

1 КОМПОНУВАННЯ ПОПЕРЕЧНОЇ РАМИ БУДІВЛІ

1.1 Компонування поперечної рами промислової будівлі

1. Визначаємо висоту підкранової балки: при кроці 6 м:

$$h_{n,6} = 1000 \text{ мм}$$

2. Визначити висоту над кранової H_6 і підкранової H_n частин колони, повну висоту H_1 , H .

Вантажопідйомність $Q = 20 \text{ т}$.

Висота $A = 2400 \text{ мм}$.

$$H_n = 8600 \text{ мм}.$$

h кранового рельса $= 70 \text{ мм}$.

$$H_6 = h_{n,6} + A + 1000 = 1000 + 2400 + 100 = 3500 \text{ мм}.$$

$$H_1 = H_n + H_6 = 8000 + 3500 = 12100 \text{ мм}.$$

$$H = H_1 + 150 = 12250 \text{ мм}.$$

Висота ферми при прольоті 18 м :

$$H_\phi = 2450 \text{ мм}.$$

3. Прив'язка "а" розбивочної осі ряду колон:

– нульова прив'язка.

4. Призначити висоту перетину над кранової частини колони $h_{\text{верхнє}}$:

При нульовій прив'язці — 380 мм.

$$h_{\text{нижнє}} = \left(\frac{1}{10} \dots \frac{1}{14} \right) H_n = 860 \dots 614 \text{ мм}.$$

$$b_{\text{нижнє}}, b_{\text{верхнє}} = \left(\frac{1}{20} \dots \frac{1}{25} \right) H_n = 430 \dots 344 \text{ мм}.$$

Вид колони — наскрізна.

Так як $H_1 < 10,8 \text{ м}$; $h_{\text{нижнє}} < 900 \text{ мм}$; $Q < 30 \text{ т}$, проліт до 24 м, то приймаємо розміри колони:

$$h_{\text{гілки}} = 200 \text{ мм} \quad h_n = 1000 \text{ мм}$$

$$b_{\text{нижнє}}, b_{\text{верхнє}} = 400 \text{ мм}.$$

2 СТАТИЧНИЙ РОЗРАХУНОК ПОПЕРЕЧНОЇ РАМИ

Збір навантаження:

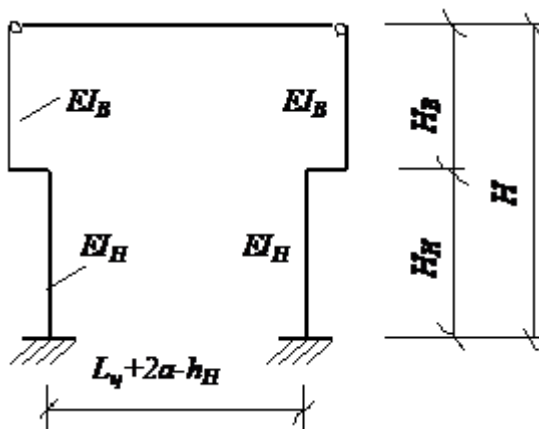


Рисунок 2.1 – Статична розрахункова схема рами промислових будівель.

Розрахунковий проліт рами:

$$l_0 = L_{\text{цеха}} - 2 = 17000 - 2 \cdot 200 = 16600 \text{ мм}$$

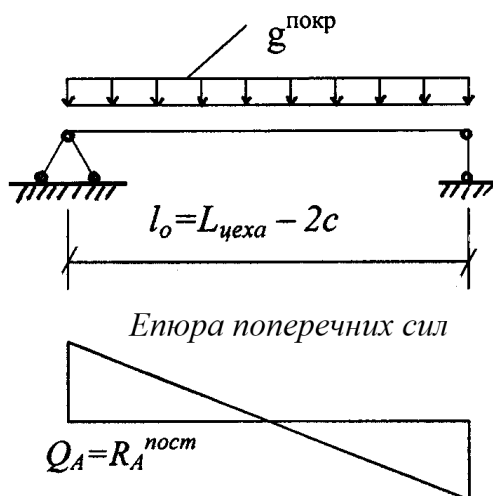


Рисунок 2.2 – Розрахункова схема кроквяної конструкції при визначенні опорної реакції R_A

Визначення опорної реакції $R_A^{\text{Пост}}$:

$$R_A^{\text{Пост}} = 0,5 \cdot g^{\text{покp}} \cdot l_0 + 1,1 \cdot 0,5 \cdot G_{\Pi}^{\text{стр}} \quad (1)$$

де : $G_{\Pi}^{\text{стр}}$ - маса кроквяної конструкції

$g^{нокр}$ - навантаження на покритті

$$g^{нокр} = g_p \cdot S_1 \quad (2)$$

де : g_p - розрахункове постійне навантаження на 1 м^2 плити покриття

S_1 -крок поперечних рам в будівлі

$$g^{нокр} = 3,52 \cdot 6 = 21,12 \text{ кН/м}$$

$$R_A^{Пост} = 0,5 \cdot 21,12 \cdot 16,6 + 1,1 \cdot 0,5 \cdot 60 = 208,296 \text{ кН}$$

Снігове навантаження

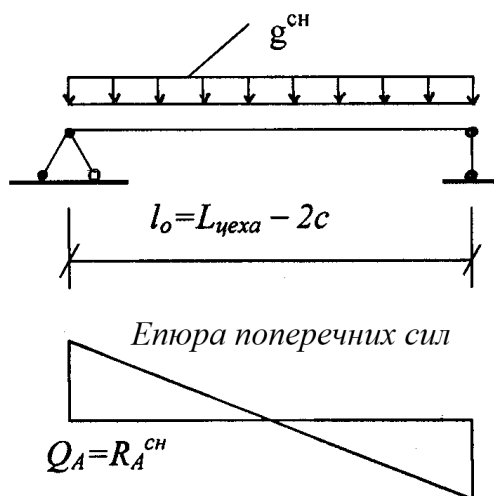


Рисунок 2.3 – Розрахункова схема кроквяної конструкції при визначенні опорної реакції R_A

$$p^{сн} = S_m \cdot S \quad (3)$$

$$S_m = \gamma_{fm} \cdot S_0 \cdot C \quad (4)$$

де : γ_{fm} - коеф. надійності для середн. періоду повтрюваності снігового навантаження $T = 60$ років

S_0 - характеристичне значення снігового навантаження на 1 м^2 для заданого району будівництва

$C = 1$ при відсутності даних про режим експлуатації будівлі с плоскою конструкцією покрівлі і розміщенням його на висоті $H < 0,5$ км над рівнем моря.

$$S_m = 1,04 \cdot 1400 \cdot 1 = 1456 \text{ Па} = 1,456 \text{ кН/м}^2$$

$$p^{ch} = 1,456 \cdot 6 = 8,736 \text{ кН/м}$$

$$R_A^{ch} = 0,5 \cdot p^{ch} \cdot l_0 \quad (5)$$

$$R_A^{ch} = 0,5 \cdot 8,736 \cdot 16,6 = 72,51 \text{ кН/м}$$

Кранове навантаження

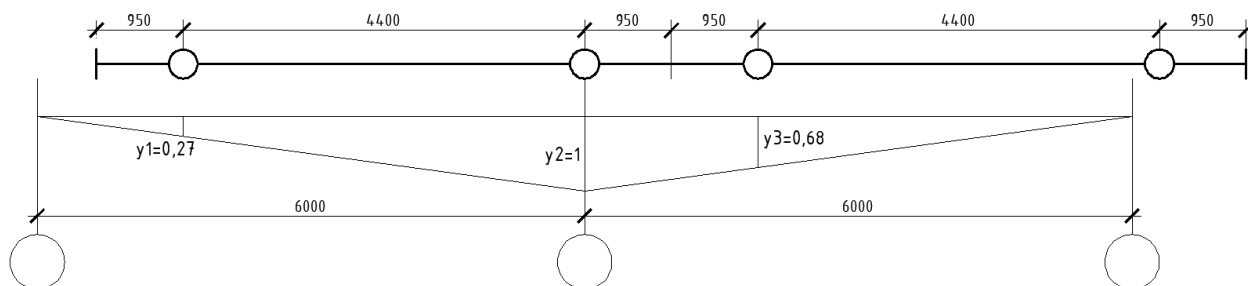


Рисунок 2.4 – Схема розташування двох зближених мостових кранів на підкрановій балці для визначення кранових навантажень на поперечну раму будівлі.

