

ТЕМА : РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ КОЛОНИ

Колона має квадратний поперечний переріз 400×400мм і виготовляється з бетону класу В15. Армується поздовжньою робочою арматурою класу А-II, конструктивною класу А-I і експлуатується у закритому приміщенні ($\gamma_{b2} = 0,9$).

Коефіцієнт щодо відповідальності будівлі $\gamma_n = 0,95$.

Із таблиць (1 та 2) визначаємо: розрахунковий опір бетону класу В15 на стискання $R_b = 8,5 \text{ МПа}$; розрахунковий опір арматури класу А-II на стискання $R_{sc} = 280 \text{ МПа}$.

Таблиця 1

Розрахункові опори і початкові модулі пружності деяких класів важкого бетону для граничних станів першої групи залежно від класу бетону за міцністю на стискання, МПа

Характеристика міцності	Клас бетону		
	В12,5	В15	В20
Стиск осьовий (призмова міцність) R_b	7,5	8,5	11,5
Розтяг осьовий R_{bt}	0,66	0,75	0,90
Початковий модуль пружності E_b	$2,1 \times 10^4$	$2,3 \times 10^4$	$2,7 \times 10^4$

Таблиця 2

Розрахункові опори і модуль пружності деяких класів стержньової арматури для граничних станів першої групи, МПа

Клас арматури	Характеристики міцності			
	R_s	R_{sc}	R_{sw}	E_s
А-I	225	225	175	$2,1 \times 10^5$
А-II	280	280	225	$2,1 \times 10^5$
А-III діам. 6...8мм	355	355	285	$2,0 \times 10^5$
А-III діам. 10...40мм	365	365	290	$2,0 \times 10^5$

4.2. Розрахункова схема колони

Колону розглядаємо як стояк, що зацемлений у фундаменті і шарнірно з'єднаний із перекриттям (рис. 4.1).

Розрахункова висота стояка визначається як відстань між відмітками обрізу стакана фундаменту і відміткою підлоги другого поверху, тобто дорівнює висоті поверху плюс 150мм:

$$l_0 = H + 150 = 3300 + 150 = 3450 \text{ мм.}$$

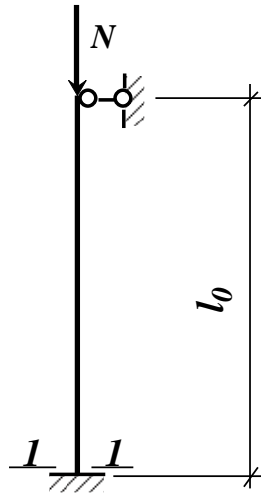


Рис. 4.1. Розрахункова схема колони першого поверху К1

4.3. Навантаження на колону

На колону діє постійне і тимчасове навантаження, яке передається від ригелів перекриття над першим і другим поверхом і від ригелів покриття (рис. 4.2). До постійного відноситься також власна вага колони.

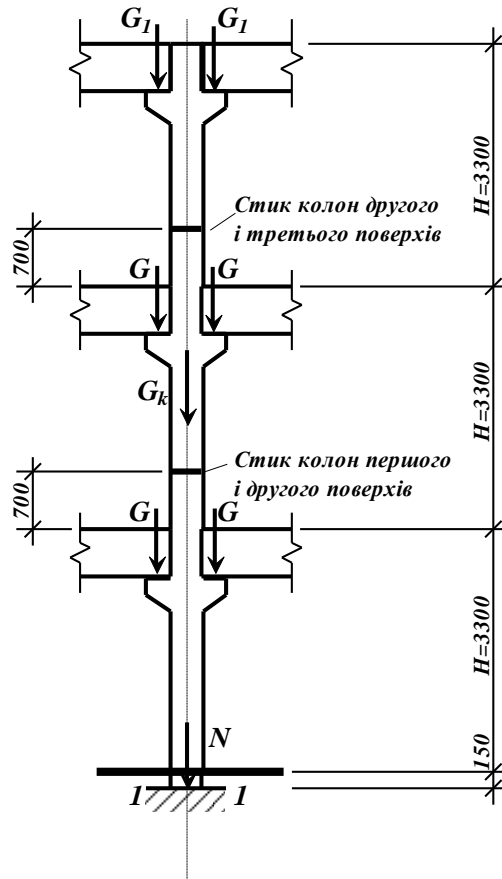


Рис. 4.2. До визначення навантаження на колону

Навантаження G від ригелів перекриття дорівнює опорній реакції ригеля і становить:

$$\text{повне: } G = \frac{ql_0}{2} = \frac{69,75 \cdot 6}{2} = 209,25 \text{ кН};$$

$$\text{у т.ч. довгочасне: } G_1 = \frac{q_1 l_0}{2} = \frac{61,95 \cdot 6}{2} = 185,85 \text{ кН},$$

де q, q_l – повне і довгочасне навантаження на ригель; l_0 – розрахунковий проліт ригеля.

