

Міністерство освіти і науки України
СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
Кафедра будівельних конструкцій

Курсовий проект

З предмету:

“Залізобетонні і кам’яні конструкції”

Студентки: 4 курсу

Групи: ПЦБ 1201-1

Напряму підготовки:

Будівництво

Спеціальності: Промислове та
цивільне будівництво

Рубан І.А.

(прізвище та ініціали)

Керівник:

Душин В.В.

(прізвище та ініціали)

Національна шкала _____

Кількість балів: _____

Оцінка: ECTS _____

м. Суми- 2016 рік

Зміст

	Стор.
1. Вихідні дані для проектування.....	2
2. Компоновка поперечної рами.....	3
3. Визначення навантажень на поперечну раму.....	5
3.1 Постійне навантаження.....	5
3.2 Змінні навантаження.....	7
3.3 Визначення розрахункових ексцентриситетів.....	11
4. Проектування колони.....	12
5. Розрахунок фундаменту під колону.....	18
6. Розрахунок ферми покриття.....	22
Список джерел.....	25

1. Вихідні дані для проектування

Одноповерхова промислова будівля має два прольоти по 24 м, опалюється. Довжина будівлі 300 м, крок колон 6 м. Місто будівництва – Чернігів. Місцевість забудована, відповідає III типу за нормами.

Кожний прогін має по два мостових крани режимів роботи 5к – 6к вантажопідйомністю 100 кН. Рейки типу КР-70 висотою 120 мм. Підкранові балки залізобетонні висотою 1 м, вага їх 41.5 кН. Покриття будівлі тепле. Плити покриття залізобетонні розміром 3×6 м, висотою 300 мм. Кровля конструкції – сегментні ферми прольотом 24 м і вагою 112 кН.

Відмітка головки підкранової рейки 8,1 м.

Зовнішні стіни – панельні (товщина 200 мм). Навантаження від ваги стінових панелей разом з склуванням висотою 4,2 м передається безпосередньо на фундамент, навантаження від ваги стінових панелей вище 4,2 передається на колону. Термін експлуатації будівлі – 100 років.

Сніговий район для Чернігова ($S_0 = 1,72 \text{ кН/м}^2$), вітровий район ($W_0 = 0,41 \text{ кН/м}^2$).

2. Компоновка поперечної рами

Колони крайнього ряду можуть мати як нульову прив'язку до поздовжніх вісей, так і зі зміщенням на 500 мм. Для вихідних даних курсового проекту при кроці колон 6 м і прольотах 24 м та легких кранах можна використати нульову або зміщену прив'язку, але доцільніше буде нульова прив'язка, тому що спирання ферми на колону повинно бути максимальним при невеликій висоті перерізу колони 380 мм (див. Рис. 2.6).

У зв'язку з тим, що висота будівлі буде близько 10 м, тому що відмітка підкранової рейки становить 8,1 м, то колона може бути прямокутного перерізу.

Розміри колони (надкранової та підкранової частин) визначаються в залежності від габаритів крану, висоти підкранової балки та підкранової рейки.

Висота надкранової частини колони визначається за формулою:

$$H_B = 1900 + 1000 + (120 + 30) + 150 = 3200 \text{ мм.}$$

В дужках підсумовується висота підкранової рейки 120 мм та висота підкладок під рейки 30 мм, що складає 150 мм.

Основні параметри крану

Вантажопідйомність Q , кН	Прольот крану L , м	Габарити крану, мм			Макс. тиск колес а P_{max} , кН	Міні тиск коле са P_{min} , кН	Вага, кН		Тип рейк и	Висота рейки мм/ вага 1 п.м.
		ширина	База K	Висота $H_{кр}$			віз ка	кран а з візко м		
100	22,5	6300	4400	1900	145	40	40	270	КР-70	120/ 0,527

Висота підкранової частини колони визначається за формулою:

$$H_H = 8100 - (120 + 30) - 1000 + 150 = 7100 \text{ мм.}$$

Загальна висота колони повинна бути дільною модулю 1,2 м або 0,6 м.

$$H = H_B + H_H = 3,2 + 7,1 - (1,5) = 8,8 \text{ м}$$

Приймаємо 9,0 м (дільно 0,6 м).

3. Визначення навантажень на поперечну раму

3.1 Постійне навантаження

До складу цих навантажень входять: вага покрівлі з урахуванням ваги ригеля, вага колони (окремо надкранова частина і окремо підкранова), вага підкранової балки з вагою підкранової рейки.

Таблиця навантаження від покрівлі

№ п/п	Найменування елементів покриття	Характеристичн е навантаження, кН/м ²	Коефіцієнт надійності, γ	Розрахункове навантаження, кН/м ²
1	2	3	4	5
1	3 шаровий рубероїдний килим 3×0,04	0,12	1,2	0,144
2	Цементна стяжка δ=25 мм, ρ=20 кН/м ³	0,5	1,3	0,650
3	Утеплювач δ=100 мм, ρ=9 кН/м ²	0,9	1,3	1,17
4	Шар пароізоляції	0,04	1,2	0,048
5	Залізобетонні плити покриття з заповненням швів, 3×6 м	1,57	1,1	1,727
				Σ = 3,739 ≈ 3,74