Проліт крана $L_k = 16,6 \text{ м}$

Ширина крана $B = 6300 \text{ мм}$

База крана $K = 4400 \text{ мм}$

$H = 2400 \text{ мм}$

$B_1 = 260 \text{ мм}$

P_{max}^n -навантаження коліс на підкранові рейки-195 кН

Вага візка - 8,5 т

G - Вага крана з візком -28,5 т

Тип кранової рейки - КР70

$$D_{max} = \gamma_{fm} \cdot \psi \cdot P_{max}^n \cdot \sum y_i \quad (6)$$

де: γ_{fm} - см. п. 7.9

ψ - см. п. 7.22

$\sum y_i$ - Рис. 2.4.

$$D_{min} = \gamma_{fm} \cdot \psi \cdot P_{min}^n \cdot \sum y_i \quad (7)$$

$$P_{min}^n = \frac{Q + G}{n_0} - P_{max}^n \quad (8)$$

де : n_o - кількість коліс на одній стороні крана

$$D_{max} = 1,1 \cdot 0,85 \cdot 195 \cdot 1,95 = 355,534 \text{ кН}$$

$$P_{min}^n = \frac{200 + 285}{2} - 195 = 47,5 \text{ кН}$$

$$D_{min} = 1,1 \cdot 0,85 \cdot 47,5 \cdot 1,95 = 86,6 \text{ кН}$$

Навантаження на раму від поперечного гальмування

$$T = \gamma_{соч} \cdot \gamma_f \cdot T_n^{кол} \cdot \sum y_i \quad (9)$$

Горизонтальне поперечне гальмівне навантаження від одного колеса для кранів з гнучким підвісом вантажу

$$T_n^{кол} = \frac{0,05 \cdot (Q + Q_t)}{n_o} \quad (10)$$

$$T_n^{кол} = \frac{0,05 \cdot (20 + 8,5)}{2} = 0,7125 \text{ т} = 7,2 \text{ кН}$$

$$T = 0,85 \cdot 1,2 \cdot 7,2 \cdot 1,95 = 14,32 \text{ кН}$$

Навантаження від стінових панелей:

$$G_{стпн} = S \cdot n \cdot g \quad (11)$$

$$G_{стпн} = 6 \cdot 8,6 \cdot 2,8 = 144,48 \text{ кНм}$$

$$G_{стпн.в.} = S \cdot e \cdot g \quad (12)$$

$$G_{стпн.в.} = 6 \cdot 3,5 \cdot 2,8 = 58,8 \text{ кНм}$$

Вітрове навантаження

Граничне розрахункове значення вітрового навантаження:

$$W_m = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot C \quad (13)$$

де: γ_{fm} — коефіцієнт надійності, в залежності від терміну повторності максимального значення вітрового тиску в роках. На 100 років — $\gamma_{fm} = 1,14$

W_0 — характеристичне значення вітрового тиску, залежне від району будівництва. $W_0 = 0,47 \text{ кНм}^2$

$$h = 5 \text{ м} = W_5 = 0,47 \cdot 0,4 = 0,188 \text{ кНм}^2$$

$$h = 10 \text{ м} = W_{10} = 0,47 \cdot 0,6 = 0,282 \text{ кНм}^2$$

$$h = 20 \text{ м} = W_{20} = 0,47 \cdot 0,85 = 0,399 \text{ кНм}^2$$

Еквівалентне вітрове навантаження W_e

$$W_e = \frac{2M_3}{H^2} \quad (14)$$

$$M_3 = \frac{0,188 \cdot 12,25^2}{2} + \frac{1}{2} \cdot (0,308 - 0,188) \cdot 7,25 \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot 7,25 + 5 \right) = 18,4 \text{ кНм}^2$$

$$W_e = \frac{2 \cdot 18,4}{12,25^2} = 0,245 \text{ кНм}^2$$

Активний вітер

$$W_a = W_e \cdot B \cdot C_{aer} \cdot \gamma_{fm} \quad (15)$$

$$W_a = 0,245 \cdot 6 \cdot 0,8 \cdot 1,14 = 1,341 \text{ кН/м.п.}$$

Пасивний вітер

$$W_n = 0,245 \cdot 6 \cdot 0,6 \cdot 1,14 = 1,01 \text{ кН/м.п.}$$

Зосереджена сила на рівні верха колон по середньому вітряному тиску між 0,308 кНм² і 0,337 кНм²

$$W = \left(\frac{0,308 + 0,337}{2} \right) \cdot 6 \cdot 2,45 \cdot (0,8 + 0,6) \cdot 1,14 = 7,57 \text{ кН}$$

Статична розрахунок поперечної рами

1. Момент інерції відносно осі Y:

$$I_z = \frac{b \cdot h_g^3}{12} + \frac{bh - (H_n - h_g)^2}{2} \quad (16)$$

$$I_z = \frac{40 \cdot 20^3}{12} + \frac{40 \cdot 20 - (100 - 20)^2}{2} = 23866,66 \text{ см}^4$$

$$EF = 3310000 \cdot (0,4 \cdot 0,2) = 264800 \text{ т}$$

$$I_y = 40 \cdot 20 \cdot 40^2 = 0,0064 \text{ см}^2$$

$$EI_y = 3310000 \cdot 0,064 = 21184$$

2. Розрахункове поєднання зусиль

Елемент 1, переріз 1

$$1 + 2 + 3 + 4 - 7$$

$$M_y^+ = +265,99$$

$$N_{\text{вiдн}} = -719,658$$

$$Q_{z.\text{вiдн}} = -41,052$$

$$\frac{M}{N} = 0,369$$

$$1+3 + 6 + 7$$

$$M_y^- = -193,405$$

$$N_{\text{вiдн}} = -597,47$$

$$Q_{z.\text{вiдн}} = 18,078$$

$$\frac{M}{N} = 0,323$$

$$1 + 2 + 3 + 4 - 7$$

$$N_{\text{max}}^- = -719,658$$

$$M_{\text{вiдн}} = +265,99$$

$$Q_{z.\text{вiдн}} = -41,052$$

$$\frac{M}{N} = 0,369$$

Елемент 1, переріз 2

$$1 + 2 + 3 + 6 - 8$$

$$M_y^- = -103,237$$

$$N_{\text{вiдн}} = -629,63$$

$$Q_{z.\text{вiдн}} = 3,701$$

$$\frac{M}{N} = 0,16$$

$$1+2 + 3 + 4$$

$$N_{\text{max}}^- = -682,55$$

$$M_{\text{вiдн}} = -39,418$$

$$Q_{z.\text{вiдн}} = 22,14$$

$$\frac{M}{N} = 0,05$$

Елемент 3, переріз 1

$$1 + 2 + 4$$

$$M_y^+ = +72,771$$

$$N_{\text{вiдн}} = -308,311$$

$$Q_{z.\text{вiдн}} = -22,14$$

$$\frac{M}{N} = 0,23$$

$$1 + 6$$

$$M^- = -3,62$$

$$N_{\text{вiдн}} = -239044$$

$$Q_{z.\text{вiдн}} = 2,835$$

$$\frac{M}{N} = 0,01$$

$$1 + 2$$

$$N_{\text{max}}^- = -316,008$$

$$M_{\text{вiдн}} = +39,742$$

$$Q_{z.\text{вiдн}} = -10,888$$

$$\frac{M}{N} = 0,12$$

Елемент 3, переріз 2

$$1 + 2$$

$$N_{\text{max}}^- = -301,046$$

$$Q_{z.\text{вiдн}}^- = 17,735$$

$$1 + 2 + 4$$

$$Q_z = -10,888$$

$$N_{\text{вiдн}}^- = -293,349$$

Від постійного навантаження

Елемент 1, переріз 1

1

$$N = 277,49$$

$$M_y = 26,653$$

$$Q = -8,242$$

Елемент 1, переріз 2

1

$$N = -240,381$$

$$M_y = -44,228$$

$$Q = -8,242$$

Елемент 3, переріз 1

1

$$N = -239,044$$

$$M_y = 30,083$$

$$Q = -8,242$$

Елемент 3, переріз 2

1

$$N = -277,049$$

$$M_y = -26,65 + 3$$

$$Q = -8,242$$

3 ПРОЕКТУВАННЯ КОЛОНИ ОДНОПОВЕРХОВОЇ ПРОМИСЛОВОЇ БУДІВЛІ

3.1 Розрахунок поздовжньої арматури колони

1. Обчислюємо ексцентриситет:

$$e_0 = \frac{M}{N} + e_a \quad (17)$$

де:

- $e_a = \frac{1}{600} \cdot 8600 = 14,3 \text{ мм}$
- $e_a = \frac{1}{30} \cdot 200 = 6,6 \text{ мм}$

Обираємо $e_a = 14,3 \text{ мм}$

$$e_0 = \frac{265,99}{219,688} + 0,014 = 0,384 \text{ м}$$

2. Наведений радіус інерції перерізу підкранової частини двогілкової колони:

$$i_{red}^2 = \frac{c^2}{4 \left(\frac{1 + 3c^2}{\psi^2 n^2 h^2} \right)} \quad (18)$$

де: $\psi^2 = 1,5$

$$n = \frac{H_n}{S} = \frac{8,6}{2} = 4,3 \text{ м}$$

$$S = (8 \dots 10)h = 10 \cdot 0,2 = 2 \text{ м}$$

$$i_{red}^2 = \frac{0,8^2}{4 \left(\frac{1 + 3 \cdot 0,8^2}{1,5 \cdot 4,3^2 \cdot 0,2^2} \right)} = 0,05859 \text{ м}$$

3. Приведена гнучкість підкранової частини колони:

$$\lambda_{red} = \frac{l_0}{i_{red}^2} \quad (19)$$

де: $l_0 = 1,5H_n = 1,5 \cdot 8,6 = 12,9 \text{ м}$

$$\lambda_{red} = \frac{12,9}{0,05859} = 220,17$$

Гранична гнучкість:

$$\lambda \lim = \frac{20ABC}{\sqrt{n}} \quad (20)$$

де: $n = \frac{N}{A_c f_{cd}} = \frac{719,658 \cdot 10^3}{2(0,4 \cdot 0,2) \cdot 17 \cdot 10^6} = 0,265$

$$A = \frac{1}{(1 + 0,2\varphi_{ef})} = \frac{1}{(1 + 0,2 \cdot 2)} = 0,71$$

$$\varphi_{ef} = 2$$

$$B = 1,1$$

$$C = 0,7$$

$$\lambda \lim = \frac{20 \cdot 0,71 \cdot 1,1 \cdot 0,7}{\sqrt{0,265}} = 21,61$$

Так як, $\lambda_{red} > \lambda \lim$ слід враховувати вплив прогину на величину ексцентриситету повздовжньої сили. В цьому випадку в розрахунку замість e_0 необхідно використовувати величину $(\eta \cdot l_0)$, де

