

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ, МОЛОДІ ТА СПОРТУ УКРАЇНИ**

**ХАРКІВСЬКА НАЦІОНАЛЬНА АКАДЕМІЯ  
МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА**

**МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ**

**до виконання курсової роботи  
з дисципліни**

## ***КОНСТРУКЦІЇ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД***

*(для студентів 3 курсу денної форми навчання  
за напрямом підготовки 6.060102 “Архітектура”)*

**Харків – ХНАМГ – 2012**

Методичні вказівки до виконання курсової роботи з дисципліни “Конструкції будівель і споруд” (для студентів 3 курсу денної форми навчання за напрямом підготовки 6.060102 “Архітектура”) / Харк. нац. акад. міськ. госп -ва; уклад.: О. М. Пустовойтова, А. М. Сіроменко, К. О. Рапіна. – Х.: ХНАМГ, 2012. – 28 с.

Укладачі: О. М. Пустовойтова, А. М. Сіроменко, К. О. Рапіна

Рецензент: доц. Є. Г. Стоянов

Рекомендовано кафедрою будівельних конструкцій,  
протокол № 4 від 26.12.2009 р.

## 1. ЗАГАЛЬНІ ВКАЗІВКИ

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

За індивідуальним завданням необхідно запроектиувати основні несучі конструкції будівлі з неповним залізобетонним каркасом і залізобетонним перекриттям. Будівля з жорсткою конструктивною схемою.

### 1.1 Етапи виконання курсової роботи

а) Розробити компонування конструктивної схеми будівлі без підвалу з вибором розбивальних вісей, прив'язати до них колони і зовнішні стіни, розкласти плити збірного перекриття (рис. 1) з урахуванням уніфікованих розмірів за їхньою шириною (плити круглопорожнисті приймаємо шириною – 1000, 1200, 1400, 1600, 1800, добірні – 400, 600 мм, плити ребристі – 1200, 1500, добірні – 750 мм). Товщину цегляних стін умовно приймаємо для 1÷2 снігового району – 380÷510; для 3÷5 районів – 640; для 6 району – 770 мм. Розміри вікон, конструкцію підлоги та покриття студенти обирають самостійно з урахуванням призначення будівлі. Покриття будівлі – плоске сумісне без технічного поверху.

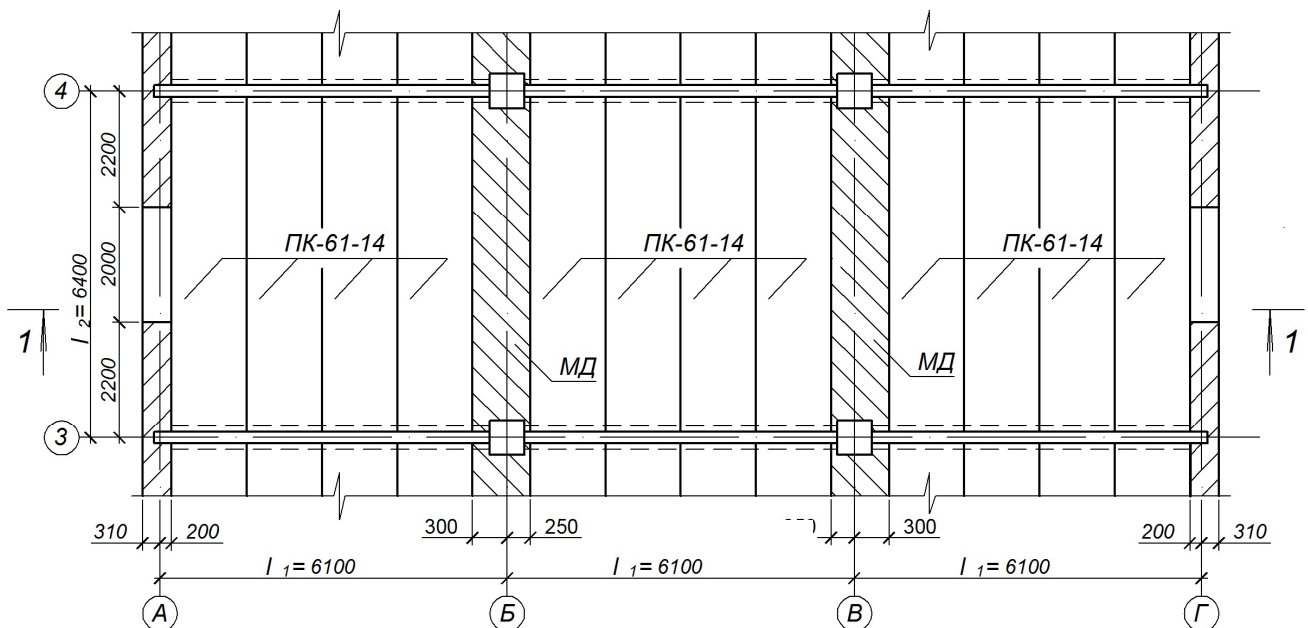


Рис. 1 – Приклад компонування збірного перекриття цивільної будівлі (фрагмент).

б) Розробити та накреслити план будівлі та поперечний переріз (рис. 1, 2).

в) Розрахувати і законструювати:

- збірну залізобетонну плиту перекриття;
- збірну залізобетонну колону першого поверху.

При конструюванні залізобетонних елементів необхідно скласти специфікацію арматури і таблицю вибірки арматури на кожний елемент.

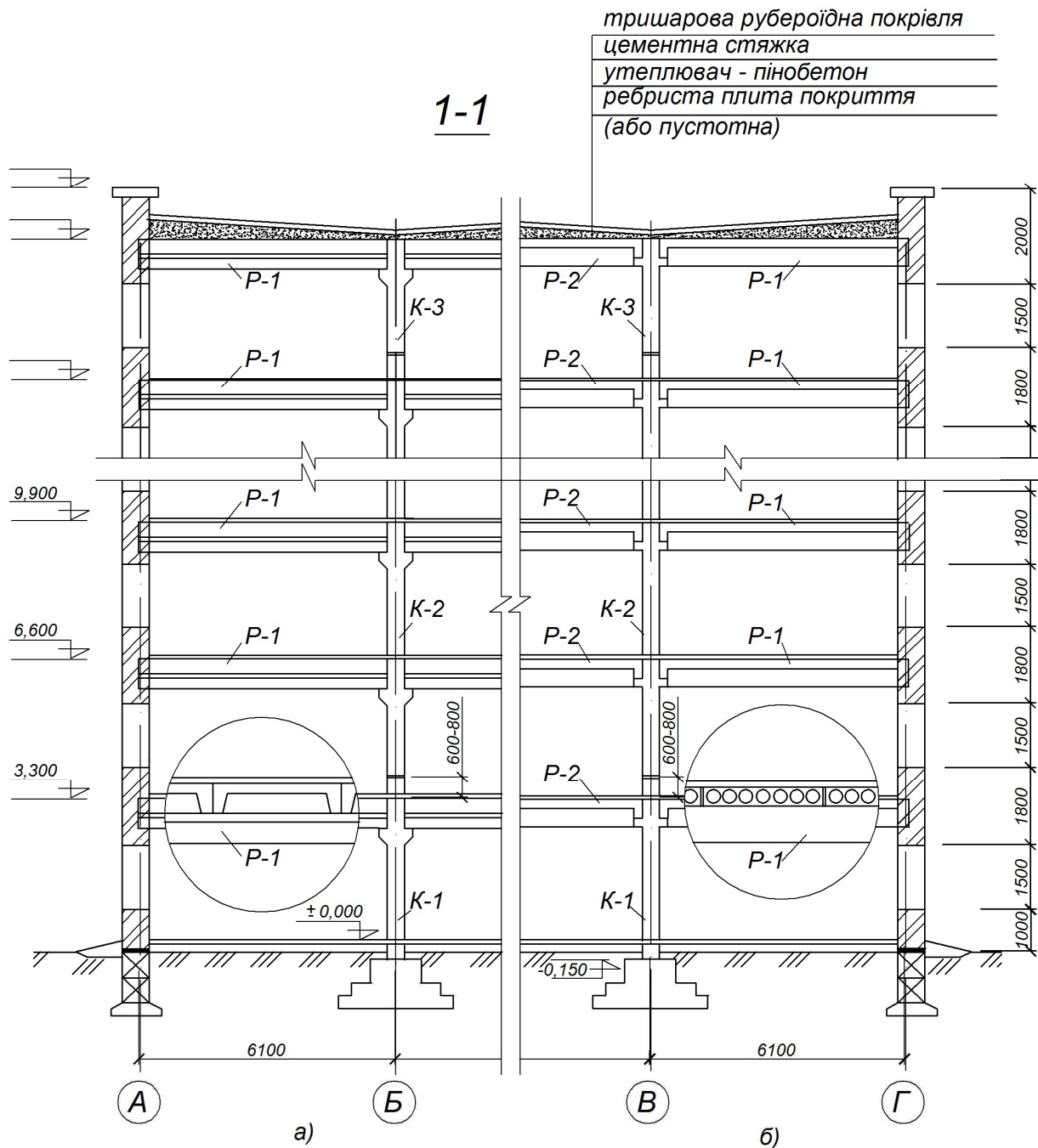


Рис. 2 – Поперечний переріз:  
а – промислова будівля; б – цивільна будівля

## 1.2 Загальні вказівки до проектування

**Плити перекриття.** Проектуємо з круглими порожнинами (цивільна будівля) або ребристими (промислова будівля). Плити розраховуємо як однопрольотні балки, що вільно лежать і завантажені рівномірно розподіленим навантаженням. Розрахунковий проліт плит  $l_0$  залежить від форми поперечного перерізу ригеля і характеру спирання. Він дорівнює відстані між центрами опорних площадок плит. Розрахунок міцності плити виконуємо як для таврового перерізу з полицею у стисненій зоні.

