

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ**  
**ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ**  
**МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА імені О. М. БЕКЕТОВА**

**МЕТОДИЧНІ РЕКОМЕНДАЦІЇ**

до виконання курсового проекту  
з навчальної дисципліни

**«ЗАЛІЗОБЕТОННІ ТА КАМ'ЯНІ КОНСТРУКЦІЇ»**

**Розділ 1**

**Проектування збірних елементів перекриття,  
колон і фундаментів будівлі з неповним каркасом**

*(для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти всіх форм навчання зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія, освітньо-професійна програма «Промислове та цивільне будівництво»)*

**Харків**  
**ХНУМГ ім. О. М. Бекетова**  
**2023**

Методичні рекомендації до виконання курсового проєкту з навчальної дисципліни «Залізобетонні та кам'яні конструкції». Розділ 1 Проектування збірних елементів перекриття, колон і фундаментів будівлі з неповним каркасом (для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти всіх форм навчання зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія, освітньо-професійна програма «Промислове та цивільне будівництво») / Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова ; уклад. : Н. О. Псурцева, П. А. Резнік. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2023. – 48 с.

Укладачі: канд. техн. наук, доц. Н. О. Псурцева,  
канд. техн. наук, доц. П. А. Резнік

Рецензент

**О. М. Пустовойтова**, кандидат технічних наук, доцент кафедри будівельних конструкцій Харківського національного університету міського господарства імені О. М. Бекетова

*Рекомендовано кафедрою будівельних конструкцій, протокол № 4  
від 19 жовтня 2023 р.*

## ЗМІСТ

ВСТУП.....	4
1 КОМПОНУВАННЯ ПЕРЕКРИТТЯ.....	4
2 ПРИКЛАД РОЗРАХУНКУ ЕЛЕМЕНТІВ ПЕРЕКРИТТЯ ЦИВІЛЬНОЇ БУДІВЛІ .....	8
2.1 Розрахунок збірної залізобетонної плити з круглими порожнинами.....	8
2.2 Розрахунок збірного ригеля крайнього прогону.....	12
3 ПРИКЛАД РОЗРАХУНКУ ЕЛЕМЕНТІВ ПЕРЕКРИТТЯ ПРОМИСЛОВОЇ БУДІВЛІ.....	18
3.1 Розрахунок збірної залізобетонної ребристої плити перекриття із шириною 1,5 м.....	19
3.2 Розрахунок збірного ригеля крайнього прогону.....	22
4 РОЗРАХУНОК КОЛОНИ ПЕРШОГО ПОВЕРХУ.....	28
5 РОЗРАХУНОК МОНОЛІТНОГО ФУНДАМЕНТУ ПІД ЗБІРНУ КОЛОНУ.....	33
6 ГРАФІЧНА ЧАСТИНА ПРОЄКТУ.....	37
СПИСОК РЕКОМЕНДОВАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	42
ДОДАТКИ.....	44

## **ВСТУП**

Ці методичні рекомендації є розділом виконання курсового проєкту з дисципліни «Залізобетонні та кам'яні конструкції».

Метою виконання курсового проєкту є закріплення теоретичних і практичних знань, умінь розрахунку та проєктування збірних залізобетонних та кам'яних конструкцій багатоповерхової будівлі з неповним каркасом.

У методичних рекомендаціях викладена методика розрахунку та конструювання елементів залізобетонних конструкцій багатоповерхових цивільних і промислових будівель каркасного типу.

За індивідуальним завданням необхідно запроєктувати основні несучі конструкції будівлі з неповним залізобетонним каркасом: запроєктувати перекриття; виконати розрахунки і конструювання: плити перекриття, ригеля крайнього прольоту, колони першого поверху, фундаменту під колону. Розрахунок кам'яного простінку, що є частиною курсового проєкту, викладено в інших методичних рекомендаціях.

Студентам пропонується для розробки два варіанта будівель: промислові й цивільні (відповідно до завдання).

Для полегшення роботи студентів над курсовим проєктом на практичних заняттях розглядаються розрахунки всіх елементів перекриттів і каркасів в обох варіантах.

### **1 КОМПОНУВАННЯ ПЕРЕКРИТТЯ**

Перекриття komponується зі збірних плит, що укладаються на ригелі.

Залежно від кількості прогонів ригелі крайніх прогонів (P1) і середніх прогонів (P2) відрізняються один від одного як зовнішнім виглядом (опалубкою), так і схемою армування.

Залежно від варіанта будівлі (промислова чи цивільна) перекриття komponується по-різному. Для кожного типу будівлі існують свої рекомендації.

## А. Цивільна будівля

Ригелі будівлі мають тавровий профіль із полицями в нижній зоні. На опорі на колону ригель має «підрізку» і прямокутний профіль (рис. 1).

Висота ригеля приймається як  $h = (1/10 \dots 1/12)L$ , ширина профілю  $b = (0,3 \dots 0,5)h$ . Фактичні розміри перерізів приймають кратними 50 мм.

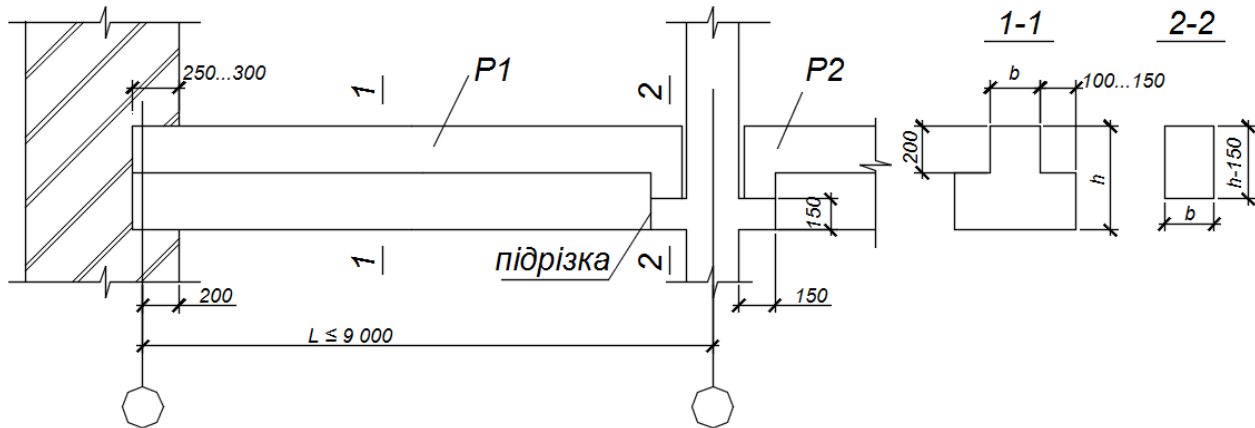


Рисунок 1 – Ригель цивільної будівлі

Плити (панелі) перекриття мають стандартну номінальну ширину 800...1 400, 1 500, 1 600...2 000 мм (через 200 мм). Кількість порожнин залежить від ширини плити. Висота плит стандартна – 220 мм. Плити виконують із круглими порожнинами діаметром 159 мм (рис. 2).

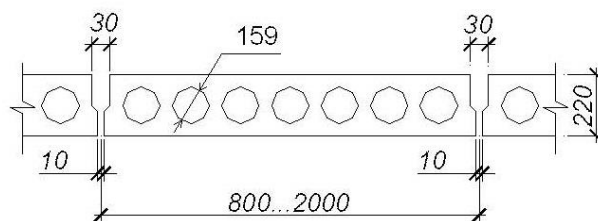


Рисунок 2 – Переріз плити перекриття з круглими порожнинами

Плити укладаються на полиці ригелів (у першому прогоні – на стіну).

Вибір типорозмірів плит приймається таким, щоб перекрити ширину від внутрішньої поверхні стіни до грані колони або між гранями колон. Залишок розмірів, що не перекриваються плитами, заповнюється монолітним

залізобетоном. Розміри поперечного перерізу колон приймаються стандартними – 300 мм × 300 мм (при значному навантаженні – 350 мм × 350 мм).

### Б. Промислова будівля

Ригелі мають складний профіль (рис. 3).

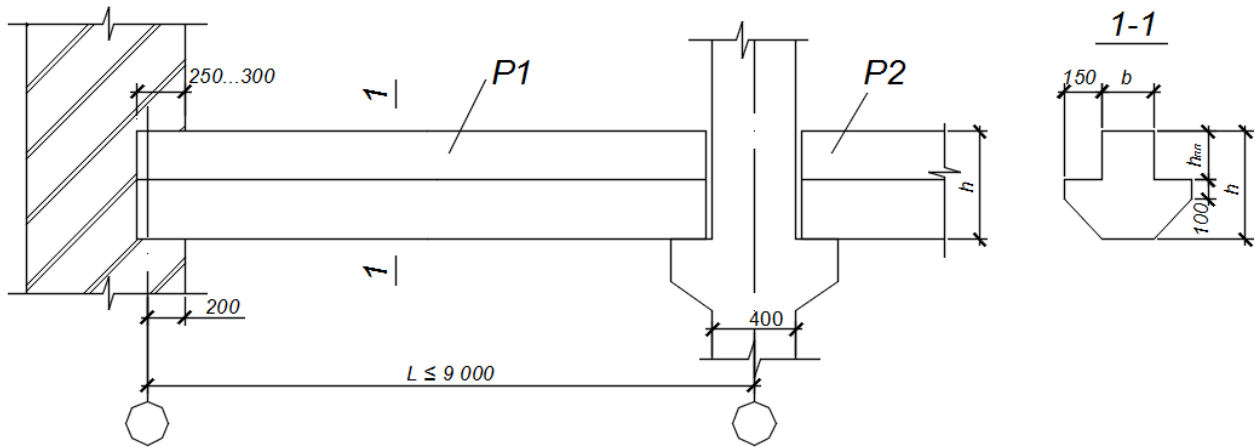


Рисунок 3 – Ригель промислової будівлі

Розміри перерізу ригеля:  $h = (1/10 \dots 1/12)L$ ,  $b = (0,3 \dots 0,5)h$ .

Фактичні розміри перерізу приймають кратними 50 мм.

Плити перекриття мають П-подібний профіль і можуть бути номінальною шириною 1 200 мм і 1 500 мм (рис. 4).

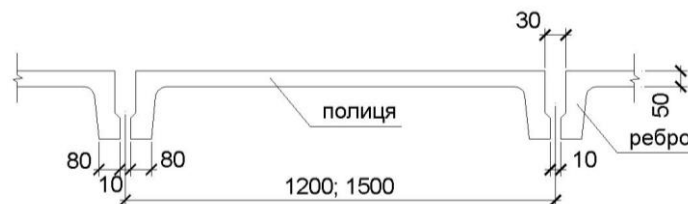


Рисунок 4 – Переріз ребристої плити перекриття

Приклади можливої компоновки перекриттів в обох типах будівель показані на фрагментах (рис. 5).

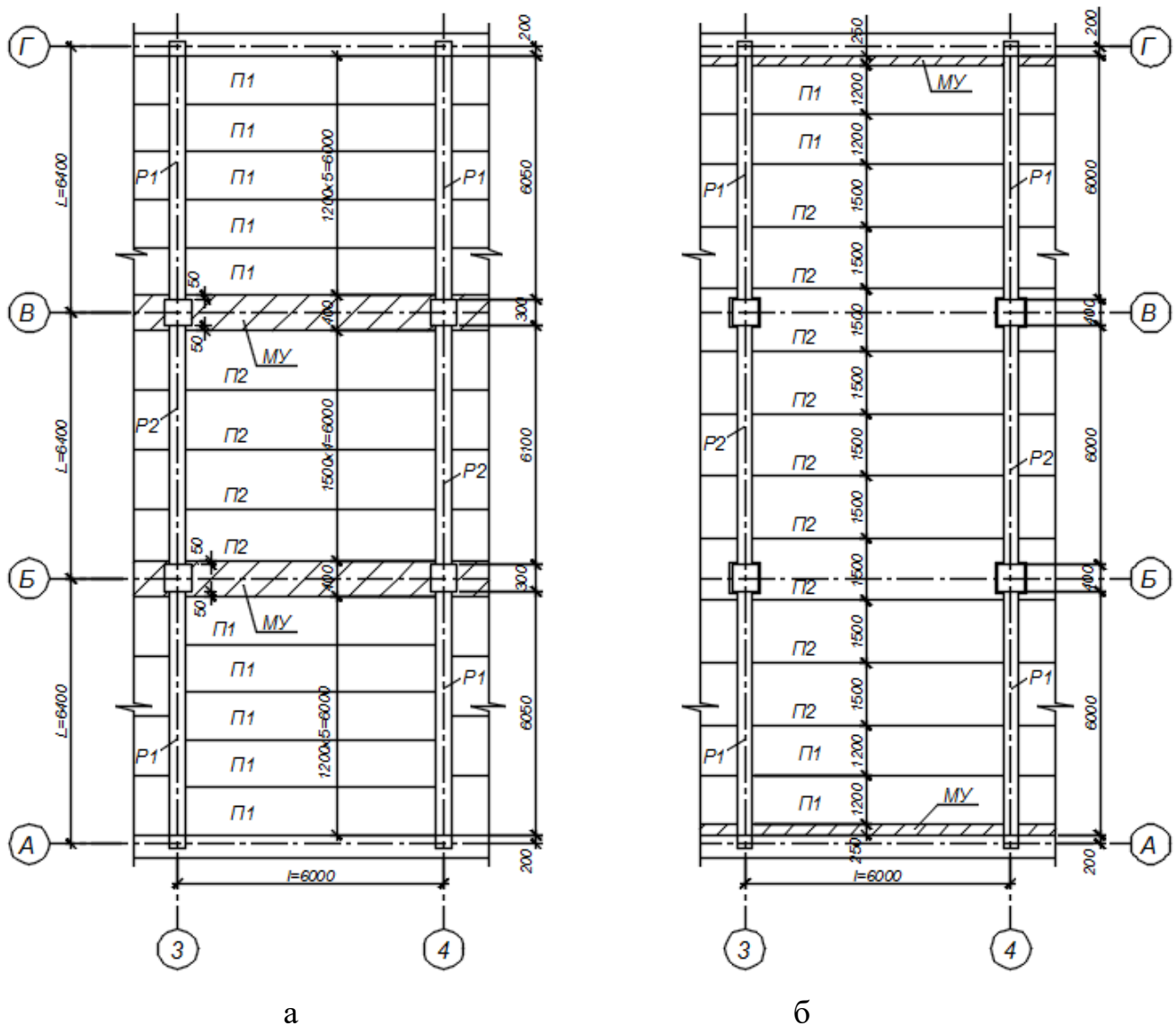


Рисунок 5 – Приклади можливої компоновки перекриттів:  
а – цивільна будівля; б – промислова будівля

Компонування перекриття виконується таким, щоб перекрити відстань між внутрішніми поверхнями протилежних стін. При цьому ребра плит спираються на полиці ригелів і не можуть збігатися з колонами (переріз колон – 400 мм × 400 мм). Тому розкладку плит рекомендують починати з середини, від колон, так, щоб ребра однієї плити спиралась на ригелі суміжних прогонів. Полиця цієї плити має виріз, що охоплює колону. Залишок ширини будівлі, що не перекривається плитами, бетонується монолітно. Найчастіше цей залишок бетонують біля стіни.

