{d_{21}}} = 1 + \sqrt{\frac{20}{45}} = 1,44 \leq 2,0$$

При $k > 2,0$ приймають $k = 2$;

Таким чином

$$c_1 = \frac{A_{sB}}{b_2 d_{22}} = \frac{8,32}{20 \cdot 47} = 0,0088 \leq c_{\max} \leq 0,02$$

$$H_{Rd,c} = \frac{C_{Rd,c}}{\alpha_{ct}} \cdot k \sqrt[3]{100 \cdot c_1 \cdot f_{ck}} = \frac{0,18}{1,5} \cdot 1,44 \sqrt[3]{100 \cdot 0,0088 \cdot 15} = 0,4 \text{ МПа}$$

В зв'язку з тим, що $H_{Ed} = 1,65$ МПа $>$ $H_{Rd,c} = 0,4$ МПа, стає необхідним армування похилих перерізів розрахунковою вертикальною поперечною арматурою.

Визначимо коефіцієнт міцності бетону з тріщинами при зсуві, який рекомендується визначати за виразом:

$$n = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{15}{250} \right] = 0,546 < 0,6$$

Площу вертикальної поперечної арматури визначають за умови, що кут нахилу стиснутих смуг (смуги між можливими похилими тріщинами) фіктивних розкосів фермової моделі може приймати будь-які значення в межах $21,8^\circ \leq u \leq 45^\circ$. Цей кут u залежить від максимально можливої міцності бетону конструкції на зсув $H_{Rd,max}$, яка в свою чергу залежить від розрахункової міцності бетону стиску f_{cd} .

Таким чином максимальна міцність бетону на зріз (зсув) при $\cot u = 2,5$; $\operatorname{tg} u = 0,4$; $\cot^2 u = 6,25$ (для $u = 21,8^\circ$).

$$H_{Rd, \max} = f_{cd} \cdot n \cdot \left(\frac{\cot u + \operatorname{tg} u}{1 + \cot^2 u} \right) = 11,5 \cdot 0,564 \left(\frac{2,5 + 0,4}{1 + 6,25} \right) = 2,59 \text{ МПа}$$

Через те, що при $\cot u = 2,5$, $H_{Rd, \max} = 2,59 \text{ МПа} > H_{Ed} = 1,65 \text{ МПа}$, то розрахункова площа поперечної вертикальної арматури при її кроці $s_{1w} = 150 \text{ мм}$ становитиме:

$$A_{sw} = \frac{H_{Ed} \cdot s_{w1} \cdot b_w}{0,8 \cdot f_{ywd} \cdot \cot u} = \frac{1,65 \cdot 15 \cdot 20}{0,8 \cdot 170 \cdot 2,5} = 1,456 \text{ см}^2.$$

Визначимо розрахунковий коефіцієнт армування поперечною арматурою

$$c_w = \frac{A_{sw}}{b_2 \cdot s_w} = \frac{1,46}{20 \cdot 15} = 0,0049 > c_{w, \min} = 0,0016$$

Приймаємо $2\text{Ø}10\text{A}240\text{C}$ з кроком $s_w = 150 \text{ мм}$, $A_{sw} = 1,57 \text{ см}^2$.

При необхідності зменшення діаметра поперечної арматури зменшують крок зазначеної арматури.

Наприклад,

$$A_{sw} = \frac{H_{Ed} \cdot s_{w1} \cdot b_w}{0,8 \cdot f_{ywd} \cdot \cot u} = \frac{1,65 \cdot 10 \cdot 20}{0,8 \cdot 170 \cdot 2,5} = 0,982 \text{ см}^2.$$

$$c_w = \frac{A_{sw}}{b_2 \cdot s_w} = \frac{0,982}{20 \cdot 15} = 0,0033 > c_{w, \min} = 0,0016, \text{ приймаємо } 2 \text{ Ø } 8\text{A}240\text{C} \text{ з}$$

кроком $s_{w1} = 100 \text{ мм}$, $A_{sw} = 1,01 \text{ см}^2$.

Площу вертикальної поперечної арматури в середній частині першого прольоту визначаємо за величиною розрахункової поперечної сили на відстані $\approx 0,25l_3 = 0,25 \cdot 5675 = 1420 \text{ мм}$ від грані опори В. Зазначену розрахункову поперечну силу (ординату) можна визначити з подібності трикутників окреслення епюри поперечних сил. В нашому прикладі $V_{Ed, 0,25} = 85,67 \text{ кН}$.

Відповідно, розрахункове напруження зсуву в перерізі на відстані 1420 мм складає:

$$H_{Ed, 0,25} = \frac{V_{Rd, 0,25}}{b_w d_{21}} = \frac{85,67 \cdot 10}{20 \cdot 45} = 0,95 \text{ МПа}.$$

Визначимо площу вертикальної поперечної арматури з попередньо прийнятим кроком $s_{w2} = 250 \text{ мм}$:

$$A_{sw} = \frac{H_{Ed, 0,25} \cdot s_{w2} \cdot b_w}{0,8 \cdot f_{ywd} \cdot \cot u} = \frac{0,95 \cdot 25 \cdot 20}{0,8 \cdot 170 \cdot 2,5} = 1,39 \text{ см}^2.$$

Приймаємо $2 \text{ Ø } 10\text{A}240\text{C}$ з кроком $s_{w2} = 250 \text{ мм}$, $A_{sw} = 1,57 \text{ см}^2$.

Визначимо величину поперечної сили, яка сприймається прийнятою поперечною вертикальною арматурою в каркасах крайніх прольотів:

а) припорна ділянка балки:

спочатку обчислимо граничну величину напружень зсуву

$$n_{u1} = \frac{0,8 \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \cot u}{s_{w1} \cdot b_w} = \frac{0,8 \cdot 1,57 \cdot 170 \cdot 2,5}{15 \cdot 20} = 1,78 \text{ МПа.}$$

Величина поперечної сили на припорних ділянках

$$V_{u1} = n_u \cdot b_w \cdot d_{21} = 0,1 \cdot 1,78 \cdot 20 \cdot 45 = 160,4 \text{ кН.}$$

б) середня частина балки:

гранична величина напружень зсуву

$$n_{u2} = \frac{0,8 \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \cot u}{s_{w2} \cdot b_w} = \frac{0,8 \cdot 157 \cdot 170 \cdot 2,5}{25 \cdot 20} = 1,067 \text{ МПа.}$$

Величина поперечної сили в середній частині балки

$$V_{u2} = n_u \cdot b_w \cdot d_{21} = 0,1 \cdot 1,067 \cdot 20 \cdot 45 = 96,03 \text{ кН.}$$

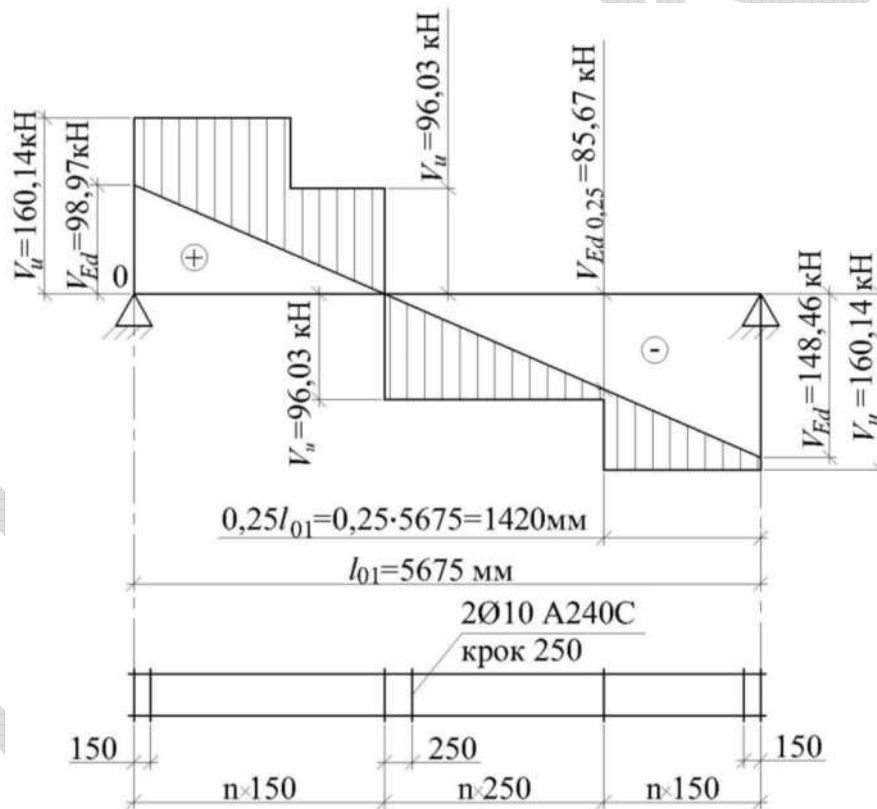


Рис. 17. Епюри V_{Ed} та V_u , кН

Розрахункові величини поперечних сил і компоновка каркасів середніх прольотів в наведеному прикладі практично співпадають з величинами розрахункових поперечних сил і компоновкою крайніх прольотів. Тому величину поперечної сили, яка сприймається прийнятою поперечною вертикальною арматурою середніх прольотів, не визначаємо.

ПРОЕКТ

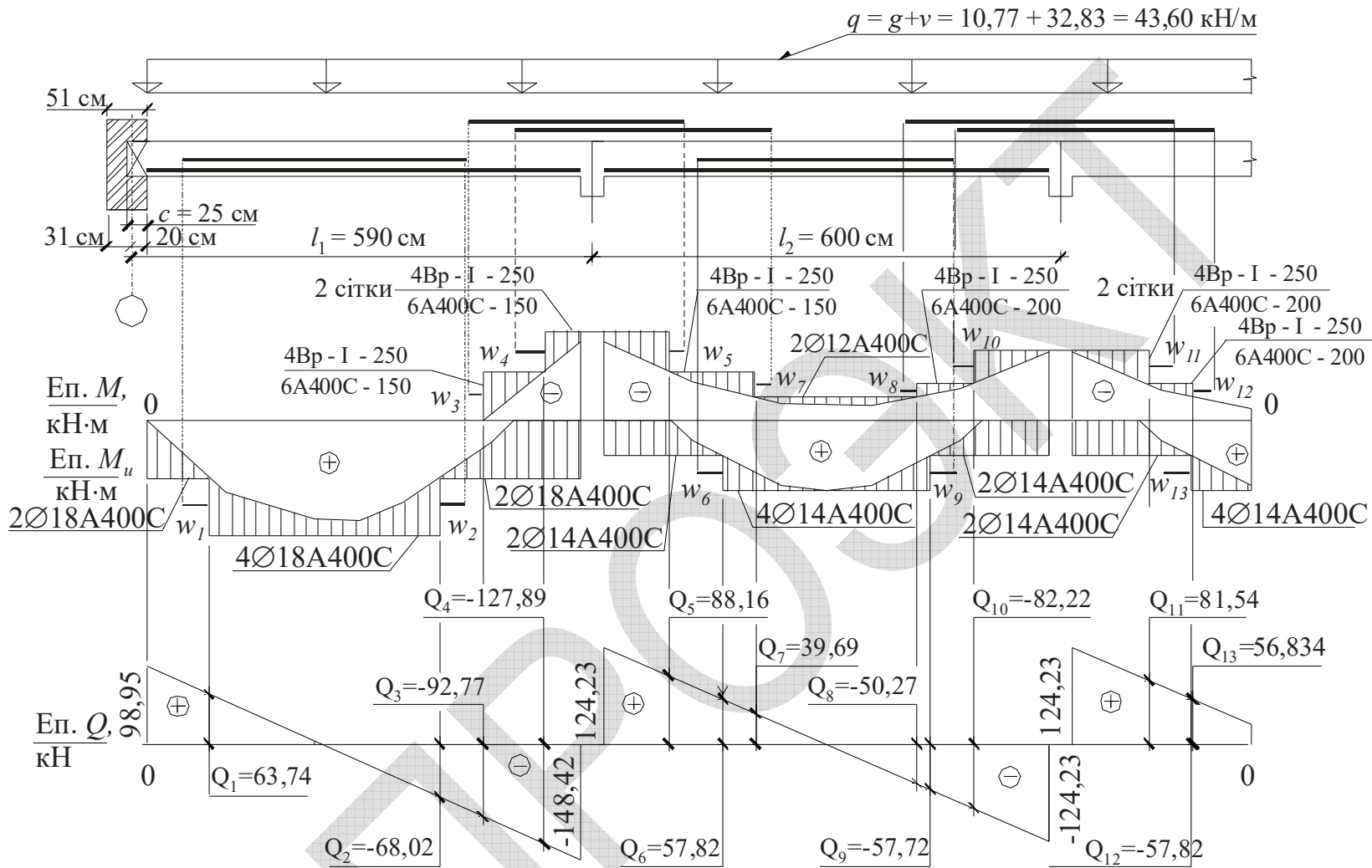


Рис. 18. Побудова епюри моментів M_{Ed} , епюри матеріалів M_u епюри поперечних сил V_{Ed} та епюри матеріалів V_u другорядної балки

6.11. Визначення довжини анкерування обірваних робочих стержнів в каркасах

Робочі стержні, які обриваються, необхідно заводити за місце їх теоретичного обриву на розрахункову величину l_{bd} , яку визначаємо за формулою:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,\min}$$

Відповідно табл. 7.2 (ДСТУ Б В.2.6-156:2010) коефіцієнти $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = 1$, коефіцієнт $\alpha_4 = 0,7$ враховує наявність привареної поперечної арматури.