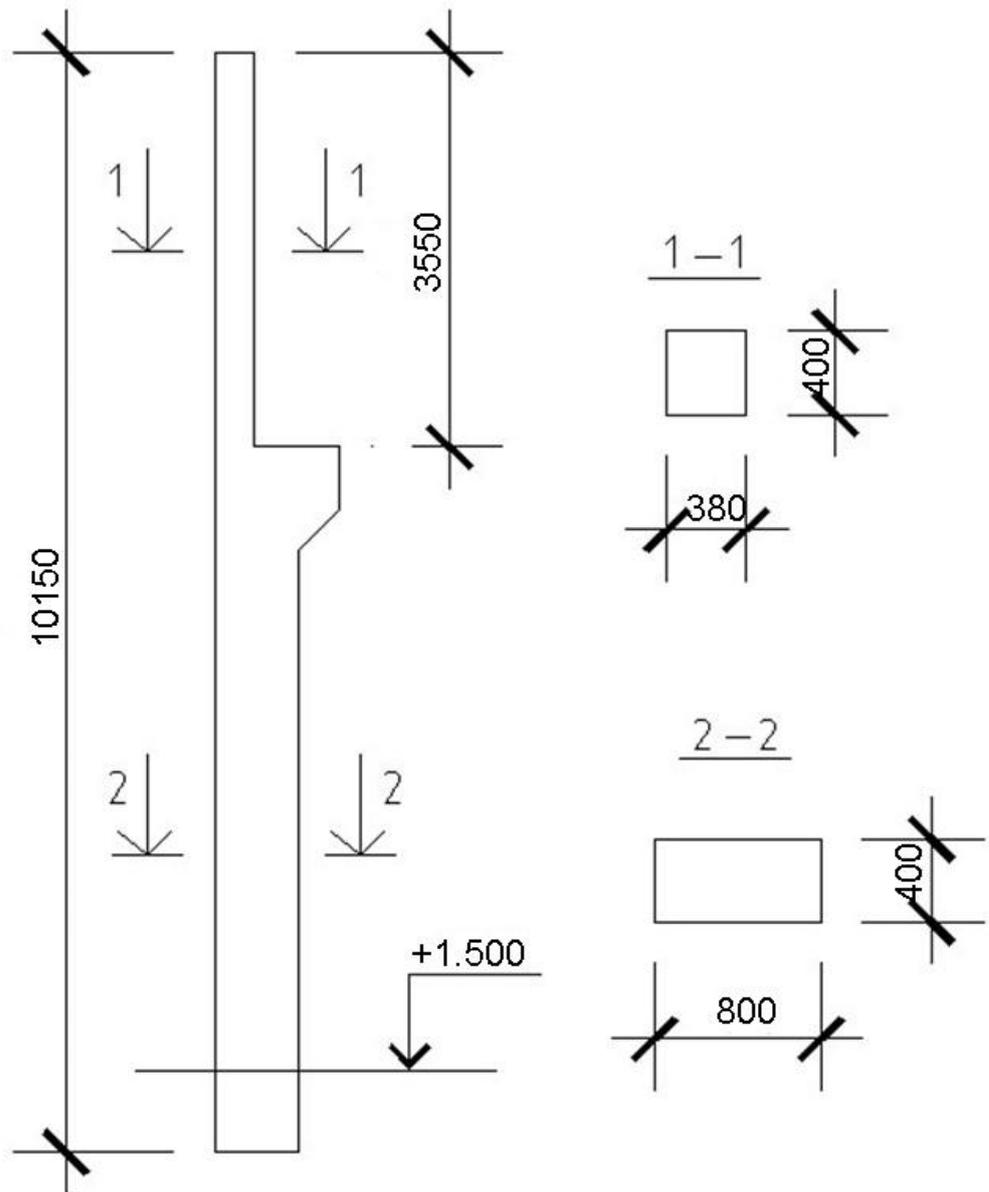


Рис. 1 – Визначення загальних габаритів колони промислової будівлі

Навантаження від покриття $g_n = 3,74 \text{ кН/м}^2$.

Площа завантаження для крайньої колони $A = 6 \times 12 = 72 \text{ м}^2$.

Вага ферми $G_r = 112 \text{ кН}$.

$$P = g_n A_n + \frac{G_r}{2} \gamma_f.$$

В цій формулі

g_n – вага 1 м^2 покриття;

A_n – площа завантаження;

G_r – вага ригеля (балки, ферми, арки і т.п.)

γ_f – коефіцієнт надійності ($\gamma_f = 1,1; 1,2; 1,3$).

Користуючись формулою знаходимо загальну силу від покриття

$$P_n = 3,74 \cdot 72 + 112/2 \cdot 1,1 = 269,28 + 50,9 \approx 320,2 \text{ кН.}$$

Вага надкранової частини колони $P_g = b_g h_g H_g \rho = 0,38 \cdot 0,4 \cdot 3,55 \cdot 25 \cdot 1,1 = 14,8$ кН.

Вага підкранової частини колони

$$P_n = b_n h_n H_n \rho = 0,8 \cdot 0,4 \cdot 6,6 \cdot 25 \cdot 1,1 = 58 \text{ кН.}$$

Вага підкранової балки з рейкою (див. табл. 2.3):

$$P_{n.б} = 41,5 \cdot 1,1 + 6 \cdot 0,527 \cdot 1,1 = 49,13 \text{ кН.}$$

3.2 Змінні навантаження

а) снігове навантаження

Для 6 району, де розташований Чернігів, $S_0 = 1,72 \text{ кН/м}^2$; $P_s = 1,72 \cdot 72 \cdot 1,14 = 141,2 \text{ кН}$. Снігове навантаження для 6 району вважається діючим як короткочасним, так і довгостроковим. Тривала складова снігового навантаження з'являється для 2, 3, 4, 5 і 6 районів. Визначається тривала складова за формулою $S_p = (0,4S_0 - 0,16) \cdot C$; C приймається = 1,0.

Тоді $P_{sl} = (0,4 \cdot 1,72 - 0,16) \cdot 1,72 \cdot 1,14 = 0,404 \cdot 72 \cdot 1,14 = 43,34 \text{ кН}$.

б) кранове навантаження

Керуючись вказівками п.2 для визначення кранового навантаження, треба спочатку побудувати лінію впливу опорної реакції на колону, а на ній розташувати два крани (рис. 2).

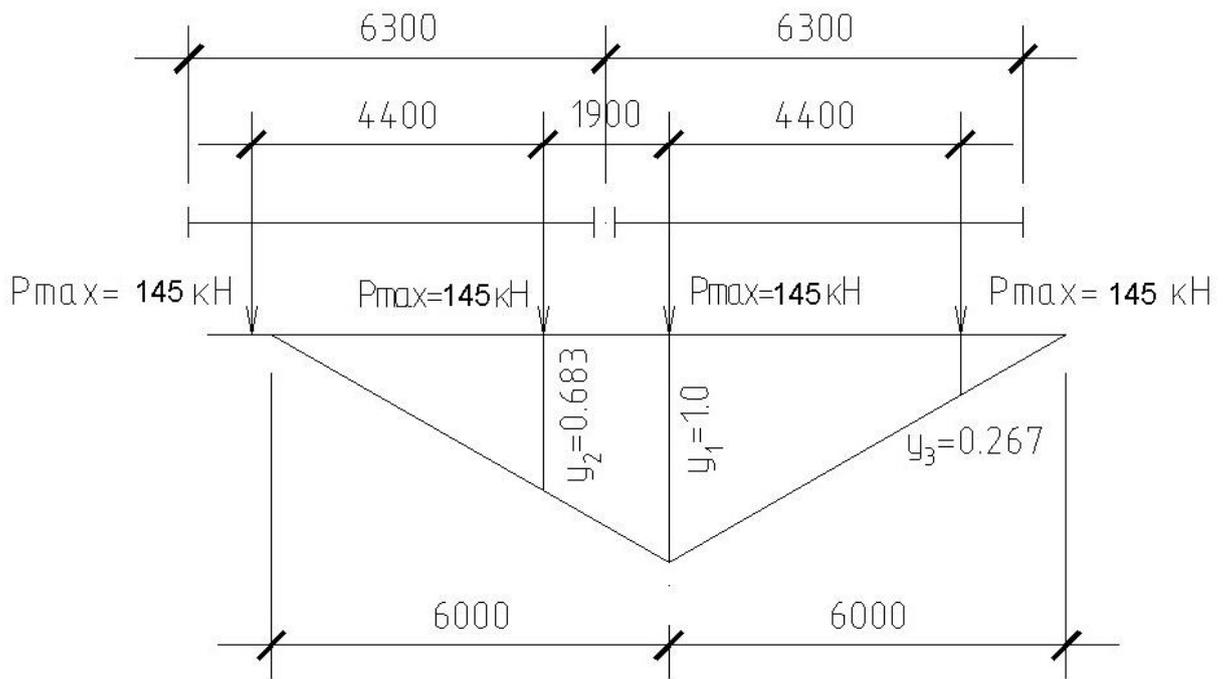


Рис. 2 – Лінії впливу опорних реакцій на колону

Два колеса крана з чотирьох не потрапляють на лінію впливу, тому ордината під цим колесом приймається рівною нулю.

