

Phần 2

VÍ DỤ TÍNH TOÁN

Ví dụ 1

TÍNH TOÁN KHUNG NGANG NHÀ MỘT TẦNG BA NHỊP

Số liệu cho trước

Nhà công nghiệp một tầng lắp ghép, ba nhịp đều nhau, $L = 24$ m, cùng cao trình ray $R = 8$ m. ở mỗi nhịp có hai cầu trục chạy điện, chế độ làm việc trung bình, sức trục $Q = 20 / 5$ t. Bước cột $a = 6$ m, chiều dài khối nhiệt độ là 60 m. Địa điểm xây dựng : Hà Nội.

I. Lựa chọn kích thước của các cấu kiện

1. Chọn kết cấu mái

Với nhịp $L = 24$ m, có thể chọn kết cấu dàn bê tông cốt thép dạng hình thang, dàn gẫy khúc hoặc dạng dàn vòm. Ở đây chọn dàn gẫy khúc, chiều cao giữa dàn là 3,2 m.

Chọn cửa mái chỉ đặt ở nhịp giữa, rộng 12 m, cao 4 m.

Các lớp mái được cấu tạo từ trên xuống như sau :

- hai lớp gạch lá nem kể cả vữa lót dày 5 cm ;
- lớp bê tông nhẹ cách nhiệt dày 12 cm ;
- lớp bê tông chống thấm dày 4 cm ;
- panen mái là dạng panen sườn, kích thước $6 \times 1,5$ m, cao 30 cm.

Tổng chiều dày các lớp mái : $t = 5 + 12 + 4 + 30 = 51$ cm.

2. Chọn dầm cầu trục

Với nhịp dầm cầu trục 6 m, sức trục 20 t, chọn dầm cầu trục theo thiết kế định hình ở bảng 1.1.1 có $H_c = 1000$; $b = 200$; $b_c = 570$; $h_c = 120$, trọng lượng 4,2t.

3. Xác định các kích thước chiều cao của nhà

Lấy cao trình nền nhà tương ứng với cốt $\pm 0,00$ để xác định các kích thước khác.

Cao trình vai cột $V = R - (H_r + H_c)$,

R - cao trình ray đã cho $R = 8$ m ;

H_r - chiều cao ray và các lớp đệm, $H_r = 0,15$ m ;

H_c - chiều cao dầm cầu trục, $H_c = 1,0$ m,

$$V = 8 - (0,15 + 1) = 6,85 \text{ m} .$$

Cao trình đỉnh cột $D = R + H_{ct} + a_1$,

H_{ct} - chiều cao cầu trục, tra bảng 2 phụ lục I với sức trục 20 t có $H_{ct} = 2,4$ m ;

a_1 - khe hở an toàn từ đỉnh xe con đến mặt dưới kết cấu mang lực mái, chọn

$a_1 = 0,15$ m, đảm bảo $a_1 \geq 0,1$ m.

$$D = 8 + 2,4 + 0,15 = 10,55 \text{ m} .$$

Cao trình đỉnh mái $M = D + h + h_{cm} + t$,

h - chiều cao kết cấu mang lực mái, $h = 3,2$ m ;

h_{cm} - chiều cao cửa mái, $h_{cm} = 4,0$ m ;

t - tổng chiều dày các lớp mái, $t = 0,51$ m.

Cao trình đỉnh mái ở nhịp thứ hai có cửa mái

$$M_2 = 10,55 + 3,2 + 4 + 0,51 = 18,26 \text{ m} .$$

Cao trình mái ở hai nhịp biên không có cửa mái

$$M_1 = 10,55 + 3,2 + 0,51 = 14,26 \text{ m} .$$

4. Kích thước cột

Chiều dài phần cột trên $H_t = D - V = 10,55 - 6,85 = 3,7$ m.

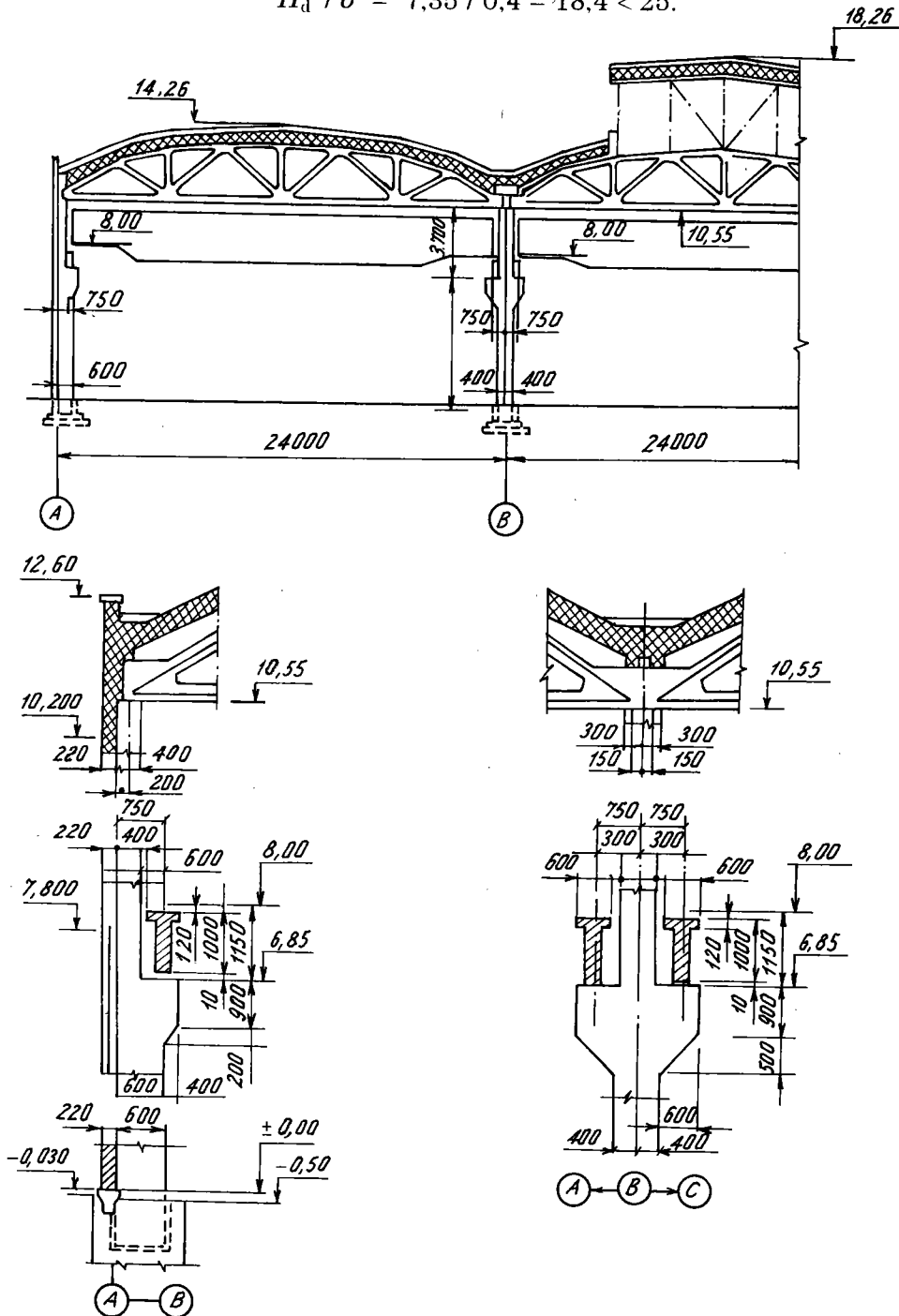
Chiều dài phần cột dưới $H_d = V + a_2 = 6,85 + 0,5 = 7,35$ m.

a_2 là khoảng cách từ mặt nền đến mặt móng, chọn $a_2 = 0,5$ m .

Kích thước tiết diện cột chọn như sau :

- Bề rộng cột b chọn theo thiết kế định hình, thống nhất cho toàn bộ phần cột trên và cột dưới, cho cả cột biên lẫn cột giữa $b = 40$ cm, thỏa mãn điều kiện

$$H_d / b = 7,35 / 0,4 = 18,4 < 25.$$



Hình 2.1.1. Mặt cắt ngang và chi tiết

- Chiều cao tiết diện phần cột trên cột biên $h_t = 40$ cm, thỏa mãn điều kiện

$$a_4 = \lambda - h_t - B_1 = 75 - 40 - 26 = 9 \text{ cm} > 6 \text{ cm}.$$

ở đây λ - khoảng cách từ trục định vị (mép ngoài cột biên) đến tim dầm cầu trục,
 $\lambda = 75$ cm ;

B_1 - khoảng cách từ tim dầm cầu trục đến mép cầu trục, tra bảng phụ lục I,
 $B_1 = 26$ cm.

- Chiều cao tiết diện phần cột dưới cột biên $h_d = 60$ cm, thỏa mãn điều kiện

$$h_d > H_d / 14 = 7,35 / 14 = 0,525 \text{ m}$$

- Cột giữa chọn $h_t = 60$ cm, $h_d = 80$ cm, các điều kiện tương tự như cột biên đều thỏa mãn.

- Kích thước vai cột sơ bộ chọn $h_v = 60$ cm, khoảng cách từ trục định vị đến mép vai là 100 cm, góc nghiêng 45° .

Hình dáng, kích thước mặt cắt ngang và một số chi tiết cho trên hình 2.1.1.

II. Xác định tải trọng

1. Tính tải mái

Phần tính tải do trọng lượng bản thân các lớp mái tác dụng trên 1m^2 mặt bằng mái xác định theo bảng 2.1.1

Bảng 2.1.1. Cấu tạo và tải trọng của các lớp mái

	Các lớp mái	Tải trọng tiêu chuẩn kG/m^2	Hệ số vượt tải	Tải trọng tính toán kG/m^2
1	Hai lớp gạch lá nem kể cả vữa, dày 5cm, $\gamma = 1800 \text{ kG/m}^3$ $0,05 \times 1800$	90,0	1,3	117,0
2	Lớp bê tông nhẹ cách nhiệt, dày 12 cm, $\gamma = 1200 \text{ kG/m}^3$ $0,12 \times 1200$	144,0	1,3	187,2
3	Lớp bê tông chống thấm, dày 4 cm, $\gamma = 2500 \text{ kG/m}^3$ $0,04 \times 2500$	100,0	1,1	110,0
4	Panen $6 \times 1,5$ m, trọng lượng một tấm kể cả bê tông chèn khe 1,7 t $1700 / 9$	189,0	1,1	208,0
5	Tổng cộng	523,0		622,2

Tính tải do trọng lượng bản thân dàn mái nhịp 24m, lấy theo bảng 1.2.1 là 9,6t hệ số vượt tải $n = 1,1$.

$$G_1 = 9,6 \times 1,1 = 10,56 \text{ t.}$$

Trọng lượng khung cửa mái rộng 12 m, cao 4 m lấy 2,8 t ; $n = 1,1$

$$G_2 = 2,8 \times 1,1 = 3,1 \text{ t.}$$

Trọng lượng kính và khung cửa kính lấy 500 kG / m, với $n = 1,2$

$$g_k = 500 \times 1,2 = 600 \text{ kG / m.}$$

Tính tải mái quy về lực tập trung G_{m1} tác dụng ở nhịp biên không có cửa mái

$$G_{m1} = 0,5 (G_1 + g \cdot a \cdot L) = 0,5 (10,56 + 0,622 \times 6 \times 24) = 50,08 \text{ t.}$$

Ở nhịp giữa có cửa mái

$$G_{m2} = 0,5 (G_1 + g \cdot a \cdot L + G_2 + 2g_k \cdot a) ;$$

$$G_{m2} = 0,5 (10,56 + 0,622 \times 6 \times 24 + 3,1 + 2 \times 0,6 \times 6) = 55,23 \text{ t.}$$

Các lực G_{m1} , G_{m2} đặt cách trục định vị 0,15 m.

2. Tính tải do dầm cầu trục

$$G_d = G_c + a \cdot g_r,$$

G_c - trọng lượng bản thân dầm cầu trục là 4,2 t ;

g_r - trọng lượng ray và các lớp đệm, lấy 150 kG/m

$$G_d = 1,1 (4,2 + 6 \times 0,15) = 5,61 \text{ t.}$$

Tải trọng G_d đặt cách trục định vị 0,75m.

3. Tính tải do trọng lượng bản thân cột

Tải trọng này tính theo kích thước cấu tạo cho từng phần cột.

Cột biên có :

phần cột trên : $G_t = 0,4 \times 0,4 \times 3,7 \times 2,5 \times 1,1 = 1,63 \text{ t ;}$

phần cột dưới: $G_d = (0,4 \times 0,6 \times 7,35 + 0,4 \frac{0,6 + 1}{2} \cdot 0,4) \times 2,5 \times 1,1 = 5,2 \text{ t.}$

cột giữa có : $G_t = 0,4 \times 0,6 \times 3,7 \times 2,5 \times 1,1 = 2,44 \text{ t ;}$

$$G_d = (0,4 \times 0,8 \times 7,35 + 2 \times 0,4 \frac{0,6 + 1,2}{2} \cdot 0,6) \times 2,5 \times 1,1 = 7,7 \text{ t.}$$

Tường xây gạch là tường tự chịu lực nên trọng lượng bản thân của nó không gây ra nội lực cho khung.

4. Hoạt tải mái

Trị số hoạt tải mái tiêu chuẩn phân bố đều trên một mét vuông mặt bằng mái lấy 75 kG/m², $n = 1,3$. Hoạt tải này đưa về thành lực tập trung P_m đặt ở đầu cột.

$$P_m = 0,5 \times n \times p_m \times a \times L = 0,5 \times 1,3 \times 75 \times 6 \times 24 = 7020 \text{ kG} = 7,02\text{t}.$$

Vị trí từng P_m đặt trùng với vị trí của từng G_m .

5. Hoạt tải cầu trục

a. Hoạt tải đứng do cầu trục

Với số liệu cầu trục đã cho $Q = 20/5 \text{ t}$.

Nhịp cầu trục $L_k = L - 2\lambda = 24 - 2 \times 0,75 = 22,5\text{m}$, chế độ làm việc trung bình, tra bảng 2 phụ lục I có các số liệu về cầu trục như sau :

Bề rộng cầu trục $B = 6,3\text{m}$.

Khoảng cách hai bánh xe $K = 4,4\text{m}$.

Trọng lượng xe con $G = 8,5\text{t}$.

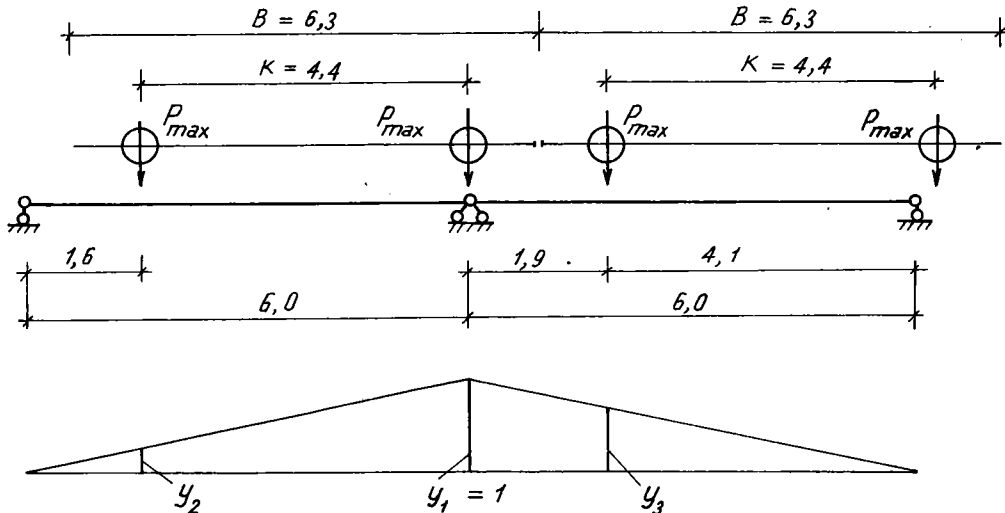
Áp lực tiêu chuẩn lớn nhất lên mỗi bánh xe cầu trục $P^c_{\max} = 22,0\text{t}$.

Hệ số vượt tải theo TCVN 2737 - 1995, $n = 1,1$

Áp lực thẳng đứng lớn nhất do hai cầu trục đứng cạnh nhau truyền lên vai cột D_{\max} xác định theo đường ảnh hưởng phản lực như hình 2.1.2

$$D_{\max} = n \times P^c_{\max} \times \sum y_i.$$

Các tung độ y_i của đường ảnh hưởng ứng với vị trí các lực tập trung P^c_{\max} xác định theo tam giác đồng dạng



Hình 2.1.2. Sơ đồ xác định D_{\max}

$$y_1 = 1 ; y_2 = 1,6/6 = 0,267 ; y_3 = 4,1/6 = 0,683 ;$$

$$D_{\max} = 1,1 \times 22 \times (1 + 0,267 + 0,683) = 47,19\text{t}.$$

Điểm đặt của D_{\max} trùng với điểm đặt của G_d .

b. Hoạt tải do lực hãm ngang của xe con

Lực hãm ngang do một bánh xe truyền lên dầm cầu trục trong trường hợp móc mềm xác định theo công thức

$$T_1^c = (Q + G) / 40 = (20 + 8,5) / 40 = 0,71t.$$

Lực hãm ngang T_{max} truyền lên cột được xác định theo đường ảnh hưởng như đối với D_{max}

$$T_{max} = n \times T_1^c \times \Sigma y_i = 1,1 \times 0,71 \times (1 + 0,267 + 0,683) = 1,52t.$$

Xem lực T_{max} đặt lên cột ở mức mặt trên dầm cầu trục, cách mặt vai cột 1,0m và cách đỉnh cột một đoạn $y = 3,7 - 1 = 2,7m$.