Таким чином, $l_{bd} = 0,7 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,\min}$

$l_{b,rqd}$ - базова величина анкерування визначається за формулою:

$$l_{b,rqd} = \frac{d_s \cdot \sigma_{sd}}{4 \cdot f_{bd}}$$

де d_s - діаметр арматурного стержня, що обривається;

$\sigma_{sd} = f_{yd}$ - максимально можливий рівень напружень в перерізі стержня в місці теоретичного обриву;

f_{bd} - гранична величина напружень зчеплення арматури з бетоном, являє собою:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot z_1 \cdot z_2 \cdot f_{ctd}$$

де $z_1 = 1,0$ - коефіцієнт, який враховує якісне забезпечення зчеплення під час бетонування;

$z_1 = 0,7$ - для інших випадків;

$z_2 = 1,0$ - коефіцієнт, який враховує діаметр арматури, $d_s < 32$ мм;

f_{ctd} - розрахунковий опір бетону розтягу,

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_{ct}}$$

де f_{ctk} - характеристичний опір бетону розтягу (табл. 2 додатка Б),

γ_{ct} - коефіцієнт надійності для бетону (табл. 1 додатка Б).

Розрахункова довжина анкерування повинна бути такою, щоб виконувалась умова

$$l_{bd} \geq l_{b,\min} \geq (0,3l_{b,rqd}; 10d_s; 100\text{мм})$$

Величина $l_{b,\min}$ приймається більшою із трьох значень.

Перед розрахунком довжини анкерування необхідно визначити:

- розрахунковий опір бетону розтягу

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctd}}{\gamma_{ct}} = \frac{1,3}{1,5} = 0,87 \text{ МПа};$$

- граничну величину напружень зчеплення арматури з бетоном

$$f_{bd} = 2,25 \cdot z_1 \cdot z_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,87 = 1,9575 \text{ МПа}.$$

Розрахунок анкерування зводимо в табл. 13.

ПРОЕКТ

Розрахункова довжина анкерування обірваних стержнів, l_{bd}

Арматурний виріб	Діаметр робочої арматури, мм d_s	Базова довжина, мм $l_{b,rqd} = \frac{d_s \sigma_{sd}}{4 f_{bd}}$	Розрахункова довжина, мм $l_{bd} = 0,7 \cdot l_{b,rqd}$	Мінімальна довжина мм, більша з трьох значень $l_{b,min} \geq (0,3l_{b,rqd}; 10d_s; 100мм)$	Приймаємо l_{bd} , мм
ПР1, Кр-1	16	$\frac{16 \cdot 365}{4 \cdot 1,9575} = 746$	$0,7 \cdot 746 = 522$	$0,3 \cdot 746 = 278$ $10 \cdot 16 = 160$ 100	530
ПР1, Кр-1	14	$\frac{14 \cdot 365}{4 \cdot 1,9575} = 652$	$0,7 \cdot 652 = 456$	$0,3 \cdot 652 = 243$ $10 \cdot 14 = 140$ 100	480
Оп В С5, С6	6	$\frac{6 \cdot 365}{4 \cdot 1,9575} = 280$	$0,7 \cdot 280 = 196$	$0,3 \cdot 280 = 84$ $10 \cdot 6 = 60$ 100	200
Оп С С7, С8	6	$\frac{6 \cdot 365}{4 \cdot 1,9575} = 280$	$0,7 \cdot 280 = 196$	$0,3 \cdot 280 = 84$ $10 \cdot 6 = 60$ 100	200

КОНСТРУЮВАННЯ ДРУГОРЯДНОЇ БАЛКИ

Розглядається варіант армування другорядної балки зварними каркасами в прольотах і на опорах.

Діаметр робочих поздовжніх стержнів каркасів приймають 12...20 мм, а поздовжніх монтажних стержнів - 10 мм.

У прольотах другорядної балки при її ширині понад 150 мм у поперечному перерізі встановлюють не менше двох каркасів. Стержні каркасів доводять до грані опор і з'єднують з каркасами наступного прольоту стиковими стержнями діаметром 10 мм з арматури класу А240С. Стикові стержні пропускають над арматурою головної балки і заводять за грані на 15 діаметрів робочої арматури і не менше одного кроку хомутів плюс 50 мм. Плоскі каркаси з'єднують у просторові за допомогою горизонтальних стержнів, які встановлюють через 500... 800 мм.

Для забезпечення захисного шару бетону до поперечних стержнів каркасів улаштовують фіксатори, які упираються в стінки та днище опалубки (рис. 19).



Рис. 19. Установка каркасів у опалубці

На опорах другорядні балки армують зварними каркасами, які зміщені один відносно одного у відповідності до епюри розрахункових моментів, M_{Ed} .

Ординати епюр розрахункових згинальних моментів зменшуються від середини прольотів до граней опор, через це поздовжню арматуру з економічних міркувань доцільно обривати.

У прольотах обривають не більше половини робочих стержнів. Для визначення місць обриву будують епюру матеріалів (арматури). Епюра арматури - це епюра згинальних моментів, які можуть бути сприйняті нормальними перерізами балки з урахуванням фактичної площі робочої арматури A_s .

Компоновка перерізів другорядної балки показана на рис. 20.

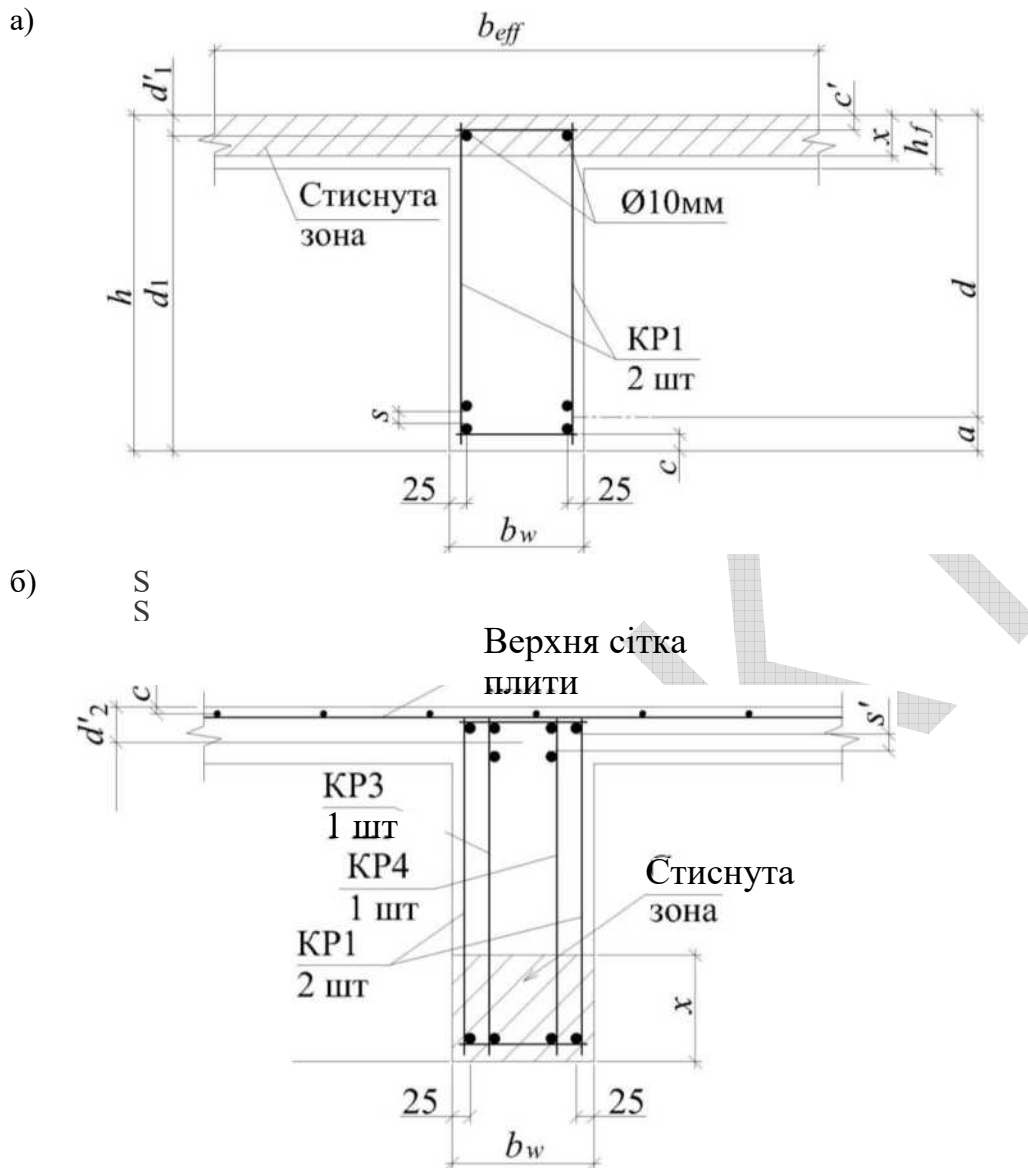


Рис. 20. Компонівка перерізів другорядної балки: а) у прольоті; б) на опорі

$$s = s' = 25 \text{ мм при } d_s \leq 25 \text{ мм}$$

$$s = s' = d_s \text{ при } d_s > 25 \text{ мм}$$

$$c = 20 \text{ мм при } d_s = 10 \dots 20 \text{ мм}$$

$$c = 25 \text{ мм при } d_s = 22 \dots 28 \text{ мм}$$

$$c = 30 \text{ мм при } d_s \geq 30 \text{ мм}$$

7. РОЗРАХУНОК ТА КОНСТРУЮВАННЯ ГОЛОВНОЇ БАЛКИ

Головні балки - це елементи балочного перекриття, в яких середніми опорами є колони, а крайніми - зовнішні стіни будівлі. На головні балки опираються другорядні балки та плити перекриття.

Вихідні дані:

- а) бетон класу С20; $f_{cd} = 11,5$ МПа;
- б) балку армуємо в'язаними каркасами з поздовжньою робочою арматурою класу А400С; $f_{yd} = 365$ МПа; $f_{ywd} = 285$ МПа;
- в) поперечна вертикальна арматура класу А240С, $f_{ywd} = 170$ МПа;
- д) тимчасове навантаження $v_n - 12$ кН/м²;
- е) вага підлоги з підготовкою (покрівлі з утеплювачем) $q_n = 1,2$ кН/м².

7.1. Вибір розрахункової схеми

Розрахункову схему головної балки приймаємо у вигляді нерозрізної балки, на шарнірно обертаючих опорах, балка завантажена двома зосередженими силами в прольотах. Для шести і більше прольотів головна балка розраховується як п'ятипролітна (рис. 21). Визначення навантаження на головну балку дано у п. 7.3 посібника.