Визначимо ординати під колесами і загальний тиск крану:

$$y_2 = \frac{6.0 - 1.9}{6} = 0.683; \quad y_3 = \frac{6.0 - 4.4}{6} = 0.267; \quad P_{max} = 145 \text{ кН}; \quad P_{min} = 40$$

кН.

$$\sum y = 1 + 0.683 + 0.267 = 1.95;$$

$$D_{max} = P_{max} \sum y \cdot \gamma_f = 145 \cdot 1.95 \cdot 1.1 \approx 311,0 \text{ кН.}$$

$$D_{min} = P_{min} \sum y \cdot \gamma_f = 40 \cdot 1.95 \cdot 1.1 = 85,8 \text{ кН.}$$

$$\text{Сила гальмування одного крану } T_{ser} = \frac{Q + G_e}{40}; \quad T_{ser} = \frac{100 + 40}{40} = 3,5 \text{ кН.}$$

Від гальмування двох кранів розрахункова сила:

$$T = T_{ser} \cdot \sum y_i \cdot \gamma_f = 3,5 \cdot 1,95 \cdot 1,1 = 7,5 \text{ кН.}$$

в) вітрове навантаження

У відповідності до кліматичного району Чернігова $W_o = 0.41$ кН/м². Висота колони 9,0 м, висота ферми прольотом 24 м – 3,3 м, висота плит покриття – 0,3 м, товщина шару покриття – 150 мм. Таким чином, загальна висота промислової будівлі складатиме $9,0 + 3,3 + 0,3 + 0,15 = 12,75$ м.

Враховуючи зміну вітрового тиску в залежності від висоти будівлі, визначимо значення такого тиску на характерних висотах будівлі, тобто на висоті 5 м ($C_h = 0,4$); 10 м ($C_h = 0,60$) і 20 м ($C_h = 0,85$) для місцевості типу III.

$$W_5 = 0,4 \cdot 0,41 = 0,164 \text{ кН/м}^2; \quad W_{10} = 0,60 \cdot 0,41 = 0,246 \text{ кН/м}^2; \quad W_{20} = 0,85 \cdot 0,41 = 0,35 \text{ кН/м}^2.$$

По інтерполяції визначимо значення вітрового тиску на рівні верха колони (9,0 м) та на висоті покрівлі (17,65 м).

$$W_{9,0} = 0,164 + \frac{0,246 - 0,164}{5} \cdot 4,0 = 0,230 \text{ кН/м}^2,$$

$$W_{17,65} = 0,246 + \frac{0,35 - 0,246}{10} \cdot 2,75 = 0,275 \text{ кН/м}^2.$$

Побудуємо епюру навантажень від дії вітру на поперечну раму (рис. 3). Для зручності розрахунків ламану епюру вітрового навантаження перетворюють на прямолінійну і знаходять еквівалентне вітрове навантаження W_e .

Щоб знайти еквівалентне вітрове навантаження від складної епюри вітрового тиску, знайдемо згинаючий момент у защемленні колони. При цьому епюру вітрового тиску розділяють на прямокутну частину та трикутну.

$$M_3 = \frac{0,164 \cdot 12,75^2}{2} + \frac{1}{2} \cdot 4,0(0,246 - 0,164) \left(\frac{2}{3} \cdot 4,0 + 5 \right) = 13,33 + 0,164 \cdot 7,667 = 14,6 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Еквівалентний вітровий тиск визначається за формулою:

$$W_e = \frac{14,6 \cdot 2}{12,75^2} = 0,180 \text{ кН/м}^2.$$

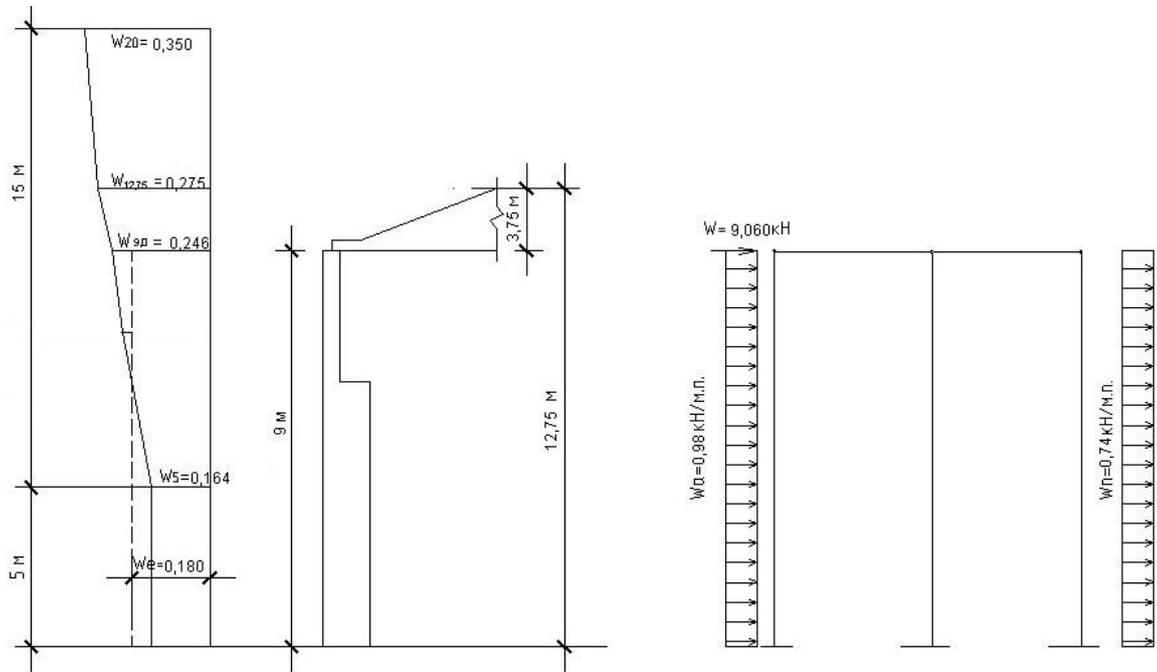


Рис. 3 – Вітрове навантаження рами

Аеродинамічні коефіцієнти приймаємо: з активної сторони $C_{aer} = 0,8$; з пасивної $C_{aer} = 0,6$. Перетворюємо вітрове навантаження з кН/м^2 в кН/пог.м . При цьому враховується крок колон 6 м та коефіцієнт надійності $\gamma_f = 1,14$.

$$W_a = 0,8 \cdot 0,180 \cdot 6 \cdot 1,14 = 0,985 \text{ кН/м}; \quad W_n = 0,6 \cdot 0,180 \cdot 6 \cdot 1,14 = 0,740 \text{ кН/м}.$$

Зосереджена сила від вітру вище рівня колони визначається як середнє арифметичне між тиском $W_{12,75} = 0,275 \text{ кН/м}^2$ та $W_{9,0} = 0,230 \text{ кН/м}^2$

$$W = \frac{0,275 + 0,230}{2} \cdot 6 \cdot 3,75(0,8 + 0,6) \cdot 1,14 = 9,06 \text{ кН}.$$

3.3 Визначення розрахункових ексцентриситетів

Прив'язка колони до вісі „А” нульова.

