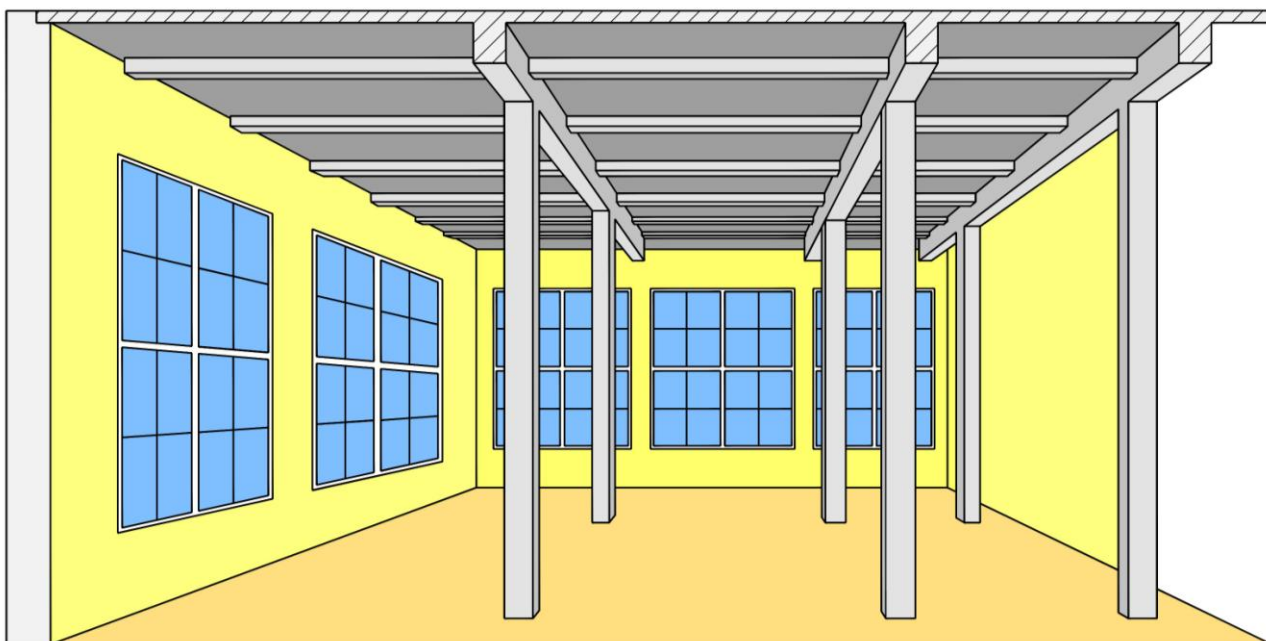


МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка
Кафедра залізобетонних і кам'яних конструкцій та опору матеріалів

**ПРОЕКТУВАННЯ
МОНОЛІТНИХ РЕБРИСТИХ ПЕРЕКРИТТІВ**



ПОЛТАВА 2015

УДК 624.012.454

Проектування монолітних ребристих перекриттів : навчальний посібник / А.М. Павліков, О.В. Гарькава. За ред. А.М. Павлікова. – Полтава: ПолтНТУ, 2015. – 84 с.

У посібнику на основі вимог нормативних документів ДБН В.2.6-98:2009 та ДСТУ Б В.2.6.-156:2010 наведені положення й рекомендації щодо розрахунків і конструювання монолітних ребристих перекриттів та їх елементів, що виготовляються з важких бетонів.

У посібник включені типові приклади з розрахунками та всі необхідні довідкові дані, необхідні при проектуванні таких перекриттів.

Посібник призначається для самостійної роботи студентів при виконанні курсових і дипломних проектів відповідно до програми дисципліни «Залізобетонні та кам'яні конструкції».

Укладачі: А.М. Павліков, д.т.н., професор, завідувач кафедри ЗБіККтаОМ;
О.В. Гарькава, к.т.н., старший викладач кафедри ЗБіККтаОМ.

Відповідальний за випуск: А.М. Павліков, завідувач кафедри залізобетонних і кам'яних конструкцій та опору матеріалів, доктор технічних наук, професор.

Рецензенти: Ю.Л. Винников, д.т.н., професор кафедри ВНГіГ;
О.О. Довженко, к.т.н., доцент кафедри ЗБіККтаОМ.

Затверджено науково-методичною
радою університету
від 24.02. 2015 р., протокол № 7

41.02.01.02

ЗМІСТ

ВСТУП.....	4
1 РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ МОНОЛІТНОГО РЕБРИСТОГО ПЕРЕКРИТТЯ З БАЛКОВИМИ ПЛИТАМИ	5
1.1 Компонування конструктивних систем та вибір оптимального варіанта перекриття.....	5
1.2 Розрахунок і конструювання плити.....	9
1.2.1 Визначення навантажень на плиту	9
1.2.2 Розрахункова схема плити.....	11
1.2.3 Статичний розрахунок плити.....	13
1.2.4 Уточнення конструктивних параметрів поперечного перерізу плити.....	15
1.2.5 Визначення площ робочої арматури в розрахункових перерізах плити ..	17
1.2.6 Конструювання плити з урахуванням вимог ДБН В.2.6-98:2009.....	20
1.3 Розрахунок і конструювання другорядної балки	25
1.3.1 Розрахункова схема балки.....	25
1.3.2 Статичний розрахунок балки	27
1.3.3 Уточнення розмірів поперечного перерізу балки	28
1.3.4 Розрахунок міцності балки в нормальних перерізах	30
1.3.5 Розрахунок міцності балки в похилих перерізах	33
1.3.6 Побудова обвідної епюри моментів	37
1.3.7 Побудова епюри матеріалів.....	39
1.3.8 Анкерування поздовжньої арматури	43
2 ПРИКЛАД РОЗРАХУНКУ І КОНСТРУЮВАННЯ МОНОЛІТНОГО РЕБРИСТОГО ПЕРЕКРИТТЯ З БАЛКОВИМИ ПЛИТАМИ.....	45
2.1 Компонування конструктивних систем та вибір оптимального варіанта перекриття.....	45
2.2 Розрахунок і конструювання плити.....	48
2.2.1 Визначення навантажень на плиту	48
2.2.2 Розрахункова схема плити.....	49
2.2.3 Статичний розрахунок плити.....	50
2.2.4 Уточнення конструктивних параметрів поперечного перерізу плити.....	50
2.2.5 Визначення площ робочої арматури в розрахункових перерізах плити	51
2.2.6 Конструювання плити з урахуванням вимог ДБН В.2.6-98:2009.....	52
2.3 Розрахунок і конструювання другорядної балки	58
2.3.1 Розрахункова схема балки.....	58
2.3.2 Статичний розрахунок балки	59
2.3.3 Уточнення розмірів поперечного перерізу балки	60
2.3.4 Розрахунок міцності балки в нормальних перерізах	61
2.3.5 Розрахунок міцності балки в похилих перерізах	63
2.3.6 Побудова обвідної епюри моментів	65
2.3.7 Побудова епюри матеріалів.....	68
2.3.8 Анкерування поздовжньої арматури	71
ДОДАТОК А Таблиці значень параметрів та характеристик, що використовуються в розрахунках	75
СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ.....	83

ВСТУП

Останнім часом об'єми спорудження будівельних об'єктів із монолітного залізобетону значно зросли.

Раніше монолітний залізобетон застосовувався переважно при зведенні унікальних споруд і реконструкції існуючих об'єктів, оскільки використання в таких випадках конструкцій зі збірного залізобетону було неефективним через застосування нетрадиційних та неіндустріальних як конструктивних, так і архітектурно-планувальних рішень.

На сьогодні спостерігається тенденція розширення впровадження монолітних залізобетонних конструкцій у житлове будівництво. Це пояснюється високими архітектурними і конструктивними показниками будівель із монолітного залізобетону, оскільки застосування монолітного залізобетону дозволяє створювати їх будь-якої конфігурації і внутрішнього планування.

Застосування монолітного залізобетону також може ефективно поєднуватись зі збірними конструкціями. Прикладом такого поєднання є збірно-монолітна безкапітельно-безбалкова конструктивна система, котра останнім часом усе частіше використовується при зведенні будівель як житлового, так і цивільного призначення.

Практика експлуатації будинків і споруд свідчить на користь конструкцій з монолітного залізобетону: вони надійніші, мають більшу стійкість проти корозії арматури, можуть виготовлятися з використанням місцевих будівельних матеріалів.

Розширення впровадження монолітного залізобетону потребує вдосконалення знань інженерів у практиці проектуванні будівельних конструкцій з монолітного залізобетону. Але на сьогодні як нормативної, так і довідкової літератури з питань проектування монолітних та збірно-монолітних перекриттів ще недостатньо. Особливо це відчувається в навчальному процесі з введенням у дію нових нормативних документів із розрахунку та проектування залізобетонних конструкцій.

Мета посібника – допомогти студентам будівельних спеціальностей освоїти особливості проектування монолітних конструкцій на прикладі монолітного ребристого перекриття.

Методика розрахунків, наведених у посібнику, орієнтує студентів на засвоєння навичок з урахування сучасних вимог нових будівельних норм ДБН В.2.6-98:2009 та ДСТУ Б В.2.6.-156:2010 у практиці проектування залізобетонних конструкцій.

У додатку наводиться довідкові матеріали, котрі допоможуть студентам в самостійній роботі при виконанні курсових і дипломних проектів та робіт.

1 РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ МОНОЛІТНОГО РЕБРИСТОГО ЗАЛІЗОБЕТОННОГО ПЕРЕКРИТТЯ З БАЛКОВИМИ ПЛИТАМИ

Монолітне ребристе перекриття з балковими плитами являє собою єдину конструктивну систему, що складається з балкових плит, другорядних і головних балок. У таких перекриттях навантаження з плит передається на другорядні балки, з другорядних балок на головні балки та стіни, з головних балок на колони та стіни (рис. 1.1).

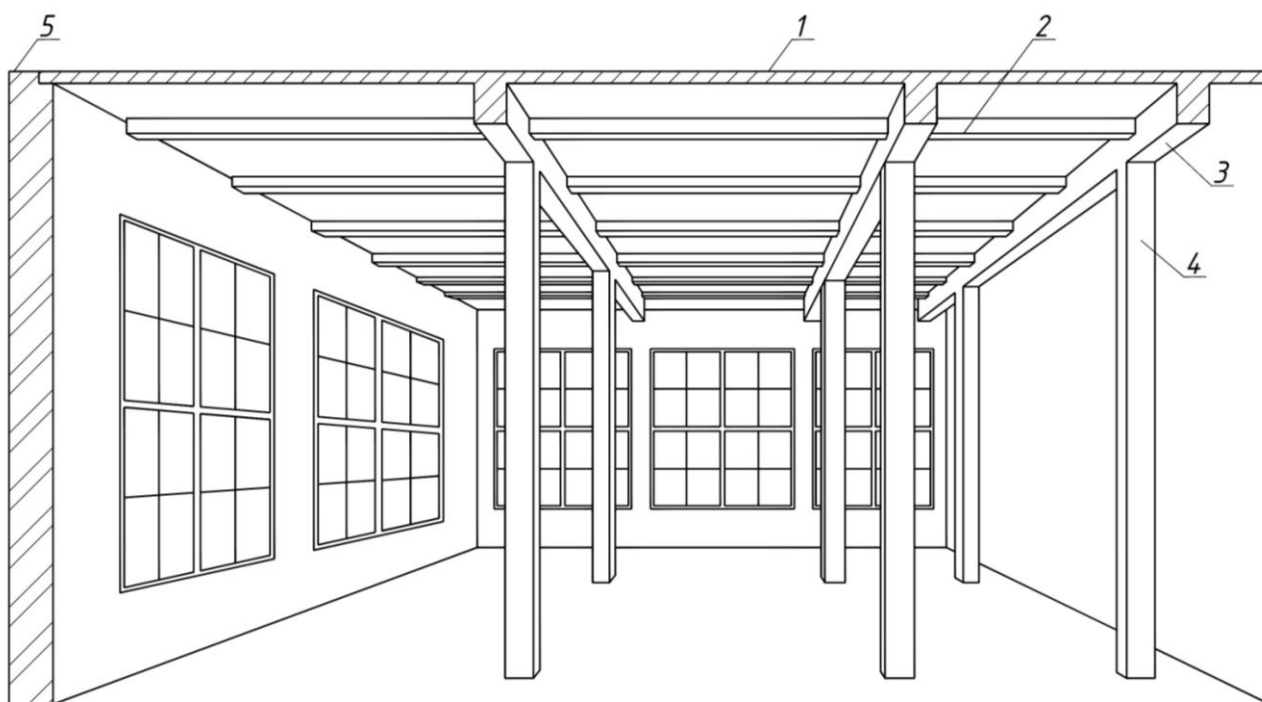


Рисунок 1.1 – Монолітне ребристе перекриття:

1 – плита; 2 – другорядна балка; 3 – головна балка; 4 – колона; 5 – стіна

Проектування монолітного ребристого залізобетонного перекриття з балковими плитами включає: компонування конструктивної системи; статичний розрахунок та конструювання балкової плити, другорядної та головної балок.

1.1 Компонування конструктивних систем та вибір оптимального варіанта перекриття

Сутність компонування конструктивної системи перекриття полягає у виборі сітки колон, напрямку головних і кроку другорядних балок. Можливі дві різні за конструкцією системи перекриття. Вони відрізняються одна від одної розташуванням головних балок – уздовж будинку (рис. 1.2) чи впоперек будинку (рис. 1.3).

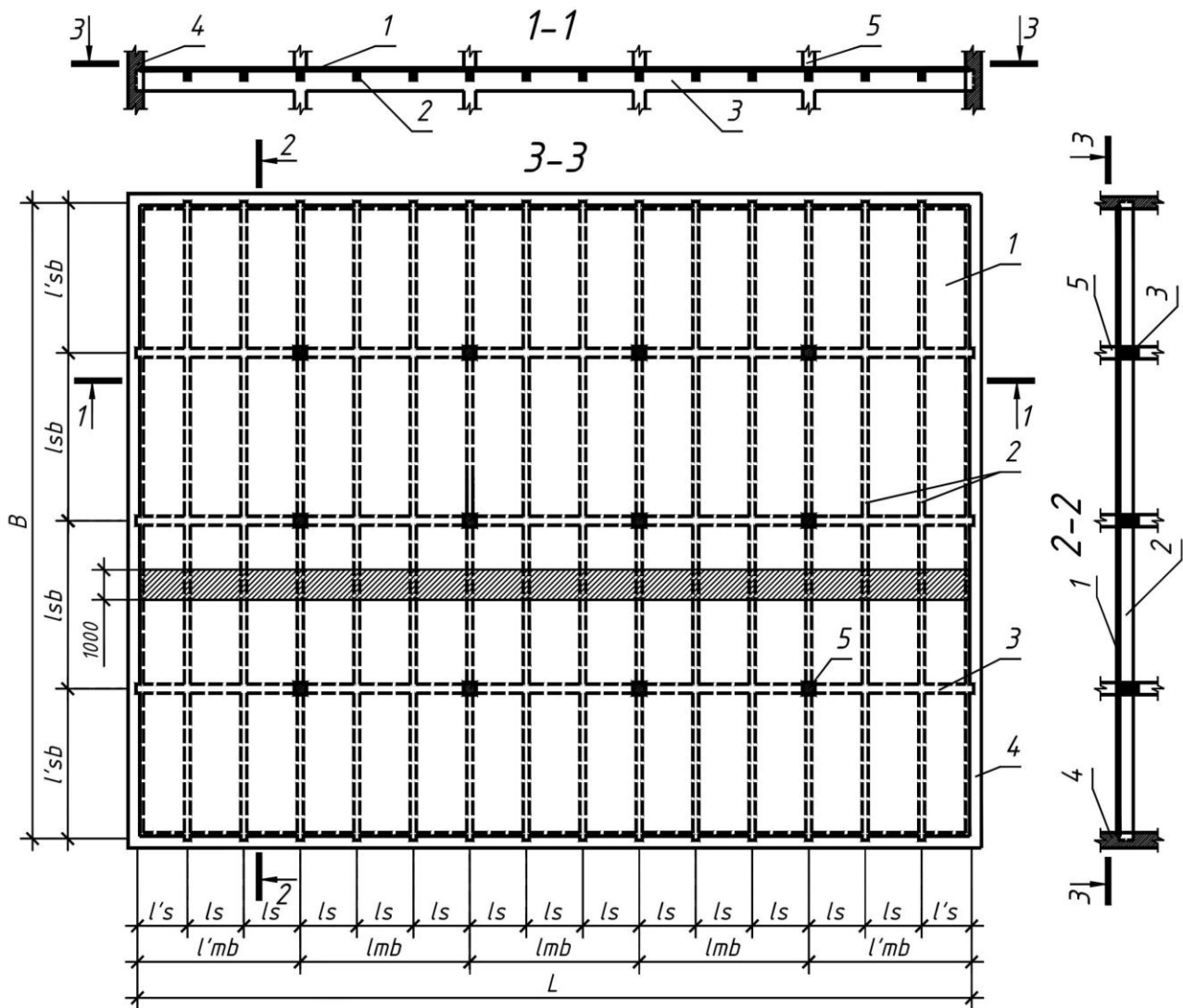


Рисунок 1.2 – План монолітного ребристого перекриття з головними балками вздовж будівлі: 1 – плита; 2 – другорядна балка; 3 – головна балка; 4 – стіна; 5 – колона

У процесі компонування конструктивної системи перекриття слід дотримуватися таких вимог:

- проліт головної балки – $l_{mb} = 6 \dots 8$ м;
- проліт другорядної балки – $l_{sb} = 5 \dots 7$ м;
- проліт плити – $l_s = 1,7 \dots 2,7$ м;
- $l_{sb} / l_s \geq 2$ [1, 5.3.1.5].

Колони розташовують з кроком $5 \dots 7$ м і прольотом $6 \dots 8$ м у місцях перетину осей головних і другорядних балок.

Балки і плити можна проектувати рівнопрольотними, але крайні прольоти раціональніше проектувати меншими. Різниця при цьому в значеннях крайнього і середнього прольотів не повинна перевищувати 10 % для другорядних і головних балок та 20 % – для плит. Зменшення крайніх прольотів у таких межах порівняно із середніми приводить до вирівнювання в них згинальних моментів. Внаслідок цього спрощується армування. Оптимальний варіант перекриття вибирають на основі порівняння техніко-економічних показників варіантів перекриття.

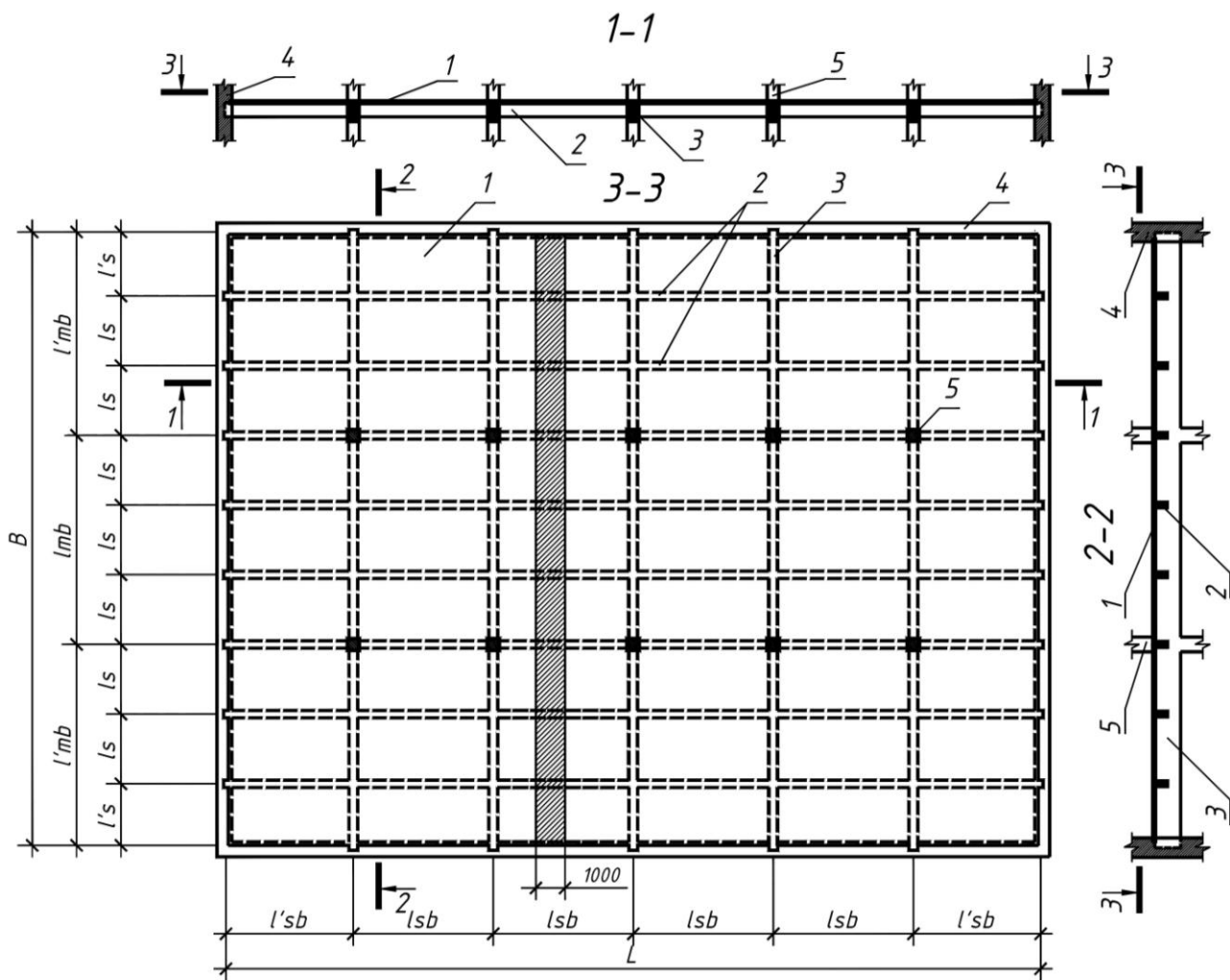


Рисунок 1.3 – План монолітного ребристого перекриття з головними балками впоперек будівлі: 1 – плита; 2 – другорядна балка; 3 – головна балка; 4 – стіна; 5 – колона

Оптимальний варіант перекриття вибирається за результатами порівняння приведеної товщини бетону варіантів перекриттів за формулою О.М. Овечкіна:

$$H_{red} = h_{s, red} + h_{sb, red} + h_{mb, red} + h_{c, red}, \quad (1.1)$$

де $h_{s, red}$ – приведена товщина бетону плити, см:

$$h_{s, red} = (0,12 \dots 0,14) l_s \sqrt{100 l_s + \frac{v_0}{10}}, \quad (1.2)$$

яка приймається згідно з [1; 5.3.1.6] не менше 50 мм (40 мм якщо ребра розташовані зі сталим модулем);

$h_{sb, red}$ – приведена товщина бетону другорядних балок, см:

$$h_{sb, red} = (0,005 \dots 0,008) l_{sb} k_{sb} \sqrt[3]{\frac{v_0^2}{100} \cdot \frac{l_{sb}}{l_s}}, \quad (1.3)$$

де v_0 – характеристичне значення змінного навантаження на перекриття (приймається за [3; табл. 6.2] або згідно із завданням на проектування), Н/м²;

$$k_{sb} = (n_s \pm 1) / n_s ;$$

n_s – число прольотів плити;

$h_{mb, red}$ – приведена товщина бетону головних балок, см:

$$h_{mb, red} = (0,004 \dots 0,005) l_{mb} k_{mb} \sqrt[3]{\frac{v_0^2 l_{mb}}{100 l_{sb}}}, \quad (1.4)$$

де $k_{mb} = (n_{sb} \pm 1) / n_{sb}$;

n_{sb} – число прольотів другорядної балки;

$h_{c, red}$ – приведена товщина бетону колон, см:

$$h_{c, red} = (0,0002 \dots 0,0003) \frac{v_0}{10} H_{fl} n_{fl} k_c, \quad (1.5)$$

де H_{fl} – висота поверху, м;

n_{fl} – число поверхів, розташованих вище від розглядуваного перекриття;

$$k_c = \frac{n_{mb} \pm 1}{n_{mb}} \cdot \frac{n_{sb} \pm 1}{n_{sb}};$$

n_{mb} – число прольотів головної балки;

l_s, l_{sb}, l_{mb} – довжини прольотів відповідно плити, другорядної та головної балок, м.

У формулах для визначення k_{sb}, k_{mb}, k_c знак «-» приймається для перекриттів, обпертих по контуру на несучі стіни; знак «+» – для перекриттів, котрі вздовж контура монолітно зв'язані з балками.

Контрольні питання і приклади

1. З яких елементів складається монолітне ребристе перекриття?
2. Які плити відносять до балкових?
3. Як призначаються прольоти l_{mb} головної та l_{sb} другорядної балок?
4. Яких вимог слід дотримуватись при компонованні монолітних ребристих перекриттів?
5. За якою схемою передається навантаження з монолітного ребристого перекриття на фундамент?
6. Накреслити схему монолітного ребристого перекриття з головними балками вздовж будинку.
7. На скільки доцільно зменшувати крайні прольоти l_s' плит і l_{sb}' балок порівняно із середніми l_s, l_{sb} ?

1.2 Розрахунок і конструювання плити

Розрахунок плити виконують у два етапи. На першому – обчислюють розрахункові значення навантажень, що діють на плиту та визначають згинальні моменти M_{Ed} від цих навантажень і поперечні сили V_{Ed} у розрахункових перерізах плити. На другому етапі за підрахованими значеннями величин M_{Ed} і V_{Ed} в розрахункових перерізах визначають площу робочої арматури за умов, які задовольняють граничним станам першої групи.

1.2.1 Визначення навантажень на плиту

Загальне навантаження на 1 м^2 плити складається з постійного навантаження g (від маси плити, утеплювача й конструкції підлоги), а також із корисного змінного навантаження v (приймається за [3, табл. 6.2] або згідно із завданням на проектування).

Характеристичне значення постійного навантаження являє собою розподілену на 1 м^2 перекриття вагу від власної маси цього перекриття й маси кожного із шарів підлоги окремо:

$$g_0 = \sum_{i=1}^n g_{0,i} = \sum_{i=1}^n \delta_i \rho_i, \quad (1.6)$$

де δ_i – товщина перекриття або шару підлоги, які розглядаються, м;
 ρ_i – густина матеріалу шару підлоги або перекриття, Н/м^3 .

При визначенні розрахункових граничних значень навантажень g_i і v_i їх характеристичні значення $g_{0,i}$ і $v_{0,i}$ перемножують (табл. 1.1) на відповідний коефіцієнт надійності за навантаженням $\gamma_{fm,i}$ [3, табл. 5.1, 6.7] і відповідний коефіцієнт надійності за відповідальністю $\gamma_{n,i}$ [4, 7.6.4]. Таким чином:

$$g = \sum_{i=1}^n g_i = \sum_{i=1}^n g_{0,i} \gamma_{fm,i} \gamma_{n,i}; \quad (1.7)$$

$$v = \sum_{i=1}^n v_i = \sum_{i=1}^n v_{0,i} \gamma_{fm,i} \gamma_{n,i}. \quad (1.8)$$

Розрахункове граничне значення загального навантаження

$$q = g + v. \quad (1.9)$$

Визначаючи характеристичні значення навантажень, що діють на плиту перекриття, конструкцію підлоги вибирають залежно від призначення будинку й особливостей його експлуатації. Вибираючи тип покриття підлоги, слід користуватися СНиП 2.03.13-88 [5]. Конструкцію підлоги можна вибирати згідно з рекомендаціями [6, 7], питому вагу матеріалів підлоги – за [8]. Навантаження зручніше всього підраховувати у табличній формі (табл. 1.1).

Приклад 1. Визначити розрахункові граничні значення навантажень, що діють на 1 м^2 перекриття підлоги вестибюля кіноконцертного залу.

Розв'язання. За прийнятою на основі [5] конструкцією підлоги (рис. 1.4) виконуємо підрахунок навантажень у табличній формі (табл. 1.1).

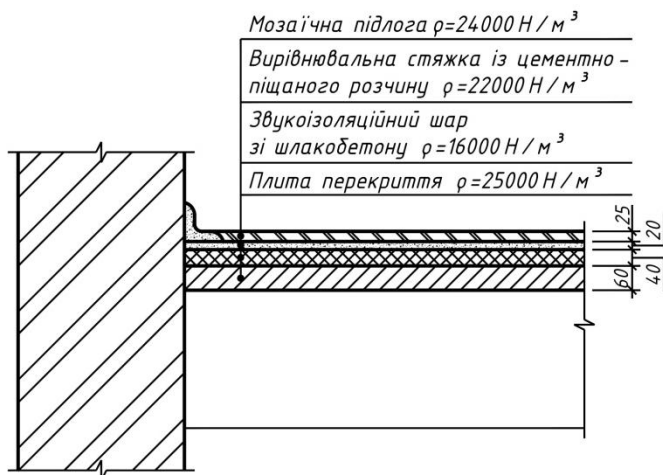


Рисунок 1.4 – Конструкція підлоги вестибюля кіноконцертного залу

Таблиця 1.1 – Підрахунок навантажень, що діють на 1 м² перекриття

Навантаження	Характеристичне значення навантаження, Н/м ²	Коефіцієнт надійності		Розрахункове граничне значення навантаження, Н/м ²
		за навантаженням, γ_{fn} [3; табл. 5.1, 6.7]	за відповідальністю, γ_n [4; 7.6.4]	
1 Постійне від маси:				
1.1 мозаїчної підлоги $t = 0,025$ м; $\rho = 24000$ Н/м ³	600	1,1	1,1	726
1.2 вирівнювальної стяжки з цементно-піщаного розчину $t = 0,020$ м; $\rho = 22000$ Н/м ³	440	1,3	1,1	629
1.3 звукоізоляційного шару зі шлакобетону $t = 0,040$ м; $\rho = 16000$ Н/м ³	640	1,3	1,1	915
1.4 плити перекриття $t = 0,060$ м; $\rho = 25000$ Н/м ³	1500	1,1	1,1	1815
Разом постійне	–	–	–	$g = 4085$
2 Змінне корисне	4000	1,2	1,1	$v = 5280$
3 Загальне	–	–	–	$q = g+v = 9365$

Примітка: наведені в таблиці 1.1 та на рисунку 1.4 значення густини матеріалів прийняті за [8; с. 6, 7].

Контрольні питання і приклади

1. Відповідно до якого нормативного документа вибирається тип покриття підлоги в приміщеннях будинків, що проектуються?
2. Назвати нормативний документ, котрий регламентує змінне навантаження, що діє на перекриття приміщення.
3. Які навантаження складають загальне навантаження?
4. Як визначається розрахункове граничне значення загального навантаження q ?
5. Назвати коефіцієнти, котрі необхідні для обчислення розрахункових граничних значень навантажень.
6. Підрахувати навантаження, що діє на 1 м^2 перекриття читального залу з паркетним покриттям підлоги. Результати оформити у вигляді таблиці 1.1.

1.2.2 Розрахункова схема плити

Монолітні балкові плити ребристого залізобетонного перекриття при розрахунку за методом граничної рівноваги слід розглядати як смуги шириною 1 м , вирізані з плити паралельно її коротким сторонам (рис. 1.2, 1.3). За розрахункову схему такої плити приймають нерозрізну балку з числом прольотів не більше п'яти (рис. 1.5), оскільки при більшому числі прольотів зусилля у всіх середніх прольотах, розташованих між двома крайніми прольотами, незначно відрізняються від зусиль у третьому прольоті.

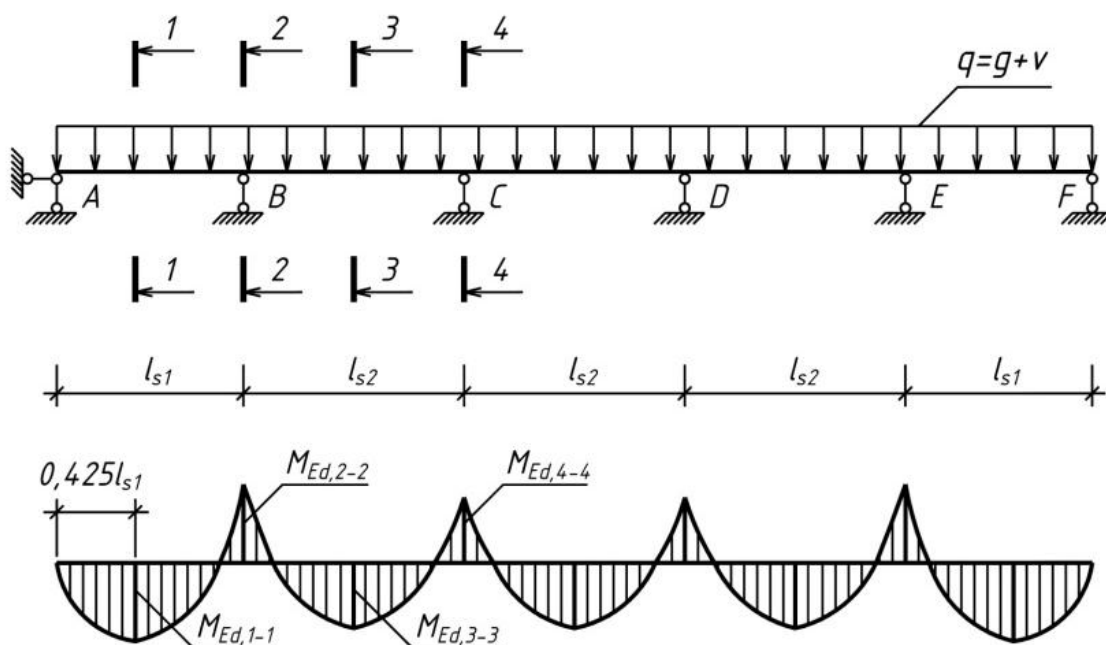


Рисунок 1.5 – Розрахункова схема та епюра M_{Ed} монолітної балкової плити

За розрахунковий (починаючи з другого) проліт l_{s1} плити беруть відстань у просвіті між другорядними балками. При вільному обпиранні крайнього кінця плити на стіну її розрахунковий проліт l_{s1} вважають рівним відстані від осі опори до бічної поверхні першої другорядної балки (рис. 1.6).

