

THIẾT KẾ SÀN

Công trình sử dụng hệ khung chịu lực, sàn s-ồn bê tông cốt thép đổ toàn khối. Nh- vậy các ô sàn đ-ợc đổ toàn khối với dầm. Vì thế liên kết giữa sàn và dầm là liên kết cứng (các ô sàn đ-ợc ngàm vào dầm tại vị trí mép dầm).

I. XÁC ĐỊNH TẢI TRỌNG TÁC DỤNG LÊN SÀN:

1. Tĩnh tải:

Ta có phân tĩnh tải tác dụng lên $1m^2$ sàn và hành lang: $\sum g_{tt} = 398(Kg / m^2)$

TT	Cấu tạo các lớp	qtc (KG/m ²)	n	qtt (KG/m ²)
1	Gạch lát Cêramic, 300x300mm 0,01x1800	18	1,1	19,80
2	Vữa lót $\delta = 20mm$ 0,015x1800	27	1,3	35,10
3	Bản BTCT dày 100mm 0,1x2500	250	1,1	275
4	Vữa trát trần $\delta = 15mm$ 0,015x1800	27	1,3	35,1
5	Trần thạch cao	30	1,1	33
Tổng cộng		352		398.0

Ta có phân tĩnh tải tác dụng lên $1m^2$ sàn khu vệ sinh:

Nh- sàn cơ bản nh- ng không có trần thạch cao, có thêm tĩnh tải các thiết bị vệ sinh. Vậy ta có : $\sum g_{tt} = 398 - 33 + 50 = 415(Kg / m^2)$

2. Hoạt tải tác dụng lên sàn:

Lấy theo TCVN-2737-95

Hoạt tải phòng hội họp : $p_{tt} = 1,3 \times 400 = 520 (Kg/cm^2)$

Hoạt tải hành lang : $p_{tt} = 1,3 \times 300 = 390 (Kg/cm^2)$

Hoạt tải khu WC : $p_{tt} = 1,3 \times 200 = 260 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$

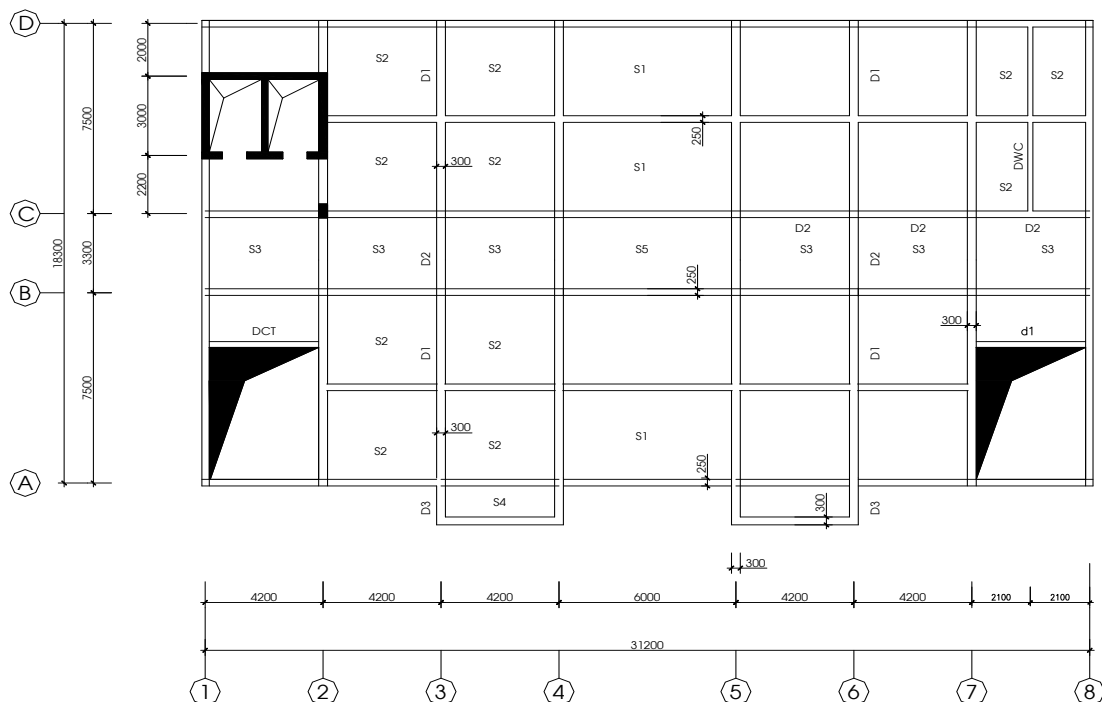
II. TÍNH TOÁN NỘI LỰC - CỐT THÉP CÁC Ô SÀN:

Vật liệu sử dụng :

Bê tông M 200 : $R_n = 90 \text{ (Kg/cm}^2\text{)} ; R_k = 7,5 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$

Cốt thép CI : $R_a = R_{a'} = 2000 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$

Mặt bằng sàn điển hình



1. Ô sàn phòng hội họp $S_2 : (3,75 \times 6) \text{ m}$

a. Tổng tải trọng tác dụng lên ô sàn:

$$q = g_{tt} + p_{tt} = 398 + 520 = 918 \text{ (Kg/m}^2\text{)}$$

b. Sơ đồ tính: hình vẽ 1

Đặt $l_1 = 3,75 \text{ (m)}$, $l_2 = 6 \text{ (m)}$ Xét: $\frac{l_2}{l_1} = \frac{6}{3,75} = 1,6 < 2$

Chọn ph- ơng án bố trí cốt thép đều theo 2 ph- ơng. Nh- vậy ta có:

$$q_b \times \frac{l_{t1}^2 (3l_{t2} - l_{t1})}{12} = (2M_1 + M_{A1} + M_{B1})l_{t2} + (2M_2 + M_{A2} + M_{B2})l_{t1}$$

Nhập tính toán: $l_{t1} = l_1 - 2 \times 0,5 \times b_d = 375 - 2 \times 0,5 \times 25 = 350 \text{ (cm)}$

$$l_{t2} = l_2 - 2 \times 0,5 \times b_d = 600 - 2 \times 0,5 \times 25 = 575 \text{ (cm)}$$

Xét: $r = \frac{l_{t2}}{l_{t1}} = \frac{575}{350} = 1,64$. Với $r = 1,64$ tra bảng nội suy ta đ- ợc :

$$\theta = \frac{M_2}{M_1} = 0,42 \quad A_1 = B_1 = \frac{M_{A1}}{M_1} = \frac{M_{B1}}{M_1} = 1 \quad A_2 = B_2 = \frac{M_{A2}}{M_1} = \frac{M_{B2}}{M_1} = 0,62$$

Thay vào ta đ- ợc

$$918 \frac{3,5^2 (3,5,75 - 3,5)}{12} = (2M_1 + 2.1.M_1)5,85 + (2.0,42M_1 + 2.0,62.M_1)3,5$$

$$M_1 = 429,16 \text{ (Kgm)}$$

$$M_2 = 180,25 \text{ (Kgm)}$$

$$M_{A2} = M_{B2} = 266,08 \text{ (Kgm)}$$

$$M_{A1} = M_{B1} = 429,16 \text{ (Kgm)}$$

c. Tính toán cốt thép:

* Tính cốt thép chịu mô men d- ơng: Cắt một dải bản rộng 1m

Giả thiết : $a = 1,5 \text{ (cm)}$ $h_{01} = 10 - 1,5 = 8,5 \text{ (cm)}$

Dự kiến dùng cốt thép $\phi 8$ $h_{02} = 8,5 - 0,8 = 7,7 \text{ (cm)}$

+ theo ph- ơng cạnh ngắn: $A = \frac{M}{R_n b h_0^2} = \frac{429,16.100}{90.100.8,5^2} = 0,065 < A_d = 0,3$

$\Rightarrow \gamma = 0,966$ Vậy: $F_a = \frac{M}{R_a \gamma \cdot h_0} = \frac{42916}{2000.0,966.8,5} = 2,61 \text{ (cm}^2\text{)}$

Kiểm tra hàm l- ợng cốt thép : $\mu = \frac{F_a}{b \cdot h_0} = \frac{2,61}{100.8,5} = 0,30\% > \mu_{\min} = 0,05\%$

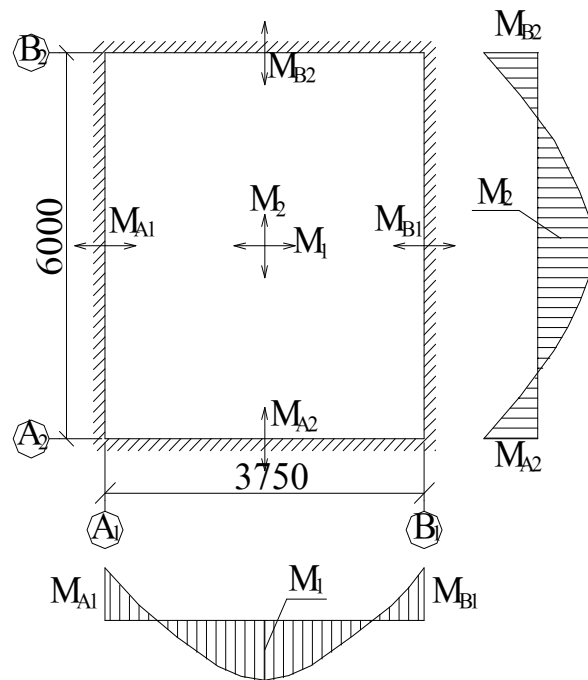
Dùng cốt thép $\phi 8$ có $f_a = 0,503 \text{ (cm}^2\text{)} \Rightarrow U = \frac{f_a \cdot b}{F_a} = \frac{0,503.100}{2,61} = 19,27 \text{ (cm)}$

Đặt cốt thép $\phi 8a200$

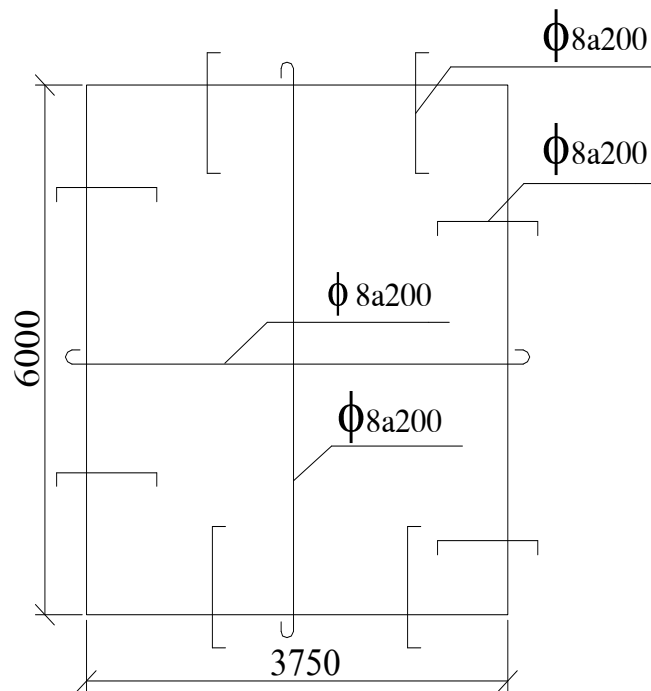
+ Theo ph- ơng cạnh dài: Ta có $M_2 < M_1$ nên để an toàn ta đặt cốt thép nh- ph- ơng cạnh ngắn $\phi 8a200$

* Tính cốt thép chịu mô men âm:

+ Ta nhận thấy mô men âm bằng mô men d- ơng do vậy ta cũng đặt thép chịu mô men âm nh- thép chịu mô men d- ơng. Vậy ta đặt cốt thép theo hai ph- ơng là : $\phi 8a200$. Cốt thép của sàn 1 nh- hình vẽ 2



HÌNH VẼ 1



HÌNH VẼ 2: BỐ TRÍ CỐT THÉP TRONG Ô SÀN

S

2. Tính ô sàn hành lang: (3,3m x 6 m)

Tổng tải trọng tác dụng lên ô sàn: $q = g_{tt} + p_{tt} = 398 + 390 = 788 \text{ (Kg/m}^2\text{)}$

$l_1 = 3,3 \text{ (m)}$, $l_2 = 6 \text{ (m)}$. Xét tỉ số 2 cạnh ô bản: $\frac{l_2}{l_1} = \frac{6}{3,3} = 1,81 < 2$

Nhịp tính toán: $l_{t1} = l_1 - 2 \times 0,5 \times b_d = 330 - 2 \times 0,5 \times 25 = 305 \text{ (cm)}$

$l_{t2} = l_2 - 2 \times 0,5 \times b_d = 600 - 2 \times 0,5 \times 25 = 575 \text{ (cm)}$

Xét: $r = \frac{l_{t2}}{l_{t1}} = \frac{575}{305} = 1,82$. Với $r = 1,82$ tra bảng nội suy ta đ-ợc:

$$\theta = \frac{M_2}{M_1} = 0,31 \quad A_1 = B_1 = \frac{M_{A1}}{M_1} = \frac{M_{B1}}{M_1} = 1 \quad A_2 = B_2 = \frac{M_{A2}}{M_1} = \frac{M_{B2}}{M_1} = 0,61$$

Chọn ph-ơng án bố trí cốt thép đều theo 2 ph-ơng. Nh- vậy ta có:

$$q_b \times \frac{l_{t1}^2(3l_{t2} - l_{t1})}{12} = (2M_1 + M_{A1} + M_{B1})l_{t2} + (2M_2 + M_{A2} + M_{B2})l_{t1}$$

Thay vào ta đ-ợc

$$788 \frac{3,05^2 (3,5,75 - 3,05)}{12} = (2M_1 + 2,1.M_1)5,75 + (2,0,31M_1 + 2,0,61.M_1)3,05$$

$$M_1 = 319,02 \text{ (Kgm)}$$

$$M_2 = 180,25 \text{ (Kgm)}$$

$$M_{A2} = M_{B2} = 98,89 \text{ (Kgm)}$$

$$M_{A1} = M_{B1} = 194,6 \text{ (Kgm)}$$

Giả thiết : $a = 1,5 \text{ (cm)}$ $h_{01} = 10 - 1,5 = 8,5 \text{ (cm)}$

Dự kiến dùng cốt thép $\phi 8$ $h_{02} = 8,5 - 0,8 = 7,7 \text{ (cm)}$

+ theo ph- ơng cạnh ngắn: $A = \frac{M}{R_n b h_0^2} = \frac{319,02 \cdot 100}{90 \cdot 100 \cdot 8,5^2} = 0,049 < A_d = 0,3$

$\Rightarrow \gamma = 0,974$ Vậy: $F_a = \frac{M}{R_a \gamma \cdot h_0} = \frac{31902}{2000 \cdot 0,974 \cdot 8,5} = 1,93 \text{ (cm}^2\text{)}$

Kiểm tra hàm l- ợng cốt thép : $\mu = \frac{F_a}{b \cdot h_0} = \frac{1,93}{100 \cdot 8,5} = 0,220\% > \mu_{\min} = 0,05\%$

Dùng cốt thép $\phi 8$ có $f_a = 0,503 \text{ (cm}^2\text{)} \Rightarrow U = \frac{f_a \cdot b}{F_a} = \frac{0,503 \cdot 100}{1,93} = 26,06 \text{ (cm)}$

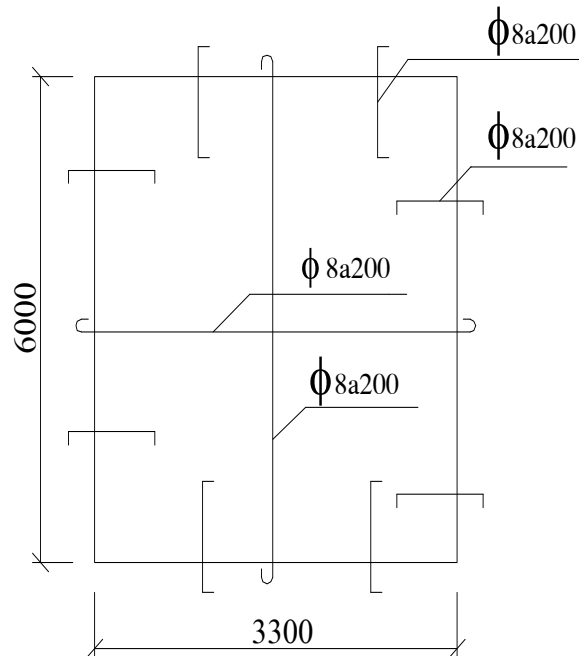
Đặt cốt thép $\phi 8a200$

+ Theo ph- ơng cạnh dài: Ta có $M_2 < M_1$ nên để an toàn ta đặt cốt thép nh- ph- ơng cạnh ngắn $\phi 8a200$

* Tính cốt thép chịu mômen âm:

+ Ta nhận thấy mô men âm bằng mô men d- ơng do vậy ta cũng đặt thép chịu mô men âm nh- thép chịu mô men d- ơng. Vậy ta đặt cốt thép theo hai ph- ơng là : $\phi 8a200$

Bố trí thép nh- hình vẽ 3



HÌNH VẼ 3: BỐ TRÍ CỐT THÉP TRONG Ô SÀN

3. Tính ô sàn WC: (2,1m x 3,75 m)

Tải trọng tác dụng lên ô sàn: $q = g_u + p_u = 415 + 260 = 675 \text{ (Kg/m}^2\text{)}$

$l_1 = 2,1 \text{ (m)}$, $l_2 = 3,75 \text{ (m)}$. Xét tỉ số 2 cạnh ô bản: $\frac{l_2}{l_1} = \frac{3,75}{2,1} = 1,785 \leq 2$

Chọn ph-ơng án bố trí cốt thép đều theo 2 ph-ơng. Nh- vậy ta có:

$$q_b \times \frac{l_1^2(3l_2 - l_1)}{12} = (2M_1 + M_{A1} + M_{B1})l_{t2} + (2M_2 + M_{A2} + M_{B2})l_{t1}$$

Theo ph-ơng cạnh ngắn: $l_{t1} = l_1 - 2 \times 0,5 \times b_d = 210 - 2 \times 0,5 \times 25 = 185 \text{ (cm)}$