## 2 ПРИКЛАД РОЗРАХУНКУ ЕЛЕМЕНТІВ ПЕРЕКРИТТЯ ЦИВІЛЬНОЇ БУДІВЛІ

*Вихідні дані:* розміри будівлі в плані – 19,2 м × 30 м; кількість поверхів – 4; висота поверху – 3,6 м; змінне навантаження – 3,5 кН/м<sup>2</sup>; розрахунковий опір ґрунту – 240 кН/м<sup>2</sup>; місце будівництва – Харків.

### *Навантаження на 1 м<sup>2</sup> перекриття*

Навантаження на 1 м<sup>2</sup> перекриття цивільної будівлі збираємо в табличній формі (табл. 1) на сполучення навантажень.

Таблиця 1 – Навантаження на 1 м<sup>2</sup> перекриття цивільної будівлі

Найменування навантаження	Характеристичне, кН/м <sup>2</sup>	$\gamma_f$	Розрахункове, кН/м <sup>2</sup>
<i>А. Постійне</i> Паркет ( $\delta = 2$ см, $\rho = 6$ кН/м <sup>3</sup> ), 0,02 × 6	0,12	1,2	0,144
Цементний розчин ( $\delta = 3$ см, $\rho = 20$ кН/м <sup>3</sup> ), 0,03 × 20	0,6	1,3	0,78
Звукоізоляція – пінобетон ( $\delta = 6$ см, $\rho = 7$ кН/м <sup>3</sup> ), 0,06 × 7	0,42	1,3	0,546
Плита залізобетонна, 2,7–3,1	3,0	1,1	3,3
Всього постійне <i>Б. Змінне</i> (за завданням)	3,5	1,2	$g = 4,77$ $v = 4,2$
<i>Всього</i>			$q = g + v \approx 9,0$

При розрахунку постійних навантажень конструкцію підлоги цивільної будівлі студенти можуть приймають самостійно відповідно до знань з курсу «Архітектура будівель і споруд».

### 2.1 Розрахунок збірної залізобетонної плити з круглими порожнинами

*Статичний розрахунок плити номінальною шириною  $b_{пл} = 1,5$  м*

Попередньо приймаємо розміри поперечного перерізу ригеля:  $h = 60$  см,  $b = 25$  см, ширина полиць ригеля – 10 см (згідно з рекомендаціями розділу 1).



Ширина спирання плити на полицю ригеля  $c = 9$  см. Розрахунковий прогін плити дорівнює відстані від центрів спирання плити на полиці ригелів (рис. 6):

$$l_0 = l - b - c - 2 \text{ зазори} = 6\,000 - 250 - 90 - 20 = 5\,640 \text{ мм} = 5,64 \text{ м.}$$

Опалубкова (конструктивна) довжина плити

$$l_{\text{констр.}} = l - b - 2 \text{ зазори} = 6\,000 - 250 - 20 = 5\,730 \text{ мм} = 5,73 \text{ м.}$$

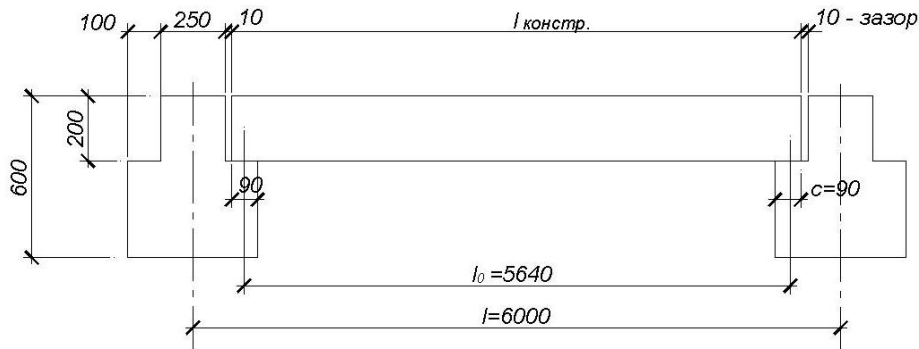
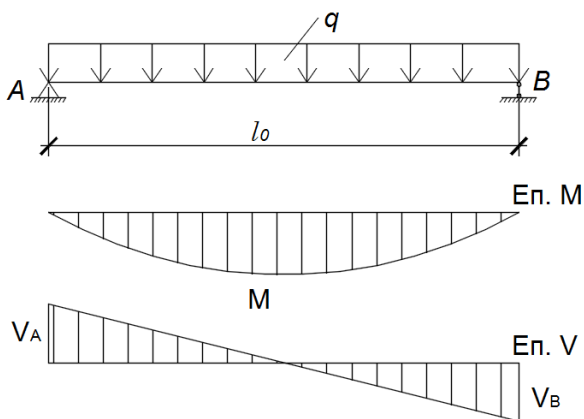


Рисунок 6 – До визначення розрахункового прогону плити цивільної будівлі

Прогонне навантаження  $q = q_{1\text{м}^2} \cdot b_{\text{пл}} = 9 \times 1,5 = 13,5$  кН/м.

Розрахункові зусилля визначають як для однопрогонної вільно опертої балки (рис. 7).



Розрахункові зусилля відповідно до рисунка 7:

$$M = \frac{q \cdot l_0^2}{8} = \frac{13,5 \times 5,64^2}{8} = 53,7 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$V = \frac{q \cdot l_0}{2} = \frac{13,5 \times 5,64}{2} = 38,1 \text{ кН.}$$

Рисунок 7 – Розрахункова схема плити

### Конструктивний розрахунок плити

Для виготовлення плити приймають бетон класів С12/15, С16/20, С20/25 та арматуру класів А400С, А500С. Залежно від класу приймають розрахункові характеристики міцності бетону (дод. А).

Для розглядуваного прикладу приймаємо бетон класу С16/20 з розрахунковими опорами  $f_{cd} = 11,5$  МПа на стиск і  $f_{ctd} = 0,87$  МПа на розтяг.

Робочу арматуру приймаємо класу А400С з розрахунковим опором  $f_{yd} = 365$  МПа (дод. В).

Переріз плити шириною 1,5 м має 7 круглих порожнин і розглядається як двотавровий профіль (рис. 8).

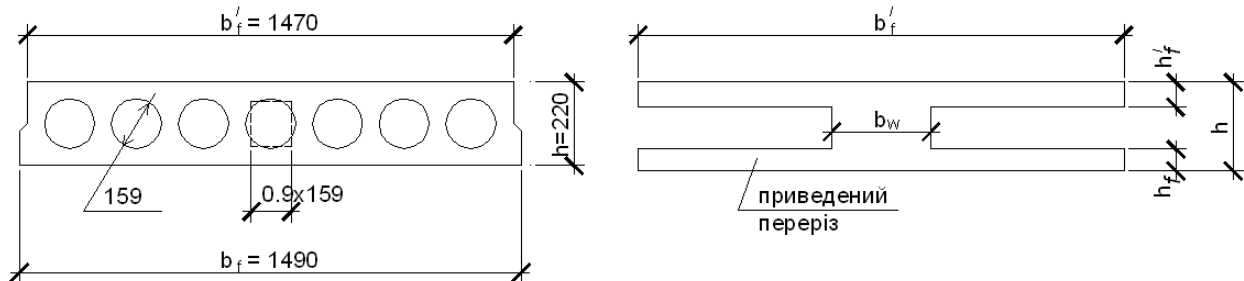


Рисунок 8 – Фактичний та приведений переріз плити з круглими порожнинами шириною 1,5 м

Для розрахунку приймаємо такі приведені розміри перерізу:

$$b_{eff} = 147 \text{ см}; \quad h = 22 \text{ см}; \quad b_w = 147 - 7 \cdot 0,9 \times 15,9 = 46,8 \text{ см}; \quad d = 19,5 \text{ см};$$

$$h_f = h'_f = (22 - 0,9 \times 15,9)/2 = 3,845 \text{ см}.$$

#### *Розрахунок міцності плити по нормальних перерізах*

Положення нейтрального шару визначаємо величиною моменту  $M_f$ :

$$M_f = f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot h'_f \cdot (d - 0,5 h'_f) = 1,15 \times 147 \times 3,845 (19,5 - 0,5 \times 3,845) =$$

$$= 11\,486 \text{ кН}\cdot\text{см} = 114,86 \text{ кН}\cdot\text{м} > M = 53,7 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Нейтральний шар знаходиться в межах стиснутої полиці, тому переріз розраховуємо як прямокутний:

$$\alpha_m = \frac{M}{f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d^2} = \frac{5370}{1,15 \times 147 \times 19,5^2} = 0,103; \quad \zeta = 0,945 \text{ (дод. Г);}$$

$$A_s = \frac{M}{\zeta \cdot f_{yd} \cdot d} = \frac{5370}{0,945 \times 36,5 \times 19,5} = 7,98 \text{ см}^2.$$

Робочу арматуру розташовують по краям перерізу й між порожнинами.

Приймаємо робочу поздовжню арматуру  $8\text{Ø}12\text{A}400\text{C}$  ( $A_s = 9,05 \text{ см}^2$ , дод. Д). Ця арматура використовується у вигляді нижньої сітки С1, де поперечна конструктивна арматура приймається з умови зварювання  $\text{Ø}3\text{B}500$  з кроком 250 мм.

### Розрахунок міцності плити по похилих перерізах

Перевіряємо необхідність розрахунку міцності похилих перерізів на поперечну силу  $V_{Ed} = V = 38,1$  кН.

Несуча здатність бетону

$$V_{Rd,c} = (C_{Rd,c} \cdot K \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}}) b_w \cdot d;$$

де  $C_{Rd,c} = 0,1385$ ;  $\rho_1 = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{9,05}{46,8 \times 19,5} = 0,0099$ ;

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{195}} = 2,01 > 2; \text{ приймаємо } K = 2.$$

$$V_{Rd,c} = (0,1385 \times 2 \times \sqrt[3]{100 \times 0,0099 \times 15}) 468 \times 195 = 62\,135 \text{ Н} = 62,13 \text{ кН} > V = 38,1 \text{ кН}.$$

Поперечну арматуру приймаємо конструктивно – Ø3В500 з кроком 100 мм. Арматурні каркаси з поперечною арматурою (Кр1) приймаємо довжиною  $1/4l = 1\,500$  мм і розташовуємо в опорних зонах по 4 каркаси в перерізі (рис. 9).

У верхній зоні плити розташовуємо конструктивно сітку С2 (Ø3В500 з чарункою 200 мм × 200 мм).

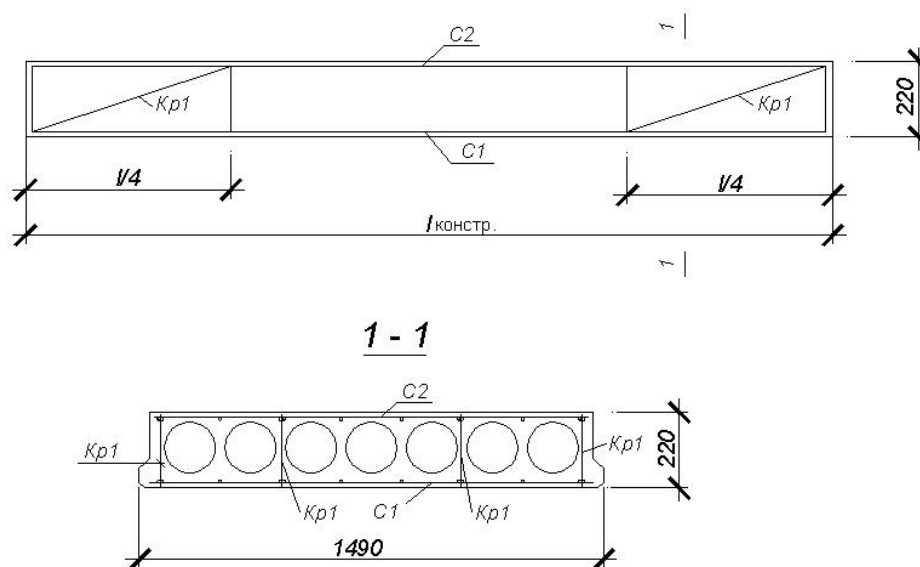


Рисунок 9 – Приклад армування плити перекриття з круглими порожнинами

Опалубні креслення, армування плити перекриття з круглими порожнинами, конструювання сіток і каркасів із специфікацією арматури студент наводить в графічній частині проекту.

## 2.2 Розрахунок збірного ригеля крайнього прогону

### Статичний розрахунок

Ригель розраховують як багатопрогонну нерозрізну балку.

Розрахунковий прогон ригеля крайнього прогону приймають як відстань від середини його спирання на стіну до центральної осі колони (рис. 10). Спирання ригеля на стіну вважають шарнірним, а спирання на колону – жорстким завдяки зварюванню закладених деталей ригеля і колони.

Розрахунковий прогон ригеля

$$l_0 = 6\,400 - 200 + 150 = 6\,350 \text{ мм} = 6,35 \text{ м.}$$

Конструктивна довжина ригеля

$$l_{\text{констр.}} = l_0 + 150 \text{ мм} - h_{\text{к}}/2 - \text{зазор} = 6\,350 + 150 - 300/2 - 30 = 6\,320 \text{ мм.}$$

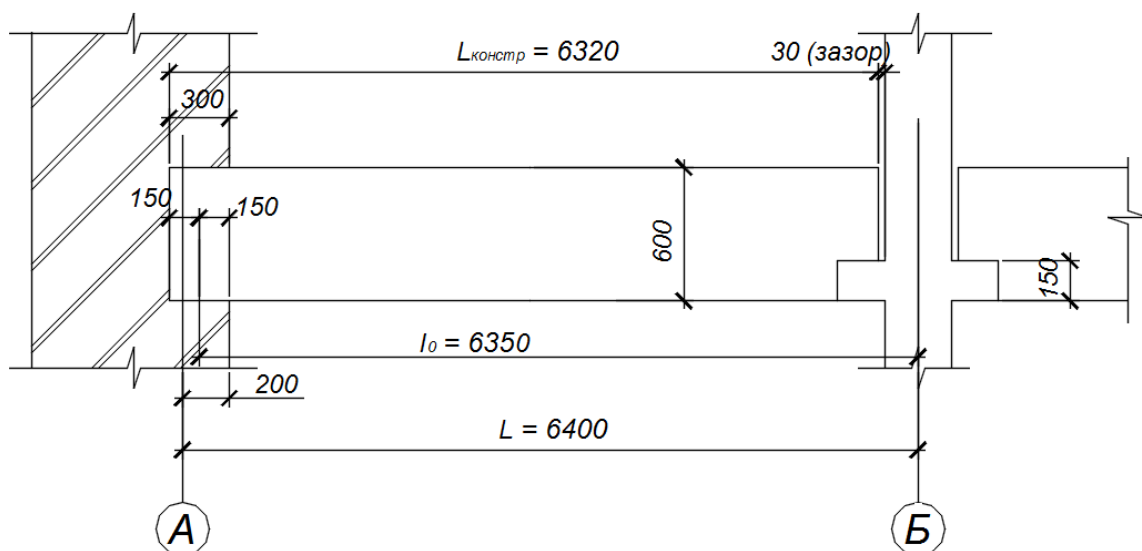


Рисунок 10 – До визначення розрахункового прогону ригеля цивільної будівлі

Розрахункове прогонне навантаження на ригель:

– постійне  $g = g_{1\text{м}}^2 \cdot l + \gamma_f \cdot (\text{власна вага нижньої частини ригеля з полицями}) = 4,77 \times 6 + 1,1(0,6 - 0,2)0,45 \times 25 = 33,6 \text{ кН/м};$

– змінне  $v = v_{1\text{м}}^2 \cdot l = 4,2 \times 6 = 25,2 \text{ кН/м};$

– повне  $q = g + v = 33,6 + 25,2 = 58,8 \text{ кН/м.}$

Для розрахунку крайнього прогону розглядають дві розрахункові схеми (дод. Е):

– постійне навантаження всіх прогонів ригеля із змінним навантаженням крайнього прогону і далі через прогін;

– постійне навантаження всіх прогонів ригеля із змінним навантаженням першого і другого прогонів.