Щоб знайти розрахункові прольоти плити слід спочатку задатися розмірами поперечного перерізу другорядної балки за такими залежностями :

$$h_{sb} = (1/12 \dots 1/20)l_{sb};$$

$$b_{sb} = (1/2 \dots 1/3)h_{sb}.$$

Розміри другорядної балки необхідно округлювати до значень, кратних 50 мм [9, с. 127].

Розрахунковий проліт l_{s2} середніх плит приймається таким, що дорівнює відстані у просвіті між другорядними балками (рис. 1.6)

$$l_{s2} = l_s - b_{sb}, \quad (1.10)$$

де l_s – відстань між осями другорядних балок (рис. 1.2, 1.3).

Розрахунковий проліт крайньої плити при обпиранні її з одного боку на несучу стіну (рис. 1.6)

$$l_{s1} = l'_s - a - b_{sb} / 2 + t / 2, \quad (1.11)$$

де l'_s – відстань між координаційною віссю й віссю другорядної балки;

a – прив'язка координаційної осі до внутрішньої грані стіни;

t – довжина ділянки обпирання плити на стіну (приймається не менше товщини h_s плити, яка визначається попереднім розрахунком за 1.2). У даному випадку $t = 120$ мм, що відповідає замуруванню плити в стіну на півцеглини.

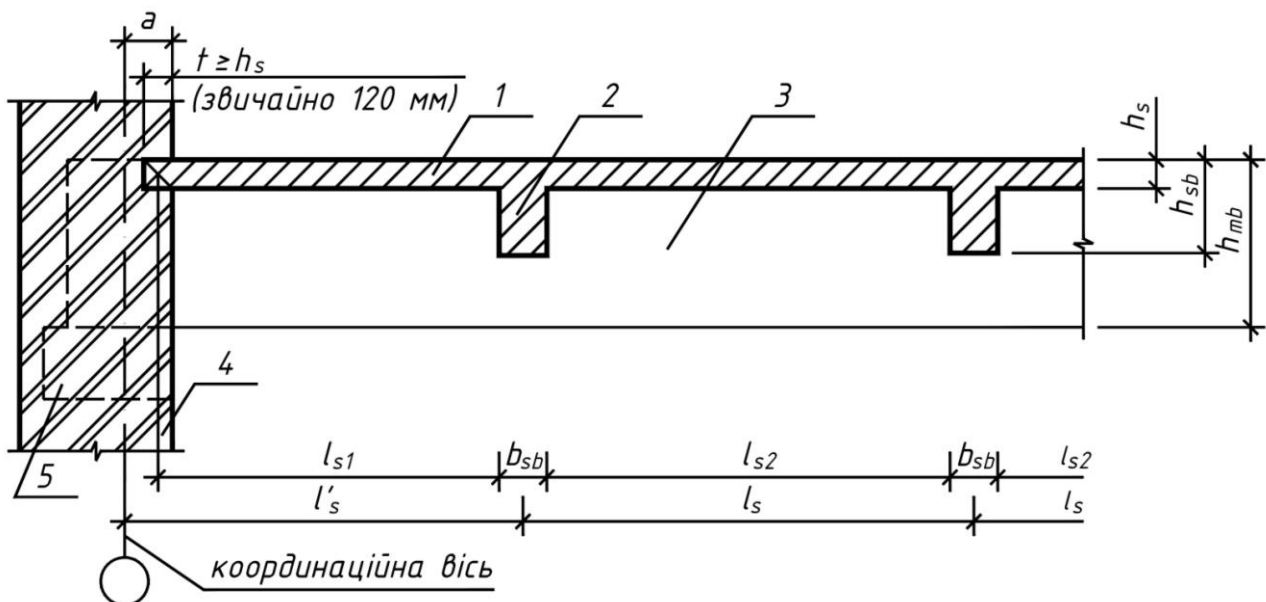


Рисунок 1.6 – До визначення розрахункових прольотів плити:

- 1 – плита; 2 – другорядна балка; 3 – головна балка;
- 4 – стіна; 5 – розподільна залізобетонна подушка

Розрахункове граничне значення навантаження $q = g + v$ визначається за правилами, викладеними в 1.2.1. При цьому слід урахувати, що при ширині смуги плити 1 м навантаження, що діє на 1 м² плити, одночасно є навантаженням на 1 м погонної довжини цієї смуги.

Розрахунок монолітного ребристого перекриття виконують за методом граничної рівноваги. Розрахунковими перерізами вважаються такі (рис. 1.5):

- 1-1 – у першому прольоті на відстані $0,425l_{s1}$ від опори А;
- 2-2 – на опорі В ліворуч та праворуч від неї;
- 3-3 – посередині другого прольоту;
- 4-4 – на опорі С ліворуч та праворуч від неї.

Контрольні питання і приклади

1. Накреслити розрахункову схему плити монолітного ребристого залізобетонного перекриття з 37 прольотами плити.

2. Записати формули обчислення розрахункових значень крайнього та середнього прольотів плити.

3. Використовуючи рисунок 1.6, розрахувати довжину крайнього прольоту балкової плити, якщо відомо, що координаційна вісь проходить на відстані 250 мм від внутрішньої грані стіни, відстань між координаційною віссю та віссю крайньої другорядної балки $l'_s = 2$ м, ширина другорядної балки $b_{sb} = 150$ мм, товщина плити $h_s = 60$ мм.

4. Для другорядних балок з кроком між ними 6 м призначити максимальну h_{sb}^{\max} і мінімальну h_{sb}^{\min} висоту балки, якщо проліт балки $l_{sb} = 6,5$ м.

5. У монолітному ребристому перекритті ширина другорядних балок $b_{sb} = 200$ мм, крок між ними $l_s = 4,6$ м. Визначити розрахункову довжину середніх прольотів плити l_{s2} .

1.2.3 Статичний розрахунок плити

Згинальні моменти в розрахункових перерізах плити (рис. 1.5) з урахуванням їх перерозподілу внаслідок пластичних деформацій бетону, якщо прольоти рівні або такі, що відрізняються не більше, ніж на 20% [9, с. 308]:

у крайньому прольоті (переріз 1-1)

$$M_{Ed, 1-1} = \frac{ql_{s1}^2}{11}; \quad (1.12)$$

над першою проміжною опорою (переріз 2-2)

$$M_{Ed, 2-2} = \frac{ql_{s2}^2}{14}, \quad l_{s2} > l_{s1}; \quad (1.13)$$

у середніх прольотах і над середніми опорами (перерізи 3-3, 4-4)

$$M_{Ed, 3-3} = \left| -M_{Ed, 4-4} \right| = \frac{ql_{s2}^2}{16}. \quad (1.14)$$

Згинальні моменти в середніх прольотах і на середніх опорах для плит, які задовольняють умову $h_{si} / l_{si} \geq 1/30$ і затиснуті по всьому контуру балками, зменшують на 20%, ураховуючи цим самим вплив розпору балки в стані її граничної рівноваги.

Поперечні сили на опорах плити:
на крайній вільній опорі А

$$V_{Ed, A} = 0,4ql_{s1}; \quad (1.15)$$

на першій проміжній опорі В зліва

$$V_{Ed, Bl} = 0,6ql_{s1}; \quad (1.16)$$

на першій проміжній опорі В справа й на інших

$$V_{Ed, Br} = V_{Ed, Cl} = V_{Ed, Cr} = 0,5ql_{s2}. \quad (1.17)$$

Приклад 2. Для зображеної на рисунку 1.3 схеми монолітного ребристого перекриття з $l'_s = 1,9$ м, $l_s = 2,0$ м, $l_{sb} = 6,0$ м і діючих на 1 м^2 плити розрахункових граничних значень навантажень $g = 3518 \text{ Н/м}^2$ і $v = 4560 \text{ Н/м}^2$ визначити розрахункові значення зусиль в плиті. Прив'язка граней внутрішніх стін до координатної осі – 200 мм.

Розв'язання. Розрахунковою схемою плити буде п'ятипрольотна балка (рис. 1.5). Розрахункові зусилля в плиті слід визначати за формулами (1.12) – (1.17). Довжини розрахункових прольотів l_{s1} і l_{s2} в цих формулах знайдемо з виразів (1.10) та (1.11), підставивши в них попередньо призначену висоту другорядної балки і її ширину зі співвідношень (1.2.2):

$$h_{sb} = (1/12 \dots 1/20)l_{sb}; \quad b_{sb} = (1/2 \dots 1/3)h_{sb}.$$

Взявши, наприклад, середні значення цих співвідношень, отримаємо:

$$h_{sb} = 6000/16 = 375 \text{ мм}, \text{ з урахуванням округлення } h_{sb} = 350 \text{ мм}.$$

Аналогічно $b_{sb} = 350/2,5 = 140 \text{ мм}$ або, округливши, матимемо $b_{sb} = 150 \text{ мм}$.

Беремо $h_{sb} = 350 \text{ мм}$; $b_{sb} = 150 \text{ мм}$.

Розрахункові довжини прольотів тепер будуть

$$l_{s1} = l'_s - a - b_{sb}/2 + 120/2 = 1900 - 200 - 150/2 + 60 = 1685 \text{ мм};$$

$$l_{s2} = l_s - b_{sb} = 2000 - 150 = 1850 \text{ мм}.$$

Ці прольоти відрізняються один від одного на $100(1850 - 1685)/1850 = 9,8\% < 20\%$, що відповідає вимогам 1.1 компоновання перекриття.

Розрахунковою схемою монолітної плити буде п'ятипрольотна нерозрізна балка шириною 1 м (1.2.2). Інтенсивність діючого за її довжиною навантаження $q = (g + v) \cdot 1 \text{ м} = (3518 + 4560) \cdot 1,0 = 8078 \text{ Н/м}$.

Розрахункові зусилля для такої балки будуть (рис. 1.5):

$$M_{Ed, 1-1} = ql_{s1}^2/11 = 8078 \cdot 1685^2/11 = 2085100 \text{ Н}\cdot\text{мм} = 2,09 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{Ed, 2-2} = ql_{s2}^2/14 = 8078 \cdot 1850^2/14 = 1974855 \text{ Н}\cdot\text{мм} = 1,97 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{Ed, 3-3} = |-M_{Ed, 4-4}| = ql_{s2}^2/16 = 8078 \cdot 1850^2/16 = 1727998 \text{ Н}\cdot\text{мм} = 1,73 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$V_{Ed, A} = 0,4ql_{s1} = 0,4 \cdot 8078 \cdot 1685 = 5445 \text{ Н} = 5,45 \text{ кН};$$

$$V_{Ed, Bl} = 0,6ql_{s1} = 0,6 \cdot 8078 \cdot 1685 = 8167 \text{ Н} = 8,17 \text{ кН};$$

$$V_{Ed, Br} = V_{Ed, Cl} = V_{Ed, Cr} = 0,5ql_{s2} = 0,5 \cdot 8078 \cdot 1850 = 7472 \text{ Н} = 7,47 \text{ кН}.$$

Контрольні питання і приклади

1. Для схеми, зображеної на рис. 1.5, розрахункові прольоти балкової плити: середні $l_{s2} = 2,0$ м, крайні $l_{s1} = 1,8$ м. Знайти значення моментів, що діють у прольотах $M_{Ed, 1-1}$, $M_{Ed, 3-3}$ і на опорах $M_{Ed, 2-2}$, $M_{Ed, 4-4}$ плити, якщо на неї діє рівномірно розподілене навантаження інтенсивністю $q = 9000$ Н/м.

2. Для балкової плити (рис. 1.5), завантаженої рівномірно розподіленим навантаженням інтенсивністю $q = 8500$ Н/м, визначити поперечні сили $V_{Ed, A}$, $V_{Ed, Bl}$, $V_{Ed, Br}$, що діють на крайніх і середніх опорах при $l_{s1} = 2,0$ м, $l_{s2} = 2,4$ м.

3. Записати формули для визначення максимальних значень зусиль у плиті.

4. Чому дорівнює мінімальна глибина замурування плити в стіну?

5. Назвати перерізи плити, які слід розглядати як розрахункові.

1.2.4 Уточнення конструктивних параметрів поперечного перерізу плити

Як видно з розрахункової схеми плити (1.2.2, рис. 1.5) її розрахунковим перерізом за всією довжиною буде прямокутник, ширина якого $b_s = 1000$ мм (рис. 1.7)

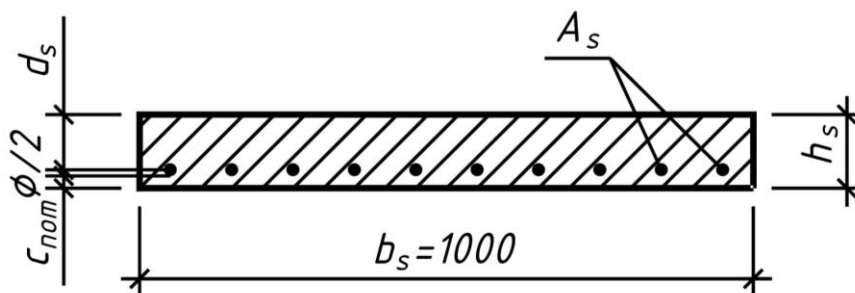


Рисунок 1.7 – Розрахунковий переріз плити: d_s – робоча висота перерізу;

\varnothing – діаметр арматури; c_{nom} – товщина захисного шару;

A_s – робоча арматура

Товщину плити, визначену раніше як приведена за формулою (1.2) у процесі порівняння варіантів перекриття, уточнюють наступним чином.

Спочатку за максимальним моментом обчислюють необхідну розрахункову робочу висоту плити

$$d_s = \sqrt{\frac{M_{Ed,max}}{f_{cd}\gamma_{c1}b_s\bar{\alpha}_m}}, \quad (1.18)$$

де γ_{c1} – коефіцієнт умов роботи бетону, який враховує тривалість впливу статичного навантаження при тривалій дії навантаження, $\gamma_{c1} = 0,9$ [2, 3.1.2.5];

f_{cd} – розрахункове значення міцності бетону на стиск для граничних станів першої групи (табл. А.1);

b_s – ширина перерізу плити, $b_s = 1000$ мм;

$\bar{\alpha}_m$ – коефіцієнт, значення якого вибирається з таблиці А.5.

Щоб вибрати $\bar{\alpha}_m$ з таблиці А.5, задаються оптимальним значенням відсотка армування плити, який коливається в межах $\rho_f \% = 0,3 \dots 0,6\%$, і обчислюють значення відносної висоти стиснутої зони бетону

$$\bar{\xi} = \rho_f \frac{f_{yd}}{\omega f_{cd}\gamma_{c1}}, \quad (1.19)$$

де ρ_f – коефіцієнт армування для поздовжньої арматури, $\rho_f = \rho_f \% / 100\%$;

f_{yd} – розрахункове значення міцності арматури на межі текучості для граничних станів першої групи (табл. А.2);

ω – коефіцієнт повноти епюри напружень в бетоні стиснутої зони [11, 4.1, с. 33], (табл. А.3).

Визначивши $\bar{\xi}$ за таблицею А.5 знаходимо відповідне значення $\bar{\alpha}_m$.

Формула (1.19) справедлива для випадків, коли значення відносної висоти стиснутої зони перерізу плити не перевищує граничне значення, а саме:

$$\bar{\xi} \leq \bar{\xi}_R. \quad (1.20)$$

Граничне значення відносної висоти стиснутої зони

$$\bar{\xi}_R = \frac{1}{1 + \frac{f_{yd}}{\varepsilon_{c1,cd}\eta_u E_s}}, \quad (1.21)$$

де $\eta_u = \varepsilon_{cu1,cd} / \varepsilon_{c1,cd}$ – рівень граничних значень відносних деформацій стиску бетону (табл. А.3);

$\varepsilon_{cu1,cd}, \varepsilon_{c1,cd}$ – відповідно граничне (при $\sigma_c = \sigma_{cu}$) та критичне (при $\sigma_c = f_{cd}$) значення відносних деформацій стиску бетону (табл. А.1);

E_s – розрахункове значення модуля пружності арматурної сталі (табл. А.2).

Значення $\bar{\xi}_R$ для елементів з важкого бетону наведені в таблиці А.4.

Товщина плити за рисунком 1.7

$$h_s = d_s + \varnothing / 2 + c_{nom}, \quad (1.22)$$

де \varnothing – діаметр поздовжньої робочої арматури, котрий приймається не менше 6 мм – у в'язаних і 3 мм – у зварних [10; с. 354] арматурних виробках;

c_{nom} – товщина захисного шару бетону, яка приймається не менше діаметра стержня і не менше 10 мм [1; 4.4].

Отримане значення h_s округлюють кратно 10 мм з урахуванням того, що товщину h_s монолітних плит рекомендується приймати 40, 50, 60, 70, 80, 100, 120, 140, 160, 180, 200, 250, 300 і далі кратною 100 [10; с. 353].

Для округленого значення h_s обчислюється відповідне фактичне значення робочої висоти перерізу плити

$$d_s = h_s - \varnothing / 2 - c_{nom}. \quad (1.23)$$

Контрольні питання і приклади

1. Якої ширини береться смуга, яка виділяється з монолітного ребристого перекриття для розрахунку і проектування плити?
2. Записати формулу для визначення робочої висоти плити d_s .
3. У яких межах перебуває оптимальний відсоток армування ρ_f % плити робочою арматурою?
4. Записати формулу для обчислення відносної висоти $\bar{\xi}$ бетону стиснутої зони плити
5. Як визначити граничну висоту $\bar{\xi}_R$ стиснутої зони бетону в плиті?
6. Навести правила остаточного визначення висоти (товщини) h_s плити монолітного ребристого перекриття.

1.2.5 Визначення площ робочої арматури в розрахункових перерізах плити

Робочу арматуру підбираємо для прольотних 1-1, 3-3 і опорних 2-2, 4-4 перерізів, де згинальні моменти максимальні (рис. 1.5). Потрібну площу в її розрахункових поперечних перерізах визначають у такій послідовності. Для вибраного для розрахунку перерізу спочатку обчислюють коефіцієнт

$$\bar{\alpha}_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \gamma_{c1} b_s d_s^2}, \quad (1.24)$$

де M_{Ed} – розрахункове значення моменту від зовнішнього навантаження у розглядуваному перерізі за однією з формул (1.12) – (1.14) в Н·мм;

f_{cd} – розрахункове значення міцності бетону на стиск для граничних станів першої групи, МПа (табл. А.1);

γ_{c1} – коефіцієнт умов роботи бетону, який враховує тривалість дії статичного навантаження при тривалій дії навантаження $\gamma_{c1} = 0,9$ [2; 3.1.2.5];

b_s – ширина перерізу плити, як правило приймається $b_s = 1000$ мм;

d_s – робоча висота перерізу плити.

За підрахованим значенням $\bar{\alpha}_m$ у таблиці А.5 знаходять відповідне відносне значення плеча внутрішньої пари сил $\bar{\xi}$, яке використовується для обчислення площі робочої арматури

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} d_s \bar{\xi}}, \quad (1.25)$$

де f_{yd} – розрахункове значення міцності арматури на межі текучості для граничних станів першої групи, МПа (табл. А.2).

Приклад 3. За значеннями моментів $M_{Ed, 1-1} = 2085100 \text{ Н}\cdot\text{мм}$, $M_{Ed, 2-2} = 1974855 \text{ Н}\cdot\text{мм}$, $M_{Ed, 3-3} = -M_{Ed, 4-4} = 1727998 \text{ Н}\cdot\text{мм}$ для плити монолітного ребристого перекриття (див. приклад 2) з розрахунковими прольотами $l_{s1} = 1,685 \text{ м}$, $l_{s2} = 1,850 \text{ м}$ уточнити конструктивні параметри поперечного перерізу й визначити кількість робочої арматури в розрахункових перерізах. Плита проектується з важкого бетону класу С20/25 з армуванням її стержнями зі сталі класу А240С. Схема перекриття показана на рисунку 1.3, розрахункова схема на рисунку 1.5.

Розв’язання. Згідно з 1.2.4 та 1.2.5 уточнюємо параметри поперечного перерізу і визначаємо площу робочої арматури.

Ураховуючи діапазон зміни оптимального відсотка армування перерізу плити (1.2.4), візьмемо його середнє значення $\rho_f \% = 0,45\%$.

За таблицею А.1 для бетону класу С20/25: $f_{cd} = 14,5 \text{ МПа}$; $E_{cd} = 23 \times 10^3 \text{ МПа}$; $\varepsilon_{cl, cd} = 1,65 \times 10^{-3}$; за [1; 3.1.4.1] $K = \frac{1,05 \cdot 23 \cdot 10^3 \cdot 1,65 \cdot 10^{-3}}{14,5} = 2,748 \approx 2,5$;

за таблицями А.3 та А2 $\omega = 0,767$ та $f_{yd} = 229 \text{ МПа}$; за [2; 3.1.2.5] $\gamma_{c1} = 0,9$.

Спочатку, використовуючи ці дані, за рекомендаціями 1.2.4 уточнюємо конструктивні параметри поперечного перерізу. Для цього обчислюємо

$$\bar{\xi} = \rho_f \frac{f_{yd}}{f_{cd} \gamma_{c1} \omega} = 0,0045 \cdot \frac{229}{14,5 \cdot 0,9 \cdot 0,767} = 0,103$$

та перевіряємо чи виконується умова (1.20), попередньо вибравши з таблиці А.4 значення $\bar{\xi}_R = 0,674$.

Як бачимо $\bar{\xi} = 0,103 < \bar{\xi}_R = 0,674$, тобто умова (1.20) виконується.

З таблиці А.5 для $\bar{\xi} = 0,103$ визначаємо значення коефіцієнта

$$\bar{\alpha}_m = 0,067 + \frac{(0,077 - 0,067)}{(0,104 - 0,091)} \cdot (0,103 - 0,091) = 0,076.$$

Для підрахованих значень необхідних параметрів робоча висота перерізу за формулою (1.18)

$$d_s = \sqrt{\frac{M_{Ed, \max}}{f_{cd} \gamma_{c1} b_s \bar{\alpha}_m}} = \sqrt{\frac{2085100}{14,5 \cdot 0,9 \cdot 1000 \cdot 0,076}} = 45,85 \text{ мм}.$$

Приймаючи робочу арматуру $\varnothing 6$ і товщину захисного шару $c_{nom} = 10 \text{ мм}$, за формулою (1.22) маємо, що висота перерізу плити (рис. 1.7):

$$h_s = d_s + \varnothing / 2 + c_{nom} = 45,85 + 6/2 + 10 = 58,85 \text{ мм.}$$

Приймаємо $h_s = 60$ мм.

Остаточно фактичне значення робочої висоти за (1.23)

$$d_s = h_s - \varnothing / 2 - c_{nom} = 60 - 6/2 - 10 = 47 \text{ мм.}$$

Для уточненого значення d_s за формулами (1.24) та (1.25) обчислюємо площу робочої арматури в розрахункових перерізах 1-1, 2-2, 3-3, 4-4 (рис. 1.5).

У першому прольоті (переріз 1-1)

$$\bar{\alpha}_{m, 1-1} = \frac{M_{Ed, 1-1}}{f_{cd} \gamma_{c1} b_s d_s^2} = \frac{2085100}{14,5 \cdot 0,9 \cdot 1000 \cdot 47^2} = 0,072.$$

За таблицю А.5 знаходимо

$$\bar{\zeta}_{1-1} = 0,963 - \frac{(0,963 - 0,958)}{(0,077 - 0,067)} (0,072 - 0,067) = 0,961,$$

використовуючи отримане значення матимемо, що

$$A_{s, 1-1} = \frac{M_{Ed, 1-1}}{f_{yd} d_s \bar{\zeta}_{1-1}} = \frac{2085100}{229 \cdot 47 \cdot 0,961} = 201,6 \text{ мм}^2.$$

На першій проміжній опорі (переріз 2-2)

$$\bar{\alpha}_{m, 2-2} = \frac{M_{Ed, 2-2}}{f_{cd} \gamma_{c1} b_s d_s^2} = \frac{1974855}{14,5 \cdot 0,9 \cdot 1000 \cdot 47^2} = 0,069;$$

$$\bar{\zeta}_{2-2} = 0,963 - \frac{(0,963 - 0,958)}{(0,077 - 0,067)} (0,069 - 0,067) = 0,962;$$

$$A_{s, 2-2} = \frac{M_{Ed, 2-2}}{f_{yd} d_s \bar{\zeta}_{2-2}} = \frac{1974855}{229 \cdot 47 \cdot 0,962} = 190,7 \text{ мм}^2.$$

У середніх прольотах і на середніх опорах (перерізи 3-3, 4-4)

$$\bar{\alpha}_{m, 3-3(4-4)} = \frac{M_{Ed, 3-3(4-4)}}{f_{cd} \gamma_{c1} b_s d_s^2} = \frac{1727998}{14,5 \cdot 0,9 \cdot 1000 \cdot 47^2} = 0,060;$$

$$\bar{\zeta}_{3-3(4-4)} = 0,968 - \frac{(0,968 - 0,963)}{(0,067 - 0,058)} (0,060 - 0,058) = 0,967;$$

$$A_{s, 3-3(4-4)} = \frac{M_{Ed, 3-3(4-4)}}{f_{yd} d_s \bar{\zeta}_{3-3(4-4)}} = \frac{1727998}{229 \cdot 47 \cdot 0,967} = 166,0 \text{ мм}^2.$$

Контрольні питання і приклади

1. Визначити робочу висоту плити d_s монолітного ребристого перекриття, якщо відомо, що максимальний опорний згинальний момент $M_{max} = 2,30 \text{ кН}\cdot\text{м}$, плита виготовлена зі звичайного важкого бетону класу С25/30 і армована стержнями зі сталі класу А240С, $\rho_f \% = 0,4\%$.

2. Визначити товщину плити h_s монолітного ребристого перекриття, якщо робоча висота плити $d_s = 55$ мм, діаметр робочої арматури 6 мм.

3. Для плити товщиною $h_s = 60$ мм, яка сприймає згинальний момент $M_{Ed} = 2,00$ кН·м, підібрати необхідну площу робочої арматури A_s зі стержнів діаметром 6 мм зі сталі класу А240С, якщо плита виготовляється з бетону класу С16/20, а товщина захисного шару бетону $c_{nom} = 10$ мм.

4. Визначити несучу здатність плити монолітного ребристого перекриття товщиною $h_s = 70$ мм, виготовленої з бетону класу С20/25, робоча арматура зі стержнів діаметром 6 мм зі сталі класу А240С (5 штук/м поперечного перерізу), товщина захисного шару бетону $c_{nom} = 10$ мм.

1.2.6 Конструювання плити з урахуванням вимог ДБН В.2.6-98:2009

Для обчисленого за формулою (1.25) значення площі робочої арматури, задавшись попередньо її діаметром з урахуванням раніш використаного у формулі (1.23), підбирають кількість стержнів за таблицею А.6, дотримуючись конструктивних вимог розміщення їх за шириною плити [2; 8.3.1.3]. Згідно з цими вимогами відстані між осями робочих стержнів у середній частині прольоту плити й над опорою (зверху) повинні бути:

не більше ніж $3h_s$ та не більше 400 мм,

а на ділянках зосереджених навантажень, а також максимальних моментів:

не більше ніж $2h_s$ та не більше 250 мм.

Відстань у проясненні між стержнями повинна бути не менше максимального діаметра стержня, не менше $(d_g + 5)$ та не менше ніж 20 мм, де d_g – максимальний розмір заповнювача.

Армування плит (рис. 1.8 – 1.12) монолітних ребристих перекриттів на практиці може здійснюватись двома способами: *зварними сітками* або *окремими стержнями*.

Перший спосіб (зварними сітками) є основним видом армування, оскільки він докорінно поліпшує індустріальні методи арматурних робіт.

Другий спосіб армування (окремими стержнями) не є індустріальним. Застосовують його для армування порівняно невеликих монолітних ділянок збірних перекриттів і монолітних плит складної конфігурації в плані або з великою кількістю неупорядкованих отворів.

Кожний зі способів армування може здійснюватись за одним з двох типів: *безперервним* (з відгинами) або *роздільним* (без відгинів) і мати свої особливості.

При армуванні плит товщиною $h_s \leq 80$ мм застосовують роздільне (без відгинів) армування прямими стержнями зі скобами (рис. 1.8) або сітками (рис. 1.12, а).

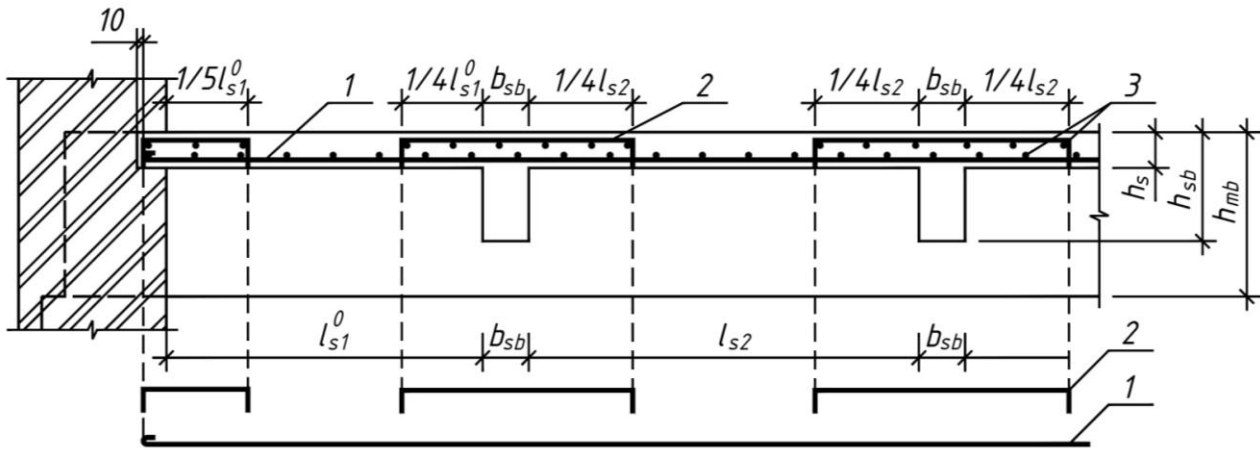


Рисунок 1.8 – Роздільне армування плити окремими стержнями при $h_s \leq 80$ мм: 1 – робоча арматура в прольоті; 2 – робоча арматура на опорі; 3 – розподільна арматура

У плитах товщиною $h_s > 80$ мм з метою економії арматурної сталі застосовують безперервне (з відгинами) армування трьома типами відігнутих стержнів, які чергуються (рис. 1.9). У плитах товщиною $h_s < 150$ мм стержні відгинають під кутом 30° у плитах товщиною $h_s \geq 150$ мм – під кутом 45° [10; с. 358].

На крайніх вільних опорах у верхній зоні встановлюють додаткову арматуру (при роздільному армуванні) або відгинають частину прольотних стержнів вгору (при безперервному армуванні) для сприйняття згинальних моментів, що виникають у результаті часткового затиснення кінців плити в цегляній або бетонній стіні. Кількість додаткової верхньої арматури на крайній опорі визначається розрахунком на сприйняття 15% максимального згинального моменту в прилеглому прольоті ($0,15M_{Ed,1-1}$) [2; 8.3.1.6].

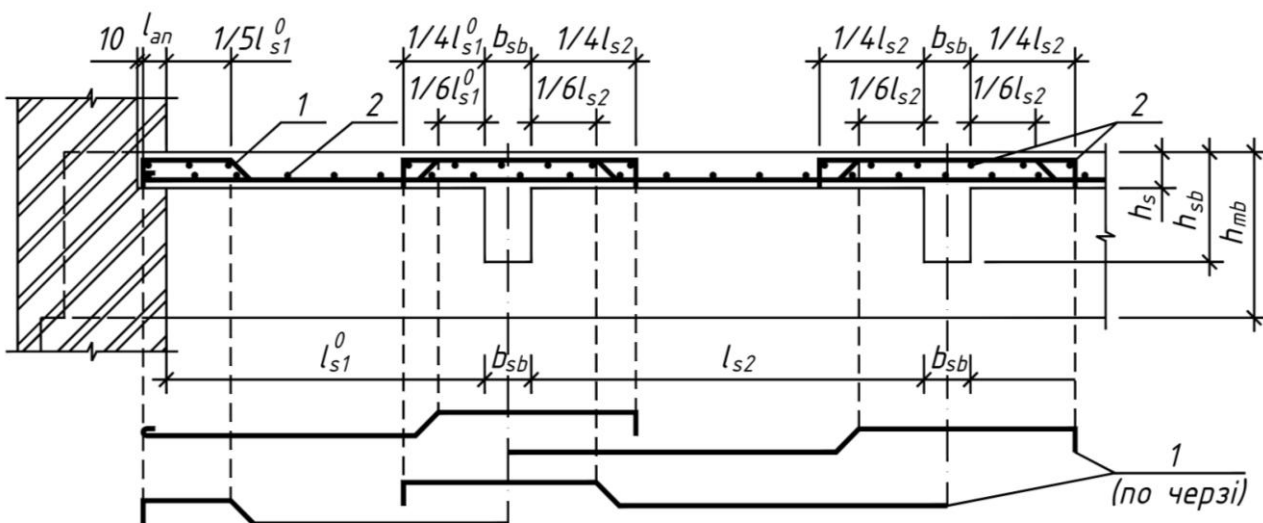


Рисунок 1.9 – Безперервне армування плити окремими стержнями при $h_s > 80$ мм: 1 – робоча відігнута арматура; 2 – розподільна арматура

Відстань між робочими стержнями, які запускають за грань опори плити, не повинна перевищувати 400 мм, причому площа перерізу цих стержнів на 1 м ширини плити має складати не менш ніж $1/4$ площі перерізу робочих стержнів у прольоті, розрахованої за найбільшим згинальним моментом [2; 8.2.4.1].