Theo ph-ơng cạnh dài : $l_{t2} = l_2 - 2 \times 0,5 \times b_d = 375 - 2 \times 0,5 \times 25 = 350 \text{ (cm)}$

Xét: $r = \frac{l_{t2}}{l_{t1}} = \frac{350}{185} = 1,89$. Với $r = 1,89$ tra bảng nội suy ta đ-ợc :

$$\theta = \frac{M_2}{M_1} = 0,345 \quad A_1 = B_1 = \frac{M_{A1}}{M_1} = \frac{M_{B1}}{M_1} = 1 \quad A_2 = B_2 = \frac{M_{A2}}{M_1} = \frac{M_{B2}}{M_1} = 0,645$$

Thay vào ta đ-ợc:

$$675 \times \frac{1,85^2(3,35 - 1,85)}{12} = (2M_1 + 2,1.M_1)3,5 + (2,0,345M_1 + 2,0,645.M_1)1,85$$

$$M_1 = 94,28 \text{ (Kgm)}$$

$$M_2 = 32,53 \text{ (Kgm)}$$

$$M_{A2} = M_{B2} = 60,8 \text{ (Kgm)}$$

$$M_{A1} = M_{B1} = 94,28 \text{ (Kgm)}$$

c. Tính toán cốt thép:

* Tính cốt thép chịu mô men d- ơng:

Giả thiết : $a = 1,5 \text{ (cm)}$ $h_{01} = 10 - 1,5 = 8,5 \text{ (cm)}$

+ theo ph- ơng cạnh ngắn: $A = \frac{M}{R_n b h_0^2} = \frac{94,28.100}{90.100.8,5^2} = 0,0145 < A_d = 0,3$

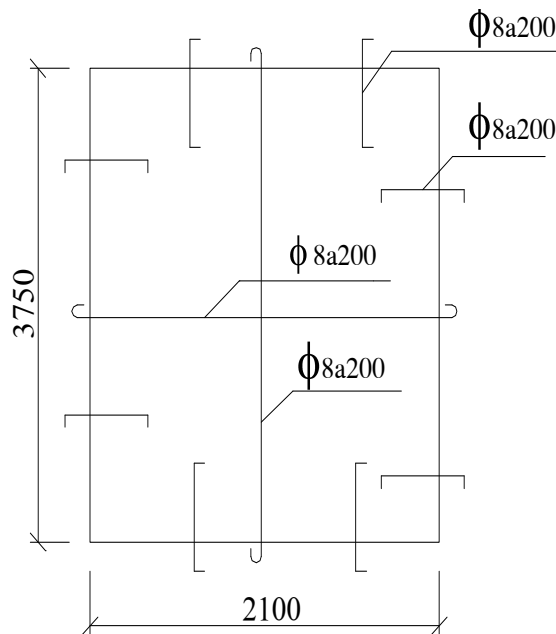
$\Rightarrow \gamma = 0,99$ Vậy: $F_a = \frac{M}{R_a \gamma h_0} = \frac{9428}{2000.0,99.8,5} = 0,56 \text{ (cm}^2\text{)}$

$U = \frac{f_a \cdot b}{F_a} = \frac{0,503.100}{0,56} = 89,82 \text{ (cm)}$. Đặt cốt thép $\phi 8a200$

+Theo ph- ơng cạnh dài: Ta có $M_2 < M_1$ nên để an toàn ta đặt cốt thép nh- ph- ơng cạnh ngắn $\phi 8a200$

* Tính cốt thép chịu mô men âm:

+ Ta nhận thấy mô men âm bằng mô men d- ơng do vậy ta cũng đặt thép chịu mô men âm nh- thép chịu mô men d- ơng. Vậy ta đặt cốt thép theo hai



ph- ơng là : $\phi 8a200$.

4. Tính ô sàn (4,2m x 3,75 m)

Tải trọng tác dụng lên ô sàn: $q = g_{tt} + p_{tt} = 398 + 520 = 918 \text{ (Kg/m}^2\text{)}$

$$l_1 = 3,75 \text{ (m)}, l_2 = 4,2 \text{ (m)}. \text{ Xét tỉ số 2 cạnh ô bản: } \frac{l_2}{l_1} = \frac{4,2}{3,75} = 1,12 \leq 2$$

Chọn ph- ơng án bố trí cốt thép đều theo 2 ph- ơng. Nh- vậy ta có:

$$q_b \times \frac{l_{t1}^2(3l_{t2} - l_{t1})}{12} = (2M_1 + M_{A1} + M_{B1})l_{t2} + (2M_2 + M_{A2} + M_{B2})l_{t1}$$

$$l_{t1} = l_1 - 2 \times 0,5 \times b_d = 375 - 2 \times 0,5 \times 25 = 350 \text{ (cm)}$$

$$l_{t2} = l_2 - 2 \times 0,5 \times b_d = 420 - 2 \times 0,5 \times 25 = 395 \text{ (cm)}$$

$$\text{Xét: } r = \frac{l_{t2}}{l_{t1}} = \frac{395}{350} = 1,12$$

$$\theta = \frac{M_2}{M_1} = 0,88 \quad A_1 = B_1 = \frac{M_{A1}}{M_1} = \frac{M_{B1}}{M_1} = 1,152 \quad A_2 = B_2 = \frac{M_{A2}}{M_1} = \frac{M_{B2}}{M_1} = 0,952$$

Thay vào ta đ- ợc:

$$918 \frac{3,5^2(3,395 - 3,5)}{12} = (2M_1 + 2,1152.M_1)3,95 + (2,088M_1 + 2,0952.M_1)3,5$$

$$M_1 = 262,4 \text{ (Kgm)}$$

$$M_2 = 230,8 \text{ (Kgm)}$$

$$M_{A2} = M_{B2} = 249,8 \text{ (Kgm)}$$

$$M_{A1} = M_{B1} = 302,28 \text{ (Kgm)}$$

Tính toán cốt thép:

* Tính cốt thép chịu mô men d- ơng:

$$\text{Giả thiết: } a = 1,5 \text{ (cm)} \quad h_{01} = 10 - 1,5 = 8,5 \text{ (cm)}$$

$$+ \text{ theo ph- ơng cạnh ngắn: } A = \frac{M}{R_n b h_0^2} = \frac{262,4.100}{90.100.8,5^2} = 0,04 < A_d = 0,3$$

$$\Rightarrow \gamma = 0,98 \quad \text{Vậy: } F_a = \frac{M}{R_a \gamma h_0} = \frac{26240}{2000.0,98.8,5} = 1,57 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$U = \frac{f_a b}{F_a} = \frac{0,503.100}{1,57} = 32,07 \text{ (cm)} \quad \text{Đặt cốt thép } \phi 8a200$$

+ Theo ph- ơng cạnh dài: Ta có $M_2 < M_1$ nên đặt cốt thép $\phi 8a200$

Tính cốt thép chịu mô men âm: $M_{A1} = M_{B1} = 302,28 \text{ (Kgm)}$

$$A = \frac{M}{R_n b h_0^2} = \frac{302,28.100}{90.100.8,5^2} = 0,046 < A_d = 0,3 \quad \Rightarrow \gamma = 0,976$$

$$F_a = \frac{M}{R_a \gamma h_0} = \frac{32028}{2000.0,976.8,5} = 1,93 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\Rightarrow U = \frac{f_a \cdot b}{F_a} = \frac{0,503 \cdot 100}{1,93} = 26,06(\text{cm}) . \text{ Đặt cốt thép } \phi 8a200$$

5. Tính ô sàn hành lang: (4,2m x 3,3m)

Tải trọng tác dụng lên ô sàn: $q = g_{tt} + p_{tt} = 398 + 390 = 788 (\text{Kg/m}^2)$

$l_1 = 3,3 (\text{m})$, $l_2 = 4,2 (\text{m})$. Xét tỉ số 2 cạnh ô bản: $\frac{l_2}{l_1} = \frac{4,2}{3,3} = 1,27 \leq 2$

Chọn ph-ơng án bố trí cốt thép đều theo 2 ph-ơng. Nh- vậy ta có:

$$q_b \times \frac{l_1^2(3l_2 - l_1)}{12} = (2M_1 + M_{A1} + M_{B1})l_2 + (2M_2 + M_{A2} + M_{B2})l_1$$

$$l_{t1} = l_1 - 2 \times 0,5 \times b_d = 330 - 2 \times 0,5 \times 25 = 305 (\text{cm})$$

$$l_{t2} = l_2 - 2 \times 0,5 \times b_d = 420 - 2 \times 0,5 \times 25 = 395 (\text{cm})$$

Xét: $r = \frac{l_{t2}}{l_{t1}} = \frac{395}{305} = 1,29$ Tra bảng nội suy ta đ-ợc:

$$\theta = \frac{M_2}{M_1} = 0,723 \quad A_1 = B_1 = \frac{M_{A1}}{M_1} = \frac{M_{B1}}{M_1} = 1,245 \quad A_2 = B_2 = \frac{M_{A2}}{M_1} = \frac{M_{B2}}{M_1} = 0,89$$

Thay vào ta đ-ợc:

$$788 \frac{3,05^2(3,3,95 - 3,05)}{12} = (2M_1 + 2,1,245.M_1)3,95 + (2,0,723M_1 + 2,0,89.M_1)3,05$$

$$M_1 = 194,95 (\text{Kgm})$$

$$M_2 = 140,95 (\text{Kgm})$$

$$M_{A2} = M_{B2} = 173,5 (\text{Kgm})$$

$$M_{A1} = M_{B1} = 242,7 (\text{Kgm})$$

Tính toán cốt thép:

$$M_1 = 194,95 (\text{Kgm}) \quad a = 1,5 (\text{cm}) ; h_{01} = 10 - 1,5 = 8,5 (\text{cm})$$

$$+ \text{ theo ph-ơng cạnh ngắn: } A = \frac{M}{R_n b h_0^2} = \frac{194,95 \cdot 100}{90 \cdot 100 \cdot 8,5^2} = 0,029 < A_d = 0,3$$

$$\Rightarrow \gamma = 0,985 \quad \text{Vậy: } F_a = \frac{M}{R_a \cdot \gamma \cdot h_0} = \frac{19495}{2000 \cdot 0,985 \cdot 8,5} = 1,16(\text{cm}^2)$$

$$\Rightarrow U = \frac{f_a \cdot b}{F_a} = \frac{0,503 \cdot 100}{1,16} = 43,3(\text{cm}) . \text{ Đặt cốt thép } \phi 8a200$$

+Theo ph-ơng cạnh dài: Ta có $M_2 < M_1$ nên đặt cốt thép $\phi 8a200$

$$M_{A1} = M_{B1} = 242,7 (\text{Kgm})$$

$$A = \frac{M}{R_n b h_0^2} = \frac{242,7.100}{90.100.8,5^2} = 0,03 < A_d = 0,3 \quad \Rightarrow \gamma = 0,98$$

$$F_a = \frac{M}{R_a \gamma h_0} = \frac{24270}{2000.0,98.8,5} = 1,45(\text{cm}^2)$$

$$\text{Dùng thép } \phi 8 \text{ có } f_a = 0,503 (\text{cm}^2) \Rightarrow U = \frac{f_a \cdot b}{F_a} = \frac{0,503.100}{1,45} = 34,6(\text{cm}).$$

Đặt cốt thép $\phi 8a200$

II. SƠ BỘ CHỌN KÍCH TH- ỚC CÁC CẤU KIỆN TRONG KHUNG:

1 - chọn sơ bộ kích th- ớc dầm:

Căn cứ vào điều kiện kiến trúc , b- ớc cột và công năng sử dụng của công trình mà chọn giải pháp dầm phù hợp. Với điều kiện kiến trúc tầng nhà cao 3,6 m trong đó nhịp 4,2 m với ph- ơng án kết cấu BTCT thông th- ờng thì chọn kích th- ớc dầm hợp lý là điều quan trọng, cơ sở chọn tiết diện là từ các công thức giả thiết tính toán sơ bộ kích th- ớc. Từ căn cứ trên ta sơ bộ chọn kích th- ớc dầm nh- sau:

Hệ dầm đi qua các cột có

$$\text{Chiều cao dầm là: } h = \frac{1}{m_d} \cdot l_d$$

$$b = (0,3-0,5)h_d$$

1-2) Dầm:

Dầm chính:

Sơ bộ chọn theo công thức : $h = l_d/m_d$

l_d : nhịp dầm đang xét

$$m_d = 8 \div 12$$

$$m_d = 5 \div 7 \text{ (dầm côngxôn)}$$

$$b = (0,3 \div 0,5)h$$

$$m_d = 12 \div 20$$

Dầm nhịp biên tầng 1 ÷ 3: $h = 750/8 \div 750/12$, chọn $h = 70 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$

Dầm nhịp biên tầng 4 ÷ 6 : $h = 750/8 \div 750/12$, chọn $h = 65 \text{ cm}$; $b = 25 \text{ cm}$

Dầm nhịp giữa tầng 1÷3 : $h = 330/8 \div 330/12$, chọn $h = 50$ cm ; $b = 30$ cm

Dầm nhịp giữa tầng 4÷6 : $h = 330/8 \div 330/12$, chọn $h = 40$ cm ; $b = 25$ cm

Dầm công xon tầng 4 ÷ 6 : $h = 100/5 \div 100/7$, chọn $h = 35$ cm; $b = 25$ cm

Dầm công xon tầng 1 ÷ 3 : $h = 150/5 \div 150/7$, chọn $h = 40$ cm ; $b = 30$ cm

Dầm phụ:

Dầm phụ là dầm chạy dọc theo chiều dài nhà. Để đơn giản ta chọn cùng một tiết diện.

Chiều cao tiết diện dầm phụ trong khoảng: $h = (1/12 \div 1/20) L$.

L : là nhịp dầm phụ, nhịp dài nhất = 6 m ; $m_d = 12 \div 20$ (dầm phụ)

$h = 600/12 \div 600/20 \Rightarrow$ Chọn tiết diện dầm phụ sơ bộ: $h \times b = 35 \times 25$ cm.

1-3) Cột:

2. Sơ bộ xác định kích thước cột .

Công thức xác định

$$F = (1,2 \div 1,5) \frac{N}{R}$$

Trong đó: F -Diện tích tiết diện cột

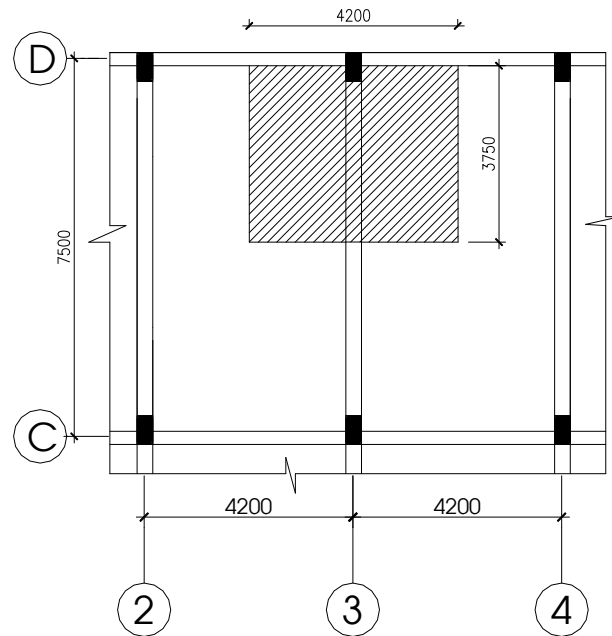
N -Lực dọc tính theo diện truyền tải

R -Cường độ chịu nén của vật liệu làm cột

BT M200[#] $R_n = 90 \text{ kg/m}^2$

$N = n \times q \times s$

*Với cột trục D- 3



Diện chịu tải là $S_1 = 4,2 \times 3,75 = 15,75 \text{ m}^2$

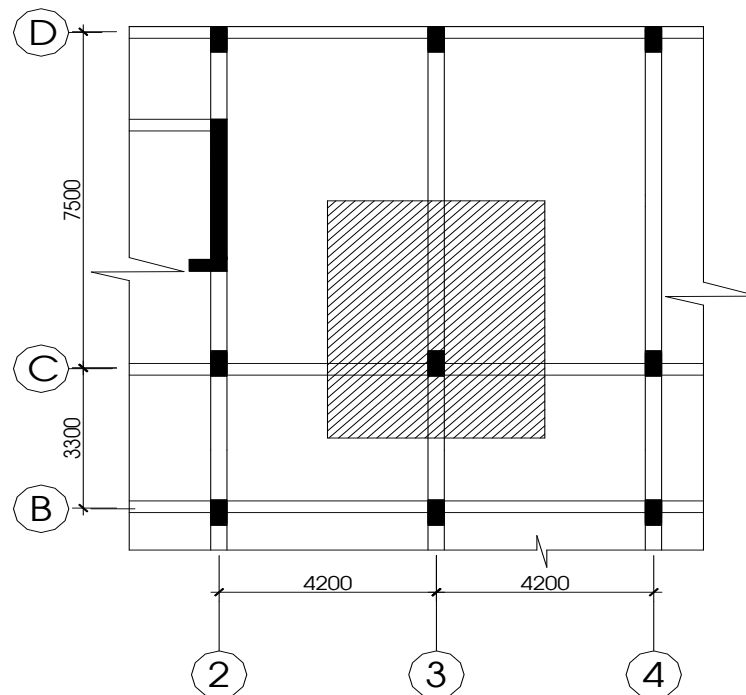
$q = 398 + 520 = 918 \text{ kG/m}^2$

$N = n \cdot q \cdot s = 6 \times 0,918 \times 15,75 = 86,75 \text{ T}$

$F_c = 1,2 \times 86,75 \times 1000 / 90 = 1156,6 \text{ cm}^2$

Vậy chọn cột có tiết diện là : 30x40 (cm)

*Với cột trục C-3 và B-3



$$\text{Diện chịu tải là } S_2 = 4,2 \times (3,75 + 1,65) = 22,68 \text{ m}^2$$

$$N = 6 \times 22,68 \times 0,918 = 124,9 \text{ T}$$

$$F_c = 1,2 \times 124,9 \times 1000 / 90 = 1665,33 (\text{cm}^2)$$

Vậy chọn cột có kích thước là : 30x55 (cm)

Cột A-3, D-3 có tiết diện chịu tải nhỏ hơn cột C-3 và B-3 nên tiết diện cột sẽ nhỏ hơn. Để tiện cho tính toán và thi công ván khuôn ta chọn tiết diện cột bằng nhau và bằng cột C-3, B-3.