З першої схеми визначають найбільший прогонний згинальний момент

$$M_I = (0,08 \cdot g + 0,101 \cdot v)l_{01}^2 = (0,08 \times 33,6 + 0,101 \times 25,2)6,35^2 = 211 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

З другої схеми визначають найбільший опорний момент

$$M_B = (-0,1 \cdot g - 0,117 \cdot v)l_{01}^2 = (-0,1 \times 33,6 - 0,117 \times 25,2)6,35^2 = -254,4 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Шляхом перерозподілу зусиль можна зменшити моменти в прогоні і на опорі:

$$M'_I = 0,9 \cdot M_I = 0,9 \times 211 = 189,9 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M'_B = |0,75 \cdot M_B| = 0,75 \times 254,4 = 190,8 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Поперечні сили:

$$V_A = (0,4 \cdot g + 0,45 \cdot v)l_{01} = (0,4 \times 33,6 + 0,45 \times 25,2)6,35 = 157,4 \text{ кН};$$

$$V_B = (-0,6 \cdot g - 0,617 \cdot v)l_{01} = (-0,6 \times 33,6 - 0,617 \times 25,2)6,35 = -226,8 \text{ кН.}$$

Для конструктивного розрахунку остаточно приймають:

– у прогоні  $M_{np} = M'_I = 189,9 \text{ кН}\cdot\text{м};$

– на опорі  $M_{on} = M'_B - |0,5 \cdot V_B \cdot h_k| = 190,8 - 226,8 \times 0,5 \times 0,3 = 156,8 \text{ кН}\cdot\text{м.}$

#### *Розрахунок міцності ригеля по нормальних перерізах*

Для розглядуваного прикладу приймаємо бетон класу С20/25 ( $f_{cd} = 14,5 \text{ МПа}, f_{ctd} = 1,0 \text{ МПа}$ ), робочу арматуру – класу А400С ( $f_{yd} = 365 \text{ МПа}$ ).

#### *Арматура в прогоні*

Робочу висоту перерізу приймаємо  $d = h - a = 60 - 5 = 55 \text{ см.}$

$$\alpha_m = \frac{M_{np}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{18990}{1,45 \times 25 \times 55^2} = 0,173; \quad \zeta = 0,904 \text{ (дод. Г);}$$

$$A_s = \frac{M_{np}}{\zeta \cdot f_{yd} \cdot d} = \frac{18990}{0,904 \times 36,5 \times 55} = 10,46 \text{ см}^2.$$

Приймаємо  $2\text{Ø}20\text{A}400\text{C} + 2\text{Ø}18\text{A}400\text{C}$  ( $A_s = 11,37 \text{ см}^2$ , дод. Д).

### Арматура на опорі

Робоча висота перерізу  $d = h - a - 15 = 60 - 4 - 15 = 41$  см.

$$\alpha_m = \frac{M_{on}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{15680}{1,45 \times 25 \times 41^2} = 0,257; \quad \zeta = 0,850 \text{ (дод. Г);}$$

$$A_s = \frac{M_{on}}{\zeta \cdot f_{yd} \cdot d} = \frac{15680}{0,850 \times 36,5 \times 41} = 12,32 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 2Ø28A400С ( $A_s = 12,32 \text{ см}^2$ ).

### Розрахунок міцності ригеля по похилих перерізах

Розрахунок виконується окремо на поперечну силу  $V_A = 157,4$  кН для повного перерізу з  $h = 60$  см і на поперечну силу  $V_B = 226,8$  кН для перерізу з «підрізкою» на опорі В ( $h = 45$  см).

Розрахунок на  $V_{Ed} = V_A = 157,4$  кН.

Приймаємо поперечну арматуру в двох каркасах класу А400С з умови зварювання  $d_{sw} = 0,25 \cdot d_s = 0,25 \times 20 = 5$  мм, приймаємо  $d_{sw} = 8$  мм, тоді  $A_{sw} = 1,01 \text{ см}^2$ ; крок хомутів  $s \leq 0,75 \cdot d = 0,75 \times 55 = 41,25$  см, приймаємо  $s = 25$  см.

Визначаємо несучу здатність бетону

$$V_{Rd,c1} = (C_{Rd,c} \cdot K \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}}) b \cdot d;$$

де  $C_{Rd,c} = 0,1385$ ;  $\rho_1 = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{11,37}{25 \times 55} = 0,0083$ ;

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{550}} = 1,6 < 2; \quad \text{приймаємо } K = 1,6.$$

$$V_{Rd,c} = (0,1385 \times 1,6 \times \sqrt[3]{100 \times 0,0083 \times 18,5}) 250 \times 550 = 75565,6 \text{ Н} = 75,57 \text{ кН};$$

$$V_{Rd,c2} = (0,035 \sqrt{f_{ck}} \cdot K^3) b d = (0,035 \sqrt{18,5} \times 1,6^3) 250 \times 550 = 41892,5 \text{ Н} = 41,89$$

кН.

Приймаємо  $V_{Rd,c} = 75,57 \text{ кН} < V_{Ed} = 157,4 \text{ кН}$ .

Поперечна арматура необхідна за розрахунком.

Визначаємо несучу здатність хомутів

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

де  $z = 0,9 \cdot d = 0,9 \times 55 = 49,5$  см;

величина  $\frac{V_{Ed}}{b \cdot d} = \frac{157400}{250 \times 550} = 1,14$ ; за графіком (рис. 11)  $\cot\theta = 2,5$ ;  $\tan\theta = 0,4$ .

$$V_{Rd,s} = \frac{1,01 \times 49,5 \times 28,5 \times 2,5}{25} = 142,5 \text{ кН.}$$

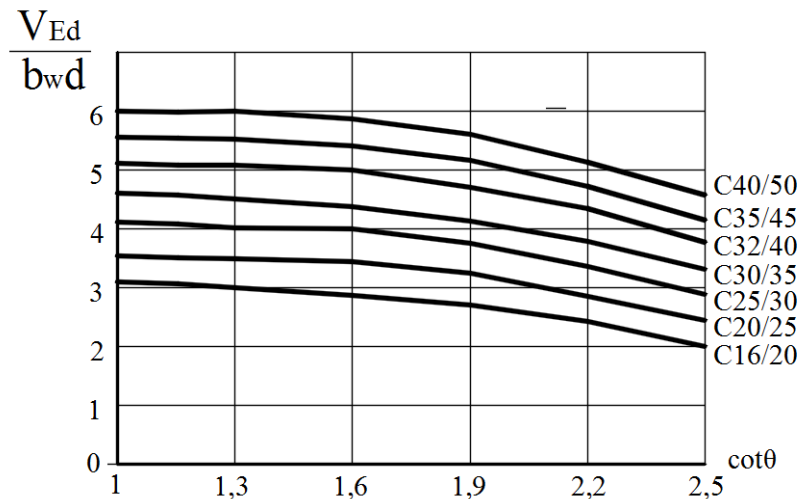


Рисунок 11 – До визначення  $\cot\theta$  та  $\tan\theta$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta};$$

де  $\alpha_{cw} = 1,0$  за відсутності попереднього напруження;

$v_1 = 0,6$  для  $f_{ck} \leq 60$  МПа;

$$V_{Rd,max} = \frac{1,0 \times 25 \times 49,5 \times 0,6 \times 1,45}{2,5 + 0,4} = 371,25 \text{ кН.}$$

Приймаємо менше значення  $V_{Rd,s} = 142,5$  кН.

Повна несуча здатність перерізу

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} = 75,57 + 142,5 = 218,07 \text{ кН} > V_{Ed} = 157,4 \text{ кН.}$$

Несуча здатність перерізу забезпечена.

Згідно з розрахунком в основному каркасі (Кр1) крок у приопорній зоні (0,25l)  $s_1 = 250$  мм. Крок поперечної арматури в середній зоні довжини ригеля приймаємо  $s_2 = 400$  мм ( $s_2 \leq 0,75 \cdot h = 450$  мм).

Розрахунок на  $V_{Ed} = V_B = 226,8$  кН.

Приймаємо поперечну арматуру в двох каркасах з умови зварювання  $d_{sw} = 0,25 \cdot d_s = 0,25 \times 28 = 7$  мм, приймаємо  $d_{sw} = 8$  мм, тоді  $A_{sw} = 1,01$  см<sup>2</sup>; крок хомутів  $s \leq 0,75 \cdot d = 0,75 \times 41 = 30,75$  см, приймаємо  $s = 25$  см.

Визначаємо несучу здатність бетону

$$V_{Rd,c1} = (C_{Rd,c} \cdot K \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}}) b \cdot d;$$

де  $C_{Rd,c} = 0,1385$ ;  $\rho_1 = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{12,32}{25 \times 41} = 0,012$ ;

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{410}} = 1,7 < 2; \text{ приймаємо } K = 1,7.$$

$$V_{Rd,c1} = (0,1385 \times 1,7 \times \sqrt[3]{100 \times 0,012 \times 18,5}) 250 \times 410 = 67\,828 \text{ Н} = 67,83 \text{ кН};$$

$$V_{Rd,c2} = (0,035 \sqrt{f_{ck}} \cdot K^3) b \cdot d = (0,035 \sqrt{18,5} \times 1,7^3) 250 \times 410 = 34\,202 \text{ Н} = 34,2 \text{ кН}.$$

Приймаємо  $V_{Rd,c} = 67,83 \text{ кН} < V_{Ed} = 226,8 \text{ кН}$ .

Поперечна арматура необхідна за розрахунком.

Несуча здатність хомутів

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

де  $z = 0,9 \cdot d = 0,9 \times 41 = 36,9$  см;

величина  $\frac{V_{Ed}}{b \cdot d} = \frac{226800}{250 \times 410} = 2,21$ ; за графіком (рис. 11)  $\cot \theta = 2,5$ ;  $\tan \theta = 0,4$ .

$$V_{Rd,s} = \frac{1,01 \times 36,9 \times 29 \times 2,5}{25} = 108 \text{ кН}.$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta};$$

де  $\alpha_{cw} = 1,0$  за відсутності попереднього напруження;

$v_1 = 0,6$  для  $f_{ck} \leq 60$  МПа;

$$V_{Rd,max} = \frac{1,0 \times 25 \times 36,9 \times 0,6 \times 1,45}{2,5 + 0,4} = 276,7 \text{ кН}.$$

Приймаємо менше значення  $V_{Rd,s} = 108$  кН.

Повна несуча здатність перерізу

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} = 67,83 + 108 = 175,83 \text{ кН} < V_{Ed} = 226,8 \text{ кН}.$$



Несуча здатність перерізу не забезпечена. Збільшуємо діаметр хомутив, приймаємо  $d_{sw} = 10$  мм, тоді  $A_{sw} = 1,57$  см<sup>2</sup> та зменшуємо крок хомутив, приймаємо  $s = 20$  см. Тоді

$$V_{Rd,s} = \frac{1,57 \times 36,9 \times 29 \times 2,5}{20} = 210 \text{ кН.}$$

Повна несуча здатність перерізу

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} = 67,83 + 210 = 277,83 \text{ кН} > V_{Ed} = 226,8 \text{ кН.}$$

Несуча здатність перерізу забезпечена.

Згідно з розрахунком у додатковому каркасі (Кр2) крок по всій довжині  $s = 200$  мм.

### *Конструювання ригеля цивільної будівлі*

Прогонну робочу арматуру розташовують у двох каркасах Кр1, верхню прогонну арматуру в цих каркасах приймають конструктивно ( $2\text{Ø}12\text{A}240\text{С}$ ).

Опорну робочу арматуру розташовують у двох каркасах Кр2. Довжина каркасів Кр2 дорівнює чверті прогону ригеля. Нижню арматуру каркасів Кр2 приймають конструктивно.

Армування полиць ригеля виконують гнутими каркасами Кр3.

Схема армування ригеля крайнього прогону показана на рисунку 12.

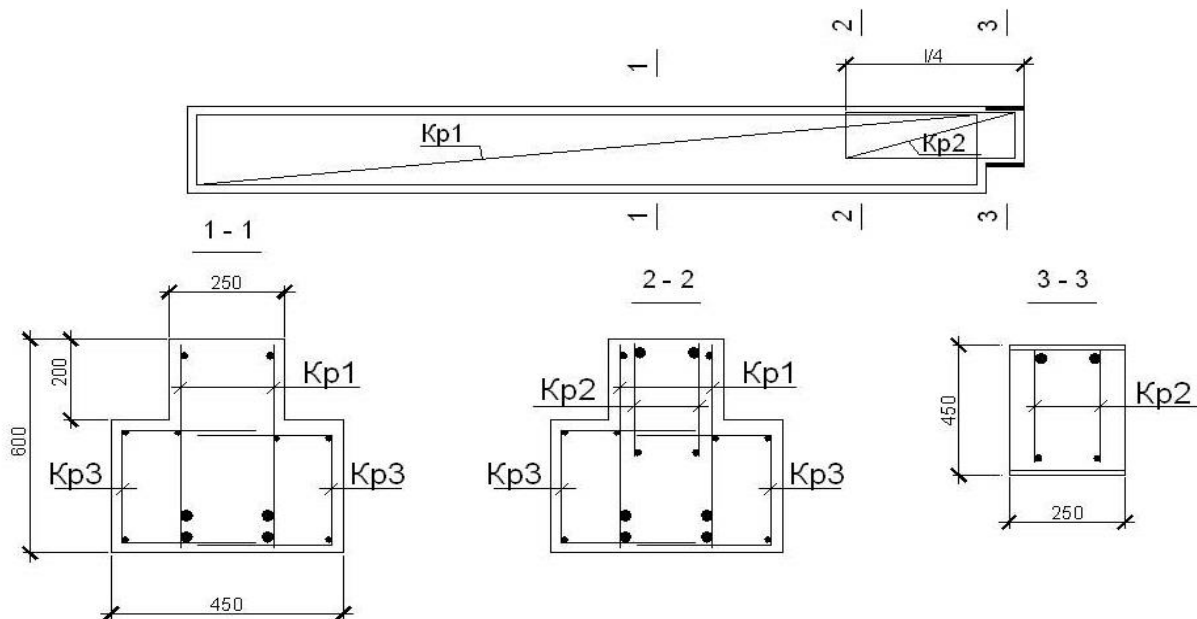


Рисунок 12 – Схема армування ригеля крайнього прогону

Опалубні креслення, армування ригеля крайнього прогону цивільної будівлі, конструювання каркасів із специфікацією арматури студент наводить в графічній частині проєкту.