6. Hoạt tải do gió

Tải trọng gió tính toán tác dụng lên mỗi mét vuông bề mặt thẳng đứng của công trình là

$$W = n \times W_0 \times k \times C,$$

trong đó W_0 - áp lực gió ở độ cao 10 m, theo tiêu chuẩn TCVN 2737 - 1995 thì Hà Nội thuộc vùng II-B nên áp lực W_0 tra ở bảng 1 phụ lục II là 95 kG/m^2 ;

k - hệ số kể đến sự thay đổi áp lực gió theo chiều cao phụ thuộc vào dạng địa hình, tra ở bảng 2 phụ lục II, ở đây áp dụng dạng địa hình B. Hệ số k xác định tương ứng ở hai mức :

- mức đỉnh cột, cao trình +10,55 m có $k = 1$;
- mức đỉnh mái, cao trình +18,26 m có $k = 1,11$;

C - hệ số khí động, $C = +0,8$ đối với phía gió đẩy và $C = -0,6$ đối với phía gió hút ;

n - hệ số vượt tải, $n = 1,2$.

Tải trọng gió tác dụng lên khung ngang từ đỉnh cột trở xuống lấy là phân bố đều

$$p = W \times a = n \times W_0 \times k \times C \times a ;$$

phía gió đẩy $p_d = 1,2 \times 0,095 \times 1,0 \times 0,8 \times 6 = 0,547 \text{ t / m}$

phía gió hút $p_h = 1,2 \times 0,095 \times 1,0 \times 0,6 \times 6 = 0,410 \text{ t / m}$

Phần tải trọng gió tác dụng trên mái, từ đỉnh cột trở lên đưa về thành lực tập trung đặt ở đầu cột S_1, S_2 với k lấy trị số trung bình $k = 0,5 (1,0 + 1,11) = 1,055$.

Hình dáng mái và hệ số khí động ở từng đoạn mái tham khảo trong phần phụ lục II và TCVN 2737 - 1995, lấy theo sơ đồ như hình 2.1.3.

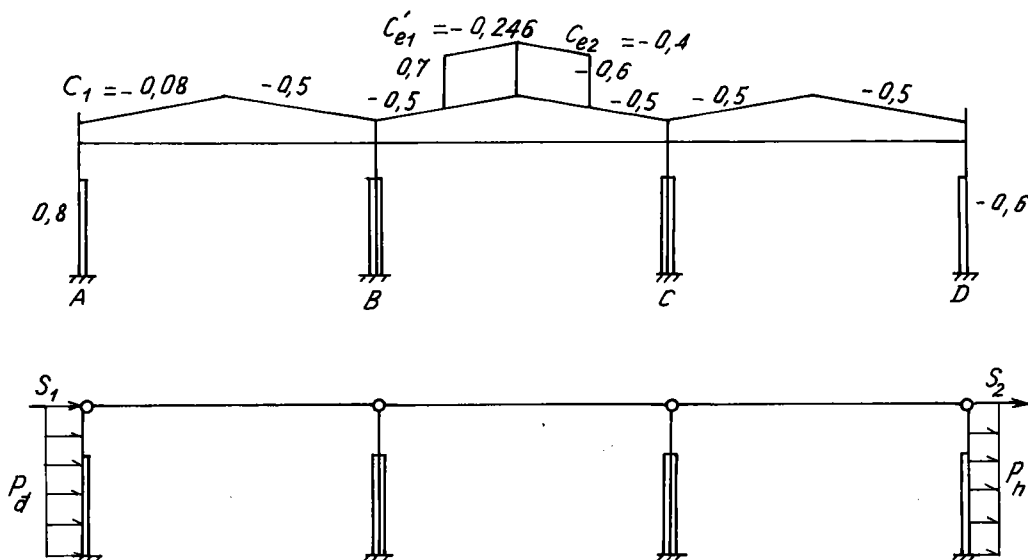
Trong đó giá trị C_{e1} tính với góc $\alpha = 10^\circ$, tỷ số $H / L = 10,55 / 72 = 0,15$, nội suy có $C_{e1} = -0,08$; giá trị C'_{e1} tính với góc $\alpha = 5^\circ$, tỷ số $H / L = 17,76 / 72 = 0,247$, nội suy có $C'_{e1} = -0,246$; $C_{e2} = -0,4$.

Trị số S tính theo công thức

$$S = n k W_o a \sum C_i h_i = 1,2 \times 1,055 \times 0,095 \times 6 \times \sum C_i h_i = 0,722 \times \sum C_i h_i ;$$

$$S_1 = 0,722 (0,8 \times 2 - 0,08 \times 2,2 + 0,5 \times 2,2 - 0,5 \times 1,4 + 0,7 \times 4 - 0,246 \times 1,2) = 3,125t ;$$

$$S_2 = 0,722 (0,4 \times 1,2 + 0,6 \times 4 + 0,5 \times 1,4 - 0,5 \times 2,2 + 0,5 \times 2,2 + 0,6 \times 2) = 3,45 t.$$



Hình 2.1.3. Sơ đồ xác định hệ số khí động trên mái

III. Xác định nội lực

Nhà ba nhịp có mái cứng,cao trình bằng nhau khi tính với tải trọng đứng và lực hãm của cầu trục được phép bỏ qua chuyển vị ngang ở đỉnh cột, tính với các cột độc lập. Khi tính với tải trọng gió phải kể đến chuyển vị ngang đỉnh cột.

1. Các đặc trưng hình học

Cột trục A

$$H_t = 3,7 \text{ m} ; H_d = 7,35 \text{ m} ; H = 3,7 + 7,35 = 11,05 \text{ m} .$$

Tiết diện phần cột trên $b = 40 \text{ cm} ; h_t = 40 \text{ cm} ,$

phần cột dưới $b = 40 \text{ cm} ; h_d = 60 \text{ cm}.$

Mômen quán tính

$$J_t = 40 \times 40^3 / 12 = 213300 \text{ cm}^4$$

$$J_d = 40 \times 60^3 / 12 = 720000 \text{ cm}^4$$

Các thông số $t = H_t / H = 3,7 / 11,05 = 0,335 .$

$$k = t^3 \left(\frac{J_d}{J_t} - 1 \right) = 0,335^3 \left(\frac{720000}{213300} - 1 \right) = 0,0893 .$$

Cột trục B

Tiết diện phần cột trên $b = 40 \text{ cm}$; $h_t = 60 \text{ cm}$,

phần cột dưới $b = 40 \text{ cm}$; $h_d = 80 \text{ cm}$.

Mômen quán tính

$$J_t = 40 \times 60^3 / 12 = 720000 \text{ cm}^4$$

$$J_d = 40 \times 80^3 / 12 = 1706600 \text{ cm}^4$$

Các thông số $t = 0,335$

$$k = 0,335^3 \left(\frac{1706600}{720000} - 1 \right) = 0,052$$

Quy định chiều dương của nội lực theo hình 1.3.4

2. Nội lực do tĩnh tải mái

a. Cột trục A

Sơ đồ tác dụng của tĩnh tải G_{m1} như trên hình 2.1.4, lực G_{m1} gây ra mômen ở đỉnh cột $M = G_{m1} \times e_t = -50,08 \times 0,05 = -2,504 \text{ tm}$.

Độ lệch trục giữa phần cột trên và cột dưới là

$$a = (h_d - h_t) / 2 = (0,6 - 0,4) / 2 = 0,1 \text{ m}.$$

Vì a nằm cùng phía với e_t so với trục cột dưới nên phản lực đầu cột $R = R_1 + R_2$

$$R_1 = \frac{3M(1+k/t)}{2H(1+k)} = \frac{-2,504 \times 3(1+0,0893/0,335)}{2 \times 11,05(1+0,0893)} = -0,395 \text{ t}.$$

Tính R_2 với

$$M = -G_{m1} \times a = -50,08 \times 0,1 = -5,008 \text{ tm},$$

mômen này đặt ở mức vai cột

$$R_2 = \frac{3M(1-t^2)}{2H(1+k)} = \frac{-3 \times 5,008 \times (1-0,335^2)}{2 \times 11,05 \times (1+0,0893)} = -0,554 \text{ t};$$

$$R = -0,395 - 0,554 = -0,949 \text{ t}.$$

chiều R ở trên hình 2.1.4 là chiều thực.

Xác định nội lực trong các tiết diện cột :

$$M_1 = -50,08 \times 0,05 = -2,504 \text{ tm};$$

$$M_{11} = -2,504 + 0,949 \times 3,7 = 1,007 \text{ tm};$$

$$M_{III} = -50,08 \times (0,05 + 0,1) +$$

$$+ 0,949 \times 3,7 = -4,00 \text{ tm};$$

$$M_{IV} = -50,08 \times (0,05 + 0,1) +$$

$$+ 0,949 \times 11,05 = 2,974 \text{ tm};$$

$$N_I = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 50,08 \text{ t};$$

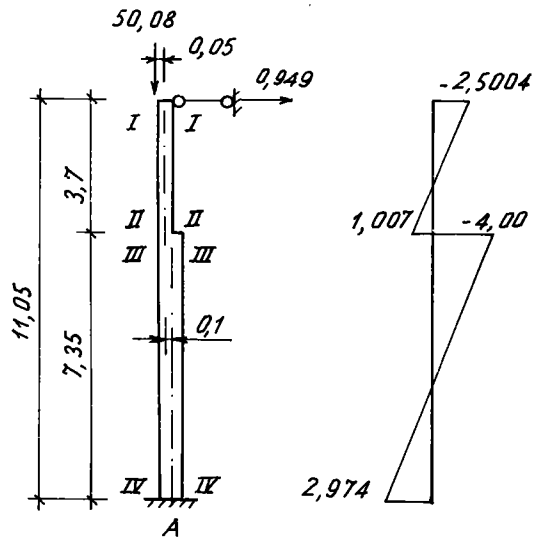
$$Q_{IV} = 0,949 \text{ t}.$$

Biểu đồ mômen cho trên hình 2.1.4.

b. Cột trục B

Sơ đồ tác dụng của tĩnh tải mái G_{m1} và G_{m2} như trên hình 2.1.5.

Khi đưa G_{m1} và G_{m2} về đặt ở trục cột ta được lực



Hình 2.1.4. Sơ đồ tĩnh và biểu đồ mômen ở cột biên do tĩnh tải mái

$$G_m = G_{m1} + G_{m2} = 50,08 + 55,23 = 105,31 \text{ t}$$

và mômen

$$M = 50,08(-0,15) + 55,23 \times 0,15 = 0,7725 \text{ tm}.$$

Phản lực đầu cột

$$R = \frac{3M(1+k/t)}{2H(1+k)} = \frac{3 \times 0,7725(1+0,0893/0,335)}{2 \times 11,05(1+0,0893)} = 0,115 \text{ t}.$$

Nội lực trong các tiết diện cột

$$M_I = 0,7725 \text{ tm},$$

$$M_{II} = 0,7725 - 0,115 \times 3,7 = 0,348 \text{ tm};$$

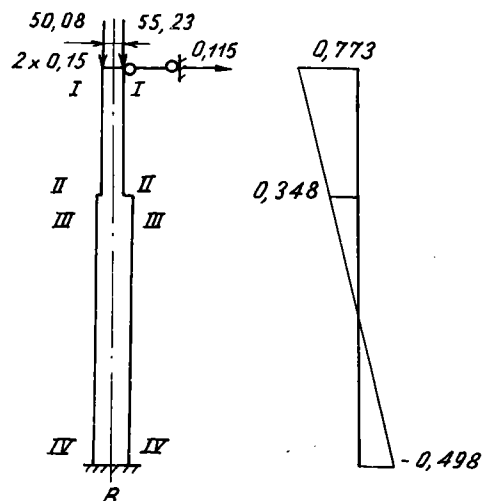
$$M_{III} = M_{II} = 0,348 \text{ tm};$$

$$M_{IV} = 0,7725 - 0,115 \times 11,05 = -0,498 \text{ tm};$$

$$N_I = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 105,31 \text{ t};$$

$$Q_{IV} = -0,115 \text{ t}.$$

Biểu đồ mômen cho trên hình 2.1.5.



Hình 2.1.5. Sơ đồ tĩnh và biểu đồ mômen ở cột giữa do tĩnh tải mái

3. Nội lực do tĩnh tải dầm cầu trục

a. Cột trục A

Sơ đồ tính với tĩnh tải dầm cầu trục G_d cho trên hình 2.1.6a.

Lực G_d gây ra mômen đối với trục cột dưới, đặt tại vai cột

$$M = G_d \times e_d$$

$$e_d = \lambda - 0,5 h_d = 0,75 - 0,3 = 0,45 \text{ m;}$$

$$M = 5,61 \times 0,45 = 2,525 \text{ t.}$$

Phản lực đầu cột

$$R = \frac{3M(1-t^2)}{2H(1+k)} = \frac{3 \times 2,525 \times (1 - 0,335^2)}{2 \times 11,05 \times (1 + 0,0893)} = 0,279 \text{ t.}$$

Nội lực trong các tiết diện cột

$$M_I = 0;$$

$$M_{II} = -0,279 \times 3,7 = -1,032 \text{ tm,}$$

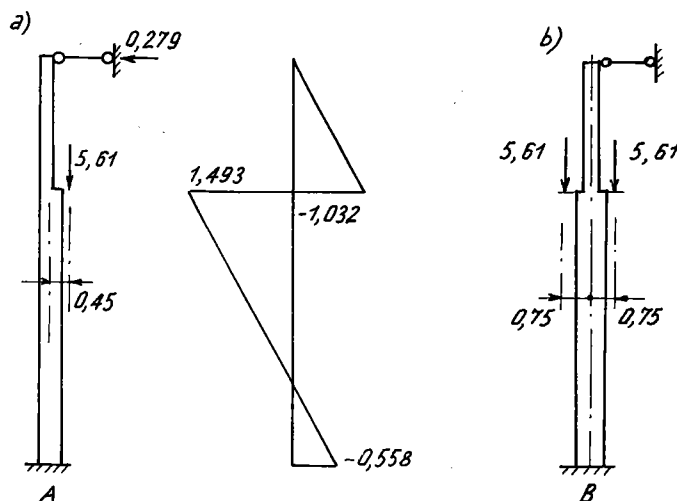
$$M_{III} = 2,525 - 0,279 \times 3,7 = 1,493 \text{ tm;}$$

$$M_{IV} = 2,525 - 0,279 \times 11,05 = -0,558 \text{ tm;}$$

$$N_I = N_{II} = 0;$$

$$N_{III} = N_{IV} = 5,61 \text{ t;}$$

$$Q_{IV} = -0,279 \text{ t.}$$



Hình 2.1.6. Nội lực do tĩnh tải dầm cầu trục

Biểu đồ mômen cho trên hình 2.1.6

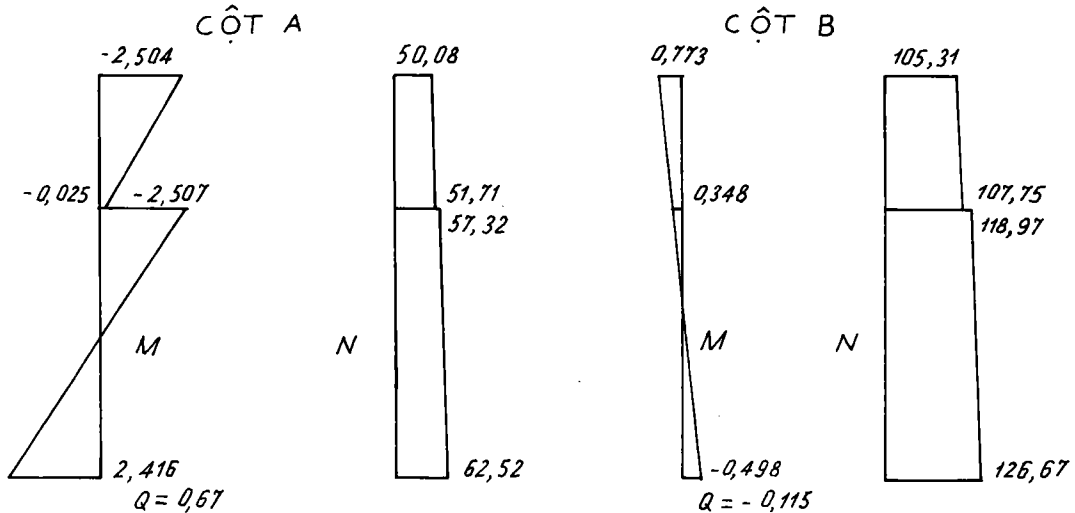
b. Cột trục B

Do tải trọng đặt đối xứng qua trục cột (h. 2.1.6b) nên $M = 0$; $Q = 0$.

$$N_I = N_{II} = 0 ; \quad N_{III} = N_{IV} = 11,22 \text{ t.}$$

4. Tổng nội lực do tĩnh tải

Cộng đại số nội lực ở các trường hợp đã tính ở trên cho từng tiết diện của từng cột được kết quả trên hình 2.1.7, trong đó lực dọc N còn được cộng thêm trọng lượng bản thân cột đã tính ở phần II.3.