Tiết diện cột phải đảm bảo điều kiện ổn định : $\lambda_c < [\lambda]_c$

$[\lambda]_c$: độ mảnh giới hạn cột nhà $[\lambda]_c = 30$.Chiều dài cột tầng 6: $l = 4,2 \text{ m}$.

Sơ đồ tính cột là 2 đầu ngàm do đó chiều dài tính toán của cột là:

$$l_0 = 4,2 \times 0,5 = 2,1 \text{ m}.$$

$$\Rightarrow \lambda_b = l_0 / b = 2,1 \times 100 / 30 = 7 < [\lambda]_b = 30$$

$$\Rightarrow \lambda_h = l_0 / h = 2,1 \times 100 / 55 = 3,8 < [\lambda]_h = 30 \text{ .Vậy cột đảm bảo ổn định.}$$

- Tiết diện cột sẽ giảm theo chiều cao tầng.

$$\text{Tầng 1÷3 : } b \times h = 300 \times 550 \text{ (mm)}$$

$$\text{Tầng 4÷6 : } b \times h = 250 \times 450 \text{ (mm)}$$



KHUNG TRỤC 3

SƠ ĐỒ TÍNH TOÁN KHUNG TRỤC 3

Sơ đồ dùng để tính toán phải phù hợp với sự làm việc thực tế của khung, phản ánh đúng các liên kết tại mắt khung. Việc đơn giản hoá thường hướng vào việc phân chia khung thành một số phần riêng lẻ để tính toán.

Những đơn giản hoá khi tính toán khung:

- Coi khung làm việc như một khung phẳng với diện truyền tải chính bằng bề mặt của khung.
- Với những khung phẳng bình thường có thể bỏ qua ảnh hưởng của biến dạng trượt tới độ cứng chống uốn của cấu kiện.

Quan niệm tính toán:

-Cột coi nh- ngàm vào móng, giả sử mặt móng nằm cách mặt cốt sàn nền là 0.45m. vậy chiều cao tầng 1 là $3.6 + 0.45 + 0.55 = 4,6\text{m}$.

- Liên kết cột-dầm là liên kết nút cứng.

III. Xác định tải trọng tác dụng lên khung :**1. Trọng lượng các lớp sàn và hoạt tải sử dụng:****Bảng tính tĩnh tải mái**

TT	Cấu tạo các lớp	qtc (KG/m ²)	n	qtt (KG/m ²)
1	1 lớp gạch lá nem 1x0,02x1800	36	1,1	39,6
2	1 lớp vữa lót 1x0,02x1800	36	1,3	46,8
3	Bê tông chống thấm (không có thép) 0,04x2200	88	1,1	96,8
4	Bê tông cốt thép sàn mái dày 100mm 0,1x2500	250	1,1	275
5	Vữa trát trần dày 15 mm 0,015x1800	27	1,3	35,1
Tổng cộng		437		493,3

Tính tải tác dụng lên sàn

TT	Cấu tạo các lớp	qtc (KG/m ²)	n	qtt (KG/m ²)
----	-----------------	-----------------------------	---	-----------------------------

1	Gạch lát Cêramic, 300x300mm 0,01x1800	18	1,1	19,80
2	Vữa lót $\delta = 20\text{mm}$ 0,015x1800	27	1,3	35,10
3	Bản BTCT dày 100mm 0,1x2500	250	1,1	275
4	Vữa trát trần $\delta = 15\text{mm}$ 0,015x1800	27	1,3	35,1
5	Trần thạch cao	30	1,1	33
Tổng cộng		352		398.0

Hoạt tải sử dụng: (Theo TCVN 2737 - 1995)

1. Hoạt tải tác dụng lên phòng làm việc:

$$+ p^{lc} = 200(\text{kG/m}^2)$$

$$+ p^{lt} = 200 \times 1,2 = 240(\text{kG/m}^2)$$

2. Hoạt tải tác dụng lên mái:

$$+ p^{lc} = 75(\text{kG/m}^2)$$

$$+ p^{lt} = 75 \times 1,3 = 97,5(\text{kG/m}^2)$$

3. Hoạt tải tác dụng lên hành lang:

$$+ P^{lc} = 300(\text{kG/m}^2)$$

$$+ P^{lt} = 300 \times 1,3 = 390(\text{kG/m}^2)$$

4. Hoạt tải phòng hội họp : $p_{tt} = 1,3 \times 400 = 520 (\text{Kg/cm}^2)$

5. Hoạt tải khu WC : $p_{tt} = 1,3 \times 200 = 260 (\text{Kg/cm}^2)$

Hệ số quy đổi tải trọng hình thang sang phân bố đều:

STT	Tên	L_1	L_2	$\beta = \frac{l_1}{2l}$
1	S_1	3,75	6	0,3125
2	S_2	3,75	4,2	0,4464
3	S_3	3,3	4,2	0,3905
4	S_4	1,5	4,2	0,1786
5	S_5	3,3	6,0	0,275
6	S_6	1,0	4,2	0,12

-Tải trọng do sàn truyền vào:

+ Với tải hình thang:

$$q^{td} = k.q^{max}$$

$$\text{với } q^{max} = 0,5.q_s.l$$

q_s giá trị tải trọng phân bố trên $1m^2$ sàn

+ với tải tam giác

$$q^{td} = 5/8.q^{max}$$

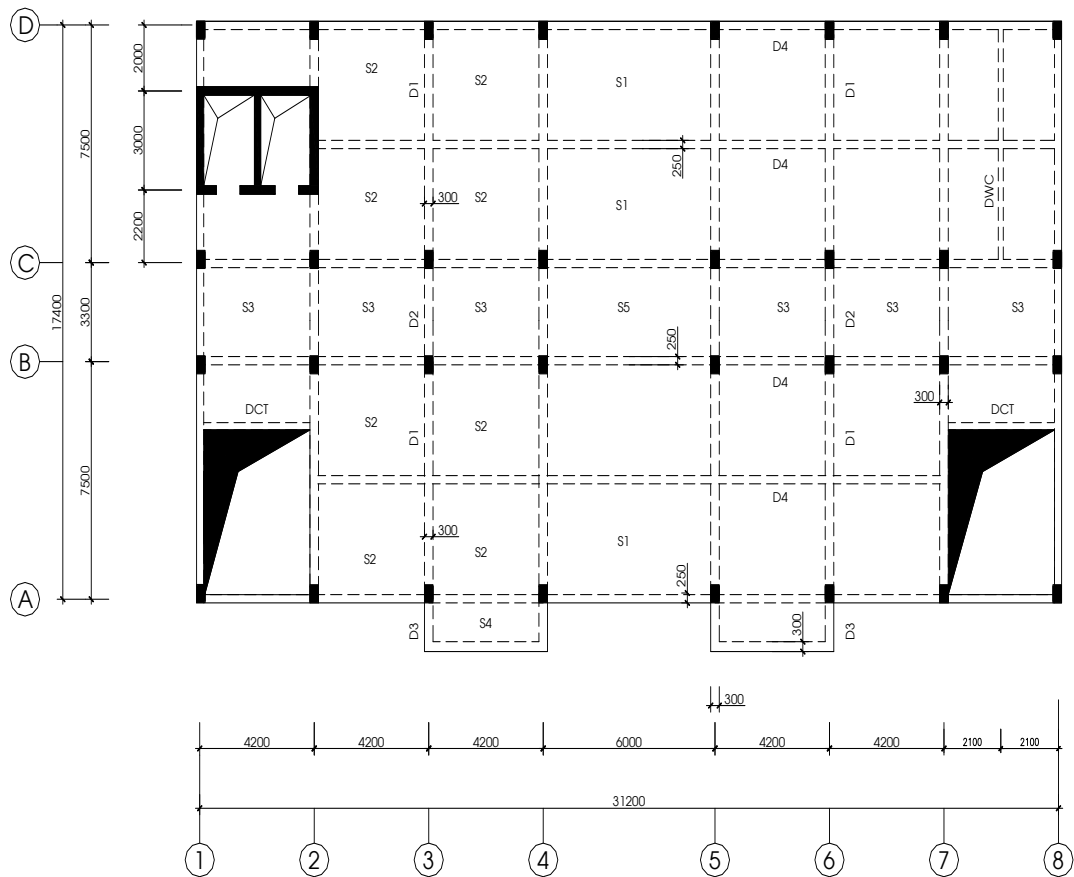
$$\text{với } q^{max} = 0,5.q_s.l$$

+ với tải hình chữ nhật

$$q^{td} = q^{max}$$

$$\text{với } q^{max} = 0,5.q_s.l$$

MẶT BẰNG Ô SÀN TẦNG 2,3,4,5,6

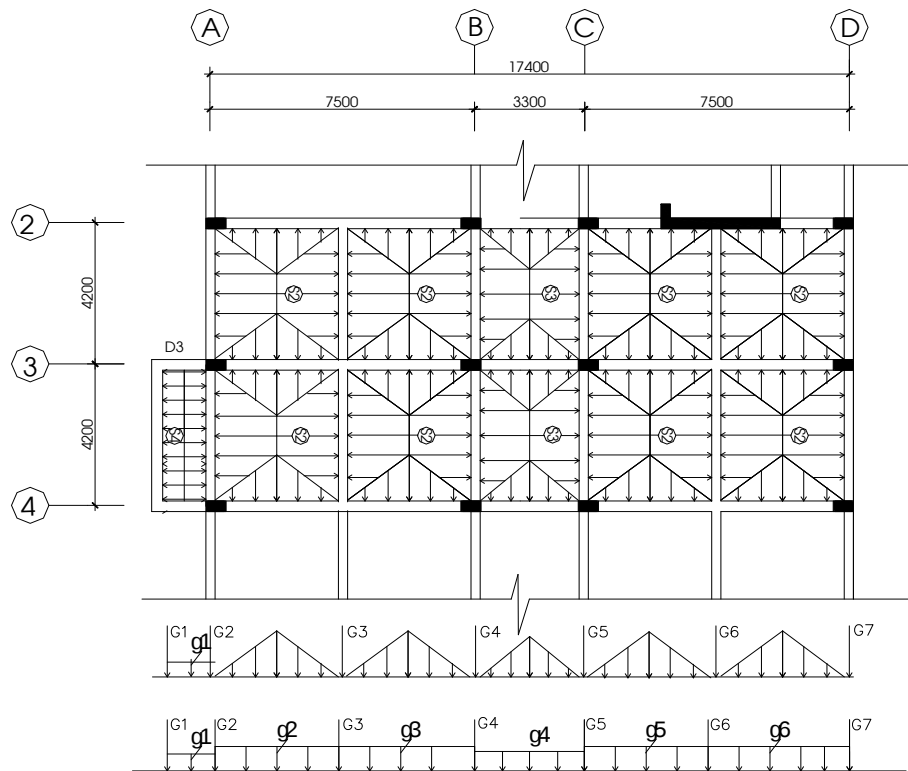


2. Tải trọng tác dụng lên khung K3 tầng 2.3.4.5.6.

* **Nhận xét :** Trong quá trình tính toán ta không tính toán đến trọng lượng bản thân của cột và dầm khung vì khi sử dụng chương trình tính kết cấu SAP2000 ta khai báo tính tải bằng 1

a. **Tĩnh tải:**

MẶT BẰNG PHÂN TẢI DO TĨNH TẢI TẦNG 2,3,4,5,6,



	Sàn BTCT tầng 2-6	352 Kg/m²		398,00 Kg/m²
B	Dầm phụ tầng 1 - 3: BTCT: (4,2-0,3)m x 0,25m x 0,35m x 2500 Kg/m ³	853,125	1,1	938,44 Kg
	Trát: [2 x (0,35 - 0,1) + 0,25]m x (4,2 - 0,3)m x 0,015m x 1800 Kg/m ³	78,97	1,3	102,6 Kg
C	Dầm phụ tầng 4,5,6,mái: (4,2-0,25)m x 0,25m x 0,35m x 2500 Kg/m ³	864,06	1,1	950,46 Kg
	Trát: [2 x (0,35 - 0,1) + 0,25]m x (4,2 - 0,25)m x 0,015m x 1800 Kg/m ³	79,98	1,3	103,9 Kg

D	T-ờng + cửa các tầng:			
1	Tầng 2:			
	<u>Trục 3:</u> VK3: 1,5.(3,6 - 0,4)m x 40 Kg/m ²	192	1,1	211,2 Kg/m
	T-ờng BT:0,22m x(3,75- 0,44+0,1)m x 2500 Kg/m ³ Trát: 0,015m x 2x (3,75 - 0,44+0,1)m x 1800 Kg/m ³	1875,5 184,68	1,1 1,3	2063,5 240,08 Kg/m Kg/m
	T-ờng gạch:0,22m x(3,75 - 0,44)m x 1800 Kg/m ³ Trát: 0,015m x2 x (3,75 - 0,44)m x 1800 Kg/m ³	1310,76 178,74	1,1 1,3	1441,8 232,36 Kg/m Kg/m
	VK3a:1,5m x (3,6 - 0,4)m x 40 Kg/m ²	192	1,1	211,2 Kg
	T-ờng 220: (4,2- 1,5)m x 0,22m x (3,6 - 0,7)m x 1800 Kg/m ³ Trát: (4,2- 1,5)m x 0,015m x (3,6 - 0,7)m x 1800 Kg/m ³	3168 216	1,1 1,3	3484,80 280,80 Kg Kg
	<u>Trục A:</u> S2: 1,1m x 1,5m x 40 Kg/m ²	66	1,1	72,60 Kg
	T-ờng gạch: (4,2 - 0,3 - 1,1)m x (3,6 - 0,35)m x 0,22m x 1800 Kg/m ³ Trát:(4,2 - 0,3 - 1,1)m x 0,015m x (3,6 - 0,35)m x 1800 Kg/m ³	3346,2 228,15	1,1 1,3	3680,82 296,60 Kg Kg

	<u>Trục C:</u> S2: nh- trục A	66	1,1	72,6 Kg
	Đ4: 0,8m x 0,22m x 40 Kg/m ²	70,4	1,1	77,44 Kg
	T-ờng gạch: (4,2 - 0,3 - 1,1 - 0,8) m x 0,22m x (3,6 - 0,35)m x 1800 Kg/m ³ Trát:(4,2 - 0,3 - 0,8 - 1,1)m x 0,015m x (3,6 - 0,35)m x 1800 Kg/m ³	2574 175,5	1,1 1,3	2831,4 Kg 228,15 Kg
	<u>Trục giữaDC:</u> ĐS: 0,9m x 2,2m x 40 Kg/m ²	79,2	1,1	87,12 Kg
	T-ờng BT: (4,2 - 0,22 x 0,5 - 0,9) m x 0,22m x (3,6 - 0,35)m x 2500 Kg/m ³ Trát:(4,2 - 0,22 x 0,5 - 0,9)m x 0,015m x (3,6 - 0,35)m x 1800 Kg/m ³	5702,15 280	1,1 1,3	6272,34 Kg 364 Kg
	<u>Trục D:</u> S1: 1,8m x 1,5m x 40 Kg/m ²	108	1,1	118,8 Kg
	T-ờng gạch: 2(1,2 - 0,5 x 0,3)m x 0,22m x (3,6 - 0,35)m x 1800 Kg/m ³ Trát:2(1,2- 0,3 x 0,5)m x 0,015m x (3,6 - 0,35)m x 1800 Kg/m ³	3050,2 207,9	1,1 1,3	3355,2 Kg 270,3 Kg
	T-ờng BT:(4,2 - 0,3) m x	6971,3	1,1	7668,4

	0,22m x (3,6 - 0,35)m x 2500 Kg/m ³ Trát:(4,2 - 0,3)m x 0,015m x (3,6 - 0,35)m x 1800 Kg/m ³	342,2	1,3	Kg 444,8 Kg
2	Tầng 3:			
	<u>Trục 3:</u> Đ: 2,2m x 40 Kg/m ²	88	1,1	96,8 Kg/m
	T-ờng gạch: 0,22m x (7,5 – 2,2- 0,88)m x 1800 Kg/m ³ Trát: 2 x 0,015m x (7,5 – 2,2 – 0,88)m x 1800 Kg/m ³	1750,32 238,68	1,1 1,3	1925,35 Kg/m 310,28 Kg/m
	VK3: 1,5.(3,6 - 0,4)m x 40 Kg/m ²	192	1,1	211,2 Kg/m
	VK3a:1,5 x(3,6-0,4)m x 40 Kg/m ² T-ờng 220: (4,2- 1,5)m x 0,22m x (3,6 - 0,4)m x 1800 Kg/m ³ Trát: (4,2- 1,5)m x 0,015m x (3,6 - 0,4)m x 1800 Kg/m ³	192 2574 233,3	1,1 1,1 1,3	211,2 Kg 3763,5 Kg 290,3 Kg
	<u>Trục A:</u> nh- trục A tầng 2 S2: T-ờng gạch: Trát:	66 3346,2 228,15	1,1 1,1 1,3	72,60 Kg 3680,8 Kg 296,60Kg
	<u>Trục B:</u> T-ờng trục 3-4: nh- t-ờng gạch trục d tầng 2 S1:	108 3050,2	1,1	118,8 Kg

	T- ờng gạch: Trát:	207,9 1,3	1,1 1,3	2689,8 Kg 270,3 Kg
	T- ờng trực 2-3: Đ7: 1,2m x 2,2m x 40 Kg/m ² T- ờng gạch: (4,2 - 0,3 - 1,2) m x 0,22m x (3,6 - 0,4)m x 1800 Kg/m ³ Trát:(4,2- 0,3 - 1.2)m x 0,015m x (3,6 - 0,4)m x 1800 Kg/m ³	105,6 2574 233,3	1,1 1,1 1,3	116,16 Kg 3763,65 Kg 290,3 Kg
	<u>Trục C:</u> Trục 2 - 3: nh- trục C tầng 2 S2: Đ4: T- ờng: Trát: Trục 3 -4: nh- t- ờng gạch trục D tầng 2 S1: T- ờng: Trát:	66 70,4 2574 175,5 108 3050,2 207,9	1,1 1,1 1,1 1,3 1,1 1,1 1,3	72,60 Kg 77,44 Kg 2548,3 Kg 228,15 Kg 118,80 Kg 2689,8 Kg 270,3 Kg
	<u>Trục D:</u> nh- t- ờng gạch trục D tầng 2 2 S1: 2 T- ờng: 2 Trát:	216 4890,6 333,46	1,1 1,1 1,3	237,60 Kg 9781,2 Kg 433,50 Kg
3	Tầng 4:			
	<u>Trục 3:</u>			