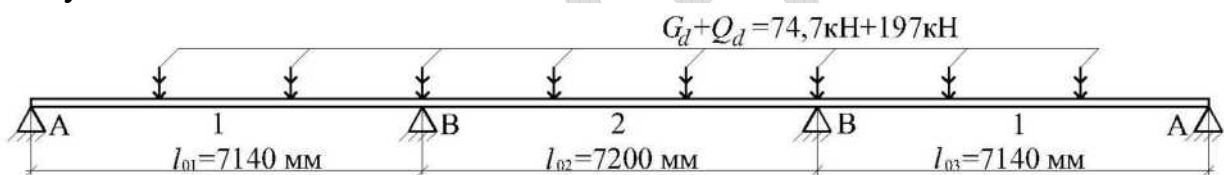


Рис. 21. Розрахункова схема головної балки

7.2. Визначення розрахункових прольотів

Головні балки замуровуються в цегляну стіну на глибину $c = 380$ мм. Розрахункові прольоти при неповному каркасі визначаються так (рис. 22).

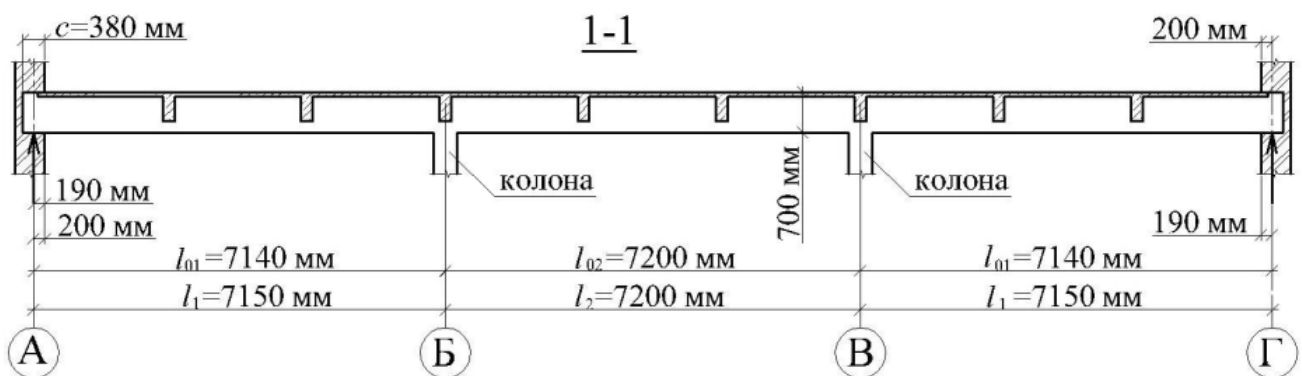


Рис. 22. До визначення розрахункових прольотів головної балки

Крайні прольоти дорівнюють відстані від середини ділянки обпирання балки на стіну до осі колони; середні прольоти - відстані між осями колон.

Розрахункова довжина крайніх прольотів

$$l_{11} = l_1 - a + \frac{c}{2} = 715 - 20 + \frac{38}{2} = 714 \text{ см.}$$

Розрахункова довжина середніх прольотів

$$l_{21} = l_2 = 720 \text{ см.}$$

7.3. Визначення навантаження на балку

Навантаження на головну балку передається у вигляді зосереджених сил, які прикладені в місцях перетину другорядних балок із головними і збираються з вантажної площі, яка має форму прямокутника з розмірами, що відповідають розмірам прольотів плити та другорядної балки 2,4 та 6,00 м. Визначення навантаження зводимо у табл. 14.

Таблиця 14

Визначення навантаження на головну балку

№	Вид навантаження	Характеристичне звантаження, кН	Коефіцієнт надійності	Розрахункове навантаження, кН
Постійне				
1	Залізобетонна плита $h'_f \cdot l_6 \cdot l_4 \cdot \rho = 0,08 \cdot 2,4 \cdot 6 \cdot 25 = 28,8$	28,8	1,1	31,68
	Підлога $q_n \cdot l_6 \cdot l_4 = 1,2 \cdot 2,4 \cdot 6 = 17,28$	17,28	1,3	22,46
2	Ребро другорядної балки $(h_2 - h_f) \cdot b_2 \cdot l_4 \cdot \rho = (0,5 - 0,08) \cdot 0,2 \cdot 6 \cdot 25 = 12,6$	12,60	1,1	13,86
	Ребро головної балки $(h_1 - h_f) \cdot b_2 \cdot l_6 \cdot \rho = (0,7 - 0,08) \cdot 0,3 \cdot 2,4 \cdot 25 = 11,16$	11,16	1,1	12,28
Усього постійне		$G_k = 68,84$		$G_{d1} = 80,28$
Тимчасове				
3	Корисне $v_n \cdot l_6 \cdot l_4 = 12 \cdot 2,4 \cdot 6 = 172,8$	$Q_k = 172,8$	1,2	$Q_{d1} = 207,4$

Розрахункове навантаження з урахуванням коефіцієнта надійності за призначенням будівлі $\gamma_n = 0,95$

- постійне $G_d = G_{d1} \cdot \gamma_n = 80,28 \cdot 0,95 = 76,3$ кН;
- тимчасове $Q_d = Q_{d1} \cdot \gamma_n = 207,4 \cdot 0,95 = 197$ кН.

$\frac{x}{l}$	Коефіцієнти		
	α	β_1	β_2
0,333	0,2444	0,2889	0,0444
0,667	0,1555	0,2444	0,0889
0,849	-0,075	0,0377	0,1127
1,000	-0,2667	0,0444	0,3111
1,133	-0,1333	0,0133	0,1467
1,200	-0,0667	0,0667	0,1333
1,333	0,0667	0,2	0,1333
1,5	0,0667	0,2	0,1333

7.4. Визначення згинальних моментів

Армування головної балки пов'язано з побудовою обвідної епюри згинальних моментів. Ординати епюр у місцях обпирання другорядних балок та на опорах обчислюємо за формулами:

- максимальні згинальні моменти:

$$M_{Ed, \max} = (\alpha \cdot G_d + \beta_1 \cdot Q_d) \cdot l_0$$

- мінімальні згинальні моменти:

$$M_{Ed, \min} = (\alpha \cdot G_d + \beta_2 \cdot Q_d) \cdot l_0$$

де α, β_1, β_2 - табличні коефіцієнти, які приймаються в залежності від розрахункової схеми та розташування перерізу.

Обвідна епюра моментів будується за отриманими значеннями (рис. 23)

Значення табличних коефіцієнти α, β_1, β_2 для чотирьох пролітних балок.

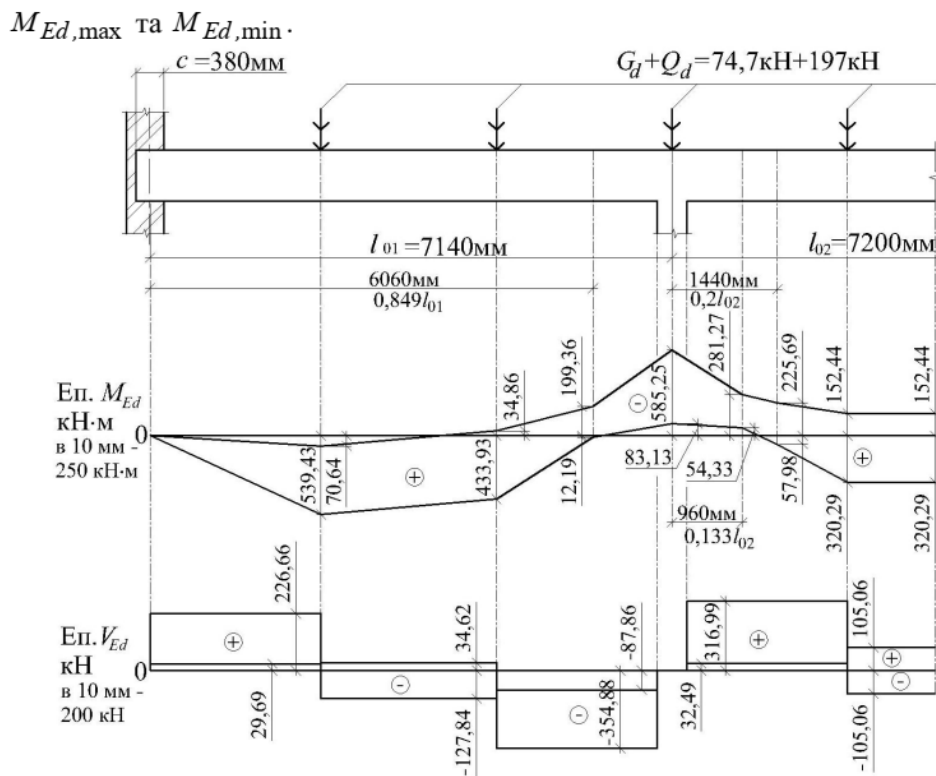


Рис. 23. Обвідні епюри M_{Ed} та V_{Ed} головної балки Розрахунок зведено до табл. 15.

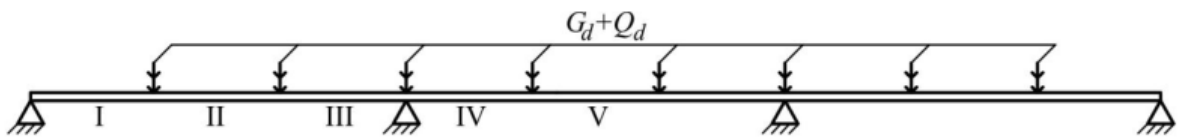


Рис. 2. Розрахункова схема трипролітної головної балки

Таблиця 13

Ординати розрахункових згинальних моментів та поперечних сил для трипролітних головних балок

$\frac{x}{l}$	Ординати згинальних моментів			Ділянка балки	Ординати поперечних сил		
	Коефіцієнти				Коефіцієнти		
	α	β_1	β_2		γ	δ_1	δ_2
0,333	0,2444	0,2889	0,0444	I	0,7333	0,8667	0,1332
0,667	0,1656	0,2444	0,0889	II	-0,2667	0,279	0,5457
0,849	-0,075	0,0377	0,1127	III	-1,2667	0,0444	1,3111
1,0	-0,2667	0,0444	0,3111	IV	1	1,222	0,2222

1,133	-0,1333	0,0133	0,1467	V	0	0,5333	0,5333
1,20	-0,0667	0,0667	0,1333				
1,333	0,0667	0,2	0,1333				
1,50	0,0667	0,2	0,1333				

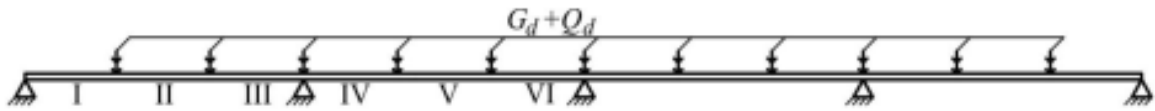


Рис. 3. Розрахункова схема чотирипролітної головної балки

Таблиця 14

Ординати розрахункових згинальних моментів та поперечних сил для чотирипролітних головних балок

Ординати згинальних моментів				Ординати поперечних сил			
$\frac{x}{l}$	Коефіцієнти			Ділянка балки	Коефіцієнти		
	α	β_1	β_2		γ	δ_1	δ_2
0,333	0,2381	0,2857	0,0476	I	0,7113	0,8571	0,1428
0,667	0,1429	0,2381	0,0958	II	-0,2857	0,2698	0,5555
0,848	-0,0907	0,0303	0,1211	III	-1,2857	0,0357	1,3214
1,0	-0,2857	0,0357	0,3214	IV	1,0953	1,2738	0,1785
1,133	-0,1400	0,0127	0,1528	V	0,0958	0,5874	0,4921
1,20	-0,0667	0,0667	0,1333	VI	-0,9047	0,2858	1,1905
1,333	0,0794	0,2063	0,1270				
1,667	0,1111	0,2222	0,1111				
1,79	0,0	0,1053	0,1053				
1,858	-0,0623	0,0547	0,1170				
2,00	-0,1905	0,0952	0,2857				