Hình 2.1.7. Tổng nội lực do tĩnh tải

5. Nội lực do hoạt tải mái

a. Cột trục A

Sơ đồ tính giống như khi tính với G_{m1} , nội lực xác định bằng cách nhân nội lực do G_{m1} với tỷ số $P_m / G_{m1} = 7,02 / 50,08 = 0,14$.

$$M_I = -2,504 \times 0,14 = -0,35 \text{ t m};$$

$$M_{II} = 1,006 \times 0,14 = 0,141 \text{ t m};$$

$$M_{III} = -4,002 \times 0,14 = -0,560 \text{ t m};$$

$$M_{IV} = 2,972 \times 0,14 = 0,416 \text{ t m};$$

$$N_I = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 7,02 \text{ t};$$

$$Q_{IV} = 0,951 \times 0,14 = 0,133 \text{ t}.$$

Biểu đồ mômen cho trên hình 2.1.8 a.

b. Cột trục B

Tính riêng tác dụng của hoạt tải đặt lên nhịp phía bên phải và phía bên trái của cột. Lực P_{m2} đặt ở bên phải gây ra mômen đặt ở đỉnh cột

$$M = P_{m2} \times e_t = 7,02 \times 0,15 = 1,053 \text{ t m}.$$

Mômen và lực cắt trong cột do mômen này gây ra được xác định bằng cách nhân mômen do tĩnh tải G_m gây ra với tỷ số $M_p / M_G = 1,053 / 0,773 = 1,362$.

$$M_I = 1,053 \text{ t m};$$

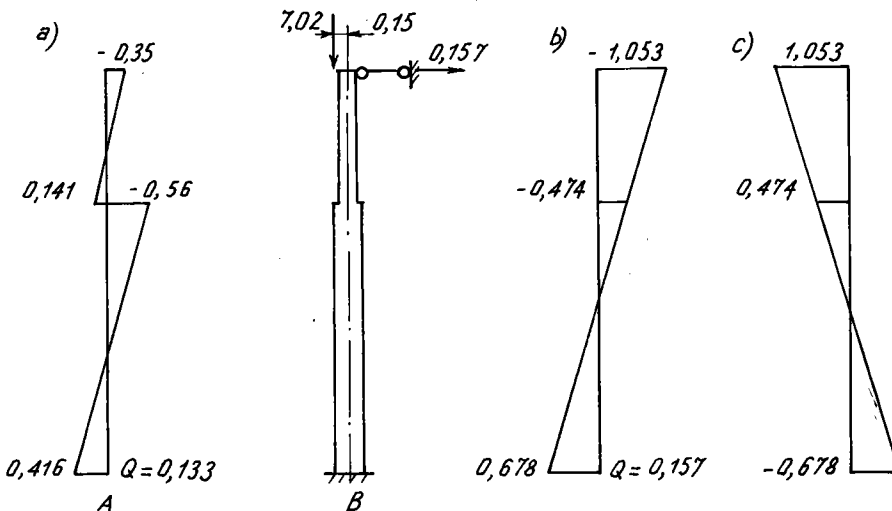
$$M_{II} = 0,348 \times 1,362 = 0,474 \text{ t m};$$

$$M_{III} = M_{II} = 0,474 \text{ t m};$$

$$M_{IV} = -0,498 \times 1,362 = -0,678 \text{ t m};$$

$$N_I = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 7,02 \text{ t};$$

$$Q_{IV} = -0,115 \times 1,362 = -0,1566 \text{ t}.$$



Hình 2.1.8. Nội lực do hoạt tải mái

a) ở cột biên ; b) ở bên trái cột giữa ; c) ở bên phải cột giữa.

Do $P_{m1} = P_{m2}$ nên nội lực do P_{m1} gây ra được suy ra từ nội lực do P_{m2} bằng cách đổi dấu mômen và lực cắt, còn lực dọc giữ nguyên. Biểu đồ mômen cho trên hình 2.1.8 b, c.

6. Nội lực do hoạt tải đứng của cầu trục

a. Cột trục A

Sơ đồ tính giống như khi tính với tĩnh tải dầm cầu trục G_d , nội lực được xác định bằng cách nhân nội lực do G_d gây ra với tỷ số

$$D_{\max} / G_d = 47,19 / 5,61 = 8,412;$$

$$M_I = 0;$$

$$M_{II} = -1,0334 \times 8,412 = -8,693 \text{ t m};$$

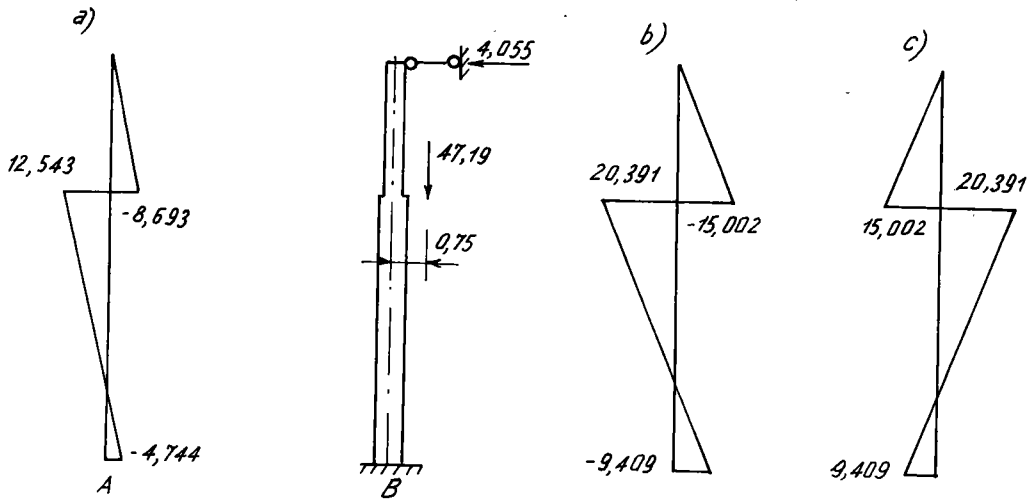
$$M_{III} = 1,491 \times 8,412 = 12,543 \text{ t m};$$

$$M_{IV} = -0,564 \times 8,412 = -4,744 \text{ t m};$$

$$N_I = N_{II} = 0 ; N_{III} = N_{IV} = 47,19 \text{ t};$$

$$Q_{IV} = -0,270 \times 8,693 = -2,347 \text{ t}.$$

Biểu đồ mômen cho trên hình 2.1.9



Hình 2.1.9. Sơ đồ tĩnh và nội lực do hoạt tải đứng của cầu trục

a) khi D_{\max} đặt ở cột trục A ; b) khi D_{\max} đặt ở bên phải cột trục B; c) khi D_{\max} đặt ở bên trái cột trục B.

b. Cột trục B

Tính riêng tác dụng của hoạt tải đặt lên vai cột phía bên trái và phía bên phải của cột.

Lực D_{\max} gây ra mômen đối với phần cột dưới đặt ở vai cột

$$M = D_{\max} \times e_d = 47,19 \times 0,75 = 35,393 \text{tm.}$$

Trường hợp D_{\max} đặt ở bên phải

Phản lực đầu cột

$$R = \frac{3M(1-t^2)}{2H(1+k)} = \frac{3 \times 35,393 \times (1-0,335^2)}{2 \times 11,05 \times (1+0,052)} = 4,0545 \text{ t;}$$

$$M_I = 0;$$

$$M_{II} = -4,0545 \times 3,7 = -15,002 \text{ t m;}$$

$$M_{III} = -4,0545 \times 3,7 + 35,393 = 20,391 \text{ t m;}$$

$$M_{IV} = -4,0545 \times 11,05 + 35,393 = -9,409 \text{ t m;}$$

$$N_I = N_{II} = 0; \quad N_{III} = N_{IV} = 47,19 \text{ t;}$$

$$Q_{IV} = -4,0545 \text{ t.}$$

Trường hợp D_{\max} đặt ở bên trái thì các giá trị mômen và lực cắt ở trên sẽ có dấu ngược lại.

Biểu đồ mômen của chúng cho trên hình 2.1.9 b, c.

7. Nội lực do lực hãm ngang của cầu trục

Lực T_{max} đặt cách đỉnh cột một đoạn $y = 2,7$ m, có $y/H_t = 2,7/3,7 = 0,73$.

Với y xấp xỉ $0,7 H_t$ có thể dùng công thức lập sẵn để tính phản lực

$$R = \frac{T_{max} (1 - t)}{1 + k}$$

a. Cột trục A

$$R = \frac{1,523 \times (1 - 0,335)}{1 + 0,0893} = 0,93 \text{ t};$$

$$M_I = 0; \quad M_y = 0,93 \times 2,7 = 2,511 \text{ t m};$$

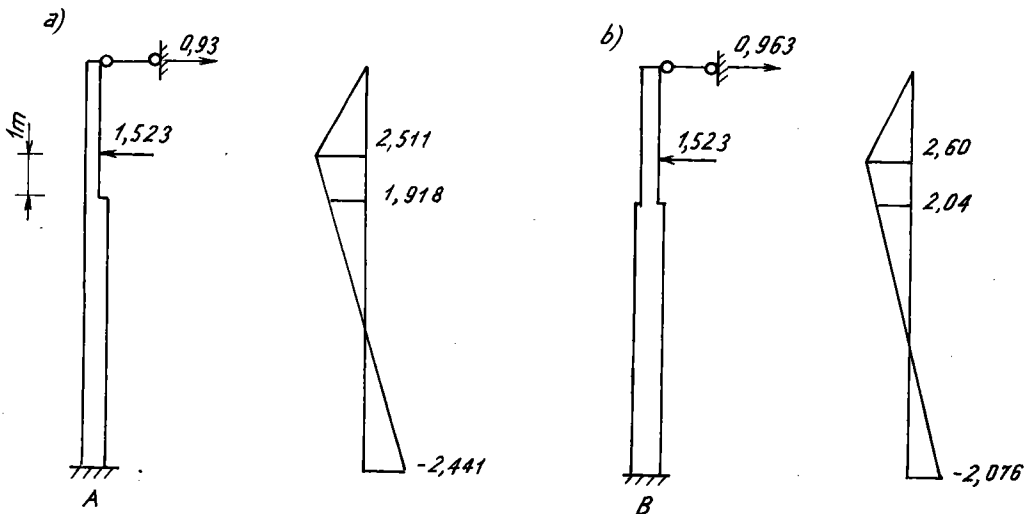
$$M_{II} = M_{III} = 0,93 \times 3,7 - 1,523 \times 1,0 = 1,918 \text{ t m};$$

$$M_{IV} = 0,93 \times 11,05 - 1,523 \times 8,35 = -2,441 \text{ t m};$$

$$N_I = N_{II} = 0; \quad N_{III} = N_{IV} = 0;$$

$$Q_{IV} = 0,93 - 1,523 = -0,593 \text{ t}.$$

Biểu đồ mômen cho trên hình 2.1.10 a.



Hình 2.1.10. Sơ đồ tính và nội lực do lực hãm ngang của cầu trục

a) khi T_{max} đặt ở cột trục A ; b) khi T_{max} đặt ở cột trục B.

b. Cột trục B

$$R = \frac{1,523 \times (1 - 0,335)}{1 + 0,052} = 0,963 \text{ t};$$

$$M_I = 0; \quad M_y = 0,963 \times 2,7 = 2,60 \text{ t m};$$

$$M_{II} = M_{III} = 0,963 \times 3,7 - 1,523 \times 1,0 = 2,04 \text{ t m};$$

$$M_{IV} = 0,963 \times 11,05 - 1,523 \times 8,35 = -2,076 \text{ t m};$$

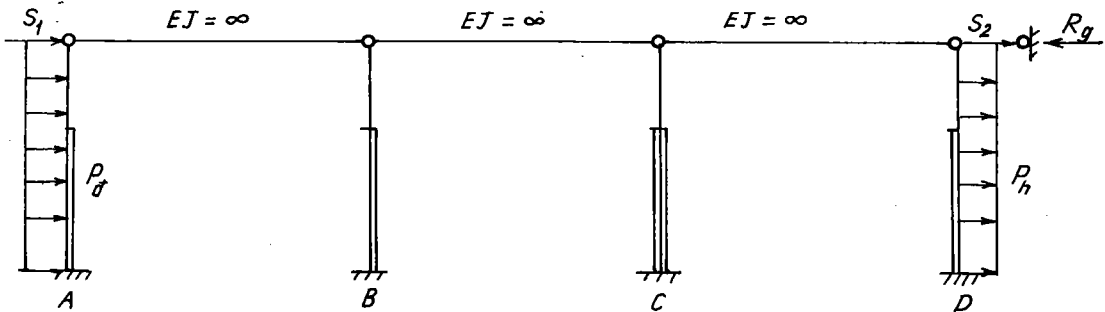
$$N_I = N_{II} = 0 ; N_{III} = N_{IV} = 0;$$

$$Q_{IV} = 0,963 - 1,523 = -0,56 \text{ t}.$$

Biểu đồ mômen cho trên hình 2.1.10 b.

8. Nội lực do tải trọng gió

Với tải trọng gió phải tính với sơ đồ toàn khung có chuyển vị ngang ở đỉnh cột. Giả thiết xà ngang cứng vô cùng và vì các đỉnh cột có cùng mức nên chúng có chuyển vị ngang như nhau. Ở đây dùng phương pháp chuyển vị để tính, hệ chỉ có một ẩn số Δ là chuyển vị ngang ở đỉnh cột. Hệ cơ bản như trên hình 2.1.11.



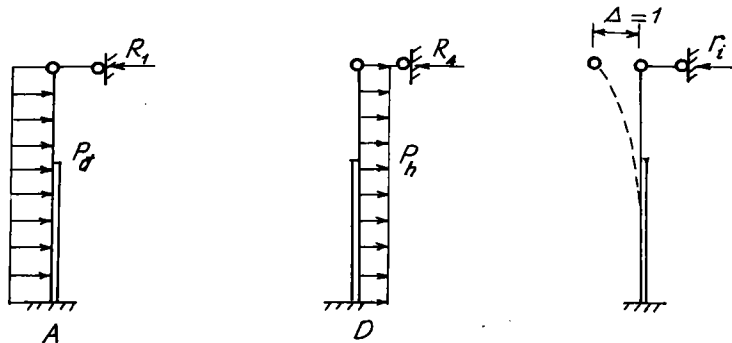
Hình 2.1.11. Hệ cơ bản khi tính khung với tải trọng gió

Phương trình chính tắc $r \times \Delta + R_g = 0,$

trong đó R_g - phản lực liên kết trong hệ cơ bản

$$R_g = R_1 + R_4 + S_1 + S_2.$$

Khi gió thổi từ trái sang phải thì R_1 và R_4 xác định theo sơ đồ hình 2.1.12



Hình 2.1.12. Sơ đồ xác định phản lực trong hệ cơ bản

$$R_1 = \frac{3p_d H (1 + k t)}{8 (1 + k)} = \frac{3 \times 0,547 \times 11,05 (1 + 0,0893 \times 0,335)}{8 (1 + 0,0893)} = 2,143 \text{ t};$$

$$R_4 = R_1 p'_b / p_d = 2,143 \times 0,41 / 0,547 = 1,606 \text{ t};$$

$$R_g = 2,143 + 1,606 + 3,125 + 3,45 = 10,324 \text{ t}.$$

Phản lực liên kết do các đỉnh cột chuyển dịch một đoạn $\Delta = 1$ được tính bằng

$$r = r_1 + r_2 + r_3 + r_4$$

$$r_1 = r_4 = \frac{3E J_d}{H^3(1+k)} = \frac{3E \times 720000}{11,05^3 \times (1+0,0893)} = 0,00147 E;$$

$$r_2 = r_3 = \frac{3E \times 1706600}{11,05^3 \times (1+0,052)} = 0,00361 E;$$

$$r = 2(r_1 + r_2) = 2(0,00147 + 0,00361) = 0,01016E;$$

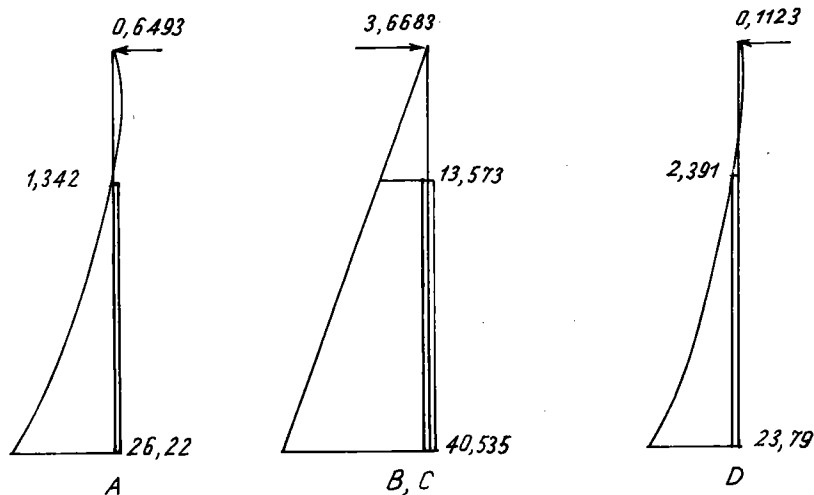
$$\Delta = -\frac{R_g}{r} = -\frac{10,324}{0,01016E} = -\frac{1016,14}{E}$$

Phản lực tại các đỉnh cột trong hệ thực

$$R_A = R_1 + r_1 \Delta = 2,143 - 0,00147 \times 1016,14 = 0,6493 \text{ t};$$

$$R_D = R_4 + r_1 \Delta = 1,606 - 0,00147 \times 1016,14 = 0,1123 \text{ t};$$

$$R_B = R_C = r_2 \Delta = -0,00361 \times 1016,14 = -3,6683 \text{ t}.$$



Hình 2.1.13. Biểu đồ nội lực do gió thổi từ trái sang phải

Nội lực ở các tiết diện của cột

Cột A

$$M_I = 0;$$

$$M_{II} = M_{III} = 0,5 \times 0,547 \times 3,7^2 - 0,6493 \times 3,7 = 1,342 \text{ tm};$$

$$M_{IV} = 0,5 \times 0,547 \times 11,05^2 - 0,6493 \times 11,05 = 26,22 \text{ tm};$$

$$N_I = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 0;$$

$$Q_{IV} = 0,547 \times 11,05 - 0,6493 = 5,395 \text{ t.}$$

Cột D

$$M_I = 0;$$

$$M_{II} = M_{III} = 0,5 \times 0,41 \times 3,7^2 - 0,1123 \times 3,7 = 2,391 \text{ tm};$$

$$M_{IV} = 0,5 \times 0,41 \times 11,05^2 - 0,1123 \times 11,05 = 23,79 \text{ tm};$$

$$N_I = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 0;$$

$$Q_{IV} = 0,41 \times 11,05 - 0,1123 = 4,4182 \text{ t.}$$

Cột B, C

$$M_I = 0;$$

$$M_{II} = M_{III} = 3,6683 \times 3,7 = 13,573 \text{ tm};$$

$$M_{IV} = 3,6683 \times 11,05 = 40,535 \text{ tm};$$

$$N_I = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 0;$$

$$Q_{IV} = 3,6683.$$

Biểu đồ nội lực trường hợp gió thổi từ trái sang phải cho trên hình 2.1.13, trường hợp gió thổi từ phải sang trái thì biểu đồ nội lực được đổi ngược lại.