	T- ờng gạch: 0,22m x (3,6 - 0,35) m x 1800 Kg/m ³	1287	1,1	1415,71 Kg/m
	Trát: 0,015m x (3,6 - 0,35)m x 1800 Kg/m ³	87,75	1,3	114,10 Kg/m
	T- ờng gạch: 0,22m x (3,6 - 0,60) m x 1800 Kg/m ³	1188	1,1	1306,80 Kg/m
	Trát: 0,015m x (3,6 - 0,60)m x 1800 Kg/m ³	81	1,3	105,30 Kg/m
	<u>Trục A':</u> S2:nh- tầng 2 T- ờng gạch: (4,2 + 0,22 - 1,1)m x 0,22m x (3,6 - 0,35)m x 1800 Kg/m ³ Trát:(4,2+ 0,22 -1,1)m x 0,015m x (3,6 - 0,35)m x 1800 Kg/m ³	66 4015,44 273,78	1,1 1,1 1,3	72,60 Kg 4416,98 Kg 355,91 Kg
	<u>Trục A:</u> S2: nh- tầng 2	66	1,1	72,60 Kg
	T- ờng gạch:(4,2- 0,25-1,1)m x (3,6-0,35)m x 0,22m x 1800 Kg/m ³ Trát:(4,2- 0,25 -1,1)m x 0,015m x (3,6 - 0,35)m x 1800 Kg/m ³	3410,55 232,54	1,1 1,3	3751,61 Kg 302,30 Kg
	<u>Trục B:</u> S1: nh- tầng 2 Đ7: nh- tầng 3	108 105,6	1,1 1,1	118,80 Kg 116,16 Kg
	T- ờng trục 2-3:(4,2-0,25-1,2) m x 0,22m x (3,6-0,35)m x 1800	3281,85 223,76	1,1 1,3	3610,04 Kg 290,89

	Trát:(4,2- 0,25 - 1.2)m x 0,015m x (3,6 - 0,35)m x 1800 Kg/m ³			Kg
	T-ờng trực 3 - 4: 2(1,1 - 0,5 x 0,25)m x 0,22m x (3,6 - 0,35)m x 1800 Kg/m ³ Trát:2(1,1 - 0,25 x 0,5)m x 0,015m x (3,6 - 0,35)m x 1800 Kg/m ³	2509,65 171,11	1,1 1,3	2760,62 Kg 222,45 Kg
	<u>Trục C:</u> S2: nh- tầng 2 Đ4: nh- tầng 2 Đ7: nh- tầng 3	66 70,4 105,6	1,1 1,1 1,1	72,60 Kg 77,44 Kg 116,16 Kg
	T-ờng trực 3 -4: nh- t-ờng trực 2 - 3 trực B	2509,65	1,1	2760,62 Kg
	T-ờng trực 2-3: (4,2 - 0,25 - 1,1 - 0,8) m x 0,22m x (3,6 - 0,35)m x 1800 Kg/m ³ Trát:(4,2- 0,25 - 1.1 - 0,8)m x 0,015m x (3,6 - 0,35)m x 1800 Kg/m ³	3410,55 232,54	1,1 1,3	3751,61 Kg 302,30 Kg
	<u>Trục D:</u> 2 S1: nh- tầng 3	216	1,1	237,60 Kg
	T-ờng gạch: 2(4,2 - 0,25 - 1,8) m x 0,22m x (3,6 - 0,35)m x 1800 Kg/m ³ Trát:2(4,2-0,25-1,8)m x 0,015m x (3,6 - 0,35)m x 1800 Kg/m ³	5019,3 342,23	1,1 1,3	5521,23 Kg 444,89 Kg
4	Tầng 5:			

	<u>Trục 3:</u> nh- tầng 4			
	T- ờng trục AA':	1287	1,1	1415,7Kg/m
	Trát:	87,75	1,3	114,1Kg/m
	T- ờng trục AB,CD:	2376	1,1	2613,6Kg/m
	Trát:	162	1,3	210,6Kg/m
	<u>Trục A':</u> nh- tầng 4			
	S2:	66	1,1	72,60 Kg
	T- ờng gạch:	4015,44	1,1	4417 Kg
	Trát:	273,78	1,3	355,91 Kg
	<u>Trục A:</u> nh- tầng 4			
	S2:	66	1,1	72,60 Kg
	T- ờng gạch:	3410,55	1,1	3751,6 Kg
	Trát:	232,54	1,3	302,30 Kg
	<u>Trục B:</u> nh- trụcC (trục 2 - 3)			
	2 T- ờng gạch:	6821,1	1,1	7503,2 Kg
	2 Trát:	465,08	1,1	604,60 Kg
	2 S2:	132	1,1	145,20 Kg
	2 Đ4:	140,8	1,1	154,88 Kg
	<u>Trục C:</u> nh- trục B tầng 4			
	2 T- ờng gạch:	6821,1	1,1	7503,2 Kg
	2 Trát:	465,08	1,3	604,60 Kg
	2 S2:	132	1,1	145,20 Kg
	2 Đ4:	140,8	1,1	154,88 Kg
	<u>Trục D:</u> nh- trục D tầng 4			
	2 S1:	216	1,1	237,60 Kg
	T- ờng trục 2-4:	5019,3	1,1	5521,2 Kg
	Trát:	342,23	1,3	444,89 Kg
5	Tầng 6:			

	<u>Trục 3:</u> Đ8: 2,4m x 40 Kg/m ²	96	1,1	105,6 Kg
	T-ờng gạch trụcAA': 0,22m x (4,2 - 0,35)m x 1800 Kg/m ³ Trát: 0,015m x (4,2 - 0,35)m x 1800 Kg/m ³	1524,6 103,95	1,1 1,3	1677,06 Kg/m 135,14 Kg/m
	T-ờng gạch: 0,22m x (4,2 - 0,6) m x 1800 Kg/m ³ Trát: 0,015m x (4,2 - 0,6)m x 1800 Kg/m ³	1425,6 106,92	1,1 1,3	1568,16 Kg/m 139,00 Kg/m
	<u>Trục A':</u> S2: nh- tầng 2	66	1,1	72,60 Kg
	T-ờng gạch: (4,2 + 0,22 - 1,1) m x 0,22m x (4,2 - 0,35)m x 1800 Kg/m ³ Trát:(4,2+0,22 - 1,1)m x 0,015m x (4,2 - 0,35)m x 1800 Kg/m ³	4756,75 324,32	1,1 1,3	5232,43 Kg 421,62 Kg
	<u>Trục A:</u> S2: nh- tầng 2	66	1,1	72,60 Kg
	T-ờng gạch: (4,2 - 0,25 - 1,1)m x 0,22m x (4,2 - 0,35)m x 1800 Kg/m ³ Trát:(4,2- 0,25 -1,1)m x 0,015m x (4,2 - 0,35)m x 1800 Kg/m ³	4040,19 275,47	1,1 1,3	4444,21 Kg 358,11 Kg
	<u>Trục D:</u> 2 S1: nh- tầng 2	216	1,1	237,60 Kg
	T-ờng gạch: 2(4,2 - 0,25 - 1,8) m x 0,22m x (4,2 -	5945,94	1,1	6540,53 Kg

	0,35)m x 1800 Kg/m ³ Trát: 2(4,2 - 0,25 - 1,8)m x 0,015m x (4,2 - 0,35)m x 1800 Kg/m ³ <u>Trục giữa C,D</u> Đ8: nh- trục 3 T- ờng gạch: (4,2 - 0,35)m x 0,22m x 1800 Kg/m ³ Trát : (4,2 - 0,35)m x 0,015m x 1800 Kg/m ³ <u>Trục giữa A,B</u> : nh- trục giữa C,D	405,41 96 1524,6 103,95	1,3 1,1 1,1 1,3	527,03 Kg 105,60 Kg 1677,06 Kg 135,14 Kg
6	Dầm trục A': <u>Tầng 2,3</u> : (4,2 + 0,22)m x 0,4m x 0,3m x 2500 Kg/m ³ Trát: [2(0,4 - 0,1) + 0,3]m x (4 +0,22)m x 0,015m x 1800 Kg/m ³ <u>Tầng 4-6</u> : (4,2 + 0,22)m x 0,35m x 0,3m x 2500 Kg/m ³ Trát: [2(0,35-0,1) + 0,3]m x (4,2 + 0,22)m x 0,015m x 1800 Kg/m ³	1266 102,55 1107,75 91,15	1,1 1,3 1,1 1,3	1392,6 Kg 133,31 Kg 1218,5 Kg 118,50 Kg

	Tầng mái: Sênô: DobảnBT:0,1mx2500 Kg/m ³ Do lớp trát + lán mặt sênô: 0,03m x 1800 Kg/m ³ Thành sênô BT: 0,1m x 4m x 0,2m x 2500 Kg/m ³ Trát: 2m x 0,2m x 4m x 0,015m x 1800 Kg/m ³ Thành sênô gạch: 0,6m x 0,1m x 4,2m x 1800 Kg/m ³ Trát: (2 x 0,6 + 0,1 + 2 x 0,015)m x 4m x 0,015m x 1800 Kg/m ³ Hoạt tải: Hoạt tải phòng hội tr- ờng	250 54 200 43,2 432 143,64 400	1,1 1,3 1,1 1,3 1,1 1,3 1,3	275 Kg/m ² 70,2 Kg/m ² 345,20 Kg/m² 220 Kg 56,16 Kg 475,2 Kg 186,732 520 Kg/m ²
	Hoạt tải sàn trong các phòng làm việc	200	1,3	260 Kg/m ²
	Hoạt tải sàn trên diện tích hành lang	300	1,3	390 Kg/m ²
	Tải gió Hải Phòng	155	1,2	186 Kg/m ²
	Hoạt tải mái	30	1,3	39 Kg/m ²
	Hoạt tải sàn sênô	75	1,3	97,5 Kg/m ²
	Hoạt tải n- ớc trên sàn sênô: 0,15m x 1000 kg/m ³	150	1,3	195 Kg/m ²
	Hoạt tải sênô + n- ớc			304,7Kg/m²

2. Tính toán tải trong gió tác dụng lên khung :

Theo cách chọn hệ kết cấu ta chỉ xét gió song song với ph- ơng ngang.

Giá trị tiêu chuẩn thành phần tĩnh của tải trọng gió W ở độ cao Z so với mốc chuẩn xác định theo công thức: $W = W_0 \times k \times c \text{ (kg/m}^2\text{)}$

W_0 : Giá trị áp lực gió lấy theo bản đồ phân vùng - Công trình đang xét là công trình đ-ợc xây dựng ở Hải Phòng nên lấy theo vùng gió IVB .

$W_0 = 155 \text{ (kg/m}^2\text{)}$; k : Hệ số kể đến sự thay đổi áp lực gió theo chiều cao.

c : Hệ số khí động với mặt đứng: - h-ớng gió đẩy $c = + 0,8$.

- h-ớng gió hút $c = - 0,6$.

n : Hệ số tin cậy của tải trọng gió $n = 1,2$

Giá trị tính toán của tải trọng gió tĩnh : $q = n \times W = n \times W_0 \times k \times c \text{ (kg/m)}$

Quá trình tính toán lập thành bảng sau : (Kg/m)

Tầng	$Z \text{ (m)}$	k	$q_d \text{ (} c = +0,8 \text{)}$	$q_h \text{ (} c = -0,6 \text{)}$
1	3,6	0,80	119,04	89,28
2	7,2	0,932	138,68	104,01
3	10,8	1,0013	148,99	111,75
4	14,4	1,0704	159,27	119,46
5	18,0	1,11	165,168	123,87
6	22,2	1,1498	171,1	128,3
Sê nô	23,1	1,1574	172,22	129,16

Tải trọng gió truyền lên cột khung là: (Kg/m)

* Đỉnh mái: $z = 25,5 \text{ m}$, ta tra $K = 1,1749$, hệ số khí động mái dốc $C = -0,7$ và $C = -0,5 \text{ (} \alpha = 10^\circ \text{)}$. Quá trình tính toán lập thành bảng sau : (Kg/m²)

Tầng	$Z \text{ (m)}$	k	$q \text{ (} c = +0,7 \text{)}$	$q' \text{ (} c = -0,5 \text{)}$
mái	25,5	1,1749	151,032	107,88

Tải trọng gió mái truyền lên đỉnh cột khung là: (Kg)

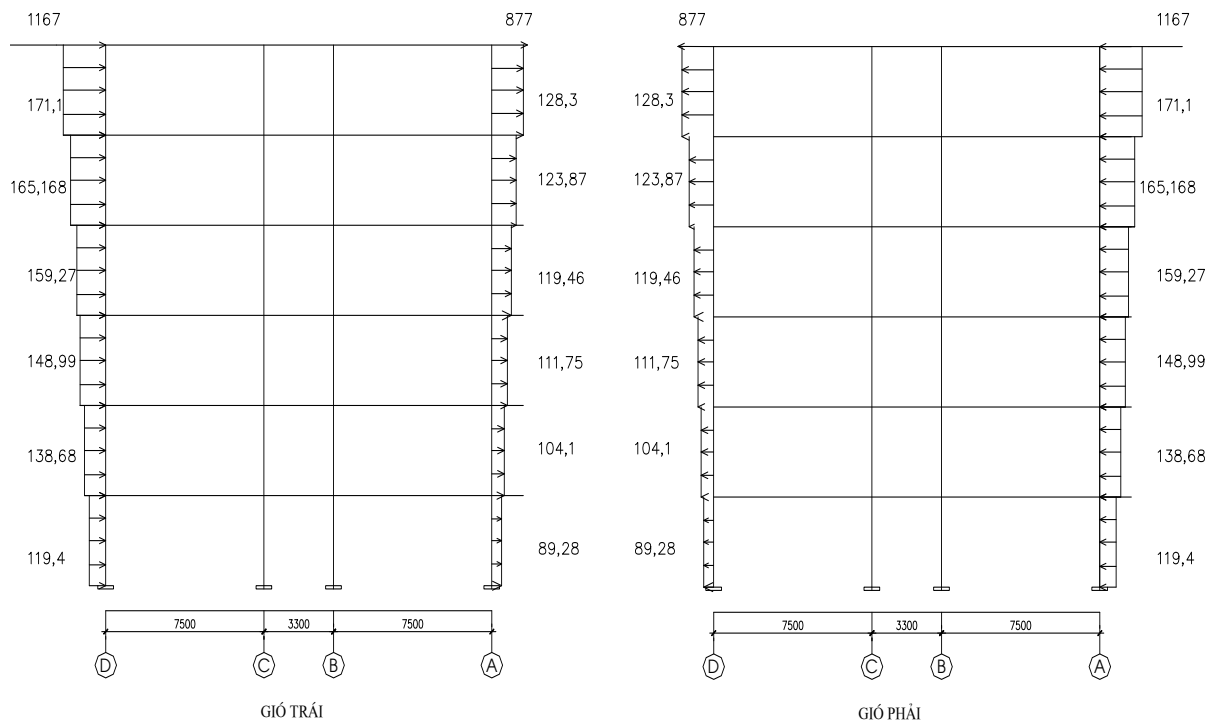
Tầng	Diện chịu tải	k	H- ớng đón gió	H- ớng khuất gió
mái	$1,65 \times 9,3 \times \sin \alpha$	1,1574	444	333

$\tan \alpha = 0,17 \Rightarrow \sin \alpha = 0,168$, vậy mái dốc dài $= \sqrt{1,65^2 + \frac{18,3^2}{4}} = 9,3(m)$

- Tổng tải trọng gió ở đỉnh cột là:

Phía đẩy gió: $(172,22 \times 4,2) + 444 = 1167(Kg)$

Phía hút gió: $(129,6 \times 4,2) + 333 = 877 (Kg)$



3. Sơ đồ truyền tải thẳng đứng:

- Trong tính toán để đơn giản hoá qui hết tải về dạng phân bố đều để cho dễ dàng tính.