Ординати розрахункових згинальних моментів

$\frac{x}{l}$	Навантаження			Коефіцієнти			$G_d \cdot \alpha$	$Q_d \cdot \beta_1$	$Q_d \cdot \beta_2$	$\alpha \cdot G_d + \beta_1 \cdot Q_d$	$\alpha \cdot G_d - \beta_2 \cdot Q_d$	Згинальні моменти, кНм	
	G_d кН	Q_d кН	l_0 м	α	β_1	β_2						$M_{Ed, \max}$	$M_{Ed, \min}$
0,333	76,3	197	7,14	0,2444	0,2889	0,0444	18,64	56,91	8,75	75,55	9,89	539,43	70,64
0,667				0,1555	0,2444	0,0889	12,63	48,14	17,51	60,77	-4,98	433,93	-34,86
0,849				-0,075	0,0377	0,1127	-5,72	7,43	22,20	1,71	-27,92	12,19	-199,36
1,000			7,17	-0,2667	0,0444	0,3111	-20,34	8,75	61,28	-11,59	-81,62	-83,13	-585,25
1,133			7,20	-0,1333	0,0133	0,1467	-10,17	2,62	28,90	-7,55	-39,06	-54,33	-281,27
1,200				-0,0667	0,0667	0,1333	-5,09	13,14	26,26	8,05	-31,35	57,98	-225,69
1,333				0,0667	0,2	0,1333	5,09	39,40	26,26	44,49	-21,17	320,29	-152,44
1,5				0,0667	0,2	0,1333	5,09	39,40	26,26	44,49	-21,17	320,29	-152,44

7.5. Визначення поперечних сил

Ординати епюр поперечних сил головної балки визначаються за формулами:

$$V_{Ed, \max} = \gamma \cdot G_d + \delta_1 \cdot Q_d$$

$$V_{Ed, \min} = \gamma \cdot G_d - \delta_2 \cdot Q_d$$

де γ , δ_1 , δ_2 - табличні коефіцієнти, які приймаються в залежності від розрахункової схеми та розташування перерізу. Розрахунок зведено до табл. 16.

Таблиця 16

Ординати поперечних сил

Проліт	Ділянка балки	Навантаження		Коефіцієнти			$G_d \cdot \gamma$	$Q_d \cdot \delta_1$	$Q_d \cdot \delta_2$	Поперечна сила кН	
		G_d кН	Q_d кН	γ	δ_1	δ_2				$V_{Ed, \max}$	$V_{Ed, \min}$
1	I	76,3	197	0,7333	0,8667	0,1332	55,93	170,73	26,24	226,66	29,69
	II			-0,2667	0,279	0,5457	-20,34	54,96	107,50	34,62	-127,84
	III			-1,2667	0,0444	1,3111	-96,61	8,75	258,28	-87,86	-354,88
2	IV	76,3	197	1	1,222	0,2222	76,27	240,72	43,77	316,99	32,49
	V			0	0,5333	0,5333	0,00	105,06	105,06	105,06	-105,06

Площа робочої арматури на опорі B визначається за величиною моменту, який діє в площині грані опори $M'_{Ed B}$:

$$M'_{Ed B} = M_{Ed B} - V_{Ed} \cdot \frac{h_c}{2},$$

де $M_{Ed B} = 585,25$ кН·м - осьовий момент на опорі B ;

$V_{Ed} = 316,99$ кН - поперечна сила на опорі B , з правого боку; $h_c = 0,4$ м - розмір поперечного перерізу колони, приймається попередньо.

Таким чином,

$$M'_{Ed B} = M_{Ed B} - V_{Ed B} \cdot \frac{h_c}{2} = 585,2 - 316,99 \cdot \frac{0,4}{2} = 521,85 \text{ кНм}$$

Якщо головна балка має чотири прольоти, аналогічно визначається момент (табл. 14, додаток Б), який діє в площині грані опори C , тобто

$$M'_{Ed C} = M_{Ed C} - V_{Ed C} \cdot \frac{h_c}{2}$$

Поперечний переріз головної балки - тавр.

7.6. Визначення розмірів поперечного перерізу головної балки

Робоча висота балки визначається за формулою

$$d_1 = \sqrt{\frac{M}{\alpha_m \cdot f_{cd} \cdot b_w}}$$

$M = M'_{EdB} = 521,85 \text{ кНм}$ - момент, який діє в площині грані опори В.

З урахуванням досвіду проектування геометричні параметри перерізу будуть оптимальними при $\xi = x/d = 0,35$. Використовуючи таблицю коефіцієнтів (табл. 8, додаток Б) значенню $\xi = 0,35$ відповідає $\alpha_m = 0,241$.

Тоді

$$d_1 = \sqrt{\frac{M}{\alpha_m \cdot f_{cd} \cdot b_w}} = \sqrt{\frac{521,85 \cdot 100 \cdot 10}{0,241 \cdot 11,5 \cdot 30}} = 79,2 \text{ см.}$$

Повна висота балки $h_1 = d_1 + a = 79,2 + 6 = 85,2 \text{ см}$

де $a = 6 \text{ см}$ - відстань від нижньої грані перерізу до центру ваги робочої арматури.

Приймаємо розміри балки $h_1 \times b_1 = 90 \times 30 \text{ см}$.

Уточнюємо робочу висоту:

- у прольоті $d_{11} = h_1 - a = 90 - 6 = 84 \text{ см}$;
- на опорі $d_{12} = h_1 - d' = 90 - 10 = 80 \text{ см}$,
- де $d' = 10 \text{ см}$ - відстань від верхньої грані перерізу до центру ваги верхньої робочої арматури.

Розрахункова ширина полиці не може перевищувати значення b_{eff} , яке визначається в залежності від умовного прольоту l_0 (рис. 24) за формулою:

$$b_{eff} = b_2 + 2 \cdot b_{eff1} \leq \frac{1}{3} l_2.$$

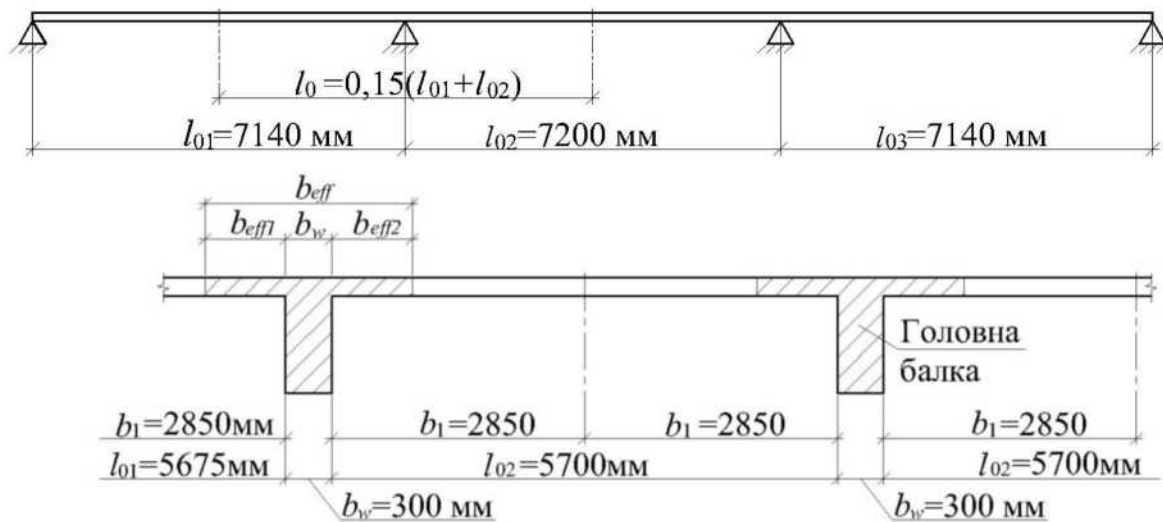


Рис. 24. До визначення умовного прольоту головної балки l_0 і ширини полиці

Визначимо умовний проліт головної балки

$$l_0 = 0,15 \cdot (l_{11} + l_{12}) = 0,15 \cdot (714 + 720) = 219,15 \text{ см}$$

Враховуючи незначну відмінність розмірів зв'язів, приймаємо $b_{eff1} = b_{eff2}$,

таким чином

$$b_{eff1} = 0,2 \cdot b + 0,1 \cdot l_0 \leq 0,2 \cdot l_0$$

де $b = 0,5 \cdot l_{d1} = 0,5 \cdot 570 = 285 \text{ см}$;

$$b_{eff1} = 0,2 \cdot b + 0,1 \cdot l_0 = 0,2 \cdot 285 + 0,1 \cdot 219,15 = 789,15 \text{ см} \leq 0,2 \cdot l_0 = 0,2 \cdot 219,15 = 43,83 \text{ см}.$$

Умова не виконується. Приймаємо $b_{eff1} = 43,83 \text{ см}$.

Ширина полиці

$$b_{eff} = b_1 + 2 \cdot b_{eff1} = 30 + 2 \cdot 43,83 = 117,66 \text{ см} < \frac{1}{3} \cdot 720 = 240 \text{ см}$$

Приймаємо $b_{eff} = 120 \text{ см}$.

Розраховуючи поздовжню арматуру на опорах і в прольотах на дію від'ємних моментів, приймаємо ширину перерізу рівною ширині ребра балки, тобто $b_2 = 30 \text{ см}$.

7.7. Визначення розрахункової форми поперечного перерізу балки

Обчислюємо величину моменту, який сприймається полицею:

$$M_f = b_{eff} h'_f f_{cd} \cdot \left(d_{11} - 0,5 \cdot h'_f \right) = 120 \cdot 8 \cdot \frac{11,5}{10} \cdot \left(84 - \frac{8}{2} \right) = 883,2 \text{ кНм}$$

Якщо $M_{Ed} = 539,43 \text{ кНм} < M_f = 883,2 \text{ кНм}$, то нейтральна вісь буде

знаходиться в межах полиці і переріз розраховується як прямокутний з розмірами $b_{eff} \times h_1 = 120 \times 90$ см.

7.8. Визначення робочої арматури головної балки

Армування головної балки передбачається в'язаними каркасами. Арматурні стержні в прольотах і на опорах (рис. 25) приймаємо одного діаметра. Розрахунок зводимо до табл. 17.