У крайніх прольотах l_{s1} і на першій проміжній опорі відповідно до більших моментів укладають більшу кількість стержнів такого самого діаметра, що й у прольоті l_{s2} , або таку саму кількість, але більшого діаметра. Однак в останньому випадку це можливо тоді, коли діаметри стержнів відрізняються один від одного не менш ніж на 2 мм.

Прямі ділянки робочої арматури зі стержнів класу А240С на крайніх опорах слід закінчувати гаками, які не доводять до опалубки на 10 мм, а також гаками на проміжних опорах.

Перпендикулярно до прольотної і опорної робочої арматури укладають розподільну арматуру (рис. 1.8, поз. 3; рис. 1.9, поз. 2), яку прив'язують дротом через вузол до робочих стержнів. Ця арматура призначена для кращого розподілу навантаження на робочі стержні, протидії появи у бетоні усадкових і температурних тріщин, утримання робочої арматури в проектному положенні. Площу перерізу розподільної арматури беруть не меншою ніж 20% перерізу робочої арматури (на 1 м) [2; 8.3.1.2]. Діаметр розподільної арматури приймають, як правило, 3 – 8 мм [10; с. 354, табл. 6.34].

Крок розподільної арматури згідно з нормами [2; 8.3.1.3] повинен бути: не більше ніж $3h$ та не більше 450 мм,

а у зонах зосереджених навантажень, а також максимальних моментів: не більше ніж $3h$ та не більше 400 мм.

Для сприймання зусиль розтягу у місцях сполучення плити з головною балкою (у верхній зоні плити) перпендикулярно до головної балки укладають додаткову арматуру (рис. 1.10, позиція 5) площею перерізу достатньою для сприймання 25% максимального згинального моменту в прольоті плити ($0,25M_{Ed,1-1}$) [2; 8.3.1.6]. Її рекомендується заводити в плиті у кожний бік від граней балки на довжину не менше ніж $1/4$ розрахункового прольоту плити.

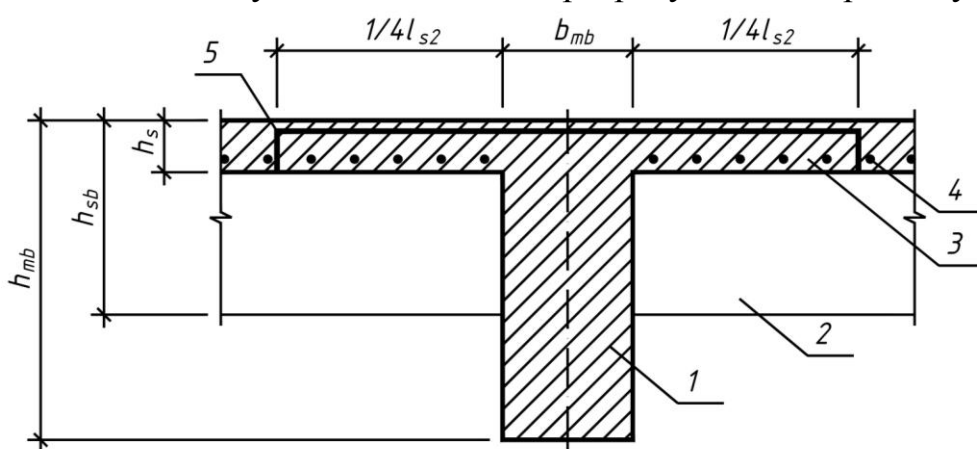


Рисунок 1.10 – Армуння вузла сполучення плити з головною балкою:
1 – головна балка; 2 – другорядна балка; 3 – плита; 4 – робоча арматура плити;
5 – додаткова арматура

При армуванні плит зварними сітками додатково до вимог армування окремими стержнями слід дотримуватись наступних вимог.

Рулонну зварну сітку підбирають за сортаментом, наведеним у [10; с. 253, табл. 5.6].

Роздільне армування (без відгинів) рулонними сітками застосовують, якщо діаметр робочої арматури 6 мм і більше зі сталі класу А400С. Ці сітки укладають понизу плити між другорядними балками в прольотах і зверху над опорами (рис. 1.11, а). Замість рулонної сітки можуть бути застосовані окремі плоскі сітки.

З метою економії арматури у плитах товщиною більше від 90 мм надопорну арматуру можна застосовувати у вигляді двох сіток зі взаємним їх зміщенням (рис. 1.11, б).

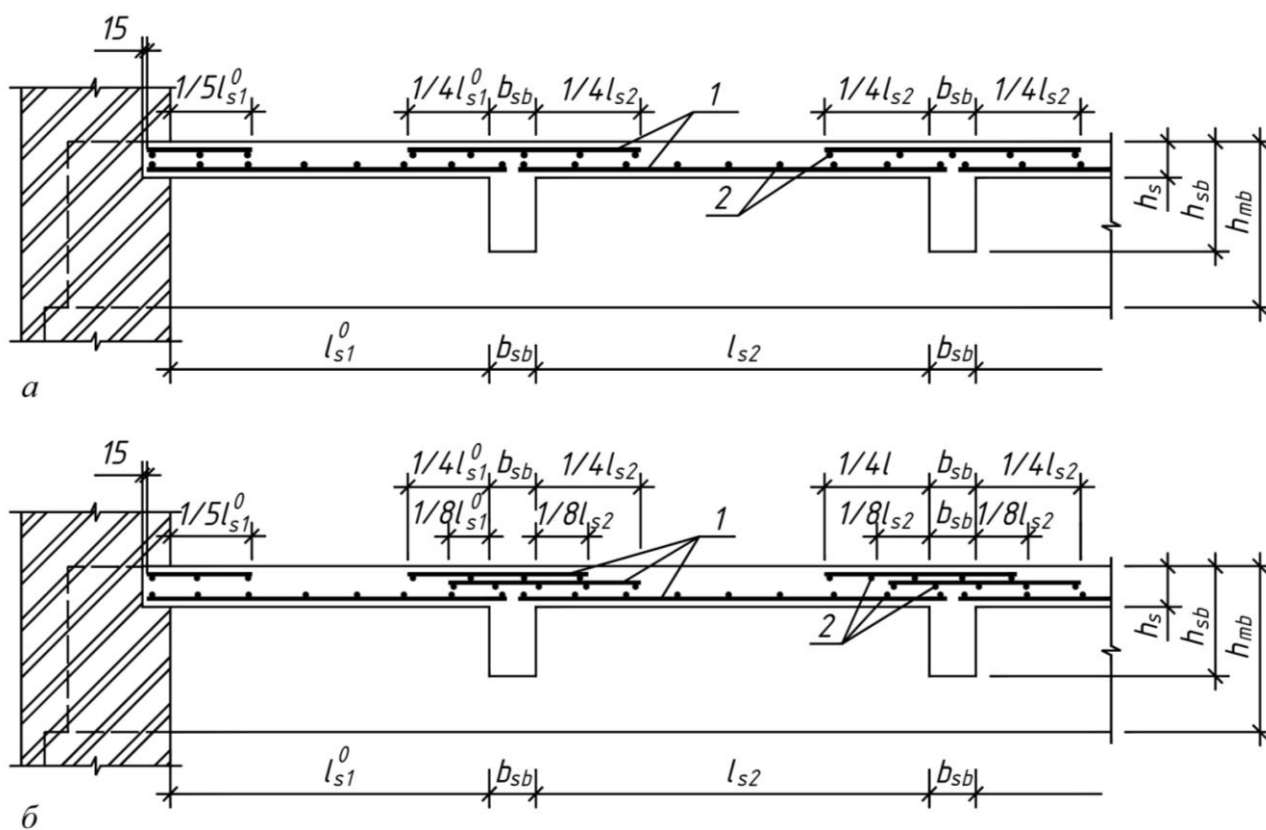


Рисунок 1.11 – Роздільне армування плити плоскими зварними сітками:

а – однією сіткою над опорою; б – двома сітками над опорою:

1 – робоча арматура; 2 – розподільна арматура

Безперервне армування балкових плит зварними сітками застосовують, якщо діаметр робочих стержнів складає 5 мм і менше із сталі Вр-I (рис. 1.12, а) і при $h_s < 100$ мм. У крайніх прольотах і на першій проміжній опорі, оскільки там діють максимальні моменти, укладають додаткову рулонну сітку (рис. 1.12, б). Замість додаткової сітки можна вкладати окремі стержні, прив'язуючи їх до основної сітки [10; с.356].

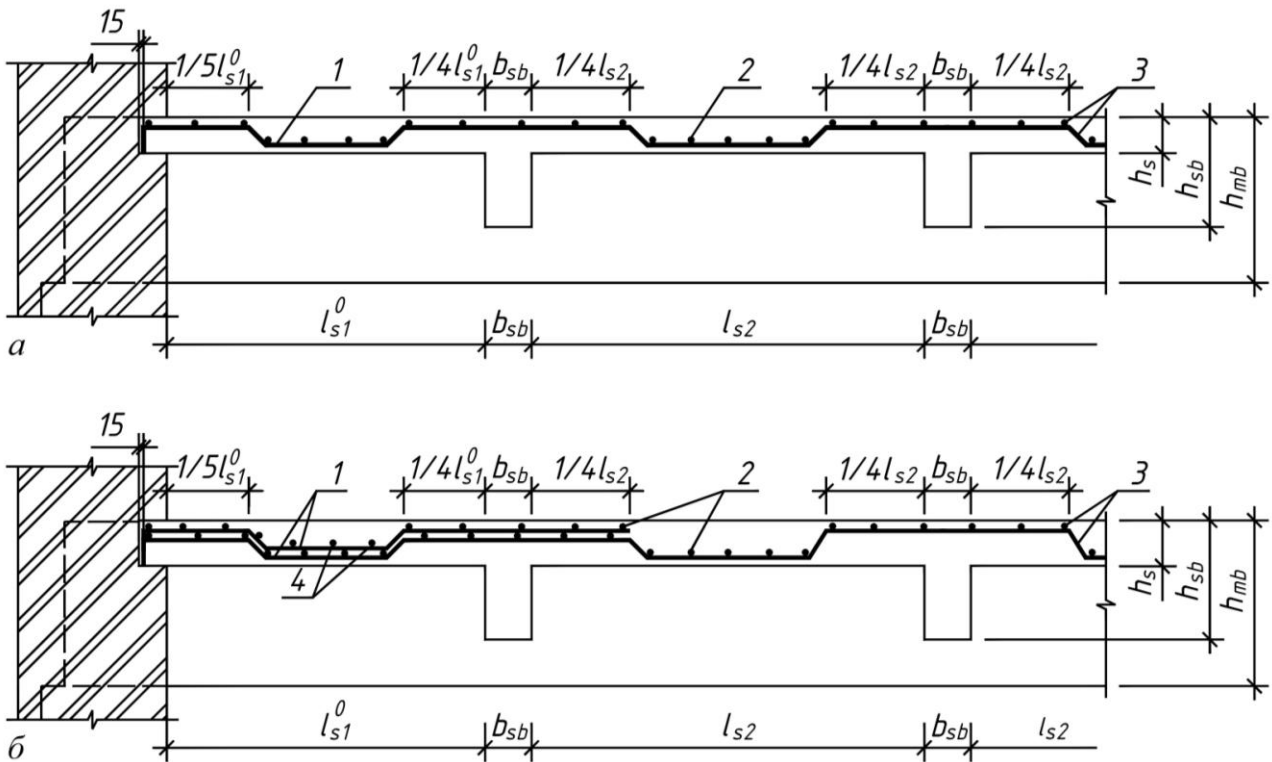


Рисунок 1.12 – Безперервне армування плити рулонними сітками:
a – однією сіткою; *б* – додатковою сіткою в першому прольоті та на першій проміжній опорі: 1 – робоча арматура; 2 – розподільна арматура; 3 – основна рулонна сітка; 4 – додаткова рулонна сітка або окремі стержні

Контрольні питання та приклади

1. Назвати способи армування плит на практиці.
2. Скільки дорівнює максимальна кількість робочих стержнів при розташуванні їх за перерізом у розтягнутій зоні плити?
3. Які існують способи армування плити?
4. Що таке роздільне армування і в плитах якої товщини воно доцільне?
5. Скільки складає максимальна відстань між робочими стержнями, відігнутими на опору, і їх площа?
6. Перерахуйте умови, які регламентують площу стержнів, що обов'язково доводяться до опори із прольоту, і їх максимальний крок у плитах.
7. У чому полягає призначення розподільної арматури в плитах?
8. Назвіть умови, які регламентують площу стержнів розподільної арматури і їх кількість у поперечному перерізі плити.
9. Як призначаються діаметри і кроки розташування розподільної арматури в перерізі плити?
10. Як призначаються діаметр, площа і кількість стержнів додаткової арматури, яку укладають у перекриття для сприймання зусиль розтягу в місцях з'єднання плити з головною балкою?
11. Яких додаткових заходів при армуванні плит зварними сітками необхідно дотримуватись порівняно з армуванням плит окремими стержнями?

12. На якій відстані від грані опори повинен закінчуватись відгин арматури, що відгинається з прольоту на опору в нерозрізних плитах?

13. Накресліть схему армування поперечного перерізу плити монолітного ребристого перекриття плоскими зварними сітками.

14. Накресліть схему армування поперечного перерізу плити окремими стержнями.

15. У чому полягає призначення відгину стержнів із прольоту на вільну опору і місце його розташування в перерізі нерозрізних плит?

1.3 Розрахунок і конструювання другорядної балки

Статичний розрахунок другорядних балок монолітного ребристого перекриття з балковими плитами виконують за методом граничної рівноваги. Розрахунок міцності балки виконують у перерізах, нормальних, а також похилих до її поздовжньої осі. Балки конструюють відповідно до вимог ДБН В.2.6-98:2009.

1.3.1 Розрахункова схема балки

У розрахунках другорядна балка розглядається як нерозрізна багатопрольотна, опорами якої є головні балки та стіна. Якщо таких прольотів у конструктивній системі більше від п'яти, то за розрахункову схему другорядної балки приймають п'ятипрольотну нерозрізну балку (рис. 1.13). За всією довжиною балка вважається завантаженою рівномірно розподіленим навантаженням інтенсивністю p , значення котрого дорівнює навантаженню, прикладеному на 1 м^2 плити (табл. 1.1), помноженому на відстань між осями другорядних балок (рис. 1.2 та 1.3), і навантаженню від маси 1 м погонної довжини тієї частини другорядної балки, котра розташована знизу плити:

$$p = (g + v)l_s + (h_{sb} - h_s)b_{sb}\rho\gamma_{fn}\gamma_n, \quad (1.26)$$

де g, v – відповідно розрахункові граничні значення постійного та змінного навантаження на 1 м^2 плити (табл. 1.1);

l_s – крок другорядних балок (рис. 1.2, 1.3);

h_{sb} – висота другорядної балки;

h_s – товщина плити;

b_{sb} – ширина другорядної балки;

ρ – густина залізобетону, $\rho = 25 \text{ кН/м}^3$;

γ_{fn}, γ_n – коефіцієнти надійності відповідно за навантаженням та за відповідальністю.

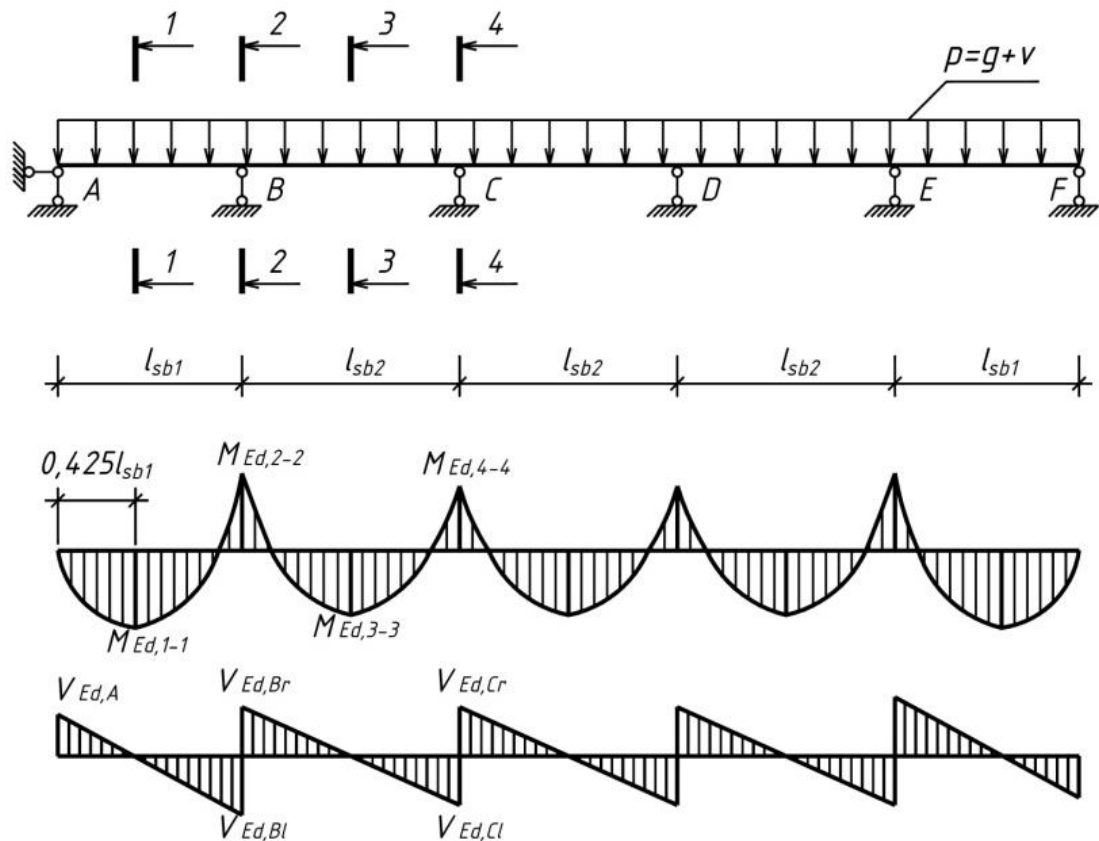


Рисунок 1.13 – Розрахункова схема другорядної балки та епюри M_{Ed} і V_{Ed}

За розрахункові довжини середніх прольотів другорядних балок беруть відстань у простві між головними балками (рис. 1.14)

$$l_{sb2} = l_{sb} - b_{mb}; \quad (1.27)$$

довжина крайнього розрахункового прольоту

$$l_{sb1} = l'_{sb} - a - b_{mb}/2 + B/2, \quad (1.28)$$

де $l_{sb}; l'_{sb}$ – відповідно довжина середнього та крайнього прольотів другорядних балок (рис. 1.2);

a – прив'язка внутрішньої грані стіни до координаційної осі;

b_{mb} – ширина головної балки визначається зі співвідношень

$$b_{mb} = (1/2 \dots 1/3) h_{mb},$$

$$h_{mb} = (1/8 \dots 1/15) l_{mb}$$

і приймається кратною 50 мм [10; с. 335];

B – довжина ділянки опирання балки на стіну, при $h_{sb} \leq 600$ мм $B = 250$ мм, при $h_{sb} > 600$ мм $B = 380$ мм (рис. 1.14).

Розрахункові перерізи балки розглядаються в тих самих місцях, що і в розрахунковій схемі плити (рис. 1.5 та 1.13).

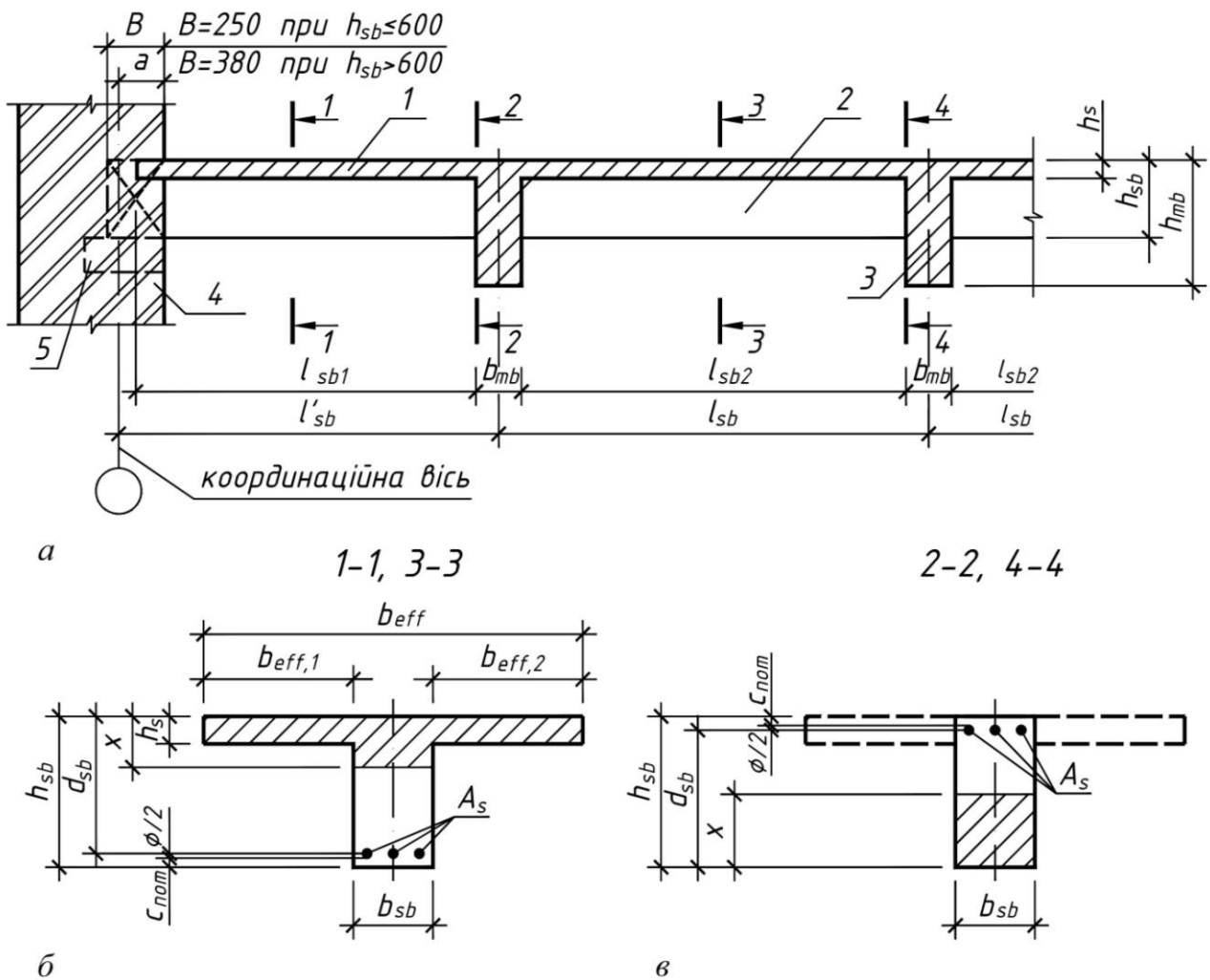


Рисунок 1.14 – До визначення розрахункових прольотів і розмірів поперечного перерізу другорядної балки: *а* – переріз перекриття вздовж другорядних балок; *б* – переріз з полицею в стиснутій зоні (в прольоті); *в* – переріз з полицею в розтягнутій зоні (на опорі); 1 – плита; 2 – другорядна балка; 3 – головна балка; 4 – стіна; 5 – розподільна залізобетонна подушка

Контрольні питання і приклади

1. Зобразити розрахункову схему другорядної балки при проектуванні монолітного ребристого перекриття, в якому 8 рядів головних балок.
2. Чому дорівнює довжина ділянки опирання другорядної балки на стіну?
3. Записати умови для визначення ширини й висоти другорядної балки.

1.3.2 Статичний розрахунок балки

У статичних розрахунках другорядних балок з рівними прольотами або такими, які відрізняються не більш, ніж на 20%, розрахункові згинальні моменти визначають, використовуючи метод граничної рівноваги. При цьому:

у першому прольоті (переріз 1-1)

$$M_{Ed, 1-1} = \frac{pl_{sb1}^2}{11}; \quad (1.29)$$

на першій проміжній опорі (переріз 2-2)

$$M_{Ed, 2-2} = \frac{pl_{sb2}^2}{14}, \quad l_{sb2} > l_{sb1}; \quad (1.30)$$

у середніх прольотах (переріз 3-3) і на проміжних опорах (переріз 4-4)

$$M_{Ed, 3-3} = \left| -M_{Ed, 4-4} \right| = \frac{pl_{sb2}^2}{16}. \quad (1.31)$$

Якщо другорядна балка трипрольотна, то розрахунковий згинальний момент в її середньому прольоті беруть не меншим, ніж момент защемленої балки, а саме:

$$M_{Ed, 3-3} = \frac{pl_{sb2}^2}{24}. \quad (1.32)$$

Поперечні сили (рис. 1.13):

на крайній вільній опорі *A*

$$V_{Ed, A} = 0,4pl_{sb1}; \quad (1.33)$$

на першій проміжній опорі *B* зліва

$$V_{Ed, Bl} = 0,6pl_{sb1}; \quad (1.34)$$

на першій проміжній опорі *B* справа і на решті опор

$$V_{Ed, Br} = V_{Ed, Cl} = V_{Ed, Cr} = 0,5pl_{sb2}. \quad (1.35)$$

Контрольні запитання і приклади

1. Записати формули для визначення згинальних моментів, що виникають у прольотах і на опорах другорядної балки від дії рівномірно розподіленого завантаження.

2. Записати формулу обчислення згинального моменту в середньому прольоті рівномірно завантаженої трипрольотної балки.

3. Записати формулу для обчислення поперечної сили на крайній опорі.

4. Записати формули для обчислення поперечної сили на першій проміжній опорі зліва і справа від неї.

1.3.3 Уточнення розмірів поперечного перерізу балки

Оскільки другорядна балка і плита з'єднані монолітно, то і працюють вони разом. Це означає, що за розрахунковий переріз другорядної балки в прольотах (перерізи 1-1, 3-3) слід вважати тавр (рис. 1.14, б), оскільки в цих місцях плита опиняється в стиснутій зоні. На опорах (перерізи 2-2, 4-4) розрахунковим перерізом другорядної балки буде прямокутник (рис. 1.14, в), оскільки тут плита опиняється в розтягнутій зоні й у роботі перерізу участі не приймає.

Беручи до уваги суттєву відмінність форм робочих перерізів балки у прольоті й на опорі (рис. 1.14, б та в) висоту балки, визначену в 1.2.2, уточнюють. Тобто, визначають робочу висоту балки d_{sb} на дію згинального моменту $M_{Ed, 2-2}$ біля грані першої проміжної опори (переріз 2-2).

Оскільки на цій опорі плита перебуває в розтягнутій зоні, то розрахунок слід виконати за формулою (1.18) як для прямокутного перерізу шириною b_{sb} :

$$d_{sb} = \sqrt{\frac{M_{Ed, 2-2}}{f_{cd} \gamma_{c1} b_{sb} \bar{\alpha}_m}}. \quad (1.36)$$

Для визначення $\bar{\alpha}_m$ задаються оптимальним відсотком армування $\rho_f \% = 1 \dots 2\%$ і за формулою (1.19) при умові криволінійної епюри напружень стиску в бетоні обчислюють відносне значення висоти стиснутої зони бетону

$$\bar{\xi} = \rho_f \frac{f_{yd}}{\omega f_{cd} \gamma_{c1}} \leq \bar{\xi}_R \quad (1.37)$$

де ω – значення коефіцієнта повноти епюри напружень в бетоні стиснутої зони [11; 4.1, с. 33], (табл. А.3);

$\bar{\xi}_R$ – граничне значення (1.21) відносної висоти стиснутої зони бетону.

Обчисливши $\bar{\xi}$ за формулою (1.37), з таблиці А.5 знаходять значення коефіцієнта $\bar{\alpha}_m$, після підстановки якого у формулу (1.36) отримаємо значення робочої висоти перерізу другорядної балки d_{sb} .

З метою визначення повної висоти перерізу необхідно знати діаметр робочої арматури, якою армується переріз, а також призначати товщину її захисного шару c_{nom} із бетону. Для цього обчислюють площу стержнів поздовжньої робочої арматури

$$A_s = \frac{M_{Ed, 2-2}}{f_{yd} \bar{\xi} d_{sb}}. \quad (1.38)$$

Використовуючи розраховане за формулою (1.38) значення A_s із таблиці А.6 визначають кількість стержнів і їх діаметри. Всі діаметри стержнів поздовжньої робочої арматури рекомендується брати однаковими, причому, якщо $h_{sb} \geq 400$ мм, то $\varnothing > 12$ мм. Якщо ж це неможливо, то арматуру конструюють зі стержнів різного діаметра (*не більше двох різних діаметрів*). Призначаючи таким чином кількість поздовжніх стержнів і їх діаметри, слід ураховувати вимоги конструювання [2; 7.1.4], згідно з якими відстань у провітрі між цими стержнями (рис. 1.17) береться не меншою від найбільшого діаметра стержня, а також не менше $(d_g + 5)$ та 20 мм, де d_g – найбільший розмір заповнювача.

Товщину захисного шару c_{nom} вибирають відповідно до конструктивних вимог [1; 4.4], згідно з якими вона, як правило, для балок повинна бути не меншою від діаметра стержня і не менше 20 мм.

Ураховуючи ці вимоги, уточнюють висоту перерізу балки

$$h_{sb} = d_{sb} + c_{nom} + \varnothing / 2. \quad (1.39)$$

Отримане значення h_{sb} округлюють до числа, кратного 50 мм (краще в

більший бік).

Нарешті, з урахуванням округленого значення h_{sb} , шукана фактична робоча висота перерізу балки уточнюється так:

$$d_{sb} = h_{sb} - c_{nom} - \emptyset / 2. \quad (1.40)$$

Контрольні питання і приклади

1. Зобразити форми поперечних перерізів другорядної балки на опорі і в прольоті при конструктивному її розрахунку.
2. Чому буде дорівнювати мінімальна товщина захисного шару бетону в балці для робочої поздовжньої арматури діаметрами 18, 20, 22, 25, 30 мм?

1.3.4 Розрахунок міцності балки в нормальних перерізах

Конструктивний розрахунок балки в нормальних перерізах ґрунтується на даних статичного розрахунку, розглянутого в 1.3.2, і додержанні конструктивних вимог [1; 4.4] та [2; 7.1.4]. У розрахунках використовуються уточнені в 1.3.3 розміри поперечного перерізу балки h_{sb} , b_{sb} та d_{sb} .

Визначити міцність балки в нормальних перерізах для наявних даних означає підібрати таку кількість поздовжньої робочої арматури в розрахункових перерізах, яка забезпечує несучу здатність балки на дію відповідних згинальних моментів. Перерізи 1-1 і 3-3 балки мають форму тавра (рис. 1.14, б). Тому площу робочої арматури балки в цих перерізах слід визначити залежно від положення нейтральної лінії.

Вважається, що тавровий переріз при проектуванні другорядної балки, як правило, повинен мати одиночне армування. Враховуючи це, розрахунок балок у перерізах 1-1 і 3-3 виконують у такій послідовності.

Спочатку обчислюють момент M_f' , що сприймається цим перерізом у припущенні, що нейтральна лінія проходить по нижній грані полиці, (рис. 1.14, б), тобто $x = h_s$ і вся полиця стиснута. При такому припущенні

$$M_f' = \omega f_{cd} \gamma_{c1} h_s b_{eff} (d_{sb} - \chi h_s \omega), \quad (1.41)$$

де χ – коефіцієнт за [11; 4.1, с. 33], табл. А.3.

Якщо буде виконуватись умова

$$M_f' \geq M_{Ed, 1-1(3-3)}, \quad (1.42)$$

то це означає, що нейтральна лінія проходить в полиці і переріз балки в розрахунках розглядають як прямокутний з розмірами x і b_{eff} .

Якщо ж умова (1.42) не виконується, а саме

$$M_f' < M_{Ed, 1-1(3-3)}, \quad (1.43)$$

то це означає, що нейтральна лінія перетинає ребро і переріз балки слід розглядати як тавровий, в котрому частина ребра стиснута (рис. 1.14, б).

Призначаючи робочу ширину b_{eff} полиці балок таврового поперечного перерізу, слід керуватися вимогами [1; 5.3.2.1], згідно з якими b_{eff} слід

визначати за формулою

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_{sb}, \quad (1.44)$$

де $b_{eff,i}$ – звиси полиці в кожен бік від ребра (рис. 1.15)

$$b_{eff,i} = 0,2b_i + 0,1l_0 \leq 0,2l_0, \quad (1.45)$$

причому значення b_i приймаються рівними 1/2 відстані у проясненні між другорядними балками або між другорядною балкою та зовнішньою стіною (при розрахунку крайньої другорядної балки) (рис. 1.15).