-Với tải trọng phân bố dạng tam giác qui về tải phân bố đều theo:

$$q_{td} = 5/8 \times q_{max} = 5/8 \times (g_b, p_b) \times l_1/2$$

-Với tải trọng phân bố dạng hình thang qui về tải phân bố đều theo:

$$q_{td} = (1 - 2\beta^2 + \beta^3) \times q_{max} = (1 - 2\beta^2 + \beta^3) \times (g_b, p_b) \times l_1/2$$

Trong đó:

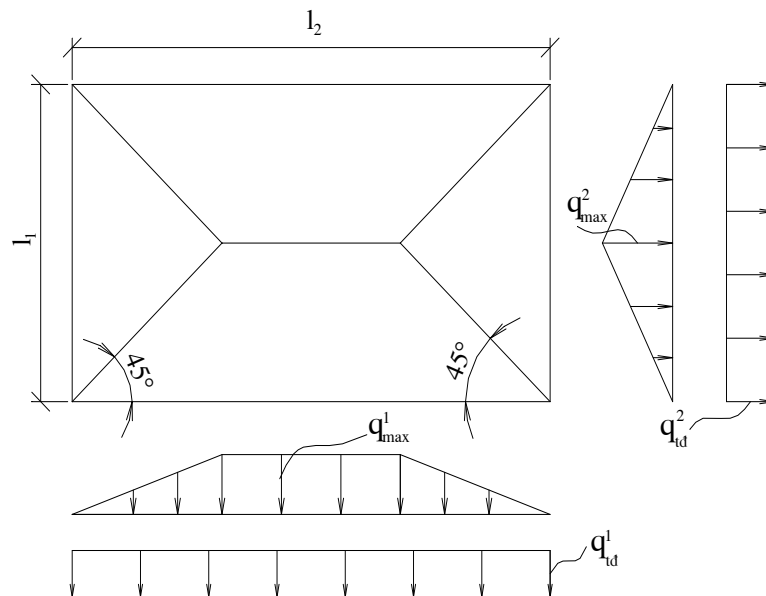
$$\beta = l_1/2l_2$$

g_b, p_b : tĩnh tải và hoạt tải bản.

q_{td} : tải trọng phân bố đều t-ong đ-ong

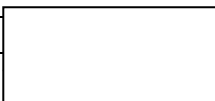
l_1 : chiều dài theo ph-ong cạnh bé

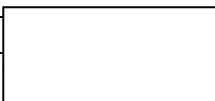
l_2 : chiều dài theo ph-ong cạnh lớn

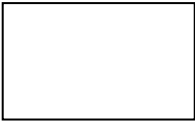


a. Tĩnh tải qui đổi:

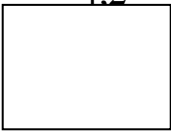
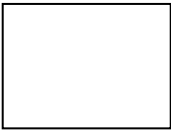
$$g_b = 398 \text{ (Kg/m}^2\text{)}$$

Hình dáng bản sàn	Tải tam giác (Kg/m)	Tải hình thang (Kg/m)
Ô sàn 4,2 3,75 	466,4	
Ô sàn 4,2 3,3 	410,44	
Ô sàn 4,2 	261,2	

SINH  AN THIẾT
LỚP : XD902-ĐHDLHP

2,1		
Ô sàn 6 4,2 		666,8

b. Hoạt tải qui đổi:

Hình dáng bản sàn	Tải tam giác (Kg/m)	Tải hình thang (Kg/m)
$P_b = 260 \text{ (Kg/m}^2\text{)}$ 4,2 3,75 	304,7	
$P_b = 390 \text{ (Kg/m}^2\text{)}$ 4,2 3,75 	457	
$P_b = 390 \text{ (Kg/m}^2\text{)}$ 4,2 3,3 	402,2	
$P_b = 520 \text{ (Kg/m}^2\text{)}$ 4,2 2,1 	341,25	
$P_b = 520 \text{ (Kg/m}^2\text{)}$ 4,2 3,3 	536,25	

$P_b = 520 \text{ (Kg/m}^2\text{)}$ 6 4,2		871,3

III. CÁC TR-ỜNG HỢP CHẤT TẢI LÊN KHUNG:

Các tr-ờng hợp tải trọng đ-ợc chất lên khung theo 5 tr-ờng hợp tải trọng sau:

- THPTT1: Tĩnh tải đ-ợc chất đầy lên toàn bộ khung.
- THPTT 2: Hoạt tải 1 đ-ợc chất cách nhịp.
- THPTT 3: Hoạt tải 2 đ-ợc chất cách nhịp.
- THPTT 4: Tải trọng gió đ-ợc chất từ trái qua phải.
- THPTT5: Tải trọng gió đ-ợc chất từ phải qua trái.

Mặt bằng truyền tải và sơ đồ chất tải của các tr-ờng hợp đ-ợc thể hiện trong các hình ở sau.

1. Tĩnh tải tác dụng vào khung K3:

a) Tầng 2:

STT	Nguyên nhân và cách tính	Trị số
1	<u>G_z</u>: -Do ô bản số S2 truyền vào: $\frac{(4,2 + 4,2 - 3,75)3,75}{4}$ $\text{m}^2 \times 398 \text{ Kg/m}^2$ -Do bản thân dầm dọc trục D truyền vào: $(102,6 + 938,44) \text{ Kg}$	1735,03 1041,04

	-Do t-ờng + cửa trực D truyền vào: $(118,8 + 3355,2 + 270,3 + 7668,4 + 444,8) \text{ Kg} \times 0,5$	3762 $\underline{G}_7 = 6538 \text{ Kg}$
2	$\underline{G}_6$: -Do ô bản số S2 truyền vào: $\frac{(4,2 + 4,2 - 3,75)3,75}{4}$.2x 398 Kg/m² Do bản thân dầm dọc giữa trực C, D truyền vào: $(97,4 + 890,31) \text{ Kg}$ (	3470,06 1041,04 $\underline{G}_6 = 4511 \text{ Kg}$
3	$\underline{G}_5$: -Do ô bản số S2 và S3 truyền vào : $(\frac{(4,2 + 4,2 - 3,75)3,75}{4} + \frac{(4,2 + 4,2 - 1,65)1,65}{4}) \times 398$ Kg/m² -Do bản thân dầm dọc trực C truyền vào: $(97,4 + 890,31) \text{ Kg}$ -Do t-ờng + cửa trực C truyền vào: $(72,6 + 77,44 + 2831,4 + 228,15) \text{ Kg} \times 0,5$	2843,46 1041,04 1451,82 $\underline{G}_5 = 5336,3 \text{ Kg}$
4	$\underline{G}_4$: - Do ô bản số S2 và S3 truyền vào : $(\frac{(4,2 + 4,2 - 3,75)3,75}{4} + \frac{(4,2 + 4,2 - 1,65)1,65}{4}) \times 398$ Kg/m² -Do bản thân dầm dọc trực B truyền vào: $(97,4 + 890,31) \text{ Kg}$	2843,46 1041,04

		$\underline{G}_4 = 3884,5 \text{ Kg}$
5	$\underline{G}_3$: -Do ô bản số S2 truyền vào: $\frac{(4,2 + 4,2 - 3,75)3,75}{4}$ $.2 \times 398 \text{ Kg/m}^2$ -Do bản thân dầm dọc giữa trục A,B truyền vào: $(97,4 + 890,31) \text{ Kg}$	3470,06 1041,04 $\underline{G}_3 = 4511 \text{ Kg}$
6	$\underline{G}_2$: -Do ô bản S2 truyền vào: $398 \frac{(4,2 + 4,2 - 3,75)3,75}{4}$ -Do ô bản S4 truyền vào: $(4,2 \times 1,5)/4 \times 398$ -Do bản thân dầm dọc trục A truyền vào: $(97,4 + 890,31) \text{ Kg}$ Do t-ờng + cửa trục A truyền vào: $(72,6 + 3680,82 + 296,6) \text{ Kg} \times 0,5$	1735,03 626,85 1041,04 2025,01 $\underline{G}_2 = 5426,9 \text{ Kg}$
7	$\underline{G}_1$: -Do ô bản S4 truyền vào: $(4,2 \times 1,5)/4 \times 398$ -Do bản thân dầm dọc trục A' truyền vào: $(97,4 + 890,31) \text{ Kg} \times 0,5$ -Do t-ờng + cửa trục A' truyền vào: $(211,1 + 3484,8 + 280,8) \text{ Kg} \times 0,5$	626,85 493,85 1988,35 $\underline{G}_1 = 3055,05 \text{ Kg}$
8	$\underline{G}_6$:	932

	Do ô bản S2 truyền vào: 2 x 466,4 Kg/m Do t-ờng bê tông trực 3 truyền vào: (1754,5 + 141,375) Kg/m	1895,88 $\underline{g}_6 = 2828$ Kg/m
9	$\underline{g}_5$: Do ô bản số S2 và S3 : 2 x 466,4 Kg/m Do t-ờng gạch trực 3 truyền vào: (1568,16+139+ 101,79) Kg/m	932 1365,03 $\underline{g}_5 = 2297$ Kg/m
10	$\underline{g}_4$: Do ô bản S3 truyền vào: 2 x 410,44 Kg/m	820,8 $\underline{g}_{CB} = 821$ Kg/m
11	$\underline{g}_3$: Do ô bản S2 truyền vào: 2 x 466,4 Kg/m	$\underline{g}_3 = 932$ Kg/m
12	$\underline{g}_2$: Do ô bản S2: 2 x 466,4 Kg/m	$\underline{g}_2 = 932$ Kg/m
13	$\underline{g}_1$: Do VK3: 140,8 Kg/m	140,8 $\underline{g}_{A''A} = 141$ Kg/m

b) Tầng 3:

STT	Nguyên nhân và cách tính	Trị số
1	$\underline{G}_7$: -Do ô bản số S2 truyền vào: $\frac{(4,2 + 4,2 - 3,75)3,75}{4}$ $m^2 \times 398 \text{ Kg/m}^2$ -Do bản thân dầm dọc trực D truyền vào: (102,6 + 938,44) Kg	1735,03 1041,04

	-Do t-ờng + cửa trực D truyền vào: $(118,8 + 3355,2 + 270,3 + 3355,2 + 444,8) \text{ Kg} \times 0,5$	3762 $\underline{G}_7 = 6538 \text{ Kg}$
2	$\underline{G}_6$: -Do ô bản số S2 truyền vào: $\frac{(4,2 + 4,2 - 3,75)3,75}{4}$.2x 398 Kg/m ² -Do bản thân dầm dọc giữa trực C, D truyền vào: $(97,4 + 890,31) \text{ Kg}$	3470,06 1041,04 $\underline{G}_6 = 4511 \text{ Kg}$
3	$\underline{G}_5$: -Do ô bản số S2 và S3 truyền vào : $(\frac{(4,2 + 4,2 - 3,75)3,75}{4} + \frac{(4,2 + 4,2 - 1,65)1,65}{4}) \times 398$ Kg/m ² -Do bản thân dầm dọc trực C truyền vào: $(97,4 + 890,31) \text{ Kg}$ -Do t-ờng + cửa trực C truyền vào: $(72,6 + 77,44 + 2831,4 + 228,15) \text{ Kg} \times 0,5$	2843,46 1041,04 1451,82 $\underline{G}_5 = 5336,3 \text{ Kg}$
4	$\underline{G}_4$: - Do ô bản số S2 và S3 truyền vào : $(\frac{(4,2 + 4,2 - 3,75)3,75}{4} + \frac{(4,2 + 4,2 - 1,65)1,65}{4}) \times 398$ Kg/m ² -Do bản thân dầm dọc trực B truyền vào: $(97,4 + 890,31) \text{ Kg}$	2843,46 1041,04

	-Do t-ờng + cửa trực B truyền vào: (116,6+3763,65+290+118,8+2689,8+270,3) Kg x 0,5	3624,5 $\underline{G}_4 = 6569\text{Kg}$
5	$\underline{G}_3$: -Do ô bản số S2 truyền vào: $\frac{(4,2 + 4,2 - 3,75)3,75}{4}$.2x 398 Kg/m² -Do bản thân dầm dọc giữa trực A,B truyền vào: (97,4 + 890,31) Kg	3470,06 1041,04 $\underline{G}_3 = 4511\text{ Kg}$
6	$\underline{G}_2$: -Do ô bản S2 truyền vào: $398 \frac{(4,2 + 4,2 - 3,75)3,75}{4}$ -Do ô bản S4 truyền vào: $(4,2 \times 1,5)/4 \times 398$ -Do bản thân dầm dọc trực A truyền vào: (97,4 + 890,31) Kg Do t-ờng + cửa trực A truyền vào: (72,6 + 3680,82 + 296, 6) Kg x 0,5	1735,03 626,85 1041,04 2025,01 $\underline{G}_2 = 5426,9\text{ Kg}$
7	$\underline{G}_1$: -Do ô bản S4 truyền vào: $(4,2 \times 1,5)/4 \times 398$ -Do bản thân dầm dọc trực A' truyền vào: (97,4 + 890,31) Kg x 0,5 -Do t-ờng + cửa trực A' truyền vào: (211,1 + 3484,8 + 280,8) Kg x 0,5	626,85 493,85 1988,35 $\underline{G}_1 = 3055,05\text{ Kg}$

8	$\underline{g}_6$: Do ô bản S2 truyền vào: 2 x 466,4 Kg/m Do t-ờng trực 3 truyền vào: (1754,5 + 141,375) Kg/m	932 1895,88 $\underline{g}_6 = 2828$ Kg/m
9	$\underline{g}_5$: Do ô bản số S2 và S3 : 2 x 466,4 Kg/m Do t-ờng gạch trực 3 truyền vào: (1568,16+139+ 101,79) Kg/m	932 1365,03 $\underline{g}_5 = 2297$ Kg/m
10	$\underline{g}_4$: Do ô bản S3 truyền vào: 2 x 410,44 Kg/m	820,8 $\underline{g}_{CB} = 821$ Kg/m
11	$\underline{g}_3$: Do ô bản S2 truyền vào: 2 x 466,4 Kg/m	$\underline{g}_3 = 932$ Kg/m
12	$\underline{g}_2$: Do ô bản S2: 2 x 466,4 Kg/m	$\underline{g}_2 = 932$ Kg/m
13	$\underline{g}_1$: Do VK3: 140,8 Kg/m	140,8 $\underline{g}_{A''A} = 141$ Kg/m

c) Tầng 4:

STT	Nguyên nhân và cách tính	Trị số
1	$\underline{G}_7$: -Do ô bản số S2 truyền vào: $\frac{(4,2 + 4,2 - 3,75)3,75}{4} \text{ m}^2 \times 398 \text{ Kg/m}^2$ -Do bản thân dầm dọc trực D truyền vào:	1735,03 1041,04

	(102,6 + 938,44) Kg -Do t-ờng + cửa trực D truyền vào: (118,8 + 3355,2 + 270,3 + 3355,2 + 444,8) Kg x 0,5	3762 $\underline{G}_7 = 6538\text{Kg}$
2	$\underline{G}_6$: -Do ô bản số S2 truyền vào: $\frac{(4,2 + 4,2 - 3,75)3,75}{4} \cdot 2 \times 398 \text{ Kg/m}^2$ -Do bản thân dầm dọc giữa trực C, D truyền vào: (97,4 + 890,31) Kg	3470,06 1041,04 $\underline{G}_6 = 4511 \text{ Kg}$
3	$\underline{G}_5$: -Do ô bản số S2 và S3 truyền vào : $\left(\frac{(4,2 + 4,2 - 3,75)3,75}{4} + \frac{(4,2 + 4,2 - 1,65)1,65}{4} \right) \times 398$ Kg/m² -Do bản thân dầm dọc trực C truyền vào: (97,4 + 890,31) Kg -Do t-ờng + cửa trực C truyền vào: (72,6 + 77,44 + 2831,4 + 228,15) Kg x 0,5	2843,46 1041,04 1451,82 $\underline{G}_5 = 5336,3 \text{ Kg}$
4	$\underline{G}_4$: - Do ô bản số S2 và S3 truyền vào : $\left(\frac{(4,2 + 4,2 - 3,75)3,75}{4} + \frac{(4,2 + 4,2 - 1,65)1,65}{4} \right) \times 398$ Kg/m² -Do bản thân dầm dọc trực B truyền vào: (97,4	2843,46 1041,04

	+ 890,31) Kg -Do t-ờng + cửa trực B truyền vào: (116,6+3763,65+290+118,8+2689,8+270,3) Kg x 0,5	3624,5 $\underline{G}_4 = 6569\text{Kg}$
5	$\underline{G}_3$: -Do ô bản số S2 truyền vào: $\frac{(4,2 + 4,2 - 3,75)3,75}{4} \cdot 2 \times 398 \text{ Kg/m}^2$ -Do bản thân dầm dọc giữa trực A,B truyền vào: (97,4 + 890,31) Kg	3470,06 1041,04 $\underline{G}_3 = 4511 \text{ Kg}$
6	$\underline{G}_2$: -Do ô bản S2 truyền vào: $398 \frac{(4,2 + 4,2 - 3,75)3,75}{4}$ -Do ô bản S4 truyền vào: (4,2 x 1,5)/4 x 398 -Do bản thân dầm dọc trực A truyền vào: (97,4 + 890,31) Kg Do t-ờng + cửa trực A truyền vào: (72,6 + 3680,82 + 296, 6) Kg x 0,5	1735,03 626,85 1041,04 2025,01 $\underline{G}_2 = 5426,9 \text{ Kg}$
7	$\underline{G}_1$: -Do ô bản S4 truyền vào:(4,2 x 1,5)/4 x 398 -Do bản thân dầm dọc trực A' truyền vào: (97,4 + 890,31) Kg x 0,5 -Do t-ờng + cửa trực A' truyền vào: (211,1 + 3484,8 + 280,8) Kg x 0,5	626,85 493,85 1988,35

		$G_1=3055,05 \text{ Kg}$
8	$\underline{g}_6$: Do ô bản S2 truyền vào: $2 \times 466,4 \text{ Kg/m}$ Do t-ờng trực 3 truyền vào: $(1754,5 + 141,375) \text{ Kg/m}$	932 $1895,88$ $\underline{g}_6= 2828 \text{ Kg/m}$
9	$\underline{g}_5$: Do ô bản số S2 và S3 : $2 \times 466,4 \text{ Kg/m}$ Do t-ờng gạch trực 3 truyền vào: $(1568,16+139+ 101,79) \text{ Kg/m}$	932 $1365,03$ $\underline{g}_5= 2297 \text{ Kg/m}$
10	$\underline{g}_4$: Do ô bản S3 truyền vào: $2 \times 410,44 \text{ Kg/m}$	$820,8$ $\underline{g}_{CB}=821 \text{ Kg/m}$
11	$\underline{g}_3$: Do ô bản S2 truyền vào: $2 \times 466,4 \text{ Kg/m}$	$\underline{g}_3= 932 \text{ Kg/m}$
12	$\underline{g}_2$: Do ô bản S2: $2 \times 466,4 \text{ Kg/m}$	$\underline{g}_2= 932 \text{ Kg/m}$
13	$\underline{g}_1$: Do VK3: $140,8 \text{ Kg/m}$	$140,8$ $\underline{g}_1=141 \text{ Kg/m}$

d) Tầng 5:

STT	Nguyên nhân và cách tính	Trị số
1	$\underline{G}_7$: -Do ô bản số S2 truyền vào: $\frac{(4,2 + 4,2 - 3,75)3,75}{4}$ $\text{m}^2 \times 398 \text{ Kg/m}^2$	$1735,03$ $1041,04$