### 3 ПРИКЛАД РОЗРАХУНКУ ЕЛЕМЕНТІВ ПЕРЕКРИТТЯ ПРОМИСЛОВОЇ БУДІВЛІ

*Вихідні дані:* приймаємо як для цивільної будівлі (розділ 2), але змінне навантаження приймаємо – 8 кН/м<sup>2</sup>.

#### *Навантаження на 1 м<sup>2</sup> перекриття*

Навантаження на 1 м<sup>2</sup> перекриття промислової будівлі збираємо в табличній формі (табл. 2) на сполучення навантажень. Конструкцію підлоги студенти приймають самостійно відповідно до знань з курсу «Архітектура будівель і споруд».

Таблиця 2 – Навантаження на 1 м<sup>2</sup> перекриття промислової будівлі

Найменування навантаження	Характеристичне, кН/м <sup>2</sup>	$\gamma_f$	Розрахункове, кН/м <sup>2</sup>
<i>А. Постійне</i> Мозаїчне покриття ( $\delta = 2$ см, $\rho = 20$ кН/м <sup>3</sup> ), 0,02 × 20	0,4	1,3	0,52
Звукоізоляція (пінобетон), 0,06 × 8	0,48	1,3	0,624
Залізобетонна плита, 1,8...2,5	2,4	1,1	2,64
Всього постійне			$g = 3,784$
<i>Б. Змінне (за завданням)</i>	8,0	1,2	$v = 9,6$
<i>Сумарне</i>			$q = g + v = 13,39$

При розрахунку постійних навантажень конструкцію підлоги промислової будівлі студенти можуть приймати самостійно відповідно до знань з курсу «Архітектура будівель і споруд».

### 3.1 Розрахунок збірної залізобетонної ребристої плити перекриття шириною 1,5 м

Статичний розрахунок ребристої плити номінальної ширини  $b_{пл} = 1,5$  м

Приймаємо розміри поперечного перерізу ригеля:  $h = 65$  см,  $b = 25$  см, ширина опорних полиць 15 см висоту плити приймаємо  $h_{пл} = 35$  см (розділ 1).

Розрахунковий прогін плити визначаємо згідно з рисунком 13:

$$l_0 = 6\,000 - 250 - 30 \times 2 - 120 = 5\,570 \text{ мм} = 5,57 \text{ м.}$$

$$l_{констр.} = 6\,000 - 250 - 2 \text{ зазори} = 6\,000 - 250 - 60 = 5\,690 \text{ мм.}$$

$$\text{Прогонне навантаження } q = q_{1м}^2 \cdot b_{пл} = 13,39 \times 1,5 = 20,1 \text{ кН/м.}$$

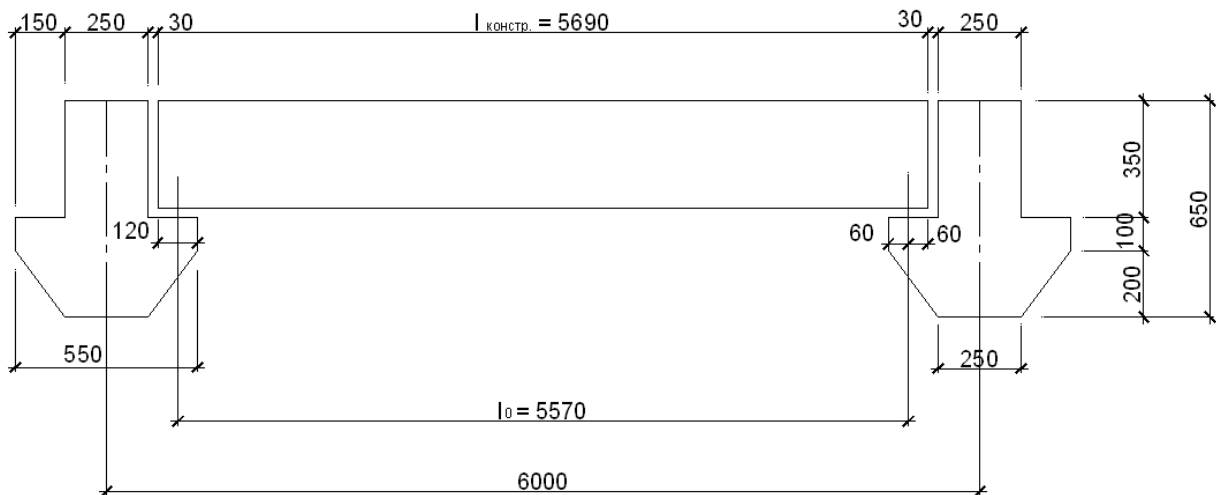


Рисунок 13 – До визначення розрахункового прогону ребристої плити

Розрахункові зусилля визначають як для однопрогонної вільно опертої балки (рис. 7). Розрахункові зусилля:

$$M = \frac{q \cdot l_0^2}{8} = \frac{20,1 \times 5,57^2}{8} = 78 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$V = \frac{q \cdot l_0}{2} = \frac{20,1 \times 5,57}{2} = 56 \text{ кН.}$$

#### Конструктивний розрахунок ребристої плити

Приймаємо бетон класу С16/20 ( $f_{cd} = 11,5$  МПа), робочу арматуру – класу А400С ( $f_{yd} = 365$  МПа).

Переріз ребристої плити розглядають як тавровий із полицею в стиснутій зоні.

Приклад розрахункового перерізу плити наведено на рисунку 14.

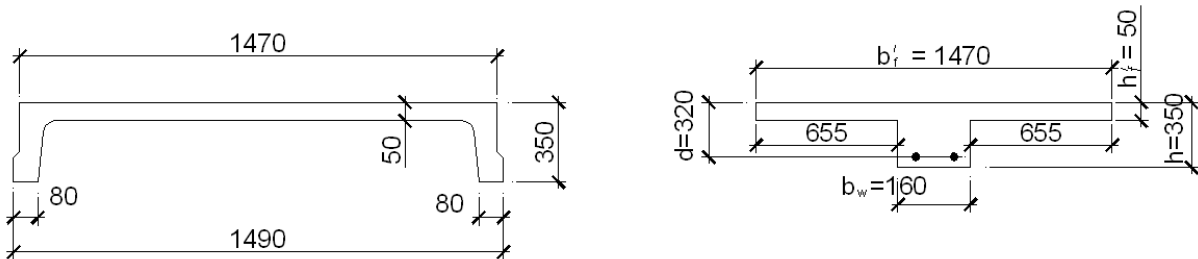


Рисунок 14 – Фактичний та розрахунковий переріз ребристої плити

$$b_1 = b_2 = \frac{b_f' - b_w}{2} = \frac{147 - 16}{2} = 65,5 \text{ см};$$

$$b_{eff} = 2(0,2 \cdot b_1 + 0,1 \cdot l_0) + b_w = 2(0,2 \times 65,5 + 0,1 \times 557) + 16 = 153,6 \text{ см.}$$

$$b_{eff} = 153,6 \text{ см} > b_{факт.} = 147 \text{ см.}$$

Приймаємо  $b_{eff} = 147 \text{ см.}$

#### *Розрахунок плити по нормальних перерізах*

Положення нейтрального шару

$$M_f = f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot h_f' \cdot (d - 0,5 \cdot h_f') = 1,15 \times 147 \times 5(32 - 2,5) = 24\,934 \text{ кН}\cdot\text{см} = 249,3 \text{ кН}\cdot\text{м} > M_{max} = 78 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Нейтральний шар розташований в межах полиці, тому переріз розраховуємо як прямокутний.

$$\alpha_m = \frac{M}{f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2} = \frac{7800}{1,15 \times 147 \times 32^2} = 0,045; \quad \zeta = 0,977 \text{ (дод. Г);}$$

$$A_s = \frac{M}{\zeta \cdot f_{yd} \cdot d} = \frac{7800}{0,977 \times 36,5 \times 32} = 6,84 \text{ см}^2.$$

Приймаємо робочу арматуру 2Ø22A400C ( $A_s = 7,6 \text{ см}^2$ ) і розташовуємо в двох каркасах (по одному каркасу в ребрі плити).

Верхню арматуру в каркасах приймаємо конструктивно 2Ø12A240C.

### Розрахунок плити по похилих перерізах

Поперечну арматуру приймаємо за умови зварювання з робочою арматурою  $d_{sw} = 0,25 \cdot d_s = 0,25 \times 22 = 5,5$  мм, приймаємо  $d_{sw} = 6$  мм класу А240С, тоді  $A_{sw} = 0,57$  см<sup>2</sup>. Крок хомутів  $s \leq 0,75d = 0,75 \times 32 = 24$  см. Приймаємо  $s = 20$  см.

#### Несуча здатність бетону

$$V_{Rd,c1} = (C_{Rd,c} \cdot K \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}}) b_w \cdot d;$$

де  $C_{Rd,c} = 0,1385$ ;  $\rho_1 = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{7,6}{16 \times 32} = 0,0148$ ;

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{320}} = 1,79 < 2; \text{ приймаємо } K = 1,79.$$

$$V_{Rd,c} = (0,1385 \times 1,79 \times \sqrt[3]{100 \times 0,0148 \times 15}) 160 \times 320 = 35\,674 \text{ Н} = 35,67 \text{ кН};$$

$$V_{Rd,c2} = (0,035 \sqrt{f_{ck} \cdot K^3}) b_w \cdot d = (0,035 \sqrt{15 \times 1,79^3}) 160 \times 320 = \\ = 16\,600 \text{ Н} = 16,6 \text{ кН}.$$

Приймаємо  $V_{Rd,c} = 35,67 \text{ кН} < V_{Ed} = 56 \text{ кН}$ .

Поперечна арматура необхідна за розрахунком.

#### Несуча здатність хомутів

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

де  $z = 0,9 \cdot d = 0,9 \times 32 = 28,8$  см;

величина  $\frac{V_{Ed}}{b_w \cdot d} = \frac{56000}{160 \times 320} = 1,093$ ; за графіком (рис. 11)  $\cot \theta = 2,5$ ;  $\tan \theta = 0,4$ .

$$V_{Rd,s} = \frac{0,57 \times 28,8 \times 17 \times 2,5}{20} = 34,88 \text{ кН}.$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta};$$

де  $\alpha_{cw} = 1,0$  за відсутності попереднього напруження;

$v_1 = 0,6$  для  $f_{ck} \leq 60$  МПа;

$$V_{Rd,max} = \frac{1,0 \times 25 \times 28,8 \times 0,6 \times 1,15}{2,5 + 0,4} = 171,3 \text{ кН}.$$

Приймаємо менше значення  $V_{Rd,s} = 34,88$  кН.

Повна несуча здатність перерізу

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} = 35,67 + 34,88 = 70,55 \text{ кН} > V_{Ed} = 56 \text{ кН}.$$

Несуча здатність перерізу забезпечена.

Полицю плити конструктивно армуємо сіткою С1 – Ø4В500 з чарункою 200 мм × 200 мм (рис. 15).

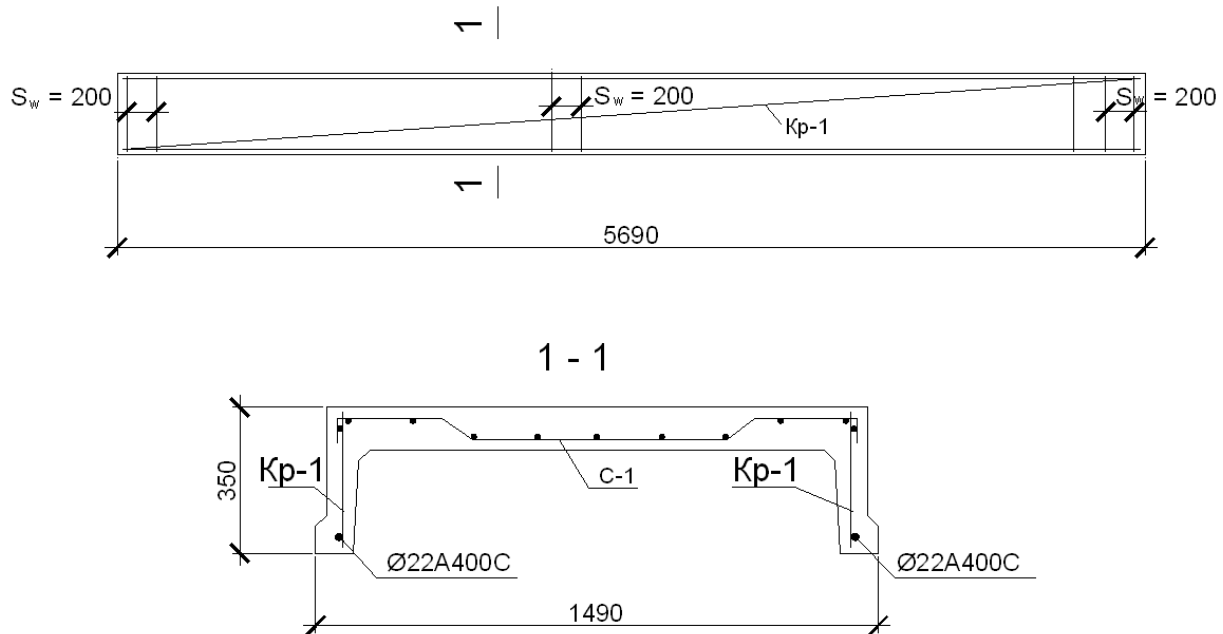


Рисунок 15 – Приклад армування ребристої плити

Опалубні креслення, армування плити перекриття з круглими порожнинами, конструювання сіток і каркасів із специфікацією арматури студент наводить в графічній частині проекту.