III. Tổ hợp nội lực

Nội lực trong các tiết diện cột được sắp xếp và tổ hợp lại trong bảng 2.1.2.

Trong bảng ngoài giá trị nội lực còn ghi rõ số thứ tự của cột mà nội lực được chọn để đưa vào tổ hợp. Tại các tiết diện I, II, III chỉ đưa vào tổ hợp các giá trị M và N. ở tiết diện IV còn đưa thêm lực cắt Q, cần dùng khi tính móng. Trong tổ hợp cơ bản 1 chỉ đưa vào một loại hoạt tải ngắn hạn, trong tổ hợp cơ bản 2 đưa vào ít nhất hai loại hoạt tải ngắn hạn với hệ số tổ hợp 0,9. Ngoài ra, theo điều 5.16 của TCVN 2737 - 1995, khi xét tác dụng của hai cầu trục (trong tổ hợp có cộng cột 7;8 hoặc 9;10) thì nội lực của nó phải nhân với hệ số 0,85, còn khi xét tác dụng của bốn cầu trục (trong tổ hợp có cộng cả cột 7;8 và 9;10) thì nội lực của nó phải nhân với hệ số 0,7.

IV. chọn vật liệu

- Mác bê tông 200 ($R_n = 90 \text{ kG/cm}^2$; $R_k = 7,5 \text{ kG/cm}^2$; $E_b = 240 \times 10^3 \text{ kG/cm}^2$).

- Cốt thép dọc dùng thép nhóm C-II ($R_a = R'_a = 2600 \text{ kG/cm}^2$; $E_a = 210 \times 10^4 \text{ kG/cm}^2$).

Theo phụ lục VII với bê tông mác 200, thép nhóm C-II có các trị số $\alpha_0 = 0,62$; $= 0,428$.

Bảng 2.1.2. Bảng tổ hợp nội lực

Tên cột	Tiết diện	Nội lực	Tĩnh tải	Hoạt tải mái		Hoạt tải cầu trục			Gió			Tổ hợp cơ bản 1			Tổ hợp cơ bản 2			
				Trái	Phải	D_{\max} trái	T_{\max} trái	D_{\max} phải	T_{\max} phải	Trái sang	Phải sang	M_{\max} N_{tr}	M_{\min} N_{tr}	N_{\max} M_{tr}	M_{\max} N_{tr}	M_{\min} N_{tr}	N_{\max} M_{tr}	
A	1	2	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	
	I-I	M	-2,504		-0,35			0	0	0	0		4,6					
		N	50,08		7,02			0	0	0	0		-2,854					
	II-II	M	-0,025		0,141			-8,693	±1,918	1,342	-2,391		4,9,10	4,6	4,6,11	4,9,10,12	4,6,9,10,12	
		N	51,71		7,02			0	0	0	0		57,1	58,73	58,028	51,71	58,03	
	III-III	M	-2,507		-0,56			12,543	±1,918	1,342	-2,391		4,9,10	4,12	4,9,10,11	4,6,12	4,6,9,10,11	
		N	57,32		7,02			47,19	0	0	0		9,785	9,785	9,764	-5,163	9,260	
	IV-IV	M	2,416		0,416			-4,744	±2,441	26,22	-23,79		4,11	4,12	4,9,10	4,6,11	4,9,10,12	
		N	62,52		7,02			47,19	0	0	0		28,636	-21,374	-3,692	26,388	-24,492	24,627
		Q	0,67		0,133			-2,347	±0,593	5,395	-4,418		62,52	62,52	102,632	68,838	98,621	104,94
													6,065	-3,748	-1,829	5,645	-5,555	4,303
	B	I-I	M	0,7725	-1,053	1,053	0	0	0	0	0	0	4,6		4,5,6			
		N	105,31	7,02	7,02	0	0	0	0	0	0	1,83		0,773				
II-II		M	0,348	-0,474	0,474	15,002	±2,04	-15,002	±2,04	13,573	-13,573	4,7,8	4,9,10	4,5,6	4,6,7,8	4,5,9,10	4,5,6,7,8	
		N	107,75	7,02	7,02	0	0	0	0	0	0	114,77		121,79	11	12	8,11	
III-III		M	0,348	-0,474	0,474	-20,391	±2,04	20,391	±2,04	13,573	-13,573	14,834	-14,138	0,348	26,027	-25,331	25,601	
		N	118,97	7,02	7,02	47,19	0	47,19	0	0	0	107,75	107,75	121,79	114,068	114,068	120,39	
IV-IV		M	-0,498	0,687	-0,687	9,409	±2,076	-9,409	±2,076	40,535	-40,535	4,9,10	4,7,8	4,7,8,9	4,6,9,10	4,5,7,8	4,5,6,7,8	
		N	126,67	7,02	7,02	47,19	0	47,19	0	0	0	19,414	-18,72	3,204	30,15	-29,45	15,13	
		Q	-0,115	0,157	-0,157	4,055	±0,56	-4,055	±0,56	3,6683	-3,6683	159,08	159,08	185,04	161,39	161,39	191,07	
												4,11	4,12	4,7,8,9	4,5,7,8	4,6,9,10	4,5,6,7,8	
												40,04	-41,03	-3,404	45,39	-46,38	9,10,12	
												126,67	126,67	192,74	169,09	169,09	-39,60	
											3,553	-3,783	-0,90	6,86	-7,09	198,77		
																	-4,12	

V. Tính tiết diện cột trục A

1. Phần cột trên

Chiều dài tính toán $l_0 = 2,5H_t = 2,5 \times 370 = 925$ cm. Kích thước tiết diện $b = 40$ cm, $h = 40$ cm. Giả thiết chọn $a = a' = 4$ cm, $h_0 = 40 - 4 = 36$ cm, $h_0 - a' = 36 - 4 = 32$ cm.

Độ mảnh $\lambda_b = l_0/h = 925 / 40 = 23,13 > 4$, cần xét đến uốn dọc.

Từ bảng tổ hợp nội lực chọn ra ba cặp nghi ngờ là nguy hiểm ghi ở bảng 2.1.3

Bảng 2.1.3. Các cặp nội lực dùng để tính cốt thép phần cột trên

Ký hiệu cặp nội lực	Ký hiệu ở bảng tổ hợp	M (tm)	N (t)	$e_{o1} = M/N$ (m)	$e_o = e_{o1} + e'_o$ (m)	M_{dh} (tm)	N_{dh} (t)
1	II-13	1,317	51,71	0,0255	0,0405	-0,025	51,71
2	II-17	-10,294	51,71	0,1991	0,2141	-0,025	51,71
3	II-18	-9,025	58,03	0,1555	0,1705	-0,025	51,71

Độ lệch tâm tính toán

$$e_o = M / N + e'_o .$$

với e'_o là độ lệch tâm ngẫu nhiên, lấy bằng 1,5 cm thỏa mãn điều kiện

$$e'_o \geq (h / 30, H_t / 600 \text{ và } 1 \text{ cm}) .$$

Vì hai cặp nội lực trái dấu nhau có trị số mômen chênh lệch nhau quá lớn và trị số mômen dương lại rất bé nên ta không cần tính vòng. ở đây dùng cặp 2 để tính thép cả F_a và F_a' sau đó kiểm tra với cặp 1 và 3.

a. Tính với cặp 2

Để tính toán ảnh hưởng của uốn dọc, tạm giả thiết $\mu_t = 1,6\%$, tính mômen quán tính của tiết diện cốt thép J_a

$$J_a = \mu_t \times b \times h_0 \times (0,5 h - a)^2 = 0,016 \times 40 \times 36 (20 - 4)^2 = 5894 \text{ cm}^4 ;$$

$$J_b = b \times h^3 / 12 = 40 \times 40^3 / 12 = 213330 \text{ cm}^4 .$$

Với cặp 2 có $e_o / h = 21,41 / 40 = 0,5353 ;$

$$K_{dh} = 1 + \frac{M_{dh} + N_{dh}(0,5 h - a)}{M + N(0,5 h - a)} = 1 + \frac{0,025 + 51,71(0,5 \times 0,4 - 0,04)}{0,294 + 51,71 (0,5 \times 0,4 - 0,04)} = 1,447 .$$

Hệ số xét đến độ lệch tâm

$$S = 0,11 / (0,1 + e_o / h) + 0,1 = 0,11 / (0,1 + 0,5353) + 0,1 = 0,273 .$$

Lực dọc tới hạn

$$N_{th} = \frac{6,4}{l_o^2} \left(\frac{S}{K_{dh}} E_b J_b + E_a J_a \right) =$$

$$= \frac{6,4}{925^2} \left(\frac{0,273}{1,447} \times 240.10^3 \times 213330 + 210.10^4 \times 5894 \right) = 164835,0 \text{ kG};$$

$$\eta = \frac{1}{1 - N / N_{th}} = \frac{1}{1 - 51710/164835} = 1,4571.$$

Trị số lệch tâm giới hạn

$$e_{ogh} = 0,4 (1,25 h - \alpha_o h_o) = 0,4 (1,25 \times 40 - 0,62 \times 36) = 11,072 \text{ cm}.$$

Tính cốt thép không đối xứng

$$\eta e_o = 1,4571 \times 21,41 = 31,1965 \text{ cm} > e_{ogh}.$$

tính theo trường hợp lệch tâm lớn

$$e = \eta e_o + 0,5 h - a = 31,1965 + 20 - 4 = 47,1965 \text{ cm}.$$

Tính F'_a theo công thức 1.4.8 với $A_o = 0,428$

$$F'_a = \frac{N e - A_o R_n b h_o^2}{R'_a (h_o - a')} = \frac{51710 \times 47,1965 - 0,428 \times 90 \times 40 \times 36^2}{2600 \times (36 - 4)} = 5,33 \text{ cm}^2.$$

Kiểm tra $\mu' = F'_a / (b h_o) = 5,33 / (40 \times 36) = 0,0037 \rightarrow 0,37\%$, với độ mảnh $\lambda_h = 23,13$ có $\mu_{min} = 0,2\%$, đảm bảo $\mu' > \mu_{min}$, đồng thời $F'_a = 5,33 > 4,02 \text{ cm}^2$ (diện tích của 2Ø16) nên dùng $F'_a = 5,33 \text{ cm}^2$ để tính F_a theo công thức (1.4.9) với $\alpha = \alpha_o$

$$F_a = \frac{\alpha_o R_n b h_o - N}{R_a} + \frac{R'_a}{R_a} \times F'_a$$

$$= \frac{0,62 \times 90 \times 40 \times 36 - 51710}{2600} + 5,33 = 16,346 \text{ cm}^2.$$

Kiểm tra $\mu_t = (F_a + F'_a) / (b h_o) = (16,346 + 5,33) / (40 \times 36) = 0,0151 \rightarrow 1,51\%$ so với trị số đã giả thiết là 1,6% là xấp xỉ nhau, có thể không cần tính lại. Chọn cốt thép $F_a : 2\text{Ø}25 + 2\text{Ø}22 (17,42 \text{ cm}^2)$; $F'_a : 3\text{Ø}16 (6,03 \text{ cm}^2)$.

b. Kiểm tra với cặp 1

Vì cặp 1 có mômen trái dấu với cặp 2 là cặp tính thép nên với cặp 1 có

$$F_a : 3\text{Ø}16 (6,03 \text{ cm}^2); F'_a : 2\text{Ø}25 + 2\text{Ø}22 (17,42 \text{ cm}^2).$$

Để tính toán uốn dọc ta tính lại J_a với tổng

$$(F_a + F'_a) = 6,03 + 17,42 = 23,45 \text{ cm}^2.$$

$$J_a = (F_a + F_a') (0,5 h - a)^2 = 23,45 \times (20 - 4)^2 = 6003,2 \text{ cm}^4.$$

Tính K_{dh} theo công thức (1.4.6), trong đó M_{dh} ngược chiều với M nên lấy dấu âm

$$\begin{aligned} K_{dh} &= 1 + \frac{M_{dh} + N_{dh} (0,5 h - a)}{M + N (0,5 h - a)} = \\ &= 1 + \frac{-0,025 + 51,71 (0,5 \times 0,4 - 0,04)}{1,317 + 51,71 (0,5 \times 0,4 - 0,04)} = 1,86. \end{aligned}$$

Tính S với $e_o / h = 4,05 / 40 = 0,1013 > 0,05$

$$S = 0,11 / (0,1 + 0,1013) + 0,1 = 0,646 ;$$

$$N_{th} = \frac{6,4}{925^2} \left(\frac{0,646}{1,86} \times 240.10^3 \times 213330 + 210.10^4 \times 6003,2 \right) = 227300 \text{ kG} ;$$

$$\eta = \frac{1}{1 - N / N_{th}} = \frac{1}{1 - 51710 / 227300} = 1,294 ;$$

$$e = \eta e_o + 0,5 h - a = 1,294 \times 4,05 + 20 - 4 = 21,241 \text{ cm.}$$

Xác định x theo công thức :

$$x = \frac{N + R_a F_a - R'_a F'_a}{R_n b} = \frac{51710 + 2600 \times (6,03 - 17,42)}{90 \times 40} = 6,318 \text{ cm.}$$

$x < 2a' = 8 \text{ cm}$ nên kiểm tra khả năng chịu lực theo điều kiện (1.4.23)

$$N e' \leq R_a F_a (h_o - a') ;$$

$e' = e - h_o + a' = 21,241 - 36 + 4 = -10,759 \text{ cm}$. Vì $e' < 0$ nên điều kiện trên được thỏa mãn.

c. *Kiểm tra với cặp 3.*

Vì cặp 3 có mômen cùng chiều với cặp 2 đã tính thép nên đối với cặp 3 có

$F_a : 2\text{Ø}25 + 2\text{Ø}22 (17,42 \text{ cm}^2)$; $F'_a : 3\text{Ø}16 (6,03 \text{ cm}^2)$ và

$J_a = 6003,2 \text{ cm}^4$ như đã tính cho cặp 1.

$$K_{dh} = 1 + \frac{M_{dh} + N_{dh} (0,5 h - a)}{M + N (0,5 h - a)} = 1 + \frac{0,025 + 51,71 (0,5 \times 0,4 - 0,04)}{9,025 + 58,03 (0,5 \times 0,4 - 0,04)} = 1,506$$

Tính S với $e_o / h = 17,05 / 40 = 0,426 > 0,05$

$$S = \frac{0,11}{(0,1 + 0,426)} + 0,1 = 0,309.$$

$$N_{th} = \frac{6,4}{925^2} \left(\frac{0,309}{1,506} \times 240 \cdot 10^3 \times 213330 + 210 \cdot 10^4 \times 6003,2 \right) = 172874 \text{ kG};$$

$$\eta = \frac{1}{1 - N / N_{th}} = \frac{1}{1 - 58030 / 172874} = 1,5053;$$

$$e = \eta e_0 + 0,5 h - a = 1,5053 \times 17,05 + 20 - 4 = 41,6654 \text{ cm.}$$

Xác định α theo công thức

$$\alpha = \frac{N + R_a F_a - R'_a F'_a}{R_n b h_0} = \frac{58030 + 2600 \times (17,42 - 6,03)}{90 \times 40 \times 36} = 0,676.$$

Vì $\alpha = 0,676 > \alpha_0 = 0,62$ nên kiểm tra theo công thức của lệch tâm bé.

$$\eta e_0 = 1,5053 \times 17,05 = 25,665 \text{ cm} > e_{ogh} = 11,072 \text{ cm}$$

nên ta lấy $x = \alpha_0 h_0 = 0,62 \times 36 = 22,32 \text{ cm}$ và kiểm tra khả năng chịu lực theo điều kiện (1.4.22)

$$N e \leq R_n b \times (h_0 - 0,5 x) + R'_a F'_a (h_0 - a')$$

Vế trái $Ne = 58030 \times 41,6654 = 2417843 \text{ kG cm.}$

Vế phải $R_n b x (h_0 - 0,5 x) + R'_a F'_a (h_0 - a') =$
 $= 90 \times 40 \times 22,32 \times (36 - 0,5 \times 22,32) + 2600 \times 6,03(36 - 4) = 2497640 \text{ kGcm.}$

So sánh vế trái và vế phải thấy rằng bố trí cốt thép như trên là đảm bảo chịu được lực của cặp 3.

d. Kiểm tra cột theo phương ngoài mặt phẳng uốn

Vì tiết diện cột vuông, độ mảnh theo phương ngoài mặt phẳng uốn không lớn hơn độ mảnh theo phương trong mặt phẳng uốn và khi tính kiểm tra đã dùng cặp nội lực 3 là cặp có N_{max} nên không cần kiểm tra cột theo phương ngoài mặt phẳng uốn.