Верхній ексцентриситет $e_g = 190 - 175 = 15 \text{ мм} = 0,015 \text{ м}$. Направлення цього ексцентриситету вліво від середини перерізу колони, тобто момент від сили P_n буде від'ємним.

Нижній ексцентриситет $e_n = \frac{h_n}{2} - \frac{h_g}{2} = 400 - 190 = 210 \text{ мм} = 0,21 \text{ м}$.

Крановий $e_{кр.} = 750 - 400 = 350 \text{ мм} = 0,35 \text{ м}$.

4. Проектування колони

Надкранова частина колони має прямокутний переріз $b \cdot h = 50 \times 60$ см, підкранова має прямокутний переріз для кожної гілки $b \cdot h = 50 \times 30$ см. Повна висота перерізу двогілкової частини колони 140 см.

Вихідні дані:

Бетон класу C25/30 ($f_{cd} = 17.0$ МПа, $E_{cm} = 32500$ МПа, $E_{cd} = 23000$ МПа, $\varphi_{ef} = 2.0$);

поздовжня арматура класу A400C ($f_{yd} = 365$ МПа, $E_s = 2,1 \cdot 10^5$ МПа).

Розрахунок міцності надкранової частини

З усіх імовірних комбінацій зусиль найбільш не вигідна (із статичного розрахунку):

$$M_{I-I} = 60 \text{ кНм}; \quad N = 855 \text{ кН};$$

Розрахункова довжина надкранової частини колони

$$l_0 = 2H_{\text{надкр.}} = 2 \cdot 3,55 = 7,1 \text{ м.}$$

$$\text{ексцентриситет } e_{0I} = M_{\text{max}} / N = 60/855 = 0,07 \text{ м} = 7 \text{ см.}$$

$$\text{Радіус інерції перерізу } i = 0,289 h = 0,289 \cdot 60 = 17,34 \text{ см.}$$

$$\text{Гнучкість } \lambda_i = l_0 / i = 710 / 17,34 = 40,95.$$

Відносне поздовжнє зусилля

$$n = N / A_c f_{cd} = 855 / 60 \cdot 50 \cdot 1,7 = 0,17.$$

$$\text{гранична гнучкість } \lambda_{lim} = 20 ABC / \sqrt{n},$$

$$\text{де } A = 1 / (1 + 0,2\varphi_{ef}) = 1 / (1 + 0,2 \cdot 2) = 0,71;$$

$$B = 1,1;$$

$$C = 1,7 - r_m, \text{ де для розкріплених елементів } r_m = 1; C = 0,7;$$

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot 0,71 \cdot 1,1 \cdot 0,7 / \sqrt{0,17} = 26,7 < \lambda_i = 40,95,$$

тому слід врахувати ефекти другого порядку.

Жорсткість перерізу при прийнятому коефіцієнті армування $\rho = 0.01$

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

де:

$$K_c = 0,3 / (1 + 0,5\varphi_{ef}) = 0,3 / (1 + 0,5 \cdot 2) = 0,15;$$

$$EI = 0,15 \cdot 2300 \cdot 50 \cdot 60^3 / 12 + 0,01 \cdot 21000 \cdot 50 \cdot 60(30 - 4)^2 = 7,36 \cdot 10^8 \text{ кНсм}^2.$$

Критична сила

$$N_B = \pi^2 EI / l_0^2 = 3,14^2 \cdot 7,36 \cdot 10^8 / 710^2 = 14410 \text{ кН.}$$

З урахуванням ефектів другого порядку розрахунковий ексцентриситет збільшується в η разів:

$$\eta = 1 + \beta / (N_B / N - 1).$$

При постійному згинальному моменті $\beta = \pi^2 / 8 = 3,14^2 / 8 = 1,232$;

$$\eta = 1 + 1,232 / (14410 / 855 - 1) = 1,07.$$

Розрахунковий ексцентриситет $e_0 = e_{01} \cdot \eta = 7 \cdot 1,07 = 7,5 \text{ см.}$

Відстань ядрової точки від центру ваги перерізу $r = h / 6 = 60 / 6 = 10 \text{ см;}$

$e_0 < r$, тому маємо першу форму рівноваги перерізу.

$$e = 7,5 + 60 / 2 - 4 = 33,5 \text{ см;}$$

$$A_s^1 = \frac{Ne - f_{cd}bh(0,5h - a)}{f_{yd}(d - d^1)} = \frac{855 \cdot 33,5 - 1,7 \cdot 50 \cdot 60(30 - 4)}{36,5(56 - 4)} = -54,8 \text{ см}^2 < 0.$$

$$A_s = \frac{N - f_{yd}A_s^1 - f_{cd}bh}{f_{yd}} = \frac{855 + 36,5 \cdot 54,8 - 1,7 \cdot 50 \cdot 60}{36,5} < 0.$$

Приймаємо конструктивне армування 6Ø16A400С.

Конструктивну арматуру всередині розміру h приймаємо 2Ø16A400С.

Поперечну арматуру приймаємо конструктивно Ø4B500, крок 300 мм.

Розрахунок міцності підкранової частини колони

Розглядаємо приклад з такою комбінацією зусиль:

$$M_{4-4} = 8 \text{ кНм; } N = 640 \text{ кН; } V = 6 \text{ кН.}$$

Співвідношення моментів для розкріпленого елемента приймаємо $r_m = 1$.

Розрахункова довжина підкранової частини колони

$$l_0 = 1,5H_{\text{підкр.}} = 1,5 \cdot 9,6 = 14,4 \text{ м.}$$

відстань між розпірками $s = 1800 \text{ мм.}$

Ексцентриситет $e_{01} = M_{\text{max}} / N = 8 / 640 = 0,0125 \text{ м} = 1,25 \text{ см.}$

Приведений радіус інерції перерізу

$$i_{red} = \sqrt{\frac{c^2}{4 \left(1 + \frac{3c^2}{h_c^2 n^2} \right)}}$$

де: n – кількість отворів в колоні ($n = 5$);

c – відстань між осями гілок ($c = 110$ см);

h_c – висота перерізу гілки ($h_c = 30$ см);