	-Do bản thân đâm dọc trục D truyền vào: $(102,6 + 938,44) \text{ Kg}$ -Do t-ờng + cửa trục D truyền vào: $(118,8 + 3355,2 + 270,3 + 3355,2 + 444,8) \text{ Kg} \times 0,5$	3762 $\underline{G}_7 = 6538 \text{ Kg}$
2	$\underline{G}_6$: -Do ô bản số S2 truyền vào: $\frac{(4,2 + 4,2 - 3,75)3,75}{4}$ $\cdot 2 \times 398 \text{ Kg/m}^2$ -Do bản thân đâm dọc giữa trục C, D truyền vào: $(97,4 + 890,31) \text{ Kg}$	3470,06 1041,04 $\underline{G}_6 = 4511 \text{ Kg}$
3	$\underline{G}_5$: -Do ô bản số S2 và S3 truyền vào : $(\frac{(4,2 + 4,2 - 3,75)3,75}{4} + \frac{(4,2 + 4,2 - 1,65)1,65}{4}) \times 398$ Kg/m^2 -Do bản thân đâm dọc trục C truyền vào: $(97,4 + 890,31) \text{ Kg}$ -Do t-ờng + cửa trục C truyền vào: $(72,6 + 77,44 + 2831,4 + 228,15) \text{ Kg} \times 0,5$	2843,46 1041,04 1451,82 $\underline{G}_5 = 5336,3 \text{ Kg}$
4	$\underline{G}_4$: - Do ô bản số S2 và S3 truyền vào : $(\frac{(4,2 + 4,2 - 3,75)3,75}{4} + \frac{(4,2 + 4,2 - 1,65)1,65}{4}) \times 398$ Kg/m^2	2843,46

	-Do bản thân đầm dọc trục B truyền vào: $(97,4 + 890,31) \text{ Kg}$ -Do t-ờng + cửa trục B truyền vào: $(116,6 + 3763,65 + 290 + 118,8 + 2689,8 + 270,3) \text{ Kg}$ $\times 0,5$	1041,04 3624,5 $\underline{G}_4 = 6569 \text{ Kg}$
5	$\underline{G}_3:$ -Do ô bản số S2 truyền vào: $\frac{(4,2 + 4,2 - 3,75)3,75}{4}$ $\cdot 2 \times 398 \text{ Kg/m}^2$ -Do bản thân đầm dọc giữa trục C, D truyền vào: $(97,4 + 890,31) \text{ Kg}$	3470,06 1041,04 $\underline{G}_3 = 4511 \text{ Kg}$
6	$\underline{G}_2:$ -Do ô bản S2 truyền vào: $398 \frac{(4,2 + 4,2 - 3,75)3,75}{4}$ -Do ô bản S4 truyền vào: $(4,2 \times 1,5)/4 \times 398$ -Do bản thân đầm dọc trục A truyền vào: $(97,4 + 890,31) \text{ Kg}$ Do t-ờng + cửa trục A truyền vào: $(72,6 + 3680,82 + 296,6) \text{ Kg} \times 0,5$	1735,03 626,85 1041,04 2025,01 $\underline{G}_2 = 5426,9 \text{ Kg}$
7	$\underline{G}_1:$ -Do ô bản S4 truyền vào: $(4,2 \times 1,5)/4 \times 398$ -Do bản thân đầm dọc trục A' truyền vào: $(97,4 + 890,31) \text{ Kg} \times 0,5$ -Do t-ờng + cửa trục A' truyền vào: $(211,1 +$	626,85 493,85

	3484,8 + 280,8) Kg x 0,5	1988,35 $G_1=3055,05$ Kg
8	$\underline{g}_6$: Do ô bản S2 truyền vào: 2 x 466,4 Kg/m Do t-ờng trục 3 truyền vào: (1754,5 + 141,375) Kg/m	932 1895,88 $\underline{g}_6= 2828$ Kg/m
9	$\underline{g}_5$: - Do ô bản số S2: 2 x 466,4 Kg/m -Do t-ờng gạch trục 3 truyền vào: (1568,16+139+ 101,79) Kg/m	932 1808,95 $\underline{g}_5 = 2740$ Kg/m
10	$\underline{g}_4$: Do ô bản S3 truyền vào: 2 x 410,44 Kg/m	820,8 $g_{CB}=821$ Kg/m
11	$\underline{g}_3$: Do ô bản số S2 : 2 x 466,4 Kg/m -Do t-ờng gạch trục 3 truyền vào: (1568,16+139+ 101,79) Kg/m	932 1808,95 $\underline{g}_5 = 2740$ Kg/m
12	$\underline{g}_2$: Do ô bản S2 truyền vào: 2 x 466,4 Kg/m Do t-ờng trục 3 truyền vào: (1754,5 + 141,375) Kg/m	932 1895,88 $\underline{g}_6= 2828$ Kg/m
13	$\underline{g}_1$: Do VK3: 140,8 Kg/m	140,8 $g_{A''A}=141$ Kg/m

e) Tầng 6:

STT	Nguyên nhân và cách tính	Trị số
1	<u>G₇</u>: -Do ô bản số S2 truyền vào: $\frac{(4,2 + 4,2 - 3,75)3,75}{4}$ $\text{m}^2 \times 398 \text{ Kg/m}^2$ -Do bản thân dầm dọc trục D truyền vào: $(102,6 + 938,44) \text{ Kg}$ -Do t-ờng + cửa trục D truyền vào: $(237,6 + 6540,5 + 527,03) \text{ Kg} \times 0,5$	1735,03 1041,04 3652,5 <u>G₇</u> = 6428,5Kg
2	<u>G₆</u>: -Do ô bản số S2 truyền vào: $\frac{(4,2 + 4,2 - 3,75)3,75}{4}$ $\text{m}^2 \times 398 \text{ Kg/m}^2$ -Do bản thân dầm dọc trục giữa C,D truyền vào -Do t-ờng + cửa trục giữa C,D truyền vào: $(105,6 + 1677,06 + 135,14) \text{ Kg} \times 0,5$	1735,03 1041,04 959 <u>G₆</u> = 3735 Kg
3	<u>G₅</u>: -Do ô bản số S2 và S3 truyền vào : $(\frac{(4,2 + 4,2 - 3,75)3,75}{4} + \frac{(4,2 + 4,2 - 1,65)1,65}{4}) \times 398$ Kg/m^2 -Do bản thân dầm dọc trục C truyền vào: $(97,4 + 890,31) \text{ Kg}$	2843,46 1041,04 3884,5

		$\underline{G}_5 = 3884,5 \text{ Kg}$
4	$\underline{G}_4$: - Do ô bản số S2 và S3 truyền vào : $\left(\frac{(4,2 + 4,2 - 3,75)3,75}{4} + \frac{(4,2 + 4,2 - 1,65)1,65}{4} \right) \times 398$ Kg/m² -Do bản thân đầm dọc trục B truyền vào: (97,4 + 890,31) Kg	2843,46 1041,04 $\underline{G}_4 = 3884,5 \text{ Kg}$
5	$\underline{G}_3$: -Do ô bản số S2 truyền vào: $\frac{(4,2 + 4,2 - 3,75)3,75}{4}$.2x 398 Kg/m² -Do bản thân đầm dọc giữa trục A, B truyền vào: (97,4 + 890,31) Kg	3470,06 1041,04 $\underline{G}_3 = 4511 \text{ Kg}$
6	$\underline{G}_2$: -Do ô bản S2 truyền vào: $398 \frac{(4,2 + 4,2 - 3,75)3,75}{4}$ -Do ô bản S4 truyền vào: (4,2 x 1,5)/4 x 398 -Do bản thân đầm dọc trục A truyền vào: (97,4 + 890,31) Kg Do t-ờng + cửa trục A truyền vào: (72,6 + 3680,82 + 296,6) Kg x 0,5	1735,03 626,85 1041,04 2025,01 $\underline{G}_2 = 5426,9 \text{ Kg}$

7	<u>G₁:</u> -Do ô bản S4 truyền vào: $(4,2 \times 1,5)/4 \times 398$ -Do bản thân dầm dọc trục A' truyền vào: $(97,4 + 890,31) \text{ Kg} \times 0,5$ -Do t-ờng + cửa trục A' truyền vào: $(211,1 + 3484,8 + 280,8) \text{ Kg} \times 0,5$	626,85 493,85 1988,35 <u>G₁=3055,05 Kg</u>
8	<u>g₆:</u> Do ô bản S2 truyền vào: $2 \times 466,4 \text{ Kg/m}$ Do t-ờng trục 3 và cửa Đ8 truyền vào: $(105,6+1568,16+139) \text{ Kg/m}$	932 1812,76 <u>g₆= 2744 Kg/m</u>
9	<u>g₅:</u> -Do ô bản số S2 : $2 \times 466,4 \text{ Kg/m}$ -Do t-ờng gạch trục 3 truyền vào: $(1568,16+139+ 101,79) \text{ Kg/m}$	932 1808,95 <u>g₅ = 2740Kg/m</u>
10	<u>g₄:</u> -Do ô bản S3 truyền vào: $2 \times 410,44 \text{ Kg/m}$ -Do t-ờng + cửa trục giữa C,B truyền vào: $(105,6 + 1568,16 + 139) \text{ Kg}$	820,8 <u>1812,76</u> <u>g₄:=2633Kg/m</u>
11	<u>g₃:</u> Do ô bản số S2 : $2 \times 466,4 \text{ Kg/m}$ -Do t-ờng gạch trục 3 truyền vào: $(1568,16+139+ 101,79) \text{ Kg/m}$	932 1808,95 <u>g₃ = 2740Kg/m</u>
12	<u>g₂:</u> Do ô bản S2 truyền vào: $2 \times 466,4 \text{ Kg/m}$ Do t-ờng trục 3 và cửa Đ8 truyền vào:	932 1812,76

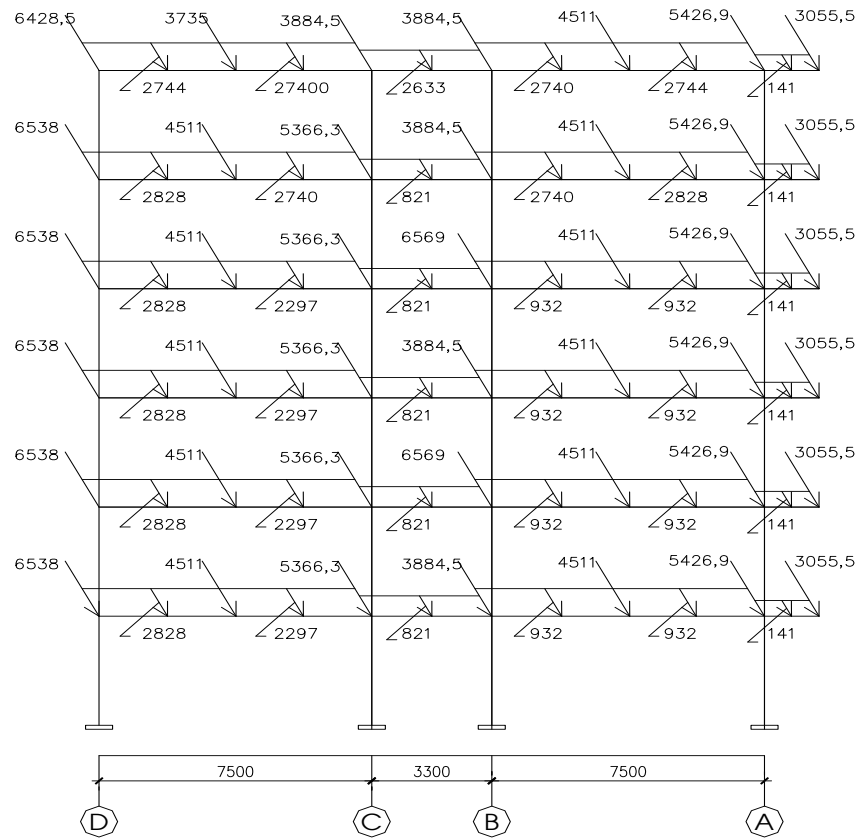
	(105,6+1568,16+139) Kg/m	$g_2 = 2744$ Kg/m
13	g_1: Do VK3: 140,8 Kg/m	140,8 $g_1 = 141$ Kg/m

f) Tầng mái:

STT	Nguyên nhân và cách tính	Trị số
1	G_7: Do ô bản số S2 truyền vào Do bản thân dầm dọc trục D truyền vào Do sênô truyền vào: 4,2 m x 0,38 m x 275 Kg/m ² Do lớp trát lán: (0,38 + 0,1) m x 70,2 Kg/m ² x 4,2 m Do thành bê tông: 220 Kg Trát: 56,16 Kg Do thành gạch: 475,2 Kg Trát: 186,732 Kg	1735,03 1041,04 418 213,41 220 56,16 475,2 186,732 $G_7 = 4133$ Kg
2	G_6: Do ô bản S2 truyền vào :2 x1735,03 Do bản thân dầm dọc trục C'' truyền vào	3470,06 1041,04 $G_6 = 4140$ Kg
3	G_5: Do ô bản số S2 truyền vào Do ô bản số S3 truyền vào Do bản thân dầm dọc trục C truyền vào	1735,03 1492,5 1041,04

		$\underline{G}_5 = 4056 \text{ Kg}$
4	$\underline{G}_4$: Do ô bản số S2 truyền vào Do ô bản số S3 truyền vào Do bản thân đầm dọc trục B truyền vào	1735,03 1492,5 1041,04 $G_4 = 4056 \text{ Kg}$
5	$\underline{G}_3$: Do ô bản S2 truyền vào :2 x1735,03 Do bản thân đầm dọc trục C" truyền vào	3470,06 1041,04 $\underline{G}_3 = 4140 \text{ Kg}$
6	$\underline{G}_2$: Do ô bản S2 truyền vào Do bản thân đầm dọc trục A truyền vào Do ô bản số hành lang truyền vào:	1735,03 1041,04 172,6 $\underline{G}_2 = 2944 \text{ Kg}$
7	$\underline{G}_1$: Do ô bản số hành lang: Do bản thân đầm dọc trục A' truyền vào Do thành bê tông và thành gạch trục A' truyền vào: (220 + 475,2 + 56,16 + 186,732) Kg	172,6 668,5 938,12 $\underline{G}_1 = 1779 \text{ Kg}$
8	$\underline{g}_2$: Do ô bản số 1 và 2 truyền vào: 2 x466,4 Kg/m	$g_2 = 932 \text{ Kg/m}$

9	$\underline{g}_3$: Do ô bản số 3 và 4 truyền vào: 2 x 466,4 Kg/m	932 $\underline{g}_3 = 932 \text{ Kg/m}$
10	$\underline{g}_4$: Do ô bản số S3 truyền vào: 2 x 410,44 Kg/m	820,8 $\underline{g}_4 = 821 \text{ Kg/m}$
11	$\underline{g}_5$: Do ô bản số S2 truyền vào: 2 x 466,4 Kg/m	932 $\underline{g}_5 = 932 \text{ Kg/m}$
12	$\underline{g}_6$: Do ô bản số S2 truyền vào: 2 x 466,4 Kg/m	932 $\underline{g}_6 = 932 \text{ Kg/m}$

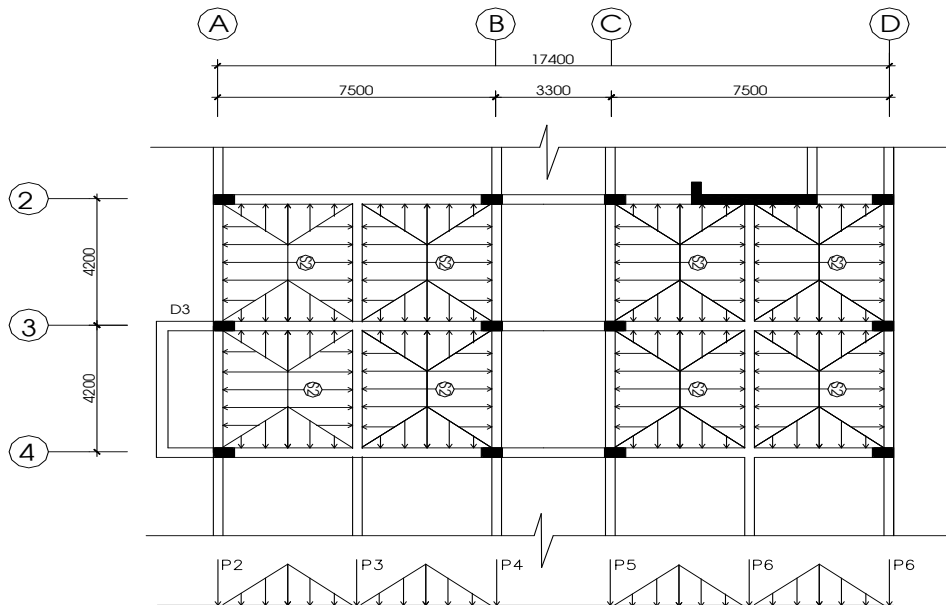


TẦNG 2 KHUNG TRỌNG C 3

2. Hoạt tải tác dụng vào khung K3:

a) Tầng 2 (TH1)

Sơ đồ truyền tải tầng 2,4,6.