Навантаження G_l від ригелів покриття дорівнює опорній реакції ригеля покриття.

Для його обчислення спочатку треба визначити навантаження від покрівлі. Для цього задаємося конструкцією покрівлі, визначаємо за додатком 20 снігове навантаження і заповнюємо табл. 4.1.

Таблиця 4.1. Збір навантаження на покриття

Вид навантаження	Нормативне, кН/м ²	γ_f	γ_n	Розрахункове кН/м ²
Стале				
1. Шар гравію на мастиці	0,15	1,3	0,95	0,19
2. Три шари руберойду на мастиці	0,1	1,3	0,95	0,12
3. Асфальтова стяжка	0,34	1,3	0,95	0,42
4. Утеплювач	0,50	1,3	0,95	0,62
5. Пароізоляція	0,075	1,3	0,95	0,09
6. Плита покриття	2,6	1,1	0,95	2,72
Разом	$g_{n1} \approx 3,8$			$g_l \approx 4,2$
Тимчасове снігове	$s_0 = 1,0$	1,4		$s_l = 1,4$
у т.ч. довготривале	$s_{0l} = 0,3$	1,4		$s_{ll} = 0,4$
Повне	$q_{n1} = 4,8$			$q_l = 5,6$
у т.ч. довгочасне	$q_{nl} = 4,1$			$q_{ll} = 4,6$

Повне і довгочасне навантаження на ригель покриття:

$$q_{\text{покp}} = q_l l + bh \gamma \gamma_f \gamma_n = 5,6 \cdot 6 + 0,3 \cdot 0,6 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 38,3 \text{ кН / м ;}$$

у т.ч. довгочасне

$$q_{l\text{покp}} = q_{ll} l + bh \gamma \gamma_f \gamma_n = 4,6 \cdot 6 + 0,3 \cdot 0,6 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 32,3 \text{ кН / м .}$$

Тоді навантаження на колону:

$$\text{повне } G_l = \frac{q_{\text{покp}} l_0}{2} = \frac{38,3 \cdot 6}{2} = 114,9 \text{ кН ;}$$

$$\text{у т.ч. довгочасне } G_{ll} = \frac{q_{l\text{покp}} l_0}{2} = \frac{32,3 \cdot 6}{2} = 96,9 \text{ кН .}$$

Власна вага колони

$$G_k = bh n_{\text{пов}} n_{\text{пов}} \gamma \gamma_f \gamma_n \gamma_k = 0,4 \cdot 0,4 \cdot 3,3 \cdot 3 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 \cdot 1,05 = 43,5 \text{ кН}$$

де b, h – розміри поперечного перерізу колони; $n_{\text{пов}}, n_{\text{пов}}$ – висота поверху і кількість поверхів відповідно; $\gamma = 25 \text{ кН / м}^3$ – об'ємна вага залізобетону; γ_f – коефіцієнт надійності щодо власної ваги колони; γ_n – коефіцієнт щодо

відповідальності будівлі; γ_k – коефіцієнт, що враховує наявність консолей у колоні.

4.4. Визначення внутрішніх зусиль у розрахунковому перерізі колони

Розрахункове значення поздовжньої сили у розрахунковому поперечному перерізі колони 1-1 (рис. 4.1 і 4.2) на рівні обрізу фундаменту становитиме:

повне:

$$N = 2G(n_{\text{нов}} - 1) + 2G_l + G_k = 2 \cdot 209,25(3 - 1) + 2 \cdot 114,9 + 43,5 = 1110 \text{ кН};$$

у т.ч. довгочасне:

$$N_l = 2G_l(n_{\text{нов}} - 1) + 2G_{ll} + G_k = 2 \cdot 185,85(3 - 1) + 2 \cdot 96,9 + 43,5 = 981 \text{ кН}.$$

4.5. Розрахунок колони на міцність

Вихідні дані: $N = 1110 \text{ кН}$; $N_l = 981 \text{ кН}$; $b = h = 400 \text{ мм}$; $R_b = 8,5 \text{ МПа}$, $R_{sc} = 280 \text{ МПа}$, $l_0 = 3,3 \text{ м}$.