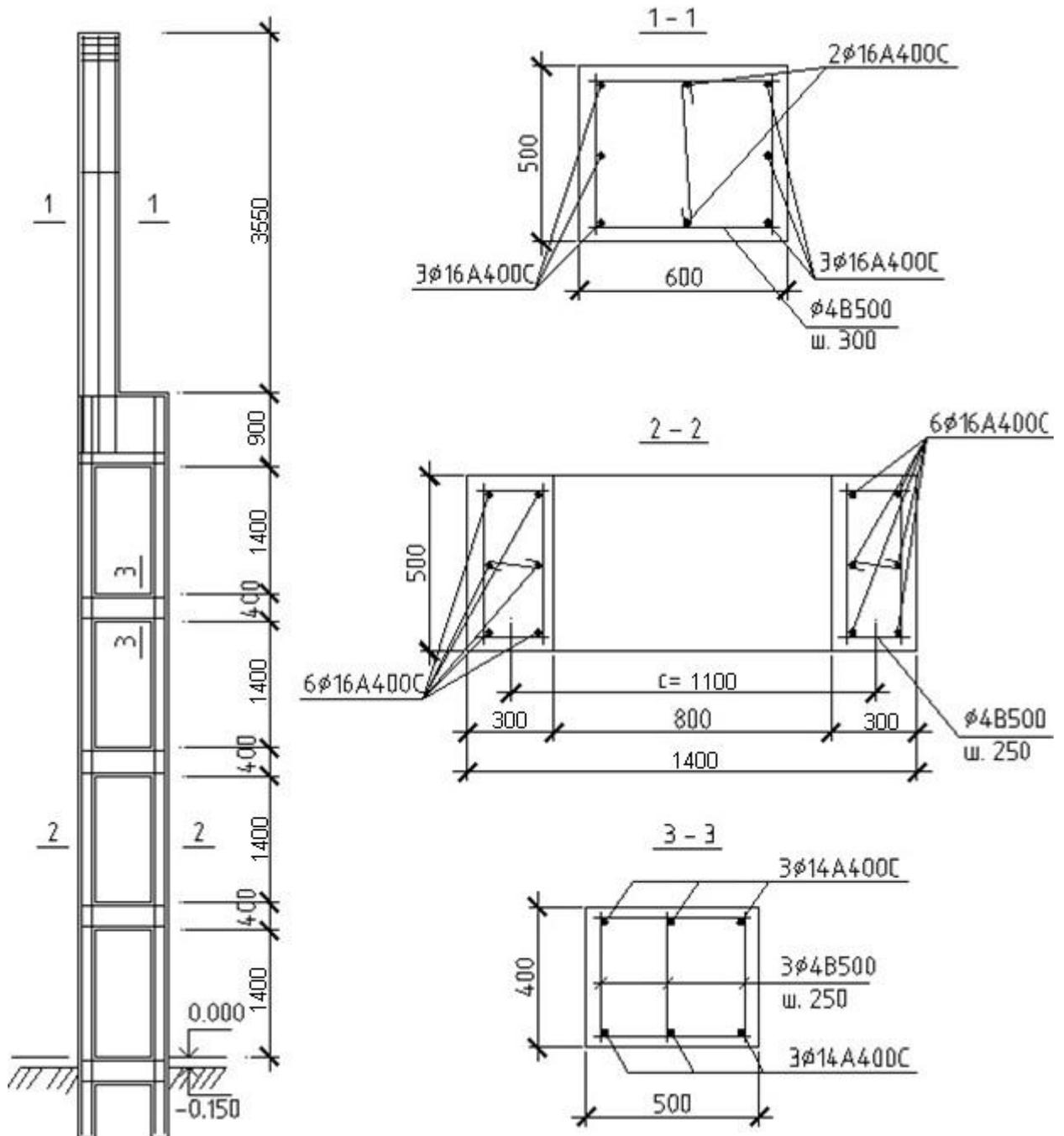


Рис. 1

$$i_{red} = \sqrt{\frac{110^2}{4\left(1 + \frac{3 \cdot 110^2}{30^2 \cdot 5^2}\right)}} = 34,0.$$

Гнучкість $\lambda = l_0 / i_{red} = 1440 / 34 = 42,4$.

Відносне зусилля стиску

$$n = N / A_c f_{cd} = 640 / 2 \cdot 50 \cdot 30 \cdot 1,7 = 0,125.$$

Гранична гнучкість $\lambda_{lim} = 20 ABC / \sqrt{n}$,

де: $A = 0,71$; $B = 1,1$; $C = 0,7$.

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot 0,71 \cdot 1,1 \cdot 0,7 / \sqrt{0,125} = 31,5 < \lambda = 42,4,$$

тому слід врахувати ефект другого порядку.

Момент інерції бетонного перерізу

$$I_c = 50(140^3 - 80^3) / 12 = 9,3 \cdot 10^6 \text{ см}^4.$$

Жорсткість перерізу при прийнятому коефіцієнті армування $\rho = 0,01$

$$EI = K_c E_{cd} I_c + 0,01 E_s A_c (c/2)^2 = \\ = 0,15 \cdot 2300 \cdot 9,3 \cdot 10^6 + 0,01 \cdot 21000 \cdot 2 \cdot 50 \cdot 30 (110/2)^2 = 5,12 \cdot 10^9 \text{ кНсм}^2.$$

Критична сила

$$N_B = 3,14^2 \cdot 5,12 \cdot 10^9 / 1440^2 = 24370 \text{ кН}.$$

Розрахунковий згинальний момент з урахуванням ефекту другого порядку збільшується в η разів:

$$\eta = \left(1 + \frac{\beta}{\frac{N_B}{N} - 1}\right) = \left(1 + \frac{1,232}{\frac{24370}{640} - 1}\right) = 1,03.$$

Розрахунковий згинальний момент

$$M_0 = M_{max} \eta = 8 \cdot 1,03 = 8,3 \text{ кНм}.$$

Поздовжні зусилля в гілках колони:

- у зовнішній гілці $N_{зов.} = N/2 + M_0/c = 640/2 + 8,3/1,1 = 328 \text{ кН};$

- у внутрішній гілці $N_{вн.} = N/2 - M_0/c = 640/2 - 8,3/1,1 = 312 \text{ кН}.$

Згинальні моменти в гілках від дії локального навантаження

$$M = V \cdot s / 4 = 6 \cdot 1,8 / 4 = 2,7 \text{ кНм}.$$

В кожній гілці маємо такі комбінації зусиль:

- у зовнішній гілці $M = 2,7$ кНм; $N = 328$ кН;
- у внутрішній гілці $M = 2,7$ кНм; $N = 312$ кН.

Армування зовнішньої гілки колони:

$$e_0 = 2,7/328 = 0,01 \text{ м} = 1 \text{ см};$$

$$r = h/6 = 30/6 = 5 \text{ см} > e_0 - \text{маємо 1 форму рівноваги};$$

$$e = 1 + 30/2 - 4 = 12 \text{ см};$$

$$A_s^I = \frac{Ne - f_{cd}bh(0,5h - a)}{f_{yd}(d - d^I)} = \frac{328 \cdot 12 - 1,7 \cdot 50 \cdot 30(15 - 4)}{36,5(26 - 4)} = -30 \text{ см}^2 < 0.$$

$$A_s = \frac{N - f_{yd}A_s^I - f_{cd}bh}{f_{yd}} = \frac{328 + 36,5 \cdot 30 - 1,7 \cdot 50 \cdot 30}{36,5} < 0.$$

Армування внутрішньої гілки:

$$e_0 = 2,7/312 = 0,01 \text{ м} = 1 \text{ см} < r = 5 \text{ см} - \text{маємо 1 форму рівноваги};$$

$$e = 1 + 30/2 - 4 = 12 \text{ см};$$

$$A_s^I = \frac{312 \cdot 12 - 1,7 \cdot 50 \cdot 30(15 - 4)}{36,5(26 - 4)} = -30,3 \text{ см}^2 < 0.$$

$$A_s = \frac{312 + 36,5 \cdot 30,3 - 1,7 \cdot 50 \cdot 30}{36,5} < 0.$$

Приймаємо конструктивне армування 6Ø16A400C для кожної гілки.

Поперечну арматуру приймаємо Ø4B500, крок 250 мм.