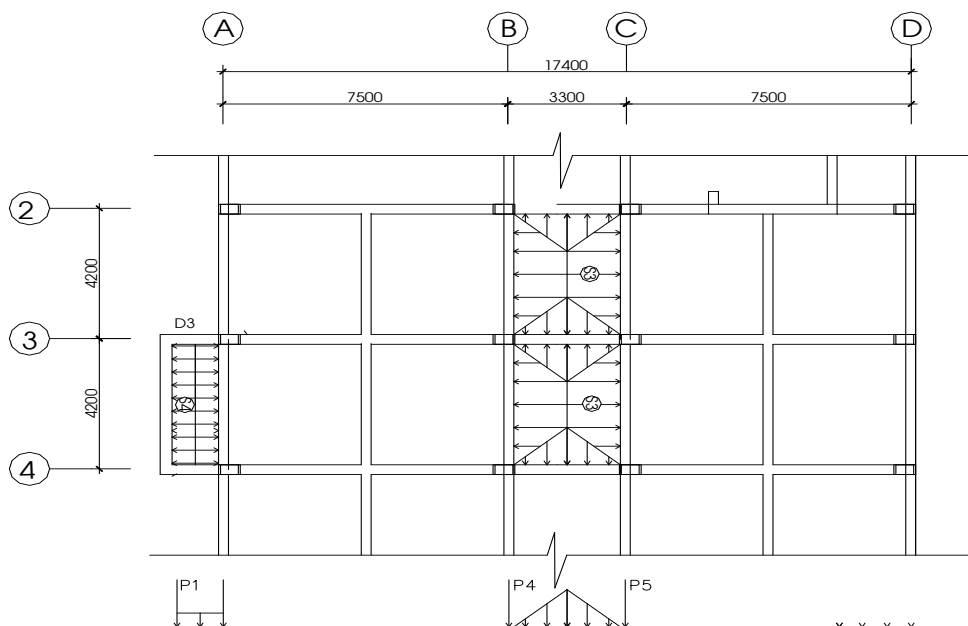
STT	Nguyên nhân và cách tính	Trị số
1	P_7: Do ô bản S2 truyền vào: $(4,2 + 4,2-3,75) \times 0,5 \text{ m}$ $\times 1,875 \text{ m} \times 260 \text{ Kg/m}^2$	1133 $P_7 = 1133 \text{ Kg}$
2	P_6: Do ô bản S2 truyền vào: $2(4,2 + 4,2-3,75) \times 0,5 \text{ m}$ $\times 1,875 \text{ m} \times 260 \text{ Kg/m}^2$	2266 $P_6 = 2266 \text{ Kg}$
3	P_5: Do ô bản S2 truyền vào: $(4,2 + 4,2-3,75) \times 0,5 \text{ m}$ $\times 1,875 \text{ m} \times 260 \text{ Kg/m}^2$ Do ô bản S3 truyền vào: $(4,2 + 4,2-3,3) \times 0,5 \text{ m}$ $\times 1,65 \text{ m} \times 390 \text{ Kg/m}^2$	1133 1641 $P_5 = 2774 \text{ Kg}$
4	P_4: Do ô bản S2 truyền vào: $(4,2 + 4,2-3,75) \times 0,5 \text{ m}$	

	$\times 1,875 \text{ m} \times 390 \text{ Kg/m}^2$ Do ô bản S3 truyền vào: $(4,2 + 4,2-3,3) \times 0,5 \text{ m}$ $\times 1,65 \text{ m} \times 390 \text{ Kg/m}^2$	1700 1641 $P_4 = 3341 \text{ Kg}$
5	P_3: Do ô bản S2 truyền vào: $2(4,2 + 4,2-3,75) \times 0,5 \text{ m}$ $\times 1,875 \text{ m} \times 390 \text{ Kg/m}^2$	3400 $P_3 = 3400 \text{ Kg}$
6	P_2: Do ô bản S2 truyền vào: $(4,2 + 4,2-3,75) \times 0,5 \text{ m}$ $\times 1,875 \text{ m} \times 390 \text{ Kg/m}^2$ Do ô bản S4 truyền vào: $0,75 \text{ m} \times 390 \text{ Kg/m}^2 \times 0,5 \times 2,1 \text{ m}$	1700 304,7 $P_2 = 2004 \text{ Kg}$
7	P_1: Do ô bản S truyền vào: $0,75 \text{ m} \times 390 \text{ Kg/m}^2 \times 0,5 \times 2,1 \text{ m}$	304,7 $P_1 = 304,7 \text{ Kg}$
8	q_6: Do ô bản S2: $2 \times 304,7 \text{ Kg/m}$	609,4 $q_6 = 609,4 \text{ Kg/m}$
9	q_5: Do ô bản S2: $2 \times 304,7 \text{ Kg/m}$	609,4 $q_5 = 609,4 \text{ Kg/m}$
10	q_4: Do ô bản S3: $2 \times 402,2 \text{ Kg/m}$	804,4

		$q_{CB} = 804,4 \text{ Kg/m}$
11	q_3 : Do ô bản S2: $2 \times 457 \text{ Kg/m}$	950 $q_3 = 950 \text{ Kg/m}$
12	q_2 : Do ô bản S2: $2 \times 457 \text{ Kg/m}$	950 $q_2 = 950 \text{ Kg/m}$

b) Tầng 3 (TH1)

Sơ đồ truyền tải tầng 3,5



STT	Nguyên nhân và cách tính	Trị số
1	P_7 : Do ô bản S2 truyền vào: $(4,2 + 4,2 - 3,75) \times 0,5 \text{ m}$ $\times 1,875 \text{ m} \times 260 \text{ Kg/m}^2$	1133 $P_7 = 1133 \text{ Kg}$

2	<u>P₆:</u> Do ô bản S2 truyền vào: $2(4,2 + 4,2-3,75) \times 0,5$ $m \times 1,875 m \times 260 Kg/m^2$	2266 P₆ = 2266 Kg
3	<u>P₅:</u> Do ô bản S2 truyền vào: $(4,2 + 4,2-3,75) \times 0,5 m$ $\times 1,875 m \times 260 Kg/m^2$ Do ô bản S3 truyền vào: $(4,2 + 4,2-3,3) \times 0,5 m$ $\times 1,65 m \times 390 Kg/m^2$	1133 1641 P₆ = 2774 Kg
4	<u>P₄:</u> Do ô bản S2 truyền vào: $(4,2 + 4,2-3,75) \times 0,5 m$ $\times 1,875 m \times 260 Kg/m^2$ Do ô bản S3 truyền vào: $(4,2 + 4,2-3,3) \times 0,5 m$ $\times 1,65 m \times 390 Kg/m^2$	1133 1641 P₄ = 2774 Kg
5	<u>P₃:</u> Do ô bản S2 truyền vào: $(4,2 + 4,2-3,75) \times 0,5 m$ $\times 1,875 m \times 260 Kg/m^2$	2266 P₃ = 2266 Kg
6	<u>P₂:</u> Do ô bản S2 truyền vào: $(4,2 + 4,2-3,75) \times 0,5 m$ $\times 1,875 m \times 260 Kg/m^2$ Do ô bản S4 truyền vào: $0,75 m \times 390 Kg/m^2 \times$ $0,5 \times 2,1m$	1133 195 P₂ = 1328 Kg
7	<u>P₁:</u>	

	Do ô bản S4 truyền vào: $0,75 \text{ m} \times 390 \text{ Kg/m}^2 \times 0,5 \times 2,1 \text{ m}$	195 $P_1 = 195 \text{ Kg}$
8	q_6: Do ô bản S2: $2 \times 304,7 \text{ Kg/m}$	609,4 $q_6 = 609,4 \text{ Kg/m}$
9	q_5: Do ô bản S2: $2 \times 304,7 \text{ Kg/m}$	609,4 $q_5 = 609,4 \text{ Kg/m}$
10	q_4: Do ô bản S3: $2 \times 402,2 \text{ Kg/m}$	804,4 $q_4 = 804,4 \text{ Kg/m}$
11	q_3: Do ô bản S2: $2 \times 304,7 \text{ Kg/m}$	609,4 $q_3 = 609,4 \text{ Kg/m}$
12	q_2: Do ô bản S2: $2 \times 304,7 \text{ Kg/m}$	609,4 $q_2 = 609,4 \text{ Kg/m}$

c) Tầng 4,5:

STT	Nguyên nhân và cách tính	Trị số
1	P_7: Do ô bản S2 truyền vào: $(4,2 + 4,2 - 3,75) \times 0,5 \text{ m} \times 1,875 \text{ m} \times 260 \text{ Kg/m}^2$	1133 $P_7 = 1133 \text{ Kg}$
2	P_6: Do ô bản S2 truyền vào: $2(4,2 + 4,2 - 3,75) \times 0,5$	2266

	$m \times 1,875 \text{ m} \times 260 \text{ Kg/m}^2$	$P_6 = 2266 \text{ Kg}$
3	P_5: Do ô bản S2 truyền vào: $(4,2 + 4,2-3,75) \times 0,5 \text{ m} \times 1,875 \text{ m} \times 260 \text{ Kg/m}^2$ Do ô bản S3 truyền vào: $(4,2 + 4,2-3,3) \times 0,5 \text{ m} \times 1,65 \text{ m} \times 390 \text{ Kg/m}^2$	1133 1641 $P_5 = 2774 \text{ Kg}$
4	P_4: Do ô bản S2 truyền vào: $(4,2 + 4,2-3,75) \times 0,5 \text{ m} \times 1,875 \text{ m} \times 260 \text{ Kg/m}^2$ Do ô bản S3 truyền vào: $(4,2 + 4,2-3,3) \times 0,5 \text{ m} \times 1,65 \text{ m} \times 390 \text{ Kg/m}^2$	1133 1641 $P_4 = 2774 \text{ Kg}$
5	P_3: Do ô bản S2 truyền vào: $2(4,2 + 4,2-3,75) \times 0,5 \text{ m} \times 1,875 \text{ m} \times 260 \text{ Kg/m}^2$	2266 $P_3 = 2266 \text{ Kg}$
6	P_2: Do ô bản S2 truyền vào: $(4,2 + 4,2-3,75) \times 0,5 \text{ m} \times 1,875 \text{ m} \times 260 \text{ Kg/m}^2$ Do ô bản S4 truyền vào: $260 \text{ Kg/m}^2 \times 0,5 \text{ m} \times 0,5 \times 2,1 \text{ m}$	1133 130 $P_2 = 1263 \text{ Kg}$
7	P_1: Do ô bản S4 truyền vào: $0,75 \text{ m} \times 260 \text{ Kg/m}^2 \times 0,5 \times 2,1 \text{ m}$	130

		P₁ = 130 Kg
8	q₆: Do ô bản S2: 2 x 304,7 Kg/m	609,4 q₇ = 609,4 Kg/m
9	q₅: Do ô bản S2: 2 x 304,7 Kg/m	609,4 q₅ = 609,4 Kg/m
10	q₄: Do ô bản S3 truyền vào: 2 x 402,2 Kg/m	804,4 q_{CB} = 804,4 Kg/m
11	q₃: Do ô bản S2: 2 x 304,7 Kg/m	609,4 q₃ = 609,4 Kg/m
12	q₂: Do ô bản S2: 2 x 304,7 Kg/m	609,4 q₂ = 609,4 Kg/m

d) Tầng 6:

STT	Nguyên nhân và cách tính	Trị số
1	P₇: Do ô bản S2 truyền vào: (4,2 + 4,2-3,75) x 0,5 m x 1,875 m x 390 Kg/m ²	P₇ = 1700 Kg
2	P₆: Do ô bản S2 truyền vào: (4,2 + 4,2-3,75) x 0,5 m x 1,875 m x 390 Kg/m ² Do ô bản S2 truyền vào: (4,2 + 4,2-3,75) x 0,5 m x 1,875 m x 520 Kg/m ²	1700 2266,8

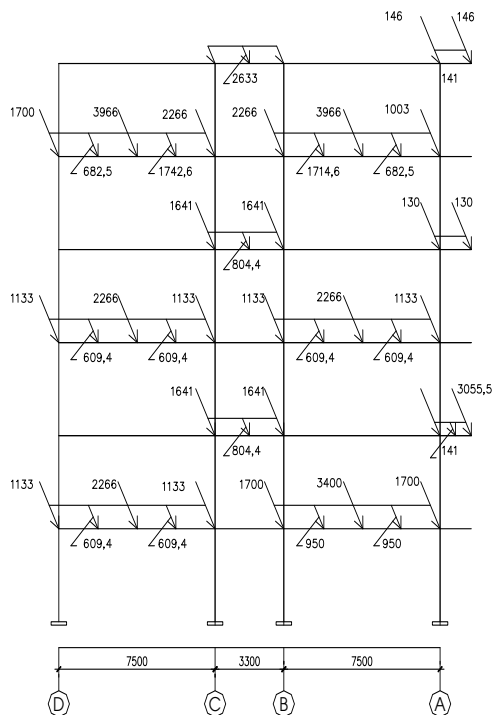
		P₆ = 3966,8 Kg
3	<u>P₅:</u> Do ô bản S2 truyền vào: $(4,2 + 4,2 - 3,75) \times 0,5 \text{ m} \times 1,875 \text{ m} \times 520 \text{ Kg/m}^2$ Do ô bản S3 truyền vào: $(4,2 + 4,2 - 3,3) \times 0,5 \text{ m} \times 1,65 \text{ m} \times 520 \text{ Kg/m}^2$	2080 2188 P₅ = 4268 Kg
4	<u>P₄:</u> Do ô bản S2 truyền vào: $(4,2 + 4,2 - 3,75) \times 0,5 \text{ m} \times 1,875 \text{ m} \times 520 \text{ Kg/m}^2$ Do ô bản S3 truyền vào: $(4,2 + 4,2 - 3,3) \times 0,5 \text{ m} \times 1,65 \text{ m} \times 520 \text{ Kg/m}^2$	2080 2188 P₄ = 4268 Kg
5	<u>P₃:</u> Do ô bản S2 truyền vào: $(4,2 + 4,2 - 3,75) \times 0,5 \text{ m} \times 1,875 \text{ m} \times 390 \text{ Kg/m}^2$ Do ô bản S2 truyền vào: $(4,2 + 4,2 - 3,75) \times 0,5 \text{ m} \times 1,875 \text{ m} \times 520 \text{ Kg/m}^2$	1700 2266,8 P₃ = 3966,8 Kg
6	<u>P₂:</u> Do ô bản S2 truyền vào: $(4,2 + 4,2 - 3,75) \times 0,5 \text{ m} \times 1,875 \text{ m} \times 260 \text{ Kg/m}^2$ Do ô bản S4 truyền vào: $260 \text{ Kg/m}^2 \times 0,5 \text{ m} \times 0,5 \times 2,1 \text{ m}$	1133 130 P₂ = 1263Kg
7	<u>P₁:</u>	

	Do ô bản S4 truyền vào: $520 \text{ Kg/m}^2 \times 0,5 \text{ m} \times 0,5 \times 2,1 \text{ m}$	260 $P_1 = 260 \text{ Kg}$
8	q_6: Do ô bản S2: $2 \times 341,25,7 \text{ Kg/m}$	682,5 $q_{DC} = 682,5 \text{ Kg/m}$
9	q_5: Do ô bản S2: $2 \times 871,3 \text{ Kg/m}$	1742,6 $q_5 = 1742,6 \text{ Kg/m}$
10	q_4: Do ô bản S3 truyền vào: $2 \times 536,25 \text{ Kg/m}$	1072,5 $q_4 = 1072,5 \text{ Kg/m}$
11	q_3: Do ô bản S2: $2 \times 871,3 \text{ Kg/m}$	1742,6 $q_3 = 1742,6 \text{ Kg/m}$
12	q_2: Do ô bản S2 truyền vào: $2 \times 341,25 \text{ Kg/m}$	682 $q_2 = 682 \text{ Kg/m}$

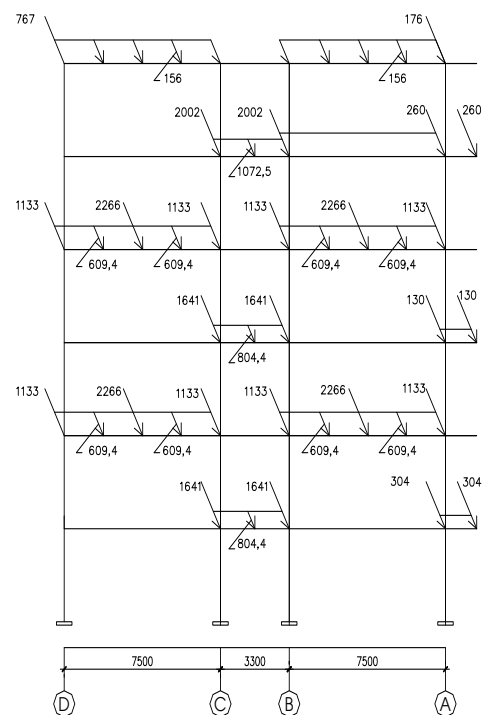
c) Tầng mái:

STT	Nguyên nhân và cách tính	Trị số
1	P_7: Do Sê nô truyền vào: $0,6 \text{ m} \times 4,2 \text{ m} \times 304,7 \text{ Kg/m}^2$	767 $P_7 = 767 \text{ Kg}$
2	P_2: Do ô bản mái truyền vào: $0,5 \text{ m} \times 304,7$	146,25

	$\text{Kg/m}^2 \times 0,5 \times 2,1\text{m}$ Do ô bản mái truyền vào: $0,6\text{m} \times 304,7$ $\text{Kg/m}^2 \times 0,5 \times 2,1\text{m}$	$175,5$ $P_2 = 322 \text{ Kg}$
3	P_{1i} : Do ô bản mái truyền vào: $0,5\text{m} \times 304,7 \text{ Kg/m}^2 \times 0,5 \times 2,1\text{m}$	$146,25$ $P_{A'} = 146,25 \text{ Kg}$
4	q_{AD} : Do mái tôn truyền vào: $39 \text{ Kg/m}^2 \times 4 \text{ m}$	156 $q_{AD} = 156 \text{ Kg/m}$



HỌ?T T?I KHUNG TR?C 3(TH1)



HỌ?T T?I KHUNG TR?C 3(TH2)

Sau khi chất tải cho khung ta dùng ch-ơng trình tính kết cấu SAP2000 giải ra đ-ợc nội lực khung .Tổ hợp nội lực bao gồm :

+Tổ hợp cơ bản 1 : Gồm nội lực do tĩnh tải và nội lực của 1 trong các hoạt tải .

+Tổ hợp cơ bản 2 : Gồm nội lực do tĩnh tải và nội lực của mọi hoạt tải .

Trong mỗi cặp nội lực cần xét 3 cặp nội lực nguy hiểm nhất là:

$$-M_{\max} \text{ và } N_{t-}$$

$$-M_{\min} \text{ và } N_{t-}$$

$$-N_{\max} \text{ và } M_{t-}$$

Kết quả đ-ợc thể hiện ở các bảng tổ hợp.