Kiểm tra về bố trí cốt thép. Chọn lớp bảo vệ dày 2,5 cm, có thể tính gần đúng $a = 2,5 + 0,5 \times 2,5 = 3,75 \text{ cm}$, trị số h_0 theo cấu tạo $40 - 3,75 = 36,25 \text{ cm}$ lớn hơn trị số đã dùng để tính toán là 36 cm, như vậy thiên về an toàn.

Khoảng cách giữa các cốt thép ở phía dặt $2\text{Ø}25 + 2\text{Ø}22$ là $(40 - 2,5 \times 2 - 2,5 \times 2 - 2,2 \times 2) / 3 = 8,53 \text{ cm}$, thỏa mãn các quy định về cấu tạo.

2. Phân cột dưới

Chiều dài tính toán lấy theo bảng 3 có $l_0 = 1,5H_d = 1,5 \times 7,35 = 11,025 \text{ m}$, kích thước tiết diện $b = 40 \text{ cm}$, $h = 60 \text{ cm}$. Giả thiết chọn $a = a' = 4 \text{ cm}$, $h_0 = 60 - 4 = 56 \text{ cm}$, $h_0 - a' = 56 - 4 = 52 \text{ cm}$.

Độ mảnh $\lambda_n = l_0 / h = 1102,5 / 60 = 18,375 > 4$, cần phải xét đến ảnh hưởng của uốn dọc.

Để tính cốt thép cho phần cột dưới ta chọn trong bảng tổ hợp ở tiết diện III và IV những cặp nội lực nguy hiểm và xếp vào bảng 2.1.4.

Bảng 2.1.4. Nội lực nguy hiểm ở phần dưới cột trục A

Ký hiệu cặp nội lực	Ký hiệu ở bảng tổ hợp	M (tm)	N (t)	$e_{o1} = M/N$ (m)	$e_o = e_{o1} + e'_o$ (m)	M_{dh} (tm)	N_{dh} (t)
1	II-13	28,636	62,52	0,458	0,478	2,416	62,52
2	II-17	-24,492	98,621	0,248	0,268	2,416	62,52
3	II-18	24,627	104,94	0,235	0,255	2,416	62,52

Trong đó độ lệch tâm ngẫu nhiên e'_o lấy bằng 2 cm, thỏa mãn điều kiện lớn hơn $H_d / 600 = 1,23$ cm và $h / 30 = 2$ cm.

Dùng cặp 2 và 3 để tính vòng, sau đó kiểm tra với các cặp còn lại.

Vòng 1

Tính với cặp 3. Để tính toán ảnh hưởng của uốn dọc, tạm giả thiết $\mu_t = 1,3\%$, tính mômen quán tính của tiết diện cốt thép J_a

$$J_a = \mu_t b h_o (0,5 h - a)^2 = 0,013 \times 40 \times 56 (30 - 4)^2 = 19685 \text{ cm}^4;$$

$$J_b = b h^3 / 12 = 40 \times 60^3 / 12 = 720000 \text{ cm}^4.$$

Với cặp 3 có $e_o / h = 25,5 / 60 = 0,425$,

$$K_{dh} = 1 + \frac{M_{dh} + N_{dh} (0,5 h - a)}{M + N (0,5 h - a)} = 1 + \frac{2,416 + 62,52 (0,5 \times 0,6 - 0,04)}{24,627 + 104,94 (0,5 \times 0,6 - 0,04)} = 1,36$$

$$S = \frac{0,11}{(0,1 + 0,425)} + 0,1 = 0,31;$$

$$N_{th} = \frac{6,4}{1102,5^2} \left(\frac{0,31}{1,36} \times 240 \cdot 10^3 \times 720 \cdot 10^3 + 210 \cdot 10^4 \times 19685 \right) = 425050 \text{ kG};$$

$$\eta = \frac{1}{1 - N / N_{th}} = \frac{1}{1 - 104940 / 425050} = 1,328;$$

$$\eta e_o = 1,328 \times 25,5 = 33,86 \text{ cm.}$$

Trị số độ lệch tâm giới hạn

$$e_{ogh} = 0,4 (1,25 h - \alpha_o h_o) = 0,4 (1,25 \times 60 - 0,62 \times 56) = 16,11 \text{ cm};$$

$$e = \eta e_o + 0,5 h - a = 33,86 + 30 - 4 = 59,86 \text{ cm.}$$

Ở vòng 1 tính thép với cặp 3 theo công thức tính thép đối xứng, với $R_a = R'_a$

$$x = N / R_n b = 104940 / 90 \times 40 = 29,15 \text{ cm};$$

$2 a' = 8 < x = 29,15 < \alpha_o h_o = 0,62 \times 56 = 34,72 \text{ cm}$ nên tính $F_a = F'_a$ theo công thức

$$F_a = F'_a = \frac{N(e - h_o + 0,5 x)}{R'_a (h_o - a')} = \frac{104940 (59,86 - 56 + 0,5 \times 29,15)}{2600 \times 52} = 14,31 \text{ cm}^2$$

$$\mu = \mu' = 14,31 / 40 \times 56 = 0,0064 > \mu_{\min} = 0,002.$$

Tính với cặp 2. Dựa vào kết quả đã tính ở trên có $\mu_t = 0,0128$.

$$J_a = 0,0128 \times 40 \times 56 (30 - 4)^2 = 19382 \text{ cm}^4, \quad e_o / h = 26,8 / 60 = 0,447.$$

Vì chiều của M_{dh} ngược với chiều của M nên khi tính K_{dh} trị số của nó lấy dấu âm

$$K_{dh} = 1 + \frac{-2,416 + 62,52 (0,5 \times 0,6 - 0,04)}{24,492 + 98,621 (0,5 \times 0,6 - 0,04)} = 1,276;$$

$$S = \frac{0,11}{(0,1 + 0,447)} + 0,1 = 0,301;$$

$$N_{th} = \frac{6,4}{1102,5^2} \left(\frac{0,301}{1,276} \times 240.10^3 \times 720.10^3 + 210.10^4 \times 19382 \right) = 428940 \text{ kG};$$

$$\eta = \frac{1}{1 - N / N_{th}} = \frac{1}{1 - 98621 / 428940} = 1,3;$$

$\eta e_o = 1,3 \times 26,8 = 34,84 \text{ cm} > e_{ogh} = 16,11 \text{ cm}$, tính theo lệch tâm lớn

$$e = 34,84 + 30 - 4 = 60,84 \text{ cm}.$$

Coi F'_a của cặp 2 đã biết ($14,31 \text{ cm}^2$), dùng bài toán biết F'_a để tính F_a

$$A = \frac{N e - R'_a F'_a (h_o - a')}{R_n b h_o^2} = \frac{98621 \times 60,84 - 2600 \times 14,31 (56 - 4)}{90 \times 40 \times 56^2} = 0,36.$$

Tra bảng có $\alpha = 0,47 > 2 a' / h_o = 8 / 56 = 0,143$, tính F_a theo công thức

$$F_a = \frac{\alpha R_n b h_o - N}{R_a} + F'_a = \frac{0,47 \times 90 \times 40 \times 56 - 98621}{2600} + 14,31 = 12,82 \text{ cm}^2.$$

Vòng 2

Tính với cặp 3. Dùng kết quả đã tính F_a của cặp 2 ở vòng 1 làm F'_a cho cặp này, tính F_a theo bài toán đã biết $F'_a = 12,82 \text{ cm}^2$.

$$A = \frac{104940 \times 59,86 - 2600 \times 12,82 (56 - 4)}{90 \times 40 \times 56^2} = 0,403.$$

Tra bảng có $\alpha = 0,56 > 2 a' / h_o = 8 / 56 = 0,143$, tính F_a theo công thức

$$F_a = \frac{0,56 \times 90 \times 40 \times 56 - 104940}{2600} + 12,82 = 15,88 \text{ cm}^2.$$

Tính với cặp 2, với $F'_a = 15,88 \text{ cm}^2$ đã biết

$$A = \frac{98621 \times 60,84 - 2600 \times 15,88 (56 - 4)}{90 \times 40 \times 56^2} = 0,34.$$

Tra bảng có $\alpha = 0,435 > 2 a' / h_o = 8 / 56 = 0,143$, tính F_a theo công thức

$$F_a = \frac{0,435 \times 90 \times 40 \times 56 - 98621}{2600} + 15,88 = 11,68 \text{ cm}^2.$$

Vòng 3

Tính với cặp 3, với $F'_a = 11,68 \text{ cm}^2$

$$A = \frac{104940 \times 59,86 - 2600 \times 11,68 (56 - 4)}{90 \times 40 \times 56^2} = 0,417.$$

Tra bảng có $\alpha = 0,59 > 2 a' / h_o = 8 / 56 = 0,143$, tính F_a theo công thức

$$F_a = \frac{0,59 \times 90 \times 40 \times 56 - 104940}{2600} + 11,68 = 17,07 \text{ cm}^2.$$

Tính với cặp 2, với $F'_a = 17,07 \text{ cm}^2$ đã biết

$$A = \frac{98621 \times 60,84 - 2600 \times 17,07 (56 - 4)}{90 \times 40 \times 56^2} = 0,327.$$

Tra bảng có $\alpha = 0,41 > 2 a' / h_o = 8 / 56 = 0,143$, tính F_a theo công thức

$$F_a = \frac{0,41 \times 90 \times 40 \times 56 - 98621}{2600} + 17,07 = 10,93 \text{ cm}^2.$$

Vòng 4

Tính với cặp 3, với $F'_a = 10,93 \text{ cm}^2$

$$A = \frac{104940 \times 59,86 - 2600 \times 10,93 (56 - 4)}{90 \times 40 \times 56^2} = 0,426.$$

Tra bảng có $\alpha = 0,615 > 2 a' / h_0 = 8 / 56 = 0,143$, tính F_a theo công thức

$$F_a = \frac{0,615 \times 90 \times 40 \times 56 - 104940}{2600} + 10,93 = 18,25 \text{ cm}^2.$$

Tính với cặp 2, với $F'_a = 18,25 \text{ cm}^2$ đã biết

$$A = \frac{98621 \times 60,84 - 2600 \times 18,25 (56 - 4)}{90 \times 40 \times 56^2} = 0,313.$$

Tra bảng có $\alpha = 0,39 > 2 a' / h_0 = 8 / 56 = 0,143$, tính F_a theo công thức

$$F_a = \frac{0,39 \times 90 \times 40 \times 56 - 98621}{2600} + 18,25 = 10,56 \text{ cm}^2.$$

So hai vòng cuối thấy rằng kết quả tính đã hội tụ có thể bố trí cốt thép phía trái với $F_a = 18,25 \text{ cm}^2$, phía phải $10,56 \text{ cm}^2$, chọn thép :

Phía trái : 4Ø25, $F_a = 19,64 \text{ cm}^2$

Phía phải : 3Ø22, $F_a = 11,4 \text{ cm}^2$.

Kiểm tra $\mu_t = (19,64 + 11,4) / 40 \times 56 = 0,0139$ xấp xỉ với giá trị μ_t giả thiết.

Kiểm tra với cặp 1. Cặp 1 có $M = 28,636 \text{ tm}$; $N = 62,52 \text{ t}$; $e_0 = 0,478 \text{ m}$, cùng chiều mômen với cặp 3 nên $F_a = 19,64 \text{ cm}^2$; $F'_a = 11,4 \text{ cm}^2$.

$$J_a = (19,64 + 11,4)(0,5 \times 60 - 4)^2 = 20983 \text{ cm}^4, e_0 / h = 47,8 / 60 = 0,8 ;$$

$$K_{dh} = 1 + \frac{2,416 + 62,52 (0,5 \times 0,6 - 0,04)}{28,636 + 62,52 (0,5 \times 0,6 - 0,04)} = 1,416 ;$$

$$S = \frac{0,11}{(0,1 + 0,8)} + 0,1 = 0,222$$

$$N_{th} = \frac{6,4}{1102,5^2} \left(\frac{0,222}{1,416} \times 240.10^3 \times 720.10^3 + 210.10^4 \times 20983 \right) = 374656 \text{ kG}$$

$$\eta = \frac{1}{1 - N / N_{th}} = \frac{1}{1 - 62520 / 374656} = 1,20 ;$$

$$e = 57,36 + 30 - 4 = 83,36 \text{ cm}.$$

Để kiểm tra trước hết tính x

$$x = \frac{N + R_a F_a - R'_a F'_a}{R_n b} = \frac{62520 + (19,64 - 11,4) 2600}{90 \times 40} = 23,32 \text{ cm} ;$$

$x = 23,32 \text{ cm} < \alpha_o h_o = 0,62 \times 56 = 34,72 \text{ cm}$ nên tính theo trường hợp lệch tâm lớn, kiểm tra điều kiện cường độ cấu kiện theo công thức :

$$N e \leq R_n b x (h_o - 0,5 x) + R'_a F'_a (h_o - a')$$

$$\text{Vế trái } N e = 62520 \times 83,36 = 5211700 \text{ kG cm,}$$

$$\begin{aligned} \text{Vế phải : } R_n b x (h_o - 0,5 x) + R'_a F'_a (h_o - a') &= \\ &= 90 \times 40 \times 23,32 (56 - 0,5 \times 23,32) + 2600 \times 11,4 \times (56 - 4) = 5263712 \text{ kGcm.} \end{aligned}$$

So sánh vế trái và vế phải thấy rằng bố trí cốt thép như trên là đảm bảo chịu được lực của cặp 1.

Khi phân cột dưới không dài và nội lực ở tiết diện III-III cũng khá lớn thì có thể đặt cốt thép đều cho cả đoạn cột dưới. Ngược lại, như ở ví dụ này thì phần cột dưới khá dài và nội lực ở tiết diện III-III là khá bé so với các cặp nội lực đã tính toán nên để tiết kiệm thép ta chỉ kéo dài bốn thanh ở góc cho hết cả đoạn cột, còn các thanh khác thì chỉ dài 5 m từ chân cột và cắt ở quãng giữa cột.

