

# 1 КОМПОНУВАННЯ ПОПЕРЕЧНОЇ РАМИ БУДІВЛІ

## 1.1 Компонування поперечної рами промислової будівлі

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

$$h_{n,\delta} = 1000 \text{ мм}$$

2. Визначити висоту над кранової  $H_\delta$  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  $= 70 \text{ мм}$ .

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

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

$$H = H_1 + 150 = 12250 \text{ мм}.$$

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:

$$h_{\text{сілки}} = 200 \text{ мм}.$$

$$h_n = 1000 \text{ мм}.$$

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

## 2 СТАТИЧНИЙ РОЗРАХУНОК ПОПЕРЕЧНОЇ РАМИ

1)Збір навантаження:

Розрахунковий проліт рами:

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

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

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

де :  $G_{\text{II}}^{\text{cmp}}$  - маса кроквяної конструкції

$g^{\text{покp}}$  - навантаження на покритті

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

де :  $g_p$  - розрахункове постійне навантаження на  $1 \text{ м}^2$  плити покриття

$S_1$ -крок поперечних рам в будівлі

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

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

Снігове навантаження

$$p^{\text{сн}} = S_m \cdot S \quad (3)$$

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

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

$S_0$  - характеристичне значення снігового навантаження на  $1 \text{ м}^2$  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.

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

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

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

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

Кранове навантаження

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:  $\gamma_{fm}$  - см. п. 7.9

$\psi$  - см. п. 7.22

$\sum y_i$  - Рис..

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

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

де :  $n_0$  - 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

$$T_n^{кол} = \frac{0,05 \cdot (Q + Q_t)}{n_0} \quad (10)$$

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

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

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 :  $\gamma_{fm}$  — 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  $0,308 \text{ кНм}^2$  і  $0,337 \text{ кНм}^2$

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

## Статична розрахунок поперечної рами

1. Момент інерції відносно осі Y:

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

$$I_z = \frac{40 \cdot 20^3}{12} + \frac{40 \cdot 20 - (100 - 20)^2}{2} =$$

$$A_f \geq \frac{1,05 N_{n,max}}{R_0 - \gamma_m H_1} \quad (17)$$

$$A_f \geq \frac{1,05 \cdot 25}{200 - 2 \cdot 6} = 0,14 \text{ м}^2$$

$$A_f \geq \frac{1,05 N_{n,max}}{R_0 - \gamma_m H_1} \quad (18)$$

### 3 ПРОЕКТУВАННЯ КОЛОНИ ОДНОПОВЕРХОВОЇ ПРОМИСЛОВОЇ БУДІВЛІ

#### 3.1 Розрахунок поздовжньої арматури колони

1. Обчислюємо ексцентриситет:

$$e_0 = \frac{M}{N} + e_a \quad (19)$$

де:

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

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:

$$i_{red}^2 = \frac{c^2}{4\left(\frac{1+3c^2}{\psi^2 n^2 h^2}\right)} \quad (20)$$

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:

$$\lambda_{red} = \frac{l_0}{i_{red}^2} \quad (21)$$

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:

$$\lambda \lim = \frac{20ABC}{\sqrt{n}} \quad (22)$$

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

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

$$\varphi_{ef} = 2$$

$$B = 1,1$$

$$C = 0,7$$

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

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

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} \quad (23)$$

$$N_{cr} = \frac{6,4 E_{cm}}{l_0^2} \left[ \frac{I}{\varphi_l} \left( \frac{0,11}{0,1 + \frac{\sigma_e}{\varphi_p}} + 0,1 \right) + \alpha I_s \right] \quad (24)$$

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

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

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

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

$$\varphi_p = 1$$

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

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

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

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

4. Визначаємо зусилля в гілках колони:

$$N_{\epsilon 1,2} = 0,5N \pm \frac{M \cdot \eta}{c} \quad (25)$$

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

$$M_{\epsilon} = V \frac{S}{4} \quad (26)$$

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

5. Для кожної з гілок визначаємо:

$$e_0 = \frac{M_{\epsilon}}{N_{\epsilon}} + l_a \quad (27)$$

$$e = e_0 \eta + 0,5h - a \quad (28)$$

$$\eta = 1$$

$$h = 200 \text{ мм}$$

$$a = 30 \text{ мм}$$

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

$$l_a = 200/30 = 6,6 \text{ мм}$$

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

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

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

6. Підбираємо армування при несиметричному армуванні:

$$A'_S = \frac{N \cdot e - 0,4 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}{f_{yd} \cdot (d - a')} \geq 0 \quad (29)$$

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

$$A'_S = -0,0000728376 \text{ м}^2$$



Висновок — переріз арматури приймаємо конструктивно.

$$A_S = \frac{0,55 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d - N}{f_{yd}} + A'_S \quad (30)$$

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

$$A_S = -0,000284892 \text{ м}^2$$

Висновок — переріз арматури приймаємо конструктивно.

### **3.2 Розрахунок розпірки двогілкової колони**

### **3.3 Розрахунок колони із площини поперечної рами**

## **4 ПРОЕКТУВАННЯ ПОЗАЦЕНТРОВОГО НАВАНТАЖЕННЯ ФУНДАМЕНТУ ПІД КОЛОНУ**

**4.1 Визначення розмірів фундаменту і армування його плитної частини**

**4.2 Проектування підколонника фундаменту**

## **5 ПРОЕКТУВАННЯ ПЛИТИ ПОКРИТТЯ**

- 5.1 Розрахунок міцності поздовжніх ребер плити покриття за нормальними перерізами**
- 5.2 Розрахунок міцності похилих перерізів поздовжніх ребер плити**
- 5.3 Розрахунок полицки плити на місцевий вигин**
- 5.4 Розрахунок втрат попереднього напруження**
- 5.5 Розрахунок плити на утворення тріщин нормальних до поздовжньої осі**
- 5.6 Розрахунок тріщиностійкості плити в стадії виготовлення і транспортування**
- 5.7 Розрахунок плити за деформаціями**

## **6 ПРОЕКТУВАННЯ КРОКВЯНОЇ ФЕРМИ**