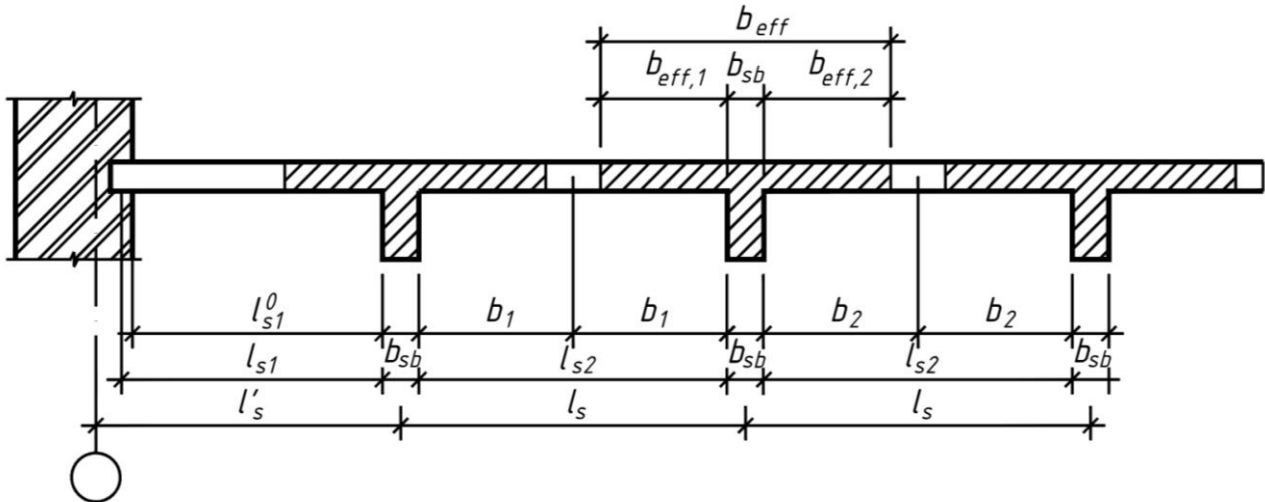


Рисунок 1.15 – До визначення робочої ширини полиці другорядної балки

Відстань l_0 (рис. 1.16) між точками другорядної балки з нульовими значеннями моментів приймається так: у перерізі 1-1 – $l_0 = 0,85l_{sb1}$, у перерізі 3-3 – $l_0 = 0,7l_{sb2}$.

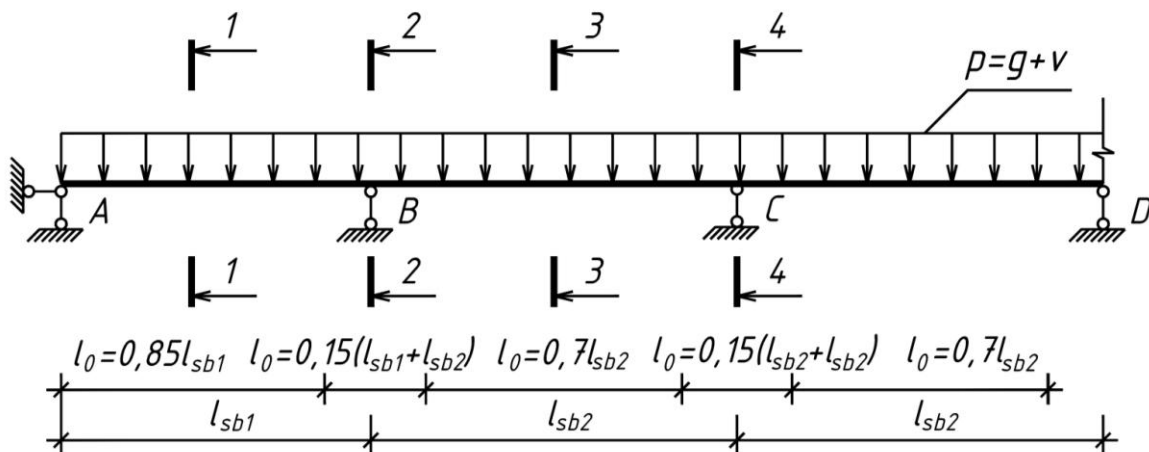


Рисунок 1.16 – До визначення відстані l_0

Площа робочої арматури в прольотах (перерізи 1-1, 3-3) при дотриманні умови (1.42)

$$A_{s,1-1(3-3)} = \frac{M_{Ed,1-1(3-3)}}{f_{yd} d_{sb} \bar{\zeta}_{1-1(3-3)}}. \quad (1.46)$$

Значення коефіцієнта $\bar{\zeta}$ приймають за таблицею А.5 для відповідного

значення коефіцієнта

$$\bar{\alpha}_{m, 1-1 (3-3)} = \frac{M_{Ed, 1-1 (3-3)}}{f_{cd} \gamma_{c1} b_{eff} d_{sb}^2}. \quad (1.47)$$

При визначенні площі арматури на опорах (перерізи 2-2, 4-4), перерізи балки розглядають як прямокутні з розмірами h_{sb} та b_{sb} , оскільки тут діють негативні згинальні моменти. Для цих перерізів при однаковому значенні робочої висоти площа робочої арматури

$$A_{s, 2-2 (4-4)} = \frac{M_{Ed, 2-2 (4-4)}}{f_{yd} d_{sb} \bar{\xi}_{2-2 (4-4)}}, \quad (1.48)$$

при цьому значення коефіцієнта $\bar{\xi}$ знаходять із таблиці А.5 за відповідно обчисленим для кожного з перерізів значень

$$\bar{\alpha}_{m, 2-2(4-4)} = \frac{M_{Ed, 2-2(4-4)}}{f_{cd} \gamma_{c1} b_{sb} d_{sb}^2}. \quad (1.49)$$

Якщо нейтральна лінія перетинає ребро (рис. 1.14, б), а саме: виконується умова (1.43), то рекомендується збільшити висоту h_{sb} балки на 50 мм і виконати повторний розрахунок. При неможливості збільшення висоти балки подальший розрахунок слід проводити згідно з нормами [2; 4.3].

Слід мати на увазі, що формули (1.46) – (1.49) можуть бути застосовані тоді, коли виконується умова $\bar{\xi} \leq \bar{\xi}_R$. Якщо ця умова не виконується, то доцільно збільшити висоту балки на стільки, щоб дана умова виконувалась.

За обчисленими площами поздовжньої робочої арматури в ході конструювання за табл. А.6 підбирають кількість і діаметр стержнів.

При армуванні балок в'язаними каркасами слід керуватись тим, що на опору (переріз 2-2, 4-4) із сусідніх прольотів можна відгинати частину нижньої поздовжньої робочої арматури, але не більше, ніж 50%. Для решти необхідної площі арматури додатково підбирають потрібну кількість стержнів.

Крім перелічених, необхідно також дотримуватись викладених у 1.3.3 і на рисунку 1.17 конструктивних вимог розташування стержнів за перерізом [2; 7.1.4].

Стержні, які відгинаються, слід розміщувати симетрично відносно вертикальної осі перерізу. Відгинати стержні, розміщені безпосередньо біля бокових граней балок, не рекомендується [10; с. 341].

Відгин стержнів рекомендується виконувати відповідно до [10; с. 340 – 341], що розглянуто детальніше в 1.3.7. Зокрема, початок відгину стержня в розтягнутій зоні повинен бути віддалений від нормального перерізу, в якому він повністю використовується згідно з розрахунком, не менше, як на d_{sb} [2; 7.1.4]. Кінець відгину стержня повинен бути розташований не ближче того нормального перерізу, в якому відігнутий стержень згідно з розрахунком не потрібен. Точні місця обривів стержнів і початків виконання відгинів визначають за епюрою матеріалів з урахуванням дії поперечної сили V_{Ed} .

У випадку армування другорядних балок зварними каркасами при конструюванні доцільно керуватися [10; с. 338].

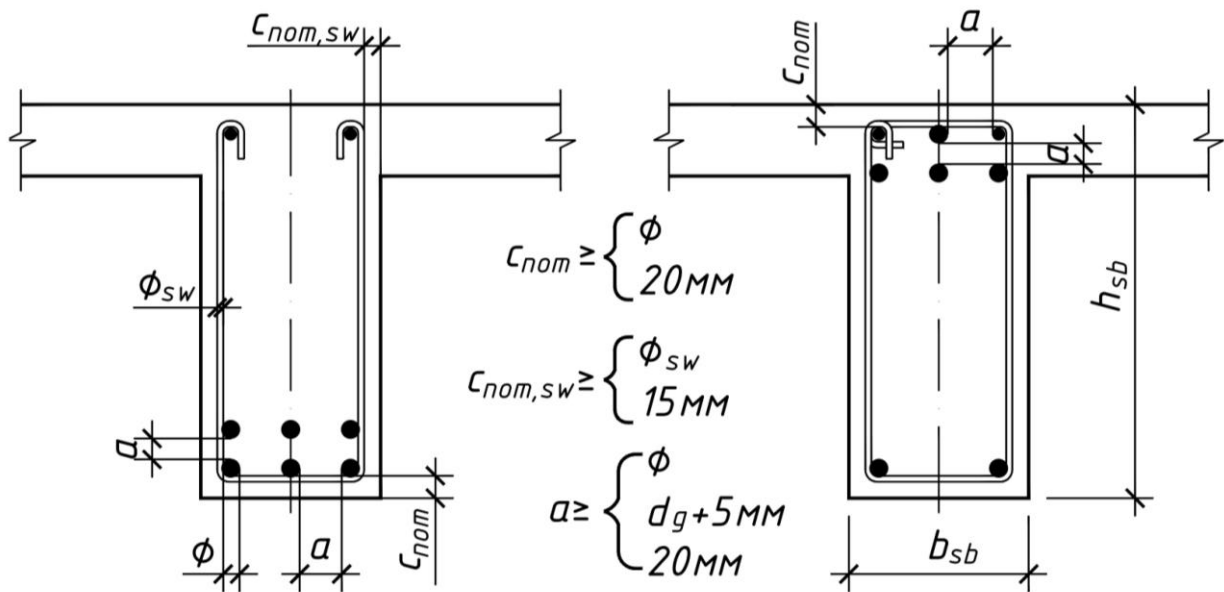


Рисунок 1.17 – Розташування поздовжньої робочої арматури у перерізі балки (d_g – максимальний розмір заповнювача)

Контрольні запитання і приклади

1. Якщо при розрахунку другорядної балки на дію прольотного моменту встановлено, що нейтральна лінія проходить у полиці, то для якої форми перерізу виконують подальший розрахунок?
2. Балка, яка виготовлена з бетону класу C20/25, має поперечний переріз у вигляді тавра з розмірами $b_{eff} = 800$ мм, $h_s = 100$ мм, $h_{sb} = 500$ мм, $b_{sb} = 200$ мм. Арматура в розтягнутій зоні – $3\text{Ø}22\text{A}400\text{C}$. Установити форму стиснутої зони балки при визначенні її несучої здатності.
3. Балка з важкого бетону класу C20/25 у поперечному перерізі має вигляд тавра з розмірами $b_{eff} = 600$ мм, $h_s = 90$ мм, $h_{sb} = 600$ мм, $b_{sb} = 200$ мм. Арматура в розтягнутій зоні – $3\text{Ø}25\text{A}400\text{C}$. Визначити несучу здатність балки.

1.3.5 Розрахунок міцності балки в похилих перерізах

Для елементів, що зазнають дії переважно рівномірно розподіленого навантаження, потрібно здійснювати перевірку несучої здатності за поперечною силою біля вершини похилої тріщини на відстані d_{sb} від грані опори. При цьому необхідно перевіряти умову, чи не перевищує поперечна сила V_{Ed} на цій опорі максимально допустимого значення опору перерізу на зріз (зсув) $V_{Rd,max}$ [2; 4.6.1.4].

Спочатку перевіряють необхідність встановлення поперечної арматури за умовою [2; 4.6.2.1]:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} b_{sb} d_{sb}, \quad (1.50)$$

де V_{Ed} – поперечна сила у перерізі, що розташовується на відстані від грані опори не менше ніж d_{sb} ;

$V_{Rd,c}$ – розрахункова величина опору перерізу на зріз (зсув), її значення повинно відповідати умові

$$V_{Rd,c} \geq 0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}b_{sb}d_{sb}; \quad (1.51)$$

$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$, γ_c – коефіцієнт надійності для бетону [1; табл. 2.1];

$k = 1 + \sqrt{200/d_{sb}} \leq 2$, d_{sb} в мм;

$\rho_l = \frac{A_s}{b_{sb} \cdot d_{sb}} \leq 0,02$ – коефіцієнт поздовжнього армування;

A_s – площа розтягнутої арматури, яка продовжується на відстань, не меншу, ніж $l_{bd} + d_{sb}$ за переріз, що розглядається;

f_{ck} – характеристичне значення міцності бетону на стиск у віці 28 діб, МПа [1; табл. 3.1].

Якщо умова (1.50) виконується, то хомути за розрахунком не потрібні. Але в таких випадках їх встановлюють конструктивно відповідно до вимог норм [2; 8.2.6] дотримуючись умови

$$\rho_w \geq \rho_{w,\min}, \quad (1.52)$$

де $\rho_w = \frac{A_{sw}}{sb_{sb} \sin \alpha}$ – коефіцієнт поперечного армування;

s – крок поперечної арматури в напрямку поздовжньої осі балки ;

A_{sw} – площа поперечної арматури в межах кроку s ;

α – кут між поздовжньою віссю балки та поперечною арматурою;

$\rho_{w,\min} = 0,08\sqrt{f_{ck}}/f_{yk}$ – мінімальний коефіцієнт поперечного армування.

Якщо ж умова (1.50) не виконується, то слід розрахувати міцність балки в похилих перерізах з урахуванням поперечної арматури, тобто необхідно визначити площу цієї арматури для сприймання поперечної сили, яку не може сприйняти бетон.

Кількість поперечної арматури, котру встановлюють за розрахунком, повинна задовольняти умову норм [2; 4.6.3.3]

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \text{ctg} \theta, \quad (1.53)$$

де A_{sw} – площа перерізу поперечної арматури;

s – крок поперечних стержнів, його значення за вимогами норм [2; 8.2.6.6] приймається не більше $s_{l,\max}$:

$$s_{l,\max} = 0,75d_{sb}; \quad (1.54)$$

$z = 0,9d_{sb}$ – плече внутрішньої пари сил;

f_{ywd} – розрахункове значення міцності поперечної арматури [2; табл. 3.4];

θ – кут між умовним стиснутим бетонним елементом та поздовжньою віссю балки. Значення величини $\text{ctg} \theta$ [2; 4.6.3.2] приймаються в межах $1 \leq \text{ctg} \theta \leq 2,5$ але так, щоб забезпечувалось виконання умови

$$V_{Ed,\max} \leq V_{Rd,\max} = \frac{b_{sb} z v f_{cd}}{\text{ctg} \theta + \text{tg} \theta}, \quad (1.55)$$

де $V_{Ed,max}$ – максимальне розрахункове значення поперечної сили від зовнішнього навантаження на опорі, обчислене за формулами (1.33) – (1.35);

ν – коефіцієнт зниження міцності бетону з тріщинами при зсуві, який рекомендується визначати за виразом:

$$\nu = 0,6(1 - f_{ck} / 250), \quad (1.56)$$

де f_{ck} – характеристичне значення міцності бетону на стиск у віці 28 діб, МПа [1; табл. 3.1].

Приклад 4. Другорядна балка з бетону класу C12/15 з прольотами 5,4 м завантажена рівномірно розподіленим навантаженням: змінним $\nu = 25$ кН/м, постійним $g = 10$ кН/м. Розміри поперечного перерізу балки $b_{sb} = 200$ мм, $h_{sb} = 400$ мм. Площа робочої поздовжньої арматури $A_s = 942$ мм². Робоча висота балки дорівнює 370 мм. Розрахувати міцність балки у похилому перерізі.

Розв’язання. Спочатку перевіряємо необхідність встановлення поперечної арматури за розрахунком, виходячи з умови (1.50).

Максимальна поперечна сила від дії зовнішнього навантаження виникає зліва від першої проміжної опори та визначається за (1.34)

$$V_{Ed, max} = 0,6pl_{sb1} = 0,6(25 + 10)5,4 = 113,40 \text{ кН.}$$

Поперечна сила у перерізі, що розташовується на відстані d_{sb} від грані опори:

$$V_{Ed} = V_{Ed, max} - pd_{sb} = 113,40 - (25 + 10)0,37 = 100,45 \text{ кН.}$$

Розрахункова величина опору зсуву

$$V_{Rd, c} = C_{Rd, c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} b_{sb} d_{sb} = 0,14 \cdot 1,74 \cdot (100 \cdot 0,0127 \cdot 11)^{1/3} 200 \cdot 370 = 43415 \text{ Н} = 43,42 \text{ кН,}$$

$$\text{де } C_{Rd, c} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,3 = 0,14;$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_{sb}}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{370}} = 1,74 < 2;$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_{sb} \cdot d_{sb}} = \frac{942}{200 \cdot 370} = 0,0127 < 0,02;$$

$f_{ck} = 11$ МПа – для бетону класу C12/15 за табл. А.1.

Розрахункова величина опору зсуву $V_{Rd, c}$ приймається не менше ніж $0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2} b_{sb} d_{sb} = 0,035 \cdot 1,74^{3/2} \cdot 11^{1/2} \cdot 200 \cdot 370 = 19716 \text{ Н} = 19,72 \text{ кН.}$

Отже, остаточно приймаємо $V_{Rd, c} = 43,42 \text{ кН.}$

Оскільки $V_{Rd, c} = 43,42 \text{ кН} < V_{Ed} = 100,45 \text{ кН}$, то необхідно встановити поперечну арматуру за розрахунком.

Приймаємо у якості поперечної арматури $2\text{Ø}8\text{A}240\text{C}$ ($A_{sw} = 101 \text{ мм}^2$, $f_{ywd} = 170 \text{ МПа}$) з кроком $s = 100$ мм.

При цьому вимоги мінімального поперечного армування (1.52) та максимального кроку поперечних стержнів (1.54) задовольняються:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s b_{sb} \sin \alpha} = \frac{101}{100 \cdot 200 \cdot \sin 90^\circ} = 0,0051 > \rho_{w, \min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{11}}{240} = 0,0011;$$

$$s = 100 \text{ мм} < s_{l, \max} = 0,75 d_{sb} = 0,75 \cdot 370 = 277 \text{ мм}.$$

Перевіримо за умовою (1.53), чи забезпечує прийнята кількість поперечної арматури міцність балки за похилими перерізами.

Для цього в першому наближенні приймаємо $\text{ctg} \theta = 2,5$ та перевіряємо чи виконується умова (1.55)

$$V_{Ed, \max} = 113,40 \text{ кН} > V_{Rd, \max} = \frac{b_{sb} z \nu f_{cd}}{\text{ctg} \theta + \text{tg} \theta} = \frac{200 \cdot 333 \cdot 0,574 \cdot 8,5}{2,5 + 0,4} = 112049 \text{ Н} =$$

$$= 112,05 \text{ кН},$$

$$\text{де } z = 0,9 d_{sb} = 0,9 \cdot 370 = 333;$$

$$\nu = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,6 \left(1 - \frac{11}{250} \right) = 0,574;$$

$$f_{cd} = 8,5 \text{ МПа} - \text{для бетону класу C12/15 за табл. А.1.}$$

Оскільки умова (1.55) не виконується, то приймаємо $\text{ctg} \theta = 2,0$, що забезпечує її виконання

$$V_{Ed, \max} = 113,40 \text{ кН} < V_{Rd, \max} = \frac{b_{sb} z \nu f_{cd}}{\text{ctg} \theta + \text{tg} \theta} = \frac{200 \cdot 333 \cdot 0,574 \cdot 8,5}{2,0 + 0,5} = 129977 \text{ Н} =$$

$$= 129,98 \text{ кН}.$$

При перевірці умови (1.53) використовуємо значення $\text{ctg} \theta = 2,0$.

$$V_{Ed} = 100,45 \text{ кН} < V_{Rd, s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \text{ctg} \theta = \frac{101}{100} \cdot 333 \cdot 170 \cdot 2,0 = 114352 \text{ Н} = 114,35 \text{ кН}.$$

Отже, міцність балки у похилому перерізі з прийнятим поперечним армуванням забезпечена.

Контрольні запитання і приклади

1. Записати формули для обчислення поперечних сил у розрахункових перерізах при рівномірно розподіленому навантаженні, необхідних в розрахунках балок за міцністю в перерізах, похилих до осі балки.

2. Записати формулу для визначення поперечної сили, яку може сприйняти балка без поперечної арматури.

3. Для балки шириною 200 мм і висотою 400 мм із поздовжньою робочою арматурою 2Ø18 установити необхідність армування її поперечною арматурою, якщо на балку біля опори діє поперечна сила $V_{Ed, \max} = 120$ кН від рівномірно розподіленого навантаження інтенсивністю 40 кН/м. Прийняти товщину захисного шару бетону 20 мм, бетон важкий класу C25/30.

4. Другорядна балка висотою 300 мм і шириною 150 мм виготовлена з важкого бетону класу C20/25, армована поперечною арматурою зі сталі класу

A240С у вигляді двовіткових в'язаних хомутів зі стержнів $\varnothing 6$ з кроком 150 мм. Поздовжня робоча арматура $\varnothing 20$ має захисний шар бетону товщиною 20 мм. На балку діє рівномірно розподілене навантаження. Визначити міцність балки в похилому перерізі.

1.3.6 Побудова обвідної епюри моментів

Обвідну епюру згинальних моментів для другорядної балки будують з метою виявлення в ній перерізів, які сприймають у процесі експлуатації згинальні моменти з різними знаками, і виконання армування балок, що забезпечує їх міцність в таких перерізах, за формулою

$$M_i = \beta_i (g + v) l_{sbi}^2, \quad (1.57)$$

в якій значення коефіцієнта β_i береться для нижніх точок i -го перерізу за рис. 1.18, а для верхніх – за табл. 1.2 залежно від співвідношення змінного навантаження до постійного v/g , яке змінюється в межах 0,5...5;

l_{sbi} – проліт балки, в якому будується епюра (l_{sb1} або l_{sb2}).

Наприклад, для 2-го прольоту балки в перерізі 7 при $v/g = 1,5$ значення коефіцієнта β_i відповідно будуть дорівнювати:

для нижньої точки перерізу $\beta_7 = 0,058$ (рис. 1.18),

для верхньої точки $\beta_7' = -0,003$ (табл. 1.2).

Підставивши ці значення в (1.57), отримаємо при заданих навантаженнях v і g значення ординат обвідної епюри моментів, які в даному випадку матимуть різні знаки. Як видно із наведеного прикладу, у верхній зоні балки необхідно додатково встановити арматуру для сприйняття негативних згинальних моментів.

Таблиця 1.2 – Значення коефіцієнтів β_i для обчислення ординат негативних моментів у середніх прольотах балок залежно від співвідношення змінного і постійного навантаження v/g

v/g	Номер точки									
	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
0,5	-0,010	0,022	0,024	-0,004	-0,0625	-0,003	0,028	0,028	-0,003	-0,0625
1,0	-0,020	0,016	0,009	-0,014	-0,0625	-0,013	0,013	0,013	-0,013	-0,0625
1,5	-0,026	-0,003	0,000	-0,020	-0,0625	-0,019	0,004	0,004	-0,019	-0,0625
2,0	-0,030	-0,009	-0,006	-0,024	-0,0625	-0,023	-0,003	-0,003	-0,023	-0,0625
2,5	-0,033	-0,012	-0,009	-0,027	-0,0625	-0,025	-0,006	-0,006	-0,025	-0,0625
3,0	-0,035	-0,016	-0,014	-0,029	-0,0625	-0,028	-0,010	-0,010	-0,028	-0,0625
3,5	-0,037	-0,019	-0,017	-0,031	-0,0625	-0,029	-0,013	-0,013	-0,029	-0,0625
4,0	-0,038	-0,021	-0,018	-0,032	-0,0625	-0,030	-0,015	-0,015	-0,030	-0,0625
4,5	-0,039	-0,022	-0,020	-0,033	-0,0625	-0,032	-0,016	-0,016	-0,032	-0,0625
5,0	-0,040	-0,024	-0,021	-0,034	-0,0625	-0,033	-0,018	-0,018	-0,033	-0,0625

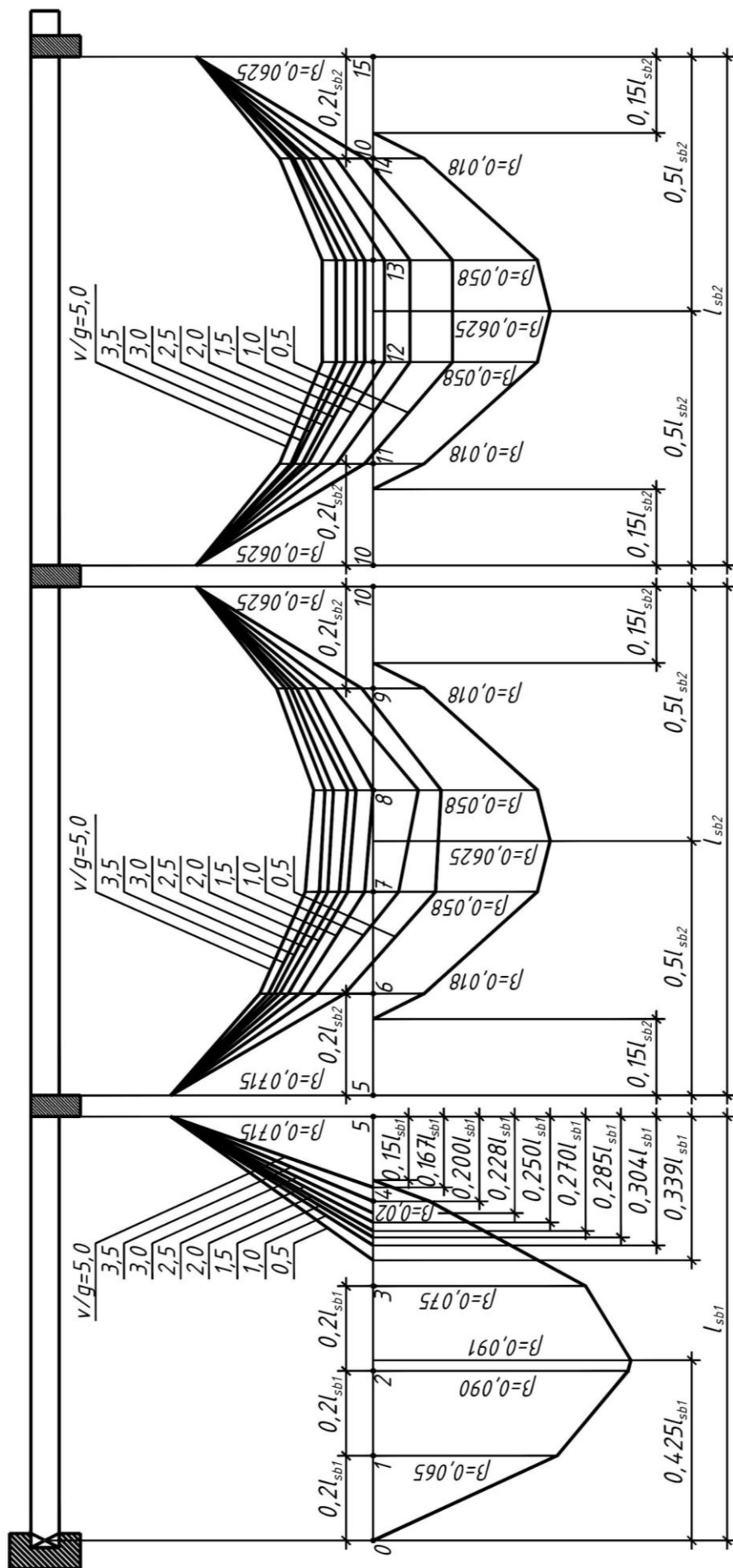


Рисунок 1.18 – Елври розрахункових моментів M_i для другорядної балки

Побудована за формулою (1.57) обвідна епюра моментів зміщується відповідно до вимог норм [2; 8.2.3] шляхом збільшення фактичного значення ординат M_i обвідної епюри моментів на величину $\Delta M_{td, i}$ (рис. 1.19):

$$\Delta M_{td, i} = \Delta F_{td, i} z, \quad (1.58)$$

де $\Delta F_{td, i}$ – додаткове зусилля розтягу, що обчислюється за формулою

$$\Delta F_{td, i} = 0,5 V_{Ed, i} \operatorname{ctg} \theta \quad (1.59)$$

$V_{Ed, i}$ – розрахункове значення поперечної сили в i -тому перерізі за обвідною епюрою поперечної сили;

θ – кут між умовним стиснутим бетонним елементом та поздовжньою віссю балки, $1 \leq \operatorname{ctg} \theta \leq 2,5$ [2; 4.6.3.2];

$z = 0,9 d_{sb}$ – плече внутрішньої пари сил.

Контрольні запитання і приклади

1. Використовуючи рисунок 1.18 і таблицю 1.2, для балок з прольотами $l_{sb1} = 5,9$ м та $l_{sb2} = 6,4$ м, знайти розрахункові значення моментів M_1, M_2, M_6, M_7 , якщо відношення змінного навантаження до постійного $v/g = 2,25$ при повному навантаженні $p = 9600$ Н/м.

2. На нерозрізну п'ятипрольотну балку з прольотами $l_{sb1} = 4,0$ м, $l_{sb2} = 5,0$ м діє змінне й постійне рівномірно розподілене навантаження відповідно інтенсивністю $v = 6000$ Н/м, $g = 3000$ Н/м. Визначити значення ординат обвідної епюри моментів у розрахункових перерізах балки.

1.3.7 Побудова епюри матеріалів

Під епюрою матеріалів розуміють графік граничних значень згинальних моментів, які сприймаються нормальними перерізами сконструюваної другорядної балки. За сутністю – це графік міцності балки в будь-якому перерізі.

Епюра матеріалів будується накладанням її на обвідну епюру згинальних моментів (в однаковому масштабі). Це дозволяє наочно оцінювати, наскільки відрізняється момент, що сприймається перерізом балки від згинального моменту, який діє в цьому самому перерізі від зовнішнього навантаження. Для того, щоб цю різницю звести до мінімуму і таким чином економно заармувати балку, необхідно зайву арматуру обірвати в прольоті або перевести у верхню зону.

Епюру матеріалів будують також з метою перевірки правильності розташування відігнутих стержнів і визначення місць теоретичного обриву поздовжніх робочих стержнів.

Ординати епюри матеріалів у i -тому перерізі балки підраховуються за формулою

$$M_i = f_{yd} A_{si} z_{si}, \quad (1.60)$$

де f_{yd} – розрахункове значення міцності арматури на межі текучості;
 A_{si} – фактична площа розтягнутої робочої поздовжньої арматури в перерізі, що розглядається;

$z_{.si} = \bar{\xi}_i d_{sb,i}$ – плече внутрішньої пари сил в i -тому перерізі.

Значення коефіцієнта $\bar{\xi}_i$ знаходять із таблиці А.5, використовуючи попередньо обчислені значення відносної висоти стиснутої зони бетону

$$\bar{\xi}_i = \frac{f_{yd}}{\omega f_{cd} \gamma_{c1}} \cdot \frac{A_{si}}{b_{sb(eff)} d_{sb,i}}. \quad (1.61)$$

Побудова епюри матеріалів має за мету перевірку міцності перерізів запроектованої другорядної балки на дію зовнішніх навантажень, тому значення її ординат можна визначати в припущенні рівномірного розподілу нормальних напружень у стиснутій зоні бетону [1; 3.1.6.2] за [10; с. 447].

Побудову епюри матеріалів починають з першого прольоту. Паралельно осі балки проводять вісь 0-0 (рис. 1.19) і будують на ній обвідну епюру моментів. Після цього за формулою (1.60) обчислюють значення моменту M_{1-1} , що сприймається розтягнутою арматурою $A_{s,1-1}$ у перерізі 1-1 на відстані $0,425l_{sb1}$ від вільної опори. Отримане значення M_{1-1} як ординату в тому ж масштабі, що й ординати обвідної епюри моментів, відкладають навпроти перерізу 1-1 від осі 0-0 вниз. При цьому має виконуватись умова $M_{1-1} \geq M_{Ed,1-1}$.

Через кінець відкладеного відрізка (ордината M_{1-1}) проводять лінію паралельно осі 0-0. Ця лінія є графіком моменту M_{1-1} , що сприймається перерізом балки, заармованим стержнями з площею $A_{s,1-1}$. Але оскільки частину цієї арматури доцільно відгинати на опори, то форма графіка біля опори зміниться. Установимо ділянки його змін.

Відомо, що в балці кінець відгину арматурного стержня повинен бути на відстані не більше ніж 50 мм від грані вільної опори. Враховуючи це, зафіксуємо його положення на цій ділянці точкою A . Якщо через неї провести лінію під кутом α ($\alpha = 45^\circ$ при $h_{sb} < 800$ мм, $\alpha = 60^\circ$ при $h_{sb} > 800$ мм) [10, с. 340], то в місці її перетину з віссю поздовжньої розтягнутої арматури отримаємо точку B – початок відгину.

Після цього обчислюємо момент M_{5-5} , що сприймається арматурою $A_{s,5-5}$ у перерізі 5-5. Отримане значення M_{5-5} відкладаємо від осі 0-0 вниз від точки 0. Проведена на відстані M_{5-5} від осі 0-0 і одночасно паралельна їй лінія є графіком моментів M_{5-5} . На рисунку 1.19 видно, що момент M_{1-1} сприймається трьома стержнями, а M_{5-5} – двома, оскільки середній нижній стержень балки відігнуто на першу опору для сприймання моментів, що виникають через защемлення балки в стіні.

Спроектувавши точку A на графік M_{5-5} , а точку B – на графік M_{1-1} , дістанемо відповідно точки A_1 і B_1 , з'єднавши які, матимемо епюру несучої здатності лівої половини балки або епюру матеріалів для лівої половини балки у першому прольоті.