1. $l_0/h = 3,45/0,4 \approx 9 < 20$;

2. $N_l/N = 981/1110 \approx 0,9$;

3. За табл. 3 визначаємо $\varphi_b = 0,905$ (по інтерполяції);

4. Задаємося $\mu = 1,5\% = 0,015$ і $A_{sm} = 0$;

5. За табл. 3 визначаємо $\varphi_{sb} = 0,907$ (по інтерполяції);

6. $\alpha_s = \frac{280}{0,9 \cdot 8,5} \cdot 0,015 = 0,549$;

7. $\varphi_l = 0,905 + 2(0,907 - 0,905) \cdot 0,549 = 0,906$;

8. $\varphi_l = 0,906 < \varphi_{sb} = 0,907$;

9. $\varphi_l = \varphi_{sb} = 0,907$;

10. $A_{s,tot} = \frac{1110 \cdot 10^3}{0,907 \cdot 280} - \frac{0,9 \cdot 8,5 \cdot 400 \cdot 400}{280} = 4370 - 4371 < 0$.

11'. $A_{s,tot} = \mu_{\text{min}} bh = 0,0005 \cdot 400 \cdot 400 = 80 \text{ мм}^2$.

Таблиця 3

Коефіцієнти φ_b та φ_{sb} для важкого бетону при $a = a' < 0,15h$ і при відсутності проміжних стержнів або при площі цих стержнів меншій за $A_{s,tot} / 3$

N_l / N	Коефіцієнт φ_b при l_0 / h							
	6	8	10	12	14	16	18	20
0	0,93	0,92	0,91	0,90	0,89	0,88	0,86	0,84
0,5	0,92	0,91	0,90	0,89	0,86	0,82	0,78	0,72
1,0	0,92	0,91	0,89	0,86	0,82	0,76	0,69	0,61
N_l / N	Коефіцієнт φ_{sb} при l_0 / h							
	6	8	10	12	14	16	18	20
0	0,93	0,92	0,91	0,90	0,89	0,88	0,86	0,84
0,5	0,92	0,92	0,91	0,89	0,88	0,86	0,83	0,79
1,0	0,92	0,91	0,90	0,89	0,87	0,84	0,79	0,74

Примітка: N_1 – поздовжня сила від постійного та довготривалого навантаження; N – поздовжня сила від дії всього навантаження; l_0 – розрахункова довжина елемента; h – висота поперечного перерізу елемента; a і a' – відстань від грані перерізу до арматури в першому напрямку і другому відповідно; $A_{s,tot}$ – площа усієї арматури у перерізі.

Приймаємо для армування колони $4\text{Ø}12\text{A-II}$, як мінімально допустимий діаметр арматури, що має встановлюватися в стиснутих елементах.

4.6. Розрахунок консолі колони

Консоль колони сприймає поперечну силу ригеля від одного міжповерхового перекриття $Q=209,2$ кН (див. п.3.4). Розміри консолі призначені вище (див. рис. 3.10). Довжина обпирання ригеля на консоль $a_1=l_c - a = 300-50=250$ мм (рис. 4.3).

Розрахунковий згинальний момент сили Q в перерізі 1 відносно грані колони:

$$M = Qa_2 = Q\left(\frac{a_1}{2} + a\right) = 209,2\left(\frac{0,25}{2} + 0,05\right) = 36,6 \text{ кНм}.$$

Необхідна площа перерізу арматури (на рис. 4.3 арматура 2):

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b2} R_b \cdot b_c \cdot h_0^2} = \frac{36,6 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 8,5 \cdot 400 \cdot 450^2} = 0,059; \quad \text{за таблицею дод.5}$$

$$\eta = 0,97; \quad A_s = \frac{M}{\eta \cdot R_s \cdot h_0} = \frac{36,6 \cdot 10^6}{0,97 \cdot 280 \cdot 450} = 300 \text{ мм}^2.$$

Приймаємо $2\text{Ø}20\text{A-II}$, $A_s = 314 \text{ мм}^2$.