Với cốt thép còn lại ở phần trên tiến hành kiểm tra khả năng chịu lực ở tiết diện III-III. Chọn cặp nội lực III-18 để kiểm tra. $M = 9,26 \text{ tm}$; $N = 99,739 \text{ t}$; $M_{\text{dh}} = -2,507 \text{ tm}$; $N_{\text{dh}} = 57,32 \text{ t}$, với cặp này có $F_a = 9,82 \text{ cm}^2$ ($2\text{Ø}25$) ; $F'_a = 7,6 \text{ cm}^2$ ($2\text{Ø}22$).

$$e_{o1} = M / N = 9,26 / 99,739 = 0,093 \text{ m} = 9,3 \text{ cm} ;$$

$$e_o = e_{o1} + e'_o = 9,3 + 2 = 11,2 \text{ cm} ; e_o / h = 11,2 / 60 = 0,187 ;$$

$$J_a = (9,82 + 7,6)(0,5 \times 60 - 4)^2 = 11776 \text{ cm}^4$$

$$K_{\text{dh}} = 1 + \frac{-2,507 + 57,32 (0,5 \times 0,6 - 0,04)}{9,26 + 99,739 (0,5 \times 0,6 - 0,04)} = 1,35 ;$$

$$S = \frac{0,11}{(0,1 + 0,187)} + 0,1 = 0,483 ;$$

$$N_{\text{th}} = \frac{6,4}{1102,5^2} \left(\frac{0,483}{1,35} \times 240 \cdot 10^3 \times 720 \cdot 10^3 + 210 \cdot 10^4 \times 11776 \right) = 455730 \text{ kG}$$

$$\eta = \frac{1}{1 - N / N_{\text{th}}} = \frac{1}{1 - 99739 / 455730} = 1,28 ;$$

$$\eta e_o = 1,28 \times 11,2 = 14,336 \text{ cm} ;$$

$$e = 14,336 + 30 - 4 = 40,336 \text{ cm.}$$

Để kiểm tra trước hết tính x

$$x = \frac{N + R_a F_a - R'_a F'_a}{R_n b} = \frac{99739 + (9,82 - 7,6) 2600}{90 \times 40} = 29,31 \text{ cm} ;$$

$x = 29,31 \text{ cm} < \alpha_o h_o = 0,62 \times 56 = 34,72 \text{ cm}$ nên tính theo trường hợp lệch tâm lớn, kiểm tra điều kiện cường độ cấu kiện theo công thức :

$$N e \leq R_n b x (h_o - 0,5 x) + R'_a F'_a (h_o - a')$$

Vế trái $N e = 99739 \times 40,336 = 4023072 \text{ kG cm.}$

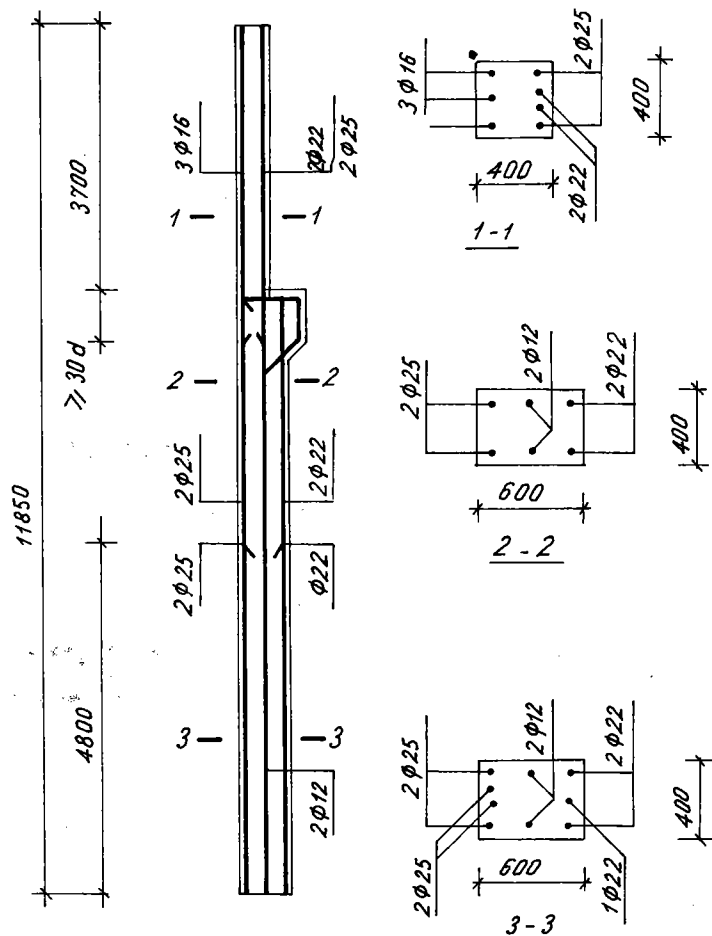
Vế phải $R_n b x (h_o - 0,5 x) + R'_a F'_a (h_o - a') =$
 $= 90 \times 40 \times 29,31 (56 - 0,5 \times 29,31) + 2600 \times 7,6 \times (56 - 4) = 5390080 \text{ kGcm.}$

So sánh vế trái và vế phải thấy rằng bố trí cốt thép như trên là đảm bảo chịu được lực của cặp III-18.

Cốt dọc cấu tạo : ở phần cột dưới có $h > 50 \text{ cm}$ nên ở giữa cạnh đó cần có cốt dọc cấu tạo, khoảng cách giữa các cốt dọc theo phương cạnh h là :

$$S_d = (h_o - a')/2 = (56 - 4)/2 = 26 \text{ cm, thỏa mãn } S_d < 40 \text{ cm. Diện tích tiết diện thanh cấu tạo không bé hơn } 0,0005 b S_d = 0,0005 \times 40 \times 26 = 0,52 \text{ cm}^2.$$

Dùng thép $\varnothing 12, F_a = 1,13 \text{ cm}^2$. Bố trí cốt thép dọc như hình 2.1.14



Hình 2.1.14. Sơ đồ bố trí cốt thép dọc trong cột trục A

Kiểm tra khả năng chịu lực theo phương ngoài mặt phẳng uốn.

Chiều dài tính toán $l_o = 1,2 H_d = 1,2 \times 7,35 = 8,82 \text{ m.}$

Độ mảnh $\lambda_b = 882 / 40 = 22,05$. Hệ số uốn dọc φ tra bảng phụ lục XI được $\varphi = 0,7$.

Tính toán kiểm tra theo cấu kiện chịu nén đúng tâm, $F_b = 40 \times 60 = 2400 \text{ cm}^2$,

$F_{at} = 9,82 + 7,6 = 17,42 \text{ cm}^2$ (ở phần đã cắt bớt cốt dọc và không kể cốt dọc cấu tạo vì khoảng cách cốt đai lớn hơn 15 lần đường kính của nó)

$$\mu_t = 17,42 / 2400 = 0,007 < 0,03.$$

Điều kiện kiểm tra : $N \leq \varphi (R_n F_b + R'_a F_{at})$

N : chọn theo N_{\max} , lấy ở cặp nội lực III-18, $N = 99,739 \text{ t}$.

$$\varphi(R_n F_b + R'_a F_{at}) = 0,7(90 \times 2400 + 2600 \times 17,42) = 182904 \text{ kG} = 182,904 \text{ t}.$$

Vậy cột đủ khả năng chịu lực theo phương ngoài mặt phẳng uốn.

VI. Tính toán cột trục A theo các điều kiện khác

a. Kiểm tra theo khả năng chịu cắt

Ở phần cột dưới, lực cắt lớn nhất xác định được từ bảng tổ hợp $Q_{\max} = 5,645 \text{ t}$

$$K_1 R_k b h_o = 0,6 \times 7,5 \times 40 \times 56 = 10080 \text{ kG} = 10,08 \text{ t}, \text{ thỏa mãn điều kiện}$$

$Q < K_1 R_k b h_o$. Bê tông đủ khả năng chịu cắt. Cốt đai đặt theo cấu tạo :

- Đường kính $\varnothing 8$, đảm bảo lớn hơn 0,25 đường kính cốt dọc lớn nhất : $\varnothing 25$;
- Khoảng cách các cốt đai chọn là 30 cm, đảm bảo không lớn hơn 15 lần đường kính cốt dọc chịu nén bé nhất $\varnothing 22$.

b. Kiểm tra về nén cục bộ

Đỉnh cột chịu lực nén do mái truyền xuống

$$N = G_m + P_m = 50,08 + 7,02 = 57,1 \text{ t}.$$

Bề rộng dàn mái kê lên cột 24 cm, bề dài tính toán của đoạn kê 26 cm. Diện tích trực tiếp chịu nén cục bộ $F_{cb} = 24 \times 26 = 624 \text{ cm}^2$, diện tích tính toán của tiết diện lấy đối xứng qua F_{cb} tính được $F_t = 40 \times 30 = 1200 \text{ cm}^2$, hình 2.1.15

Hệ số tăng cường độ được xác định

$$m_{cb} \leftarrow \sqrt[3]{\frac{F_t}{F_{cb}}} = \sqrt[3]{\frac{1200}{624}} = 1,24 < 2, \text{ với } \xi_{cb} = 0,75, \text{ có}$$

$\xi_{cb} m_{cb} R_n F_{cb} = 0,75 \times 1,24 \times 90 \times 624 = 52200 \text{ kG} < N$, không thỏa mãn điều kiện về khả năng chịu nén cục bộ.

Gia cố đầu cột bằng lưới thép ngang. Dùng lưới ô vuông, kích thước ô lưới $6 \times 6 \text{ cm}$, dùng thép C-I $\varnothing 6$ với diện tích $0,283 \text{ cm}^2$. Chiều dài của thanh lưới $l = 38 \text{ cm}$, số thanh theo mỗi phương $n_1 = n_2 = 7$. Khoảng cách các lưới $S_1 = 12 \text{ cm}$,

khoảng đặt lưới là $3 \times 12 + 2 = 38$ cm, đảm bảo khoảng đặt lưới không dưới đoạn quy định đối với thép có cỡ là $15d = 15 \times 2,5 = 37,5$ cm.

Diện tích tiết diện bê tông được bao bên trong lưới

$$F_1 = 36 \times 36 = 1296 \text{ cm}^2 > F_t = 1200 \text{ cm}^2,$$

Tỉ số cốt thép của lưới tính theo công thức

$$\mu_1 = (n_1 f_1 l_1 + n_2 f_2 l_2) / F_1 S_1 = (2 \times 7 \times 0,283 \times 38) / 1296 \times 12 = 0,0097;$$

$$\alpha_c = \mu_1 R_{al} / R_n = 0,0097 \times 2600 / 90 = 0,28 ;$$

$$k_1 = (5 + \alpha_c) / (1 + 4,5 \alpha_c) = (5 + 0,28) / (1 + 4,5 \times 0,28) = 2,34 ;$$

tính γ_1 với F_1 không quá F_t

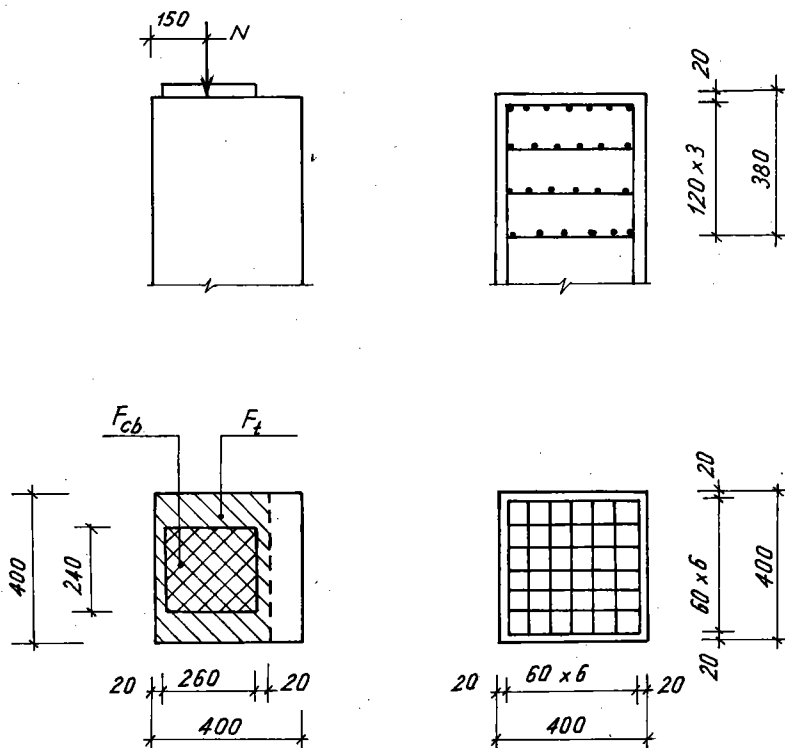
$$\gamma_1 = 4,5 - 3,5 \times (F_{cb} / F_1) = 4,5 - 3,5 \times (624 / 1200) = 2,68.$$

Kiểm tra khả năng chịu lực theo công thức

$$N \leq (m_{cb} R_n + k_1 \mu_1 R_{al} \gamma_1) F_{cb} =$$

$$= (1,24 \times 90 + 2,34 \times 0,0097 \times 2600 \times 2,68) 624 = 168300 \text{ kG} = 168,3 \text{ t},$$

với $N = 57,1 < 168,3$ nên đảm bảo khả năng chịu lực cục bộ. Trên hình 2.1.15 là sơ đồ kiểm tra nén cục bộ và cách gia cố lưới thép ở đầu cột.



Hình 2.1.15. Sơ đồ kiểm tra nén cục bộ và gia cố lưới thép đầu cột

c. Tính toán vai cột

Kích thước và sơ đồ tính cốt thép trong vai thể hiện trên hình 2.1.16

Chiều cao làm việc $h_o = 96$ cm, bề dài vai $L_v = 40$ cm, có $L_v < 0,9 h_o = 86,4$ cm nên vai cột thuộc kiểu côngxon ngắn.

Lực tác dụng lên vai

$$P = D_{\max} + G_d = 47,19 + 5,61 = 52,8 \text{ t.}$$

Kiểm tra kích thước vai cột theo các điều kiện (1.4.26) và (1.4.27):

$$P = 52,8 \text{ t} < 2,5 R_k b h_o = 2,5 \times 7,5 \times 40 \times 96 = 72000 \text{ kG} = 72,0 \text{ t},$$

nên điều kiện (1.4.26) được thỏa mãn.

Cầu trục có chế độ làm việc trung bình, $K_v = 1$. Khoảng cách từ lực P đến mép cột dưới $a_v = 75 - 60 = 15$ cm,

$$P = 52,8 < 1,2 K_v R_k b h_o^2 / a_v =$$

$$= 1,2 \times 1 \times 7,5 \times 40 \times 96^2 / 15 =$$

$$= 221000 \text{ kG} = 221 \text{ t} \text{ nên điều kiện}$$

(1.4.27) được thỏa mãn.

Tính cốt dọc

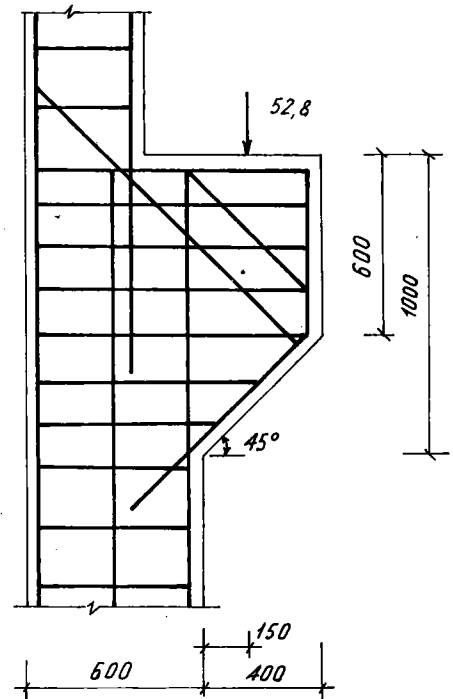
Mômen uốn tại tiết diện mép cột 1-1 :

$$M_1 = P a_v = 52,8 \times 0,15 = 7,92 \text{ tm.}$$

Tính cốt thép với mômen tăng 25% :

$$M = 1,25 M_1 = 1,25 \times 7,92 = 9,9 \text{ tm.}$$

$$A = \frac{M}{R_n b h_o^2} = \frac{990000}{90 \times 40 \times 96^2} = 0,0298 ;$$



Hình 2.1.16. Sơ đồ tính vai cột biên

tra bảng có $\gamma = 0,985$

$$F_a = M / R_a \gamma h_o = 990000 / 2600 \times 0,985 \times 96 = 4,03 \text{ cm}^2,$$

chọn 2Ø18, $F_a = 5,09 \text{ cm}^2$

Tính cốt đai và cốt xiên

$$\text{Vì } P = 52,8 \text{ t} > R_k b h_o = 7,5 \times 40 \times 96 = 28800 \text{ kG} = 28,8 \text{ t}$$

và $h = 100 \text{ cm} > 2,5 a_v = 2,5 \times 15 = 37,5 \text{ cm}$ nên trong vai cột dùng cốt xiên và cốt đai ngang.

Cốt đai chọn Ø8, khoảng cách 15 cm, thỏa mãn không quá $h / 4 = 25 \text{ cm}$.

Diện tích cốt xiên cắt qua nửa trên đoạn L_x ($L_x = 101 \text{ cm}$) không bé hơn

$0,002 b h_0 = 0,002 \times 40 \times 96 = 7,68 \text{ cm}^2$, chọn $2\text{Ø}18 + 1\text{Ø}20$ đặt thành hai lớp.
Đường kính cốt xiên thỏa mãn bé hơn 25 mm và $L_x / 15 = 67 \text{ mm}$.