Рекомендовані класи: бетону – В20, В25, робочої поздовжньої арматури – А400С, арматури хомутів і конструктивної арматури – Вр-I, А240С.

**Ригель.** Для промислових і цивільних будівель ригель має форму тавра з полицею в нижній зоні. Розміри перерізу приймають кратними 100 мм за висотою та 50 мм за шириною.

**Колони.** Приймають квадратного перерізу з розміром сторін, кратним 50 мм. Мінімальний розмір колон цивільної будівлі 300х300, промислової – 400х400 мм.

Рекомендовані класи: бетону – В25, В30, робочої арматури – А400С; арматури хомутів – Вр-I, А240С, сітки зі сталі – Вр-I.

**Фундаменти** під колони проектують квадратними у плані. Розміри приймають, кратними у плані 300 мм (2700; 3000; 3300 мм і т.д.) і за висотою – 150 мм (600; 750; 900; і т.д.). Відмітку верху фундаменту приймають – 0,15 м.

## 1.3 Склад курсової роботи

Пояснювальна записка має включати титульний аркуш, завдання на проектування, розрахунок і конструювання, список використаних джерел.

Графічна частина має складатися з плану (фрагмента) і перерізу будівлі (масштаб 1:100; 1:200), конструкції плити перекриття та колони (масштаб 1:20, 1:50, 1:100) зі специфікацією і вибіркою арматури.

## 2. ПРОЕКТУВАННЯ НЕСУЧИХ ЕЛЕМЕНТІВ БУДІВЛІ

### *Вихідні дані для проектування (приклад)*

Тип будівлі – цивільна (промислова);

Прольоти: поперечний –  $l_1 = 6,1$  м; поздовжній –  $l_2 = 6,4$  м.

Кількість поверхів –  $n_{пов.} = 4$ . Висота поверхів –  $H_{пов.} = 4,5$  м.

Корисне (тимчасове) нормативне навантаження  $V = 5$  кН/м<sup>2</sup>, у тому числі тривале –  $3,5$  кН/м<sup>2</sup>; короткочасне –  $1,5$  кН/м<sup>2</sup>.

Місто будівництва – м. Алушта (1 сніговий район).

### **2.1 Збір навантажень на м<sup>2</sup>**

Визначення навантажень і зусиль на елементи будівель виконуємо в наступній послідовності. Попередньо визначаємо розміри ригеля:

- висота ригеля  $h = (1/10 \div 1/12) \cdot l_1 = 0,1 \cdot 610 = 61$  см.

Приймаємо кратно 100 мм:  $h = 60$  см.

- ширина ригеля  $b = (0,3 \dots 0,5)h = 0,4h = 0,4 \cdot 60 = 24$  см.

Приймаємо кратно 50 мм:  $b = 25$  см. Навантаження від власної ваги ригеля, розподіленого за площею

$$b \cdot h \cdot \rho / l_2 = 0,25 \cdot 0,6 \cdot 25 / 6,4 = 0,586 \text{ кН/м}^2,$$

де  $\rho = 25$  кН/м<sup>2</sup> – щільність залізобетону.

Розрахунок навантажень виконуємо в табличній формі.

### **2.2 Навантаження на елементи будівлі**

#### **2.2.1 Погонне навантаження на плиту перекриття шириною 1,4 м:**

- від постійного навантаження (без ваги ригеля)

$$q = (5,31 - 0,645) \cdot 1,4 = 6,53 \text{ кН/п.м.};$$

- від змінного навантаження

$$V = 6,0 \cdot 1,4 = 8,4 \text{ кН/п.м.}$$

$$\text{Повне } q = g + V = 6,53 + 8,4 = 14,93 \text{ кН/м.п.}$$

Таблиця 1 – Збір навантажень

Вид навантаження	Характерист. значення навантаження, кН/м <sup>2</sup>	Коефіцієнт надійності, γ	Розрахункове навантаження, кН/м <sup>2</sup>
1	2	3	4
<b>Від покриття</b>			
<b>Постійні (g)</b>			
1. Тришаровий рубероїдний килим (3 x 0,04)	0,12	1,2	0,144
2. Цементна стяжка δ= 2,2 см; ρ= 20 кН/м <sup>3</sup> (0,02 x 20)	0,44	1,3	0,572
3. Утеплювач – пінобетон δ=12 см; ρ= 4 кН/м <sup>3</sup> (0,12x4)	0,48	1,2	0,576
4. Ребрита плита покриття	1,6	1,1	1,76
5. Власна вага ригеля	0,586	1,1	0,645
Разом (g)			3,70
<b>Змінні (V)</b>			
Снігове навантаження (короткочасне)	0,86	1,14	0,98
Разом (V)			0,98
<b>Всього за покриттям (g + V)</b>			<b>4,68</b>
<b>Від перекриття</b>			
(для цивільної будівлі)			
<b>Постійні (g)</b>			
1. Паркетна підлога δ=1,5 см; ρ=7 кН/м <sup>3</sup> (0,03 x 7)	0,105	1,2	0,126
2. Бітумна мастика	0,05	1,3	0,07
3. Звукоізоляція – шлакобетон δ=6 см; ρ= 15 кН/м <sup>3</sup> (0,06x15)	0,9	1,3	1,17
4. Плита перекриття з круглими порожнинами	3,0	1,1	3,3
5. Власна вага ригеля	0,586	1,1	0,645
Разом (g)			5,31
<b>Змінні V=5,0кН/м<sup>2</sup></b>			

Продовження таблиці 1

1	2	3	4
в тому числі: тривале	3,5	1,2	4,2
короткочасне	1,5	1,2	1,8
Разом ( $V$ )			6,0
<b>Всього по перекриттю (<math>g + V</math>)</b>			<b>11,31</b>

### 2.2.2 Навантаження на колону в рівні верху фундаменту з вантажної

площі  $A_{sup.} = l_1 \cdot l_2$ .

- від покриття ( $N_1$ )

$$N_1 = (g + V) \cdot A_{sup.} = 4,68 \cdot 6,1 \cdot 6,4 = 182,71 \text{ кН};$$

- від перекриття ( $N_2$ )

$$N_2 = (n_{нов.} - 1)(g + V) \cdot A_{sup.} = 3 \cdot 11,31 \cdot 6,1 \cdot 6,4 = 1324,6 \text{ кН};$$

- від ваги колони ( $N_3$ ), переріз колони при розрахунку навантажень приймаємо мінімальними.

$$N_3 = b_c \cdot h_c (H_{нов.} \cdot n_{нов.} + 0,15) \cdot \rho \cdot \gamma_f = 0,3 \cdot 0,3 (4,5 \cdot 4 + 0,15) \cdot 25 \cdot 1,1 = 44,9 \text{ кН}.$$

Повне навантаження

$$N = N_1 + N_2 + N_3 = 182,71 + 1324,6 + 44,9 = 1552,2 \text{ кН}.$$

Повне короткочасне навантаження:

$$N_{sh} = 0,98 \cdot 6,1 \cdot 6,4 + 1,8 \cdot 3 \cdot 6,1 \cdot 6,4 = 249,08 \text{ кН}.$$

Тривалодіюче навантаження:

$$N_l = N - N_{sh} = 1552,2 - 249,08 = 1303,12 \text{ кН}.$$

## 2.3 Розрахунок збірної залізобетонної плити з круглими порожнинами

### 2.3.1 Дані для проектування:

Бетон В25 ( $R_b = 14,5 \text{ МПа} = 1,45 \text{ кН/см}^2$ ;  $R_{bt} = 1,05 \text{ МПа} = 0,105 \text{ кН/см}^2$ , (табл. 1 додатка 1);  $\gamma_{b2} = 0,9$ . Поздовжня робоча арматура А400С,  $R_s = 375 \text{ МПа} = 37,5 \text{ кН/см}^2$ , (табл. 2 додатка 1), арматура хомутів і конструктивна арматура з дроту Вр-І.