Задаємося площею поперечного перерізу відігнутої арматури (на рис. 4.3 показана цифрою 4):

$$A_{s,inc} = 0,002bh_0 = 0,002 \cdot 400 \cdot 450 = 360 \text{ мм}^2.$$

Назначаємо по три відгини з кожної сторони консолі $\text{Ø}14\text{A-II}$, $A_{s,inc} = 462 \text{ мм}^2$.

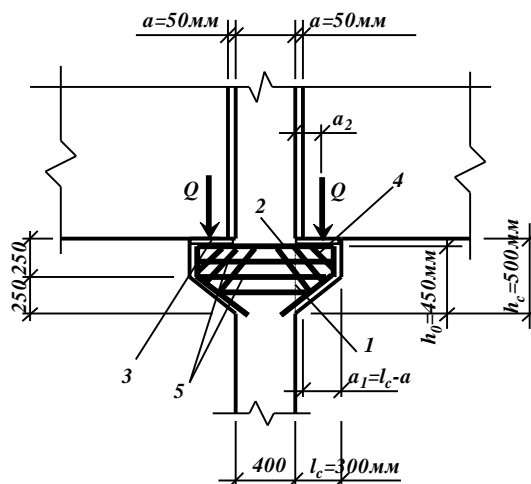


Рис. 4.3. До розрахунку консолі: 1 – розрахунковий прямокутний переріз висотою, рівною висоті консолі h_c , і шириною, рівною ширині колони b_c , для визначення площі арматури 2 від дії згинального моменту Qa_2 ; 3 – закладна деталь в колоні, до якої приварюється арматура 2; 4 – арматура (відгини),

площу і кількість якої визначають із розрахунку консолі на дію поперечної сили Q ; 5 – горизонтальні хомути, що встановлюються з конструктивних міркувань

Крім поздовжньої арматури в консолях встановлюють ще і горизонтальні хомути (на рис. 4.3 позначені цифрою 5) з кроком не більшим за 150 мм і не більшим від $1/4$ висоти консолі h , тобто $\frac{1}{4} \cdot 500 = 125 \text{ мм}$ діаметром 10...14 мм.

Приймаємо для армування консолі три горизонтальні хомути діаметром 12А-І з кроком 125мм.

4.7. Розрахунок стику колон першого і другого поверхів

Конструктивне рішення стику колон показано на рис.4.4. По торцях колон передбачені сталеві листи, а між ними центрувальна прокладка. Для підсилення міцності стику по торцях колон встановлюють сітки непрямого армування.

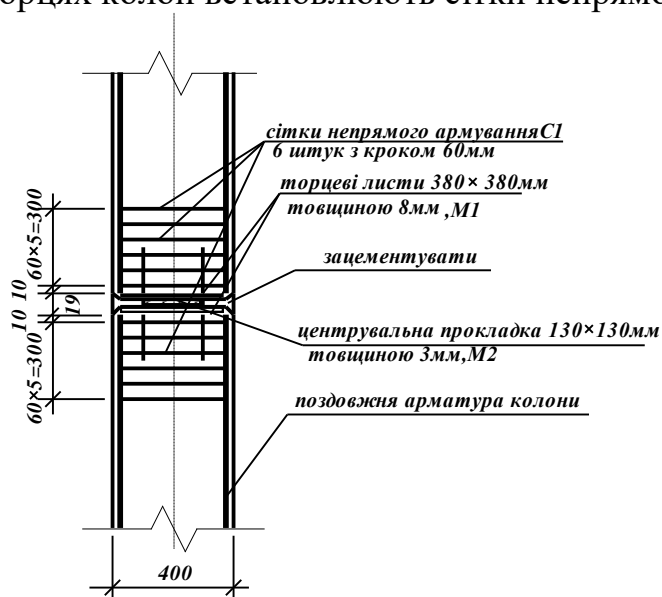


Рис. 4.4. Стик колон першого і другого поверхів

У місці стику колон першого і другого поверхів (див. рис. 4.2) виникає поздовжня сила:

$$N_{st} = 2G(n_{nos} - 2) + 2G_I + G_{k1} = 2 \cdot 209,25(3 - 2) + 2 \cdot 114,9 + 25,9 = 674 \text{ кН},$$