Tính kiểm tra ép mặt lên vai

Dầm cầu trực lắp ghép, lực nén lớn nhất từ một dầm truyền vào vai là : $N = 0,5 G_d + D_{\max 1}$

Giá trị $D_{\max 1}$ do P_{\max} gây ra nhưng chỉ tính cho một bên dầm. Dựa vào đường ảnh hưởng ở hình 2.1.2, tính được :

$$D_{\max 1} = P_{\max} (y_1 + y_3) = 1,1 \times 22 \times (1 + 0,683) = 40,73 \text{ t};$$

$$N = 0,5 \times 5,61 + 40,73 = 43,54 \text{ t}.$$

Bề rộng dầm cầu trực ở trong đoạn gối được mở rộng ra 30 cm, đoạn dầm gối lên vai 18 cm, $F_{cb} = 30 \times 18 = 540 \text{ cm}^2$.
Diện tích tính toán khi nén cục bộ là F_t lấy theo hình 2.1.17

$$F_t = 58 \times 18 = 1044 \text{ cm}^2$$

hệ số tăng cường độ

$$m_{cb} = \sqrt[3]{\frac{F_t}{F_{cb}}} = \sqrt[3]{\frac{1044}{540}} = 1,246$$

Với $\xi_{cb} = 0,75$ thì khả năng chịu ép cục bộ của vai là :

$$\xi_{cb} m_{cb} R_n F_{cb} = 0,75 \times 1,246 \times 90 \times 540 = 45420 \text{ kG} = 45,42 \text{ t}.$$

Vì $N = 43,54 \text{ t} < 45,42 \text{ t}$ nên thỏa mãn điều kiện chịu ép cục bộ.

d. Kiểm tra cột khi chuyên chở, cầu lắp

Lúc này cột bị uốn, tải trọng lấy bằng trọng lượng bản thân nhân với hệ số động lực 1,5

$$\text{đoạn dưới} \quad g_1 = 1,5 \times 0,4 \times 0,6 \times 2,5 = 0,9 \text{ t/m};$$

$$\text{đoạn trên} \quad g_2 = 1,5 \times 0,4 \times 0,4 \times 2,5 = 0,6 \text{ t/m}.$$

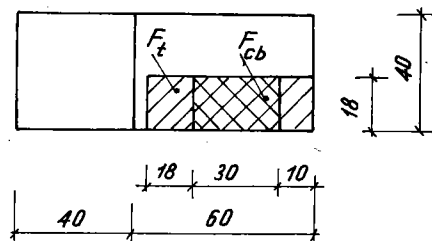
Xét các trường hợp bốc xếp, treo buộc chọn ra hai sơ đồ tính ở hình 2.1.18 :

- Khi chuyên chở và bốc xếp (h.2.1.18a). Cột được đặt nằm theo phương ngang, các điểm kê hoặc treo buộc cách mút dưới một đoạn $a_1 = 2,0 \text{ m}$; cách mút trên một đoạn $a_2 = 3,5 \text{ m}$. Mômen âm tại gối

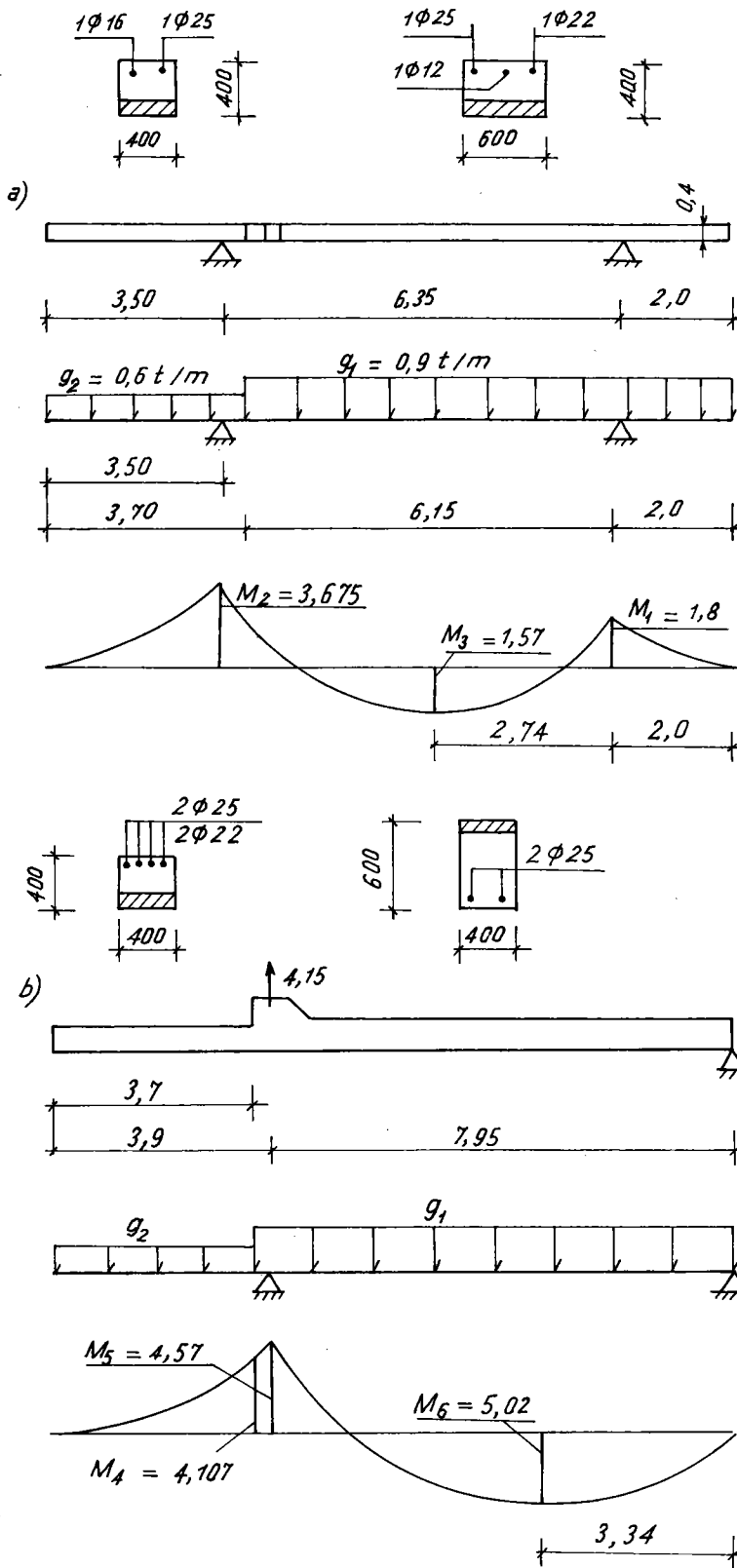
$$M_1 = 0,5 \times 0,9 \times 2^2 = 1,8 \text{ tm};$$

$$M_2 = 0,5 \times 0,6 \times 3,5^2 = 3,675 \text{ tm};$$

mômen dương lớn nhất ở đoạn giữa phần cột dưới tìm được tại tiết diện cách gối 2,74 m, tại đó $M_3 = 1,57 \text{ tm}$.



Hình 2.1.17. Sơ đồ tính toán ép mặt lên vai cột



Hình 2.1.18. Sơ đồ tính toán cột khi vận chuyển (a) và cầu lắp (b)

Qua so sánh mômen và tiết diện, chỉ cần kiểm tra với M_2 cho phần cột trên là đủ.

Kiểm tra khả năng chịu lực với tiết diện nằm ngang, $h = 40$ cm, $h_o = 36$ cm, cốt thép đưa vào tính toán chỉ lấy hai cốt ở ngoài : $1\text{Ø}25 + 1\text{Ø}16$, $F_a = 6,92$ cm².

Kiểm tra theo công thức

$$M_{td} = R_a F_a (h_o - a') = 2600 \times 6,92 \times (36 - 4) = 575744 \text{ kG cm} = 5,76 \text{ tm}.$$

Vì $M_{td} = 5,76 \text{ tm} > M_2 = 3,675 \text{ tm}$ nên cột đủ khả năng chịu lực.

- Khi cầu lắp (h.2.1.18). Lật cột nằm theo phương nghiêng rồi mới cầu. Điểm cầu đặt tại vai cột, cách nút trên 3.9 m. Chân cột tì lên đất.

Mômen lớn nhất ở phần cột trên, chỗ tiếp giáp với vai cột

$$M_1 = 0,5 \times 0,6 \times 3,7^2 = 4,107 \text{ tm}.$$

Tiết diện cột với $F_a = 17,42$ cm² (2 Ø25 + 2 Ø22), tính được

$M_{td} = 2600 \times 17,42 \times 32 = 1449300 \text{ kG cm} = 14,5 \text{ tm}$. vậy cột đủ khả năng chịu lực.

Ở phần cột dưới mômen lớn nhất tìm được cách chân cột một đoạn 3,34 m. $M_6 = 5,02$ tm. Tiết diện có $h = 60$ cm, $h_o = 56$ cm, thép lấy an toàn là 2Ø25. $F_a = 9,8$ cm² (bỏ qua sự chịu lực của 2Ø25 bị cắt ngắn), tính được

$M_{td} = 2600 \times 9,8 \times 52 = 1325000 \text{ kG cm} = 13,25 \text{ tm} > M_6 = 5,02 \text{ tm}$. như vậy cột đủ khả năng chịu lực.

VII. tính toán tiết diện cột trục b

Cột trục B có hình dáng bên ngoài đối xứng và nội lực theo hai chiều tương ứng xấp xỉ nhau nên đặt cốt thép đối xứng là thuận tiện và hợp lý nhất.

1. Phân cột trên

Chiều dài tính toán $l_o = 2,5 H_t = 2,5 \times 370 = 925$ cm. Kích thước tiết diện $b = 40$ cm, $h = 60$ cm. Giả thiết $a = a' = 4$ cm, $h_o = h - a = 60 - 4 = 56$ cm, $h_o - a' = 56 - 4 = 52$ cm.

Độ mảnh $\lambda_b = 925 / 60 = 15,42 > 4$ nên cần xét đến uốn dọc.

Nội lực được chọn từ bảng tổ hợp và được ghi chi tiết ở bảng 2.1.5 .

Độ lệch tâm ngẫu nhiên e'_o lấy bằng 2 cm, không bé hơn $h / 30 = 2$ cm và $H_t / 600 = 0,62$ cm.

Để tính lực dọc tới hạn, giả thiết tỉ số cốt thép toàn bộ $\mu_t = 1,2\%$, tính mômen quán tính của tiết diện cốt thép J_a

$$J_a = \mu_t b h_o (0,5 h - a)^2 = 0,012 \times 40 \times 56 (30 - 4)^2 = 18171 \text{ cm}^4 ;$$

$$J_b = b h^3 / 12 = 40 \times 60^3 / 12 = 720000 \text{ cm}^4 .$$

Bảng 2.1.5. Nội lực nguy hiểm phần cột trên cột trực B

Ký hiệu cặp nội lực	Ký hiệu ở bảng tổ hợp	M (tm)	N (t)	$e_{o1} = M/N$ (m)	$e_o = e_{o1} + e'_o$ (m)	M_{dh} (tm)	N_{dh} (t)
1	II-16	26,027	114,068	0,228	0,248	0,348	107,75
2	II-18	25,601	120,39	0,213	0,233	0,348	107,75

Tính cốt thép đối xứng với cặp 1

$$e_o / h = 24,8 / 60 = 0,413 ;$$

$$K_{dh} = 1 + \frac{M_{dh} + N_{dh} (0,5 h - a)}{M + N (0,5 h - a)} = 1 + \frac{0,348 + 107,75 (0,5 \times 0,6 - 0,04)}{26,027 + 114,068 (0,5 \times 0,6 - 0,04)} = 1,51$$

$$S = \frac{0,11}{(0,1 + 0,413)} + 0,1 = 0,314 ;$$

$$N_{th} = \frac{6,4}{925^2} \left(\frac{0,314}{1,51} \times 240.10^3 \times 720.10^3 + 210.10^4 \times 18171 \right) = 554200 \text{ kG} ;$$

$$\eta = \frac{1}{1 - N / N_{th}} = \frac{1}{1 - 114068 / 554200} = 1,26 ;$$

$$e = \eta e_o + 0,5 h - a = 1,26 \times 24,8 + 30 - 4 = 57,25 \text{ cm} .$$

Chiều cao vùng chịu nén x

$$x = \frac{N}{R_u b} = \frac{114068}{90 \times 40} = 31,69 \text{ cm} ;$$

$2 a' = 8 < x = 31,69 < \alpha_o h_o = 0,62 \times 56 = 34,72$ cm nên tính $F_a = F'_a$ theo công thức

$$F_a = F'_a = \frac{N(e - h_o + 0,5 x)}{R'_a (h_o - a')} = \frac{114068 (57,25 - 56 + 0,5 \times 31,69)}{2600 \times 52} = 14,42 \text{ cm}^2$$

$$\mu = \mu' = 14,42 / 40 \times 56 = 0,0064 > \mu_{min} = 0,002.$$

$$\mu_t = 2\mu = 2 \times 0,0064 = 0,0128 \text{ xấp xỉ với giá trị } \mu_t \text{ đã giả thiết.}$$

Dự kiến chọn cốt thép mỗi bên $4\emptyset 22$, $F_a = F'_a = 15,2 \text{ cm}^2$.

Tính cốt thép đối xứng với cặp 2.

Tương tự có :

$$e_o / h = 23,3 / 60 = 0,39,$$

$$K_{dh} = 1 + \frac{M_{dh} + N_{dh} (0,5 h - a)}{M + N (0,5 h - a)} = 1 + \frac{0,348 + 107,75 (0,5 \times 0,6 - 0,04)}{25,601 + 120,39 (0,5 \times 0,6 - 0,04)} = 1,50$$

$$S = \frac{0,11}{(0,1 + 0,39)} + 0,1 = 0,324 ;$$

$$N_{th} = \frac{6,4}{925^2} \left(\frac{0,324}{1,50} \times 240.10^3 \times 720.10^3 + 210.10^4 \times 18171 \right) = 564600 \text{ kG};$$

$$\eta = \frac{1}{1 - N / N_{th}} = \frac{1}{1 - 120390 / 564600} = 1,271 ;$$

$$e = \eta e_o + 0,5 h - a = 1,271 \times 23,3 + 30 - 4 = 55,61 \text{ cm} .$$

Chiều cao vùng chịu nén x

$$x = \frac{N}{R_u b} = \frac{120390}{90 \times 40} = 33,44 \text{ cm} ;$$

$2 a' = 8 < x = 33,44 < \alpha_o h_o = 0,62 \times 56 = 34,72 \text{ cm}$ nên tính $F_a = F'_a$ theo công thức

$$F_a = F'_a = \frac{N(e - h_o + 0,5 x)}{R'_a (h_o - a')} = \frac{120390 (55,61 - 56 + 0,5 \times 33,44)}{2600 \times 52} = 14,52 \text{ cm}^2$$

Kết quả xấp xỉ với cặp 1, dùng thép $4\text{Ø}22$, $F_a = F'_a = 15,2 \text{ cm}^2$ là đủ yêu cầu chịu lực.

2. Phân cột dưới

Chiều dài tính toán $l_o = 1,5 H_d = 1,5 \times 735 = 1102,5 \text{ cm}$. Kích thước tiết diện

$b = 40 \text{ cm}$, $h = 80 \text{ cm}$. Giả thiết $a = a' = 4 \text{ cm}$, $h_o = h - a = 80 - 4 = 76 \text{ cm}$, $h_o - a' = 76 - 4 = 72 \text{ cm}$.

Độ mảnh $\lambda_h = 1102,5 / 80 = 13,8 > 4$ nên cần xét đến uốn dọc.

Nội lực được chọn từ bảng tổ hợp và được ghi chi tiết ở bảng 2.1.6

Bảng 2.1.6. Nội lực nguy hiểm phần cột dưới cột trục B

Ký hiệu cặp nội lực	Ký hiệu ở bảng tổ hợp	M (tm)	N (t)	$e_{o1} = M/N$ (m)	$e_o = e_{o1} + e'_o$ (m)	M_{dh} (tm)	N_{dh} (t)
1	II-17	-46,38	169,09	0,274	0,304	-0,498	126,67
2	II-18	-39,60	198,77	0,200	0,230	-0,498	126,67
3	II-14	-41,03	126,67	0,324	0,354	-0,498	126,67

Độ lệch tâm ngẫu nhiên e'_0 lấy bằng 3 cm, không bé hơn $h / 30 = 2,7$ cm và $H_d / 600 = 1,23$ cm.

Để tính lực dọc tới hạn, giả thiết tỉ số cốt thép toàn bộ $\mu_t = 1,4\%$, tính mômen quán tính của tiết diện cốt thép J_a

$$J_a = \mu_t b h_o (0,5 h - a)^2 = 0,014 \times 40 \times 76 (40 - 4)^2 = 55160 \text{ cm}^4;$$

$$J_b = b h^3 / 12 = 40 \times 80^3 / 12 = 1707000 \text{ cm}^4.$$

Tính cốt thép đối xứng với cặp 1

$$e_o / h = 30,4 / 80 = 0,38;$$

$$K_{dh} = 1 + \frac{M_{dh} + N_{dh} (0,5 h - a)}{M + N (0,5 h - a)} = 1 + \frac{0,498 + 126,67 (0,5 \times 0,8 - 0,04)}{46,38 + 169,09 (0,5 \times 0,8 - 0,04)} = 1,43;$$

$$S = \frac{0,11}{(0,1 + 0,38)} + 0,1 = 0,33;$$

$$N_{th} = \frac{6,4}{1102,5^2} \cdot \frac{0,33}{1,43} (240 \cdot 10^3 \times 1707 \cdot 10^3 + 210 \cdot 10^4 \times 55160) = 1107700 \text{ kG};$$

$$\eta = \frac{1}{1 - N / N_{th}} = \frac{1}{1 - 169090 / 1107700} = 1,18;$$

$$\eta e_o = 1,18 \times 30,4 = 35,87 \text{ cm};$$

$$e = \eta e_o + 0,5 h - a = 1,18 \times 30,4 + 40 - 4 = 71,87 \text{ cm}.$$

Chiều cao vùng chịu nén x

$$x = \frac{N}{R_n b} = \frac{169090}{90 \times 40} = 46,97 \text{ cm};$$

$2 a' = 8 < x = 46,97 < \alpha_o h_o = 0,62 \times 76 = 47,12$ cm nên tính $F_a = F'_a$ theo công thức

$$F_a = F'_a = \frac{N(e - h_o + 0,5 x)}{R'_a (h_o - a')} = \frac{169090 (71,87 - 76 + 0,5 \times 46,97)}{2600 \times 72} = 17,48 \text{ cm}^2;$$

$$\mu = \mu' = 17,48 / 40 \times 76 = 0,0058 > \mu_{min} = 0,002.$$

Tính cốt thép đối xứng với cặp 2.