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} \quad (21)$$

$$N_{cr} = \frac{6,4E_{cm}}{l_0^2} \left[\frac{I}{\varphi_l} \left(\frac{0,11}{0,1 + \frac{\sigma_e}{\varphi_p}} + 0,1 \right) + \alpha I_s \right] \quad (22)$$

$$I = 2 \left[\frac{bh^3}{12} + bh \left(\frac{c}{2} \right)^2 \right] = 2 \left[\frac{0,4 \cdot 0,2^3}{12} + 0,4 \cdot 0,2 \left(\frac{0,8}{2} \right)^2 \right] = 0,02613 \text{ м}^4$$

$$\varphi_l = 1 + \beta \frac{M_1}{M} = 1 + 1 \cdot \frac{26,653}{265,99} = 1,1 < (1 + \beta)$$

$$I_s = 2\rho b h \left(\frac{c}{2} \right)^2 = 2 \cdot 0,02 \cdot 0,4 \cdot 0,2 \cdot \left(\frac{0,8}{2} \right)^2 = 0,000512 \text{ м}^4$$

$$\sigma_e = \frac{l_0}{h_n} = \frac{12,9}{1} = 12,9 \text{ м}$$

$$\varphi_p = 1$$

$$\alpha = \frac{E_S}{E_{ct}} = \frac{210 \text{ Па}}{32,5 \text{ Па}} = 6,46$$

$$N_{cr} = \frac{6,4 \cdot 32500 \cdot 10^6}{12,9^2} \left[\frac{0,02613}{1,1} \left(\frac{0,11}{0,1 + \frac{12,9}{1}} + 0,1 \right) + 6,46 \cdot 0,000512 \right]$$

$$N_{cr} = 7354530 \text{ Па} = 7354,53 \text{ кН/м}^2$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{719,658}{7354,53}} = 1,11$$

4. Визначаємо зусилля в гілках колони:

$$N_{\epsilon 1,2} = 0,5N \pm \frac{M \cdot \eta}{c} \quad (23)$$

$$N_{\epsilon 1,2} = 0,5 \cdot 719,658 + \frac{265,99 \cdot 1,1}{0,8} = 713,2 \text{ кН}$$

$$M_{\epsilon} = V \frac{S}{4} \quad (24)$$

$$M_{\epsilon} = 41,052 \cdot \frac{2}{4} = 20,526 \text{ кН}$$

5. Для кожної з гілок визначаємо:

$$e_0 = \frac{M_{\epsilon}}{N_{\epsilon}} + l_a \quad (25)$$

$$e = e_0 \eta + 0,5h - a \quad (26)$$

$$\eta = 1$$

$$h = 200 \text{ мм}$$

$$a = 30 \text{ мм}$$

$$d = h - a = 200 - 30 = 170 \text{ мм}$$

$$l_a = 200/30 = 6,6 \text{ мм}$$

$$\frac{S}{600} = \frac{2000}{600} = 3,33 \text{ мм}$$

$$e_0 = \frac{20,526}{713,2} + 0,0066 = 0,035 \text{ м}$$

$$e = 0,035 \cdot 1 + 0,5 \cdot 0,2 - 0,03 = 0,105 \text{ м}$$

6. Підбираємо армування при несиметричному армуванні:

$$A'_S = \frac{N \cdot e - 0,4 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}{f_{yd} \cdot (d - a')} \geq 0 \quad (27)$$

$$A'_S = \frac{713,2 \cdot 10^3 \cdot 0,105 - 0,4 \cdot 17 \cdot 10^6 \cdot 0,4 \cdot 0,17^2}{365 \cdot 10^6 \cdot (0,17 - 0,03)} \geq 0$$

$$A'_S = -0,0000728376 \text{ м}^2$$

Висновок — переріз арматури приймаємо конструктивно.

$$A_S = \frac{0,55 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d - N}{f_{yd}} + A'_S \quad (28)$$

$$A_S = \frac{0,55 \cdot 17 \cdot 10^6 \cdot 0,4 \cdot 0,17 - 713,2 \cdot 10^3}{365 \cdot 10^6} + (-0,0000728376)$$

$$A_S = -0,000284892 \text{ м}^2$$

Висновок — переріз арматури приймаємо конструктивно.

Підбираємо арматуру за відсотком армування:

$$A'_S \text{ приймаємо } 4\emptyset 12A400C \text{ — } A = 4,52 \text{ см}^2$$

$$A_S \text{ приймаємо } 4\emptyset 12A400C \text{ — } A = 4,52 \text{ см}^2$$

$$\rho = \frac{A'_S + A_S}{b \cdot d} \cdot 100\% \quad (29)$$

$$\rho = \frac{4,52 + 4,52}{40 \cdot 20} \cdot 100\% = 1,13\%$$

Оптимальне значення армування для колон 1...3%

Розрахунок за другою комбінацією зусиль.

1. Обчислюємо ексцентриситет за формулою (17):

де:

$$\bullet e_a = \frac{1}{600} \cdot 8600 = 14,3 \text{ мм}$$

$$\bullet e_a = \frac{1}{30} \cdot 200 = 6,6 \text{ мм}$$

Обираємо $e_a = 14,3 \text{ мм}$

$$e_0 = \frac{193,405}{597,47} + 0,014 = 0,34 \text{ м}$$

2. Наведений радіус інерції перерізу підкранової частини двогілкової колони (link):

$$i_{red}^2 = \frac{0,8^2}{4 \left(\frac{1 + 3 \cdot 0,8^2}{1,5 \cdot 4,3^2 \cdot 0,2^2} \right)} = 0,05859 \text{ м}$$

3. Приведена гнучкість підкранової частини колони (link):

$$\lambda_{red} = \frac{12,9}{0,05859} = 220,17$$

Гранична гнучкість (link):

$$\text{де: } n = \frac{N}{A_c f_{cd}} = \frac{597,47 \cdot 10^3}{2(0,4 \cdot 0,2) \cdot 17 \cdot 10^6} = 0,22$$

$$A = \frac{1}{(1 + 0,2 \varphi_{ef})} = \frac{1}{(1 + 0,2 \cdot 2)} = 0,71$$

$$\varphi_{ef} = 2$$

$$B = 1,1$$

$$C = 0,7$$

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot 0,71 \cdot 1,1 \cdot 0,7}{\sqrt{0,22}} = 23,31$$

Так як, $\lambda_{red} > \lambda_{lim}$ слід враховувати вплив прогину на величину ексцентриситету повздовжньої сили. В цьому випадку в розрахунку замість e_0 необхідно використовувати величину $(\eta \cdot l_0)$ за формулами (link) (link)

$$I = 0,02613 \text{ м}^4$$

$$\varphi_l = 1 + 1 \cdot \frac{44,228}{193,405} = 1,23 < (1 + \beta)$$

$$I_S = 0,000512 \text{ м}^4$$

$$\sigma_e = 12,9 \text{ м}$$

$$\varphi_p = 1$$

$$\alpha = 6,46$$

$$N_{cr} = \frac{6,4 \cdot 32500 \cdot 10^6}{12,9^2} \left[\frac{0,02613}{1,23} \left(\frac{0,11}{0,1 + \frac{12,9}{1}} + 0,1 \right) + 6,46 \cdot 0,000512 \right]$$

$$N_{cr} = 7014160 \text{ Па} = 7014,16 \text{ кН/м}^2$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{597,47}{7014,16}} = 1,1$$

4. Визначаємо зусилля в гілках колони за формулами (link), (link):

$$N_{\epsilon 1,2} = 0,5 \cdot 597,47 - \frac{193,405 \cdot 1,1}{0,8} = 32,803 \text{ кН}$$

$$M_{\epsilon} = 18,078 \cdot \frac{2}{4} = 9,039 \text{ кН}$$

5. Для кожної з гілок за формулами (link), (link) визначаємо:

$$\eta = 1$$

$$h = 200 \text{ мм}$$

$$a = 30 \text{ мм}$$

$$d = 170 \text{ мм}$$

$$l_a = 6,6 \text{ мм}$$

$$\frac{S}{600} = 3,33 \text{ мм}$$

$$e_0 = \frac{9,039}{32,803} + 0,0066 = 0,28 \text{ м}$$

$$e = 0,28 \cdot 1 + 0,5 \cdot 0,2 - 0,03 = 0,35 \text{ м}$$

6. Підбираємо армування при несиметричному армуванні за формулами (link),(link):

$$A'_S = \frac{32,803 \cdot 10^3 \cdot 0,35 - 0,4 \cdot 17 \cdot 10^6 \cdot 0,4 \cdot 0,17^2}{365 \cdot 10^6 \cdot (0,17 - 0,03)} \geq 0$$

$$A'_S = -0,00131364 \text{ м}^2$$

Висновок — переріз арматури приймаємо конструктивно.

$$A_S = \frac{0,55 \cdot 17 \cdot 10^6 \cdot 0,4 \cdot 0,17 - 32,803 \cdot 10^3}{365 \cdot 10^6} + (-0,00131364)$$

$$A_S = 0,000338407, \text{ м}^2$$

Висновок — переріз арматури приймаємо конструктивно.