де

$$G_{k1} = G_k - bh(H_{nos} + 0,7)\gamma\gamma_f\gamma_n\gamma_k = 43,5 - 0,4 \cdot 0,4(3,3 + 0,7)25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 \cdot 1,05 = 25,9 \text{ кН},$$

b, h – розміри поперечного перерізу колони; H_{nos}, n_{nos} – висота поверху і кількість поверхів відповідно; $\gamma = 25 \text{ кН/м}^3$ – об’ємна вага залізобетону; γ_f – коефіцієнт надійності щодо власної ваги колони; γ_n – коефіцієнт щодо відповідальності будівлі; γ_k – коефіцієнт, що враховує наявність консолей у колоні.

Розрахункову поздовжню силу в стикі колон приймаємо з коефіцієнтом 1,5, чим враховуємо роботу стику без бетону замонолічування на період монтажних робіт: $N_{st} = 1,5 \cdot 674 = 1011 \text{ кН}$.

Приймаємо розміри торцевих листів $h_1 = 400 - 20 = 380 \text{ мм}$, $h_2 = 400 - 20 = 380 \text{ мм}$, а товщину цих листів $\delta_1 = 8 \text{ мм}$.

При товщині центрувальної прокладки $\delta_2 = 3 \text{ мм}$ її розміри будуть $c=d=1/3 \cdot 400 = 130 \text{ мм}$,; де c і d – сторони центрувальної прокладки.

Загальна площа контакту в стику:

$$A_{tot} = A_f + A_{loc} = 28800 + 19320 = 48120 \text{ мм}^2,$$

де A_f - площа контакту по периметру зварного шва торцевих листів:

$$A_f = 5 \cdot \delta_1 \cdot (h_1 + h_2 - 5\delta_1) = 5 \cdot 8 \cdot (380 + 380 - 5 \cdot 8) = 28800 \text{ мм}^2,$$

A_{loc} – площа контакту під центрувальною прокладкою:

$$A_{loc} = (d + 3\delta_2) \cdot (c + 3\delta_2) = (130 + 3 \cdot 3) \cdot (130 + 3 \cdot 3) = 19320 \text{ мм}^2.$$

Визначаємо коефіцієнт ζ , що враховує вплив бетонної обійми і перевіряємо умову $\zeta > 2$:

$$\zeta = 4 - 3 \cdot \sqrt{A_{tot}/A} = 4 - 3 \cdot \sqrt{\frac{48120}{400 \cdot 400}} = 2,35 > 2.$$

Визначаємо зусилля, що передаються через зварні шви і центрувальну прокладку:

$$N_f = N_{st} \cdot \frac{A_f}{A_{tot}} = 1011 \cdot \frac{28800}{48120} = 605 \text{ кН};$$

$$N_{loc} = N_{st} \cdot \frac{A_{loc}}{A_{tot}} = 1011 \cdot \frac{19320}{48120} = 406 \text{ кН}.$$

Висота зварного шва:

$$h_f = \frac{N_f}{0,7 \cdot R_{sy} \cdot l_f} = \frac{605 \cdot 10^3}{0,7 \cdot 200 \cdot 1480} \approx 3 \text{ мм},$$

де l_f – довжина шва по периметру торцевих листів з урахуванням непровару:

$$l_f = 2 \cdot (380 - 10) + 2 \cdot (380 - 10) = 1480 \text{ мм}.$$

Приймаємо $h_f = 3 \text{ мм}$.

Задаємося непрямым армуванням – зварними сітками з арматури $\varnothing 5 \text{ Вр-I}$ ($R_s = 365 \text{ МПа}$) з чарунками 60 мм і кроком $S = 60 \text{ мм}$. Тоді кількість стержнів у сітці в кожному напрямку $n_x = n_y = 7$; $A_{sx} = A_{sy} = 19,6 \text{ мм}^2$; $l_x = l_y = 380 \text{ мм}$.