Розрахунковий прольот плити (рис. 3):

$$l_0 = l_2 - b - 2m - 2c/2 = 6400 - 250 - 2 \cdot 20 - 2 \cdot 100/2 = 6010 \text{ мм.}$$

Опалубкова довжина плити:

$$l_{on.} = l_2 - b - 2m = 6400 - 250 - 2 \cdot 20 = 6110 \text{ мм.}$$

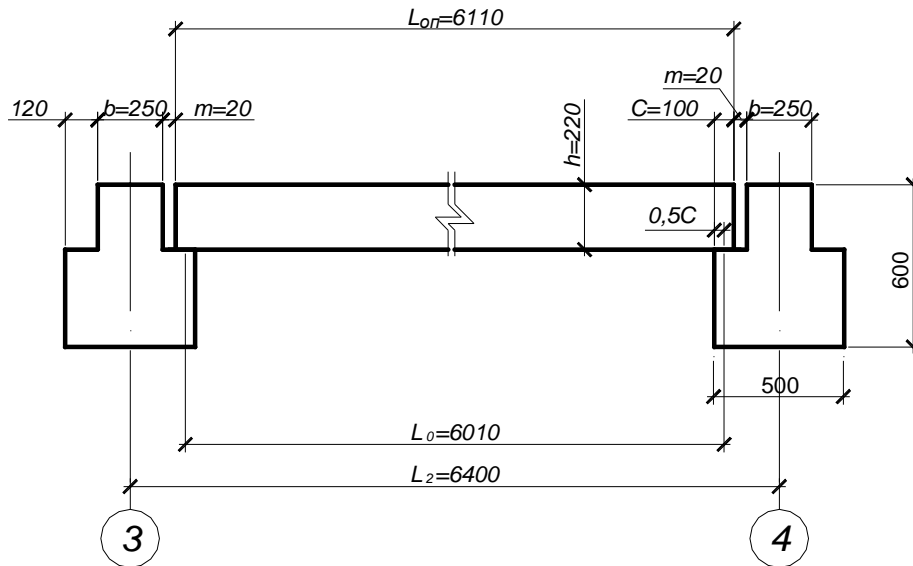


Рис. 3 – Схема визначення розрахункового прольоту плити

Розрахунковий поперечний переріз плити наведено на рис. 4.

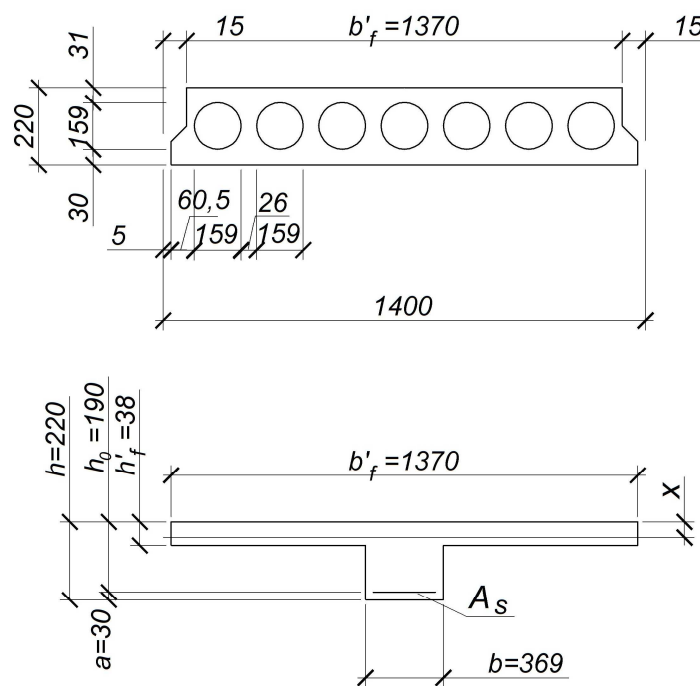


Рис. 4 – Поперечний переріз плити з круглими порожнинами

Круглий переріз порожнин приводимо до еквівалентного за площиною квадратного з стороною

$$h_1 = 0,9 \cdot 15,9 = 14,3 \text{ см.}$$

$$\text{Тоді } h'_f = \frac{h - h_1}{2} = \frac{22,0 - 14,3}{2} = 3,8 \text{ см.}$$

Приймаємо  $a = 3 \text{ см}$ ;  $h_0 = h - a = 22 - 3 = 19 \text{ см}$ ;

$$b = b'_f - n \cdot h_1 = 137 - 7 \cdot 14,3 = 36,9 \text{ см.}$$

### 2.3.2 Статичний розрахунок плити

Рівномірно розподілене навантаження на плиту  $q = 14,93 \text{ кН/м.п.}$

Згинальний момент згідно з рис. 5

$$M = \frac{q \cdot l_0^2}{8} = \frac{14,93 \cdot 6,01^2}{8} = 67,41 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

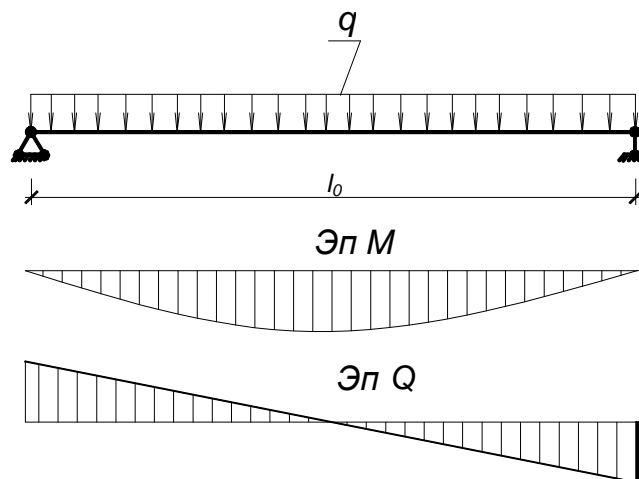


Рис. 5 – Розрахункова схема плити

Перерізуюча сила

$$Q = \frac{q \cdot l_0}{2} = \frac{14,93 \cdot 6,01}{2} = 44,86 \text{ кН.}$$

### 2.3.3 Розрахунок міцності нормального перерізу

Встановлюємо розрахунковий випадок (положення нейтральної всі).

Тому що

$M_f = R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b'_f \cdot h'_f (h_0 - 0,5h'_f) = 1,45 \cdot 0,9 \cdot 137 \cdot 3,8 (19 - 0,5 \cdot 3,8) = 11617 \text{ кН}\cdot\text{см} > M = 6741 \text{ кН}\cdot\text{см}$ ,  
нейтральна вісь проходить у межах висоти полиці, розрахунок у цьому випадку виконують як для прямокутного перерізу шириною  $b'_f = 137 \text{ см}$ .

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b'_f \cdot h_0^2} = \frac{6741}{1,45 \cdot 0,9 \cdot 137 \cdot 19^2} = 0,104 < \alpha_{my} = 0,416 \text{ (табл. 5 додатка 1)}.$$

Із табл. 3 додатка 1 для  $\alpha_m = 0,104$   $\zeta = 0,945$ .

Тоді необхідна площа арматури

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{6741}{37,5 \cdot 0,945 \cdot 19} = 10,01 \text{ см}^2.$$

За сортаментом (табл. 6 додатка 1) приймаємо 8Ø14 А400С ( $A_s = 12,31 \text{ см}^2$ ) і розташовуємо в кожному ребрі плити по одному стрижню.

### 2.3.4 Розрахунок міцності похилих перерізів

Погонне навантаження  $q = 14,93 \text{ кН/м.п.} = 0,149 \text{ кН/см}$ .

Приймаємо конструктивно діаметр поперечної арматури за умов зварювання

$$d_{sw} \geq 0,25d_s = 0,25 \cdot 14 = 3,5 \text{ мм}, d_{sw} = 4 \text{ мм},$$

кількість каркасів – 4 шт, тоді  $A_{sw} = 4 \cdot 0,126 = 0,504 \text{ см}^2$ ,

$$R_{sw} = 265 \text{ МПа} = 26,5 \text{ кН/см}^2.$$

Крок хомутив  $S \leq h/2 = 11 \text{ см}$ .