Підбираємо арматуру за відсотком армування (link):

$$A'_S \text{ приймаємо } 4\varnothing 12A400C — A = 4,52 \text{ см}^2$$

$$A_S \text{ приймаємо } 4\varnothing 12A400C — A = 4,52 \text{ см}^2$$

$$\rho = \frac{4,52 + 4,52}{40 \cdot 20} \cdot 100\% = 1,13\%$$

Оптимальне значення армування для колон 1...3%

Розрахунок надкранової частини колони

1. Обчислюємо ексцентриситет за формулою (17), де:

$$\bullet e_a = \frac{1}{600} \cdot H_{\epsilon} = \frac{1}{600} \cdot 3500 = 5,83 \text{ мм}$$

$$\bullet e_a = \frac{1}{30} \cdot 380 = 12,6 \text{ мм}$$

Обираємо $e_a = 12,6 \text{ мм}$

$$e_0 = \frac{72,771}{308,311} + 0,0126 = 0,25 \text{ м}$$

2. Наведений радіус інерції перерізу підкранової частини двогілкової колони:

$$i_{red} = 0,289 \cdot h \quad (30)$$

$$i_{red} = 0,289 \cdot 0,38 = 0,11 \text{ м}$$

3. Приведена гнучкість підкранової частини колони за формулою (link):

$$\text{де: } l_0 = 2H_g = 2 \cdot 3,5 = 7 \text{ м}$$

$$\lambda_{red} = \frac{7}{0,11} = 63,63$$

Гранична гнучкість за формулою (link):

$$\text{де: } n = \frac{N}{A_c f_{cd}} = \frac{308,311 \cdot 10^3}{0,4 \cdot 0,38 \cdot 17 \cdot 10^6} = 0,12$$

$$A = \frac{1}{(1 + 0,2\varphi_{ef})} = \frac{1}{(1 + 0,2 \cdot 2)} = 0,71$$

$$\varphi_{ef} = 2$$

$$B = 1,1$$

$$C = 0,7$$

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot 0,71 \cdot 1,1 \cdot 0,7}{\sqrt{0,12}} = 31,56$$

Так як, $\lambda_{red} > \lambda_{lim}$ слід враховувати вплив прогину на величину ексцентриситету поздовжньої сили. В цьому випадку в розрахунку замість e_0 необхідно використовувати величину $(\eta \cdot l_0)$ за формулами (link) (link), де:

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0,4 \cdot 0,38^3}{12} = 0,0126 \text{ м}^4$$

$$\varphi_l = 1 + \beta \frac{M_1}{M} = 1 + 1 \cdot \frac{30,083}{72,771} = 1,41 < (1 + \beta)$$

$$I_S = \rho \cdot \left(\frac{d - a}{h} \right)^2 = 0,02 \cdot \left(\frac{0,35 - 0,03}{0,38} \right)^2 = 0,0142 \text{ м}^4$$

$$\sigma_e = \frac{l_0}{h_n} = \frac{7}{0,38} = 18,42 \text{ м}$$

$$\sigma_{min} = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{\sigma_e}{h} - 0,01 f_{cd} = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{18,42}{0,38} - 0,01 \cdot 17 = -0,155$$

$$\varphi_p = 1$$

$$\alpha = \frac{E_S}{E_{ct}} = \frac{210 \text{ Па}}{32,5 \text{ Па}} = 6,46$$

$$N_{cr} = \frac{6,4 \cdot 32500 \cdot 10^6}{7^2} \left[\frac{0,0126}{1,41} \left(\frac{0,11}{0,1 + \frac{18,42}{1}} + 0,1 \right) + 6,46 \cdot 0,0142 \right]$$

$$N_{cr} = 393412000 \text{ Па} = 393412 \text{ кН/м}^2$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{308,311}{393412}} = 1$$

4. Підбираємо армування при симетричному армуванні:

$$A_S = A'_S = \frac{N \cdot e_0 - f_{cd} \cdot b \cdot h \cdot (d - 0,5h)}{f_{yd} \cdot (d - a')} \geq 0 \quad (31)$$

$$A_S = A'_S = \frac{308,311 \cdot 10^3 \cdot 0,25 - 17 \cdot 10^6 \cdot 0,4 \cdot 0,38 \cdot (0,35 - 0,5 \cdot 0,38)}{365 \cdot 10^6 \cdot (0,35 - 0,03)}$$

$$A_S = A'_S = -0,0028 \text{ м}^2$$

Висновок — переріз арматури приймаємо конструктивно.

$$A_S = A'_S \text{ приймаємо } 4\varnothing 12A400C \text{ — } A = 4,52 \text{ см}^2$$

3.2 Розрахунок розпірки двогілкової колони

1. Згинальний момент в розпірці

$$M_{ds} = \pm \frac{V \cdot s}{2} \quad (32)$$

$$M_{ds} = -\frac{41,052 \cdot 2}{2} = -41,052 \text{ кНм}$$

2. Необхідна площа поздовжньої арматури при симетричному армуванні без врахування роботи бетону

$$A_S = A'_S = \frac{M_{ds}}{f_{yd} \cdot (d - a')} \quad (33)$$

$$A_S = A'_S = -\frac{41,052 \cdot 10^3}{365 \cdot 10^6 \cdot (0,36 - 0,04)} = -0,0003514 \text{ м}^2$$

$$A_S = A'_S \text{ приймаємо } 3\varnothing 14A400C — A = 4,61 \text{ см}^2$$

3. Поперечна сила в розпірці

$$V_{ds} = \frac{2M_{ds}}{c} = \frac{V \cdot s}{c} \quad (34)$$

$$V_{ds} = \frac{41,052 \cdot 2}{0,8} = 102,63 \text{ кН}$$

4. Умова необхідності розрахунку поперечних стрижнів розпірки

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck,prism})^{1/3} \right] \cdot b \cdot d \quad (35)$$

$$\text{де: } k = 1 + \sqrt{\frac{200}{14}} = 4,78, \text{ приймаємо } 2$$

$$f_{ck,prism} = 22$$

$$C_{Rd,c} = 0,12$$

$$\rho_1 = \frac{A_S}{b \cdot d} = \frac{4,61}{40 \cdot 36} = 0,003$$

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,003 \cdot 22 \cdot 10^6)^{1/3} \right] \cdot 0,4 \cdot 0,36 = 6,48 \text{ кН}$$

$$V_{ds} \not\leq V_{Rd,c}$$

Умова не виконується.

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (36)$$

$$\text{де: } \alpha_{cw} = 1$$

$$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 0,36 = 0,324$$

$$v = 0,6 \cdot \left(\frac{1 - f_{ck,prism}}{250} \right) \leq 0,6$$

$$v = 0,6 \cdot \left(\frac{1 - 22}{250} \right) = 0,54 \leq 0,6$$

$$\cot \theta = 2,5$$

$$\tan \theta = 0,4$$

$$V_{Rd,max} = \frac{1 \cdot 0,4 \cdot 0,324 \cdot 0,54 \cdot 17 \cdot 10^6}{2,5 + 0,4} = 410251 \text{ кН}$$

$$V_{Rd,max} > V_{Rd,c}$$

Приймаємо крок поперечної арматури

$$S \leq 0,5h = 200 \text{ мм}$$

$$S \leq 150 \text{ мм}$$

$$S \leq S_{w,max} = 0,75d = 270 \text{ мм}$$

Приймаємо $\varnothing 6A240C$ з кроком 150 мм.

3.3 Розрахунок колони із площини поперечної рами

Виявляємо необхідність розрахунку підкранової частини колони із площини поперечної рами

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \quad (37)$$

$$\text{де: } l_0 = 0,8H_n = 0,8 \cdot 8,6 = 6,88 \text{ м}$$

$$i = \sqrt{\frac{b^2}{12}} = \sqrt{\frac{0,4^2}{12}} = 0,11$$

$$\lambda = \frac{6,88}{0,11} = 62,54$$

Так як $\lambda_{red} > \lambda = 220,17 > 62,54$ тому розрахунок не потрібен.

4 ПРОЕКТУВАННЯ ПОЗАЦЕНТРОВОГО НАВАНТАЖЕННЯ ФУНДАМЕНТУ ПІД КОЛОНУ

На фундамент передаються зусилля, що виникають в нижньому перетині колони M_{IV} , N_{IV} , V_{IV} . При цьому враховувати три невідомо розрахункових поєднання. Розрахунок тіла фундаменту виконують на дію відпору (реактивного тиску) ґрунту, що виникає під підшвою фундаменту.

Розрахунок фундаменту полягає у визначенні:

1. Розмірів підшви фундаменту $l \cdot b$;
2. Загальної висоти фундаменту висоти нижньої ступені h_1 ;
3. Необхідної площі арматури сітки С-1, що укладається у підшви фундаменту;
4. Необхідної площі поздовжньої і поперечної арматури підколонника.

Для фундаментів приймати важкий бетон класів С12/15...С20/25; робочу арматуру сітки С-1 класів А400, А300 ($\varnothing 10 - \varnothing 18 \text{ мм}$) з кроком $100 \div 250 \text{ мм}$.

4.1 Визначення розмірів фундаменту і армування його плитної частини

1. Призначаємо величину H_1 з умов:

- $H_1 \geq H_{an} + 200 + 150 + 50$
- $H_1 \geq h_f$

H_{an} для колон з двогілкової підкрановою частиною:

- $H_{an} \geq 0,33h_n + 500 = 0,33 \cdot 1000 + 500 = 830 \text{ мм}$
- $H_{an} \geq 1,5h = 1,5 \cdot 200 = 300 \text{ мм}$
- $H_{an} \geq 30d = 30 \cdot 12 = 360 \text{ мм}$

Приймаємо 1100 мм

$$H_1 \geq 1100 + 200 + 150 + 50 = 1500 \text{ мм}$$

$$H_1 \geq 1200 \text{ мм}$$

Приймаємо $H_1 = 1950 \text{ мм}$.