Коефіцієнт непрямого армування сітками:

$$\mu_{xy} = \frac{n_x \cdot A_{sx} \cdot l_x + n_y \cdot A_{sy} \cdot l_y}{l_x \cdot l_y \cdot S} = \frac{7 \cdot 19,6 \cdot 380 + 7 \cdot 19,6 \cdot 380}{380 \cdot 380 \cdot 60} =$$

$$= 0,0120$$

Коефіцієнт ефективності непрямого армування:

$$\varphi = \frac{1}{0,23 + \psi} = \frac{1}{0,23 + 0,248} = 2,09,$$

$$\text{де: } \psi = \frac{\mu_{xy} \cdot R_s}{\gamma_{b2} R_b + 10} = \frac{0,0120 \cdot 365}{0,9 \cdot 8,5 + 10} = 0,248.$$

Зведена міцність бетону:

$$R_{b,red} = \varphi_b \gamma_{b2} R_b + \varphi \cdot \mu_{xy} \cdot R_s \cdot \varphi_s = 1,95 \cdot 0,9 \cdot 8,5 + 2,09 \cdot 0,0120 \cdot 365 \cdot 4,03 = 52 \text{ МПа},$$

$$\text{де } \varphi_b = \sqrt[3]{\frac{h_1 h_2}{A_{loc}}} = \sqrt[3]{\frac{380 \cdot 380}{19320}} = 1,95;$$

$$\varphi_s = 4,5 - 3,5 \frac{A_{loc}}{h_1 h_2} = 4,5 - 3,5 \frac{19320}{380 \cdot 380} = 4,03.$$

Умова міцності: $N_{loc} = 420 \text{кН} < R_{b,red} A_{loc} = 52 \cdot 19,3 = 1000 \text{кН}$. Міцність стику забезпечена.

Приймаємо біля торців колони непряме армування зварними сітками в кількості $N = 6$, розташованими через 60 мм . Тоді довжина ділянки непрямого армування $S \cdot (n - 1) = 60 \cdot (6 - 1) = 300 \text{ мм} > 10d = 10 \cdot 12 = 120 \text{ мм}$ (тут d - діаметр стержнів поздовжньої арматури в колоні).

4.8. Конструювання колони

Визначаємо конструктивні розміри колони (рис. 4.5).

Конструктивна висота колони становитиме:

$$H_{\text{кол}} = h_{\text{зам}} + 150 + H_{\text{пов}} + 700 = 800 + 150 + 3300 + 700 = 4950 \text{ мм},$$

де $h_{\text{зам}} = 2b_c = 2 \cdot 400 = 800 \text{ мм}$ – глибина замурування колони в стакан фундаменту (тут b_c – розмір поперечного перерізу колони); 150 мм – відстань між нульовою відміткою першого поверху і обрізом стакана фундаменту; $H_{\text{пов}} = 3300 \text{ мм}$ – висота поверху; 700 мм – відстань від відмітки підлоги другого поверху до стику колон.

Положення консолі по висоті колони від її верху:

$$H_{\text{верх}} = h_{\text{риг}} + h_{\text{пан}} + h_{\text{підл}} + 700 = 600 + 220 + 80 + 700 = 1600 \text{ мм},$$

де $h_{\text{риг}} = 600 \text{ мм}$ – висота поперечного перерізу ригеля; $h_{\text{пан}} = 220 \text{ мм}$ – висота поперечного перерізу панелі; $h_{\text{підл}} = 80 \text{ мм}$ – конструктивна товщина підлоги (див. дод.15); 700 мм – відстань від відмітки підлоги другого поверху до стику колон.

Довжина нижньої частини колони

$$H_{\text{ниж}} = H_{\text{кол}} - H_{\text{верх}} = 4950 - 1600 = 3350 \text{ мм}.$$