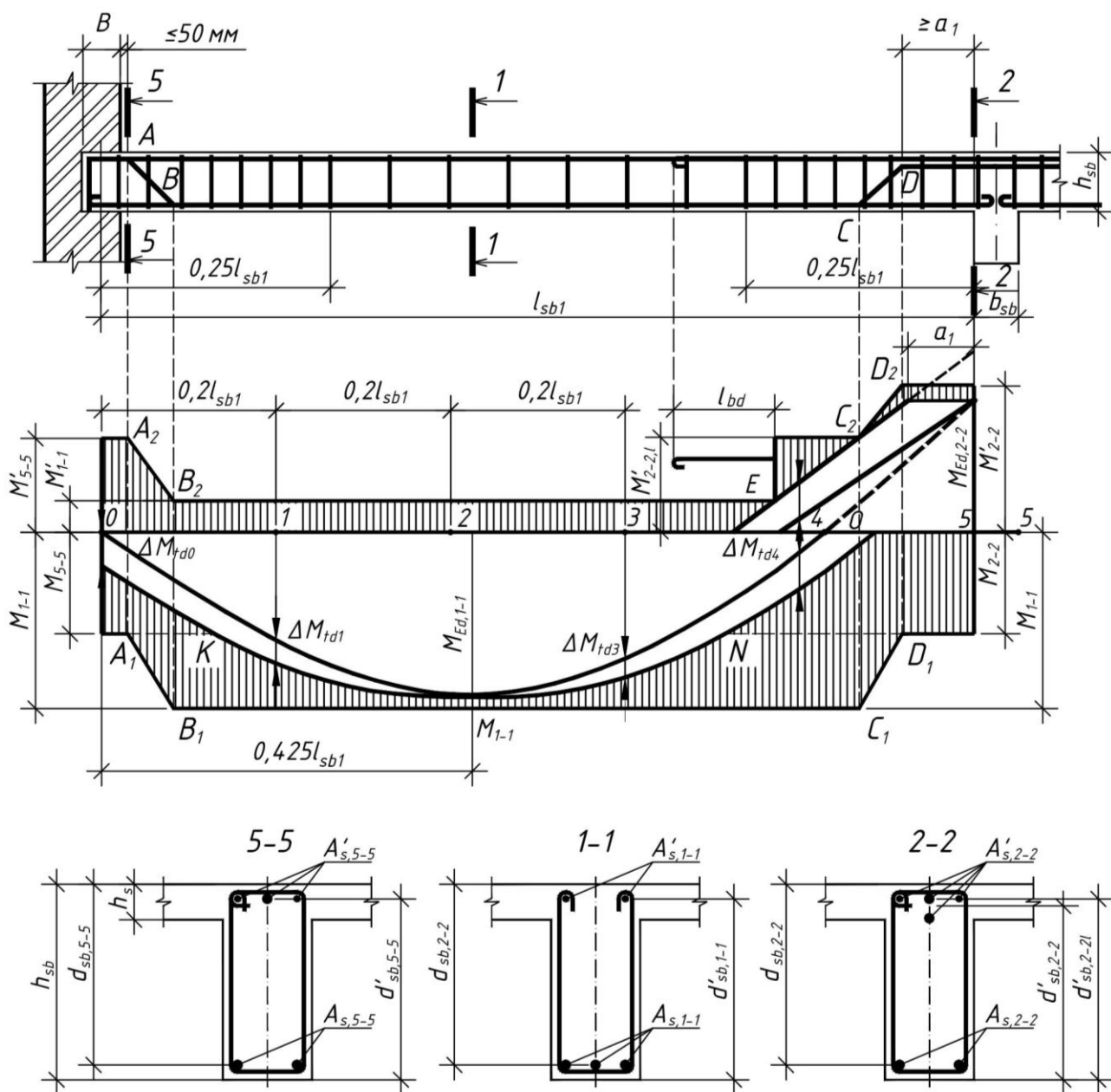


Рисунок 1.19 – Побудова епюри матеріалів

Так само визначаємо значення моменту M_{2-2} , що сприймається арматурою $A_{s, 2-2}$ нижньої зони (без урахування відігнутої). В перерізі 2-2 будемо графік несучої здатності балки M_{2-2} . На перетині ліній графіків M_{5-5} і M_{2-2} зі зміщеною обвідною епюрою моментів отримаємо точки K і N , які є точками теоретичного обриву стержнів, котрі для сприйняття діючих у цих перерізах згинальних моментів не потрібні. Стержні, які обриваються, заводять за ці точки на розрахункову довжину анкерування l_{bd} (1.3.8), що визначається за [2; 7.2.4].

Якщо ж стержень відгинається (див. рис. 1.19, то початок відгину цього стержня повинен бути віддалений від перерізу, де він повністю використовується для сприймання моменту M_{1-1} , на відстань, не меншу, ніж $d_{sb,1-1}$, але так, щоб кінець відгину містився не ближче від точки теоретичного обриву (K, N) [10; с. 160]. У даному випадку точка D_1 перебуває за точкою N , а точка A_1 за $-K$.

Для побудови епюри матеріалів у верхній зоні балки визначають значення моментів M'_{2-2} і M'_{1-1} , що сприймаються арматурою цієї зони в перерізах 2-2 і 1-1 (момент M'_{2-2} обчислюється в припущенні використання стержнів, що відгинаються із суміжних прольотів). Отримані значення M'_{2-2} і M'_{1-1} у вигляді відрізків відкладають навпроти перерізів 2-2 і 1-1 від осі 0-0 угору. Через кінці відкладених відрізків проводять лінії, паралельні осі 0-0, які зображають графіки моментів M'_{2-2} і M'_{1-1} .

Графік M'_{2-2} повинен знаходитись вище від ординати $M_{Ed,2-2}$, графік M'_{1-1} перетне верхню праву гілку зміщеної обвідної епюри моментів у точці E , яка є точкою теоретичного обриву стержнів у верхній зоні балки, наприклад, відігнутих із сусіднього прольоту і згідно з розрахунком не потрібних у перерізі зліва від цієї точки (або ж ця точка може бути початком відгину стержня знизу з першого прольоту на опору). Стержні, що обриваються, заводять за точку теоретичного обриву за 1.3.8 на розрахункову довжину анкерування l_{bd} .

Надалі продовжувати будувати епюру матеріалів можна від перерізу 2-2. У цьому разі в перерізі 2-2 обчислюють значення моменту, що сприймається верхньою арматурою без урахування тієї, що відгинається з крайнього прольоту

Позначимо обчислений момент $M'_{2-2,l}$ ($M'_{1-1} < M'_{2-2,l} < M'_{2-2}$).

Точка C_2 перетину графіка моменту $M'_{2-2,l}$ з правою верхньою зміщеною віткою обвідної епюри є точкою початку відгину нижнього стержня з першого прольоту на опору, що розглядається. Спроектували цю точку на вісь стержня, що відгинається з нижньої зони балки, отримаємо точку C .

Якщо точка C перебуватиме на відстані від перерізу 2-2, більшій ніж $d'_{sb,2-2l}/\text{tg}\alpha + a_1$, де a_1 – відстань, на яку зміщується обвідна епюра згинальних моментів по горизонталі, то цю точку остаточно вважають за початок відгину стержня. В іншому разі її місце розташування уточнюють так, щоб відстань до неї від перерізу 2-2 становила $d'_{sb,2-2l}/\text{tg}\alpha + a_1$.

Таким чином, уточнивши положення початку відгину, його здійснюють під кутом 45° (60°), зафіксувавши кінець точкою D на осі поздовжніх верхніх стержнів. Тепер, спроектували точку D на графік M'_{2-2} , дістанемо точку D_2 , а спроектували точку C на графік $M'_{2-2,l}$ – точку C_2 . З'єднавши точки D_2 і C_2 , отримаємо похилу лінію епюри матеріалів, яка характеризує її зміну в результаті відгину нижньої арматури з крайнього прольоту на першу проміжну опору.

Продовживши графік $M'_{2-2,l}$ до перетину з вертикальною лінією, проведеною через точку E , отримаємо остаточної вид епюри матеріалів. Починаючи від вертикальної лінії, зображають довжину l_{bd} анкерування стержня відповідно до 1.3.8, відігнутого із сусіднього прольоту справа.

Спроектували точки D і C відповідно на графіки M_{2-2} і M_{1-1} , отримаємо точки D_1 і C_1 , з'єднання яких дає нижню праву вітку епюри матеріалів.

Заштрихували ділянки між епюрою матеріалів і зміщеною обвідною епюрою, отримаємо наглядне графічне зображення економічності витрат арматури в балці.

Контрольні запитання і приклади

1. Балка з бетону класу C12/15 у зоні розтягу армована стержнями (1Ø18+2Ø16)A400C (стержень Ø18A400C розташований посередині). На балку діє рівномірно розподілене повне навантаження інтенсивністю $p = 18$ кН/м, яке включає змінне $v = 12$ кН/м і постійне $g = 6$ кН/м. Розміри балки $l_{sb2} = 6,7$ м, $b_{sb} = 200$ мм, $h_{sb} = 400$ мм, її робоча висота $d_{sb} = 370$ мм. Визначити точки теоретичного обриву середнього стержня.

2. Визначити максимальну інтенсивність рівномірно розподіленого навантаження, яке може сприйматися балкою довжиною 6 м, виготовленою з бетону класу C20/25 з поперечним перерізом 150x300 мм. У зоні розтягнення балка заармована стержнями 2Ø20A400C, товщина захисного шару бетону 20 мм.

3. Визначити максимальну площу арматури зі стержнів класу A500C діаметром 16 мм, якими дозволяється заармувати тільки розтягнуту зону балки з поперечним перерізом 200x300 мм, що виготовляється з бетону класу C16/20. Заармувавши балку, визначити момент, який може бути сприйнятий балкою в середині прольоту.

1.3.8 Анкерування поздовжньої арматури

Згідно з діючими нормами [2; 7.2.1.1] з метою запобігання утворенню поздовжніх тріщин або зминанню бетону необхідно арматурні стержні належним чином анкерувати.

Одним зі способів забезпечення надійного анкерування є заведення арматурних стержнів за точки їх теоретичного обриву (рис. 1.18) на епюрі матеріалів на розрахункову довжину l_{bd} [2; 7.2.4]. Значення величини l_{bd} визначається за залежністю:

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \geq l_{b, \min}, \quad (1.62)$$

де $\alpha_1 = 1$ – коефіцієнт, що враховує вплив форми стержнів за умови необхідного захисного шару;

$\alpha_2 = 1 - 0,15(c_d - \emptyset) / \emptyset$ – коефіцієнт, що враховує вплив мінімального захисного шару бетону, $0,7 \leq \alpha_2 \leq 1,0$;

$c_d = \min(a/2, c_{nom}, c_{nom, sw})$ – для прямих стержнів,

$c_d = \min(a/2, c_{nom, sw})$ – для гаків (рис. 1.17);

$\alpha_3 = 1 - K\lambda$ – коефіцієнт, що враховує стримуючий вплив поперечної арматури, $0,7 \leq \alpha_3 \leq 1,0$; $K = 0,05$;

$$\lambda = (\Sigma A_{st} - \Sigma A_{st, \min}) / A_s;$$

ΣA_{st} – площа поперечного перерізу поперечної арматури вздовж розрахункової довжини анкерування;

$\Sigma A_{st, \min}$ – площа поперечного перерізу мінімальної кількості поперечної арматури приймається: для балок – $0,25A_s$; для плит – $0,00$.

A_s – площа одного заанкерованого стержня;

$\alpha_4 = 1$ – коефіцієнт, що враховує стримуючий вплив приварених поперечних стержнів у межах довжини анкерування;

$\alpha_5 = 1$ – коефіцієнт, що враховує вплив поперечного тиску на площину розколівання вздовж розрахункової довжини анкерування;

$$\alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \geq 0,7; \quad (1.63)$$

$l_{b, rqd}$ – базова довжина зони анкерування

$$l_{b, rqd} = \frac{\varnothing \sigma_{sd}}{4 f_{bd}}; \quad (1.64)$$

σ_{sd} – розрахункове значення напруження у стержні в точці, від якої починається довжина анкерування;

f_{bd} – розрахункове значення граничних напружень зчеплення, для стержнів періодичного профілю

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd}; \quad (1.65)$$

η_1 – коефіцієнт, що враховує якість умов зчеплення і розміщення стержня під час бетонування, $\eta_1 = 0,7$;

η_2 – коефіцієнт, що враховує діаметр стержня, $\eta_2 = 1,0$ при $\varnothing \leq 32$ мм, $\eta_2 = (132 - \varnothing)/100$ при $\varnothing > 32$ мм;

f_{ctd} – розрахункове значення міцності бетону на розтяг [1; 3.1.5.1]

$$f_{ctd} = f_{ctk, 0,05} / \gamma_{ct} \quad (1.66)$$

$f_{ctk, 0,05}$ – характеристичне значення міцності бетону на осьовий розтяг [1, табл. 3.1, с. 20], (табл. А.1);

γ_{ct} – коефіцієнт надійності для бетону [1, табл. 2.1, с. 17], $\gamma_{ct} = 1,5$;

$l_{b, \min}$ – мінімальна довжина анкерування при розтягу

$$l_{b, \min} = \max(0,3l_{b, rqd}; 10\varnothing; 100\text{мм}), \quad (1.67)$$

при стиску

$$l_{b, \min} = \max(0,6l_{b, rqd}; 10\varnothing; 100\text{мм}). \quad (1.68)$$

Згідно з [2; 8.2.5.2] довжина ділянки анкерування нижньої арматури другорядних балок на проміжних опорах (головних балках) повинна бути не менше:

$10\varnothing$ – для прямих стержнів;

$8\varnothing$ – для гаків зі стержнів $\varnothing \leq 16$ мм;

$7\varnothing$ – для гаків зі стержнів $\varnothing > 16$ мм.

2 ПРИКЛАД РОЗРАХУНКУ І КОНСТРУЮВАННЯ МОНОЛІТНОГО РЕБРИСТОГО ЗАЛІЗОБЕТОННОГО ПЕРЕКРИТТЯ З БАЛКОВИМИ ПЛИТАМИ

Вихідні дані для розрахунку перекриття над підземним паркінгом:

- будинок цивільний (торгівельно-розважальний центр);
- розмір будинку в плані в осях – 67,6x33,2 м;
- кількість поверхів – 3;
- висота поверхів – 4,0 м;
- тип підлоги – полімерцементна мозаїчна;
- клас бетону конструкцій перекриття – С12/15;
- арматурна сталь класу А240С – для плити; А400С – для балок;
- стіни будинку – у дві цеглини;
- характеристичне значення змінного навантаження на перекриття – 5500 Н/м².

Розрахунок і проектування монолітного ребристого залізобетонного перекриття з балковими плитами виконуємо у послідовності, викладеній в розділі 1.

Для заданих матеріалів за таблицями А.1 – А.3 знаходимо розрахункові характеристики.

Для бетону класу С12/15:

$$f_{ck} = 11 \text{ МПа}; f_{cd} = 8,5 \text{ МПа}; E_{cd} = 16,3 \times 10^3 \text{ МПа}; \varepsilon_{c1,cd} = 1,58 \times 10^{-3};$$

$$K = \frac{1,05 E_{cd} \varepsilon_{c1,cd}}{f_{cd}} = \frac{1,05 \cdot 16,3 \cdot 10^3 \cdot 1,58 \cdot 10^{-3}}{8,5} = 3,18 \approx 3 \text{ [1, 3.1.4.1];}$$

$$\omega = 0,792; \chi = 0,526 \text{ (табл. А.3); } \gamma_{c1} = 0,9 \text{ [2, 3.1.2.5].}$$

Для арматури класу А240С:

$$f_{yk} = 240 \text{ МПа}; f_{yd} = 229 \text{ МПа}; f_{ywd} = 170 \text{ МПа}; E_s = 2,1 \times 10^5 \text{ МПа.}$$

Для арматури класу А400С:

$$f_{yd} = 364 \text{ МПа}; E_s = 2,1 \times 10^5 \text{ МПа.}$$

За ступенем відповідальності будинок відносять до класу СС2 [4, табл. 1, додаток А], категорія відповідальності конструкції перекриття – А [4, 5.2.1], $\gamma_n = 1,1$ [4, 7.6.4, табл. 5].

2.1 Компонування конструктивних систем і вибір оптимального варіанта перекриття

Для порівняння можна розглянути два варіанти компонування монолітного ребристого перекриття: з головними балками вздовж будинку (рис. 1.2) і впоперек будинку (рис. 1.3). Загальний вигляд скомпонованого перекриття над підземним паркінгом торговельно-розважального центру зображено на рисунку 2.1.

Перший варіант. Ураховуючи рекомендації 1.1 головні балки розташовуємо вздовж будинку.

Щоб визначити довжину прольотів балок і плит спочатку знаходимо можливу середню кількість прольотів головної балки:

$$(67,6/6+67,6/8)/2=9,86.$$

Приймаємо 9 прольотів (можна й 10).

Оскільки довжина прольоту балки в цьому випадку $67,6/9 = 7,51$ м, то в ньому в середньому вміститься $(7,51/1,7 + 7,51/2,7)/2 = 3,6$ прольотів плити.

Приймаємо 4 прольоти (можна й 3).

Вважаючи, що вздовж будинку всього буде $9 \cdot 4 = 36$ прольотів плити, знайдемо довжину середніх прольотів за умови $l'_s = 0,8l_s$, яка враховує, що довжина прольотів крайніх плит, розташованих біля стін, повинна бути до 20% менша від довжини середніх:

$$34l_s + 2l'_s = 34l_s + 2 \cdot 0,8l_s = 67600.$$

Таким чином, з рівняння знаходимо, що $l_s = 1898,88$ мм. Вважаємо середні прольоти плити $l_s = 1890$ мм. Тоді, крайні прольоти плити

$$l'_s = (67600 - 34 \cdot 1890)/2 = 1670 \text{ мм.}$$

Крайні прольоти головної балки

$$l'_{mb} = 3 \cdot 1890 + 1670 = 7340 \text{ мм, а середні } l_{mb} = 4 \cdot 1890 = 7560 \text{ мм.}$$

Середня кількість прольотів другорядних балок $(33,2/5 + 33,2/7)/2 = 5,69$.

Приймаємо 5 прольотів (можна й 6).

Ураховуючи це, знайдемо довжину середніх прольотів другорядних балок за умови, що

$$3l_{sb} + 2l'_{sb} = 3l_{sb} + 2 \cdot 0,8l_{sb} = 33200.$$

Звідки $l_{sb} = 7217,39$ мм. Вважаємо $l_{sb} = 7000$ мм, тоді крайні прольоти другорядної балки $l'_{sb} = (33200 - 3 \cdot 7000)/2 = 6100$ мм. Таким чином, розташовуємо головні балки з прольотами $l'_{mb} = 7340$ мм, $l_{mb} = 7560$ мм,

другорядні балки з прольотами $l'_{sb} = 6100$ мм, $l_{sb} = 7000$ мм,

плиту з прольотами $l'_s = 1670$ мм, $l_s = 1890$ мм.

Перевіряємо умову $l_{sb}/l_s > 2$; $6100/1890=3,7 > 2$. Умова виконується.

Другий варіант. Так само, як і в першому варіанті, компонуючи головні й другорядні балки, керуємося рекомендаціями 1.1. У результаті головні балки розташовуємо впоперек будинку з прольотами $l'_{mb} = 6475$ мм, $l_{mb} = 6750$ мм,

другорядні балки з прольотами $l'_{sb} = 6600$ мм, $l_{sb} = 6800$ мм,

плиту з прольотами $l'_s = 1975$ мм, $l_s = 2250$ мм.

Перевіряємо умову $l_{sb}/l_s > 2$, $6800/2250=3,02 > 2$. Умова виконується.

Для вибору оптимального варіанту за формулами О.М. Овечкіна (1.1) – (1.5) обчислюємо техніко-економічні показники цих варіантів.

За першим варіантом (рис. 2.1):

$$h_{s, red} = 0,13 \cdot 1,89 \sqrt{100 \cdot 1,89 + 5500 / 10} = 6,68 \text{ см};$$

$$h_{sb, red} = 0,0065 \cdot 7,00 \cdot \frac{36-1}{36} \sqrt[3]{\frac{5500^2}{100} \cdot \frac{7,00}{1,89}} = 4,59 \text{ см};$$

$$h_{mb, red} = 0,0045 \cdot 7,56 \cdot \frac{5-1}{5} \sqrt[3]{\frac{5500^2}{100} \cdot \frac{7,56}{7,00}} = 1,87 \text{ см};$$

$$h_{c, red} = 0,00025 \cdot \frac{5500}{10} \cdot 4 \cdot 3 \cdot \frac{9-1}{9} \cdot \frac{5-1}{5} = 1,17 \text{ см};$$

$$H_{red} = 6,68 + 4,59 + 1,87 + 1,17 = 14,31 \text{ см}.$$

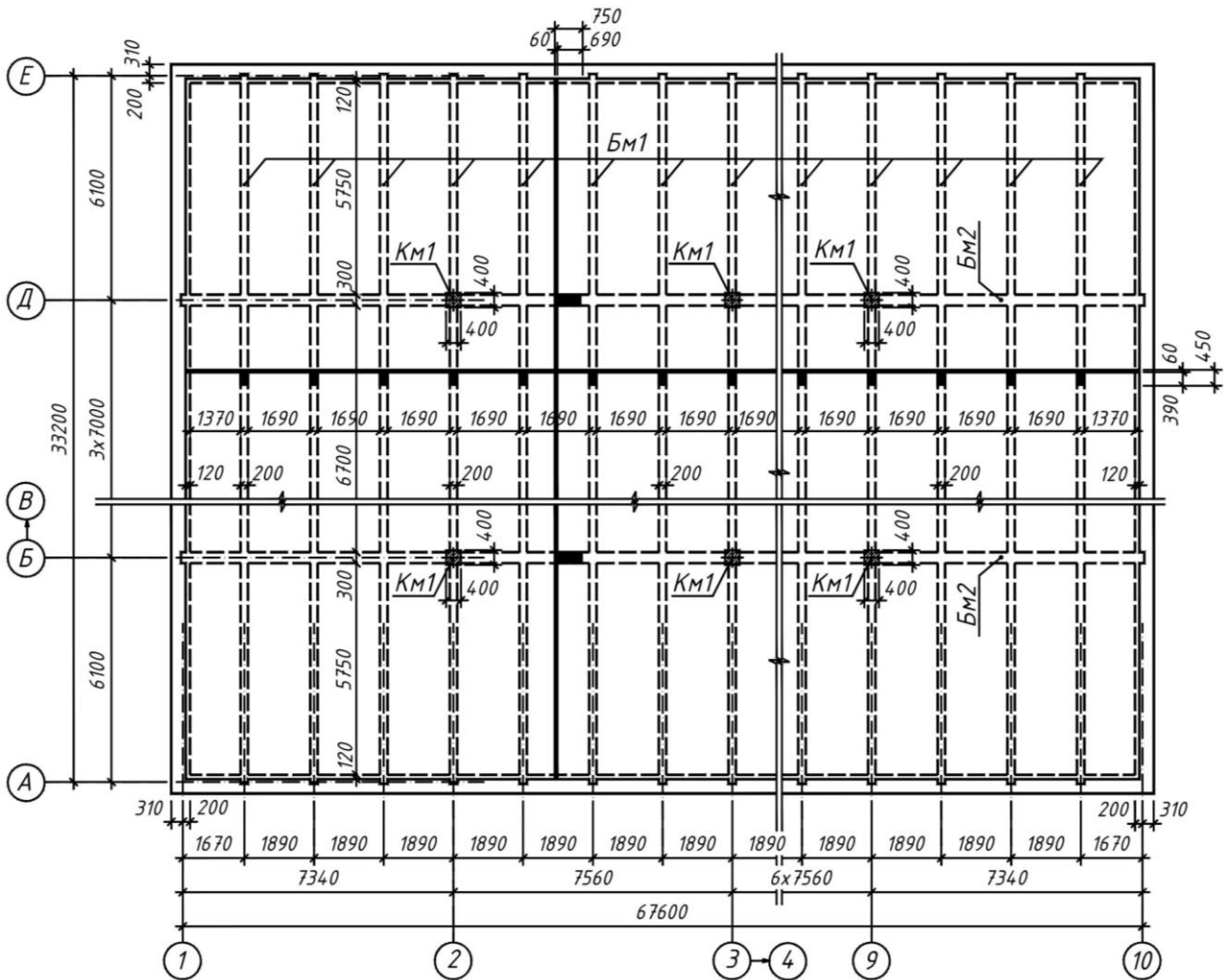


Рисунок 2.1 – План перекриття над підземним паркінгом торгівельно-розважального центру

За другим варіантом:

$$h_{s, red} = 0,13 \cdot 2,25 \sqrt{100 \cdot 2,25 + 5500 / 10} = 8,14 \text{ см};$$

$$h_{sb, red} = 0,0065 \cdot 6,80 \cdot \frac{15-1}{15} \sqrt[3]{\frac{5500^2}{100} \cdot \frac{6,80}{2,25}} = 4,00 \text{ см};$$

$$h_{mb, red} = 0,0045 \cdot 6,76 \cdot \frac{10-1}{10} \sqrt[3]{\frac{5500^2}{100} \cdot \frac{6,76}{6,80}} = 1,83 \text{ см};$$

$$h_{c, red} = 0,00025 \cdot \frac{5500}{10} \cdot 4 \cdot 3 \cdot \frac{5-1}{5} \cdot \frac{10-1}{10} = 1,19 \text{ см};$$

$$H_{red} = 8,14 + 4,00 + 1,83 + 1,19 = 15,16 \text{ см}.$$

Отже, компонування перекриття беремо за першим варіантом як більш оптимального за витратами залізобетону (рис. 2.1).

2.2 Розрахунок і конструювання плити

Розрахунок виконуємо в два етапи: спочатку статичний, а потім конструктивний.

2.2.1 Визначення навантажень на плиту

Для розрахунку навантажень конструкцію підлоги (рис. 2.2) вибираємо згідно з вимогами СНиП 2.03.13-88 [5] і [7, с. 192]. Деякі варіанти конструкцій підлог наведені у таблиці А.7. Підрахунок навантажень здійснюємо в табличній формі (табл. 2.1) згідно з рекомендаціями, викладеними в 1.2.1.

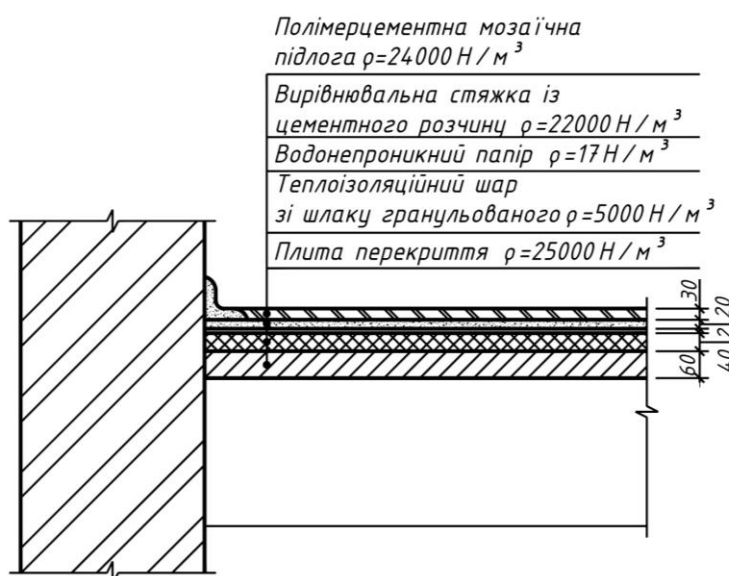


Рисунок 2.2 – Конструкція підлоги торгівельної зали по перекриттю над підземним паркінгом

Таблиця 2.1 – Підрахунок навантажень, що діють на 1 м² перекриття над підземним паркінгом торгівельно-розважального центру

Навантаження	Характеристичне значення навантаження, Н/м ²	Коефіцієнт надійності		Розрахункове граничне значення навантаження, Н/м ²
		за навантаженням, γ_{fm} [3, табл. 5.1, 6.7]	за відпо-відальністю, γ_n [4, 7.6.4]	
1 Постійне від маси:				
1.1 полімерцементної мозаїчної підлоги $t = 0,030$ м; $\rho = 24000$ Н/м ³	720	1,1	1,1	871
1.2 вирівнювальної стяжки з цементно-піщаного розчину $t = 0,020$ м; $\rho = 22000$ Н/м ³	440	1,3	1,1	629
1.3 водонепроникного паперу $p = 17$ Н/м ²	17	1,1	1,1	21
1.4 теплоізоляційного шару зі шлаку гранульованого $t = 0,040$ м; $\rho = 5000$ кН/м ³	200	1,3	1,1	286
1.5 плити перекриття $t = 0,060$ м $\leq h_{s,red}$; $\rho = 25000$ кН/м ³	1500	1,1	1,1	1815
Разом постійне	–	–	–	$g = 3622$
2 Змінне корисне	5500	1,2	1,1	$v = 7260$
3 Загальне	–	–	–	$q = g+v = 10882$

2.2.2 Розрахункова схема плити

За розрахункову схему плити вважаємо нерозрізну балку, що являє собою смугу шириною 1 м, вирізану з перекриття (рис. 1.2 та 2.1) вздовж головних балок (між осями А і Б). Опори балки розміщуватимуться в місцях її опирання на другорядні балки та стіни. Оскільки в усій балці буде 36 прольотів, то згідно з 1.2.2 за розрахункову схему вважаємо п'ятипрольотну балку (рис. 2.3).

Розміри прольотів плити, а також згинальні моменти в розрахункових перерізах визначимо відповідно до 1.2.2.

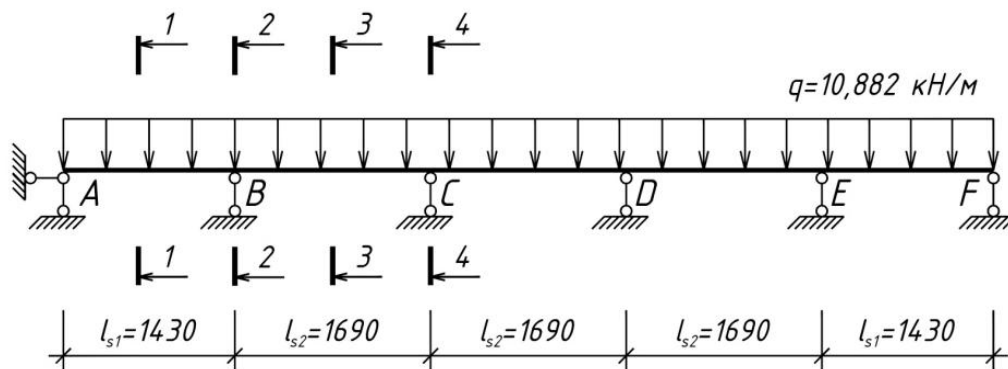


Рисунок 2.3 – Розрахункова схема плити

Для визначення розрахункових довжин прольотів l_{s1} та l_{s2} задаємося розмірами поперечного перерізу другорядної балки (рис. 1.5 та 1.6):

$$h_{sb} = 1/15 l_{sb} = 7000/15 = 467 \text{ мм (приймаємо } h_{sb} = 450 \text{ мм)};$$

$$b_{sb} = 1/2,5 h_{sb} = 450/2,5 = 180 \text{ мм (приймаємо } b_{sb} = 200 \text{ мм)}.$$

За (1.10) та (1.11) обчислюємо розрахункові прольоти плити:

$$l_{s2} = l_s - b_{sb} = 1890 - 200 = 1690 \text{ мм};$$

$$l_{s1} = l'_s - a - b_{sb} / 2 + t / 2 = 1670 - 200 - 200/2 + 120/2 = 1430 \text{ мм}.$$

2.2.3 Статичний розрахунок плити

Розрахункові зусилля в найбільш небезпечних перерізах 1-1, 2-2, 3-3, 4-4 визначаємо так само, як указано в 1.2.3 за формулами (1.12) – (1.14).

Переріз 1-1:

$$M_{Ed, 1-1} = \frac{ql_{s1}^2}{11} = \frac{10,882 \cdot 1,43^2}{11} = 2,02 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Переріз 2-2:

$$M_{Ed, 2-2} = \frac{ql_{s2}^2}{14} = \frac{10,882 \cdot 1,69^2}{14} = 2,22 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Переріз 3-3:

$$M_{Ed, 3-3} = \frac{ql_{s2}^2}{16} = \frac{10,882 \cdot 1,69^2}{16} = 1,94 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Переріз 4-4:

$$M_{Ed, 4-4} = \frac{ql_{s2}^2}{16} = \frac{10,882 \cdot 1,69^2}{16} = 1,94 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

2.2.4 Уточнення конструктивних параметрів поперечного перерізу плити

Параметри h_s та d_s (рис. 1.7) уточнюємо згідно з 1.2.4 та 1.2.5. Приймавши $\rho_f \% = 0,45\%$, для значення $\omega = 0,792$ з таблиці А3 визначаємо за формулою (1.19)

$$\bar{\xi} = \rho_f \frac{f_{yd}}{\omega f_{cd} \gamma_{c1}} = 0,0045 \cdot \frac{229}{0,792 \cdot 8,5 \cdot 0,9} = 0,170.$$

Перевіряємо за формулою (1.20) виконання умови $\bar{\xi} \leq \bar{\xi}_R$. Для цього з таблиці А4 знаходимо значення $\bar{\xi}_R = 0,666$.

Отримане значення $\bar{\xi} = 0,170 \leq \bar{\xi}_R = 0,666$, отже, умова (1.20) виконується.