Приймаємо  $S = 10 \text{ см}$ . Із табл. 1, 2 додатка 1 визначаємо:

$$E_s = 17 \cdot 10^4 \text{ МПа}, E_b = 30 \cdot 10^3 \text{ МПа}, \varphi_{b1} = 1 - 0,1R_b = 1 - 0,1 \cdot 1,45 = 0,855;$$

$$\varphi_{b2} = 2,0; \varphi_{b3} = 0,6.$$

Перевіряємо умову: інтенсивність зусилля у хомутах

$$q_{sw} \geq \frac{\varphi_{b3}(1 + \varphi_f) \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b}{2};$$

$$q_{sw} = \frac{A_{sw} \cdot R_{sw}}{S} = \frac{0,504 \cdot 26,5}{10} = 1,33 \text{ кН/см},$$

$$\varphi_f = 0,75 \frac{3h'_f \cdot h'_f}{b \cdot h_0} = 0,75 \frac{3 \cdot 3,8 \cdot 3,8}{36,9 \cdot 19} = 0,046 < 0,5,$$

$$\frac{0,6(1 + 0,046) \cdot 0,105 \cdot 0,9 \cdot 36,9}{2} = 1,09 \text{ кН/см} < q_{sw} = 1,33 \text{ кН/см}.$$

Умова виконується.

Перевіряємо умову:

$$Q \leq 0,3 \cdot \varphi_{bl} \cdot \varphi_{wl} \cdot R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0,$$

де  $\varphi_{wl} = 1 + 5\alpha\mu_w$ ;

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{17 \cdot 10^4}{30 \cdot 10^3} = 5,67; \quad \mu_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot S} = \frac{0,784}{36,9 \cdot 10} = 0,0021;$$

$$\varphi_{wl} = 1 + 5 \cdot 5,67 \cdot 0,0021 = 1,059;$$

$$Q = 44,86 \text{ кН} < 0,3 \cdot 1,059 \cdot 0,855 \cdot 1,45 \cdot 0,9 \cdot 36,9 \cdot 19 = 248,5 \text{ кН}.$$

Умова виконується, тобто переріз плити достатній.

Перевіряємо умову:

$$Q < Q_b.$$

$$Q_{b \min} = \varphi_{b3} (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0. \quad \varphi_n = 0.$$

$$Q_{b \min} = 0,6(1 + 0,046) \cdot 0,105 \cdot 0,9 \cdot 36,9 \cdot 19 = 41,6 \text{ кН}.$$

$$Q_{b1} = \frac{\varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2}{c},$$

$$c = \sqrt{\frac{\varphi_{b2} (1 + \varphi_f) \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2}{q}}$$

$$c = \sqrt{\frac{2,0(1 + 0,046) \cdot 0,105 \cdot 0,9 \cdot 36,9 \cdot 19^2}{0,149}} = 132,9 \text{ см}$$

$$Q_{b1} = \frac{2,0(1 + 0,046) \cdot 0,105 \cdot 0,9 \cdot 36,9 \cdot 19^2}{132,9} = 19,8 \text{ кН}.$$

Приймаємо  $Q_b = 41,6 \text{ кН}$ .

Тому що  $Q_b = 41,6 \text{ кН} < Q = 44,86 \text{ кН}$  необхідно розраховувати хомути.

$$Q_{sw} = q_{sw} \cdot c_0.$$

$$c_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b2} (1 + \varphi_f) \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2}{q_{sw}}} =$$

$$= \sqrt{\frac{2,0(1 + 0,046) \cdot 0,105 \cdot 0,9 \cdot 36,9 \cdot 19^2}{1,33}} = 44,5 \text{ см}$$

Оскільки  $c_0 = 44,5 \text{ см} > 2h_0 = 2 \cdot 19 = 38 \text{ см}$ , приймаємо  $c_0 = 38 \text{ см}$ .

Тоді перерізуюча сила, яка сприймається хомутами, дорівнює:

$$Q_{sw} = q_{sw} \cdot c_0 = 0,679 \cdot 38 = 25,8 \text{ кН.}$$

Перевіряємо міцність похилого перерізу

$$Q < Q_b + Q_{sw},$$

$$Q = 44,86 \text{ кН} = Q_b + Q_{sw}, = 41,6 + 25,8 = 67,4 \text{ кН.}$$

Умова виконується, тобто міцність за похилими перерізами забезпечена.

Приклад конструювання плити з круглими порожнинами наведений у додатку 2.

## 2.4 Розрахунок збірної залізобетонної ребристої плити

2.4.1 Дані для проектування прийняті згідно з п. 2.3.1. Розрахунковий переріз ребристої плити наведено на рис. 6.

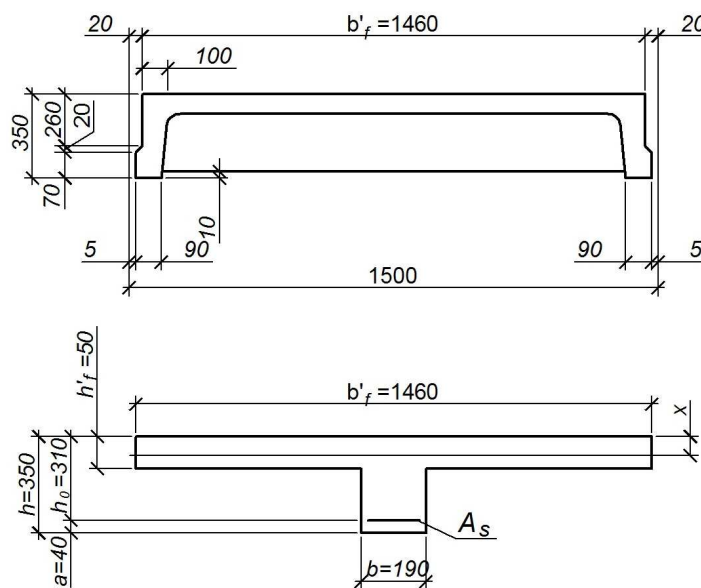


Рис. 6 – Розрахунковий переріз ребристої плити

$$b'_f = 146 \text{ см, } h'_f = 5 \text{ см, } b = \left( \frac{90 + 100}{2} \right) \cdot 2 = 19 \text{ см, } a = 4 \text{ см, } h_0 = 35 - 4 = 31 \text{ см.}$$

Розрахунковий проліт плити (рис. 7)

$$l_0 = l_2 - b - 2m - c = 6400 - 250 - 2 \cdot 20 - 130 = 5980 \text{ мм.}$$

Опалубкова довжина плити

$$l_{on.} = l_2 - b - 2m = 6400 - 250 - 2 \cdot 20 = 6110 \text{ мм.}$$

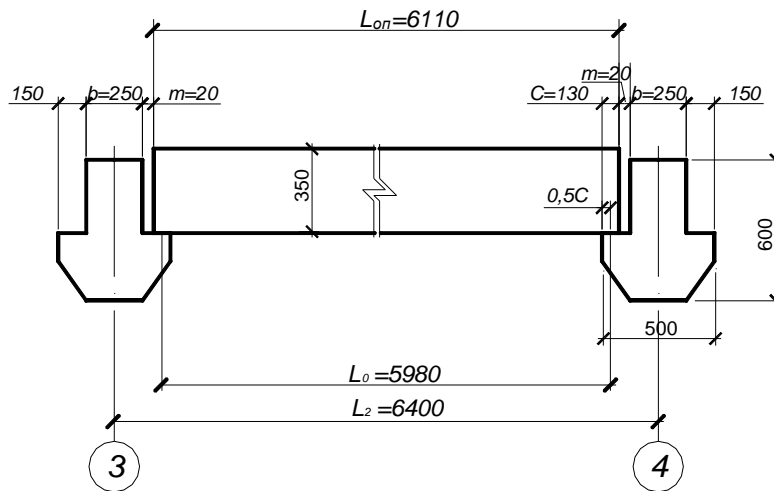


Рис. 7 – Схема визначення розрахункового прольоту плити

### 2.4.2 Статичний розрахунок плити

Розрахунок навантажень від перекриття для промислової будівлі здійснюється аналогічно розрахунку для цивільної будівлі, тільки враховується інша власна вага плити й інший склад підлоги. Тому цей розрахунок у методичних вказівках не поданий, а рівномірно розподілене навантаження на ребристу плиту приймаємо умовно:

$$q = 15,14 \text{ кН/м.п.}$$

Згинальний момент згідно з рис. 5

$$M = \frac{q \cdot l_0^2}{8} = \frac{15,14 \cdot 5,98^2}{8} = 67,72 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Перерізуюча сила

$$Q = \frac{q \cdot l_0}{2} = \frac{15,14 \cdot 5,98}{2} = 45,27 \text{ кН.}$$

### 2.4.3 Розрахунок міцності нормального перерізу

Встановлюємо розрахунковий випадок (положення нейтральної вісі).