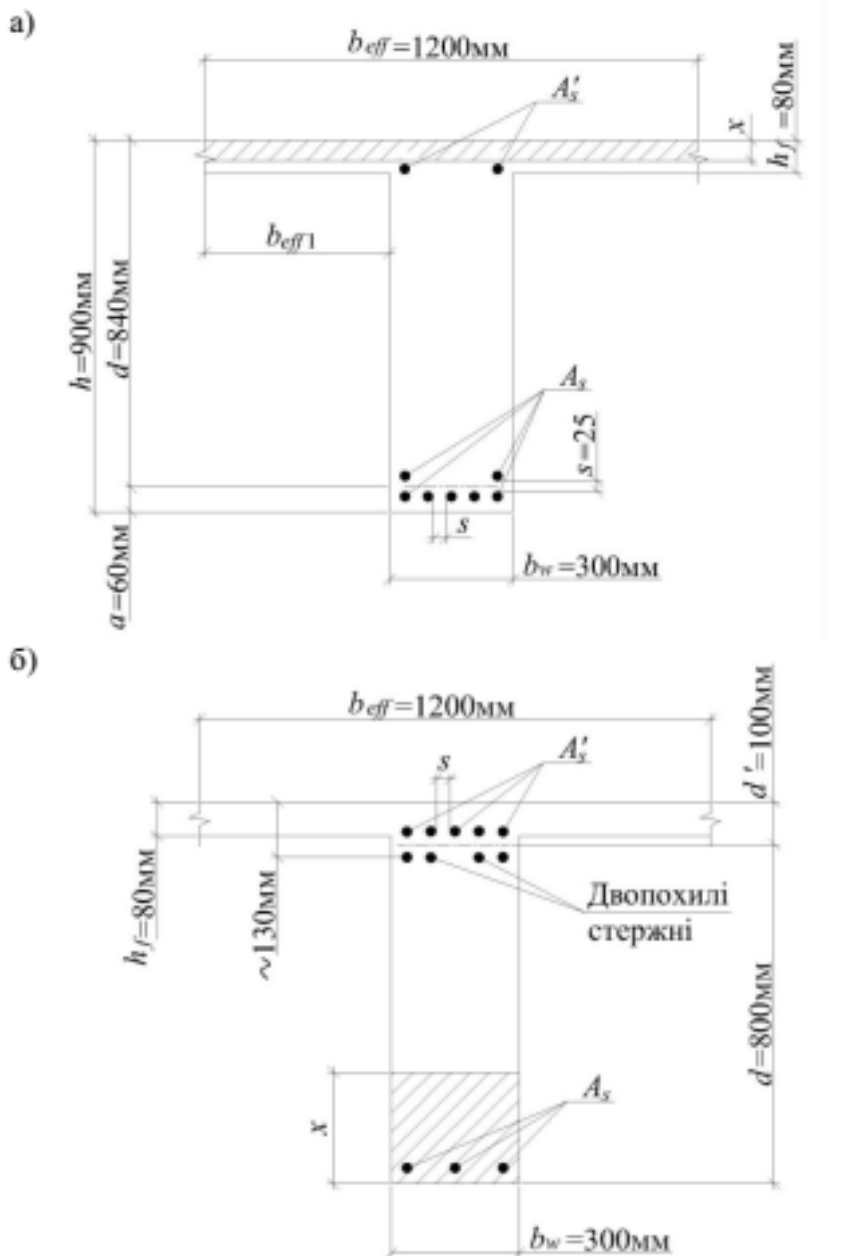


Рис. 25. Розрахункові перерізи головної балки (перший проліт): а) у прольоті; б) на опорі

Таблиця 17

Розрахунок робочої арматури головної балки

Елемент балки	M_{Ed} , кНм	b	Робоча висота перерізу, см d	$\alpha_m = \frac{M}{bd^2 f_{cd}}$	ζ	Необхідна площа арматури $A_s = \frac{M}{f_{yd} d \zeta}$	Прийнята арматура	
							кількість стержнів	A_s , мм ²
Пр 1	539,43	$b_{eff}=120$	$d_{11}=84$	$\frac{539,43 \cdot 100 \cdot 10}{120 \cdot 84^2 \cdot 11,5} = 0,055$	0,971	$\frac{539,43 \cdot 100 \cdot 10}{365 \cdot 84 \cdot 0,971} = 18,12$	7Ø20A400C	21,99
Пр 2	320,29	$b_{eff}=120$	$d_{11}=84$	$\frac{320,29 \cdot 100 \cdot 10}{120 \cdot 84^2 \cdot 11,5} = 0,032$	0,983	$\frac{320,29 \cdot 100 \cdot 10}{365 \cdot 84 \cdot 0,983} = 10,58$	4Ø20A400C	12,56
	152,43	$b_1=30$	$d_{12}=80$	$\frac{152,43 \cdot 100 \cdot 10}{30 \cdot 84^2 \cdot 11,5} = 0,069$	0,964	$\frac{152,43 \cdot 100 \cdot 10}{365 \cdot 80 \cdot 0,964} = 5,42$	2Ø20A40C	6,28
Оп В	521,85	$b_1=30$	$d_{12}=80$	$\frac{521,85 \cdot 100 \cdot 10}{30 \cdot 84^2 \cdot 11,5} = 0,236$	0,863	$\frac{521,85 \cdot 100 \cdot 10}{365 \cdot 80 \cdot 0,863} = 20,7$	7Ø20A400C	21,99

Елемент балки	b	Робоча висота перерізу, см d	Робоча арматура		$\xi = \frac{A_s}{0,8 \cdot b \cdot d} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$	ζ	Розрахункова несуча здатність $M_u = A_s d \zeta f_{yd}$, кНмм	M_{Ed} кНсм
			Кількість арматури	A_s , мм ²				
Пр 1	$b_{eff} = 120$	$d_{11} = 84$	7Ø20A400 С	21,9 9	$\frac{21,99}{0,8 \cdot 120 \cdot 84} \cdot \frac{365}{11,5} = 0,0865$	0,965	$21,99 \cdot 84 \cdot 0,965 \cdot \frac{365}{10} = 65087$	53943
Пр 2	$b_{eff} = 120$	$d_{11} = 84$	4Ø20A400 С	12,5 6	$\frac{12,56}{0,8 \cdot 120 \cdot 84} \cdot \frac{365}{11,5} = 0,0494$	0,980	$12,56 \cdot 84 \cdot 0,980 \cdot \frac{365}{10} = 37738$	32029
	$b_1 = 30$	$d_{12} = 80$	2Ø20A40C	6,28	$\frac{6,28}{0,8 \cdot 30 \cdot 80} \cdot \frac{365}{11,5} = 0,1038$	0,958	$6,28 \cdot 80 \cdot 0,958 \cdot \frac{365}{10} = 17576$	15243
Оп В	$b_1 = 30$	$d_{12} = 80$	7Ø20A400 С	21,9 9	$\frac{21,99}{0,8 \cdot 30 \cdot 80} \cdot \frac{365}{11,5} = 0,364$	0,854	$21,29 \cdot 80 \cdot 0,854 \cdot \frac{365}{10} = 17576$	52185

$$\zeta = 1 - 0,4\xi$$

7.9. Розрахунок міцності похилих перерізів

У випадку армування балки в'язаними каркасами міцність похилого перерізу забезпечується сумісною роботою вертикальної і похилої поперечної арматури з кутом нахилу $45^\circ < \alpha < 60^\circ$ (рис. 26).

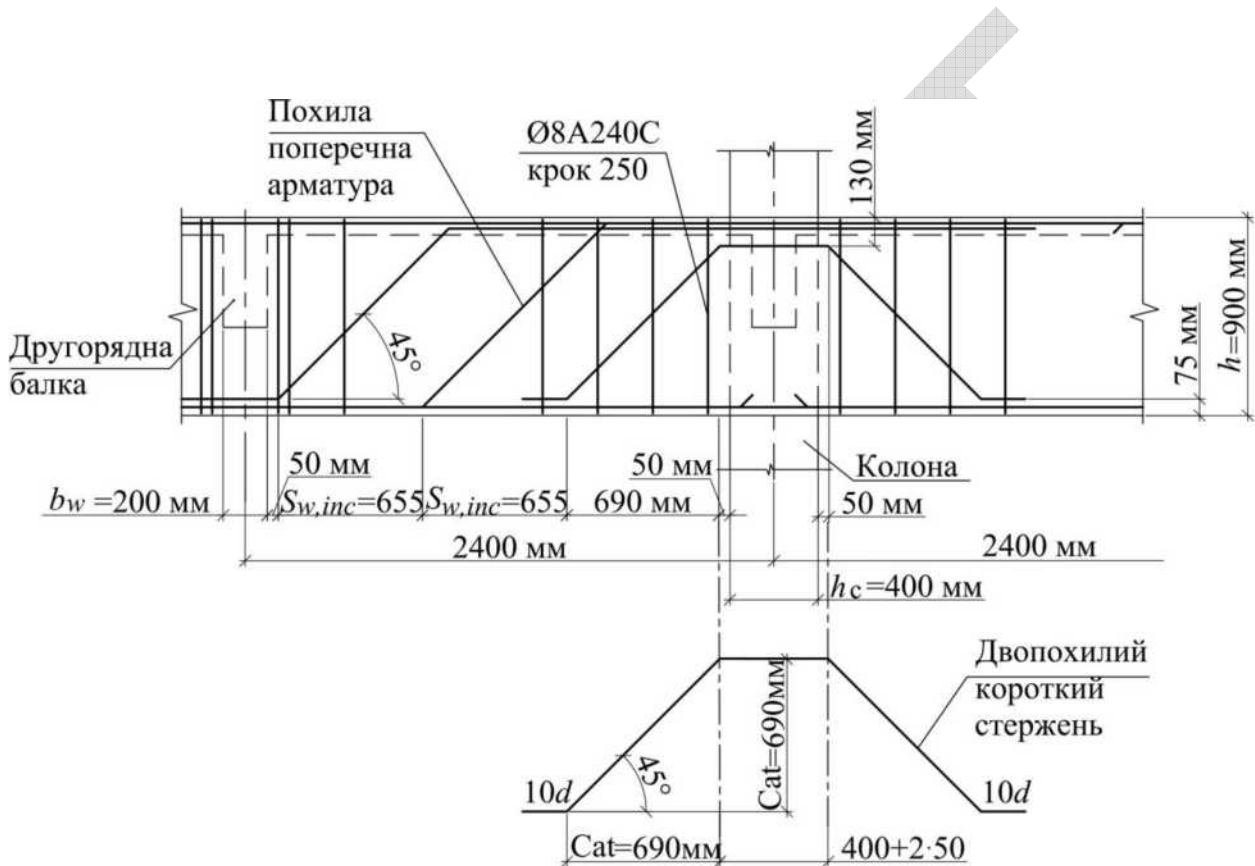


Рис. 26. Схема армування балки похилою та вертикальною поперечною арматурою

За рекомендацією норм проектування 50-60% розрахункової поперечної сили передається на поперечну, вертикальну, арматуру, а інша частина - на відігнуту поперечну арматуру.

$$\text{Тобто, } V_{Ed} = V_{Rd,s} + V_{Rd,inc}$$

Де V_{Ed} - розрахункова величина поперечної сили, яка діє на ділянці між опорою і зосередженою силою по довжині балки.

$V_{Rd,s} \geq 0,5V_{Ed}$ - частина поперечної сили в перерізі, яку сприймає тільки вертикальна поперечна арматура.

$V_{Rd,inc}$ - частина поперечної сили в перерізі, яку сприймає поперечна похила (відігнута) арматура.

Необхідна площа поперечної вертикальної арматури визначається з урахуванням попередньо призначеного кроку S_w за рекомендаціями:

1. $S_w = \frac{1}{3}d_{12}$,
2. $S_w < 500$ мм,
3. $S_w \leq S_{w,max} = 0,75d_{12}$,

де d_{12} - робоча висота перерізу головної балки на опорі.

Рекомендовані кроки поперечної вертикальної арматури: 100 мм; 125 мм; 150 мм; 250 мм.

На приопорних ділянках крок поперечної арматури

$$S_w = \frac{1}{3}d_{12} = \frac{1}{3} \cdot 80 = 26,66 \text{ см.}$$

Приймаємо $S_w = 25$ см.

На середніх ділянках балки

$$S_{w2} = \frac{3}{4}d_{12} = \frac{3}{4} \cdot 80 = 60 \text{ см.}$$

Приймаємо $S_{w2} = 50$ см.

В головній балці на ділянках між опорою та найближчою другорядною балкою діє постійна поперечна сила. На цих ділянках поперечну вертикальну і похилу арматуру встановлюють відповідно з однаковим постійним кроком (рис. 26).

Крок відігнутих стержнів

$$S_{w,inc} = \frac{l_6 - \left(2 \cdot 5 + \frac{b_{w2}}{2} + \frac{h_c}{2} + Cat \right)}{2}$$

де $l_6 = 240$ см - проліт середньої плити, $b_{w2} = 20$ см - ширина другорядної балки, $h_c = 40$ см - розмір перерізу колони (попередньо),

$$Cat = h_1 - \left(a + \frac{s_1}{2} + \frac{d_s}{2} \right) - 13 = 90 - \left(6 + \frac{2,5}{2} + \frac{2}{2} \right) - 13 = 68,75 \text{ см}$$

приймаємо $Cat = 69$ см - це катет трикутників двопохилого стержня, який визначається за висотою балки, зменшеної на відстані від нижньої і верхньої граней до центру ваги перерізу двопохилого стержня (рис. 25).

З урахуванням визначених параметрів крок відігнутих стержнів дорівнює

$$S_{w,inc} = \frac{l_6 - \left(2 \cdot 5 + \frac{b_w}{2} + \frac{h_c}{2} + Cat \right)}{2} = \frac{200 - \left(2 \cdot 5 + \frac{20}{2} + \frac{40}{2} + 69 \right)}{2} = 65,5 \text{ см}$$

Приймаємо $S_{w,inc} = 65,5$ см.