Розрахунок розпірки колони

Згинальний момент у розпірці $M = V \cdot s/2 = 6 \cdot 1,8 / 2 = 5,4$ кНм.

Епюра моментів двозначна, тому розпірку армуємо симетрично подвійною арматурою

$$A_s = A_s^I = M / f_{yd}(d - a) = 540 / 36,5(36 - 4) = 0,47 \text{ см}^2.$$

Приймаємо для армування по 3Ø14A400C.

$$\text{Коефіцієнт армування } \rho = A_s/bd = 4,62 / 50 \cdot 36 = 0,00257.$$

Поперечна сила в розпірці $V_{Ed} = 2M / c = 2 \cdot 5,4 / 1,10 = 9,8$ кН.

Несуча здатність бетону на зріз $V_{Rd,c} = C_{Rd,c} K^{\frac{2}{3}} \sqrt{100 \rho f_{ck}} bd$, де:

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{360}} = 1,75 < 2; C_{Rd,c} = 0,1385;$$

$$f_{ck} = 1,3f_{cd} = 1,3 \cdot 17 = 22 \text{ МПа.}$$

$$V_{Rd,c} = 0,1385 \cdot 1,75 \cdot \sqrt[3]{0,257 \cdot 22 \cdot 500 \cdot 360} = 77722 \text{ Н} = 77,7 \text{ кН} > V_{Ed} = 9,8 \text{ кН.}$$

Поперечну арматуру приймаємо конструктивно 3Ø4В500; крок хомутів $s_w < 0,75d = 27 \text{ см}$; приймаємо $s_w = 25 \text{ см}$.

5. Розрахунок фундаменту під колону

Вихідні дані:

- глибина закладання фундаменту $h_d = 1,85$ м;
- розрахунковий тиск на ґрунт $R = 250$ КПа;
- бетон класу С16/20; арматура А400С.

Розрахункові зусилля:

$$M = 12 \text{ кНм}; \quad N = 732 \text{ кН}; \quad V = 12 \text{ кН}.$$

1. Глибина замурування колони в стакані фундаменту

$$h_l = 0,5 + 0,33 \cdot 1,4 = 0,962 \text{ м}.$$

З урахуванням необхідних зазорів приймаємо глибину стакану фундаменту 1000 мм.

$$\text{Висота фундаменту } h = h_d - 0,15 \text{ м} = 1,85 - 0,15 = 1,7 \text{ м}.$$

2. Площа підшви фундаменту в першому наближенні

$$a \times b = \frac{1,1N}{1,15(R - \rho h_d)} = \frac{1,1 \cdot 732}{1,15(250 - 20 \cdot 1,85)} = 3,3 \text{ м}^2.$$

Розміри підшви фундаменту приймаємо кратними 300 мм:

$$a \times b = 2,4 \times 1,5 \text{ м}; \quad \text{площа підшви } A_\phi = 2,4 \times 1,5 = 3,6 \text{ м}^2.$$

3. Перевіряємо тиск на ґрунт під підшвою фундаменту

$$p_{\max, \min} = \rho h_d + \frac{N}{1,15ab} \pm \frac{M_\phi}{1,15W},$$

де:

$$M_\phi = M + Vh = 12 + 12 \cdot 1,7 = 32,4 \text{ кНм};$$

$$W = ba^2 / 6 = 1,5 \cdot 2,4^2 / 6 = 1,44 \text{ м}^3.$$

$$p_{\max} = 20 \cdot 1,85 + 732 / 1,15 \cdot 3,6 + 32,4 / 1,15 \cdot 1,44 = \\ = 233,6 \text{ КПа} < 1,2R = 300 \text{ КПа};$$

$$p_{\min} = 20 \cdot 1,85 + 732 / 1,15 \cdot 3,6 - 32,4 / 1,15 \cdot 1,44 = 194,4 \text{ КПа};$$

$$p_{\text{ср.}} = (233,6 + 194,4) / 2 = 214 \text{ КПа} < R = 250 \text{ КПа}.$$

Всі умови обмеження тиску задовольняються, тому прийняті розміри підшви фундаменту залишаються остаточними.

4. Приймаємо конфігурацію фундаменту за рекомендованими розмірами підколіннику з одним уступом.

5. Розрахунок армування в напрямку a

$$p_1 = \frac{(p_{\max} - p_{\min})c_1}{a} + p_{\min} = \frac{(233,6 - 194,4)1,9}{2,4} + 194,4 = 225,5 \text{ КПа};$$

$$p_2 = \frac{(p_{\max} - p_{\min})c_2}{a} + p_{\min} = \frac{(233,6 - 194,4)2,125}{2,4} + 194,4 = 229,1 \text{ КПа};$$

$$M_{1-1} = bl_1^2 \frac{2p_{\max} + p_1}{6} = 1,5 \times 0,525^2 \frac{2 \cdot 233,6 + 223,5}{6} = 47,6 \text{ кНм};$$

$$M_{2-2} = bl_2^2 \frac{2p_{\max} + p_2}{6} = 1,5 \times 0,3^2 \frac{2 \cdot 233,6 + 277}{6} = 17 \text{ кНм};$$

$$A_{s\ 1-1} = M_{1-1} / 0,9f_{yd}d_1 = 4760 / 0,9 \cdot 36,5 \cdot 165 = 0,9 \text{ см}^2;$$

$$A_{s\ 2-2} = M_{2-2} / 0,9f_{yd}d = 1700 / 0,9 \cdot 36,5 \cdot 35 = 1,48 \text{ см}^2.$$

Приймаємо конструктивно з кроком 200 мм $8\text{Ø}10\text{A}400\text{C}$ ($6,28 \text{ см}^2$).