Тому що

$M_f = R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b'_f \cdot h'_f (h_0 - 0,5h'_f) = 1,45 \cdot 0,9 \cdot 146 \cdot 5 (31 - 0,5 \cdot 5) = 27150 \text{ кН}\cdot\text{см} > M = 6772 \text{ кН}\cdot\text{см}$ ,  
нейтральна вісь проходить у межах висоти полиці, розрахунок виконуємо як для прямокутного перерізу з шириною  $b'_f = 146 \text{ см}$ .

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b'_f \cdot h_0^2} = \frac{6772}{1,45 \cdot 0,9 \cdot 146 \cdot 31^2} = 0,037 < \alpha_{my} = 0,416 \text{ (табл. 5 додатка 1)}.$$

Із табл. 3 додатка 1 для  $\alpha_m = 0,037$   $\zeta = 0,981$ .

Тоді необхідна площа арматури

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{6772}{37,5 \cdot 0,981 \cdot 31} = 5,94 \text{ см}^2.$$

За сортаментом (табл. 6 додатку 1) приймаємо 2Ø20 A400C ( $A_s = 6,28 \text{ см}^2$ )

і розташовуємо в кожному ребрі плити по одному стрижню.

#### 2.4.4 Розрахунок міцності похилих перерізів

Погонне навантаження  $q = 15,14 \text{ кН/м.п.} = 0,152 \text{ кН/см}$ .

Приймаємо конструктивно діаметр поперечної арматури за умов зварювання  $d_{sw} = 5 \text{ мм}$ , кількість каркасів – 2 шт,

тоді  $A_{sw} = 2 \cdot 0,196 = 0,392 \text{ см}^2$ ,  $R_{sw} = 260 \text{ МПа} = 26 \text{ кН/см}^2$ .

Крок хомутив на  $\frac{1}{4}$  прольоту  $S \leq h/2 = 35/2 = 17,5 \text{ см}$ . Приймаємо  $S = 15 \text{ см}$ .

Із табл. 1, 2 додатка 1 знаходимо:

$$E_s = 17 \cdot 10^4 \text{ МПа}, E_b = 30 \cdot 10^3 \text{ МПа}, \varphi_{b1} = 1 - 0,1R_b = 1 - 0,1 \cdot 1,45 = 0,855;$$

$$\varphi_{b2} = 2,0; \varphi_{b3} = 0,6.$$

Перевіряємо умову: інтенсивність зусилля в хомутах

$$q_{sw} \geq \frac{\varphi_{b3}(1 + \varphi_f) \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b}{2};$$

$$q_{sw} = \frac{A_{sw} \cdot R_{sw}}{S} = \frac{0,392 \cdot 26}{15} = 0,679 \text{ кН/см},$$

$$\varphi_f = 0,75 \frac{3h'_f \cdot h'_f}{b \cdot h_0} = 0,75 \frac{3 \cdot 5 \cdot 5}{19 \cdot 31} = 0,096 < 0,5,$$

$$\frac{0,6(1 + 0,096) \cdot 0,105 \cdot 0,9 \cdot 19}{2} = 0,59 \text{ кН/см} < q_{sw} = 0,679 \text{ кН/см}.$$

Умова виконується.

Перевіряємо умову:

$$Q \leq 0,3 \cdot \varphi_{b1} \cdot \varphi_{w1} \cdot R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0,$$

де  $\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha \cdot \mu_w$ ;

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{17 \cdot 10^4}{30 \cdot 10^3} = 5,67; \quad \mu_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot S} = \frac{0,392}{19 \cdot 15} = 0,00137;$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \cdot 5,67 \cdot 0,00137 = 1,039;$$

$$Q = 45,27 \text{ кН} < 0,3 \cdot 1,039 \cdot 0,855 \cdot 1,45 \cdot 0,9 \cdot 19 \cdot 31 = 204,8 \text{ кН},$$

тобто переріз плити достатній.

Перевіряємо умову:

$$Q < Q_b.$$

$$Q_{b \min} = \varphi_{b3} (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0.$$

$$Q_{b \min} = 0,6(1 + 0,096) \cdot 0,105 \cdot 0,9 \cdot 19 \cdot 31 = 36,6 \text{ кН}.$$

$$Q_{b1} = \frac{\varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2}{c}, \quad \varphi_n = 0.$$

$$c = \sqrt{\frac{\varphi_{b2} (1 + \varphi_f) \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2}{q}} = \sqrt{\frac{2,0(1 + 0,096) \cdot 0,105 \cdot 0,9 \cdot 19 \cdot 31^2}{0,152}} = 157,7 \text{ см}$$

$$Q_{b1} = \frac{2,0(1 + 0,096) \cdot 0,105 \cdot 0,9 \cdot 19 \cdot 31^2}{157,7} = 23,98 \text{ кН}.$$

Приймаємо  $Q_b = 36,6 \text{ кН}$ .

Тому що  $Q_b = 36,6 \text{ кН} < Q = 45,27 \text{ кН}$  необхідно розраховувати хомути.

$$Q_{sw} = q_{sw} \cdot c_0$$

$$c_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b2} (1 + \varphi_f) \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{2,0(1 + 0,096) \cdot 0,105 \cdot 0,9 \cdot 19 \cdot 31^2}{0,679}} = 74,6 \text{ см}.$$

Оскільки  $c_0 = 74,6 \text{ см} > 2h_0 = 2 \cdot 31 = 62 \text{ см}$ , приймаємо  $c_0 = 62 \text{ см}$ .

Тоді перерізуюча сила, яка сприймається хомутами, дорівнює:

$$Q_{sw} = q_{sw} \cdot c_0 = 0,679 \cdot 62 = 42,0 \text{ кН}.$$

Перевіряємо міцність похилого перерізу

$$Q < Q_b + Q_{sw},$$

$$Q = 45,27 \text{ кН} = Q_b + Q_{sw} = 36,6 + 42,0 = 78,6 \text{ кН}.$$

Умова виконується, тобто міцність за похилими перерізами забезпечена.

Приклад конструювання ребристої плити наведений у додатку 3.



## 2.5 Розрахунок збірної залізобетонної колони 1-го поверху

### 2.5.1 Дані для проектування

Верх фундаменту заглиблений на 0,15 м, розрахункова довжина колони  $l_0 = H_{нов.} + 0,15 = 4,5 + 0,15 = 4,65$  м. Бетон класу В25,  $\gamma_{b2} = 0,9$ , робоча поздовжня арматура класу А400С, конструктивна – А240С та Вр-І.

Повне навантаження на колону  $N = 1458,1$  кН, у тому числі короткочасне  $N_{sh} = 249,08$  кН, тривалодіюче  $N_l = 1209,02$  кН.

### 2.5.2 Розрахунок колони

Розрахунок виконують із урахуванням прогину колони на дію стискаючої сили, прикладеної з випадковим ексцентриситетом  $e_0$  згідно з формулою:

$$N \leq \varphi (R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot A + R_{sc} \cdot A'_s)$$

методом послідовних наближень.

**Перше наближення:** приймаємо коефіцієнт поздовжнього згину  $\varphi = 1,0$ , коефіцієнт армування  $\mu = 0,01$ , попередньо призначені розміри перерізу колони (цивільна будівля):  $h_c = b_c = 30$  см  $> 20$  см.

Уточнюємо площу перерізу колони  $A$

$$A = \frac{N}{R_b \cdot \gamma_{b2} + R_{sc} \cdot \mu} = \frac{1552,2}{1,45 \cdot 0,9 + 37,5 \cdot 0,01} = 923,9 \text{ см}^2.$$

Необхідний розмір перерізу

$$h_c = b_c = \sqrt{A} = 30,4 \text{ см.}$$

Приймаємо  $h_c = b_c = 30$  см (кратно 50 мм).

$$\text{Визначаємо } \frac{N_l}{N} = \frac{1303,12}{1552,2} = 0,83; \quad \lambda = \frac{l_0}{h_c} = \frac{465}{30} = 15,5.$$

Згідно з табл. 4 додатка 1 (інтерполюючи) знаходимо  $\varphi_b = 0,795$ ;  $\varphi_r = 0,854$ .

**Друге наближення:** приймаємо  $\varphi = \varphi_r = 0,854$  і знаходимо

$$R_{sc} \cdot A'_s = \frac{N}{\varphi} - R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot A = \frac{1552,2}{0,854} - 1,45 \cdot 0,9 \cdot 30^2 = 643,1 \text{ кН.}$$

$$\text{Коефіцієнт } \alpha = \frac{R_{sc} \cdot A'_s}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot A} = \frac{643,1}{1,45 \cdot 0,9 \cdot 30^2} = 0,547 > 0,5.$$

Якщо  $\alpha > 0,5$ , можна приймати  $\varphi = \varphi_r$ . Ітерації закінчені.