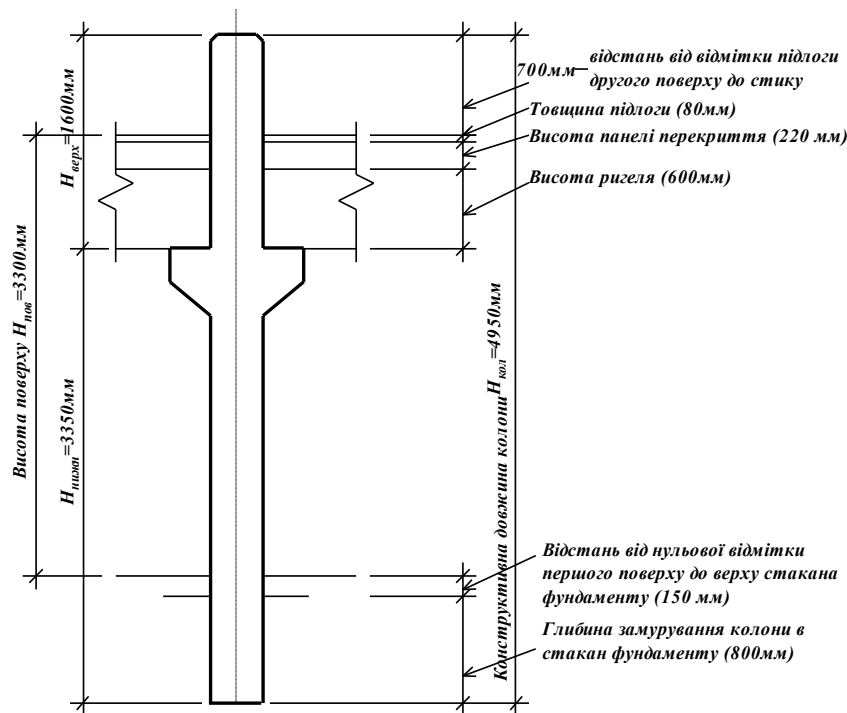


Рис. 4.5. До визначення конструктивних розмірів колони

Стержень колони армуємо плоскими зварними каркасами (див. аркуш 3), які за допомогою шпильок об'єднуємо у просторовий каркас. Консоль і торець