З урахуванням рекомендацій визначаємо величину поперечної сили, яка передається на поперечну вертикальну арматуру:

$$V_{Ed,S} = 0,5 \cdot V_{Ed} = 0,5 \cdot 354,88 = 177,44 \text{ кН.}$$

Приймаємо $V_{Ed,S} = 180$ кН.

Визначаємо площу вертикальної поперечної арматури з прийнятим кроком $S_w = 25$ см:

$$A_{sw} = \frac{V_{Ed,S} \cdot S_w}{0,8 \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta}$$

де $z = 0,9 \cdot d_{11} = 0,9 \cdot 84 = 75,6$ см - умовне плече внутрішньої пари сил, 0,8 - передбачений нормами знижуючий коефіцієнт розрахункового опору арматури.

Отже, площа вертикальної поперечної арматури

$$A_{sw} = \frac{V_{Ed,S} \cdot S_w}{0,8 \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta} = \frac{180 \cdot 25 \cdot 10}{0,8 \cdot 75,8 \cdot 180 \cdot 2,5} = 1,75 \text{ см}^2$$

Приймаємо 4Ø8A240C з кроком 250 мм. $A_{sw} = 2,01 \text{ см}^2$.

Обчислена площа поперечної вертикальної арматури повинна бути не менше $A_{sw, \min}$

$$A_{sw, \min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} S_w b_1 = \frac{0,08 \cdot \sqrt{15}}{240} \cdot 25 \cdot 30 = 0,968 \text{ см}^2$$

$$A_{sw, \min} = 0,968 \text{ см}^2 < A_{sw} = 2,01 \text{ см}^2. \text{ Умова виконується.}$$

Опір зрізу прийнятої вертикальної арматури в одній площині визначається за формулою:

$$V_{Rd,S} = \frac{0,8 \cdot A_{sw} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta}{S_w} =$$

$$= \frac{0,8 \cdot 2,01 \cdot 75,6 \cdot 170 \cdot 2,5 \cdot 0,1}{25} = 206,66 \text{ кН} > 0,5V_{Ed,S} = 180 \text{ кН}.$$

Визначаємо величину поперечної сили, яка сприймається похилою поперечною арматурою на відповідних ділянках головної балки і площу похилих стержнів. Результати розрахунку зводимо до табл. 18.

Визначаємо опір зрізу вертикальної поперечної арматури в середніх ділянках балки.

Більша величина поперечної сили в середніх ділянках складає $V_{Ed} = V_{Ed,S} = 127,84 \text{ кН}$.

Попередньо призначаємо крок поперечної вертикальної арматури $S_{w2} = 50 \text{ см}$.

Площа поперечної арматури 4Ø8A240C становить $A_{sw} = 2,01 \text{ см}^2$.

Опір зрізу зазначеної арматури визначається за формулою:

$$V_{Rd,S2} = \frac{0,8 \cdot A_{sw} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta}{S_{w2}} =$$

$$= \frac{0,8 \cdot 2,01 \cdot 75,6 \cdot 170 \cdot 2,5 \cdot 0,1}{50} = 103,33 \text{ кН}.$$

Як бачимо, при $V_{Rd,S2} = 103,33 \text{ кН} < V_{Ed} = 127,84 \text{ кН}$ міцність похилих перерізів середніх ділянок балки не забезпечена. Зменшуємо крок поперечної арматури $S_{w2} = 40 \text{ см}$. І знову визначаємо опір зрізу поперечної арматури:

$$V_{Rd,S2} = \frac{0,8 \cdot A_{sw} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta}{S_{w2}} = \frac{0,8 \cdot 2,01 \cdot 75,6 \cdot 170 \cdot 2,5 \cdot 0,1}{40} = 129,62 \text{ кН}.$$

Таким чином $V_{Rd,S2} = 129,62 \text{ кН} > V_{Ed} = 127,84 \text{ кН}$, умова виконується і середніх ділянках балки приймаємо чотиризрізні поперечні вертикальні стержні 4Ø8A240C з кроком $S_{w2} = 40 \text{ см}$. Значення $V_{Rd,S2} = 129,62 \text{ кН}$ заносимо в табл. 18.

Визначення площі відігнутих стержнів

Ділянка балки	V_{Ed} , кН	$V_{Rd,S}$, кН	$V_{Ed,inc} =$ $= V_{Ed} - V_{Rd,S}$ кН,	Розрахункова площа	Прийнята арматура	
				$A_{s,inc} = \frac{V_{Ed,inc} \cdot S_{w,inc} \cdot 0,1}{0,8 \cdot z \cdot f_{ywd} (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha}$ см ²	Кількість стержнів	$A_{s,inc}$ см ²
I	226,66	206,66	20	$\frac{20 \cdot 65,5 \cdot 10}{0,8 \cdot 75,6 \cdot 285 \cdot (2,5 + 1) \cdot 0,707} = 0,307$	1 Ø 20 А400С	3,14
II	127,84	129,16	-	Міцність забезпечена хомутами	-	-
III	354,88	206,66	148,22	$\frac{148,22 \cdot 65,5 \cdot 10}{0,8 \cdot 75,6 \cdot 285 \cdot (2,5 + 1) \cdot 0,707} = 2,276$	1 Ø 20 А400С	3,14
IV	316,99	206,66	110,33	$\frac{110,33 \cdot 65,5 \cdot 10}{0,8 \cdot 75,6 \cdot 285 \cdot (2,5 + 1) \cdot 0,707} = 1,694$	1 Ø 20 А400С	3,14
V	105,06	129,16	-	Міцність забезпечена хомутами	-	-

7.10. Розрахунок на відрив

У місцях з'єднання другорядної балки з головною виникає необхідність постановки додаткової поперечної арматури (рис. 27) з метою запобігання відриву розтягнутої зони головної балки.

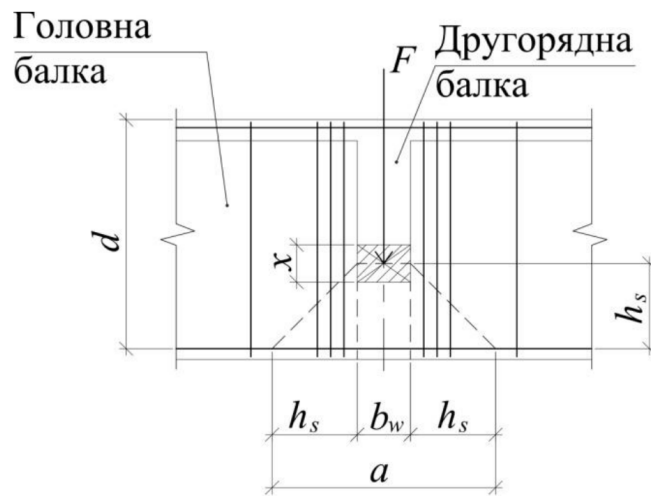


Рис. 27. До розрахунку головної балки на відрив

Площу поперечної арматури по довжині ділянки відриву визначаємо за формулою

$$A_{sw} = \frac{V_{Ed} \cdot \left(1 - \frac{h_s}{d_{11}}\right)}{f_{ywd}},$$

де $h_s = d_{11} - \left(h_2 - \frac{x}{2}\right) = 84 - \left(50 - \frac{13,95}{2}\right) = 40,975$ см - відстань від центру ваги робочої арматури до точки прикладання рівнодіючої зусилля стиснутої зони перерізу другорядної балки $-\frac{x}{2}$, де $x = \xi \cdot d_{23} = 0,31 \cdot 45 = 13,95$ см.

Відносна висота стиснутої зони ξ визначається за величиною α_m (табл. 8, додаток Б). Відповідно коефіцієнт $\alpha_m = 0,216$ приведений в табл. 11 1 для опори В.

Довжина зони відриву $a = 2h_s + b_2 = 2 \cdot 40,975 + 20 = 101,05$ см.

Опорна реакція другорядної балки

$$V_{Ed} = V_{Ed}^l + V_{Ed}^{np} = 148,46 + 124,26 = 272,7 \text{ кН}.$$

Визначаємо площу поперечної арматури на довжині ділянки відриву a :

$$A_{sw} = \frac{V_{Ed} \cdot \left(1 - \frac{h_s}{d_{11}}\right)}{f_{ywd}} = \frac{10 \cdot 272,2 \cdot \left(1 - \frac{40,975}{84}\right)}{170} = 8,21 \text{ см}^2$$

Кількість поперечних стержнів приймаємо парною з діаметром $d_s \geq 10$ мм і встановлюємо в межах ділянок a - ліворуч та праворуч від граней другорядної балки. Приймаємо 8 Ø 12A240C $A_{sw} = 9,05 \text{ см}^2$ по 4 Ø 12A240C з кроком 50 мм, тобто по два двохгілчастих хомути з кожної грані.

7.11. Принцип побудови епюри матеріалів

Міцність балки на дію згинального моменту буде забезпечена, якщо виконується умова

$$M_{Ed} \leq M_u.$$

Балку армуємо поздовжньою робочою арматурою з урахуванням зміни згинального моменту. У прольотах балки арматура визначається за максимальним моментом. У напрямі до опори згинальні моменти прольоту зменшуються, отже, доцільно частину стержнів відігнути та перевести у верхню частину перерізу для забезпечення міцності на дію згинального моменту.

За результатами розрахунків будуюмо епюру згинальних моментів M_{Ed} та M_u , які сприймає арматура.

7.12. Визначення розрахункової довжини анкерування робочих стержнів, що обриваються, l_{bd}

Робочі поздовжні стержні, що обриваються, необхідно заводити за місце їх теоретичного обриву на величину l_{bd} . Довжина анкерування залежить від класу арматури і величини напружень зчеплення арматури з бетоном.

Визначимо розрахунковий опір бетону розтягу

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_{ct}} = \frac{1,3}{1,5} = 0,87 \text{ МПа}.$$

Гранична величина напружень зчеплення арматури з бетоном:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot z_1 \cdot z_2 \cdot f_{ctd},$$

де $z_1 = 1,0$ - коефіцієнт при якісному бетонуванні елемента;

$z_2 = 1,0$ - коефіцієнт при діаметрі арматури, 12...32 мм.

Таким чином

$$f_{bd} = 2,25 \cdot z_1 \cdot z_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,87 = 1,9575 \text{ МПа}.$$

В нашому випадку армування головної балки поперечна вертикальна арматура не приварена до поздовжньої робочої. Через це базова величина анкерування буде співпадати з розрахунковою.

Отже розрахункова довжина анкерування:

$$l_{bd} = l_{b,rqd} = \frac{d_s \cdot \sigma_{sd}}{4 \cdot f_{bd}},$$

де $d_s = 20$ мм - діаметр робочої арматури;

$\sigma_{sd} = f_{yd} = 365$ МПа -напруження в стержні в місці теоретичного обриву.

Таким чином

$$l_{bd} = l_{b,rqd} = \frac{d_s \cdot \sigma_{sd}}{4 \cdot f_{bd}} = \frac{2 \cdot 365}{4 \cdot 1,575} = 115,87 \text{ см.}$$

Приймаємо 1150 мм.

Крім того, повинна виконуватись умова:

$$l_{bd} = 115 \text{ см} \geq l_{bd,\min} = (0,3l_{b,rqd}, 10d_s, 100 \text{ мм})$$

Умова виконується.

ВКАЗІВКИ ДО КОНСТРУЮВАННЯ ГОЛОВНОЇ БАЛКИ

Армуючи головну балку в'язаними каркасами з поздовжньою робочою арматурою, прямолінійні та відігнуті стержні приймають діаметром не менше 12 мм, монтажні (конструктивні) - діаметром 12 мм.

У разі використання арматури класу А240С кінці стержнів повинні закінчуватися крюками.

Поздовжні робочі стержні розміщуються по ширині ребра балки рівномірно, а їх кількість в одному ряду залежить від діаметра та ширини перерізу.