За таблицею А.5, використовуючи інтерполяцію, визначаємо значення коефіцієнта $\bar{\alpha}_m$, що відповідає $\bar{\xi} = 0,170$:

$$\bar{\alpha}_m = 0,121 + \frac{(0,130 - 0,121)}{(0,177 - 0,164)} \cdot (0,170 - 0,164) = 0,125.$$

Робоча висота перерізу за формулою (1.18)

$$d_s = \sqrt{\frac{M_{Ed,max}}{f_{cd} \gamma_{c1} b_s \bar{\alpha}_m}} = \sqrt{\frac{2,22 \cdot 10^6}{8,5 \cdot 0,9 \cdot 1000 \cdot 0,125}} = 48,18 \text{ мм.}$$

Приймаючи робочу арматуру $\varnothing 6$ і товщину захисного шару $c_{nom} = 10$ мм, за формулою (1.22) знаходимо висоту перерізу плити (рис. 1.7):

$$h_s = d_s + \varnothing / 2 + c_{nom} = 48,18 + 6/2 + 10 = 61,18 \text{ мм.}$$

Згідно з вимогами [1; 5.3.1.6] товщина плити повинна бути не меншою ніж 50 мм. Беремо $h_s = 60$ мм, як це було передбачено в таблиці 2.1 при підрахунку навантажень.

Остаточно робоча висота за формулою (1.23)

$$d_s = h_s - \varnothing / 2 - c_{nom} = 60 - 6/2 - 10 = 47 \text{ мм.}$$

2.2.5 Визначення площ робочої арматури в розрахункових перерізах плити

Площу A_s робочої арматури знаходимо для найбільш небезпечних перерізів 1-1, 2-2, 3-3, 4-4 (рис. 2.3) за формулами (1.24) і (1.25).

У першому прольоті (переріз 1-1)

$$\bar{\alpha}_{m,1-1} = \frac{M_{Ed,1-1}}{f_{cd} \gamma_{c1} b_s d_s^2} = \frac{2,02 \cdot 10^6}{8,5 \cdot 0,9 \cdot 1000 \cdot 47^2} = 0,120.$$

За таблицею А.5 знаходимо, що

$$\bar{\zeta}_{1-1} = 0,937 - \frac{(0,937 - 0,932)}{(0,121 - 0,112)} (0,120 - 0,112) = 0,933,$$

використовуючи отримане значення $\bar{\zeta}_{1-1} = 0,933$, обчислюємо

$$A_{s,1-1} = \frac{M_{Ed,1-1}}{f_{yd} d_s \bar{\zeta}_{1-1}} = \frac{2,02 \cdot 10^6}{229 \cdot 47 \cdot 0,933} = 201,2 \text{ мм}^2.$$

На першій проміжній опорі (переріз 2-2)

$$\bar{\alpha}_{m,2-2} = \frac{M_{Ed,2-2}}{f_{cd} \gamma_{c1} b_s d_s^2} = \frac{2,22 \cdot 10^6}{8,5 \cdot 0,9 \cdot 1000 \cdot 47^2} = 0,131;$$

$$\bar{\zeta}_{2-2} = 0,926 - \frac{(0,926 - 0,921)}{(0,138 - 0,130)}(0,131 - 0,130) = 0,925;$$

$$A_{s, 2-2} = \frac{M_{Ed, 2-2}}{f_{yd} d_s \bar{\zeta}_{2-2}} = \frac{2,22 \cdot 10^6}{229 \cdot 47 \cdot 0,925} = 223,0 \text{ мм}^2.$$

На середніх опорах і в середніх прольотах (перерізи 3-3, 4-4) для плит, які за периметром не повністю обперті на балки (між осями А-Б, Д-Е, рис. 2.1):

$$\bar{\alpha}_{m, 3-3(4-4)} = \frac{M_{Ed, 3-3(4-4)}}{f_{cd} \gamma_{c1} b_s d_s^2} = \frac{1,94 \cdot 10^6}{8,5 \cdot 0,9 \cdot 1000 \cdot 47^2} = 0,115;$$

$$\bar{\zeta}_{3-3(4-4)} = 0,937 - \frac{(0,937 - 0,932)}{(0,121 - 0,112)}(0,115 - 0,112) = 0,935;$$

$$A_{s, 3-3(4-4)} = \frac{M_{Ed, 3-3(4-4)}}{f_{yd} d_s \bar{\zeta}_{3-3(4-4)}} = \frac{1,94 \cdot 10^6}{229 \cdot 47 \cdot 0,935} = 192,8 \text{ мм}^2.$$

Для плит між осями 2-9 та Б-Д у середніх прольотах і на середніх опорах (перерізи 3-3, 4-4), оскільки вони обперті на балки за всім периметром, згинальний момент можна зменшити на 20% [10, с. 371]. Оскільки $h_s/l_{s2} = 60/1690 = 1/28 > 1/30$ то, згідно з [9, с. 308]:

$$\bar{\alpha}_{m, 3-3(4-4)} = \frac{0,8 \cdot M_{Ed, 3-3(4-4)}}{f_{cd} \gamma_{c1} b_s d_s^2} = \frac{0,8 \cdot 1,94 \cdot 10^6}{8,5 \cdot 0,9 \cdot 1000 \cdot 47^2} = 0,092;$$

$$\bar{\zeta}_{3-3(4-4)} = 0,953 - \frac{(0,953 - 0,947)}{(0,095 - 0,086)}(0,092 - 0,086) = 0,949;$$

$$A_{s, 3-3(4-4)} = \frac{0,8 \cdot M_{Ed, 3-3(4-4)}}{f_{yd} d_s \bar{\zeta}_{3-3(4-4)}} = \frac{0,8 \cdot 1,94 \cdot 10^6}{229 \cdot 47 \cdot 0,949} = 151,9 \text{ мм}^2.$$

2.2.6 Конструювання плити із урахуванням вимог ДБН В.2.6-98:2009

З метою набуття практичних навичок армування плити виконуємо окремими стержнями. Арматуру розміщуємо відповідно до рекомендацій 1.2.6.

Конструювання плити починаємо з визначення за табл. А.6 необхідного числа стержнів, площа яких розрахована в 2.2.5.

Застосовуємо робочі стержні діаметром 6 мм згідно з 2.2.4 при визначенні товщини плити h_s . Діаметр розподільної арматури призначаємо таким, щоб забезпечити її мінімальну площу перерізу (20% від робочої) і максимальний крок розташування. Найчастіше це дротяна арматура класу Вр-I, В-I, оскільки її використання дозволяє зменшити крок за рахунок менших діаметрів. Площу перерізу розподільної арматури можна приймати за [10, табл. 6.34]. Результати підбору арматури зводимо в табл. 2.2. В цій самій таблиці (рядки 5, 6) відповідно до вимог 1.2.6 наведені усі дані, необхідні для встановлення арматури в місцях з'єднання плити з головною балкою (рис. 1.10)

і обпирання плити на стіну (рис. 1.8) по контуру будинку. Армування плити окремими стержнями зображено на рисунках 2.4 та 2.5.

Таблиця 2.2 – Армування плити окремими стержнями

№ з/п	Проліт або опора плити, які розглядаються (розрахункові перерізи)	$A_s, \text{мм}^2$ розрах.	Арматура				
			робоча			розподільна	
			Ø, клас	крок, мм	$A_{s, \text{fact}},$ мм^2 факт.	Ø, клас	крок, мм
1	Крайній проліт (переріз 1-1)	201,2	Ø6 A240C	120	235,8	Ø3 Bp-I	180
2	Перша проміжна опора (переріз 2-2)	223,0	Ø6 A240C	120	235,8	Ø3 Bp-I	180
3	Середні прольоти й середні опори плити, не повністю опертої на балки (перерізи 3-3, 4-4)	192,8	Ø6 A240C	120	235,8	Ø3 Bp-I	180
4	Середні прольоти й середні опори плити, повністю опертої на балки (перерізи 3-3, 4-4)	151,9	Ø6 A240C	180	157,2	Ø3 Bp-I	180
5	Армування ділянок обпирання плити на стіну	$0,15 \cdot 201,2 =$ $= 30,2$	Ø6 A240C	180	157,2	Ø3 Bp-I	180
6	Армування ділянок плити над головними балками	$0,25 \cdot 201,2 =$ $= 50,3$	Ø6 A240C	180	157,2	Ø3 Bp-I	180

Анкерування поздовжніх робочих стержнів здійснюємо в другорядних балках на відстані l_{bd} від їх граней. На кінцях стержнів з метою забезпечення їх надійного анкерування виконуємо гаки. У результаті довжина стержнів збільшуватиметься на $12,5\varnothing$.

Довжину l_{bd} зони анкерування стержнів згідно з [2, 8.2.5.2] рекомендується приймати не меншою, ніж $8\varnothing = 8 \cdot 6 = 48$ мм, а за [10, с. 160] $10\varnothing \leq l_{bd} \leq 100$. Ураховуючи це приймаємо $l_{bd} = 100$ мм. Армування плити в прольотах, прилеглих до стіни вздовж осі 1 між осями Б і Д, здійснюємо з кроком 180 мм тими самими стержнями (позиція 1), що застосовані в прольотах плити, де вона повністю обпирається на балки. Але оскільки відповідно до розрахунків (табл. 2.2) у прилеглому до стіни прольоті крок стержнів (позиція 1) має бути 120 мм, то у плиті між осями Б і Д установлюємо додаткові стержні (позиція 6) з кроком 500 мм, щоб компенсувати різницю між фактичною та необхідною площею арматури ($201,2 - 157,2 = 44 \text{ мм}^2$), тобто стержні $2\varnothing 6/\text{м}$.

Кількість стержнів, необхідних для армування плити монолітного ребристого перекриття, обчислено в табличній формі (табл. 2.3).

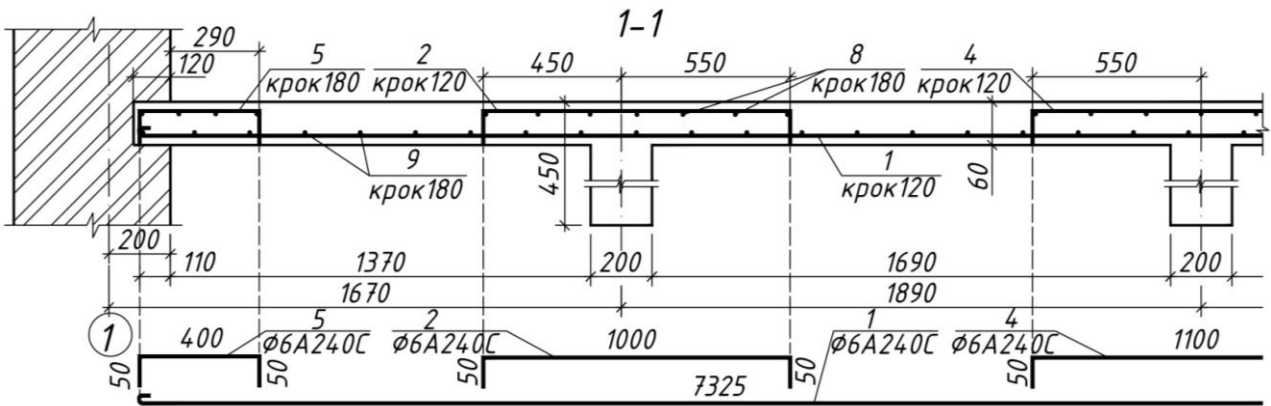
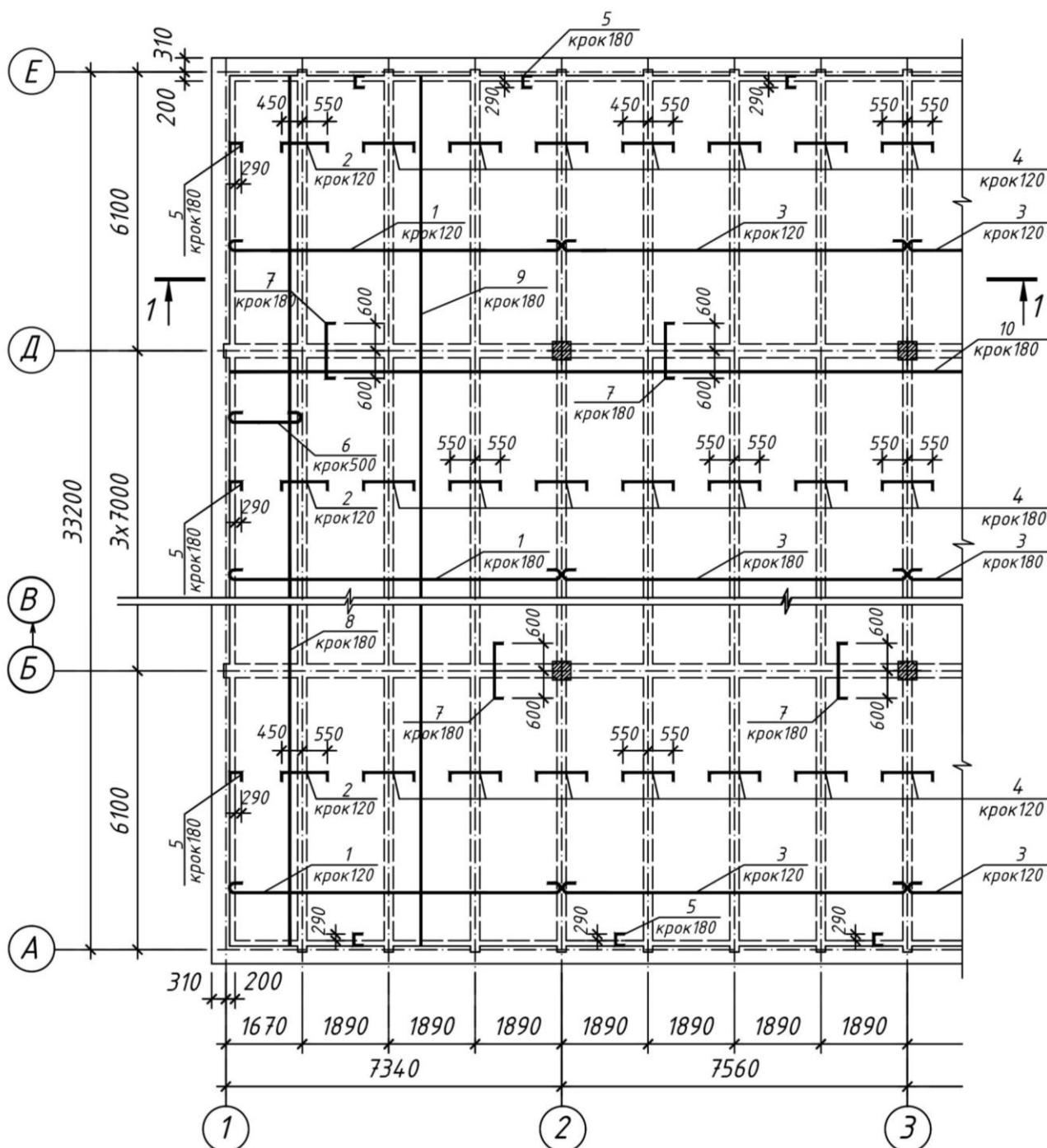


Рисунок 2.4 – Схема армування плити Пм-1

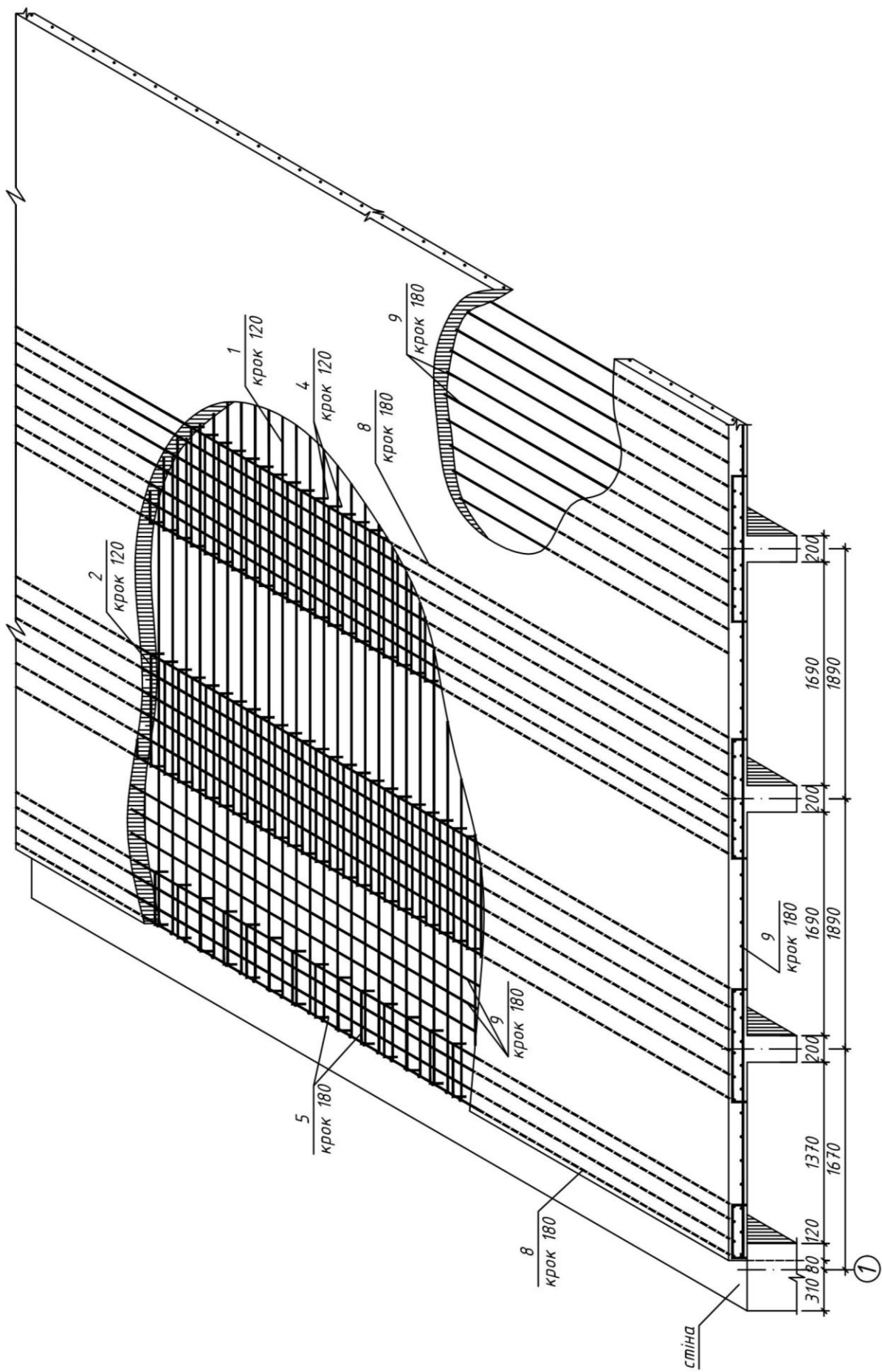


Рисунок 2.5 – Схема розміщення арматури в плиті Пм-1

Таблиця 2.3 – Підрахунок кількості стержнів на плиту Пм-1

Позиція	Частина перекриття, що розглядається	Формула підрахунку стержнів на 1 елемент частини плити	Кількість елементів	Кількість стержнів на плиту
1	2	3	4	5
1	Крайні прольоти А-Б та Д-Е між осями 1-2 та 9-10	$(6100-150-200)/120=48^*$	4	192
	Середні прольоти Б-В, В-Г, Г-Д між осями 1-2 та 9-10	$(7000-150-150)/180=38$	6	228
2	Крайні прольоти А-Б та Д-Е вздовж крайніх другорядних балок	$(6100-150-200)/120=48$	4	192
	Середні прольоти Б-В, В-Г, Г-Д вздовж крайніх другорядних балок	$(7000-150-150)/120=56$	6	336
3	Крайні прольоти А-Б та Д-Е між осями 2-9	$(6100-150-200)/120=48$	14	672
	Середні прольоти Б-В, В-Г, Г-Д між осями 2-9	$(7000-150-150)/180=38$	21	798
4	Крайні прольоти А-Б та Д-Е вздовж проміжних 33-х другорядних балок	$(6100-150-200)/120=48$	66	3168
	Середні прольоти Б-В, В-Г, Г-Д вздовж проміжних 33-х другорядних балок	$(7000-150-150)/180=38$	99	3762
5	Крайні прольоти А-Б та Д-Е вздовж осей 1 та 10	$(6100-150-200)/180=32$	4	128
	Середні прольоти Б-В, В-Г, Г-Д вздовж осей 1 та 10	$(7000-150-150)/180=38$	6	228
	Вздовж осей А та Е між віссю 1 і першою друго-рядною балкою та між останньою другорядною балкою і віссю 10	$(1670-100-200)/180=8$	4	32
	Вздовж осей А та Е між крайніми другорядними балками	$(1890-100-100)/180=10$	68	680

Продовження таблиці 2.3

1	2	3	4	5
6	Середні прольоти Б-В, В-Г, Г-Д вздовж осей 1 та 10	$(7000-150-150)/500=14$	6	84
7	Вздовж 4 головних балок між віссю 1 і першою другорядною балкою та між останньою другорядною балкою і віссю 10	$(1670-100-200)/180=8$	8	64
	Вздовж 4-х головних балок між крайніми другорядними балками	$(1890-100-100)/180=10$	136	1360
8	Для фіксації стержнів позиції 2 та позиції 4 вздовж 35 другорядних балок	6	35	210
	Для фіксації стержнів позиції 5 вздовж поперечних стін по осях 1 та 10	4	2	8
9	Для фіксації стержнів позиції 1 між віссю 1 і першою другорядною балкою та між останньою другорядною балкою і віссю 10	$(1670-100-200)/180=8$	2	16
	Для фіксації стержнів позиції 1 та позиції. 3 між крайніми другоряд- ними балками	$(1890-100-100)/180=10$	34	340
10	Для фіксації стержнів позиції 7 вздовж 4-х головних балок	7	4	28
	Для фіксації стержнів позиції 5 вздовж поз- довжніх стін по осях А та Е	4	2	8

*Кількість стержнів округлюється в більший бік до цілого числа.

За прийнятою схемою армування з використанням даних таблиці 2.3 складено специфікацію арматури на плиту у вигляді таблиці 2.4.

Таблиця 2.4 – Специфікація арматури плити Пм-1

Поз.	Позначення	Найменування	Кільк.	Маса од., кг	Примітка
		<u>Плита Пм-1 – шт. 1</u>			
		Деталі			
		Ø6A240С ДСТУ 3760:2006			
1		$l = 7325$	420	1,626	682,9
2		$l = 1100$	528	0,244	128,8
3		$l = 7635$	1470	1,695	2491,7
4		$l = 1200$	6930	0,266	1843,4
5		$l = 500$	1068	0,111	118,5
6		$l = 1655$	84	0,367	30,8
7		$l = 1300$	1424	0,289	411,5
		Ø3Вр-I ГОСТ 6727-80			
8		$l = 33020$	218	1,717	374,3
9		$l = 33020$	356	1,717	611,3
10		$l = 67420$	36	3,506	126,2
		Матеріали			
		Бетон С12/15	105,0		м ³

2.3 Розрахунок і конструювання другорядної балки

Розрахунок виконуємо у два етапи: спочатку статичний за методом граничної рівноваги, а потім – конструктивний.

2.3.1 Розрахункова схема балки

За розрахункову схему балки беремо п'ятипрольотну нерозрізну балку (рис. 2.6), опорами якої є головні балки.

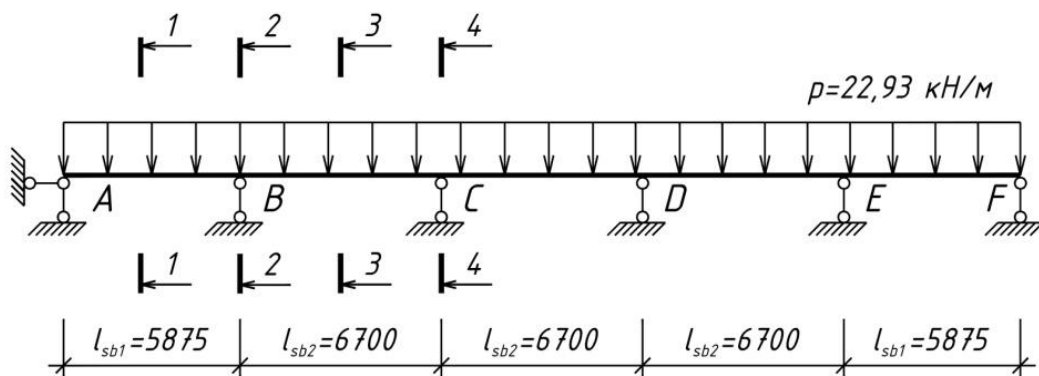


Рисунок 2.6 – Розрахункова схема другорядної балки

Розміри прольотів балки призначаємо відповідно до 1.3.1. Для призначених у 2.2.2 розмірів перерізу $h_{sb} = 450$ мм, $b_{sb} = 200$ мм приймаємо довжину ділянки обпирання балки на стіну $B = 250$ мм (рис. 1.14).

Розміри перерізу головної балки призначаємо зі співвідношення

$$h_{mb} = l_{mb}/10 = 7560/10 = 756 \text{ мм, приймаємо } h_{mb} = 750 \text{ мм;}$$

$$b_{mb} = h_{mb}/2,5 = 750/2,5 = 300 \text{ мм.}$$

Довжину розрахункових прольотів балки (рис. 2.6) обчислюємо за формулами (1.27) – (1.28)

$$l_{sb1} = l'_{sb} - a - b_{mb}/2 + B/2 = 6100 - 200 - 300/2 + 250/2 = 5875 \text{ мм;}$$

$$l_{sb2} = l_{sb} - b_{mb} = 7000 - 300 = 6700 \text{ мм.}$$

Інтенсивність прикладеного до балки рівномірно розподіленого навантаження (табл. 2.1) за (1.26)

$$p = (g + v)l_s + (h_{sb} - h_s)b_{sb}\rho\gamma_{fm}\gamma_n = (3,622 + 7,260) \cdot 1,89 + (0,45 - 0,06) \cdot 0,2 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 1,1 = 22,93 \text{ кН/м.}$$

2.3.2 Статичний розрахунок балки

Розрахунковими перерізами балки при розрахунку її міцності за методом граничної рівноваги будуть 1-1, 2-2, 3-3, 4-4 (рис. 2.6). Згинальні моменти, що діють в цих перерізах, визначено за формулами (1.29) – (1.31).

Переріз 1-1:

$$M_{Ed, 1-1} = \frac{pl_{sb1}^2}{11} = \frac{22,93 \cdot 5,875^2}{11} = 71,95 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Переріз 2-2:

$$M_{Ed, 2-2} = \frac{pl_{sb2}^2}{14} = \frac{22,93 \cdot 6,700^2}{14} = 73,52 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Переріз 3-3:

$$M_{Ed, 3-3} = \frac{pl_{sb2}^2}{16} = \frac{22,93 \cdot 6,7^2}{16} = 64,33 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Переріз 4-4:

$$M_{Ed, 4-4} = \frac{pl_{sb2}^2}{16} = \frac{22,93 \cdot 6,7^2}{16} = 64,33 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Максимальні поперечні сили, що діють на опорах, визначено за формулами (1.33) – (1.35).

На крайній вільній опорі A

$$V_{Ed, A} = 0,4pl_{sb1} = 0,4 \cdot 22,93 \cdot 5,875 = 53,89 \text{ кН.}$$

На першій проміжній опорі B зліва

$$V_{Ed, Bl} = 0,6pl_{sb1} = 0,6 \cdot 22,93 \cdot 5,875 = 80,83 \text{ кН.}$$

На першій проміжній опорі B справа і на решті опор

$$V_{Ed, Br} = V_{Ed, Cl} = V_{Ed, Cr} = 0,5pl_{sb2} = 0,5 \cdot 22,93 \cdot 6,700 = 76,82 \text{ кН.}$$

2.3.3 Уточнення розмірів поперечного перерізу балки

Прийняті в 2.2.2 розміри поперечного перерізу балки необхідно уточнити, взявши за основу дані статичного розрахунку. При цьому керуємося 1.3.3. Знаходимо робочу висоту балки в перерізі 2-2, оскільки тут діє максимальний згинальний момент.

У цьому перерізі плита участі в сприйнятті моменту не бере, оскільки вона перебуває в розтягнутій зоні.

Отже,

$$d_{sb} = \sqrt{\frac{M_{Ed, 2-2}}{f_{cd}\gamma_{c1}b_{sb}\bar{\alpha}_{m, 2-2}}}.$$

У даному виразі невідомим є коефіцієнт $\bar{\alpha}_{m, 2-2}$. Знайдемо його, задавши на основі даних з практики проектування відсоток армування балки $\rho_f \% = 0,9\%$. Для цього відсотка перевіримо, чи дотримується умова $\bar{\xi} \leq \bar{\xi}_R$. За формулою (1.37), вибравши значення $\omega = 0,792$ з табл. А3, визначаємо

$$\bar{\xi} = \rho_f \frac{f_{yd}}{\omega f_{cd}\gamma_{c1}} = 0,009 \frac{364}{0,792 \cdot 8,5 \cdot 0,9} = 0,541.$$

За таблицею А4 $\bar{\xi}_R = 0,556$. Отримане значення $\bar{\xi} = 0,541 < \bar{\xi}_R = 0,556$, тобто умова (1.37) виконується. Отже, прийнятий відсоток армування $\rho_f \% = 0,9\%$ відповідає вимогам оптимального армування балки.

Із таблиці А5 для $\bar{\xi} = 0,541$ та $K = 3$ знаходимо:

$$\bar{\alpha}_{m, 2-2} = 0,327 + \frac{0,333 - 0,327}{0,543 - 0,530} (0,541 - 0,530) = 0,332;$$

$$\bar{\xi}_{2-2} = 0,774 - \frac{0,774 - 0,769}{0,543 - 0,530} (0,541 - 0,530) = 0,770.$$

Використовуючи обчислені значення коефіцієнтів отримуємо, що

$$d_{sb} = \sqrt{\frac{73,52 \cdot 10^6}{8,5 \cdot 0,9 \cdot 200 \cdot 0,332}} = 380,4 \text{ мм.}$$

В перерізі 2-2 необхідна площа робочої арматури за формулою (1.38)

$$A_s = \frac{73,52 \cdot 10^6}{364 \cdot 0,770 \cdot 380,4} = 689,6 \text{ мм}^2.$$

Використовуючи таблицю А6 поздовжню робочу арматуру попередньо приймаємо у вигляді $2\text{Ø}20+2\text{Ø}10$. Її фактична площа $A_{s, 2-2} = 785 \text{ мм}^2$.

Стержні $\text{Ø}10$ будуть також використані як конструктивна арматура.

Оскільки згідно з конструктивними вимогами для стержнів $\text{Ø}20$ в балках товщина захисного шару бетону $c_{nom} = 20$ мм, то

$$h_{sb} = d_{sb} + c_{nom} + \text{Ø}/2 = 380,4 + 20 + 20/2 = 410,4 \text{ мм.}$$

Округливши розраховане значення h_{sb} кратним 50 мм у більший бік, матимемо, що $h_{sb} = 450$ мм, а фактичне значення робочої висоти:

$$d_{sb} = h_{sb} - c_{nom} - \varnothing / 2 = 450 - 20 - 20 / 2 = 420 \text{ мм.}$$

Оскільки фактична висота другорядної балки не відрізняється від попередньо прийнятої в 2.2.2 та 2.3.1, то перерахунок значення навантаження p на балку виконувати не потрібно.

2.3.4 Розрахунок міцності балки в нормальних перерізах

Розрахунки виконуємо для другої балки від стіни, оскільки у 2.3.1 при підрахунках значення навантаження p прийнято $l_s = 1890$ мм (рис. 2.1).

Розрахунковий поперечний переріз балки в перерізах 1-1 та 3-3 має вигляд тавра (рис. 2.7, а). Робочу ширину b_{eff} його полиці призначаємо, керуючись вимогами [1, 5.3.2.1], згідно з якими:

для перерізу 1-1

$$b_{eff, 1-1} = \sum b_{eff, i} + b_{sb} = 2 \cdot 668 + 200 = 1536 \text{ мм,}$$

де $b_{eff, 1} = b_{eff, 2} = 0,2b_i + 0,1l_0 = 0,2 \cdot 845 + 0,1 \cdot 4994 = 668 \text{ мм} < 0,2l_0 = 0,2 \cdot 4994 = 999 \text{ мм}$;

відстань $b_i = b_1 = b_2 = 0,5l_{s2} = 0,5 \cdot 1690 = 845 \text{ мм}$;

відстань $l_0 = 0,85l_{sb1} = 0,85 \cdot 5875 = 4994 \text{ мм}$;

для перерізу 3-3

$$b_{eff, 3-3} = \sum b_{eff, i} + b_{sb} = 2 \cdot 638 + 200 = 1476 \text{ мм,}$$

де $b_{eff, 1} = b_{eff, 2} = 0,2b_i + 0,1l_0 = 0,2 \cdot 845 + 0,1 \cdot 4690 = 638 \text{ мм} < 0,2l_0 = 0,2 \cdot 4690 = 938 \text{ мм}$,

відстань $b_i = b_1 = b_2 = 0,5l_{s2} = 0,5 \cdot 1690 = 845 \text{ мм}$;

відстань $l_0 = 0,7l_{sb2} = 0,7 \cdot 6700 = 4690 \text{ мм}$.

Згідно з рекомендаціями [1; 5.3.2.1.4] у конструктивних розрахунках допускається приймати постійну ширину полиці вздовж усього прольоту. Тому приймаємо ширину полиці $b_{eff} = 1476$ мм постійною для всіх перерізів.