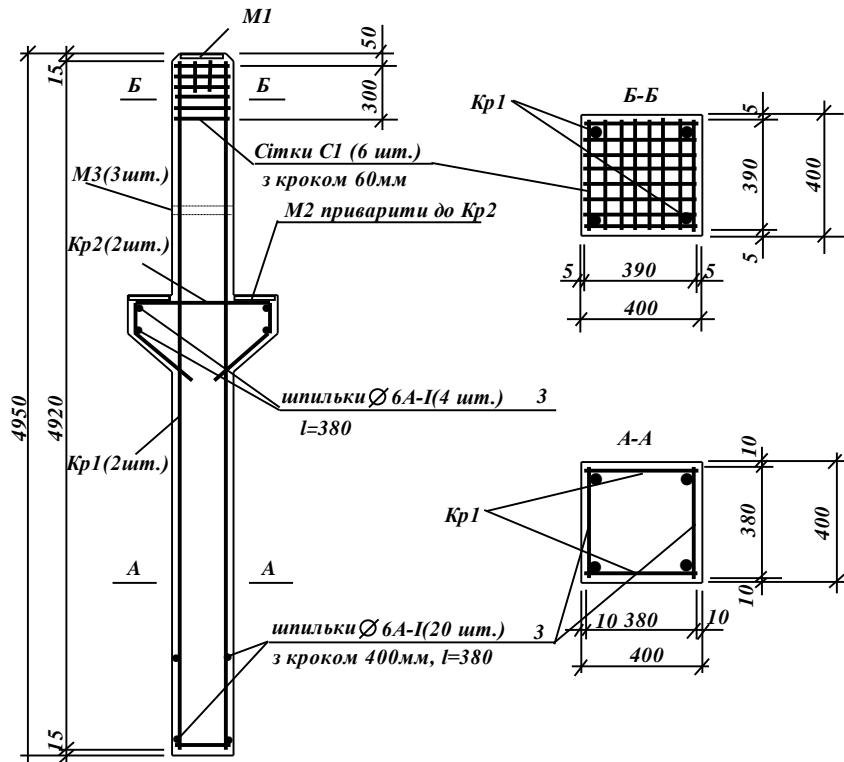


Рис. 4.7. Армування колони

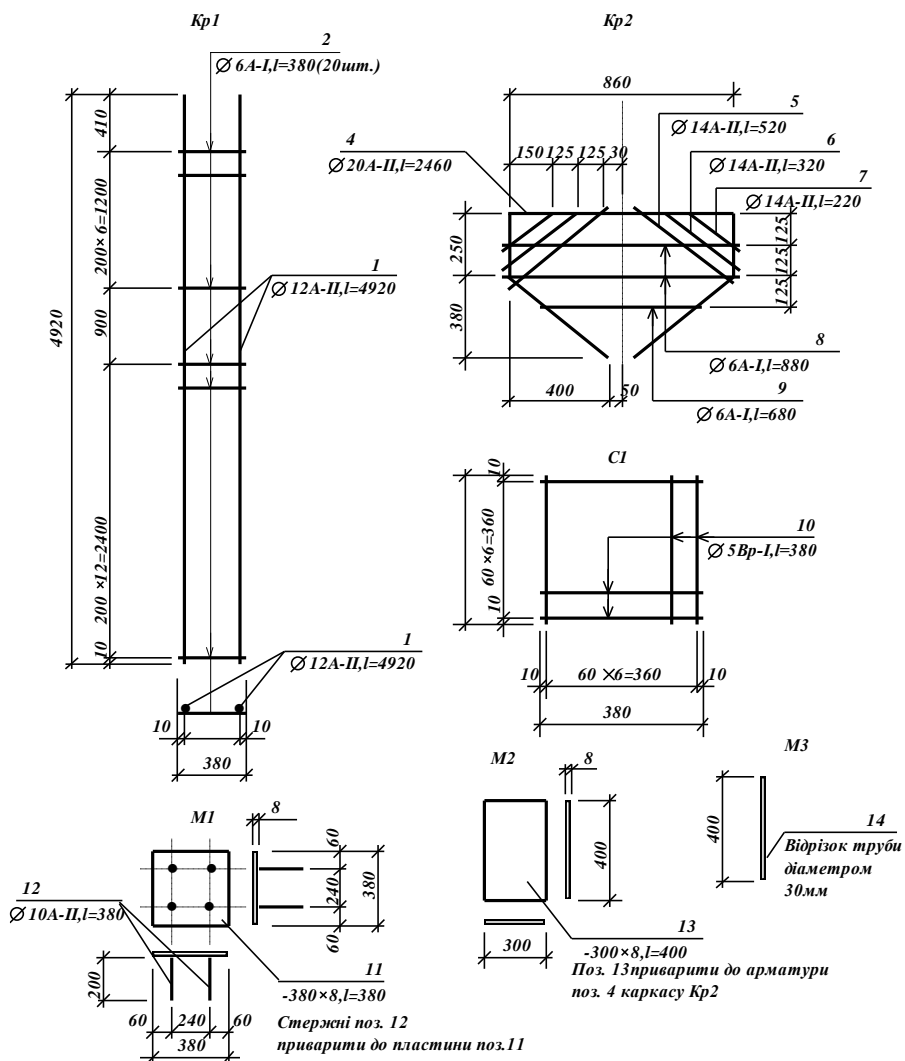















Рис. 4.8. Арматурні вироби колони

Таблиця 4.2.

Специфікація арматури на колону К1

арматур ного №	Довжина і клас арматур	Ескіз	Довжина позиції, мм	кількість	Загальна довжина	Довжина на	Вага 1 м. п., кг	Загальна вага, кг
Кр- 1 2 шт.	1 12А- II		4920	2	9,85	19,7	0,8 88	17, 5
	2 6А-I		380	20	7,6	14,2	0,2 22	3,4
ШП иль ки	3 6А-I		380	24	-	9,1	0,2 22	2,0
Кр 2 2 шт.	4 20А- II		2460	1	2,5	5,0	2,4 66	12, 3
	5 14А- II		520	2	1,05	2,1	1,2 08	2,6
	6 14А- II		320	2	0,65	1,3	1,2 08	1,6
	7 14А- II		220	2	0,45	0,9	1,2 08	1,1
	8 6А-I		880	2	1,8	3,6	0,2 22	0,8
	9 6А-I		680	1	0,7	1,4	0,2 22	0,3
С1 6шт. т.	1 5Вр- I		380	14	5,3	31,9	0,1 54	4,9
М1 1шт. т.	1 - 380× 8		380	1	0,4	0,4	2,3 8	1,0
	1 10А- II		200	4	0,8	0,8	0,6 17	0,5
М2 2 шт.	1 - 300× 8		400	2	0,8	1,6	1,9 6	3,2
М3	1 Тру		400	1	0,4	1,2	1,8	2,2

3 шт.	4	ба Ø30 мм						5	
Загальна вага сталі на елемент									53, 4

Таблиця 4.3.

Вибірка матеріалів на колону К1

Арматурна сталь, кг, класу							Бетон, м3, класу		
А-I	А-II	Вр-I					В15		
6,5	42,0	4,9					0,85		