2. Попередньо приймаємо розміри фундаменту.
3. Визначаємо зусилля що діють на підставу фундаменту для трьох невині-
дних комбінацій зусиль в опорному перерізу колони

$$M = M_{IV} + V_{IV} \cdot (H_1 - 0,15) + G_{cm} \cdot e_{cm} \quad (38)$$

$$N = N_{IV} + G_{cm} \quad (39)$$

Елемент 1 переріз 1

- 1 + 2 + 3 + 4 – 7

$$M_y^+ = 265,99 \text{ кНм}$$

$$N_{видн} = -719,658 \text{ кН}$$

$$Q_{видн} = -41,052 \text{ кН}$$

$$G_{cm} = G_{\phi\delta} \cdot \gamma_{sm} \quad (40)$$

де $G_{\phi\delta} = 1,8 \text{ т}$.

$$\gamma_{sm} = 1,2$$

$$G_{cm} = 18 \cdot 1,2 = 21,6 \text{ кН}$$

$$e_{cm} = \frac{t_{cm} + h_c}{2} = \frac{300 + 1550}{2} = 925 \text{ мм}$$

$$M_1 = 265,99 + 41,052 \cdot (1,95 - 0,15) + 21,6 \cdot 0,925 = 359,9 \text{ кНм}$$

$$N_1 = 719,658 + 21,6 = 741,26 \text{ кН}$$

Від нормативних значень:

$$M_{n1} = \frac{265,99}{1,15} = 231,3 \text{ кНм}$$

$$N_{n1} = \frac{719,658}{1,15} = 625,8 \text{ кН}$$

$$M_{N1} = 231,3 + 41,052 \cdot (1,95 - 0,15) + 21,6 \cdot 0,925 = 325,2 \text{ кНм}$$

$$N_{N1} = 625,8 + 21,6 = 647,4 \text{ кН}$$

- 1 + 3 + 6 + 7

$$M_y^- = -193,405 \text{ кНм}$$

$$N_{\text{відн}} = -597,47 \text{ кН}$$

$$Q_{\text{відн}} = 18,078 \text{ кН}$$

$$M_2 = 193,405 + 18,078 \cdot (1,95 - 0,15) + 21,6 \cdot 0,925 = 245,93 \text{ кНм}$$

$$N_2 = 597,47 + 21,6 = 619,07 \text{ кН}$$

Від нормативних значень:

$$M_{n2} = \frac{193,405}{1,15} = 168,18 \text{ кНм}$$

$$N_{n2} = \frac{597,47}{1,15} = 520 \text{ кН}$$

$$M_{N2} = 168,18 + 18,078 \cdot (1,95 - 0,15) + 21,6 \cdot 0,925 = 220,7 \text{ кНм}$$

$$N_{N2} = 520 + 21,6 = 541,6 \text{ кН}$$

Для подальших розрахунків використовуємо сполучення 1 + 2 + 3 + 4 – 7.

4. Визначаємо попередні розміри підшви фундаменту.

$$A_f \geq \frac{1,05 \cdot N_{n,max}}{R_0 - \gamma_m \cdot H_1} \quad (41)$$

$$m = \frac{b}{l} = 0,8 = \frac{2,7}{3,3}$$

$$A_f = 3,3 \cdot 2,7 = 8,91 \text{ м}^2$$

$$A_f \geq \frac{1,05 \cdot 647,4}{0,2 \cdot 10^3 - 20 \cdot 1,95} = 4,22 \text{ м}^2$$

5. Уточнюємо розрахунковий опір основи:

$$R = R_0 \cdot \left(1 + k_1 \cdot \frac{b - b_0}{b_0}\right) + k_2 \cdot \gamma \cdot (d - d_0) \quad (42)$$

де $d = H_1 = 1,95 \text{ м}$;

$d_0 = 2 \text{ м}$;

k_1, k_2 для глинистих — 0,05, 0,15 відповідно.

Так як $d < d_0$ в вираженні для R другий доданок приймати рівним 0.

$$R = 0,2 \cdot \left(1 + 0,05 \cdot \frac{2,4 - 1}{1} \right) = 0,215 \text{ мПа}$$

Різниця не суттєва. Перевіряти не потрібно.

6. Для прийнятих розмірів підшви фундаменту обчислюємо геометричні характеристики:

$$A_f = 8,91 \text{ м}^2$$

$$W_f = \frac{bl^2}{6} = \frac{2,7 \cdot 3,3^2}{6} = 4,9$$

7. Для кожної з розрахункових комбінацій зусиль обчислюємо крайові напруги в ґрунті під підшвою фундаменту:

Від нормативної:

$$P_{n,max} = \gamma_m \cdot H_1 + \frac{N_{n,max}}{A_f} + \frac{M_{n,max}}{W_f} \quad (43)$$

$$P_{n,min} = \gamma_m \cdot H_1 + \frac{N_{n,max}}{A_f} - \frac{M_{n,max}}{W_f} \quad (44)$$

$$P_{n,mid} = \gamma_m \cdot H_1 + \frac{N_{n,max}}{A_f} \quad (45)$$

Для першого сполучення:

$$P_{n,max} = 20 \cdot 1,95 + \frac{647,4}{8,91} + \frac{325,6}{4,9} = 178,03 \text{ кН}$$

$$P_{n,min} = 20 \cdot 1,95 + \frac{647,4}{8,91} - \frac{325,6}{4,9} = 45,3 \text{ кН}$$

$$P_{n,mid} = 20 \cdot 1,95 + \frac{647,4}{8,91} = 111,7 \text{ кН}$$

Для другого сполучення:

$$P_{n,max} = 20 \cdot 1,95 + \frac{541,6}{8,91} + \frac{220,7}{4,9} = 144,8 \text{ кН}$$

$$P_{n,min} = 20 \cdot 1,95 + \frac{541,6}{8,91} - \frac{220,7}{4,9} = 54,74 \text{ кН}$$

$$P_{n,mid} = 20 \cdot 1,95 + \frac{541,6}{8,91} = 99,8 \text{ кН}$$

8. Перевіряємо попередньо прийняті розміри підосви фундаменту з умов:

$$\begin{aligned} P_{n,max} &\leq 1,2R \\ P_{n,min} &> 0 \\ P_{n,mid} &\leq R \end{aligned} \quad (46)$$

Для першого сполучення:

$$178,03 \leq 240$$

$$45,3 > 0$$

$$111,7 \leq 200$$

Для другого сполучення:

$$144,8 \leq 240$$

$$54,7 > 0$$

$$99,8 \leq 200$$

Остаточно приймаємо розміри фундаменту $b \times l = 2,7 \times 3,3 \text{ м}$

9. Визначаємо напруження в ґрунті від розрахункових зусиль M і N без урахування мас ґрунту і фундаменту:

$$\begin{aligned} P_{max} &= \frac{N}{A_f} + \frac{M}{W_f} \\ P_{min} &= \frac{N}{A_f} - \frac{M}{W_f} \end{aligned} \quad (47)$$

Для першого сполучення:

$$P_{max} = \frac{647,4}{8,91} + \frac{325,2}{4,9} = 139,03 \text{ кН}$$

$$P_{min} = \frac{647,4}{8,91} - \frac{325,2}{4,9} = 6,3 \text{ кН}$$

Для другого сполучення:

$$P_{max} = \frac{541,6}{8,91} + \frac{220,7}{4,9} = 105,8 \text{ кН}$$

$$P_{min} = \frac{541,6}{8,91} - \frac{220,7}{4,9} = 15,74 \text{ кН}$$

10. Перевіряємо достатність висоти d_1 нижньої сходинки з умов міцності по поперечній силі в перерізі 2 – 2 з урахуванням роботи тільки бетону (тобто без поперечного армування):

$$d_1 \geq \frac{P_{max} \cdot C}{f_{ctk,0,05}} \quad (48)$$

$$c = 0,5 \cdot (l - a_n - 2d) \quad (49)$$

$$d = 450 - 50 = 400 \text{ мм}$$

$$c = 0,5 \cdot (3,3 - 1,55 - 2 \cdot 0,4) = 0,475$$

$$d_1 \geq \frac{139,04 \cdot 10^3 \cdot 0,475}{1 \cdot 10^6} = 0,066 \text{ м}$$

$$0,45 > 0,066$$

4.2 Проектування підколонника фундаменту

$$1 + 2 + 3 + 4 - 7$$

$$M_y^+ = 265,99 \text{ кНм}$$

$$N_{видн} = -719,658 \text{ кН}$$

$$Q_{видн} = -41,052 \text{ кН}$$

1. Зусилля в перерізі 7–7 підколонника:

$$M = M_{IV} + V_{IV}H_{an} + G_{cm}e_{cm} \quad (50)$$

$$M = 265,99 + 41,052 \cdot 1,1 + 21,6 \cdot 0,925 = 331,13 \text{ кНм}$$

$$N = N_{IV} + G_{cm} + G_1 \quad (51)$$

$$N = 719,658 + 21,6 + 24,15 = 765,408 \text{ кН}$$

$$\text{де } G_1 = (0,84 \cdot 1,15) \cdot 2500 = 2415 \text{ кг}$$

2. Необхідна площа поздовжньої арматури підколонника при

$$e_0 = M/N < 0,3h_{on} = 331,13/765,408 = 0,433 < 0,3 \cdot 1,51 = 0,453:$$

$$A_S = A'_S = \frac{Ne - f_{cd}S_0}{f_{yd}Z_S} \quad (52)$$

$$\text{де } e = e_0 + 0,5a_n - a = 0,433 + 0,5 \cdot 1,55 - 0,04 = 1,168;$$

$$Z_S = h_n - 2a = 1550 - 2 \cdot 40 = 1470 \text{ мм};$$

$$S_0 = 0,5 \cdot (b_n h_{on}^2 - b h_n Z_S) = 0,5 \cdot (0,95 \cdot 1,51^2 - 0,4 \cdot 1) = 0,79 \text{ м};$$

$$a = 30 \div 40 \text{ мм}.$$

$$A_S = A'_S = \frac{765,408 \cdot 1,168 - 14,5 \cdot 10^3 \cdot 0,79}{365 \cdot 10^3 \cdot 1,47} = -0,01968 \text{ м}^2$$

3. Остаточно прийнятий поздовжня арматура підколонника повинна бути не менше конструктивного мінімуму:

$$A_S = A'_S \geq \mu_{min} \cdot A_b = 0,001 \cdot (h_n \cdot b_n - h_n b) \quad (53)$$

$$A_S = A'_S \geq 0,001 \cdot (1,55 \cdot 0,95 - 1 \cdot 0,4) = 0,0010725 \text{ м}^2$$

Приймаємо $6\varnothing 16 A400 A = 12,06 \text{ см}^2$ з кроком 175 мм.