### 3.2 Розрахунок збірного ригеля крайнього прогону

#### *Статичний розрахунок*

Розрахунковий прогін визнають аналогічно ригеля цивільної будівлі ( $l_0 = 6,35$  м). Конструктивна довжина ригеля (рис. 16) дорівнює

$$l_{\text{констр.}} = l_{0I} + 150 \text{ мм} - h_{\kappa}/2 - \text{зазор} = 6\ 350 + 150 - 200 - 50 = 6\ 250 \text{ мм}.$$

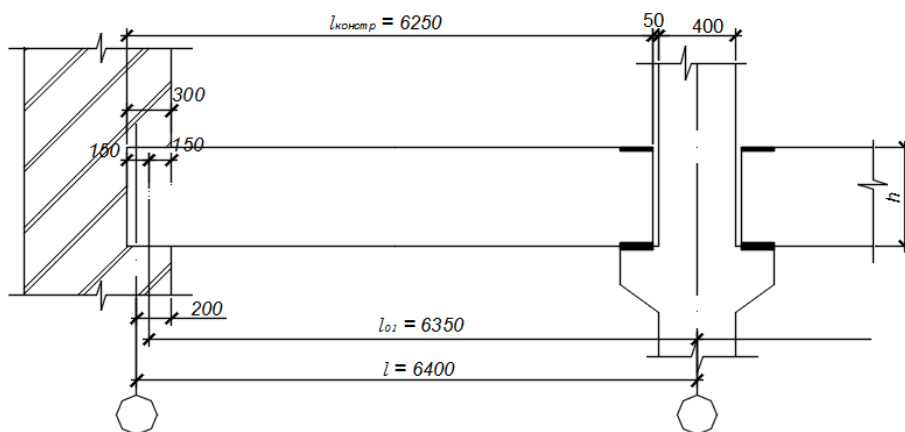


Рисунок 16 – До визначення розрахункового прогону ригеля промислової будівлі

Розрахункове погонне навантаження

– постійне  $g = g_{1м}^2 l + \gamma_f \cdot (\text{власна вага нижньої частини ригеля}) =$   
 $= 3,784 \times 6 + 1,1(0,55 \times 0,3 - 0,15 \times 0,2)25 = 26,4 \text{ кН/м};$

– змінне  $v = v_{1м}^2 l = 9,6 \times 6 = 57,6 \text{ кН/м};$

– повне  $q = g + v = 26,4 + 57,6 = 84,0 \text{ кН/м}.$

Для розрахунку крайнього прогону розглядають дві розрахункові схеми (розділ 2), з яких визначають згинальні моменти і поперечні сили:

$$M_I = (0,08 \cdot g + 0,101 \cdot v)l_{01}^2 = (0,08 \times 26,4 + 0,101 \times 57,6) 6,35^2 = 319,7 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_B = (-0,1 \cdot g - 0,117 \cdot v)l_{01}^2 = (-0,1 \times 26,4 - 0,117 \times 57,6)6,35^2 = -378,2 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$V_A = (0,4 \cdot g + 0,45 \cdot v)l_{01} = (0,4 \times 26,4 + 0,45 \times 57,6)6,35 = 231,6 \text{ кН};$$

$$V_B = (-0,6 \cdot g - 0,617 \cdot v)l_{01} = (-0,6 \times 26,4 - 0,617 \times 57,6)6,35 = -326,3 \text{ кН}.$$

За рахунок перерозподілу зусиль зменшуємо розрахункові згинальні моменти в прогоні й на опорі

$$M_{np} = 0,9 \cdot M_I = 0,9 \times 319,7 = 287,7 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{on} = |0,75 \cdot M_B| - |0,5 \cdot V_B \cdot h_k| = 0,75 \times 378,2 - 0,5 \times 326,3 \times 0,4 = 218,4 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

*Розрахунок міцності ригеля по нормальних перерізах*

Приймаємо бетон класу С20/25 ( $f_{cd} = 14,5 \text{ МПа}$ ), робочу арматуру – класу А400С ( $f_{yd} = 365 \text{ МПа}$ ).

### Армування в прогоні

Робочу висоту перерізу приймаємо  $d = h - a = 60$  см для дворядного розташування арматури.

$$\alpha_m = \frac{M_{np}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{28770}{1,45 \times 25 \times 60^2} = 0,220; \quad \zeta = 0,874 \text{ (дод. Г);}$$

$$A_s = \frac{M_{np}}{\zeta \cdot f_{yd} \cdot d} = \frac{28770}{0,874 \times 36,5 \times 60} = 15,03 \text{ см}^2.$$

Приймаємо  $2\text{Ø}25\text{A}400\text{C} + 2\text{Ø}20\text{A}400\text{C}$  ( $A_s = 9,82 + 6,28 = 16,1 \text{ см}^2$ ).

### Армування на опорі

Для однорядного розташування арматури  $d = 61$  см.

$$\alpha_m = \frac{M_{on}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{21840}{1,45 \times 25 \times 61^2} = 0,162; \quad \zeta = 0,912 \text{ (дод. Г);}$$

$$A_s = \frac{M_{on}}{\zeta \cdot f_{yd} \cdot d} = \frac{21840}{0,912 \times 36,5 \times 61} = 10,75 \text{ см}^2.$$

Приймаємо  $2\text{Ø}28\text{A}400\text{C}$  ( $A_s = 12,32 \text{ см}^2$ ).

### Розрахунок міцності ригеля по похилих перерізах

Розрахунок виконують на  $V_{Ed} = V_{max} = V_B = 326,3$  кН.

Поперечну арматуру приймаємо в двох каркасах за умови зварювання з робочою арматурою  $d_{sw} = 0,25 \cdot d_s = 0,25 \times 28 = 7$  мм, приймаємо  $d_{sw} = 8$  мм класу А400С, тоді  $A_{sw} = 1,01 \text{ см}^2$ . Крок хомутив  $s \leq 0,75 \cdot d = 0,75 \times 60 = 45$  см.

### Несуча здатність бетону

$$V_{Rd,c1} = (C_{Rd,c} \cdot K \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}}) b \cdot d;$$

$$\text{де } C_{Rd,c} = 0,1385; \quad \rho_1 = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{12,32}{25 \times 60} = 0,0082;$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{600}} = 1,58 < 2; \quad \text{приймаємо } K = 1,58.$$

$$V_{Rd,c} = (0,1385 \times 1,58 \times \sqrt[3]{100 \times 0,0082 \times 18,5}) 250 \times 600 = 80420 \text{ Н} = 80,42 \text{ кН};$$



$$V_{Rd,c2} = (0,035 \sqrt{f_{ck} \cdot K^3}) b \cdot d = (0,035 \sqrt{18,5 \times 1,58^3}) 250 \times 600 = 44\,847 \text{ Н} = 44,85 \text{ кН.}$$

Приймаємо  $V_{Rd,c} = 80,42 \text{ кН} < V_{Ed} = 326,3 \text{ кН}$ .

Поперечна арматура необхідна за розрахунком.

*Несуча здатність хомутів*

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

де  $z = 0,9 \cdot d = 0,9 \times 60 = 54 \text{ см}$ ;  $f_{ywd} = 285 \text{ МПа}$ ;

величина  $\frac{V_{Ed}}{bd} = \frac{326300}{250 \times 600} = 2,17$ ; за графіком (рис. 11)  $\cot \theta = 2,5$ ;  $\tan \theta = 0,4$ .

$$V_{Rd,s} = \frac{1,01 \times 54 \times 28,5 \times 2,5}{45} = 86,4 \text{ кН.}$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta};$$

де  $\alpha_{cw} = 1,0$  за відсутності попереднього напруження;

$v_1 = 0,6$  для  $f_{ck} \leq 60 \text{ МПа}$ ;

$$V_{Rd,max} = \frac{1,0 \times 25 \times 54 \times 0,6 \times 1,45}{2,5 + 0,4} = 405 \text{ кН.}$$

Приймаємо менше значення  $V_{Rd,s} = 86,4 \text{ кН}$ .

Повна несуча здатність перерізу

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} = 80,42 + 86,4 = 166,82 \text{ кН} < V_{Ed} = 326,3 \text{ кН.}$$

Несуча здатність перерізу не забезпечена. Збільшуємо діаметр хомутів, приймаємо  $d_{sw} = 10 \text{ мм}$ , тоді  $A_{sw} = 1,57 \text{ см}^2$  та зменшуємо крок хомутів, приймаємо  $s = 20 \text{ см}$ . Тоді

$$V_{Rd,s} = \frac{1,57 \times 54 \times 28,5 \times 2,5}{20} = 302 \text{ кН.}$$

Повна несуча здатність перерізу

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} = 80,42 + 302 = 382,42 \text{ кН} > V_{Ed} = 326,3 \text{ кН.}$$

Несуча здатність перерізу забезпечена.

### *Конструювання ригеля. Економічне армування*

Прогонну робочу арматуру розташовуємо в двох каркасах Кр1. Верхню арматуру в цих каркасах приймаємо конструктивно – 2Ø14A400С.

Опорну робочу арматуру розташовуємо в каркасах Кр1. Ця арматура має рекомендовану довжину чверті прогону і стикується з верхньою конструктивною арматурою.

Армування полиць ригеля виконують гнутими каркасами Кр2.

Під час конструювання ригеля цивільної або промислової будівлі раціонально розташовувати поздовжню робочу арматуру відповідно до епюри згинальних моментів. Зокрема, у прикладі армування ригеля промислової будівлі можна по всій довжині ригеля укласти лише 2Ø20A400С з площею перерізу 6,28 см<sup>2</sup>, а 2Ø25A400С з площею перерізу 9,82 см<sup>2</sup> укласти тільки в зоні найбільшого згинального моменту. Для визначення меж обривання цієї арматури будуємо епюри розрахункових згинальних моментів і моментів фактичної несучої здатності під схемою армування ригеля (рис. 17).

Приклад армування ригеля наведено на рисунку 21.

Визначаємо фактичну несучу здатність різних перерізів ригеля.

1. Несуча здатність перерізу з усією прогонною арматурою ( $A_s=16,1$  см<sup>2</sup>)

$$\xi = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{0,8 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d} = \frac{36,5 \cdot 16,1}{0,8 \times 1,45 \times 25 \times 60} = 0,337; \quad \zeta = 0,865;$$

$$M_{sect} = \zeta \cdot f_{yd} \cdot A_s \cdot d = 0,865 \times 36,5 \times 16,1 \times 60 = 30\,499 \text{ кН}\cdot\text{см} \approx 305 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

2. Несуча здатність перерізу із залишеною арматурою 2Ø20A400С ( $A_s=6,28$  см<sup>2</sup>)

$$\xi = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{0,8 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d} = \frac{36,5 \times 6,28}{0,8 \times 1,45 \times 25 \times 60} = 0,132; \quad \zeta = 0,948;$$

$$M_{sect} = 0,948 \times 36,5 \times 6,28 \times 60 = 13\,038 \text{ кН}\cdot\text{см} = 130,4 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

3. Несуча здатність опорного перерізу з 2Ø28A400С ( $A_s=12,32$  см<sup>2</sup>)

$$\xi = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{0,8 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d} = \frac{36,5 \times 12,32}{0,8 \times 1,45 \times 25 \times 61} = 0,254; \quad \zeta = 0,898;$$

$$M_{sect} = 0,898 \times 36,5 \times 12,32 \times 61 = 24\ 630 \text{ кН}\cdot\text{см} = 246,3 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

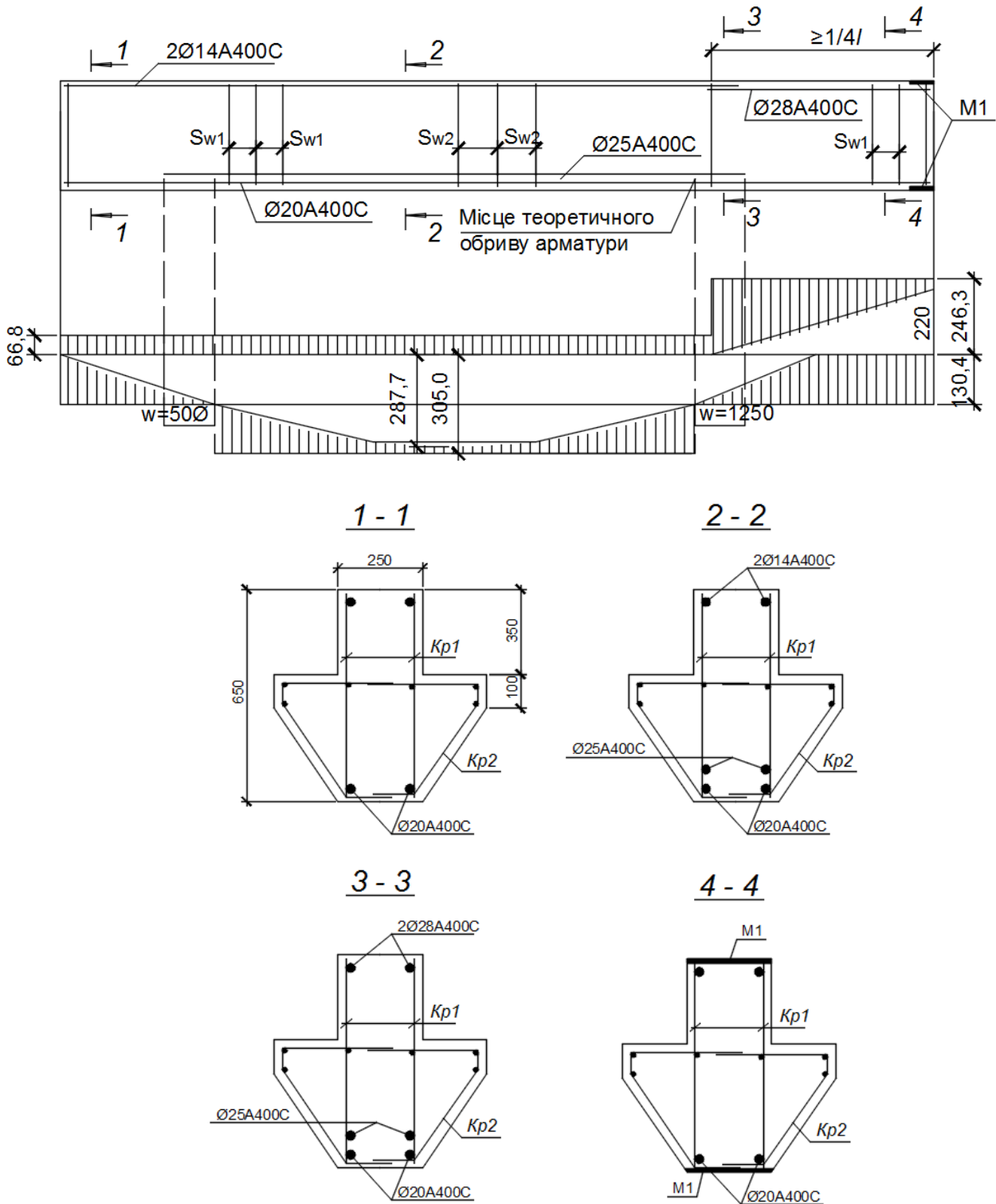


Рисунок 17 – Епюри розрахункових згинальних моментів і моментів фактичної несучої здатності

4. Несуча здатність на негативний згинальний момент у прогоні з  $2\text{Ø}14\text{A}400\text{C}$  ( $A_s = 3,08 \text{ см}^2$ ):

$$\xi = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{0,8 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d} = \frac{36,5 \times 3,08}{0,8 \times 1,45 \times 25 \times 61} = 0,064; \quad \zeta = 0,974;$$

$$M_{sect} = 0,974 \times 36,5 \times 3,08 \times 61 = 6\,679 \text{ кН}\cdot\text{см} = 66,8 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Арматура, що обривається в прогоні (2Ø25A400C), має довжину більше теоретичної на величину  $w = 50\varnothing = 50 \times 25 = 1\,250$  мм з кожного краю.