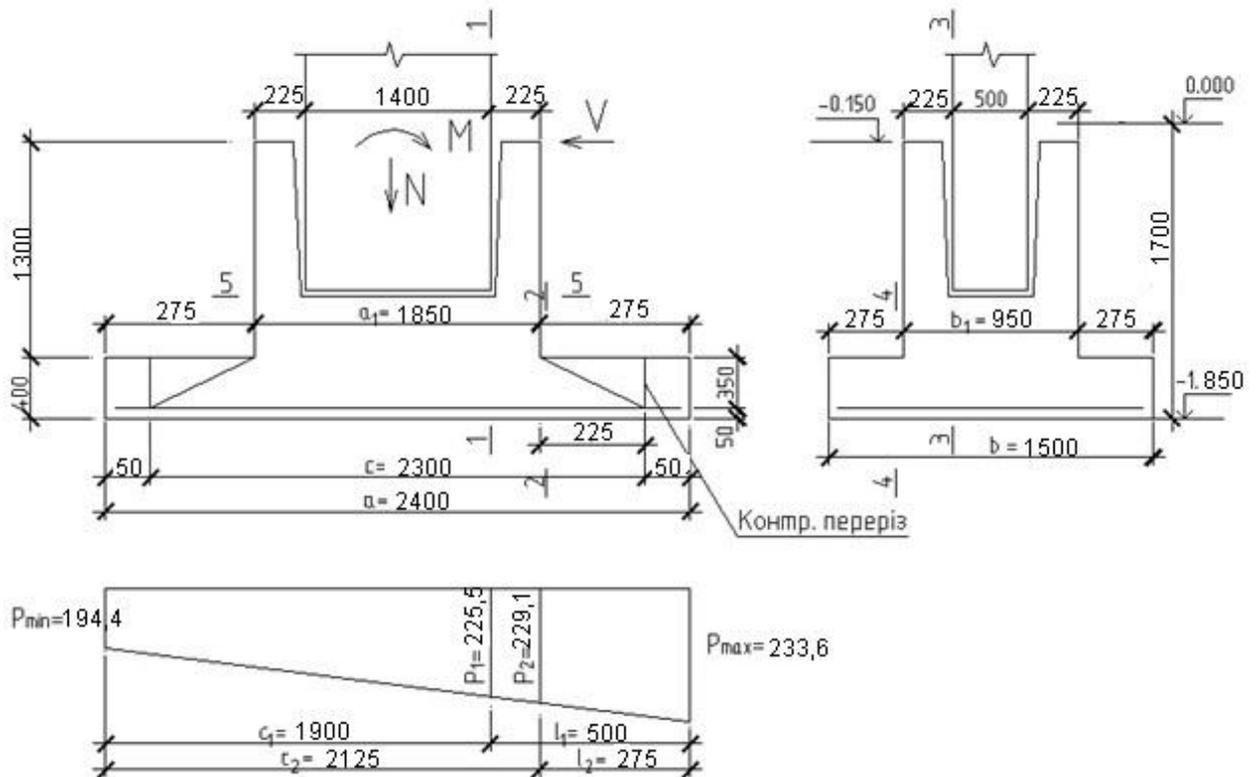


Рис. 2

6. Розрахунок армування в напрямку b

$$M_{3-3} = 0,125p_{cp}a(b - b_k)^2 = 0,125 \cdot 214 \cdot 2,4(1,5 - 0,275)^2 = 96,4 \text{ кНм};$$

$$M_{4-4} = 0,125p_{cp}a(b - b_l)^2 = 0,125 \cdot 214 \cdot 2,4(1,5 - 0,95)^2 = 19,5 \text{ кНм};$$

$$A_{s\ 3-3} = M_{3-3} / 0,9f_{yd}d_l = 9640 / 0,9 \cdot 36,5 \cdot 163 = 1,8 \text{ см}^2;$$

$$A_{s\ 4-4} = M_{4-4} / 0,9f_{yd}d = 1950 / 0,9 \cdot 36,5 \cdot 33 = 1,8 \text{ см}^2.$$

Приймаємо конструктивно з кроком 200 мм 11Ø10A400C (8,635 см²).

7. Розрахунок міцності нижнього уступу на продавлювання

Контрольний переріз розташований на відстані 225 мм від грані підколінника.

Продавлюючу силу визначаємо з однієї сторони, що найбільш навантажена. Ця сила діє поза межами контрольного перерізу і дорівнює (в запас міцності)

$$V_{Ed} = p_{max}b(a - c)/2 = 233,6 \cdot 1,5 \cdot (2,4 - 2,3) / 2 = 16,8 \text{ кН}.$$

Напруження зрізу в контрольному перерізі

$$v_\sigma = V_{Ed} / bd = 16,8 / 150 \cdot 35 = 0,0032 \text{ кН/см}^2 = 0,032 \text{ МПа}.$$

Напруження опору зрізу

$$v_{Rd,c\ \sigma} = C_{Rd,c} K \sqrt[3]{100\rho f_{ck}},$$

де:

$$C_{Rd,c} = 0,1385;$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{350}} = 1,76 < 2;$$

$$\rho = A_s / bd = 6,28 / 150 \cdot 35 = 0,0012;$$

$$f_{ck} = 1,3f_{cd} = 1,3 \cdot 11,5 = 15 \text{ МПа};$$

$$v_{Rd,c\ \sigma} = 0,1385 \cdot 1,76 \sqrt[3]{100 \cdot 0,0012 \cdot 15} = 0,28 \text{ МПа} > v_\sigma = 0,032 \text{ МПа}.$$

Міцність на продавлювання достатня.

8. Розрахунок поздовжньої арматури стакану

Армування визначають в перерізі 5-5, що ослаблений стаканом (рис. 2).

Цей переріз приводиться до двотаврового (рис. 3).



Рис. 3

Зусилля в розрахунковому перерізі

$$M_{5-5} = M + Vh_l = 12 + 12 \cdot 1 = 24 \text{ кНм};$$

$$N_{5-5} = N + \gamma_f V_{\text{стак.}\rho} = 732 + 1,1 \cdot 1,7 \cdot 25 = 47 \text{ кН};$$

$$e_0 = M_{5-5} / N_{5-5} = 24 / 47 = 0,51 \text{ м} = 51 \text{ см.}$$

ексцентриситет відносно розтягнутої арматури

$$e = e_0 + 0,5h - a = 51 + 170/2 - 5 = 131 \text{ см.}$$

$$f_{cd} b_f h_f = 1,15 \cdot 95 \cdot 22,5 = 2458 \text{ кН} > N_{5-5} = 47 \text{ кН, тому нейтральна вісь}$$

розташована в межах полиці.

При симетричному армуванні висота стиснутої зони

$$x = N_{5-5} / f_{cd} b = 47 / 1,15 \cdot 95 = 0,43 \text{ см};$$

$$A_s = A_s^I = \frac{N_{5-5} e - 0,8 f_{cd} b x (d - 0,4x)}{f_{yd} (d - d_1)} =$$
$$= \frac{47 \cdot 131 - 0,8 \cdot 1,15 \cdot 95 \cdot 14,7 (185 - 0,4 \cdot 0,43)}{36,5 (180 - 5)} < 0.$$

Мінімальна кількість арматури

$$A_s = A_s^I = 0,0005 b_f h = 0,0005 \cdot 95 \cdot 170 = 8,0 \text{ см}^2.$$

Приймаємо з кожного боку по 5Ø16А400С (10,05 см²).

9. Розрахунок поперечної арматури стакану

Верхню сітку підколіннику приймаємо нижче верхнього обрізу фундаменту на 50 мм, решту сіток розташовуємо з кроком 200 мм.

Переріз арматури в кожному рівні сіток

$$A_{sw} = \frac{M + Vh_1}{f_{ywd} \sum z_{sw}},$$

де: z_{sw} – сума віддалень від нижнього торця колони до кожної з арматурних сіток.

$$A_{sw} = \frac{3240}{28,5(10 + 30 + 50 + 70)} = 0,71 \text{ см}^2.$$

Приймаємо в кожній сітці по 4Ø8A400C (2,01 см²).

Армування фундаменту наведе на рис. 4.