4. Необхідну площу поперечної арматури підколонника визначити з розрахунку міцності похилого перерізу на дію моменту за формулою залежно від e_0 :

$$\text{При } \frac{h_n}{6} < e_0 < \frac{h_n}{2} = 0,16 < 0,453 < 0,5$$

$$A_{sw} = \frac{M + V H_{an} - 0,7 N e_0 + G_{cm}(e_{cm} - 0,7 e_0)}{f_{ywd} \sum Z_w} \quad (54)$$

$$\text{де } \sum Z_w = Z_1 + Z_2 + Z_3 + \dots + Z_n = 50 + 200 + 350 + 650 + 800 + 950 + 1100 + 1250 = 5350 \text{ мм}$$

$$\begin{aligned} A_{sw} = & (265,99 \cdot 10^3 + 41,052 \cdot 10^3 \cdot 1,1 - 0,7 \cdot 719,658 \cdot 10^3 \times \\ & \times 0,453 + 21,6 \cdot (0,925 - 0,7 \cdot 0,453)) / 285 \cdot 10^6 \times \\ & \times 5,35 = 0,0000544 \text{ м}^2 \end{aligned}$$

Приймаємо $4\varnothing 12A400 A = 4,52 \text{ см}^2$ з кроком 150 мм.

5 ПРОЕКТУВАННЯ ПЛИТИ ПОКРИТТЯ

5.1 Розрахунок міцності поздовжніх ребер плити покриття за нормальними перерізами

Клас напруженої арматури A800

$$f_{pk} = 840 \text{ МПа}$$

$$f_{p0,1k} = 765 \text{ МПа}$$

$$E_p = 190000 \text{ МПа}$$

$$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} = \frac{765}{1,2} = 637,5 \text{ МПа}$$

Монтажна арматура A400

$$f_{yd} = 365 \text{ МПа}$$

Клас бетону 25/30

$$f_{cd} = 17 \text{ МПа}$$

$$f_{ck,prizm} = 22 \text{ МПа}$$

$$\varepsilon_{cu3,cd} = 3 \text{ МПа}$$

$$E_{cm} = 32,5 \cdot 10^3 \text{ МПа}$$

1. Визначити відношення h'_f/h , по ньому встановити величину (ширину полицки тавра за рис. 6.1 при наявності поперечних ребер), що вводиться в розрахунок.

$$b_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{6} \cdot l_k \\ \text{При } h'_f \geq 0,1 \cdot h : 0,5 \cdot B_K - b \end{array} \right\} \quad (55)$$

$$\frac{h'_f}{h} = \frac{30}{300} = 0,1$$

$$l_k = L - 20 = 6000 - 20 = 5980 \text{ мм}$$

$$\text{При } h'_f \geq 0,1 \cdot h$$

$$b_{eff} = 0,5 \cdot B_K - b = 0,5 \cdot 2,98 - 0,18 = 1,31 \text{ м}$$

Де $B_K = 2,98 \text{ м}$;

$$b = 0,18 \text{ м.}$$

$$l_0 = l_k - 2 \cdot \frac{2}{3} \cdot c = 5980 - 2 \cdot \frac{2}{3} \cdot 120 = 5820 \text{ мм}$$

$$M_{max} = \frac{q \cdot l_0^2}{8} = \frac{10,5291 \cdot 5,82^2}{8} = 44,58 \text{ кНм}$$

$$V_{max} = \frac{q \cdot l_0}{2} = \frac{10,5291 \cdot 5,82}{2} = 30,64 \text{ кН}$$

$$\text{Де } q_p = q_1^{нокр} \cdot B = 2,0537 \cdot 3 = 6,1611 \text{ кН/м};$$

$$P_{cm} = S_m \cdot B = 1,456 \cdot 3 = 4,368 \text{ кН/м};$$

$$q = q_p + P_{cm} = 6,1611 + 4,368 = 10,5291 \text{ кН/м}.$$

2. Обчислюємо α_m :

$$\alpha_m = \frac{M_{max}}{b_{eff} \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (56)$$

$$\text{Де } d = h - a;$$

$$a = 30 \div 50 \text{ мм}.$$

$$\alpha_m = \frac{M_{max}}{b_{eff} \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{44,58 \cdot 10^3}{1,31 \cdot 0,26^2 \cdot 17 \cdot 10^6} = 0,029 \Rightarrow 0,031$$

$$\xi = \frac{x}{d} \Rightarrow x = \xi \cdot d = 0,04 \cdot 260 = 10,4 \text{ мм}$$

$$\zeta = 0,984$$

3. Попереднє напруження σ_p в робочій арматурі визначаємо з умови:

$$0,3f_{p0,1k} \leq \sigma_p \leq 0,9f_{p0,1k} \quad (57)$$

$$0,3 \cdot 765 \leq \sigma_p \leq 0,9 \cdot 765$$

$$229,5 \leq \sigma_p \leq 688,5$$

$$\sigma_p = 600 \text{ МПа}$$

4. Виконуємо перевірку $\xi \leq \xi_R$

$$\xi_R = \frac{\varepsilon_{cu3.cd}}{\varepsilon_{cu3.cd} - \varepsilon_{so}} \quad (58)$$

$$\text{Де } \varepsilon_{so} = \frac{f_{pd} + 400 - 0,9\sigma_p}{E_p} \cdot 1000 = \frac{637,5 + 400 - 0,9 \cdot 600}{190000} \cdot 1000 = 2,61$$

$$\xi_R = \frac{3}{3 - 2,61} = 7,86$$

$$0,04 \leq 7,86$$

Умова виконується.

5. Визначаємо положення нейтральної вісі:

$$M_f = b_{eff} \cdot h'_f \cdot f_{cd} \cdot (d - 0,5 \cdot h_f) \quad (59)$$

$$M_f = (1,31 \cdot 0,03 \cdot 17 \cdot 10^6 \cdot (0,26 - 0,5 \cdot 0,03))/1000 = 163,60845 \text{ кНм}$$

$$M_{max} \leq M_f$$

$$44,58 < 163,60845$$

Нейтральна вісь знаходиться у полиці.

6. Необхідна площа поздовжньої напруженою робочої арматури ребер плити:

$$A_{sp} = \frac{M_{max}}{f_{pd} \cdot d \cdot \zeta} \quad (60)$$

$$A_{sp} = \frac{M_{max}}{f_{pd} \cdot d \cdot \zeta} = \frac{44,58 \cdot 10^3}{637,5 \cdot 10^6 \cdot 0,26 \cdot 0,984} = 0,00027 \text{ м}^2$$

Приймаємо 2Ø18A800, $A_{sp}^{факт} = 5,09 \text{ см}^2$.

7. Обчислюємо відсоток армування для прийнятої поздовжньої напруженої арматури:

$$\mu = \left(\frac{A_{sp}^{факт}}{A_b} \right) \cdot 100\% \quad (61)$$

Де $A_b = 296 \cdot 3 + 18 \cdot (30 - 3) = 1374 \text{ см}^2$

$$\mu = \left(\frac{5,09}{1374} \right) \cdot 100\% = 0,37\%$$

Відсоток армування для прийнятої поздовжньої напруженої арматури ($0,3\% \leq \mu \leq 0,8\%$) входить до оптимальних значень.

5.2 Розрахунок міцності похилих перерізів поздовжніх ребер плити

1. Визначаємо σ_{cp} :

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{max}}{A_c} < 0,2 \cdot f_{cd} \quad (62)$$

Де $N_{max} = 0,5 \cdot \sigma_p \cdot A_{cp} = 0,5 \cdot 600 \cdot 0,000509 \cdot 1000 = 152,7 \text{ кН}$.

$$\sigma_{cp} = \frac{152,7}{0,1374} < 0,2 \cdot 17 \cdot 1000$$

$$\sigma_{cp} = 1111 \text{ кН} < 3400 \text{ кН}$$

2. Визначаємо коефіцієнт k :

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad (63)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{260}} \leq 2,0$$

$$k = 1,87 \leq 2,0$$

3. Визначаємо $V_{Rd,c}$:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b \cdot d \quad (64)$$

Де $V_{Rd,c}$ — розрахункове значення поперечної сили, яку може сприйняти похилий переріз без армування (бетон);

k_1 — коефіцієнт, $k_1 = 0,15$;

ρ_l — коефіцієнт армування перерізу поздовжньою розтягнутою арматурою;

$C_{Rd,c}$ — 0,12 МПа;

f_{ck} — в МПа.

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= \left[0,12 \cdot 1,877 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,37 \cdot 22} + 0,15 \cdot 1,11 \right] \cdot 180 \cdot 260 = \\ &= 1062265 \text{ МПа} = 106,26 \text{ кН} \end{aligned}$$

4. Перевіряємо умову $V_{max} \geq V_{Rd,c}$

$$30,64 \text{ кН} \not\geq 106,26 \text{ кН}$$

Умова не виконується, приймаємо армування конструктивно:

- В зварних каркасах $d_{\text{ноп.арм.}} \geq \left\{ \frac{d_{\text{повзд.арм.}}}{4}; 4 \text{ мм} \right\}$ кількість стрижнів в перерізі має відповідати кількості плоских каркасів. В ребристій плиті має бути 2 каркаси. Приймаємо 8 мм;
- Крок стрижнів S призначається кратним 50 мм і приймається:
 - $S \leq \{0,5 \cdot h; 150 \text{ мм}\}$ на ділянках біля опор ($\geq 0,25 \cdot l_0$)
Приймаємо $S = 150 \text{ мм}$, біля опор 1500 мм;
 - $S \leq \{0,75 \cdot h; 500 \text{ мм}\}$ на ділянках всередині прогону ($\approx 0,5 \cdot l_0$)
Приймаємо $S = 300 \text{ мм}$, всередині прогону 3000 мм.