Опалубні креслення, армування ригеля крайнього прогону промислової будівлі, конструювання каркасів із специфікацією арматури студент наводить в графічній частині проєкту.

#### 4 РОЗРАХУНОК КОЛОНИ ПЕРШОГО ПОВЕРХУ

Алгоритм розрахунку колон цивільної й промислової будівель однаковий. Як приклад розглядаємо розрахунок колони промислової будівлі.

##### *Навантаження на колону*

Для розрахунку приймаємо такі додаткові дані:

- кількість поверхів  $n = 4$ ;
- висота кожного поверху  $H_{нов} = 3,6$  м;
- місце будування – м. Харків;
- тип покриття – бездахове;
- термін експлуатації будівлі – 60 років.

Згідно з ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи» експлуатаційна величина снігового навантаження для м. Харкова  $S_0 = 1,6$  кН/м<sup>2</sup>.

Для терміну експлуатації будівлі 60 років коефіцієнт надійності для снігового навантаження  $\gamma_f = 1,04$  (для терміну експлуатації цивільної будівлі 100 років коефіцієнт надійності для снігового навантаження  $\gamma_f = 1,14$ ).

Вантажна площа, з якої збирають навантаження на колону

$$A = L \cdot l = 6,4 \times 6 = 38,4 \text{ м}^2.$$

Розрахункове навантаження на колону визначають на рівні підлоги першого поверху.

Навантаження на колону рахуємо в табличній формі (табл. 3).

Таблиця 3 – Навантаження на колону

Найменування навантаження	Характеристичне, кН	$\gamma_f$	Розрахункове, кН
<i>А. Постійне</i>			
Покрівля рулонна, $0,1 \times 38,4$	3,84	1,3	5,0
Цементний розчин ( $\delta = 2$ см, $\rho = 20$ кН/м <sup>3</sup> ), $0,02 \times 20 \times 38,4$	15,36	1,3	20,0
Утеплення, пароізоляція ( $\delta = 10$ см, $\rho = 6$ кН/м <sup>3</sup> ), $0,1 \times 6 \times 38,4$	23,04	1,3	30,0
Плити покриття, $2,4 \times 38,4$	92,16	1,1	101,4
Вага конструкції трьох перекриттів ( див. табл. 2), $3,784 \times 3 \times 38,4$	–	–	436,0
Вага нижньої частини ригелів на всіх поверхах, $(0,55 \times 0,3 - 0,15 \times 0,2)25 \times 6,4 \times 4$	86,4	1,1	95,0
Власна вага колони, $0,4 \times 0,4 \times 3,6 \times 25 \times 4$	57,6	1,1	63,4
<i>Всього постійне</i>			750,8
<i>Б. Змінне</i>			
– на перекриттях $v \cdot A \cdot (n-1)$ , $9,6 \times 38,4 \times 3$	–	–	1 106
– на покритті (сніг), $1,6 \times 38,4$	61,4	1,04	63,8
<i>Всього змінне</i>			1 169,8
<i>Повне</i>			1 920,6

*Конструктивний розрахунок колони*

Розрахункову довжину колони для багатоповерхової будівлі зі збірних елементів приймають  $l_0 = H_{нов.} = 3,6$  м.

Колона виготовляється з бетону класу С16/20. Арматура – класу А400С.

Величину випадкового ексцентриситету приймаємо як більшу із значень

$$e_i = \frac{l_0}{600} = \frac{360}{600} = 0,6 \text{ см};$$

$$e_i = \frac{h}{30} = \frac{40}{30} = 1,33 \text{ см};$$

$$e_i = 1 \text{ см.}$$

Приймаємо  $e_i = 1,33$  см.

Радіус інерції перерізу  $i = 0,289 \cdot h = 0,289 \times 40 = 11,56$  см.

Гнучкість колони  $\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{360}{11,56} = 31,14$ .

Відносна осьова сила  $n = \frac{N}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{1920,6}{1600 \times 1,15} = 1,044$ .

Гранична гнучкість

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} = \frac{20 \times 0,7 \times 1,1 \times 0,7}{\sqrt{1,044}} = 10,55 < \lambda = 31,14,$$

потрібно врахувати деформації другого порядку.

Жорсткість перерізу (за попередньої кількості арматури  $0,01 \cdot A_c$ )

$$E \cdot I = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + 0,01 \cdot E_s \cdot A_c (0,5h - a)^2,$$

де  $K_c = \frac{0,3}{1 + 0,5 \cdot \varphi_{ef}}$ ; для приведенного коефіцієнта повзучості  $\varphi_{ef} = 2,2$

$$K_c = \frac{0,3}{1 + 0,5 \times 2,2} = 0,143;$$

$$EI = \frac{0,143 \times 2000 \times 40^4}{12} + 0,01 \times 21\,000 \times 1\,600(0,5 \times 40 - 4)^2 = 1,47 \times 10^8 \text{ кН} \cdot \text{см}^2.$$

Критична сила

$$N_B = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{l_0^2} = \frac{3,14^2 \times 1,47 \times 10^8}{360^2} = 11\,183 \text{ кН}.$$

Остаточна величина розрахункового ексцентриситету

$$e_0 = e_i \left( 1 + \frac{\beta}{\frac{N_B}{N} - 1} \right),$$

де  $\beta = \pi^2/c_0$ ;  $c_0 = 8$  за відсутності поперечного навантаження;

$$\beta = 3,14^2/8 = 1,232;$$

$$e_0 = 1,33 \left( 1 + \frac{1,232}{\frac{11183}{1920,6} - 1} \right) = 1,67 \text{ см}.$$

Координата ядрової точки  $r = \frac{h}{6} = \frac{40}{6} = 6,67$  см.

$$e = e_0 + 0,5 \cdot h - a = 1,67 + 0,5 \times 40 - 4 = 17,67 \text{ см.}$$

У зв'язку з тим, що  $e_0 < r$ , розрахунок ведемо за першою формою рівноваги (весь переріз стиснутий,  $A_s = 0$ ).

$$\begin{aligned} A'_s &= \frac{N \cdot e - f_{cd} \cdot b \cdot h \cdot (0,5 \cdot h - a)}{f_{yd} (d - d')} = \\ &= \frac{1920,6 \times 17,67 - 1,15 \times 40 \times 40 (20 - 4)}{36,5 (36 - 4)} = 3,85 \text{ см}^2. \end{aligned}$$

Колона може деформуватись у будь-якому напрямку, тому приймаємо симетричне армування  $A'_s = A_s = 3,85 \text{ см}^2$ .

Для загального армування перерізу колони приймаємо 4Ø16A400С ( $A_s = 8,04 \text{ см}^2$ ).

Поперечну арматуру приймаємо за умови зварювання Ø6A240С з кроком  $300 \text{ мм} < 20 \cdot d_s = 320 \text{ мм}$ .

#### *Конструювання збірної колони першого поверху*

Збірна колона першого поверху має більшу довжину ніж на інших поверхах (рис. 18). Зокрема, нижня частина колони замурується в стаканній частині фундаменту на глибину  $\geq 1,5 \cdot h_k$ , а верхня частина колони протягується до стику з колоною другого поверху. Цей стик розташовують на висоті 600...800 мм від рівня верху перекриття. Зону стику підсилюють сітками непрямого армування (у цьому курсовому проєкті приймають конструктивно 4 сітки).

Консолі колони працюють на згин від тиску ригелів. Арматуру консолі приймаємо конструктивно (рис. 18, 19).

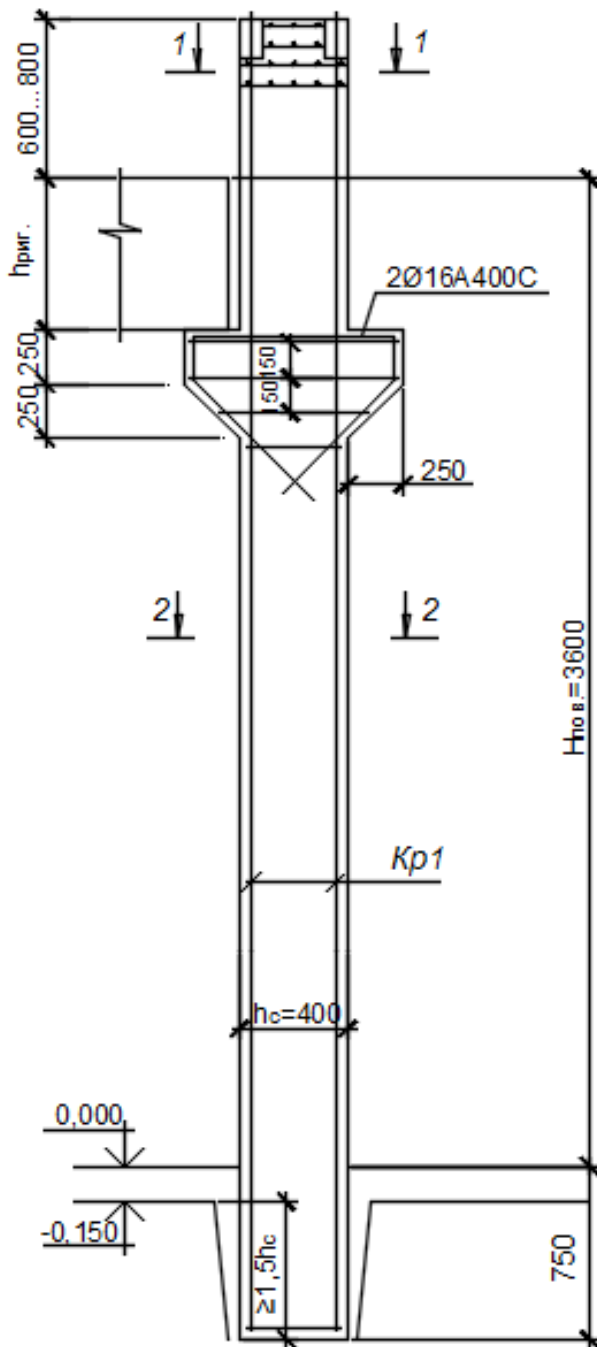


Рисунок 18 – До розрахунку висоти колони

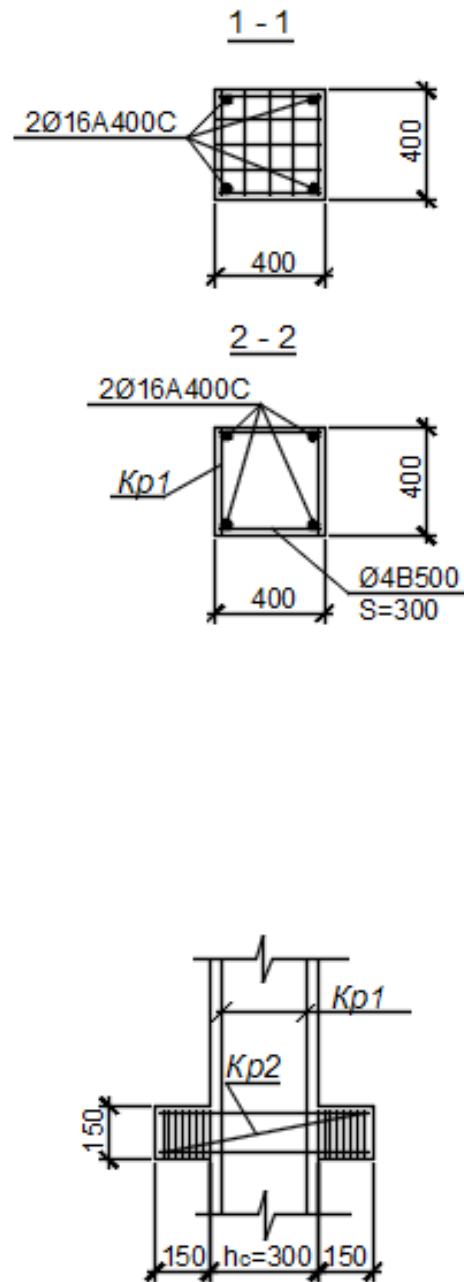


Рисунок 19 – Армування консолі колони цивільної будівлі

Колону цивільної будівлі розраховують за тим самим алгоритмом, що й промислової будівлі. Особливості конструювання стосуються тільки консолі колони. Характер армування консолі колони цивільної будівлі показаний на рисунку 19.

Приклад армування колони наведено на рисунку 22.



Опалубні креслення, армування колони першого поверху цивільної або промислової будівлі, конструювання каркасів і сіток із специфікацією арматури студент наводить в графічній частині проєкту.

## **5 РОЗРАХУНОК МОНОЛІТНОГО ФУНДАМЕНТУ ПІД ЗБІРНУ КОЛОНУ**

Для проєктування фундаменту використовують дані попереднього розрахунку колони і додатково – розрахунковий опір ґрунту основи (за завданням).

Під час проєктування фундаменту визначають розміри площі підшви, кількість і конфігурацію ступенів і армування фундаменту.

Габаритні розміри фундаменту (підшви, висоти) приймають кратними 300 мм.

Верхня грань фундаменту заглиблюється нижче нульової поверхні підлоги першого поверху на 150 мм.

### *Визначення площі підшви фундаменту*

Розглядаємо приклад розрахунку фундаменту під колону промислової будівлі.

Попередньо визначаємо мінімальну висоту фундаменту за прийнятими рекомендаціями.

Заглиблення колони в стакан фундаменту  $h_{\text{загл.}} = 1,5 \cdot h_{\text{к}} = 1,5 \times 40 = 60$  см.

Від торця колони до днища стакану резервується 50 мм під підливку бетону. Товщину днища (до арматури) приймають не меншою 200 мм. Відстань від арматури до підшви фундаменту приймають не меншою 50 мм.

Таким чином, мінімальна висота фундаменту під колону промислової будівлі становить

$$h = 600 + 50 + 200 + 50 = 900 \text{ мм} = 0,9 \text{ м.}$$

Заглиблення підшви фундаменту становить

$$H = h + 150 \text{ мм} = 900 + 150 = 1\,050 \text{ мм} = 1,05 \text{ м.}$$

Розрахункова величина площі подошви фундаменту

$$A_{\phi} = \frac{N}{\gamma_{fm}(R - \rho_m \cdot H)},$$

де  $N$  – навантаження на фундамент від колони ( $N = 1\,920,6$  кН);

$\gamma_{fm}$  – середня величина коефіцієнта надійності за навантаженням по всіх елементах будівлі (приймають  $\gamma_{fm} = 1,15$ );

$R$  – розрахунковий опір ґрунту (приймаємо  $R = 240$  кПа, за завданням);

$\rho_m$  – середня питома вага фундаменту і ґрунту над ним (приймають  $\rho_m = 20$  кН/м<sup>3</sup>).

$$A_{\phi} = \frac{1920,6}{1,15(240 - 20 \times 1,05)} = 7,63 \text{ м}^2.$$

Розмір сторони подошви  $a = \sqrt{A_{\phi}} = \sqrt{7,63} = 2,76$  м.