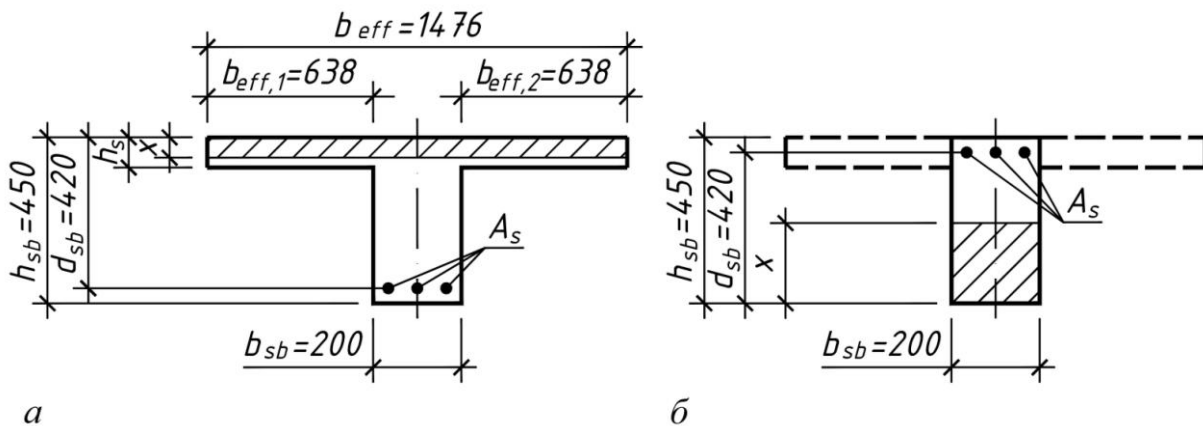


Рисунок 2.7 – Розрахункові поперечні перерізи другорядної балки:
а – в прольоті; б – на опорі

Переріз 1-1. Спочатку знаходимо положення межі стиснутої зони бетону за формулою (1.41):

$$M'_f = f_{cd} \gamma_{c1} h_s \omega b_{eff} (d_{sb} - \chi h_s \omega) = 8,5 \cdot 0,9 \cdot 60 \cdot 0,792 \cdot 1476 (420 - 0,526 \cdot 60 \cdot 0,792) = 211,95 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Оскільки $M'_f = 211,95 \text{ кН}\cdot\text{м} > M_{Ed, 1-1} = 71,95 \text{ кН}\cdot\text{м}$, то межа стиснутої зони бетону проходить у полиці.

За формулою (1.47) знаходимо

$$\bar{\alpha}_{m, 1-1} = \frac{M_{Ed, 1-1}}{f_{cd} \gamma_{c1} b_{eff} d_{sb}^2} = \frac{71,95 \cdot 10^6}{8,5 \cdot 0,9 \cdot 1476 \cdot 420^2} = 0,036.$$

Із таблиці А5 для $\bar{\alpha}_{m, 1-1} = 0,036$ та $K = 3$ знаходимо відповідне значення $\bar{\zeta}_{1-1}$ (за інтерполяцією)

$$\bar{\zeta}_{1-1} = 0,984 - \frac{0,984 - 0,979}{0,039 - 0,030} (0,036 - 0,030) = 0,981.$$

Необхідна площа поздовжніх робочих стержнів у перерізі 1-1

$$A_{s, 1-1} = \frac{M_{Ed, 1-1}}{f_{yd} d_{sb} \bar{\zeta}_{1-1}} = \frac{71,95 \cdot 10^6}{364 \cdot 420 \cdot 0,981} = 479,7 \text{ мм}^2.$$

Приймаємо $1\emptyset 18 + 2\emptyset 12$, фактично $A_{s, 1-1} = 480,5 \text{ мм}^2$. Стержень $\emptyset 18$ вибраний з метою використання його на опорі Б у перерізі 2-2 в розтягнутій зоні.

Переріз 2-2. У перерізі 2-2 вплив полиці не враховується, оскільки вона розташована в розтягнутій зоні. Тому поперечний переріз тут розраховуємо як прямокутний (рис. 2.7, б), для котрого

$$\bar{\alpha}_{m, 2-2} = \frac{M_{Ed, 2-2}}{f_{cd} \gamma_{c1} b_{sb} d_{sb}^2} = \frac{73,52 \cdot 10^6}{8,5 \cdot 0,9 \cdot 200 \cdot 420^2} = 0,272.$$

За таблицею А5 знаходимо

$$\bar{\zeta}_{2-2} = 0,832 - \frac{0,832 - 0,826}{0,273 - 0,266} (0,272 - 0,266) = 0,827.$$

Тепер обчислюємо

$$A_{s, 2-2} = \frac{M_{Ed, 2-2}}{f_{yd} d_{sb} \bar{\zeta}_{2-2}} = \frac{73,52 \cdot 10^6}{364 \cdot 420 \cdot 0,827} = 581,5 \text{ мм}^2.$$

Приймаємо $2\emptyset 18 + 2\emptyset 10$, фактично $A_{s, 2-2} = 666 \text{ мм}^2$.

Переріз 3-3. Знаходимо положення межі стиснутої зони бетону за формулою (1.41):

$$M'_f = f_{cd} \gamma_{c1} h_s \omega b_{eff} (d_{sb} - \chi h_s \omega) = 8,5 \cdot 0,9 \cdot 60 \cdot 0,792 \cdot 1476 (420 - 0,526 \cdot 60 \cdot 0,792) = 211,95 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Оскільки $M'_f = 211,95 \text{ кН}\cdot\text{м} > M_{Ed, 3-3} = 64,33 \text{ кН}\cdot\text{м}$, то межа стиснутої зони бетону проходить у полиці.

Обчислимо за формулою (1.47)

$$\bar{\alpha}_{m, 3-3} = \frac{M_{Ed, 3-3}}{f_{cd} \gamma_{c1} b_{eff} d_{sb}^2} = \frac{64,33 \cdot 10^6}{8,5 \cdot 0,9 \cdot 1476 \cdot 420^2} = 0,032.$$

За таблицю А5 приймаємо

$$\bar{\zeta}_{3-3} = 0,984 - \frac{0,984 - 0,979}{0,039 - 0,030} (0,032 - 0,030) = 0,983.$$

Необхідна площа поздовжніх робочих стержнів у перерізі 3-3

$$A_{s, 3-3} = \frac{M_{Ed, 3-3}}{f_{yd} d_{sb} \bar{\zeta}_{3-3}} = \frac{64,33 \cdot 10^6}{364 \cdot 420 \cdot 0,983} = 428,1 \text{ мм}^2.$$

Приймаємо $1\emptyset 18 + 2\emptyset 12$, фактично $A_{s, 3-3} = 480,5 \text{ мм}^2$.

Застосоване армування першого і другого прольотів здійснено так, що дозволяє з цих прольотів на опорі В відігнути стержні $2\emptyset 18$, як цього вимагає прийняте армування перерізу 2-2. Ці стержні в перерізі 2-2 на опорі В розміщуємо один над одним, оскільки в сусідніх з опорою прольотах вони повинні розташовуватись посередині між стержнями з позиціями 14 та 15.

Переріз 4-4:

$$\bar{\alpha}_{m, 4-4} = \frac{M_{Ed, 4-4}}{f_{cd} \gamma_{c1} b_{sb} d_{sb}^2} = \frac{64,33 \cdot 10^6}{8,5 \cdot 0,9 \cdot 200 \cdot 420^2} = 0,238,$$

із табл. А5 знаходимо відповідне значення $\bar{\zeta}_{4-4}$.

$$\bar{\zeta}_{4-4} = 0,858 - \frac{0,858 - 0,853}{0,239 - 0,232} (0,238 - 0,232) = 0,854$$

$$A_{s, 4-4} = \frac{M_{Ed, 4-4}}{f_{yd} d_{sb} \bar{\zeta}_{2-2}} = \frac{64,33 \cdot 10^6}{364 \cdot 420 \cdot 0,854} = 492,7 \text{ мм}^2.$$

Приймаємо для армування перерізу з метою уніфікації $2\emptyset 18 + 2\emptyset 10$. У результаті отримано, що фактична площа перерізу стержнів $A_{s, 4-4} = 666 \text{ мм}^2$.

2.3.5 Розрахунок міцності балки в похилих перерізах

Відповідно до рекомендацій, викладених в 1.3.5, спочатку за умовою (1.50) перевіряємо необхідність встановлення поперечної арматури на дію поперечної сили в перерізі на відстані d_{sb} від опори В (рис. 2.6), оскільки саме на цій опорі діє максимальна поперечна сила $V_{Ed, Bl} = V_{Ed, \max}$ (див. 2.3.2). У розглядуваному перерізі поперечна сила

$$V_{Ed} = V_{Ed, \max} - p d_{sb} = 80,83 - 22,93 \cdot 0,42 = 71,20 \text{ кН}.$$

Розрахункова величина опору перерізу балки на зсув

$$V_{Rd, c} = C_{Rd, c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} b_{sb} d_{sb} = 0,14 \cdot 1,69 \cdot (100 \cdot 0,0049 \cdot 11)^{1/3} \cdot 200 \cdot 420 = 34846 \text{ Н} = 34,85 \text{ кН},$$

де $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c = 0,18/1,3 = 0,14$;

$$k = 1 + \sqrt{200/d_{sb}} = 1 + \sqrt{200/420} = 1,69 < 2;$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_{sb} \cdot d_{sb}} = \frac{411,5}{200 \cdot 420} = 0,0049 < 0,02;$$

$A_s = 411,5 \text{ мм}^2$ – площа розтягнутої арматури $2\emptyset 10 + 1\emptyset 18$, котра продовжується на відстань $\geq l_{bd} + d_{sb}$ за переріз, що розглядається.

Розрахункова величина $V_{Rd,c}$ повинна задовольняти умову (1.51):

$$V_{Rd,c} \geq 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} b_{sb} d_{sb} = 0,035 \cdot 1,69^{3/2} \cdot 11^{1/2} \cdot 200 \cdot 420 = 21423 \text{ Н} = 21,42 \text{ кН}.$$

Умова (1.51) виконується, тому остаточно приймаємо $V_{Rd,c} = 34,85 \text{ кН}$, але оскільки $V_{Rd,c} = 34,85 \text{ кН} < V_{Ed} = 71,20 \text{ кН}$, то необхідно встановити поперечну арматуру за розрахунком.

Відповідно до конструктивних вимог [2; 8.2.6] та з урахуванням досвіду проектування [9, с. 129] приймаємо у якості поперечної арматури $2\emptyset 6A240C$ ($A_{sw} = 57 \text{ мм}^2$) з кроком $s = 150 \text{ мм}$. При цьому перевіряємо умови (1.52) та (1.54) для прийнятого армування:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s b_{sb} \sin \alpha} = \frac{57}{150 \cdot 200 \cdot \sin 90^\circ} = 0,0019 > \rho_{w,\min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{11}}{240} = 0,0011;$$

$$s = 150 \text{ мм} < s_{l,\max} = 0,75 d_{sb} = 0,75 \cdot 420 = 315 \text{ мм}.$$

Оскільки умови (1.52) та (1.54) виконуються, то тепер за умовою (1.53) перевіримо, чи забезпечує прийнята кількість поперечної арматури міцність балки в похилих перерізах. Для цього в першому наближенні приймаємо $\text{ctg} \theta = 2,5$ та перевіряємо чи виконується для такого випадку умова (1.55)

$$V_{Ed,\max} = 80,83 \text{ кН} < V_{Rd,\max} = \frac{b_{sb} z v f_{cd}}{\text{ctg} \theta + \text{tg} \theta} = \frac{200 \cdot 378 \cdot 0,574 \cdot 8,5}{2,5 + 0,4} = 127190 \text{ Н} = 127,19 \text{ кН},$$

$$\text{де } z = 0,9 d_{sb} = 0,9 \cdot 420 = 378;$$

$$v = 0,6(1 - f_{ck}/250) = 0,6(1 - 11/250) = 0,574.$$

Умова (1.55) виконується, тому для перевірки умови (1.53) можна прийняти $\text{ctg} \theta = 2,5$:

$$V_{Ed} = 71,20 \text{ кН} > V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \text{ctg} \theta = \frac{57}{150} \cdot 378 \cdot 170 \cdot 2,5 = 61047 \text{ Н} = 61,05 \text{ кН}.$$

Перевірка умови (1.53) показала, що прийнятої кількості поперечної арматури для забезпечення міцності балки у похилому перерізі недостатньо. Тому необхідно збільшити її діаметр або зменшити крок.

Визначимо необхідний крок поперечної арматури з умови (1.53), прийнявши $V_{Rd,s} = V_{Ed} = 71,20 \text{ кН}$,

$$s = \frac{A_{sw}}{V_{Ed}} z f_{ywd} \text{ctg} \theta = \frac{57}{71,20 \cdot 10^3} \cdot 378 \cdot 170 \cdot 2,5 = 128,61 \text{ мм.}$$

Остаточо приймаємо в якості поперечної арматури другорядної балки 2Ø6A240С з кроком $s = 120 \text{ мм}$.

2.3.6 Побудова обвідної епюри моментів

Обвідну епюру моментів будуємо відповідно до рекомендацій 1.3.6 за формулою (1.57). Для цього спочатку знаходимо відношення значень змінного навантаження до постійного.

$$\frac{v}{g} = \frac{v l_s}{p - v l_s} = \frac{7,26 \cdot 1,89}{22,93 - 7,26 \cdot 1,89} = 1,49.$$

Для обчисленого відношення $v/g = 1,49$, використовуючи рисунок 1.18 та таблицю 1.2, знаходимо значення коефіцієнтів β . Для точок 6 – 12 значення коефіцієнта β знаходимо за таблицею 1.2 методом інтерполяції. Згинальні моменти обчислюємо в табличній формі (табл. 2.5).

Знайдемо точку перетину верхньої правої частини обвідної епюри в першому прольоті А-Б з горизонтальною віссю. Із рисунка 1.18 видно, що при $v/g = 1,5$ верхня частина обвідної епюри перетинає горизонтальну вісь на відстані $0,228 l_{sb}$ від правої опори Б (від точки 5), а при $v/g = 1,0$ – на відстані $0,200 l_{sb}$. У нашому випадку $v/g = 1,49$, а тому точка перетину верхньої частини обвідної епюри з горизонтальною віссю (за інтерполяцією) розміщуватиметься від правої опори Б на відстані

$$\left(0,200 + \frac{0,228 - 0,200}{1,5 - 1,0} (1,49 - 1,0) \right) \cdot l_{sb1} = 0,227 \cdot 5,875 = 1,334 \text{ м.}$$

З метою підвищення надійності анкерування поздовжніх стержнів у бетоні ординати $M_{Ed,i}$ обвідної епюри моментів (табл. 2.5) необхідно збільшити на значення $\Delta M_{td,i}$, котрі обчислюються за формулою (1.58) з використанням обвідної епюри поперечних сил.

В даному прикладі зміщення обвідної епюри моментів урахується розташуванням початків та кінців відгинів стержнів від перерізу, де вони необхідні, на відстані не ближче, ніж $a_1 = d_{sb} = 420 \text{ мм}$ [2, 8.2.3.3], а також заведенням стержнів, котрі обриваються, за точки їх теоретичного обриву на відстань $l_{bd} + a_1 = l_{bd} + d_{sb}$. При цьому основні принципи розміщення місць відгинів та анкерування поздовжніх арматурних стержнів відповідають вимогам, викладеним у 1.3.7.

Таблиця 2.5 – Обчислення значень ординат обвідної епюри моментів у перерізах другорядної балки

Проліт	Розрахунковий переріз	Відстань від лівої опори до перерізу, мм	$+\beta_i$	$-\beta_i$	$p l_{sb}^2$, кН·м	$M_{Ed,max}$, кН·м	$M_{Ed,min}$, кН·м
1	2	3	4	5	6	7	8
А-Б	0	$0,0l_{sb1} = 0$	0	–	$22,93 \cdot 5,875^2 = 791,44$	0	–
	1	$0,2l_{sb1} = 0,2 \cdot 5875 = 1175$	0,0650	–		51,4	–
	2	$0,4l_{sb1} = 2350$	0,0900	–		71,2	–
	1-1	$0,425l_{sb1} = 2497$	0,0910	–		72,0	–
	3	$0,6l_{sb1} = 3525$	0,0750	–		59,4	–
	4	$0,8l_{sb1} = 4700$	0,0200	–		15,8	–
	5 (2-2)	$1,0l_{sb1} = 5875$	–	–0,0715		$22,93 \cdot 6,700^2 = 1029,33$	–
Б-В	5 (2-2)	$0,0l_{sb2} = 0$	–	–0,0715	$22,93 \cdot 6,700^2 = 1029,33$	–	–73,6
	6	$0,2l_{sb2} = 0,2 \cdot 6700 = 1340$	0,0180	–0,0259		18,5	–26,7
	7	$0,4l_{sb2} = 2680$	0,0580	–0,0028		59,7	–2,9
	3-3	$0,5l_{sb2} = 3350$	0,0625	–0,0013		64,3	–1,34
	8	$0,6l_{sb2} = 4020$	0,0580	0,0002		59,7	0,2
	9	$0,8l_{sb2} = 5360$	0,0180	–0,0199		18,5	–20,5
	10 (4-4)	$1,0l_{sb2} = 6700$	–	–0,0625		–	–64,3
В-Г	10 (4-4)	$0,0l_{sb2} = 0$	–	–0,0625	$22,93 \cdot 6,700^2 = 1029,33$	–	–64,3
	11	$0,2l_{sb2} = 1340$	0,0180	–0,0189		18,5	–19,5
	12	$0,4l_{sb2} = 2680$	0,0580	0,0042		59,7	4,3

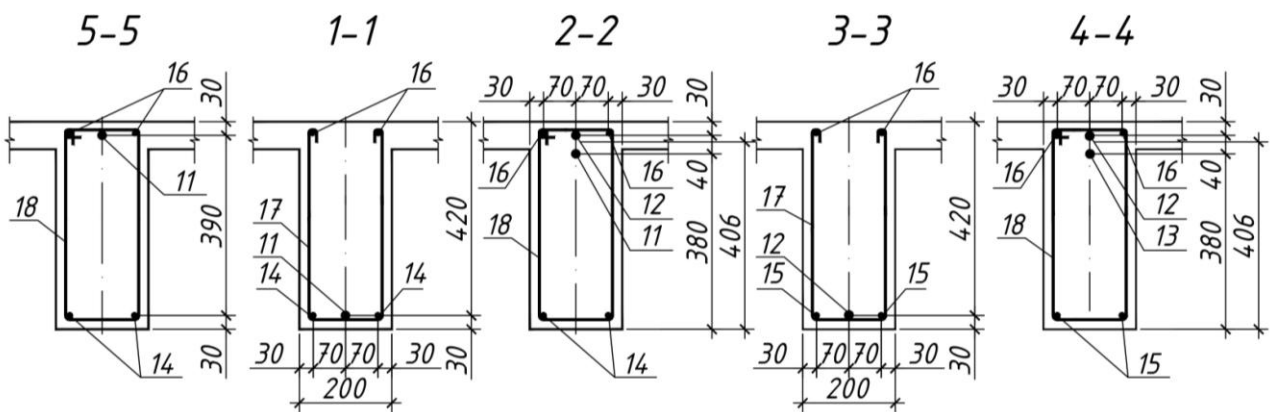
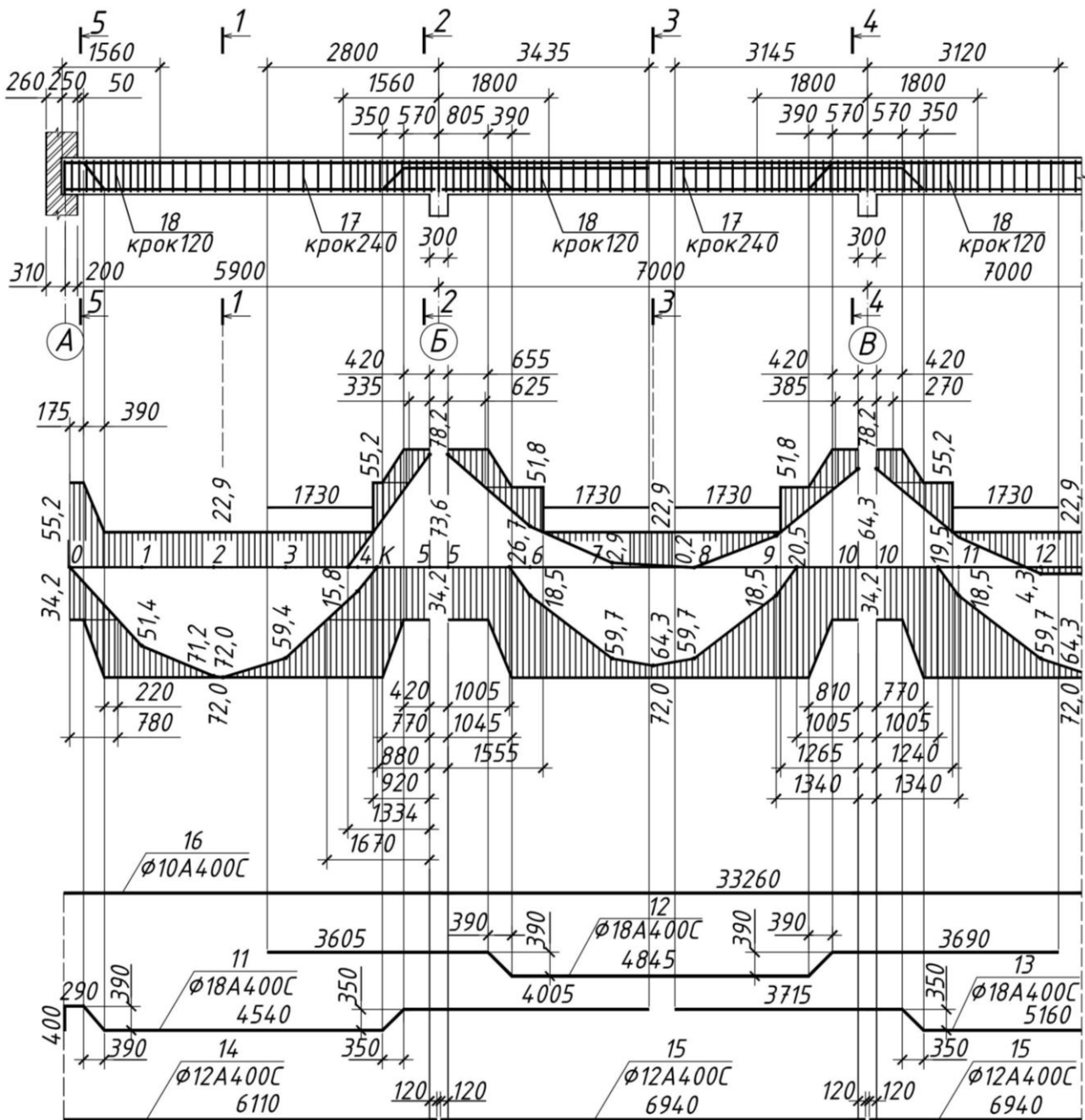


Рисунок 2.8 – Схема армування другорядної балки

2.3.7 Побудова епюри матеріалів

Епюру матеріалів (рис. 2.8) будемо в прольотах А-Б і Б-В, керуючись рекомендаціями, викладеними в 1.3.7 (прольоти А-Б та Б-В – умовні відповідно між координаційними осями А, Б та Б, В).

Значення ординат епюри обчислюємо за формулою (1.60). Побудову епюри починаємо від опори А (рис. 2.6) біля координаційної осі А (рис. 2.8).

Проліт А-Б. Переріз 1-1. На відстані $0,425l_{sb1}$ від опори А балкою сприймається максимальний згинальний момент. Його значення за формулою (1.60)

$$M_{1-1} = f_{yd} A_{s, 1-1} z_{s, 1-1} = f_{yd} A_{s, 1-1} \bar{\xi}_{1-1} d_{sb, 1-1}.$$

У даному перерізі (рис. 2.8) для стержнів $1\emptyset 18+2\emptyset 14$ робоча висота $d_{sb, 1-1} = 420$ мм, їх площа $A_{s, 1-1} = 480,5$ мм², а $f_{yd} = 364$ МПа. Щоб знайти значення коефіцієнта $\bar{\xi}_{1-1}$ спочатку обчислюємо за формулою (1.61)

$$\bar{\xi}_{1-1} = \frac{f_{yd}}{\omega f_{cd} \gamma_{c1}} \cdot \frac{A_{s, 1-1}}{b_{eff} d_{sb, 1-1}} = \frac{364}{0,792 \cdot 8,5 \cdot 0,9} \cdot \frac{480,5}{1476 \cdot 420} = 0,047.$$

За $\bar{\xi}_{1-1} = 0,047$ із таблиці А5 знаходимо, що $\bar{\zeta}_{1-1} = 0,980$. Тепер маємо, що $M_{1-1} = 364 \cdot 480,5 \cdot 0,980 \cdot 420 = 72,0 \cdot 10^6$ Н·мм = 72,0 кН·м.

У цьому самому перерізі стержнями $2\emptyset 10$ площею $A'_{s, 1-1} = 157$ мм² сприймається негативний момент. Ордината його графіка

$$M'_{1-1} = f_{yd} A'_{s, 1-1} \bar{\zeta}'_{1-1} d'_{sb, 1-1} = 364 \cdot 157 \cdot 0,954 \cdot 420 = 22,9 \cdot 10^6$$
 Н·мм = 22,9 кН·м;

значення $\bar{\zeta}'_{1-1} = 0,954$ знайдено за таблицею А5 для

$$\bar{\zeta}'_{1-1} = \frac{f_{yd}}{\omega f_{cd} \gamma_{c1}} \cdot \frac{A'_{s, 1-1}}{b_{sb} d'_{sb, 1-1}} = \frac{364}{0,792 \cdot 8,5 \cdot 0,9} \cdot \frac{157}{200 \cdot 420} = 0,112.$$

Графік згинального моменту M'_{1-1} перетинає верхню праву частину обвідної епюри моментів по осі Б у точці на відстані

$$x = 1,334 - (1,334 \cdot 22,9) / 73,6 \approx 0,920$$
 м = 920 мм.

Цю точку прийнято місцем теоретичного обриву стержня 12, що відгинається із прольоту Б-В. Стержень 12 необхідно заанкерувати за точкою теоретичного обриву на довжині l_{bd} (1.3.8), котра обчислена у 2.3.8.

Проліт А-Б. Переріз 5-5. У даному перерізі знизу в розтягнутій зоні розташовані стержні $2\varnothing 12$ (рис. 2.8), його робоча висота $d_{sb, 5-5} = 420$ мм, площа перерізу стержнів $A_{s, 5-5} = 226$ мм², $f_{yd} = 364$ МПа. Щоб знайти $\bar{\zeta}_{5-5}$ спочатку обчислюємо за формулою (1.61)

$$\bar{\zeta}_{5-5} = \frac{f_{yd}}{\omega f_{cd} \gamma_{c1}} \cdot \frac{A_{s, 5-5}}{b_{eff} d_{sb, 5-5}} = \frac{364}{0,792 \cdot 8,5 \cdot 0,9} \cdot \frac{226}{1476 \cdot 420} = 0,022.$$

Із таблиці А5 знаходимо, що $\bar{\zeta}_{5-5} = 0,991$. Відповідно ордината

$$M_{5-5} = f_{yd} A_{s, 5-5} \bar{\zeta}_{5-5} d_{sb, 5-5} = 364 \cdot 226 \cdot 0,991 \cdot 420 = 34,2 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 34,2 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Графік згинального моменту $M_{5-5} = 34,2$ кН·м перетинає ліву і праву частини обвідної епюри моментів знизу у точках, які є місцями теоретичних обривів стержня 11 (рис. 2.8). Справа від опори А відстань до такої точки

$$x = (1,175 \cdot 34,2) / 51,4 \approx 0,780 \text{ м} = 780 \text{ мм},$$

де 1,175 м – відстань між точками 0 і 1.

Аналогічно зліва від опори Б

$$x = 1,175 + 1,175(34,2 - 15,8) / (59,4 - 15,8) \approx 1,670 \text{ м} = 1670 \text{ мм},$$

де 1,175 м – відстань між точками 3 і 4 та 4 і 5 (рис. 2.8).

На відстані від цих точок не ближче ніж $a_1 = d_{sb} = 420$ мм можна стержень 11 відігнути на опори А та Б.

У перерізі 5-5 балка може сприйняти негативний момент арматурою, що складається зі стержнів $1\varnothing 18 + 2\varnothing 10$, площа яких $A'_{s, 5-5} = 411,5$ мм². Цей момент

$$M'_{5-5} = f_{yd} A'_{s, 5-5} \bar{\zeta}'_{5-5} d'_{sb, 5-5} = 364 \cdot 411,5 \cdot 0,877 \cdot 420 = 55,2 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 55,2 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Значення $\bar{\zeta}'_{5-5} = 0,877$ знайдено із табл. А5 для

$$\bar{\zeta}'_{5-5} = \frac{f_{yd}}{\omega f_{cd} \gamma_{c1}} \cdot \frac{A'_{s, 5-5}}{b_{sb} d'_{sb, 5-5}} = \frac{364}{0,792 \cdot 8,5 \cdot 0,9} \cdot \frac{411,5}{200 \cdot 420} = 0,294.$$

Проліт А-Б. Переріз 2-2. У даному перерізі $M_{2-2} = M_{5-5} = 34,2$ кН·м, оскільки перерізи 2-2 та 5-5 в розтягнутій зоні заармовані однаково (рис. 2.8).

З урахуванням відігнутих стержнів 12 та 11 розглядуваним перерізом у загальному випадку зі стержнями $2\varnothing 18 + 2\varnothing 10$ площею $A'_{s, 2-2} = 666$ мм², $f_{yd} = 364$ МПа та з робочою висотою

$$d'_{sb, 2-2} = h_{sb} - y'_{2-2} = 450 - 44 = 406 \text{ мм},$$

$$y'_{2-2} = (157 \cdot 26 + 254,5 \cdot 30 + 254,5 \cdot 70) / 666 = 44 \text{ мм},$$

сприйматиметься максимальний негативний момент

$$M'_{2-2} = f_{yd} A'_{s, 2-2} \bar{\zeta}'_{2-2} d'_{sb, 2-2} = 364 \cdot 666 \cdot 0,795 \cdot 406 = 78,2 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 78,2 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

де коефіцієнт $\bar{\zeta}'_{2-2} = 0,795$ прийнято за таблицю А5 при

$$\bar{\zeta}'_{2-2} = \frac{f_{yd}}{f_{cd} \omega \gamma_{c1}} \cdot \frac{A'_{s, 2-2}}{b_{sb} d'_{sb, 2-2}} = \frac{364}{8,5 \cdot 0,792 \cdot 0,9} \cdot \frac{666}{200 \cdot 406} = 0,493.$$

Зліва від опори Б переріз зі стержнями 12 та 16 (1Ø18+2Ø10) сприймає такий самий момент як і переріз 5-5. Його значення $M'_{2-2,l} = M'_{5-5} = 55,2$ кН·м. Тобто графік цього згинального моменту перетинає верхню частину обвідної епюри моментів зліва від опори Б на відстані $x = 1,334 - (1,334 \cdot 55,2) / 73,6 \approx 0,335$ м = 335 мм.

Оскільки $a_1 + 350 = 420 + 350 = 770$ мм $> x + a_1 = 335 + 420 = 755$ мм (350 мм – довжина проекції відгину стержня 11 при $\alpha = 45^0$), то на відстані 420 мм зліва від грані опори по осі Б розташовуємо кінець відгину стержня 11 (див. рис. 2.8), а початок його відгину – на відстані 770 мм. У результаті епюра матеріалів у цьому місці набуде вигляду похилої лінії в межах 350 мм по горизонталі. В нижній зоні балки епюра матеріалів у правій частині також матиме ділянку з похилою лінією. Початок цієї лінії знаходитиметься на графіку M_{1-1} на відстані 770 мм від грані опори по осі Б, а кінець – на графіку M_{2-2} на відстані 420 мм від даної грані.

Проліт Б-В. Переріз 3-3. У цьому перерізі для прийнятого армування міцність балки така сама, як і в перерізі 1-1. Тому $M_{3-3} = M_{1-1} = 72,0$ Н·мм, $M'_{3-3} = M'_{1-1} = 22,9$ Н·мм.

Графік епюри згинального моменту M'_{3-3} перетинає верхню лінію обвідної епюри моментів у точках на відстанях:

$x = 1,340 + 1,340(26,7 - 22,9) / (26,7 - 2,9) \approx 1,555$ м = 1555 мм справа від грані опори по осі Б та $x = 1,340(64,3 - 22,9) / (64,3 - 20,5) \approx 1,265$ м = 1265 мм зліва від грані опори по осі В.

Ці точки є точками теоретичного обриву відповідно стержня 11, відігнутого із прольоту А-Б та стержня 13, відігнутого із прольоту В-Г. Довжини їх анкерування $l_{bd} + a_1$ обчислені в 2.3.8.

Біля осі Б справа на ділянці від грані опори до точки теоретичного обриву стержня 11 епюра матеріалів зміниться, а саме: момент M'_{3-3} збільшиться до значення $M'_{2-2,r}$, котрий сприйматиметься перерізом зі стержнями 11 та 16 площею $A'_{s, 2-2r} = 411,5$ мм² та $f_{yd} = 364$ МПа.

Обчислимо значення цього негативного моменту:

$$d'_{sb, 2-2r} = h_{sb} - y'_{2-2,r} = 450 - 53 = 397 \text{ мм},$$

$$y'_{2-2,r} = (157 \cdot 26 + 254,5 \cdot 70) / 411,5 = 53 \text{ мм},$$

$$\bar{\xi}'_{2-2,r} = \frac{f_{yd}}{\omega f_{cd} \gamma_{c1}} \cdot \frac{A'_{s,2-2r}}{b_{sb} d'_{sb,2-2r}} = \frac{364}{0,792 \cdot 8,5 \cdot 0,9} \cdot \frac{411,5}{200 \cdot 397} = 0,311.$$

За обчисленим значенням $\bar{\xi}'_{2-2,r}$ із таблиці А5 знаходимо, що $\bar{\xi}'_{2-2,r} = 0,871$. Використавши обчислені значення необхідних параметрів шуканий момент за формулою (1.60)

$$M'_{2-2,r} = 364 \cdot 411,5 \cdot 0,871 \cdot 397 = 51,8 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 51,8 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Графік згинального моменту балки $M'_{2-2,r} = 51,8 \text{ кН} \cdot \text{м}$ перетинає верхню частину обвідної епюри моментів справа від грані опори по осі Б на відстані $x = 1,340(73,6 - 51,8) / (73,6 - 26,7) \approx 0,625 \text{ м} = 625 \text{ мм}$, де $1,340 \text{ м}$ – відстань між точками 5 і 6 (рис. 2.8).