Якщо  $\alpha < 0,5$ , необхідно уточнити  $\varphi$  ( $\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_r - \varphi_b) \cdot \alpha$ ).

$$A'_s = \frac{643,1}{37,5} = 17,1 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 4Ø25 А400С ( $A'_s = 19,63 \text{ см}^2$ ).

Мінімальний діаметр робочої арматури повинен бути не менше 12 мм для цивільної будівлі та не менше 16 мм для промислової.

Перевіряємо  $\mu = A'_s / A = 19,63 / 900 = 0,022 < 0,03$  (3%).

Перевіряємо міцність колони:

$$N \leq N_u$$

$$N_u = \eta \cdot \varphi (R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot A + R_{sc} A'_s) = 1 \cdot 0,854 (1,45 \cdot 0,9 \cdot 900 + 37,5 \cdot 19,63) = 1631,7 \text{ кН.}$$

$$N = 1552,2 \text{ кН} < N_u = 1631,7 \text{ кН, тобто умова міцності виконується.}$$

Поперечну арматуру каркасів приймаємо з умови зварювання Ø6 А240С з кроком  $S \leq 20d_s = 20 \cdot 2,5 = 50 \text{ см}$ , але не більше ширини колони, тому приймаємо  $S = 30 \text{ см}$ .

### 2.5.3 Конструювання колон

У зоні стику колон встановлюють сітки непрямого армування. Крок сіток не менше 60 мм, але не більше  $h_c/3$  і 150 мм. Крок стержнів сіток не менше 45 мм, але не більше  $h_c/4$  і 100 мм. Мінімальна кількість сіток – 4 шт. Сітки встановлюємо за довжиною колони від торця не менше  $10d$  ( $d$  – діаметр робочої поздовжньої арматури).

Приклади конструювання колон цивільних і промислових будівель наведені в додатках 4, 5.

## СПИСОК ДЖЕРЕЛ

1. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции. – М. : Стройиздат, 1985. – 155 с.
2. ДБН В.1.2-2:2006. Нагрузки и воздействия. – К: Минстрой Украины, 2006. – 60 с.
3. ДСТУ 3760-98. Прокат арматурный для железобетонных конструкций. Общие технические условия. – К.: Госстандарт Украины, 1998. – 20с.
4. Рекомендации по применению арматурного проката по ДСТУ 3760-98 при проектировании и изготовлении железобетонных конструкций без предварительного напряжения. – К.: Госстрой Украины, 2002. – 39 с.
5. Руководство по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения). – М.: Стройиздат, 1977. – 328 с.
6. Байков В. Н. Железобетонные конструкции / В. Н. Байков, Э. В. Сигалов. – М.: Стройиздат, 1985. – 782 с.
7. Залізобетонні конструкції: Підручник / А. Я. Барашиков, Л. М. Буднікова, Л. В. Кузнецов та ін. ; За ред. А. Я. Барашикова. – К.: Вища шк., 1995 – 591 с.
8. Семенов В. Н. Унификация и стандартизация проектной документации для строительства. - М.: Стройиздат, 1985. – 224 с.

Таблиця 1 – Розрахункові опори важкого бетону і його початковий модуль пружності, МПа

Розрахункові параметри	Клас бетону за міцністю при стисканні							
	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40
Для першої групи граничних станів								
Вісьове стискання (призмова міцність) $R_b$	6	7,5	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0
Вісьове розтягування $R_{bt}$	0,57	0,66	0,75	0,90	1,05	1,2	1,3	1,4
Початковий модуль пружності бетону $E_b$	$18 \cdot 10^3$	$21 \cdot 10^3$	$23 \cdot 10^3$	$27 \cdot 10^3$	$30 \cdot 10^3$	$32,5 \cdot 10^3$	$34,5 \cdot 10^3$	$36 \cdot 10^3$

Таблиця 2 – Розрахункові опори і модуль пружності арматури, МПа

Клас арматури	Розрахунковий опір			Модуль пружності $E_s$
	Для розрахунку за першою групою граничних станів			
	розтягу		стиску	
	$R_s$	$R_{sw}$	$R_{sc}$	
Стрижнева арматура класу				
A240C	225	175	225	$21 \cdot 10^4$
A300C	280	225	280	$21 \cdot 10^4$
A400C				
Ø6...8	365	285	365	$20 \cdot 10^4$
Ø10...40	375	290	375	$20 \cdot 10^4$
Дротова арматура класу Вр-1				
Ø3 мм	375	270	375	$17 \cdot 10^4$
Ø4 мм	365	265	365	$17 \cdot 10^4$
Ø5 мм	360	260	360	$17 \cdot 10^4$

Таблиця 3 – Геометричні характеристики перерізу стисненої зони  
(табличні коефіцієнти)

$\xi$	$\zeta$	$\alpha_m$	$\xi$	$\zeta$	$\alpha_m$	$\xi$	$\zeta$	$\alpha_m$
0,01	0,995	0,01	0,24	0,88	0,211	0,47	0,765	0,36
0,02	0,99	0,02	0,25	0,875	0,219	0,48	0,76	0,365
0,03	0,985	0,03	0,26	0,87	0,226	0,49	0,755	0,37
0,04	0,98	0,039	0,27	0,865	0,234	0,50	0,75	0,375
0,05	0,975	0,049	0,28	0,86	0,241	0,51	0,745	0,38
0,06	0,97	0,058	0,29	0,855	0,248	0,52	0,74	0,385
0,07	0,965	0,068	0,30	0,85	0,255	0,53	0,735	0,39
0,08	0,960	0,077	0,31	0,845	0,262	0,54	0,73	0,394
0,09	0,955	0,086	0,32	0,84	0,269	0,55	0,725	0,399
0,10	0,95	0,095	0,33	0,835	0,276	0,56	0,72	0,403
0,11	0,945	0,104	0,34	0,83	0,282	0,57	0,715	0,407
0,12	0,94	0,113	0,35	0,825	0,289	0,58	0,71	0,412
0,13	0,935	0,122	0,36	0,82	0,295	0,59	0,705	0,416
0,14	0,93	0,13	0,37	0,815	0,302	0,6	0,70	0,42
0,15	0,925	0,139	0,38	0,81	0,308	0,61	0,695	0,424
0,16	0,95	0,147	0,39	0,805	0,314	0,62	0,69	0,428
0,17	0,915	0,156	0,40	0,80	0,32	0,63	0,685	0,432
0,18	0,91	0,164	0,41	0,795	0,326	0,64	0,68	0,435
0,19	0,905	0,172	0,42	0,79	0,332	0,65	0,675	0,439
0,20	0,90	0,18	0,43	0,785	0,335	0,66	0,67	0,442
0,21	0,895	0,188	0,44	0,78	0,343	0,67	0,665	0,446
0,22	0,89	0,196	0,45	0,775	0,349	0,68	0,66	0,449
0,23	0,885	0,204	0,46	0,77	0,354	0,69	0,655	0,452

Таблиця 4 – Коефіцієнти  $\varphi_b$  і  $\varphi_r$ 

$\varphi_b$									$\varphi_r$								
$\frac{N_l}{N}$	При $l_o/h_c$								$\frac{N_l}{N}$	При $l_o/h_c$							
	$\leq 6$	8	10	12	14	16	18	20		$\leq 6$	8	10	12	14	16	18	20
0	0.93	0.92	0.91	0.9	0.89	0.88	0.86	0.84	0	0.93	0.92	0.91	0.9	0.89	0.88	0.86	0.84
0.5	0.92	0.91	0.9	0.89	0.86	0.82	0.78	0.72	0.5	0.92	0.92	0.91	0.89	0.88	0.86	0.83	0.79
1	0.92	0.91	0.89	0.86	0.82	0.76	0.69	0.61	1	0.92	0.91	0.9	0.89	0.87	0.84	0.79	0.74