Tương tự có :

$$e_o / h = 23,0 / 80 = 0,29;$$

$$K_{dh} = 1 + \frac{M_{dh} + N_{dh} (0,5 h - a)}{M + N (0,5 h - a)} = 1 + \frac{0,498 + 126,67 (0,5 \times 0,8 - 0,04)}{39,6 + 198,77 (0,5 \times 0,8 - 0,04)} = 1,415;$$

$$S = \frac{0,11}{(0,1 + 0,29)} + 0,1 = 0,382 ;$$

$$N_{th} = \frac{6,4}{1102,5^2} \left(\frac{0,382}{1,415} 240.10^3 \times 1707.10^3 + 210.10^4 \times 55160 \right) = 1192000 \text{ kG};$$

$$\eta = \frac{1}{1 - N / N_{th}} = \frac{1}{1 - 198770 / 1192000} = 1,20 ;$$

$$e = \eta e_o + 0,5 h - a = 1,2 \times 23,3 + 40 - 4 = 63,6 \text{ cm} .$$

Chiều cao vùng chịu nén x

$$x = \frac{N}{R_n b} = \frac{198770}{90 \times 40} = 55,2 \text{ cm} ;$$

$$x = 55,2 > \alpha_o h_o = 0,62 \times 76 = 47,12 \text{ cm} ;$$

$$e_{ogh} = 0,4 (1,25 \times 80 - 47,12) = 21,2 \text{ cm} ;$$

$e_o = 23,0 \text{ cm} > e_{ogh} = 21,2 \text{ cm}$, vì vậy lấy $x = \alpha_o h_o = 47,12$, $A_o = 0,42$ và tính $F_a = F'_a$ theo công thức

$$F_a = F'_a = \frac{N e - A_o R_n b h_o^2}{R'_a (h_o - a')} = \frac{198770 \times 63,6 - 0,42 \times 90 \times 40 \times 76^2}{2600 \times 72} = 20,88 \text{ cm}^2 .$$

Tính thép đối xứng với cặp 3

$$e_o / h = 35,4 / 80 = 0,443 ;$$

$$K_{db} = 1 + \frac{M_{db} + N_{db} (0,5 h - a)}{M + N (0,5 h - a)} = 1 + \frac{0,498 + 126,67 (0,5 \times 0,8 - 0,04)}{41,03 + 126,67 (0,5 \times 0,8 - 0,04)} = 1,532 ;$$

$$S = \frac{0,11}{(0,1 + 0,443)} + 0,1 = 0,303 ;$$

$$N_{th} = \frac{6,4}{1102,5^2} \left(\frac{0,303}{1,532} 240.10^3 \times 1707.10^3 + 210.10^4 \times 55160 \right) = 1036540 \text{ kG}$$

$$\eta = \frac{1}{1 - N / N_{th}} = \frac{1}{1 - 126670 / 1036540} = 1,14 ;$$

$$e = \eta e_o + 0,5 h - a = 1,14 \times 35,4 + 40 - 4 = 76,36 \text{ cm}.$$

Chiều cao vùng chịu nén x

$$x = \frac{N}{R_n b} = \frac{126670}{90 \times 40} = 35,2 \text{ cm};$$

$2a' = 8 < x = 35,2 < \alpha_o h_o = 0,62 \times 76 = 47,12 \text{ cm}$ nên tính $F_a = F'_a$ theo công thức

$$F_a = F'_a = \frac{N(e - h_o + 0,5 x)}{R'_a (h_o - a')} = \frac{126670 (76,36 - 76 + 0,5 \times 35,2)}{2600 \times 72} = 12,15 \text{ cm}^2.$$

So sánh diện tích cốt thép yêu cầu của ba cặp, lấy trị số lớn nhất ở cặp 2 có

$$F_a = F'_a = 20,88 \text{ cm}^2, \text{ chọn thép } 2\text{Ø}28 + 2\text{Ø}25 (22,14 \text{ cm}^2);$$

$\mu = \mu' = 22,14 / 40 \times 76 = 0,0073 > \mu_{\min} = 0,002$ và $\mu_t = 2\mu = 0,0146$ xấp xỉ với trị số $\mu_t = 0,014$ đã giả thiết, như vậy không cần tính lại.

Để bố trí thép được tiết kiệm, cần tính thêm diện tích thép yêu cầu ở tiết diện III-III. Chọn cặp nội lực III-16 trong bảng tổ hợp, có : $M = 30,15 \text{ tm}; N = 161,39 \text{ t}; M_{\text{đh}} = 0,348 \text{ tm}; N_{\text{đh}} = 118,97 \text{ t}.$

$$e_o = 3015,0 / 161,39 + 3 = 21,68 \text{ cm}; e_o / h = 21,68 / 80 = 0,271.$$

Dùng $F_a = F'_a = 9,82 \text{ cm}^2$ (tương ứng 2Ø25)

$$J_a = 2 \times 9,82 \times (40 - 4)^2 = 25453 \text{ cm}^4$$

$$K_{\text{đh}} = 1 + \frac{M_{\text{đh}} + N_{\text{đh}} (0,5 h - a)}{M + N (0,5 h - a)} = 1 + \frac{0,348 + 118,97 (0,5 \times 0,8 - 0,04)}{30,15 + 161,39 (0,5 \times 0,8 - 0,04)} = 1,49$$

$$S = \frac{0,11}{(0,1 + 0,271)} + 0,1 = 0,396;$$

$$N_{\text{th}} = \frac{6,4}{1102,5^2} \left(\frac{0,396}{1,49} \times 240.10^3 \times 1707.10^3 \times 210.10^4 \times 25453 \right) = 855000 \text{ kG};$$

$$\eta = \frac{1}{1 - N / N_{\text{th}}} = \frac{1}{1 - 161390 / 855000} = 1,233;$$

$$e = \eta e_o + 0,5 h - a = 1,233 \times 21,68 + 40 - 4 = 62,73 \text{ cm}.$$

Chiều cao vùng chịu nén x

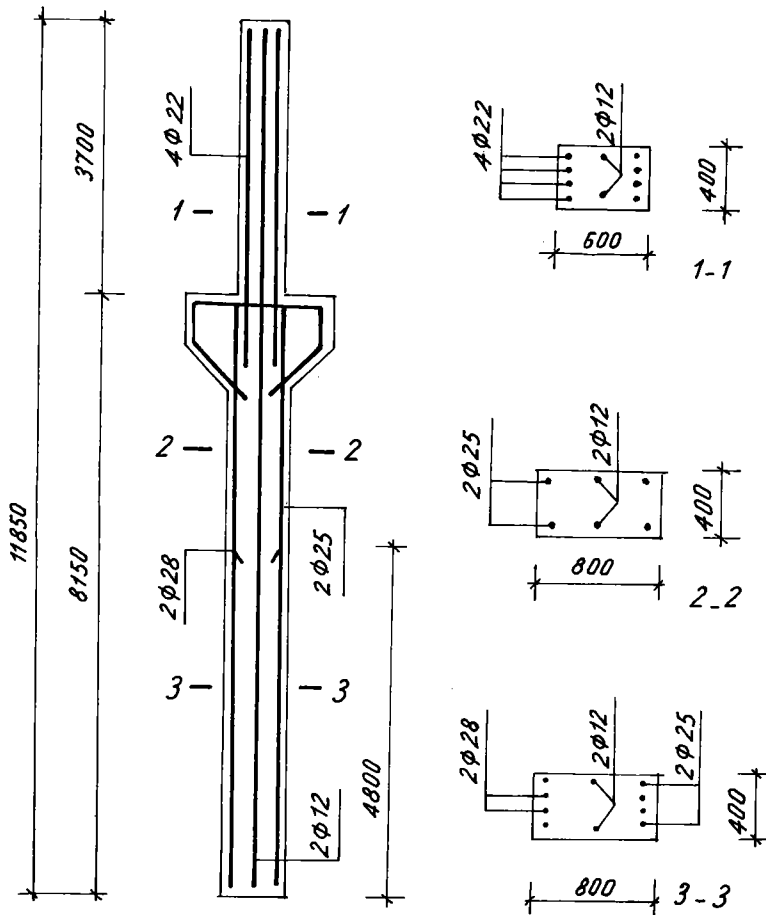
$$x = N / R_n b = 161390 / 90 \times 40 = 44,83 \text{ cm};$$

$2a' = 8 < x = 44,83 < \alpha_o h_o = 0,62 \times 76 = 47,12 \text{ cm}$ nên tính $F_a = F'_a$ theo công thức

$$F_a = F'_a = \frac{N(e - h_o + 0,5 x)}{R'_a (h_o - a')} = \frac{161390 (62,73 - 76 + 0,5 \times 44,83)}{2600 \times 72} = 7,88 \text{ cm}^2$$

Như vậy ta chỉ cần kéo suốt 2Ø25 ở tiết diện IV-IV lên là thỏa mãn, còn 2Ø28 thì cắt ở quãng giữa cột giống như ở phần dưới cột biên.

Cốt dọc cấu tạo dùng 2Ø12 cho cả cột trên và cột dưới, thỏa mãn $S_d=36 < 40\text{cm}$ và diện tích tiết diện thanh cấu tạo $\phi 12 F_{at} = 1,13 > 0,0005 \times 40 \times 36 = 0,72 \text{ cm}^2$. Bố trí cốt dọc của cột như hình 2.1.19.



Hình 2.1.19. Sơ đồ bố trí cốt thép trong cột giữa

Kiểm tra khả năng chịu lực theo phương ngoài mặt phẳng uốn.

- Phần cột trên với $N_{\max}=121,79 \text{ t}$; chiều dài tính toán $l_0 = 2H_t=2 \times 370=740 \text{ cm}$, độ mảnh $\lambda_b = 740 / 40 = 18,5$; hệ số uốn dọc φ tra ở phụ lục XI được $\varphi = 0,8$; diện tích tiết diện $F_b = 40 \times 60 = 2400 \text{ cm}^2$, tổng diện tích cốt thép $F_{at}=2 \times 15,2=30,4 \text{ cm}^2$. Tính toán kiểm tra theo công thức

$$\varphi (R_u F_b + R'_a F_{at}) = 0,8 (90 \times 2400 + 2600 \times 30,4) = 236000 \text{ kG} = 236 \text{ t} .$$

Vì $N_{\max} = 121,79 \text{ t} < 236 \text{ t}$ nên cột đủ khả năng chịu lực theo phương ngoài mặt phẳng uốn.

- Phần cột dưới với $N_{\max} = 191,07 \text{ t}$ (ở tiết diện III-III đã cắt 2Ø28, còn 2Ø25). Chiều dài tính toán $l_0 = 1,2H_d = 1,2 \times 735 = 882 \text{ cm}$; $\lambda_b = 882 / 40 = 22,05$; $\varphi = 0,7$; $F_b = 40 \times 80 = 3200 \text{ cm}^2$; $F_{at} = 2 \times 9,82 = 19,64 \text{ cm}^2$.

$$\varphi (R_u F_b + R'_a F_{at}) = 0,7 (90 \times 3200 + 2600 \times 19,64) = 237300 \text{ kG} = 237,3 \text{ t} .$$

$N_{max} = 191,07 \text{ t} < 237,3 \text{ t}$ nên cột đủ khả năng chịu lực theo phương ngoài mặt phẳng uốn.

VIII. Tính toán cột trục B theo các điều kiện khác

a. Kiểm tra theo khả năng chịu cắt

Ở phần cột dưới lực cắt lớn nhất xác định được từ bảng tổ hợp $Q_{max} = 7,09 \text{ t}$.

$K_1 R_k b h_0 = 0,6 \times 7,5 \times 40 \times 76 = 13680 \text{ kG} = 13,68 \text{ t} > Q_{max} = 7,09 \text{ t}$ nên bê tông đủ khả năng chịu cắt, đặt cốt đai theo cấu tạo. Chọn cốt đai $\varnothing 8$, khoảng cách 30 cm, thỏa mãn các yêu cầu cấu tạo cốt đai trong cột.

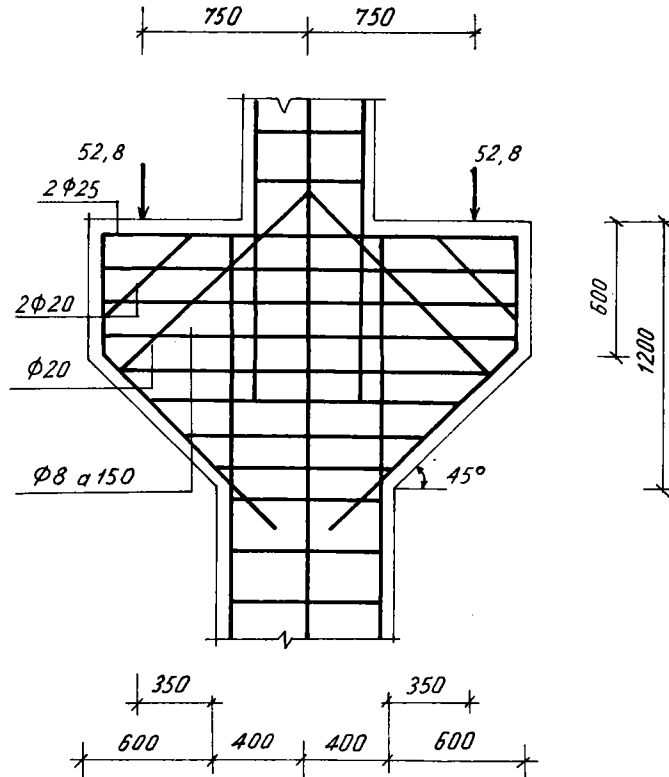
b. Kiểm tra về nén cục bộ

Tính toán về nén cục bộ ở đỉnh cột trục B hoàn toàn tương tự như ở cột trục A. Kết quả sau khi gia cố nút cột bằng bốn lưới ô vuông $\varnothing 6$, ô lưới $6 \times 6 \text{ cm}$ thì khả năng chịu lực cục bộ ở đầu cột được đảm bảo.

c. Tính toán vai cột

Tính toán ép mặt lên vai cột hoàn toàn giống như đối với vai cột trục A.

Kích thước và sơ đồ tính cốt thép trong vai thể hiện trên hình 2.1.20.



Hình 2.1.20. Sơ đồ tính vai cột giữa

Chiều cao làm việc $h_o = 116$ cm ; lực tác dụng lên vai $P = 52,8$ t. Kiểm tra kích thước vai cột theo các điều kiện (1.4.26) và (1.4.27) :

$$P = 52,8 \text{ t} < 2,5 R_k b h_o = 2,5 \times 7,5 \times 40 \times 116 = 87000 \text{ kG} = 87,0 \text{ t}$$

nên điều kiện (1.4.26) được thỏa mãn.

Cầu trục có chế độ làm việc trung bình, $K_v = 1$. Khoảng cách từ lực P đến mép cột dưới $a_v = 75 - 40 = 35$ cm.

$$P = 52,8 < 1,2 K_v R_k b h_o^2 / a_v = 1,2 \times 1 \times 7,5 \times 40 \times 116^2 / 35 = 138000 \text{ kG} = 138 \text{ t}$$

nên điều kiện (1.4.27) được thỏa mãn.

Tính cốt dọc

Mômen uốn tại tiết diện mép cột 1-1

$$M_1 = P a_v = 52,8 \times 0,35 = 18,48 \text{ tm.}$$

Tính cốt thép với mômen tăng 25%

$$M = 1,25 M_1 = 1,25 \times 18,48 = 23,1 \text{ tm ;}$$

$$A = \frac{M}{R_n b h_o^2} = \frac{2310000}{90 \times 40 \times 116^2} = 0,0477 .$$

tra bảng có $\gamma = 0,975$

$$F_a = \frac{M}{R_n \gamma h_o} = \frac{2310000}{2600 \times 0,975 \times 116} = 7,86 \text{ cm}^2$$

chọn 2Ø25, $F_a = 9,82 \text{ cm}^2$.

Tính cốt đai và cốt xiên

Vì $P = 52,8 \text{ t} > R_k b h_o = 7,5 \times 40 \times 116 = 34800 \text{ kG} = 34,8 \text{ t}$ và $h = 120 \text{ cm} > 2,5 a_v = 2,5 \times 35 = 87,5 \text{ cm}$ nên trong vai cột dùng cốt xiên và cốt đai ngang.

Cốt đai chọn Ø8, khoảng cách 15 cm, thỏa mãn không quá $h / 4 = 30 \text{ cm}$.

Diện tích cốt xiên cắt qua nửa trên đoạn L_x ($L_x = 125 \text{ cm}$) không bé hơn $0,002 b h_o = 0,002 \times 40 \times 116 = 9,28 \text{ cm}^2$, chọn 3Ø20 đặt thành hai lớp.

d. Kiểm tra khi chuyên chở, cầu lắp

Tiến hành tính toán tương tự như đối với cột trục A.

Theo cả hai sơ đồ như trên hình 2.1.18 của cột trục A, cột đều đủ khả năng chịu lực.