Оскільки $a_1 + 390 = 420 + 390 = 810 \text{ мм} < x + a_1 = 625 + 420 = 1045 \text{ мм}$ (390 мм – довжина проекції відгину стержня 12 при $\alpha = 45^\circ$), то кінець відгину стержня 12 проектуємо на відстані $1045 - 390 = 655 \text{ мм}$ справа від грані опори по осі Б (рис. 2.8). Початок відгину розташований на відстані 1045 мм .

Графік згинального моменту $M'_{2-2,r} = 51,8 \text{ кН} \cdot \text{м}$ перетинає праву верхню частину обвідної епюри моментів зліва від опори по осі В на відстані $x = 1,340(64,3 - 51,8) / (64,3 - 20,5) \approx 0,385 \text{ м} = 385 \text{ мм}$.

Оскільки $a_1 + 390 = 420 + 390 = 810 \text{ мм} > x + a_1 = 385 + 420 = 805 \text{ мм}$, то кінець відгину стержня 12 проектуємо на відстані 420 мм зліва від грані опори по осі В (рис. 2.8). Початок відгину розташований на відстані $420 + 390 = 810 \text{ мм}$.

Проліт Б-В. Переріз 4-4. Переріз 4-4 заармований так само, як і переріз 2-2. Тому $M_{4-4} = M_{2-2} = 34,2 \text{ кН} \cdot \text{м}$, а $M'_{4-4} = M'_{2-2} = 78,2 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Точка теоретичного обриву стержня 12 справа від грані опори по осі В буде на відстані $x = 1,340(64,3 - 22,9) / (64,3 - 19,5) = 1,240 \text{ м} = 1240 \text{ мм}$.

У прольоті В-Г епюра моменту $M'_{4-4,r} = M'_{2-2,l} = 55,2 \text{ кН} \cdot \text{м}$, що сприймається арматурою $1\emptyset 18 + 2\emptyset 10 \text{ A400C}$, перетинає обвідну епюру на відстані $x = 1,340(64,3 - 55,2) / (64,3 - 19,5) = 0,270 \text{ м} = 270 \text{ мм}$ справа від грані опори по осі В.

Оскільки $a_1 + 350 = 420 + 350 = 770 \text{ мм} > x + a_1 = 270 + 420 = 690 \text{ мм}$ (350 мм – довжина проекції відгину стержня 13 при $\alpha = 45^\circ$), то кінець відгину стержня 13 проектуємо на відстані 420 мм справа від грані опори по осі В, а початок – на відстані $420 + 350 = 770 \text{ мм}$.

2.3.8 Анкерування поздовжньої арматури

Розрахункову довжину анкерування l_{bd} , на яку продовжуються арматурні стержні за точки їх теоретичного обриву (рис. 2.8), знайдені при побудові епюри матеріалів у 2.3.7, обчислюємо, керуючись 1.3.8

Оскільки, стержні 11, 12, 13 (рис. 2.8), які обриваються, мають однаковий діаметр ($\varnothing 18$) та розміщені у верхній зоні балки, то довжину їх анкерування можна прийняти однаковою.

Спочатку обчислюємо базову довжину зони анкерування $l_{b,rqd}$ за формулою (1.64)

$$l_{b,rqd} = \frac{\varnothing \sigma_{sd}}{4 f_{bd}} = \frac{18 \cdot 364}{4 \cdot 1,15} = 1424 \text{ мм},$$

в котрій $\sigma_{sd} = f_{yd} = 364$ МПа – для арматури А400С (табл. А.2);

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd} = 2,25 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot 0,73 = 1,15 \text{ МПа};$$

де $\eta_1 = 0,7$; $\eta_2 = 1,0$ при $\varnothing \leq 32$ мм;

$$f_{ctd} = f_{ctk,0,05} / \gamma_{ct} = 1,1 / 1,5 = 0,73 \text{ МПа};$$

$f_{ctk,0,05} = 1,1$ МПа – для бетону С12/15 (табл. А.1); $\gamma_{ct} = 1,5$ – коефіцієнт надійності для бетону [1, табл. 2.1, с. 17].

Розрахункова довжина зони анкерування l_{bd} за формулою (1.62)

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} = 1 \cdot 1 \cdot 0,92 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1424 = 1310 \text{ мм} > l_{b,\min} = 428 \text{ мм},$$

де $\alpha_1 = 1$;

$$\alpha_2 = 1 - 0,15(c_d - \varnothing) / \varnothing = 1 - 0,15(18 - 18) / 18 = 1;$$

де $c_d = c_{nom,sw} = 18$ мм $< c_{nom} = 21$ мм $< a / 2 = 27,5$ мм – для прямих стержнів (рис. 1.17 та 2.8);

$$\alpha_3 = 1 - K \lambda = 1 - 0,05 \cdot 1,53 = 0,92; \quad 0,7 < \alpha_3 = 0,92 < 1,0;$$

$$\lambda = (\Sigma A_{st} - \Sigma A_{st,\min}) / A_s = (452,8 - 0,25 \cdot 254,5) / 254,5 = 1,53;$$

де ΣA_{st} – площа поперечного перерізу поперечної арматури вздовж розрахункової довжини анкерування. Попередньо приймаємо, що вздовж ділянки анкерування встановлено 8 хомутів, тоді площа їх перерізу (16 $\varnothing 6$ А240С) $\Sigma A_{st} = 452,8$ мм² (табл. А.6);

$$\Sigma A_{st,\min} = 0,25 A_s = 0,25 \cdot 254,5 = 63,6 \text{ мм}^2;$$

$A_s = 254,5$ мм – площа одного заанкерованого стержня $\varnothing 18$ (табл. А.6);

$$K = 0,05; \quad \alpha_4 = 1; \quad \alpha_5 = 1;$$

$$\alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 = 1 \cdot 0,92 \cdot 1 = 0,92 > 0,7;$$

$l_{b,\min}$ – мінімальна довжина анкерування при розтягу

$$l_{b,\min} = 0,3 l_{b,rqd} = 0,3 \cdot 1424 = 428 \text{ мм} < 10 \cdot 18 = 180 \text{ мм} < 100 \text{ мм}.$$

Остаточно приймаємо розрахункову довжину ділянки анкерування стержнів 11, 12, 13 (рис. 2.8) $l_{bd} = 1310$ мм. З урахуванням відміченого в 2.3.6 заводимо стержні за точки їх теоретичного обриву на відстань $l_{bd} + a_1 = 1310 + 420 = 1730$ мм.

Довжина анкерування стержнів 14 та 15 за вертикальними гранями головних балок згідно з [2; 8.2.5.2] прийнята $l_{bd} = 10\varnothing = 120$ мм (рис. 2.8).

За підрахованими значеннями відстаней від опор до точок теоретичних

обривів стержнів, а також довжинами їх анкерування в бетоні обчислюємо довжини стержнів на окремих ділянках, що необхідно на практиці при виготовленні каркасів (рис. 2.8).

Ці обчислення зручно виконувати в табличній формі (табл. 2.6).

Таблиця 2.6 – Підрахунок довжин окремих ділянок стержнів і їх кількості на другорядну балку (в прольотах координаційних осей)

Позиція	Ділянка балки, що розглядається	Місце розташування ділянки стержня	Довжина стержня на ділянках, що розглядаються, мм	Кількість стержнів на балку
11	Крайні прольоти А – Б та Д – Е	В торцях балки	$450-30-20=400$	2
		Над опорами А та Е	$250-10+50=290$	
		Відгин	$390/\cos 45^0 \approx 550$	
		Знизу балки	$5900-50-390-570-350=4540$	
		Відгин	$350/\cos 45^0 \approx 495$	
		Над опорами Б та Д	$570+3435=4005$	
12	Середні прольоти Б – В та Г – Д	Над опорами Б та Д	$2800+805=3605$	2
		Відгин	$390/\cos 45^0 \approx 550$	
		Знизу балки	$7000-570-390-805-390=4845$	
		Відгин	$390/\cos 45^0 \approx 550$	
		Над опорами В та Г	$570+3120=3690$	
13	Середній проліт В – Г	Над опорами В та Г	$2 \times (3145+570) = 2 \times 3715 = 7430$	1
		Відгини	$2 \times 350/\cos 45^0 \approx 2 \times 495 = 990$	
		Знизу балки	$7000-570-350-570-350=5160$	
14	Крайні прольоти А – Б та Д – Е	Знизу балки	$5900+250-10-150+120=6110$	4
15	Середні прольоти Б – В, В – Г, Г – Д	Знизу балки	$7000-150+120-150+120=6940$	6
16	Вся балка	Зверху балки	$33200+50-10+50-10=33260$	2
17	Крайні прольоти А – Б та Д – Е	Вся балка	$12,5 \times 6 + 2 \times 420 + 170 = 1085$	24
	Середні прольоти Б – В, В – Г, Г – Д			48
18	На опорах А та Е	Вся балка	$12,5 \times 6 + 2 \times 420 + 2 \times 170 = 1255$	28
	На опорах Б та Д			58
	На опорах В та Г			62

За прийнятою схемою армування другорядної балки (рис. 2.8) з використанням даних табл. 2.6 складаємо специфікацію арматури на балку у вигляді таблиці 2.7.

Таблиця 2.7 – Специфікація арматури балки Бм-1

Поз.	Позначення	Найменування	Кільк.	Маса од., кг	Примітка
		<u>Балка Бм-1 – шт. 37</u>			
		Деталі			
		Ø18A400С ДСТУ 3760:2006			
11		$l = 10280$	2	20,54	41,1
12		$l = 13240$	2	26,45	52,9
13		$l = 13580$	1	27,13	27,1
		Ø12A400С ДСТУ 3760:2006			
14		$l = 6110$	4	5,42	21,7
15		$l = 6940$	6	6,16	37,0
		Ø10A400С ДСТУ 3760:2006			
16		$l = 33260$	2	20,52	41,0
		Ø6A400С ДСТУ 3760:2006			
17		$l = 1085$	72	0,24	17,3
18		$l = 1255$	148	0,28	41,4
		Матеріали			
		Бетон С12/15	2,7		м ³

ДОДАТОК А

ТАБЛИЦІ ЗНАЧЕНЬ ПАРАМЕТРІВ ТА ХАРАКТЕРИСТИК, ЩО ВИКОРИСТОВУЮТЬСЯ У РОЗРАХУНКАХ

Таблиця А.1 – Характеристики міцності та деформативності бетону

	Клас міцності бетону											Аналітична залежність/пояснення
	C8/10	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/35	C32/40	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60	
$f_{ck,cube}$ (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	$f_{cm,cube} = f_{ck,cube} / (1 - 1,64V_c)$
$f_{ck,prism}$ (МПа)	7,5	11	15	18,5	22	25,5	29	32	36	39,5	43	
f_{cd} (МПа)	6	8,5	11,5	14,5	17	19,5	22	25	27,5	30	33	$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$
f_{ctm} (МПа)	1,2	1,6	1,9	2,2	2,6	2,8	3	3,2	3,5	3,8	4,1	
$f_{ctk,0,05}$ (МПа)	0,8	1,1	1,3	1,5	1,8	2	2,1	2,2	2,5	2,7	3	$f_{ctk,0,05} = 0,7f_{ctm}$ 5% вибірки
$f_{ctk,0,95}$ (МПа)	1,6	2	2,5	2,9	3,4	3,6	3,9	4,2	4,6	4,9	5,3	$f_{ctk,0,95} = 1,3f_{ctm}$ 95% вибірки
E_{cm} (ГПа)	18	23	27	30	32,5	34,5	36	37,5	39	39,5	40	
E_{ck} (ГПа)	15	20	23	26	29	31	32	34	35	36	37	
E_{cd} (ГПа)	12,6	16,3	20	23	25	27	28,5	30,5	32	33	34	
$\varepsilon_{c1,ck}$ (‰)	1,57	1,61	1,66	1,71	1,76	1,81	1,86	1,90	1,94	1,98	2,02	
$\varepsilon_{c1,cd}$ (‰)	1,56	1,58	1,62	1,65	1,69	1,72	1,76	1,80	1,84	1,87	1,91	
$\varepsilon_{cu1,ck}$ (‰)	4,5	4,4	4,15	3,85	3,55	3,25	3	2,83	2,63	2,5	2,4	
$\varepsilon_{cu1,cd}$ (‰)	3,75	3,7	3,59	3,44	3,28	3,1	2,93	2,72	2,57	2,43	2,29	
$\varepsilon_{c3,ck}$ (‰)	0,5	0,55	0,65	0,71	0,76	0,82	0,91	0,94	1,03	1,1	1,16	$\varepsilon_{c3,ck} = f_{ck,prism} / E_{ck}$
$\varepsilon_{c3,cd}$ (‰)	0,48	0,52	0,58	0,63	0,68	0,72	0,77	0,83	0,86	0,91	0,97	$\varepsilon_{c3,cd} = f_{cd} / E_{cd}$
$\varepsilon_{cu3,ck}$ (‰)	4,05	3,96	3,73	3,46	3,2	2,93	2,7	2,55	2,37	2,25	2,16	$\varepsilon_{cu3,ck} = 0,9 \varepsilon_{cu1,ck}$
$\varepsilon_{cu3,cd}$ (‰)	3,38	3,33	3,23	3,1	3	2,8	2,64	2,45	2,31	2,19	2,06	$\varepsilon_{cu3,cd} = 0,9 \varepsilon_{cu1,cd}$

*) - величини $f_{ck,cube}$ в таблиці наведені для значення коефіцієнта варіації V_c , який дорівнює 13,5 %

Таблиця А.2 – Характеристики міцності та деформативності арматури

Характеристика арматури	A240C	A400C	A500C		B500
			Ø8 – 22	Ø25 – 40	
f_{yk} (МПа)	240	400	500		500
γ_s	1,05	1,10	1,15	1,20	1,20
f_{yd} (МПа)	229	364	435	417	417
f_{ywd} (МПа)	170	285	300		300
E_s (МПа)	$2,1 \times 10^5$	$2,1 \times 10^5$	$2,1 \times 10^5$		$1,9 \times 10^5$
ε_{ud}	0,025	0,025	0,020		0,012

Таблиця А.3 – Значення параметрів ω , φ , χ залежно від значень K та η_u

параметр	K								
	1,18	1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5
η_u	1,075	1,2	1,268	1,309	1,339	1,363	1,382	1,398	1,412
ω	0,587	0,673	0,732	0,767	0,792	0,811	0,826	0,838	0,848
φ	0,3835	0,4214	0,443	0,455	0,462	0,467	0,471	0,474	0,476
χ	0,591	0,555	0,539	0,53	0,526	0,523	0,52	0,518	0,517
φ/ω	0,653	0,626	0,605	0,593	0,583	0,576	0,57	0,566	0,561
$\frac{\omega - \varphi}{\omega}$	0,347	0,374	0,395	0,407	0,417	0,424	0,43	0,434	0,439

Таблиця А.4 – Граничні значення коефіцієнтів $\bar{\xi}_R$, $\bar{\alpha}_R$

Клас розтягнутої арматури	K							
	2		2,5		3		3,5	
	$\bar{\xi}_R$	$\bar{\alpha}_R$	$\bar{\xi}_R$	$\bar{\alpha}_R$	$\bar{\xi}_R$	$\bar{\alpha}_R$	$\bar{\xi}_R$	$\bar{\alpha}_R$
A240C	0,690	0,368	0,674	0,375	0,666	0,381	0,661	0,386
A400C	0,583	0,329	0,565	0,334	0,556	0,338	0,551	0,342
A500C (Ø8 – 22)	0,539	0,311	0,521	0,315	0,512	0,319	0,507	0,323
A500C (Ø25 – 40)	0,550	0,315	0,532	0,320	0,522	0,324	0,517	0,327
B500	0,525	0,305	0,507	0,309	0,497	0,312	0,492	0,316

Таблиця А.5 – Значення коефіцієнтів $\bar{\xi}$, $\bar{\zeta}$, $\bar{\alpha}_m$

K=2			K=2,5			K=3			K=3,5		
$\bar{\xi}$	$\bar{\zeta}$	$\bar{\alpha}_m$	$\bar{\xi}$	$\bar{\zeta}$	$\bar{\alpha}_m$	$\bar{\xi}$	$\bar{\zeta}$	$\bar{\alpha}_m$	$\bar{\xi}$	$\bar{\zeta}$	$\bar{\alpha}_m$
0,014	0,995	0,010	0,013	0,995	0,010	0,013	0,995	0,010	0,012	0,995	0,010
0,027	0,989	0,020	0,026	0,989	0,020	0,025	0,989	0,020	0,025	0,990	0,020
0,041	0,984	0,030	0,039	0,984	0,030	0,038	0,984	0,030	0,037	0,984	0,030
0,055	0,978	0,039	0,052	0,979	0,039	0,050	0,979	0,039	0,049	0,979	0,039
0,068	0,973	0,049	0,065	0,973	0,049	0,063	0,974	0,049	0,062	0,974	0,049
0,082	0,968	0,058	0,078	0,968	0,058	0,076	0,968	0,058	0,074	0,969	0,058
0,096	0,962	0,067	0,091	0,963	0,067	0,088	0,963	0,067	0,086	0,963	0,067
0,109	0,957	0,077	0,104	0,958	0,077	0,101	0,958	0,077	0,099	0,958	0,077
0,123	0,952	0,086	0,117	0,952	0,086	0,114	0,953	0,086	0,111	0,953	0,086
0,137	0,946	0,095	0,130	0,947	0,095	0,126	0,947	0,095	0,123	0,948	0,095
0,150	0,941	0,103	0,143	0,942	0,104	0,139	0,942	0,104	0,136	0,943	0,104
0,164	0,935	0,112	0,156	0,936	0,112	0,151	0,937	0,112	0,148	0,937	0,112
0,178	0,930	0,121	0,169	0,931	0,121	0,164	0,932	0,121	0,160	0,932	0,121
0,191	0,925	0,129	0,182	0,926	0,130	0,177	0,926	0,130	0,173	0,927	0,130
0,205	0,919	0,138	0,195	0,920	0,138	0,189	0,921	0,138	0,185	0,922	0,138
0,219	0,914	0,146	0,208	0,915	0,146	0,202	0,916	0,147	0,197	0,916	0,147
0,232	0,908	0,154	0,222	0,910	0,155	0,215	0,911	0,155	0,210	0,911	0,155
0,246	0,903	0,163	0,235	0,904	0,163	0,227	0,905	0,163	0,222	0,906	0,163
0,260	0,898	0,171	0,248	0,899	0,171	0,240	0,900	0,171	0,234	0,901	0,171
0,273	0,892	0,178	0,261	0,894	0,179	0,252	0,895	0,179	0,247	0,895	0,179
0,287	0,887	0,186	0,274	0,889	0,187	0,265	0,890	0,187	0,259	0,890	0,187
0,301	0,881	0,194	0,287	0,883	0,194	0,278	0,884	0,195	0,271	0,885	0,195
0,314	0,876	0,202	0,300	0,878	0,202	0,290	0,879	0,202	0,284	0,880	0,202
0,328	0,871	0,209	0,313	0,873	0,209	0,303	0,874	0,210	0,296	0,875	0,210
0,342	0,865	0,216	0,326	0,867	0,217	0,316	0,869	0,217	0,308	0,869	0,217
0,355	0,860	0,224	0,339	0,862	0,224	0,328	0,863	0,224	0,321	0,864	0,225
0,369	0,855	0,231	0,352	0,857	0,231	0,341	0,858	0,232	0,333	0,859	0,232
0,382	0,849	0,238	0,365	0,851	0,238	0,353	0,853	0,239	0,345	0,854	0,239

K=2			K=2,5			K=3			K=3,5		
$\bar{\xi}$	$\bar{\zeta}$	$\bar{\alpha}_m$	$\bar{\xi}$	$\bar{\zeta}$	$\bar{\alpha}_m$	$\bar{\xi}$	$\bar{\zeta}$	$\bar{\alpha}_m$	$\bar{\xi}$	$\bar{\zeta}$	$\bar{\alpha}_m$
0,396	0,844	0,245	0,378	0,846	0,245	0,366	0,847	0,246	0,358	0,848	0,246
0,410	0,838	0,252	0,391	0,841	0,252	0,379	0,842	0,253	0,370	0,843	0,253
0,423	0,833	0,258	0,404	0,835	0,259	0,391	0,837	0,259	0,382	0,838	0,260
0,437	0,828	0,265	0,417	0,830	0,266	0,404	0,832	0,266	0,395	0,833	0,266
0,451	0,822	0,271	0,430	0,825	0,272	0,417	0,826	0,273	0,407	0,828	0,273
0,464	0,817	0,278	0,443	0,820	0,279	0,429	0,821	0,279	0,419	0,822	0,280
0,478	0,811	0,284	0,456	0,814	0,285	0,442	0,816	0,286	0,432	0,817	0,286
0,492	0,806	0,290	0,469	0,809	0,291	0,454	0,811	0,292	0,444	0,812	0,292
0,505	0,801	0,296	0,482	0,804	0,297	0,467	0,805	0,298	0,456	0,807	0,298
0,519	0,795	0,302	0,495	0,798	0,303	0,480	0,800	0,304	0,469	0,801	0,305
0,533	0,790	0,308	0,508	0,793	0,309	0,492	0,795	0,310	0,481	0,796	0,311
0,546	0,785	0,314	0,521	0,788	0,315	0,505	0,790	0,316	0,493	0,791	0,316
0,560	0,779	0,319	0,534	0,782	0,321	0,518	0,784	0,322	0,506	0,786	0,322
0,574	0,774	0,325	0,547	0,777	0,326	0,530	0,779	0,327	0,518	0,780	0,328
0,587	0,768	0,330	0,560	0,772	0,332	0,543	0,774	0,333	0,530	0,775	0,333
0,601	0,763	0,336	0,573	0,766	0,337	0,555	0,769	0,338	0,543	0,770	0,339
0,615	0,758	0,341	0,586	0,761	0,343	0,568	0,763	0,343	0,555	0,765	0,344
0,628	0,752	0,346	0,599	0,756	0,348	0,581	0,758	0,349	0,567	0,760	0,349
0,642	0,747	0,351	0,612	0,751	0,353	0,593	0,753	0,354	0,580	0,754	0,355
0,656	0,741	0,356	0,625	0,745	0,358	0,606	0,748	0,359	0,592	0,749	0,360
0,669	0,736	0,361	0,639	0,740	0,363	0,619	0,742	0,364	0,604	0,744	0,365
0,683	0,731	0,365	0,652	0,735	0,367	0,631	0,737	0,369	0,617	0,739	0,369
0,697	0,725	0,370	0,665	0,729	0,372	0,644	0,732	0,373	0,629	0,733	0,374
0,710	0,720	0,374	0,678	0,724	0,376	0,656	0,726	0,378	0,641	0,728	0,379
0,724	0,715	0,379	0,691	0,719	0,381	0,669	0,721	0,382	0,654	0,723	0,383
0,738	0,709	0,383	0,704	0,713	0,385	0,682	0,716	0,387	0,666	0,718	0,388
0,751	0,704	0,387	0,717	0,708	0,389	0,694	0,711	0,391	0,678	0,713	0,392
0,765	0,698	0,391	0,730	0,703	0,394	0,707	0,705	0,395	0,691	0,707	0,396

K=2			K=2,5			K=3			K=3,5		
$\bar{\xi}$	$\bar{\zeta}$	$\bar{\alpha}_m$	$\bar{\xi}$	$\bar{\zeta}$	$\bar{\alpha}_m$	$\bar{\xi}$	$\bar{\zeta}$	$\bar{\alpha}_m$	$\bar{\xi}$	$\bar{\zeta}$	$\bar{\alpha}_m$
0,779	0,693	0,395	0,743	0,697	0,398	0,720	0,700	0,399	0,703	0,702	0,400
0,792	0,688	0,399	0,756	0,692	0,401	0,732	0,695	0,403	0,715	0,697	0,404
0,806	0,682	0,402	0,769	0,687	0,405	0,745	0,690	0,407	0,728	0,692	0,408
0,820	0,677	0,406	0,782	0,682	0,409	0,757	0,684	0,411	0,740	0,686	0,412
0,833	0,671	0,410	0,795	0,676	0,412	0,770	0,679	0,414	0,752	0,681	0,416
0,847	0,666	0,413	0,808	0,671	0,416	0,783	0,674	0,418	0,765	0,676	0,419
0,861	0,661	0,416	0,821	0,666	0,419	0,795	0,669	0,421	0,777	0,671	0,423
0,874	0,655	0,419	0,834	0,660	0,423	0,808	0,663	0,425	0,789	0,665	0,426
0,888	0,650	0,422	0,847	0,655	0,426	0,821	0,658	0,428	0,802	0,660	0,429
0,902	0,644	0,425	0,860	0,650	0,429	0,833	0,653	0,431	0,814	0,655	0,432
0,915	0,639	0,428	0,873	0,644	0,432	0,846	0,648	0,434	0,826	0,650	0,435
0,929	0,634	0,431	0,886	0,639	0,435	0,858	0,642	0,437	0,839	0,645	0,438
0,943	0,628	0,434	0,899	0,634	0,437	0,871	0,637	0,440	0,851	0,639	0,441
0,956	0,623	0,436	0,912	0,628	0,440	0,884	0,632	0,442	0,863	0,634	0,444
0,970	0,618	0,438	0,925	0,623	0,442	0,896	0,627	0,445	0,876	0,629	0,447
0,984	0,612	0,441	0,938	0,618	0,445	0,909	0,621	0,447	0,888	0,624	0,449
0,997	0,607	0,443	0,951	0,613	0,447	0,922	0,616	0,450	0,900	0,618	0,451
			0,964	0,607	0,449	0,934	0,611	0,452	0,913	0,613	0,454
			0,977	0,602	0,451	0,947	0,606	0,454	0,925	0,608	0,456
			0,990	0,597	0,453	0,959	0,600	0,456	0,937	0,603	0,458
						0,972	0,595	0,458	0,950	0,598	0,460
						0,985	0,590	0,460	0,962	0,592	0,462
						0,997	0,584	0,462	0,974	0,587	0,464
									0,987	0,582	0,465
									0,999	0,577	0,467

Таблиця А.6 – Сортамент арматури

Номинальний діаметр стержня ¹ , мм	Розрахункова площа поперечного перерізу стержня, мм ² при кількості стержнів									Теоретична маса 1 м довжини арматури ³ , кг	Діаметр арматури класів ²			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		A240C	A400C	A500C	B500
3	7,1	14,1	21,2	28,3	35,3	42,4	49,5	56,5	63,6	0,056	-	-	-	+
4	12,6	25,1	37,7	50,3	62,8	75,4	88	100,5	113,1	0,099	-	-	-	+
5	19,6	39,3	58,9	78,5	98,2	117,8	137,4	157,1	176,7	0,154	-	-	-	+
6	28,3	57	85	113	141	170	198	226	254	0,222	+	+	+	+
8	50,3	101	151	201	251	302	352	402	452	0,395	+	+	+	+
10	78,5	157	236	314	393	471	550	628	707	0,616	+	+	+	+
12	113,1	226	339	452	565	679	792	905	1018	0,888	+	+	+	+
14	153,9	308	462	616	770	924	1078	1232	1385	1,208	+	+	+	-
16	201,1	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	1,579	+	+	+	-
18	254,5	509	763	1018	1272	1527	1781	2036	2290	1,998	+	+	+	-
20	314,2	628	942	1257	1571	1885	2199	2513	2827	2,466	+	+	+	-
22	380,1	760	1140	1521	1901	2281	2661	3041	3421	2,984	+	+	+	-
25	490,9	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4418	3,854	+	+	+	-
28	615,8	1232	1847	2463	3079	3695	4310	4926	5542	4,834	+	+	+	-
32	804,2	1608	2413	3217	4021	4825	5630	6434	7238	6,313	+	+	+	-
36	1017,9	2036	3054	4072	5089	6107	7125	8143	9161	7,991	+	+	+	-
40	1256,6	2513	3770	5027	6283	7540	8796	10053	11310	9,864	+	+	+	-

1 Номинальний діаметр арматурних стержнів періодичного профілю відповідає номінальному діаметру рівновеликих за площею поперечного перерізу гладких стержнів.

2 Знак + означає наявність діаметра в сортаменті для арматури даного класу.

3 Теоретична маса 1 м довжини арматури класу Вр-1 приймається рівною: при Ø3 - 0,052 кг; Ø4 - 0,092 кг; Ø5 - 0,144 кг.

Таблиця А.7 – Значення постійних навантажень на 1 м² перекриття залежно від конструкції деяких варіантів підлог

№ з/п	Навантаження	Характеристичне значення навантаження, Н/м ²	Коефіцієнт надійності за навантаженням, γ_{fm}
1 Мозаїчна підлога			
1.1	Мозаїчне покриття $t = 0,020$ м; $\rho = 21000$ Н/м ³	420	1,3
1.2	Цементна стяжка $t = 0,020$ м; $\rho = 18000$ Н/м ³	360	1,3
1.3	Прошарок з керамзитобетону $t = 0,060$ м; $\rho = 16000$ Н/м ³	960	1,3
2 Підлога з лінолеуму			
2.1	Лінолеум $t = 0,004$ м; $\rho = 18000$ Н/м ³	72	1,3
2.2	Цементна стяжка $t = 0,050$ м; $\rho = 16000$ Н/м ³	800	1,3
2.3	Прошарок зі шлаку $t = 0,046$ м; $\rho = 8000$ Н/м ³	368	1,3
3 Підлога з керамічної плитки			
3.1	Керамічна плитка $t = 0,025$ м; $\rho = 20000$ Н/м ³	500	1,3
3.2	Цементна стяжка $t = 0,020$ м; $\rho = 18000$ Н/м ³	360	1,3
3.3	Прошарок з керамзитобетону $t = 0,055$ м; $\rho = 14000$ Н/м ³	770	1,3
4 Паркетна підлога			
4.1	Паркет $t = 0,025$ м; $\rho = 7000$ Н/м ³	175	1,3
4.2	Шар пергаміну $t = 0,005$ м; $\rho = 6300$ Н/м ³	32	1,3
4.3	Доски $t = 0,030$ м; $\rho = 6600$ Н/м ³	198	1,3
4.4	Лаги 0,040 х 0,060 м через 0,5 м; $\rho = 6600$ Н/м ³	32	1,3

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Конструкції будинків та споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. ДБН В.2.6-98:2009 / Міністерство регіонального розвитку та будівництва України. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.
2. Конструкції будинків та споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. ДСТУ Б В.2.6-156:2010 / Міністерство регіонального розвитку та будівництва України. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 118 с.
3. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. ДБН В.1.2-2:2006 / Міністерство регіонального розвитку та будівництва України. – К.: Мінбуд України, 2006. – 75 с.
4. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. ДБН В.1.2-14-2009 / Міністерство регіонального розвитку та будівництва України. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 37 с.
5. Полы. СНИП 2.03.13-88 / ЦНИИпромзданий Госстроя СССР. – М.: Госстрой СССР, 1989. – 26 с.
6. Плоский В.О. Архітектура будівель та споруд. Книга 2. Житлові будинки: Підручник / В.О. Плоский, Г.В. Гетун – Кам'янець-Подільський: ПП «Медобори-2006», 2014. – 617 с.
7. Архитектурные конструкции гражданских зданий: Здания и их части. Фундаменты и цоколи. Стены. Перегородки. Перекрытия и полы. Крыши / С.Б. Дехтяр, Л.И. Армановский, В.С. Диденко, Д.В. Кузнецов. – 2-е изд., перераб. и дополненное – К.: Будивзельник, 1987. – 222 с.: ил.
8. Глебов А.М. Справочные таблицы для строителей / А.М. Глебов. – Л.: Стройиздат. Ленингр. отд-ние., 1988. – 144 с.
9. Байков В.Н. Железобетонные конструкции: Общий курс: Учеб. для вузов / В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов. – 5-е изд., перераб. и дополненное – М.: Стройиздат, 1991. – 767 с.: ил.
10. Гольшев А.Б. Проектирование железобетонных конструкций: Справочное пособие / А.Б. Гольшев, В.Я. Бачинский, В. Полищук, А.В. Харченко, И.В. Руденко; Под. ред. А.Б. Гольшева. – 2-е изд., перераб. и дополненное – К.: Будивзельник, 1990. – 544 с.: ил.
11. Павліков А.М. Розрахунок міцності нормальних перерізів балкових елементів за нелінійною деформаційною моделлю (на основі ДБН В.2.6-98:2009) : навчальний посібник / А.М. Павліков, О.В. Бойко. За ред. А.М. Павлікова. – Полтава: ПолтНТУ, 2012. – 85 с.

ПРОЕКТУВАННЯ
МОНОЛІТНИХ РЕБРИСТИХ ПЕРЕКРИТТІВ:
навчальний посібник

Комп'ютерна верстка О.В. Гарькава та А.М. Павліков
Редактор А.М. Павліков

Підписано до друку ____ .03.2015 р.
Формат 60 x 84/16. Папір офсетний. Друк RISO
Ум. друк. арк. 4,82. Наклад 50 прим.

Віддруковано з оригінал-макета у поліграфічному центрі
Полтавського національного технічного університету
імені Юрія Кондратюка
Першотравневий проспект, 24, м. Полтава, 36011
Свідоцтво про внесення суб'єкта видавничої справи
до Державного реєстру видавців, виготівників і
розповсюджувачів видавничої продукції
Серія ДК, №3130 від 06.03.2008