По висоті перерізу стержні можуть бути розташовані в прольоті не більше ніж у три ряди, при цьому в третьому ряду повинно бути не менше двох стержнів. Над опорами розташування стержнів передбачається у два ряди, а в третьому ряду можуть розташовуватися тільки короткі стержні з двома відгинами за умови, що другий ряд заповнений прямолінійними та відігнутими стержнями.

З метою економії арматури, у відповідності до обвідної епюри моментів, частина поздовжньої робочої арматури (але не більше 50 % від загальної кількості в прольоті) відгинається на опору. Зазначену арматуру обривають у суміжних прольотах, місця обриву визначають за нормативними вимогами.

За умови анкерування стержнів не менше 50 % прольотної арматури і не менше двох стержнів - у випадку двогілчастих хомутів повинно бути заведено за грані опори.

Для балки висотою 800 мм і більше, по боковим граням, на рівні половини висоти перерізу, встановлюють поздовжні конструктивні стержні діаметром 12 мм із арматури класу А240С. Ці стержні з'єднуються шпильками діаметром 6...8 мм із арматури класу А240С з кроком 600 мм по довжині балки.

Діаметр хомутів в'язаних каркасів приймається при висоті балки $h < 800$ мм не менше 6 мм, а при $h > 800$ мм - 8 мм і повинен бути не менше 1/4 діаметра поздовжніх робочих стержнів. У місцях перегину і загину кінців хомутів

передбачаються поздовжні стержні.

При використанні двогілочастих хомутів допускається встановлювати в один ряд не більше п'яти поздовжніх стержнів, в залежності від ширини ребра балки.

При ширині ребра балки 350 мм і більше приймають чотиригілочасті хомути.

У прольотах і при дії короткочасного навантаження до 3 кН/м^2 хомути приймають відкритими, за наявності розрахункової арматури в стиснутій зоні і короткочасного навантаження більше 3 кН/м^2 - замкнутими.

У разі обпирання балок на цегляні стіни перший хомут встановлюється в торці балки з урахуванням захисного шару, на середніх опорах (залізобетонних) - по грані колони.

Приопорні ділянки головних балок армують відігнутими стержнями.

Кут нахилу відгинів до поздовжньої осі балки приймають: для її висоти до 800 мм - 45° , а більше - 60° .

Відігнуті стержні влаштовують із числа нижньої прольотної арматури.

Для балки шириною 300...400 мм в першій від опори площині відгинають два відгини, а в наступних площинах - по одному. Якщо ширина балки понад 400 мм, у всіх площинах повинно бути не менше двох відгинів.

Якщо кількість відігнутих стержнів на середніх опорах не забезпечує формування достатньої кількості площин відгинів, то в першій площині від опори передбачається постановка коротких стержнів з двома відгинами та горизонтальною ділянкою. Діаметр зазначених стержнів приймають не менше діаметра стержнів з прольотів.

Відігнуті стержні встановлюють симетрично до вертикальної осі перерізу балки. Початок першої площини відгинів від грані опори приймають 50 мм і ці стержні не враховуються до складу надопорної поздовжньої арматури.

Відігнуті стержні враховують як надопорну арматуру, якщо початок відгину від грані опори дорівнює $0,5 d_s$ і більше.

Відігнуті стержні на крайній опорі (стіні) заводять за грань опори на величину не менше l_{bd} . На середніх опорах зазначені стержні заводять у суміжні прольоти і обривають відповідно розрахунку за величиною опорного згинального моменту.

Верхні кінці відігнутих стержнів, які не переведені через опору, мають довжину l_{bd} .

Передбачають розрахунок підвісок (діаметр яких повинен бути не менше 10 мм) на відрив у місцях з'єднання другорядних балок з головними.

Загальний вигляд армування головної балки наведений на рис. 28.

Відстань між поздовжніми стержнями в чистоті:

$$s = 25 \text{ мм при } d_s < 25 \text{ мм}$$

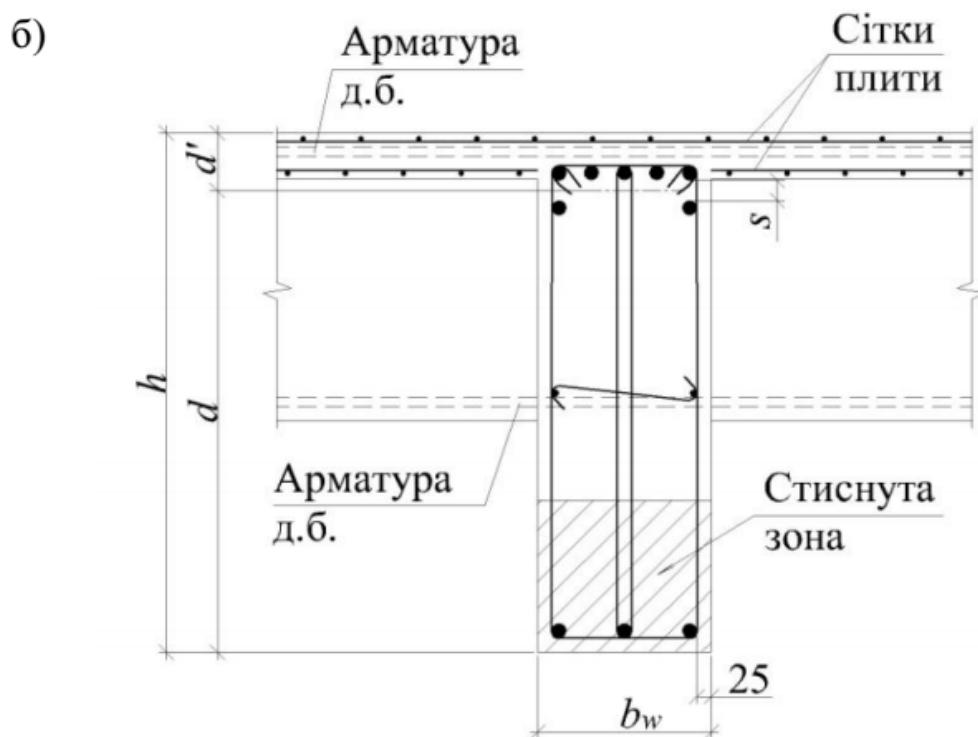
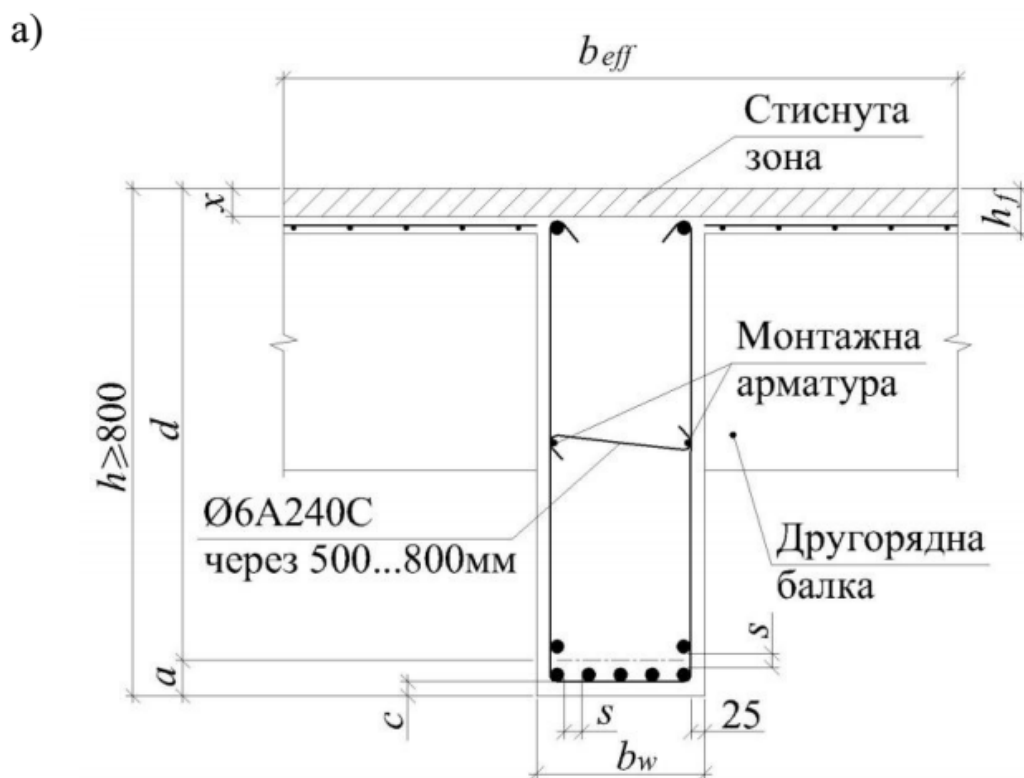
$$s = d_s \text{ при } d_s > 25 \text{ мм.}$$

Захисний шар:

$$c = 20 \text{ мм при } d_s = 10...20 \text{ мм}$$

$$c = 25 \text{ мм при } d_s = 22...28 \text{ мм}$$

$$c = 30 \text{ мм при } d_s > 30 \text{ мм.}$$



a - відстань від крайніх розтягнутих волокон до ц.в. арматури по нижній грані;
 d' - відстань від крайніх розтягнутих волокон до ц.в. арматури на опорі по верхній грані. Визначається з урахуванням наявності арматури плити і другорядної балки.

Додаток І
Довідкові дані до розрахунків

Таблиця 1

Характеристики міцності і деформативності бетону

Характеристика	Клас міцності бетону										
	C10	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60
$f_{ck,cube}$, МПа	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
$f_{cm,cube}$, МПа	13	19	25	32	38	45	51	58	64	71	77
$f_{ck,prism}$, МПа	7,5	11	15	18,5	22	22,5	29	32	36	39,5	43
f_{cd} , МПа	6,0	8,5	11,5	14,5	17	19,5	22	25	27,5	30	33
f_{ctm} , МПа	1,2	1,6	1,9	2,2	2,6	2,8	3,0	3,2	3,5	3,8	4,1
$f_{ctk,0,05}$, МПа	0,8	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,1	2,2	2,5	2,7	3,0
$E_{cm} \cdot 10^3$, МПа	18	23	27	30	32,5	34,5	36	37,5	39	39,5	40
$E_{cd} \cdot 10^3$, МПа	12,6	16,3	20	23	25	27	28,5	30,5	32	33	34
$\varepsilon_{cl,ck}$, (‰)	1,57	1,61	1,66	1,71	1,76	1,81	1,86	1,90	1,94	1,98	2,02
$\varepsilon_{cl,cd}$, ‰	1,56	1,58	1,62	1,65	1,69	1,72	1,76	1,80	1,84	1,87	1,91
$\varepsilon_{cul,ck}$, ‰	4,5	4,4	4,15	3,85	3,55	3,25	3,00	2,83	2,63	2,50	2,4
$\varepsilon_{cul,cd}$, ‰	3,75	3,70	3,59	3,44	3,28	3,10	2,93	2,72	2,57	2,43	2,29
$\varepsilon_{cu3,cd}$, ‰	3,38	3,33	3,23	3,10	3,00	2,8	2,64	2,45	2,31	2,19	2,06

Міцність бетону на зсув

Клас міцності бетону	C15	C20	C25	C30	C35	C45	C50	C55	C60
$C_{Rd,c}$, МПа	0,18	0,22	0,26	0,30	0,34	0,37	0,41	0,44	0,48

Таблиця 3

Характеристичні (нормативні) та розрахункові значення опору та деформативних характеристик гарячекатаної арматури за ДСТУ 3760-06

Характеристики	Класи арматури			
	A240C	A400C	A500C	B 500
f_{yk} , МПа	240	400	500	500
f_{yd} , МПа	225	375(365)	435	435
f_{ywd} , МПа	170	285	300	500
E_s , МПа	$2,1 \times 10^5$	$2,1 \times 10^5$	$2,0 \times 10^5$	$1,9 \times 10^5$
ϵ_{s0}	0,00107	0,00174	0,0021	0,0023
ϵ_{ud}	0,025	0,025	0,02	0,02