5.3 Розрахунок полицки плити на місцевий вигин

- $l_{01} = 1 - 0,045 - 0,02 = 0,935 \text{ м}$
- $l_{02} = 1 - 0,02 - 0,02 = 0,96 \text{ м}$

Відношення сторін полицки плити:

$$\bullet \frac{l_{01}}{l_{02}} = \frac{298 \text{ см}}{93,5 \text{ см}} = 2,97 > 2$$

$$\bullet \frac{l_{01}}{l_{02}} = \frac{298 \text{ см}}{96 \text{ см}} = 2,89 > 2$$

$$q_1 = (2,52 - 1,4663) + 1,1 \cdot 25 \cdot 0,03 + 1,456 = 4,56 \text{ кН/м}^2$$

$$q = B \cdot q_1 = 1 \cdot 4,56 = 4,56 \text{ кН/м}$$

$$M = \frac{q \cdot l_{01}^2}{11} = \frac{4,56 \cdot 0,935^2}{11} = 0,36 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

1. Визначаємо α_m

$$\alpha_m = \frac{M}{f_{cd} \cdot B \cdot d^2} \quad (65)$$

$$\text{Де } d = 0,5 \cdot h_f = 0,5 \cdot 0,003 = 0,015 \text{ м};$$

$$B = 1 \text{ м.}$$

$$\alpha_m = \frac{0,36 \cdot 10^3}{17 \cdot 10^6 \cdot 1 \cdot 0,015^2} = 0,0947 \Rightarrow 0,091$$

$$\text{Приймаємо } \zeta = 0,952$$

2. Визначаємо необхідну площу поздовжньої робочої арматури полицки плити обчислюємо, як в прямокутному перерізі, за формулою:

$$A_S = \frac{M}{f_{yd} \cdot \zeta \cdot d} \quad (66)$$

Де f_{yd} — розрахунковий опір стрижневої арматури класу A400.

$$A_S = \frac{0,36 \cdot 10^3}{365 \cdot 10^6 \cdot 0,952 \cdot 0,015} = 0,00006906 \text{ м}^2$$

$$\text{Приймаємо } C - 1 = \frac{\varnothing 3A400 - 200}{\varnothing 5A400 - 300} \quad 5910 \times 2910$$

5.4 Розрахунок втрат попереднього напруження

Визначаємо геометричні характеристики розрахункового перерізу:

$$A_{red} = b_f \cdot h_f + b \cdot (h - h_f) + \alpha \cdot A_P + \alpha \cdot A_{S1} + \alpha \cdot A_{S2} \quad (67)$$

$$A_{red} = 2,96 \cdot 0,03 + 3 \cdot (0,3 - 0,03) + 5,85 \cdot 0,000509 + 5,85 \times \\ \times 0,0002545 + 5,85 \cdot 0,0002545 = 0,904$$

$$S_{red} = b_f \cdot h_f \cdot \left(h - \frac{h_f}{2} \right) + b \cdot (h - h_f) \cdot \left(h - \frac{h_f}{2} \right) \quad (68)$$

$$S_{red} = 2,96 \cdot 0,03 \cdot \left(0,3 - \frac{0,03}{2} \right) + 3 \cdot (0,3 - 0,03) \cdot \left(0,3 - \frac{0,03}{2} \right) = 0,256$$

$$y = \frac{S_{red} + \alpha \cdot A_P \cdot c_P + \alpha \cdot A_{S1} \cdot c + \alpha \cdot A_{S2} \cdot (h - c_1)}{A_{red}} \quad (69)$$

$$y = (0,256 + 5,85 \cdot 0,000509 \cdot 0,05 + 5,85 \cdot 0,0002545 \cdot 0,02 + \\ + 5,85 \cdot 0,0002545 \cdot (0,3 - 0,02)) / 0,904 = 0,284$$

$$\begin{aligned}
I_{red} = I + \alpha \cdot A_P \cdot y_P^2 + \alpha \cdot A_{S1} \cdot y_{S1}^2 + \alpha \cdot A_{S2} \cdot y_{S2}^2 = \frac{b_f \cdot h_f^3}{12} + \\
+ b_f \cdot h_f \cdot \left(h - y - \frac{h_f}{2} \right)^2 + \frac{b \cdot (h - h_f)^3}{12} + b \cdot (h - h_f) \times \\
\times \left(y - \frac{h - h_f}{2} \right)^2 + \alpha \cdot A_P \cdot y_P^2 + \alpha \cdot A_{S1} \cdot y_{S1}^2 + \\
+ \alpha \cdot A_{S2} \cdot y_{S2}^2 \quad (70)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
I_{red} = \left[\frac{2,96 \cdot 0,03^3}{12} \right] / 10^8 + [2,96 \cdot 0,03] / 10^8 \times \\
\times \left[\left(0,3 - 0,284 - \frac{0,03}{2} \right)^2 \right] / 10^8 + \\
+ \left[\frac{0,18 \cdot (0,3 - 0,03)^3}{12} \right] / 10^8 + \\
+ [0,18 \cdot (0,3 - 0,03)] / 10^8 \times \\
\times \left[\left(0,284 - \frac{0,3 - 0,03}{2} \right)^2 \right] / 10^8 + \\
+ [5,85 \cdot 0,000509 \cdot 0,234^2] / 10^8 + \\
+ [5,85 \cdot 0,0002545 \cdot 0,264^2] / 10^8 + \\
+ [5,85 \cdot 0,0002545 \cdot 0,28^2] / 10^8 = 154051,298 \text{ см}^4
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Де } \alpha &= \frac{E_S}{E_{cm}} = \frac{190000}{32,5 \cdot 10^3} = 5,85; \\
y_P &= y - c_P = 0,284 - 0,05 = 0,234; \\
y_{S1} &= y - c = 0,284 - 0,02 = 0,264; \\
y_{S2} &= h - y - c_1 = 0,3 - 0,02 = 0,27.
\end{aligned}$$

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y} = \frac{0,154051298}{0,284} = 0,543 \quad (71)$$

$$r = \frac{W_{red}}{A_{red}} = \frac{0,543}{0,904} = 0,59 \quad (72)$$

Розрахунок втрат І групи попереднього напруження

1. Визначаємо втрати від короткотривалої релаксації арматури ΔP_r для арматури класу A800 при механічному та електротермічному способі натягу:

- При механічному

$$\Delta P_r = (0,1 \cdot \sigma_{p,max} - 20) \cdot A_P \quad (73)$$

$$\Delta P_r = (0,1 \cdot 1250 - 20) \cdot 0,000509 = 0,053 \text{ Па}$$

- При електротермічному

$$\Delta P_r = 0,03 \cdot \sigma_{p,max} \cdot A_P \quad (74)$$

$$\Delta P_r = 0,03 \cdot 1250 \cdot 0,000509 = 0,019 \text{ Па}$$

2. Визначаємо втрати від темепературного перепаду:

$$\Delta P_{\Delta t} = 0,5 \cdot A_P \cdot E_P \cdot \alpha_c \cdot (T_{max} - T_0) \quad (75)$$

$$\Delta P_{\Delta t} = 0,5 \cdot 0,000509 \cdot 190000 \cdot 1 \cdot 10^{-5} \cdot 65 = 0,031 \text{ Па}$$

3. Визначаємо втрати від деформації анкерів, анкерних пристроїв, розташованих в зоні натяжних пристроїв, при натягу на упори:

$$\Delta P_4 = \frac{\Delta l}{l} \cdot E_P \cdot A_P \quad (76)$$

$$\Delta P_4 = \frac{1,25 \cdot 0,15 \cdot 18}{6} \cdot 19000 \cdot 0,000509 = 63,66 \text{ Па}$$

4. Втрати зусилля в арматурі внаслідок миттєвої деформації бетону при натягу на упори:

$$\Delta P_c = \alpha \cdot \rho \left[1 + z_{cp}^2 \cdot \frac{A_c}{I_c} \right] \cdot P_{0,c} \quad (77)$$

$$\text{Де } P_{0,c} = P_{max} - \Delta P_r - \Delta P_{\Delta t} = 1250 - 0,019 - 0,031 = 1249,915 \text{ Па}$$

$$\Delta P_c = 1 \cdot 10^{-5} \cdot 0,0032 \cdot \left[1 + 2,345^2 \cdot \frac{0,000509}{1377865842,7} \right] \cdot 1249,915 = 0,234 \text{ Па}$$

5. Величина I групи втрат:

$$P_{m0} = P_{max} - \Delta P_r - \Delta P_{\Delta t} \quad (78)$$

$$P_{m0} = 1250 - 0,019 - 0,031 = 1186,014 \text{ Па}$$

$$P_{m0} \leq 0,75 \cdot f_{pk} \cdot A_P$$

$$1186,014 \text{ Па} \leq 0,75 \cdot 840 \cdot 10^6 \cdot 0,000509$$

$$1186,014 \text{ Па} \leq 320670 \text{ Па}$$

Умова виконується.