Остаточню приймаємо розміри площі подошви

$$A = a^2 = 3 \times 3 = 9 \text{ м}^2.$$

Фактичний розрахунковий тиск на ґрунт становить

$$p = \frac{N}{A} + \rho_m \cdot H = \frac{1920,6}{9} + 20 \times 1,05 = 234,4 \text{ кПа}.$$

#### *Конструктивний розрахунок фундаменту*

Для проектування фундаменту приймаємо бетон класу С12/15 ( $f_{ctd} = 0,73$  МПа), арматуру класу А400С ( $f_{yd} = 365$  МПа).

Під час конструювання фундаменту потрібно вибрати кількість і конфігурацію ступенів відповідно до таких рекомендацій:

– товщину стінок стакану фундаменту приймають не менше 200 мм. З урахуванням відстані бокової поверхні стакану зверху до грані колони (75 мм) перша ступінь буде мати найменший виліт 275 мм;

– нижня ступінь фундаменту виконується висотою не менше 300 мм;

– фундамент проектують дво- або тріступінчастим.

У наведеному прикладі приймаємо фундамент двоступінчастим (рис. 20).

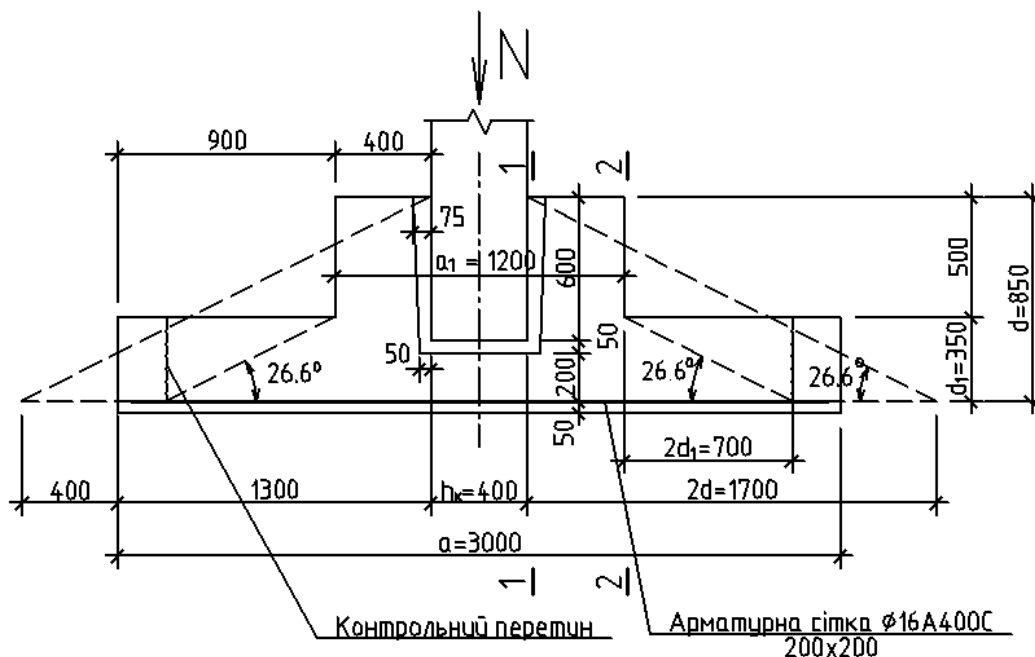


Рисунок 20 – Переріз фундаменту до визначення розмірів

Арматура визначається із розрахунку на згин у двох розрахункових перерізах:

$$M_{1-1} = 0,125 \cdot p \cdot a \cdot (a - h_k)^2 = 0,125 \times 234,4 \times 3(3 - 0,4)^2 = 594,2 \text{ кНм};$$

$$M_{2-2} = 0,125 \cdot p \cdot a \cdot (a - a_1)^2 = 0,125 \times 234,4 \times 3(3 - 1,2)^2 = 284,3 \text{ кНм}.$$

Необхідна кількість арматури

$$A_{s1} = \frac{M_{1-1}}{0,9 \cdot f_{yd} \cdot d} = \frac{59420}{0,9 \times 36,5 \times 85} = 21,28 \text{ см}^2;$$

$$A_{s2} = \frac{M_{2-2}}{0,9 \cdot f_{yd} \cdot d_1} = \frac{28430}{0,9 \times 36,5 \times 35} = 24,73 \text{ см}^2.$$

Приймаємо армування по більшому значенню: 15Ø16A400C ( $A_s = 30,16 \text{ см}^2$ ) з чарункою 200 мм × 200 мм.

*Перевірка міцності фундаменту на продавлювання*

Міцність на продавлювання перевіряємо тільки на контрольному перерізі, що знаходиться на відстані  $2 \cdot d_1 = 700$  мм від грані верхньої ступені (контрольний переріз на відстані  $2 \cdot d$  від грані колони знаходиться поза межами подошви фундаменту).

Периметр контрольного перерізу  $u = 2,6 \times 4 = 10,4 \text{ м} = 1040 \text{ см}$ .

Вага верхньої ступені фундаменту  $G_I = 1,2 \times 1,2 \times 0,5 \times 20 = 14,4$  кН.

Сумарна сила стиску на нижню ступінь фундаменту

$$V_{Ed} = N + G_I = 1\,920,6 + 14,4 = 1\,935 \text{ кН.}$$

Направлена вгору сила тиску основи в межах контрольного периметру

$$\Delta V_{Ed} = p \cdot b^2 = 2\,34,4 \times 2,6^2 = 1\,584,5 \text{ кН.}$$

Зусилля продавлювання

$$V_{Ed\,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} = 1\,935 - 1\,584,5 = 350,5 \text{ кН.}$$

Напруження на контрольному перерізі

$$v_{Ed\,\sigma} = \frac{V_{Ed\,red}}{u \cdot d_1} = \frac{350,5}{1040 \times 35} = 0,009\,6 \text{ кН/см}^2;$$

напруження опору перерізу на продавлювання

$$v_{Rd,c\,\sigma} = C_{Rd,c} \cdot K \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}} \frac{2 \cdot d}{c},$$

де  $C_{Rd,c} = 0,138\,5$ ;  $K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{300}} = 1,756 < 2$ ;  $c = a_1$ ;

$$\rho_1 = \frac{A_s}{a \cdot d} = \frac{30,16}{300 \times 35} = 0,002\,87;$$

$$v_{Rd,c\,\sigma} = 0,138\,5 \times 1,756 \times \sqrt[3]{100 \times 0,002\,87 \times 11} \frac{2 \times 35}{120} =$$

$$= 0,207 \text{ МПа} > v_{Ed\,\sigma} = 0,009\,6 \text{ МПа.}$$

Міцність на продавлювання забезпечена.

Якщо міцність перерізу на продавлювання недостатня, приймають більшу висоту нижньої ступені, або проєктують фундамент з трьома ступенями так, щоб контрольний переріз був поза межами площі підшви фундаменту.

Приклад армування фундаменту наведено на рисунку 23.

Опалубні креслення, армування фундаменту, конструювання сіток із специфікацією арматури студент наводить в графічній частині проєкту.

## 6 ГРАФІЧНА ЧАСТИНА ПРОЄКТУ

Графічну частину для збірного варіанта будівлі виконують на аркуші формату А1.

У графічній частині наводяться:

- схема компонування перекриття з планом розкладки плит перекриття;
- поперечний розріз будівлі з маркуванням збірних елементів;
- опалубочні креслення, схеми армування і арматурні креслення плити, ригеля, колони і фундаменту під колону;
- специфікація арматури для плити, ригеля, колони і фундаменту;
- відомість витрат арматури вказаних елементів.

Нижче наведено окремі приклади оформлення креслень розрахованих елементів, специфікації і відомості витрат арматури (рис. 21...25).

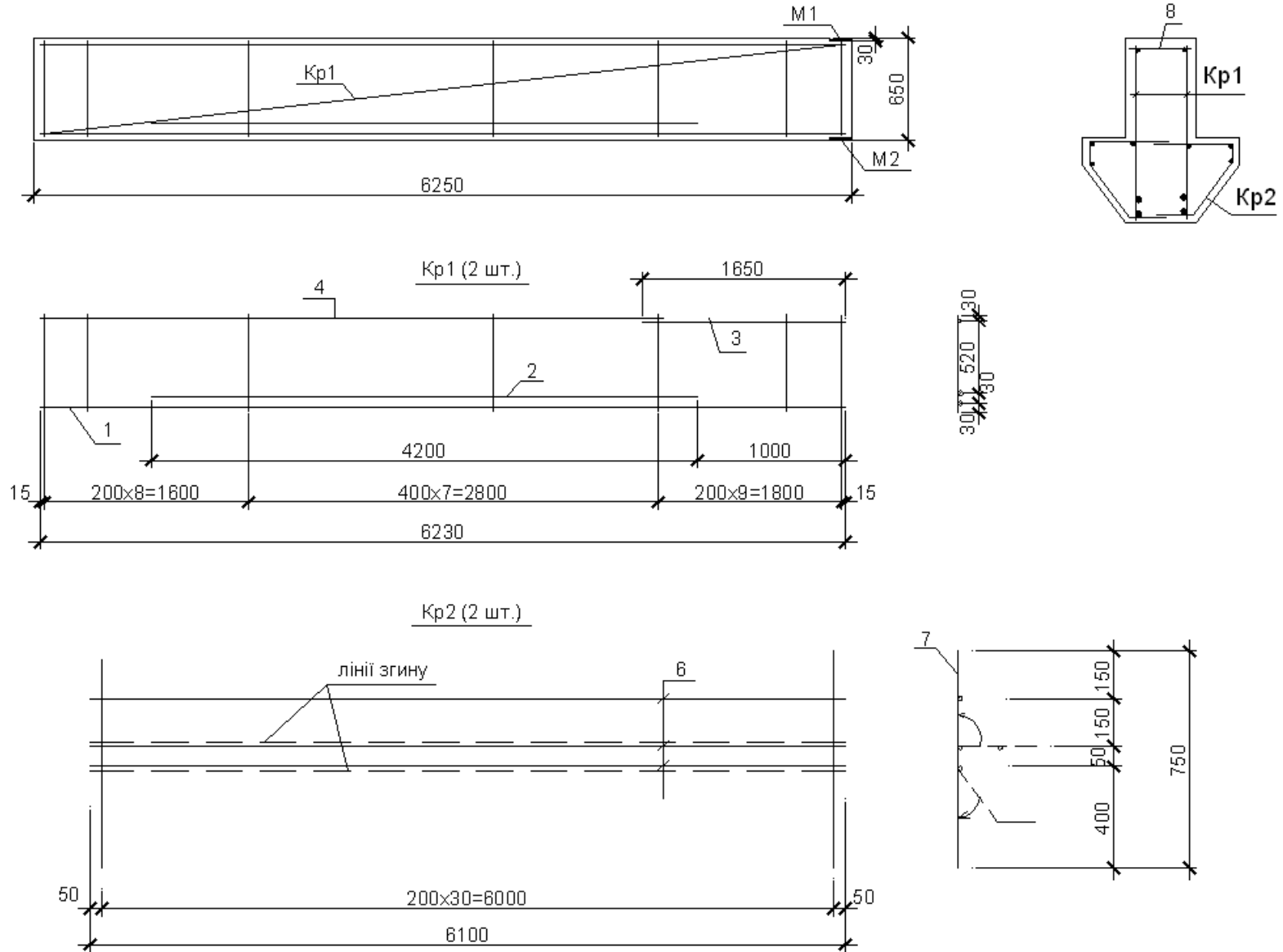


Рисунок 21 – Схема армування ригеля крайнього прогону

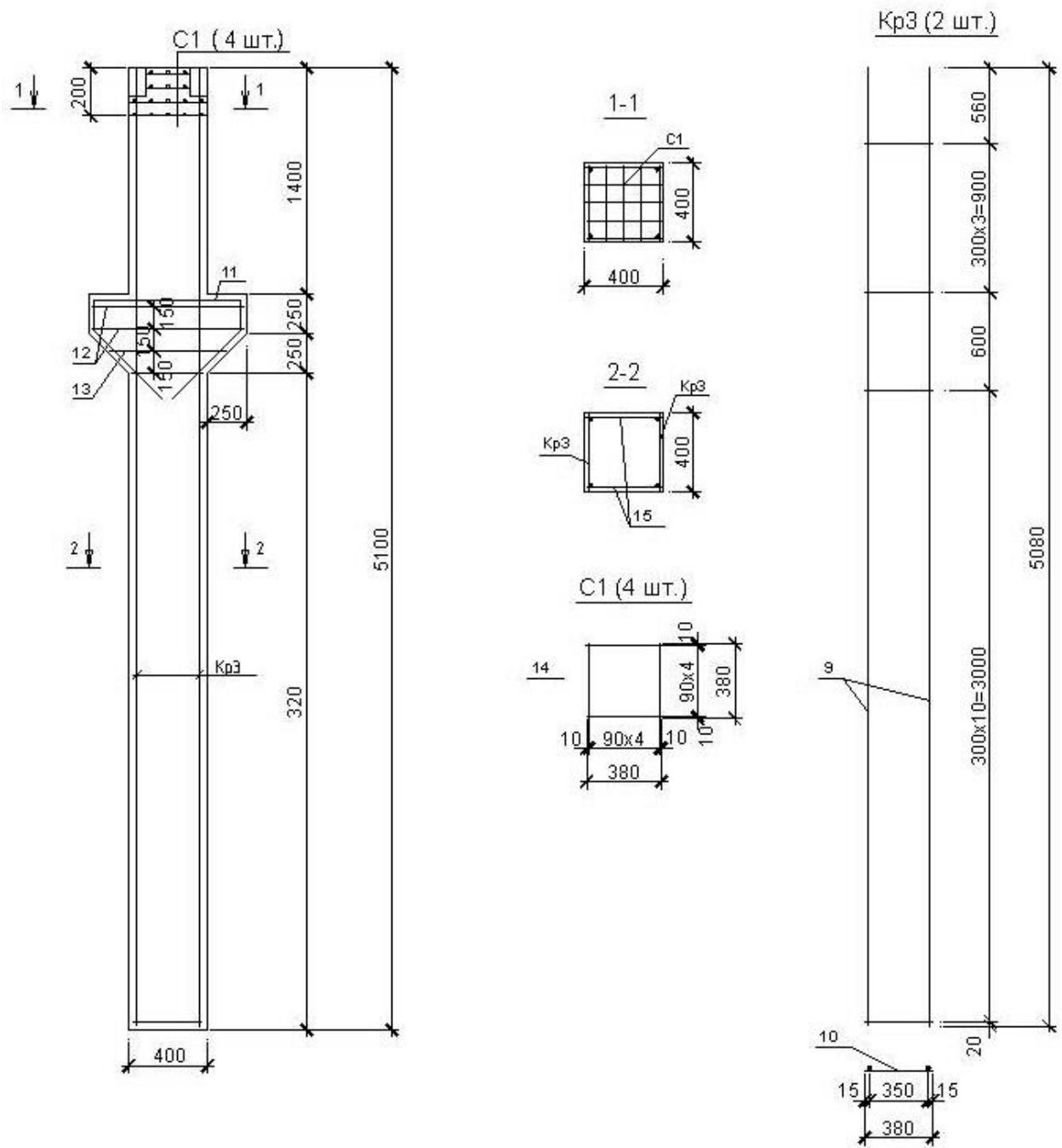
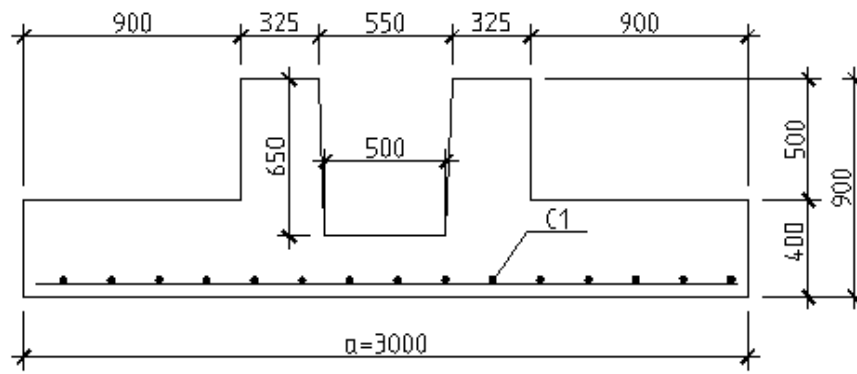