Таблиця 4

Відношення f_{yd}/f_{cd}

Класи бетонів	Класи арматури			
	A240C	A400C	A500C	Bp-I
C15	26,47	42,94	51,18	42,35
C20	19,56	31,74	37,82	31,30
C25	15,52	25,17	30,0	24,83
C30	13,24	21,47	25,58	21,77
C35	11,54	18,72	22,31	18,46
C40	10,23	16,59	19,77	16,36
C45	9,00	14,60	17,40	14,40
C50	12,86	13,27	15,82	13,09
C60	6,82	11,06	13,18	10,91

Таблиця 5

Граничні значення відносної дійсної висоти стиснутої зони ξ_R

Бетон		Арматура			
Класи	$\varepsilon_{cu3,cd}$ %	A240C	A400C	A500C	A500
		$\varepsilon_{yk} = 1,07\%$	$\varepsilon_{yk} = 1,74\%$	$\varepsilon_{yk} = 2,1\%$	$\varepsilon_{yk} = 2,3\%$
C10	3,38	0,769	0,660	0,617	0,595
C15	3,33	0,758	0,657	0,613	0,591
C20	7,23	0,751	0,650	0,606	0,584
C25	3,10	0,743	0,640	0,596	0,574
C30	3,00	0,737	0,633	0,588	0,566

Таблиця 6

Коефіцієнти для розрахунку прямокутних перерізів

ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m
0,01	0,996	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	0,334
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
0,1	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	0,940	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	0,42	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
0,2	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	-	-	-

$$\alpha_m = 0,8\xi(1 - 0,4\xi); \quad \zeta = 1 - 0,4\xi.$$

Таблиця 6

Рекомендовані мінімальні коефіцієнти поперечного армування

Класи бетону за міцністю	Класи арматури		
	A240C	A400C	A500C
C15 ... C25	0,0016	0,0009	0,0007
C30 ... C45	0,0024	0,0013	0,0011
C50 ... C60	0,0030	0,0016	0,0013

Таблиця 7

Сортамент зварних сіток з поперечною робочою арматурою

Тип сітки	Площа арматури на п.м.		Теоретична вага, кг
	Поздовжня	Поперечна	
$\frac{3Bp-I-250}{4Bp-I-200}$	0,28	0,63	0,71
$\frac{3Bp-I-250}{4Bp-I-150}$	0,28	0,84	0,81
$\frac{3Bp-I-250}{4Bp-I-100}$	0,28	1,26	1,21
$\frac{3Bp-I-250}{5Bp-I-200}$	0,28	0,98	0,99
$\frac{3Bp-I-250}{5Bp-I-150}$	0,28	1,31	1,24
$\frac{3Bp-I-250}{5Bp-I-100}$	0,28	1,96	1,75
$\frac{4Bp-I-250}{6A400C-200}$	0,28	1,41	1,32
$\frac{4Bp-I-250}{6A400C-150}$	0,5	1,89	1,88
$\frac{4Bp-I-250}{6A400C-100}$	0,5	2,83	2,61
$\frac{4Bp-I-250}{8A400C-200}$	0,5	2,51	2,59
$\frac{4Bp-I-250}{8A400C-150}$	0,5	3,36	3,03
$\frac{4Bp-I-250}{8A400C-100}$	0,5	5,03	4,34

**Розрахункові площі поперечних перерізів та маса арматури,
(сортамент гарячекатаної стержневої арматури за ДСТУ 3760-98)**

Номинальний діаметр	Розрахункова площа поперечного перерізу, см ² при кількості стержнів									Теоретична маса, кг
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,7	1,98	2,28	2,55	0,222
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,48	0,302
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,52	3,02	3,52	4,02	4,53	0,395
9	0,636	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72	0,499
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,5	6,28	7,07	0,617
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,78	7,91	9,04	10,17	0,888
14	1,539	3,08	4,61	6,15	7,69	9,23	10,77	12,3	13,87	1,208
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,09	1,578
18	2,545	5,09	7,63	10,17	12,72	15,26	17,8	20,36	22,9	1,998
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,7	18,84	22	25,13	28,27	2,466
22	3,801	7,60	11,4	15,2	19	22,81	26,61	30,41	34,21	2,984
25	4,909	9,82	14,73	19,64	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	3,85
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,1	49,26	55,42	4,83
32	8,043	16,09	24,13	32,17	40,21	48,26	56,3	64,34	72,38	6,31
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,9	61,08	71,26	81,44	91,62	7,99
40	12,56	25,12	37,68	50,24	62,8	75,36	87,92	100,48	113,04	9,87

Значення коефіцієнтів $-\beta$

$\frac{V}{g}$	Номери точок										
	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
0,5	-0,0715	-0,01	+0,022	+0,024	-0,004	-0,0625	-0,003	+0,028	+0,028	-0,003	-0,0625
1,0	-0,0715	-0,02	+0,016	+0,009	-0,014	-0,0625	-0,013	+0,013	+0,013	-0,013	-0,0625
1,5	-0,0715	-0,026	-0,003	+0	-0,02	-0,0625	-0,019	+0,004	+0,004	-0,019	-0,0625
2,0	-0,0715	-0,03	-0,009	-0,006	-0,024	-0,0625	-0,023	-0,003	-0,003	-0,023	-0,0625
2,5	-0,0715	-0,033	-0,012	-0,009	-0,027	-0,0625	-0,025	-0,006	-0,006	-0,025	-0,0625
3,0	-0,0715	-0,035	-0,016	-0,014	-0,029	-0,0625	-0,028	-0,010	-0,010	-0,028	-0,0625
3,5	-0,0715	-0,037	-0,019	-0,017	-0,031	-0,0625	-0,029	-0,013	-0,013	-0,029	-0,0625
4,0	-0,0715	-0,038	-0,021	-0,018	-0,032	-0,0625	-0,030	-0,015	-0,015	-0,030	-0,0625
4,5	-0,0715	-0,039	-0,022	-0,02	-0,033	-0,0625	-0,032	-0,016	-0,016	-0,032	-0,0625
5,0	-0,0715	-0,04	-0,024	-0,021	-0,034	-0,0625	-0,033	-0,018	-0,018	-0,033	-0,0625

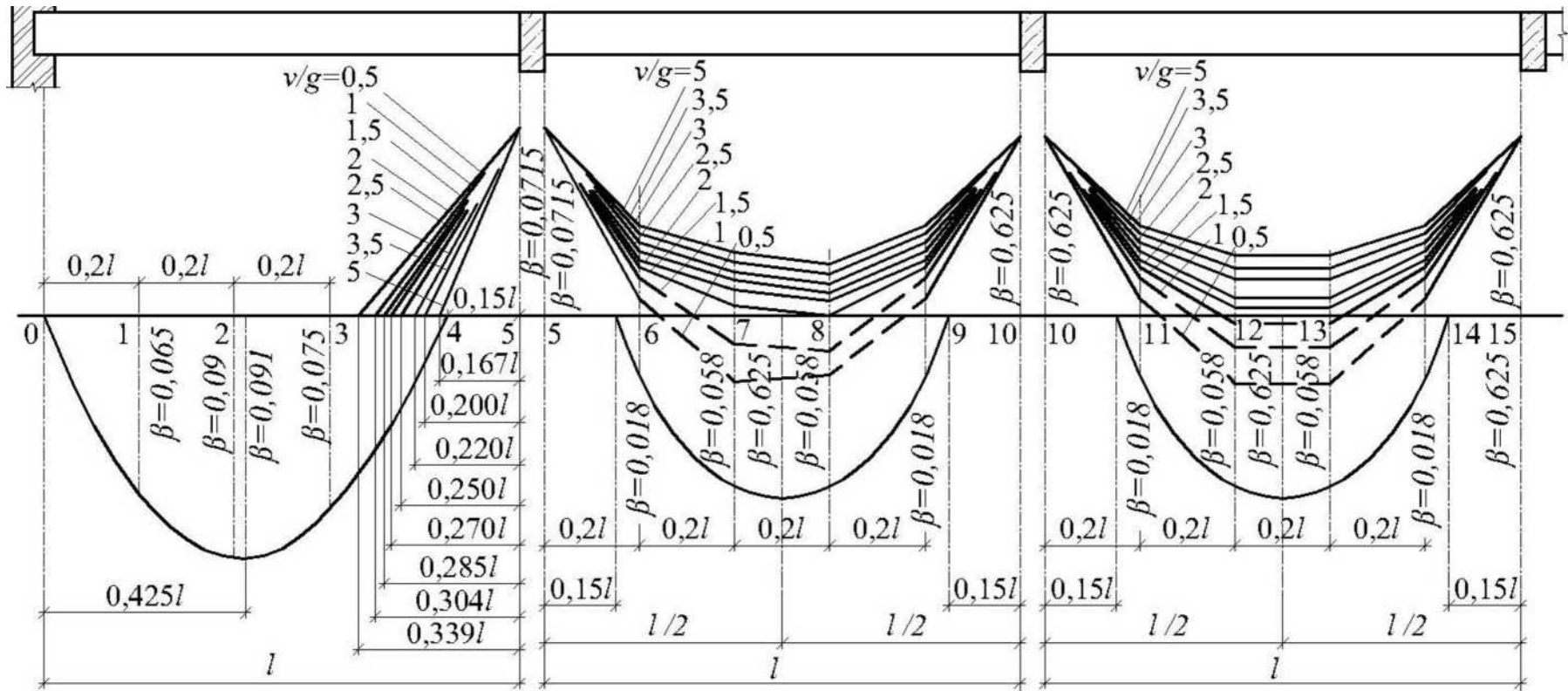


Рис. 31. Епюри розрахункових моментів для другорядних балок

**Ординати розрахункових згинальних моментів та поперечних сил
для чотирипролітних головних балок**

Ординати згинальних моментів				Ординати поперечних сил			
$\frac{x}{l}$	Коефіцієнти			Ділянка балки	Коефіцієнти		
	α	β_1	β_2		γ	δ_1	δ_2
0,333	0,2381	0,2857	0,0476	I	0,7113	0,8571	0,1428
0,667	0,1429	0,2381	0,0958	II	-0,2857	0,2698	0,5555
0,848	-0,0907	0,0303	0,1211	III	-1,2857	0,0357	1,3214
1,0	-0,2857	0,0357	0,3214	IV	1,0953	1,2738	0,1785
1,133	-0,1400	0,0127	0,1528	V	0,0958	0,5874	0,4921
1,20	-0,0667	0,0667	0,1333	VI	-0,9047	0,2858	1,1905
1,333	0,0794	0,2063	0,1270				
1,667	0,1111	0,2222	0,1111				
1,79	0,0	0,1053	0,1053				
1,858	-0,0623	0,0547	0,1170				
2,00	-0,1905	0,0952	0,2857				

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. УКНД 91.080.40 [Текст] : затв. : Наказ Міністерства регіонального будівництва України 24.12.09. № 680 / Міністерство регіонального будівництва України. - К., 2011. - 71 с.
2. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. УКНД 91.080.40 [Текст] : затв. : Наказ Міністерства регіонального будівництва України 28.12.10. № 566 / Міністерство регіонального будівництва України. - К., 2011. - 118 с.
3. ДСТУ 3760: 2006. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. УКНД 77.140.15 [Текст] : затв. : Наказ Держспоживстандарту України 11.12.06. № 343 / Держспоживстандарт України. - К., 2007. - 28 с.
4. EN 1992-1-1-2004: Eurocod 2: Design of concrete structures. - Part 1-1: General rules and rules for buildings.
5. Мурашко Л.А. Розрахунок за міцністю перерізів, нормальних до поздовжньої осі згинальних залізобетонних елементів за ДБН В.2.6-98:2009. Навч. посіб / Мурашко Л.А., Колякова В.М., Сморгалов Д.В. - К. : КНУБА, 2012. - 62 с.
6. Железобетонные конструкции: Курсовое и дипломное проектирование / Под ред. А.Я. Барашикова. - К. : Вища шк., 1987. - 416 с.
7. Проектирование железобетонных конструкций: Справоч. пособ / Под ред. А. Б. Гольшева. - К. : Будівельник, 1990. - 542 с.

ПРОЕКТ