Таблиця 5 – Коефіцієнти  $\xi_y$  і  $A_y$ 

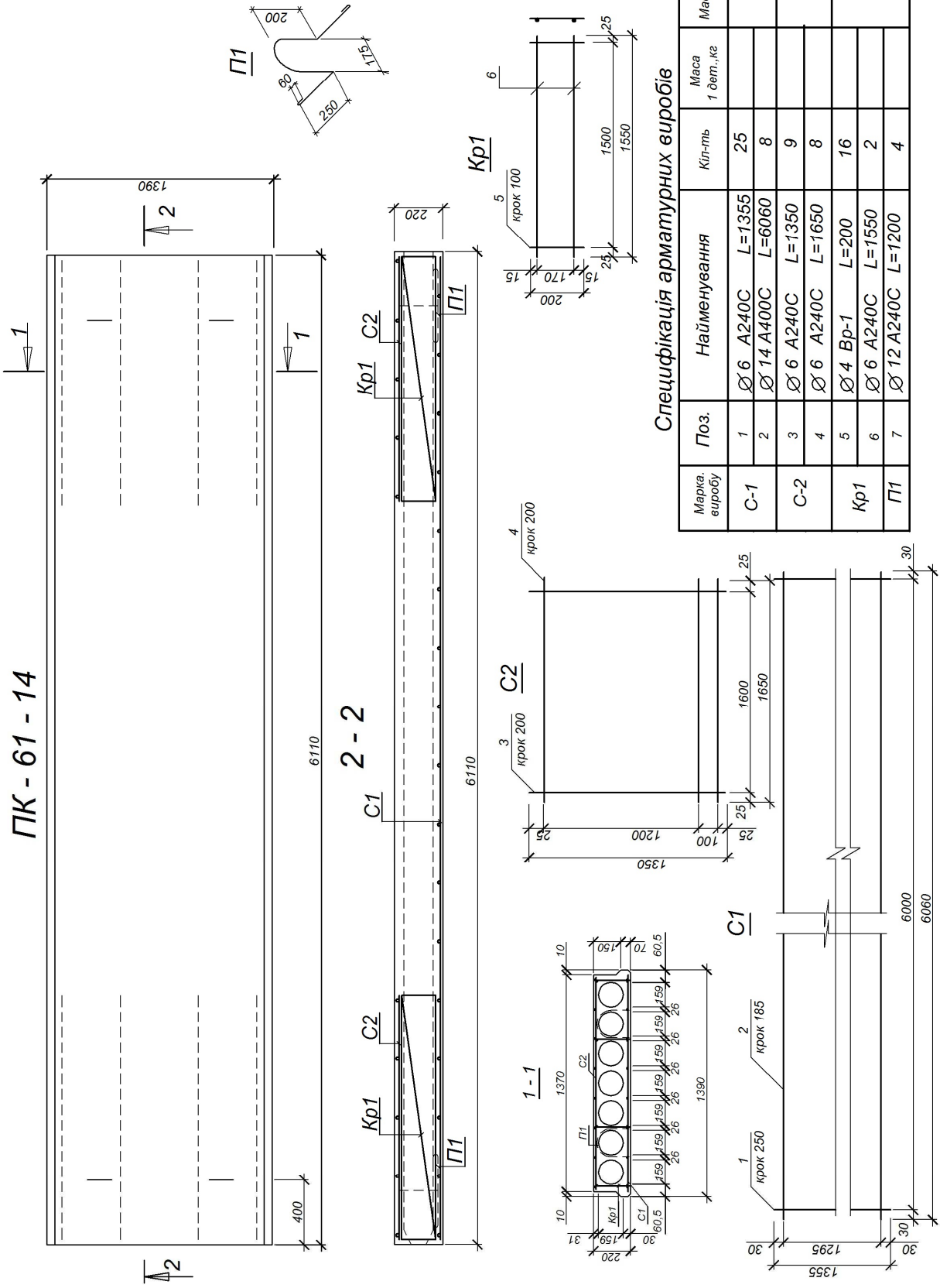
Клас арматури	$\gamma_{b2}$	B15 ( $R_b = 8,5$ МПа)		B20 ( $R_b = 11,5$ МПа)		B25 ( $R_b = 14,5$ МПа)		B30 ( $R_b = 17,0$ МПа)	
		$\xi_y$	$A_y$	$\xi_y$	$A_y$	$\xi_y$	$A_y$	$\xi_y$	$A_y$
A300C $R_s = 280$	1.0	0.648	0.438	0.620	0.428	0.593	0.417	0.571	0.408
	0.9	0.671	0.446	0.644	0.437	0.617	0.427	0.595	0.418
A400C $R_s = 375$	1.0	0.618	0.427	0.590	0.416	0.563	0.404	0.541	0.395
	0.9	0.646	0.437	0.618	0.427	0.591	0.416	0.568	0.407

Таблиця 6 – Сортамент арматури

Діаметр , мм	Розрахункова площа поперечного перерізу, см <sup>2</sup> , при кількості стержнів									Теоре- тична вага, кг	Діаметри для арматури класів			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		A240C	A300C	A400C	Bp-1
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				+
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,41	1,7	1,98	2,26	2,54	0,222	+		+	
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	+	+	+	

Примітка: Знак “+” визначає наявність діаметра у сортаменті для арматури цього класу