Рисунок 22 – Схема армування колони першого поверху промислової будівлі



C1 (1 шм)

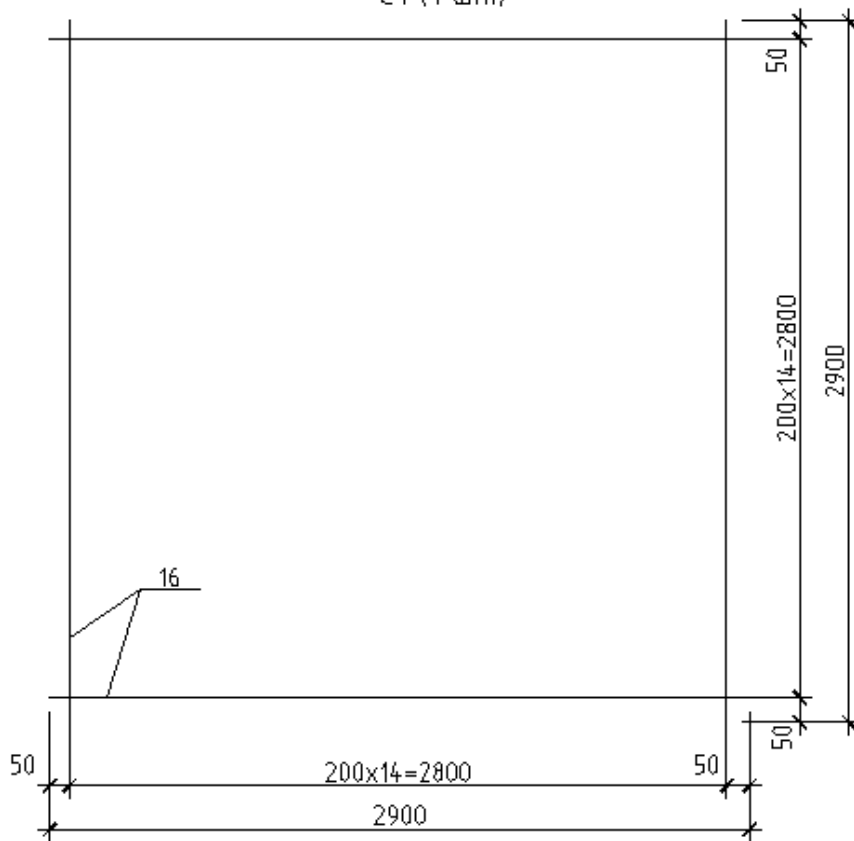


Рисунок 23 – Схема армування монолітного фундаменту





## СПИСОК РЕКОМЕНДОВАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Бабаєв В. М. Практичний розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В.2.6-98:2009 у порівнянні з розрахунками за СНиП 2.03.01-84\* і EN 1992-1-1 (Eurocode 2) / В. М. Бабаєв, А. М. Бамбура, О. М. Пустовойтова, П. А. Резнік, Є. Г. Стоянов, В. С. Шмуклер; за заг. ред. В. С. Шмуклера. – Харків : Золоті сторінки, 2015. – 208 с.
2. Залізобетонні конструкції : підручник / А. Я. Барашиков, Л. М. Буднікова, Л. В. Кузнецов [та ін.] ; за ред. А. Я. Барашикова. – Київ : Вища школа, 1995. – 591 с.
3. Залізобетонні конструкції: будівлі, споруди та їх частини : підручник / А. М. Павліков. – [2-ге вид., випр.]. – Полтава : ПолтНТУ, 2017. – 284 с.
4. ДБН В.1.2-14:2018 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. – Чинний від 2019–01–01. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2018. – 30 с. (Національні стандарти України).
5. ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження та впливи. Норми проектування. – Чинний від 2007–07–01. – Київ : Мінбуд України, 2006. – 75 с. (Національні стандарти України).
6. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – Чинний від 2011–07–01. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с. (Національні стандарти України).
7. ДСТУ Б В.2.6-156:2010 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – Чинний від 2011–06–01.– Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. – 118 с. (Національні стандарти України).
8. ДСТУ 3760:2019 Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. – Чинний від 2019–08–01. – Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2019. – 18 с. (Національні стандарти України).

9. ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010. Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1992-1-1:2004, IDT) – Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2010. – 319 с. (Національні стандарти України).

**ДОДАТОК А**  
**Розрахункові опори бетону при осьовому стиску й розтягу.**  
**Модулі пружності**

Клас бетону за міцністю на стиск	Характеристичне значення міцності бетону на стиск у віці 28 діб, МПа $f_{ck}$	Розрахунковий опір бетону, МПа		Значення модуля пружності бетону $E_{cm}/E_{cd} \cdot 10^3$ , МПа
		при стиску $f_{cd}$	при розтягу $f_{ctd}$	
C8/10	7,5	6,0	0,53	18/12,6
C12/15	11	8,5	0,73	23/16,3
C16/20	15	11,5	0,87	27/20
C20/25	18,5	14,5	1,0	30/23
C25/30	22	17,0	1,2	32,5/25
C30/35	25,5	19,5	1,33	34,5/27
C32/40	29	22,0	1,4	36/28,5

**ДОДАТОК Б**  
**Значення граничного коефіцієнта  $\alpha_R$**

Клас арматури	Клас важкого бетону		
	C12/15	C16/20	C20/25
A240C	0,423	0,420	0,418
A400C	0,387	0,385	0,381
A500C	0,370	0,367	0,363
B500	0,361	0,358	0,354

**ДОДАТОК В**  
**Розрахункові опори арматури. Модуль пружності**

Клас арматури	Розрахунковий опір арматури при розрахунку за I групою граничних станів, МПа			Модуль пружності $E_s \cdot 10^4$ , МПа
	при розтягу		при стиску $f_{yd}'$	
	у поздовжньому напрямку $f_{yd}$	у поперечному напрямку при розрахунку похилих перерізів $f_{ywd}$		
A240C	225	170	225	21
A400C	365	285	365	21
A500C				
Ø8...22	435	300	435	21
Ø25...40	415	300	415	
B500	415	300	375	19

## ДОДАТОК Г

### Значення коефіцієнтів $\alpha_m$ , $\xi$ та $\zeta$

$\xi$	$\zeta$	$\alpha_m$	$\xi$	$\zeta$	$\alpha_m$	$\xi$	$\zeta$	$\alpha_m$
0,01	0,996	0,008	0,26	0,896	0,186	0,51	0,796	0,325
0,02	0,992	0,016	0,27	0,892	0,193	0,52	0,792	0,329
0,03	0,988	0,024	0,28	0,888	0,199	0,53	0,788	0,334
0,04	0,984	0,031	0,29	0,884	0,205	0,54	0,784	0,339
0,05	0,980	0,039	0,3	0,880	0,211	0,55	0,780	0,343
0,06	0,976	0,047	0,31	0,876	0,217	0,56	0,776	0,348
0,07	0,972	0,054	0,32	0,872	0,223	0,57	0,772	0,352
0,08	0,968	0,062	0,33	0,868	0,229	0,58	0,768	0,356
0,09	0,964	0,069	0,34	0,864	0,235	0,59	0,764	0,361
0,1	0,960	0,077	0,35	0,860	0,241	0,6	0,760	0,365
0,11	0,956	0,084	0,36	0,856	0,247	0,62	0,752	0,373
0,12	0,952	0,091	0,37	0,852	0,252	0,64	0,744	0,381
0,13	0,948	0,099	0,38	0,848	0,258	0,66	0,736	0,389
0,14	0,944	0,106	0,39	0,844	0,263	0,68	0,728	0,396
0,15	0,940	0,113	0,4	0,840	0,269	0,7	0,720	0,403
0,16	0,936	0,120	0,41	0,836	0,274	0,72	0,712	0,410
0,17	0,932	0,127	0,42	0,832	0,280	0,74	0,704	0,417
0,18	0,928	0,134	0,43	0,828	0,285	0,76	0,696	0,423
0,19	0,924	0,140	0,44	0,824	0,290	0,78	0,688	0,429
0,20	0,920	0,147	0,45	0,820	0,295	0,8	0,680	0,435
0,21	0,916	0,154	0,46	0,816	0,300	0,85	0,660	0,449
0,22	0,912	0,161	0,47	0,812	0,305	0,9	0,640	0,461
0,23	0,908	0,167	0,48	0,808	0,310	0,95	0,620	0,471
0,24	0,904	0,174	0,49	0,804	0,315	1	0,600	0,480
0,25	0,900	0,180	0,50	0,800	0,320	—	—	—

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

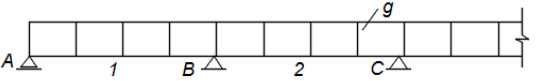
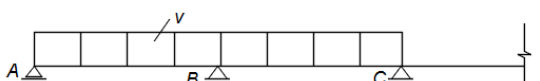
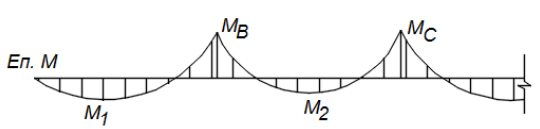
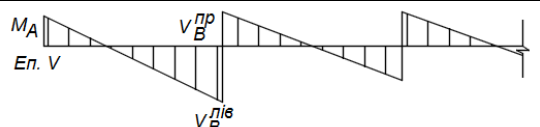
## ДОДАТОК Д

### Сортамент арматурної сталі за ДСТУ 3760:2019

Діаметр, мм	Розрахункова площа поперечного перерізу, см <sup>2</sup> , за кількості стержнів									Теоретична вага, кг	Діаметри для арматури класів			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		A240C	A400C	B500 (Bp-1)	Bp1200 - Bp1500
3	0,071	0,141	0,212	0,283	0,353	0,424	0,495	0,565	0,636	0,055			+	+
4	0,126	0,251	0,377	0,502	0,628	0,754	0,879	1,005	1,130	0,099			+	+
5	0,196	0,393	0,589	0,785	0,982	1,178	1,375	1,571	1,767	0,154			+	+
5,5	0,238	0,48	0,71	0,95	1,19	1,43	1,67	1,90	2,14	0,187	+			
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,41	1,7	1,98	2,26	2,54	0,222	+	+	+	+
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	0,302				+
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	0,395	+	+	+	+
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,5	6,28	7,07	0,617	+	+		
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	0,888	+	+		
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	1,208	+	+		
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	1,578	+	+		
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	1,998	+	+		
20	3,142	6,28	9,42	12,56	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	2,466	+	+		
22	3,801	7,60	11,40	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	2,984	+	+		
25	4,909	9,82	14,73	19,63	25,54	29,45	34,36	39,27	44,18	3,84	+	+		
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	4,83	+	+		
32	8,043	16,09	24,13	32,17	40,21	48,26	56,30	64,34	72,38	6,31	+	+		
36	10,179	20,36	30,54	40,72	50,89	61,07	71,25	81,43	91,61	7,99	+	+		
40	12,566	25,13	37,7	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,10	9,865	+	+		

## ДОДАТОК Е

**Згинальні моменти  $M = (\alpha \cdot g + \beta \cdot v)l_0^2$  і поперечні сили  $V = (\gamma \cdot g + \delta \cdot v)l_0$  багатопрольотної балки**

Схема навантаження		Прольотні моменти		Опорні моменти			Поперечні сили		
		$M_1$	$M_2$	$M_B$	$M_C$		$V_A$	$V_B^{\text{лів.}}$	$V_B^{\text{пр.}}$
	$\alpha$	0,08	0,025	-0,1	-0,1	$\gamma$	0,4	-0,6	0,5
	$\beta$	0,101	-0,05	-0,05	-0,05	$\delta$	0,45	-0,55	0
		-	-	-0,117	-0,033		0,383	-0,617	0,58
	Епюра моментів								
	Епюра поперечних сил								

*Електронне навчальне видання*

## Методичні рекомендації

до виконання курсового проєкту  
з навчальної дисципліни

### «ЗАЛІЗОБЕТОННІ ТА КАМ'ЯНІ КОНСТРУКЦІЇ»

#### Розділ 1

#### **Проектування збірних елементів перекриття, колон і фундаментів будівлі з неповним каркасом**

*(для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти всіх форм навчання зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія, освітньо-професійна програма «Промислове та цивільне будівництво»)*

Укладачі: **ПСУРЦЕВА** Ніна Олексіївна,  
**РЕЗНІК** Петро Аркадійович

Відповідальний за випуск *В. С. Шмуклер*  
Редактор *О. В. Михаленко*  
Комп'ютерне верстання *Н. О. Псурцева*

План 2023, поз. 6М

---

Підп. до друку 08.11.2023. Формат 60 × 84/16.

Ум. друк. арк. 2,7.

Видавець і виготовлювач:

Харківський національний університет  
міського господарства імені О. М. Бекетова,  
вул. Маршала Бажанова, 17, Харків, 61002.

Електронна адреса: office@kname.edu.ua

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:

ДК № 5328 від 11.04.2017.