Розрахунок втрат II групи попереднього напруження

1. Залежні від часу втрати попереднього напруження від дії постійних навантажень ΔP_{e+s+r} :

$$\Delta P_{e+s+r} = A_P \cdot \sigma_{p,c+s+r} \quad (79)$$

$$\sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_P + 0,8 \cdot \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_P}{E_{cm}} \cdot \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,qp}}{1 + \frac{E_P \cdot A_P}{E_{cm} \cdot A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot z_{cp}^2\right) [1 + 0,8 \cdot \varphi(t, t_0)]} \quad (80)$$

$$\text{Де } \sigma_{c,qp} = \frac{P_{m0}}{A_{red}} + \frac{P_{m0} \cdot z_{cp} \cdot y_p}{I_{red}} - \frac{M_{max} \cdot y_p}{I_{red}} = \frac{1186,014}{0,905} + \frac{1186,014 \cdot 2,345 \cdot 0,234}{154051,3} - \frac{44,58 \cdot 0,234}{154051,3} = 1310,87 \text{ Па}$$

$$\sigma_{p,c+s+r} = \frac{0,39 \cdot 190000 + 0,8 \cdot 0,79 + \frac{190000}{32500} \cdot 2 \cdot 1310,87}{1 + \frac{190000 \cdot 0,000509}{32500 \cdot 0,000509} \cdot \left(1 + \frac{0,000509}{1377865842,7} \cdot 2,345^2\right) [1 + 0,8 \cdot 2]}$$

$$\sigma_{p,c+s+r} = 89426,45 \text{ Па}$$

$$\Delta P_{e+s+r} = 0,000509 \cdot 89426,45 = 45,518 \text{ Н}$$

2. Перевірити умову для середнього значення попереднього обтискування $P_{m,t}$ в момент часу $t > t_0$ (з урахуванням всіх втрат):

$$P_{m,t} = P_{m0} - \Delta P_{1(t)} < 0,65 \cdot f_{pk} \cdot A_P \quad (81)$$

Повні сумарні втрати напруження $P_{m0} + \Delta P_{1(t)}$ приймати не менше 100 МПа.

$$P_{m,t} = 1186,014 - 45,518 < 0,65 \cdot 840 \cdot 10^6 \cdot 0,000509$$

$$P_{m,t} = 1140,49 \text{ Па} < 277914 \text{ Па}$$

5.5 Розрахунок плити на утворення тріщин нормальних до поздовжньої осі

Розрахунок моменту тріщиноутворення $M_{w,ult}$ для нормальних перерізів плити в стадії експлуатації

1. Визначаємо момент тріщиноутворення:

$$M_{w,ult} = f_{ctm} \cdot \gamma \cdot W_{red} + P_2 \cdot (e_{op} + r) \quad (82)$$

$$\text{Де } P_2 = 0,5 \cdot A_{sp}^{факт} \cdot \sigma_p - (P_{0m} + \Delta P_{1(t)}) = 0,5 \cdot 5,09 \cdot 600 - (1186,01 + 45,52) = 295,47 \text{ кПа};$$

$$e_{op} = y_0 - a = 0,115 - 0,04 = 0,111 \text{ м}$$

$$M_{w,ult} = 2,6 \cdot 1,3 \cdot 0,543 + 295,47 \cdot (0,111 + 0,115) = 57,97 \text{ кНм}$$

2. Порівняємо $M_{w,ult} \geq M_{max}$

$$57,97 \text{ кНм} \geq 44,58 \text{ кНм}$$

Умова виконується, тріщини не виникають і розрахунок розкриття тріщин виконувати не потрібно.

5.6 Розрахунок тріщиностійкості плити в стадії виготовлення і транспортування

1. Обчислюємо момент від власної ваги:

$$M_1 = \frac{g \cdot c^2}{2} = \frac{(1,333 \cdot 1,6 \cdot 3) \cdot 0,8^2}{2} = 2,05 \text{ кНм} \quad (83)$$

2. Перевірити умову тріщиностійкості:

$$P_1 \cdot (e_{op} - r) - M_{w,ult} \leq f_{ctm} \cdot \gamma \cdot W_{red} \quad (84)$$

$$\text{Де } P_1 = A_{sp}^{факт} \cdot \sigma_p - P_{0m} = (5,09/10000) \cdot 600 - 1186,01 = -1185,71 \text{ Па}$$

$$-10,545 \cdot (0,111 - 0,115) - 57,97 \leq 2,6 \cdot 1,3 \cdot 0,543$$

$$-10,545 \leq 1,83$$

Умова виконується, тріщини не виникають і розрахунок розкриття тріщин виконувати не потрібно.

5.7 Розрахунок плити за деформаціями

1. Визначаємо прогин плити:

$$f_{sh,t} = \left(\frac{1}{r} \right)_1 \cdot \alpha_k \cdot l_0^2 \quad (85)$$

$$\text{Де } \left(\frac{1}{r} \right)_1 = \frac{M}{E_{c,eff}} \cdot I_I = \frac{1,456 \cdot 10^3}{10833,33 \cdot 10^6} \cdot 0,001378 = 1,85203 \cdot 10^{-7};$$

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)} = \frac{32500}{1 + 2} = 10833,33$$

$$f_{sh,t} = 1,85203 \cdot 10^{-7} \cdot \frac{5}{48} \cdot 5,82^2 = 0,001457 \text{ м}$$

2. Обчислюємо прогин від постійної та довготривалої діючої частин навантаження на плиту:

$$f_{lt} = \left(\frac{1}{r} \right)_2 \cdot \alpha_k \cdot l_0^2 \quad (86)$$

$$\text{Де } \left(\frac{1}{r} \right)_2 = \frac{M}{E_{cm} \cdot I_I} = \frac{1,456 \cdot 10^3}{32500 \cdot 0,001378 \cdot 10^{-6}} = 0,0003328.$$

$$f_{lt} = 0,0003328 \cdot \frac{5}{48} \cdot 5,82^2 = 0,001174 \text{ м}$$

3. Обчислюємо вигин від короткочасної дії зусилля попереднього обтиску:

$$f_{cp} = \frac{P_2 \cdot e_{op} \cdot l_0^2}{8 \cdot E_{cm} \cdot I_I} \quad (87)$$

$$f_{cp} = \frac{295,46 \cdot 0,075 \cdot 5,82^2}{8 \cdot 32500 \cdot 0,001378 \cdot 10^{-6}} = 2,095 \cdot 10^{-6} \text{ м}$$

4. Обчислюємо вигин внаслідок повзучості та усадки залізобетонного елемента:

$$f_{cs} = \alpha_P \cdot \left(\frac{1}{r} \right)_4 \cdot l_0^2 \quad (88)$$

$$\begin{aligned} \text{Де } \left(\frac{1}{r} \right)_4 &= \frac{M - \varepsilon_{cs}(t, t_0) \cdot E_S \cdot S_{Is}}{E_{c,eff} \cdot I_I} = \\ &= \frac{1,456 \cdot 10^3 - 0,39 \cdot 190000 \cdot 5,85 \cdot 10^{-5}}{10833,33 \cdot 10^6 \cdot 0,001378 \cdot 10^{-6}} = 0,01855; \end{aligned}$$

$$S_{Is} = A_{s1} \cdot z_1 + A_{s2} \cdot z_2 = 0,0002545 \cdot 0,115 + 0,0002545 \cdot 0,115 = 5,85 \cdot 10^{-5}.$$

$$f_{cs} = \frac{1}{8} \cdot 0,01855 \cdot 5,82^2 = 0,0785 \text{ м}$$

5. Обчислюємо повне значення прогину:

$$f = f_{sh,t} + f_{lt} - f_{cp} - f_{cs} \quad (89)$$

$$f = 0,001457 + 0,001174 - 2,095 \cdot 10^{-6} - 0,0785 = -0,075 \text{ м}$$

$$f \leq f_u$$

$$-0,075 \text{ м} \leq 30 \text{ мм}$$

Умова виконується.

6 ПРОЕКТУВАННЯ КРОКВЯНОЇ ФЕРМИ

Розрахунок вузлових навантажень на крокв'яну ферму

1. Від постійного навантаження:

$$F_{пост} = g \cdot 3 \cdot S + \gamma_f \cdot \frac{G_n^{пост}}{n} \quad (90)$$

Де g — вага конструкції покрівлі;

γ_f — коефіцієнт надійності по навантаженню;

$G_n^{пост}$ — вага кроквяної конструкції;

n — кількість вузлів у фермі.

$$F_{пост} = 3,52 \cdot 3 \cdot 6 + 1,1 \cdot \frac{60}{9} = 70,69 \text{ кН}$$

2. Від снігових навантажень:

$$F_{сн} = \gamma_f \cdot p_{сн}^n \cdot 3 \cdot S \quad (91)$$

Де $p_{сн}^n$ — нормативне значення навантаження снігового навантаження.

$$F_{сн} = 1,04 \cdot 1,456 \cdot 3 \cdot 6 = 27,26 \text{ кН}$$

Розрахунок армування попередньо напруженого розтягнутого нижнього пояса ферми

1. Приймаємо найневигідніше зусилля в найбільш навантаженій панелі нижнього поясу.

Елемент 8 – 9

$$N_{max} = 520,1145 \text{ кН}$$

2. Обчислюємо необхідну площу напруженої арматури, як для центрально розтягнутого елемента:

$$A_{sp} = \frac{N_{max} \cdot e}{f_{pd} \cdot (d - a_p)} \quad (92)$$

$$\text{Де } e = e_a + 0,5 \cdot h - a_p = 0,01 + 0,5 \cdot 0,28 - 0,04 = 0,11 \text{ м}$$

$$A_{sp} = \frac{520,1145 \cdot 10^3 \cdot 0,11}{637,5 \cdot (0,24 - 0,04)} = 0,0004487 \text{ м}^2$$

$$\text{Приймаємо } 2\varnothing 18A800 + 2\varnothing 18A800, A_S^{\text{факт}} = 10,18 \text{ см}^2.$$

ДОДАТОК

Елементи ферми	№ стрижня	Зусилля в стрижнях ферми		Від постійної навантаження на покритті п F _{пост} =...(кН
		Для схеми завантаження №1	Для схеми завантаження №2	Для схеми завантаження №1
Верхній пояс	1 – 2	-5,343	-3,752	-377,69667
	2 – 3	-5,37	-3,365	-379,6053
	3 – 4	-5,245	-3,281	-370,76905
	4 – 5	-5,245	-1,964	-370,76905
	5 – 6	-5,37	-2,005	-379,6053
	6 – 7	-5,343	-1,591	-377,69667
Нижній пояс	1 – 8	4,725	3,317	334,01025
	8 – 9	5,31	2,655	375,3639
	9 – 7	4,725	1,408	334,01025
Розкоси	2 – 8	0,557	-0,051	39,37433
	4 – 8	-0,106	0,794	-7,49314
	4 – 9	-0,106	-0,9	-7,49314
	6 – 9	0,557	0,608	39,37433
Стійки	3 – 8	-0,19	-0,488	-13,4311
	5 – 9	-0,19	0,298	-13,4311