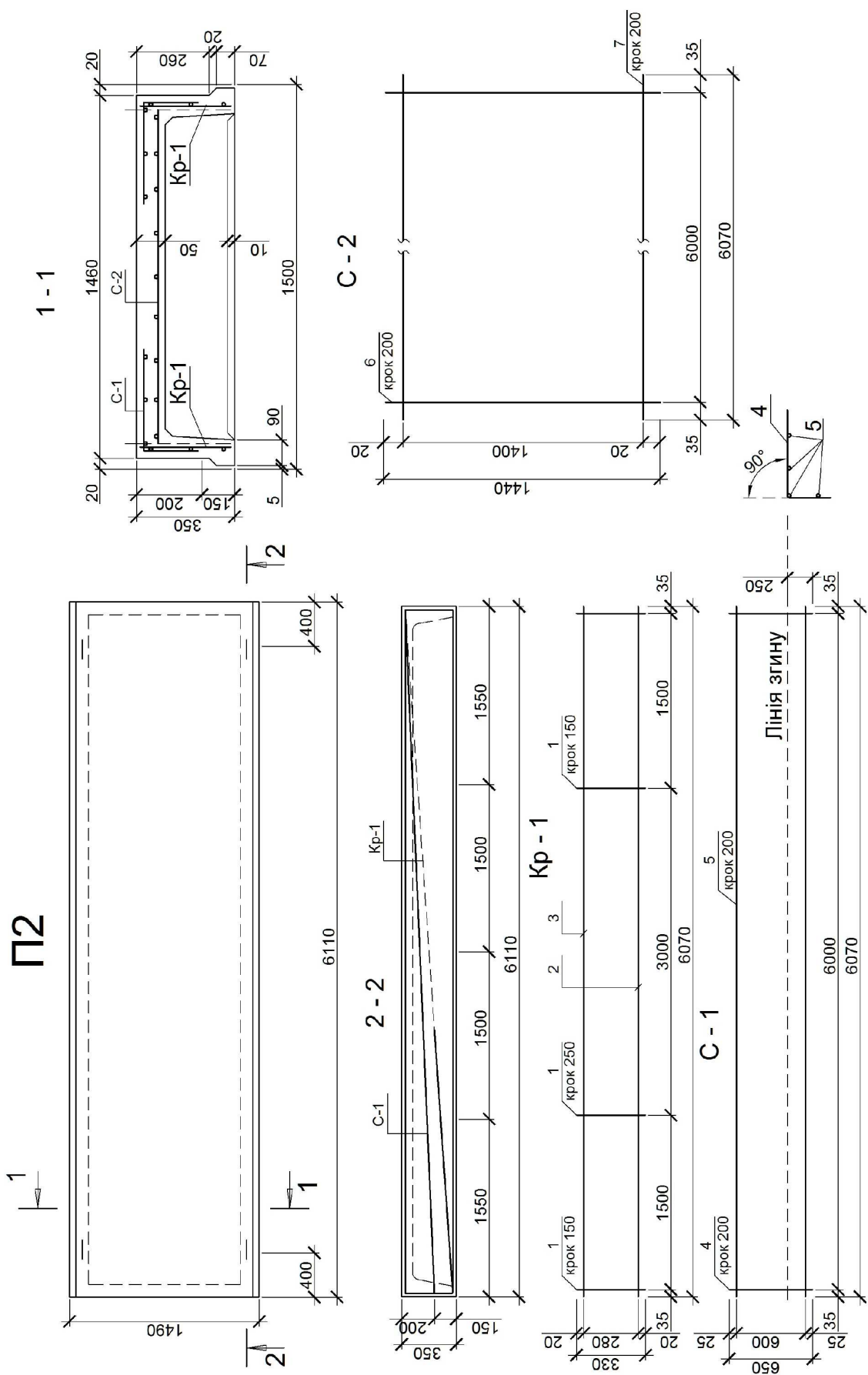
ПК - 61 - 14

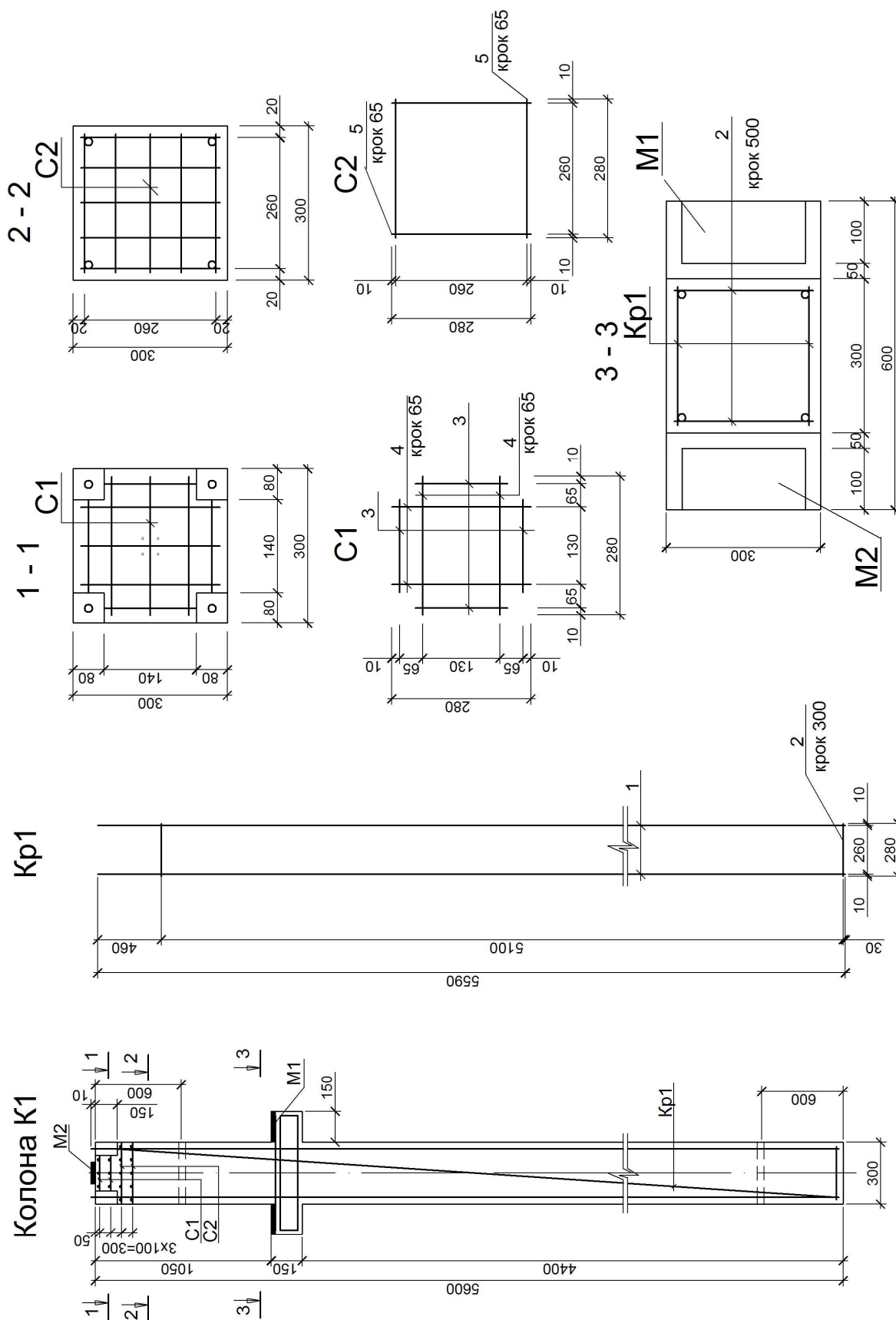


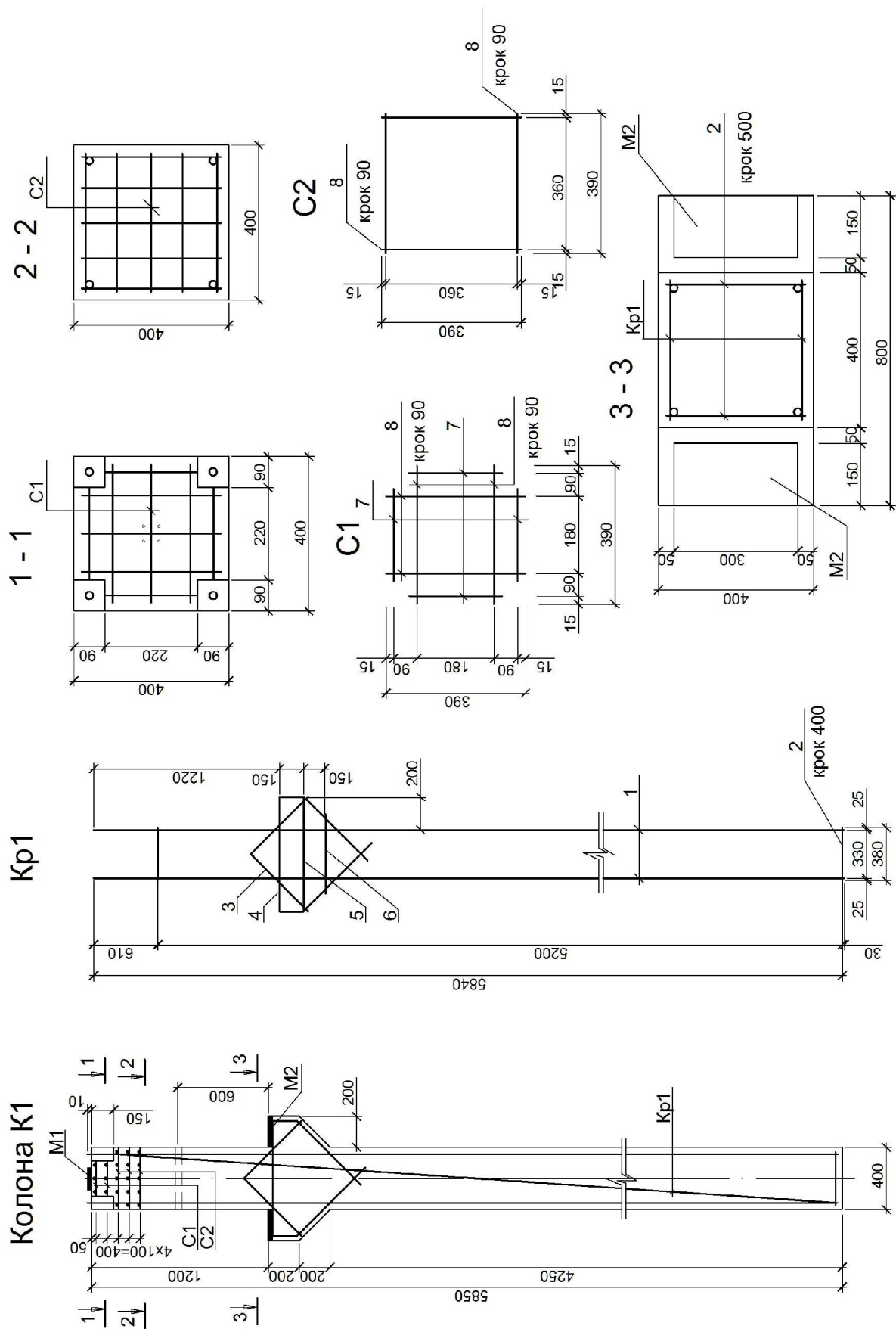
Специфікація арматурних виробів

Марка виробу	Поз.	Найменування	Кількість	Маса 1 дет., кг	Маса виробу, кг
С-1	1	Ø 6 А240С L=1355	25		
	2	Ø 14 А400С L=6060	8		
С-2	3	Ø 6 А240С L=1350	9		
	4	Ø 6 А240С L=1650	8		
Кр1	5	Ø 4 Вр-1 L=200	16		
	6	Ø 6 А240С L=1550	2		
П1	7	Ø 12 А240С L=1200	4		









# НАВЧАЛЬНЕ ВИДАННЯ

Методичні вказівки  
до виконання курсової роботи  
з дисципліни

## **“Конструкції будівель і споруд”**

(для студентів 3 курсу денної форми навчання  
за напрямом підготовки 6.060102 “Архітектура”)

Укладачі: **ПУСТОВОЙТОВА** Оксана Михайлівна  
**СІРОМЕНКО** Анна Миколаївна  
**РАПІНА** Костянтин Олексійович

Відповідальний за випуск *Г. А. Молодченко*

Редактор *К. В. Дюкар*

Комп’ютерний набір *К. О. Рапіна*

Комп’ютерне верстання *І. В. Волосожарова*

План 2010, поз. 1 М

---

Підп. до друку 26.10.2012  
Друк на ризографі.  
Зам. №

Формат 60x84 /16  
Ум. друк. арк. 1,3  
Тираж 50 пр.

Видавець і виготовлювач:  
Харківська національна академія міського господарства,  
вул. Революції, 12, Харків, 61002  
Електронна адреса: rectorat@ksame.kharkov.ua  
Свідоцтво суб’єкта видавничої справи:  
ДК № 4064 від 12.05.2011 р.