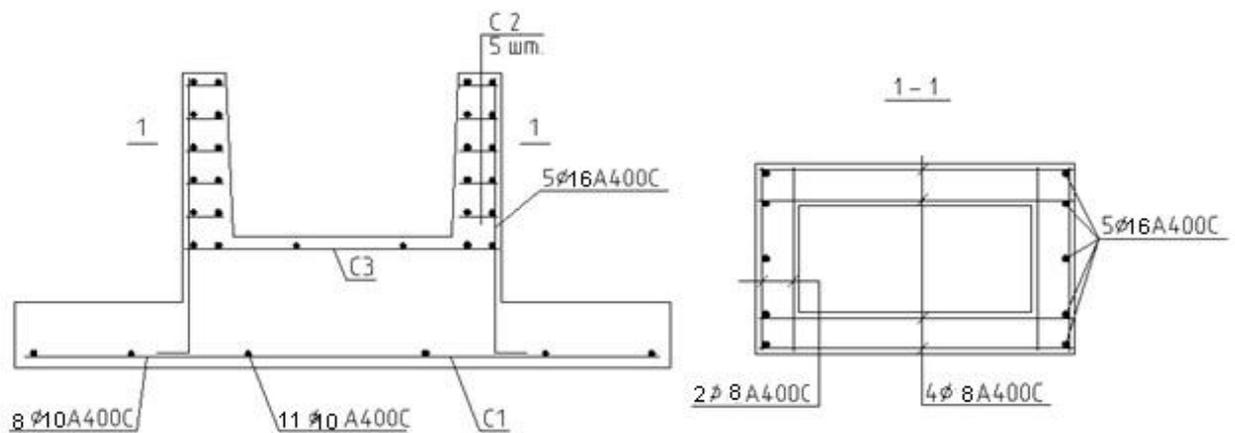


Рис. 4

6. Розрахунок ферми покриття

Розглядаємо безрозкісну ферму прольотом 24 м. Геометрія і розрахункова схема показані на рис. 5.

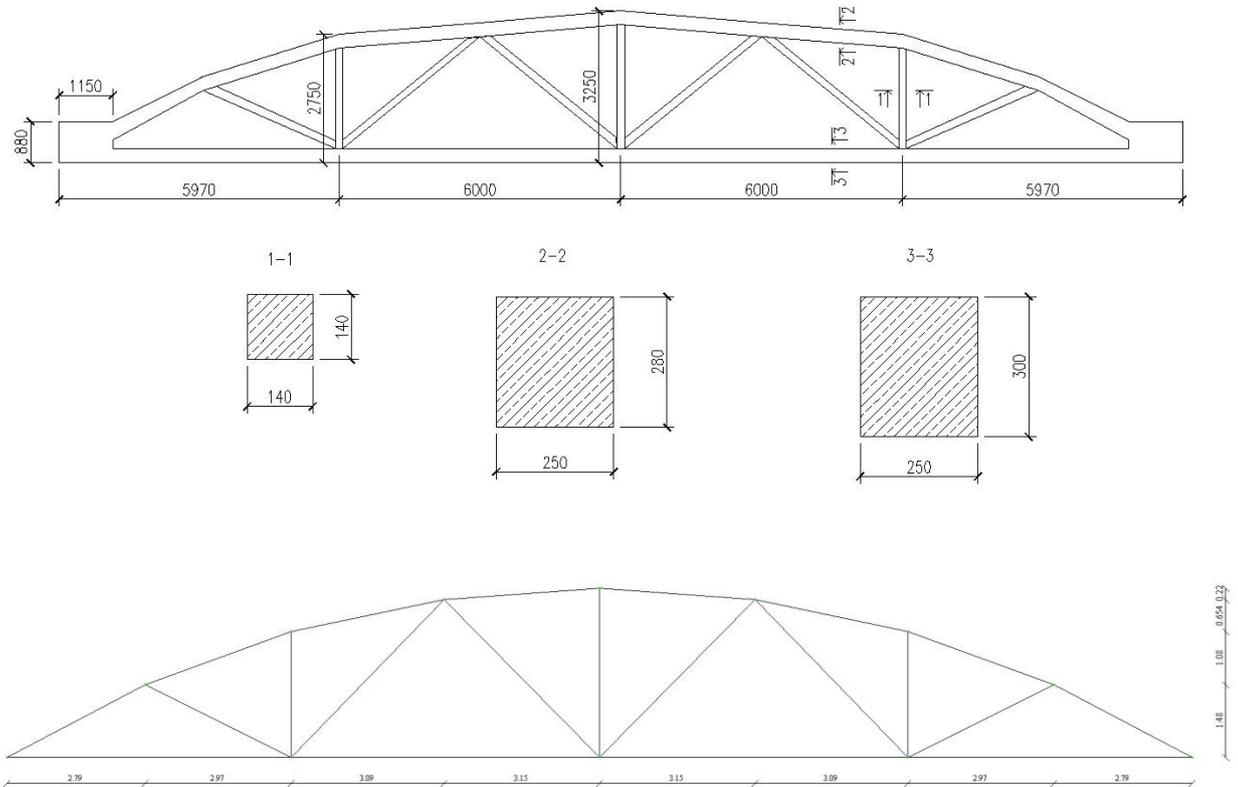


Рис 5

Розрахунок армування нижнього поясу ферми

Розрахунок армування виконуємо крайньої панелі, де зусилля M і N найбільш характерні.

$$V = 13 \text{ кНм}; N = 645 \text{ кН};$$

$$e_0 = 13 / 645 = 0,02 \text{ м} = 2 \text{ см};$$

$$e = e_0 + 0,5h - a_p = 2 + 15 - 5 = 12 \text{ см}.$$

В першому наближенні приймаємо відсутність стиснутої зони бетону ($x = 0$).

При симетричному армуванні

$$A_{sp} = A_{sp}^I = \frac{Ne^1}{f_{pd}(d - a_p)} = \frac{645 \cdot 12}{63,5(25 - 5)} = 6,1 \text{ см}^2.$$

Перевіряємо наявність і висоту стиснутої зони бетону:

$$x = \frac{A_{sp}(f_{pd} - \sigma_s^1) - N}{0,8f_{cd}b} = \frac{6,1(63,5 - 40) - 645}{0,8 \cdot 1,7 \cdot 25} < 0.$$

Стиснута зона відсутня.

Приймаємо конструктивне армування

Список використаної літератури

1. ДБН В.2.6-98-2009 Залізобетонні конструкції
2. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження та впливи
3. Байков В.Н. Железобетонные конструкции. Общий курс.- М., Стройиздат, 1985
4. Вахненко П.Ф. Залізобетонні конструкції. – К., Вища школа, 1999
5. ДБН В.2.6-98~2009. Конструкції будинків і споруд
6. ДСТУ Б В.2.6-156~2010. Бетонные и железобетонные конструкции.

Допоміжна

1. ДСТУ В.2.6-156:2011 Бетонні та залізобетонні конструкції
2. ПОСОБИЕ по проектированию каменных и армокаменных конструкций (к СНиП II-22-81)
3. Проектирование железобетонных конструкций. (Под ред. А.Б. Гольшева), 2002
4. Строительные конструкции. / Под ред. В.Н.Байкова.- М.: Стройиздат,1970 -400 с.
5. Ягунов
6. Б.А. Строительные конструкции, основание и фундаменты. -М.: Стройиздат, 2001 - 659 с.
7. Львівський І.Г., Циганенко Л.А. Методичні вказівки до виконання лабораторних робіт з курсу “Залізобетонні та кам’яні конструкції”. Суми. 2001
8. Львівський І.Г., Циганенко Л.А. Правила виконання робочих креслень залізобетонних конструкцій та збірних залізобетонних виробів. Стандарт підприємства. Суми 2002