THIẾT KẾ DẦM

Vật liệu tính toán:

Mác bê tông : 200[#] có $R_n = 90 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$; $R_k = 7,5 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$

Thép dọc : CII có $R_a = 2600 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$

Thép đai : CI có $R_a = 2000 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$; $R_{ad} = 1600 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$

$$\alpha_0 = 0,62; A_0 = 0,428$$

I. DẦM NHỊP BIÊN :

1. Dầm tầng 1, 2, 3 :

Tiết diện dầm : $b \times h = 300 \times 700$

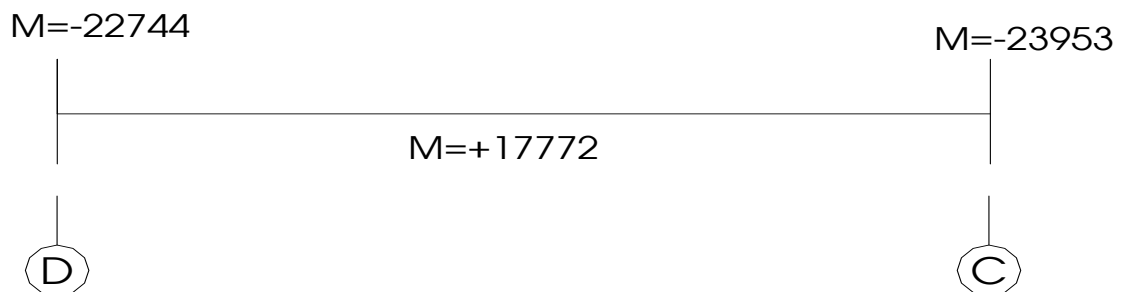
Từ bảng tổ hợp nội lực ta chọn ra nội lực nguy hiểm nhất cho dầm :

Tại gối : Gối D: $M = -22744 \text{ (Kgm)}$

Gối C: $M = -23953 \text{ (Kgm)}$

Tại nhịp CD: $M = 17772 \text{ (Kgm)}$

Do hai gối có momen gân bằng nhau nên ta lấy giá trị momen lớn hơn để tính cốt thép cho cả hai.



a. Tính toán cho gối D và C (momen âm):

∴ M = -23953 (Kgm)

giả thiết $a = 7$ (cm) $\Rightarrow h_0 = 70 - 7 = 63$ (cm)

$$A = \frac{M}{R_n \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{2395300}{90 \cdot 30 \cdot 63^2} = 0,223 < A_0 = 0,428 \Rightarrow \gamma = 0,5(1 + \sqrt{1 - 2A}) = 0,87$$

$$\text{Diện tích cốt thép : } F_a = \frac{M}{R_a \cdot \gamma \cdot h_0} = \frac{2395300}{2600 \cdot 0,87 \cdot 63} = 16,81 (\text{cm}^2)$$

$$\text{Kiểm tra tỉ số cốt thép: } \mu = \frac{F_a}{b \cdot h_0} \cdot 100\% = \frac{16,81}{30 \cdot 63} \cdot 100\% = 0,99\% > \mu_{\min} = 0,05\%$$

Chọn $F_a = 21,89$ (cm²) để bố trí thép cho gối.

Chọn 3Φ25 + 2Φ22, có $F_a = 22,33$ (cm²)

- Tại nhịp CD: M = 17772 (Kgm)

Tính theo tiết diện chữ T

h_c : Chiều cao của cánh, lấy bằng chiều dày của bản $h_c = 10$ (cm)

-Một nửa khoảng cách thông thủy giữa các sườn dọc:

$$1/2 \times (4,2 - 0,3) = 1,95 \text{ (m)}$$

-1/6 nhịp cầu kiện: $1/6 \times 7,27 = 1,21 \text{ (m)}$

$$\Rightarrow b_f = b + 2c_1 = 30 + 2 \times 121 = 272 \text{ (cm)}$$

Chọn $a = 5 \text{ (cm)} \Rightarrow h_0 = h - a = 70 - 5 = 65 \text{ (cm)}$

$$M_c = R_n \cdot b_f \cdot h_c \cdot (h_0 - 0,5 \cdot h_c) = 90.272.10.(65 - 0,5.10)$$

$$\Rightarrow M_c = 14688000 \text{ (Kgcm)} = 146880 \text{ (Kgm)} > M = 19375 \text{ (Kgm)} \Rightarrow \text{trục trung hoà qua cánh.}$$

$$\Rightarrow A = \frac{M}{R_n \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{1937500}{90.272.65^2} = 0,033 \Rightarrow \gamma = 0,5(1 + \sqrt{1 - 2A}) = 0,98$$

Diện tích cốt thép : $F_a = \frac{M}{R_a \cdot \gamma \cdot h_0} = \frac{1777200}{2600.0,98.65} = 11,7 \text{ (cm}^2\text{)}$

Kiểm tra tỉ số cốt thép: $\mu = \frac{F_a}{b \cdot h_0} \cdot 100\% = \frac{11,7}{30.65} \cdot 100\% = 0,6\% > \mu_{\min} = 0,05\%$

Chọn 4Φ22 , có $F_a = 15,2 \text{ (cm}^2\text{)}$

b. Tính toán cốt đai :

-Từ bảng tổ hợp nội lực ta chọn ra lực cắt nguy hiểm nhất cho dầm : $Q = 18311 \text{ (kg)}$

Điều kiện hạn chế về lực cắt :

$$Q \leq 0,35 k_0 \cdot R_n \cdot b \cdot h_0 = 0,35 \times 90 \times 30 \times 65 = 51030 \text{ (Kg)}. \text{ (do ch-a bố trí cốt đai nên ta thiết } \varphi_{w1} \varphi_{b1} = 1.$$

$$\Rightarrow Q_{\max} = 18311 \text{ (Kg)} < 51030 \text{ (Kg)} \Rightarrow \text{thoả mãn điều kiện hạn chế}$$

Kiểm tra điều kiện đặt cốt đai : $Q \leq 0,6 R_k \cdot b \cdot h_0$

$$Q = 18311 \text{ (Kg)} > 0,6 \times 7,5 \times 30 \times 65 = 8505 \text{ (Kg)} \Rightarrow \text{tính cốt đai.}$$

Lực cắt cốt đai phải chịu: $q_d = \frac{Q^2}{8 \cdot R_k \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{18311^2}{8 \cdot 7,5 \cdot 30 \cdot 63^2} = 47,03 \text{ (Kg/cm)}$

Chọn cốt đai Ø8 có $f_d = 0,503 \text{ (cm}^2\text{)}$, số nhánh $n = 2$

Khoảng cách tính toán của cốt đai :

$$U_{tt} = \frac{R_{ad} \cdot n \cdot f_d}{q_d} = \frac{1600 \cdot 2 \cdot 0,503}{47,03} = 34,2 \text{ (cm)}$$

Khoảng cách lớn nhất của cốt đai :

$$U_{\max} = \frac{1,5.R_k.b.h_0^2}{Q} = \frac{1,5.7,5.30.63^2}{18311} = 73 \text{ (cm)}$$

$$\text{Khoảng cách cấu tạo : } h \geq 45 \text{ (cm)} \Rightarrow U_{ct} \begin{cases} \leq \frac{1}{3}h = \frac{1}{3}70 = 23,33 \text{ (cm)} \\ \leq 30 \text{ (cm)} \end{cases}$$

Từ $U_{tt}, U_{\max}, U_{ct}$ ta đặt cốt thép đai trong cả dầm là $\varnothing 8$ a200

c. Tính toán cốt treo:

Tại vị trí dầm phụ gác lên dầm chính có lực tập trung. Để tránh sự phá hoại cục bộ ta phải bố trí cốt treo . Diện tích tất cả cốt đai treo cần thiết :

$$F_{tr} = \frac{P}{R_a}$$

Trong đó : R_a : C- ờng độ tính toán về kéo của cốt thép, $R_a = 2000 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$

P : tải trọng tập trung do dầm phụ truyền vào dầm chính.

$$P = P_1 + G_1$$

P_1 : Hoạt tải tập trung do dầm phụ

G_1 : Tĩnh tải do dầm phụ truyền vào

$$P_1 = p_b \times l_b \times l_{dp} \Rightarrow P_1 = 300 \times 3,6 \times 4,2 = 4320 \text{ (Kg)}$$

$$G_1 = g_d \times l_{dp} = (g_b \times l_b + g_{dp}) \times l_{dp}$$

$$\Rightarrow G_1 = \{398 \times 3,6 + [0,25 \times (0,45 - 0,1) \times 2500 \times 1,1]\} \times 4,2 = 6694 \text{ (Kg)}$$

$$\Rightarrow P = 4320 + 6694 = 11014 \text{ (Kg)}$$

$$\Rightarrow F_{tr} = \frac{11014}{2000} = 5,5 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{Số cốt treo cần thiết } m = \frac{F_{tr}}{n.f_d}$$

n : số nhánh đai treo $n = 2$

dùng $\varnothing 8$ có $f_d = 0,503 \text{ (cm}^2\text{)}$

$$\Rightarrow m = \frac{5,5}{2.0,503} = 5,47 \text{ cái}$$

Cốt treo đ- ợc đặt 2 bên đầu dầm phụ trong đoạn $S_{tr} = b_{dp} + 2h$

$$\Rightarrow S_{tr} = 25 + 2 \times 25 = 75 \text{ (cm)}$$

$\Rightarrow$ Bố trí mỗi bên 4 cốt đai treo trong đoạn $h_1 = 25 \text{ (cm)}$

khoảng cách mỗi cốt treo là 5 (cm)

2. Dầm tầng 4, 5, 6:

Từ bảng tổ hợp nội lực ta chọn ra nội lực nguy hiểm nhất cho dầm :

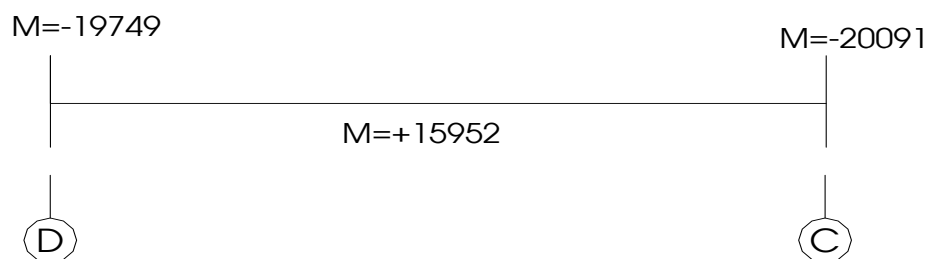
Tiết diện dầm : $b \times h = 250 \times 600$

Tại gối : Gối D: $M = -19749$ (Kgm)

Gối C: $M = -20091$ (Kgm)

Tại nhịp CD: $M = 15952$ (Kgm)

Do hai gối có momen gần bằng nhau nên ta lấy giá trị momen lớn hơn để tính cốt thép cho cả hai.



a. Tính toán cho gối D và C (momen âm):

- $M = - 20091$ (Kgm)

giả thiết $a = 7$ (cm) $\Rightarrow h_0 = 65 - 7 = 58$ (cm)

$$A = \frac{M}{R_n \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{2009100}{90 \cdot 25 \cdot 58^2} = 0,32 < A_0 = 0,428 \Rightarrow \gamma = 0,5(1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,32}) = 0,8$$

$$\text{Diện tích cốt thép : } F_a = \frac{M}{R_a \cdot \gamma \cdot h_0} = \frac{2009100}{2600 \cdot 0,8 \cdot 58} = 18,23 (cm^2)$$

$$\text{Kiểm tra tỉ số cốt thép: } \mu = \frac{F_a}{b \cdot h_0} \cdot 100\% = \frac{18,23}{25 \cdot 58} \cdot 100\% = 1,38\% > \mu_{\min} = 0,05\%$$

Chọn $3\Phi 25 + 2\Phi 22$, có $F_a = 22,33$ (cm²)

- **Tại nhịp CD:** $M = 15952 \text{ (Kgm)}$

-Tính theo tiết diện chữ T

h_c : Chiều cao của cánh, lấy bằng chiều dày của bản $h_c = 10 \text{ (cm)}$

-Một nửa khoảng cách thông thủy giữa các sườn dọc:

$$1/2 \times (4,2 - 0,25) = 1,85 \text{ (m)}$$

-1/6 nhịp cấu kiện: $1/6 \times 7,27 = 1,21 \text{ (m)}$

$$\Rightarrow b_c = b + 2c_1 = 25 + 2 \times 121 = 267 \text{ (cm)}$$

$$\text{Chọn } a = 5 \text{ (cm)} \Rightarrow h_0 = h - a = 65 - 5 = 60 \text{ (cm)}$$

$$M_c = R_n \cdot b_c \cdot h_c \cdot (h_0 - 0,5 \cdot h_c) = 90 \cdot 267 \cdot 10 \cdot (60 - 0,5 \cdot 10)$$

$$\Rightarrow M_c = 12015000 \text{ (Kgcm)} = 120450 \text{ (Kgm)} > M = 23650 \text{ (Kgm)}$$

$\Rightarrow$ Trục trung hòa đi qua cánh

$$\Rightarrow A = \frac{M}{R_n \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{1595200}{90 \cdot 267 \cdot 60^2} = 0,023 < A_0 = 0,428 \Rightarrow \gamma = 0,5(1 + \sqrt{1 - 2A}) = 0,98$$

$$\text{Diện tích cốt thép : } F_a = \frac{M}{R_a \cdot \gamma \cdot h_0} = \frac{1595200}{2600 \cdot 0,98 \cdot 60} = 12,4 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{Kiểm tra tỉ số cốt thép: } \mu = \frac{F_a}{b \cdot h_0} \cdot 100\% = \frac{12,4}{25 \cdot 60} \cdot 100\% = 0,9\% > \mu_{\min} = 0,05\%$$

Chọn $2\Phi 25 + 2\Phi 22$, có $F_a = 17,42 \text{ (cm}^2\text{)}$

b. Tính toán cốt đai:

Điều kiện hạn chế về lực cắt :

$$Q \leq 0,35 k_0 \cdot R_n \cdot b \cdot h_0 = 0,35 \times 90 \times 25 \times 60 = 40500 \text{ (Kg)}$$

$$\Rightarrow Q_{\max} = 16722 \text{ (Kg)} < 40500 \text{ (Kg)} \Rightarrow \text{thỏa mãn điều kiện hạn chế}$$

$$\text{Kiểm tra điều kiện đặt cốt đai : } Q \leq 0,6 R_k \cdot b \cdot h_0$$

$$Q_{\max} = 16722 \text{ (Kg)} > 0,6 \times 7,5 \times 25 \times 60 = 6750 \text{ (Kg)} \Rightarrow \text{tính cốt đai}$$

$$\text{Lực cắt cốt đai phải chịu : } q_d = \frac{Q^2}{8 \cdot R_k \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{16722^2}{8 \cdot 7,5 \cdot 25 \cdot 60^2} = 51,78 \text{ (KG/cm)}$$

Chọn cốt đai $\varnothing 8$ có $f_d = 0,503 \text{ (cm}^2\text{)}$, số nhánh $n = 2$

$$U_{tt} = \frac{R_{ad} \cdot n \cdot f_d}{q_d} = \frac{1600 \cdot 2.0,503}{51,78} = 31 \text{ (cm)}; U_{\max} = \frac{1,5 \cdot R_k \cdot b \cdot h_0^2}{Q} = \frac{1,5 \cdot 7,5 \cdot 25 \cdot 60^2}{16722} = 60 \text{ (cm)}$$

$$\text{Khoảng cách cấu tạo : } h \geq 45 \text{ (cm)} \Rightarrow U_{ct} \begin{cases} \leq \frac{1}{3}h = \frac{1}{3}65 = 21 \text{ (cm)} \\ \leq 30 \text{ (cm)} \end{cases}$$

* Từ $U_{tt}, U_{\max}, U_{ct}$ ta đặt cốt thép đai trong đoạn $\frac{1}{4}l$ đầu dầm là $\varnothing 8$ a200

giữa dầm $\varnothing 8$ a200

c. Tính toán cốt treo:

$$\text{T-ơng tự tầng 1,2,3.Ta có : } F_{tr} = \frac{11014}{2000} = 5,5 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{Số cốt treo cần thiết } m = \frac{F_{tr}}{n \cdot f_d} = \frac{5,5}{2.0,503} = 5,47 \text{ cái}$$

Cốt treo đ-ợc đặt 2 bên đầu dầm phụ trong đoạn $S_{tr} = b_{dp} + 2h_1$

$$\Rightarrow S_{tr} = 25 + 2 \times 15 = 55 \text{ (cm)}$$

$$\Rightarrow \text{Bố trí mỗi bên 3 cốt đai treo trong đoạn } h_1 = 15 \text{ (cm)} ; a = 5 \text{ (cm)}$$

II. DẦM NHỊP GIỮA :

1.Dầm tầng 1, 2, 3 :

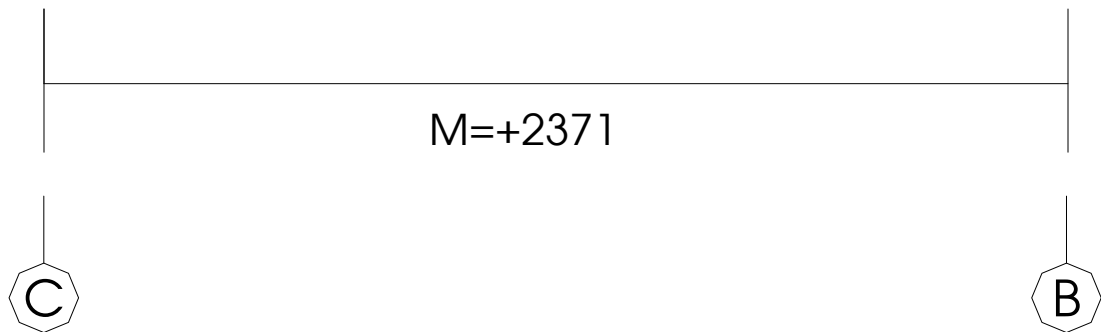
Tiết diện dầm : $b \times h = 300 \times 500$

Từ bảng tổ hợp nội lực chọn ra các giá trị nội lực lớn nhất để tính toán :

Tại gối C : $M = -6868 \text{ (Kgm)}$

Tại nhịp CB: $M = 2371 \text{ (Kgm)}$

$$M = -6868$$



a. Tính toán cho gối B và C (momen âm)::

- Tại gối : M = -6868 (Kgm)

Giả thiết $a = 7$ (cm) $\Rightarrow h_0 = 50 - 7 = 43$ (cm)

$$A = \frac{M}{R_n \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{493200}{90 \cdot 30 \cdot 43^2} = 0,19 < A_0 = 0,428 \Rightarrow \gamma = 0,5 (1 + \sqrt{1 - 2A}) = 0,89$$

$$\text{Diện tích cốt thép : } F_a = \frac{M}{R_a \cdot \gamma \cdot h_0} = \frac{686800}{2600 \cdot 0,89 \cdot 43} = 14,5 (cm^2)$$

$$\text{Kiểm tra tỉ số cốt thép: } \mu = \frac{F_a}{b \cdot h_0} \cdot 100\% = \frac{14,5}{30 \cdot 43} \cdot 100\% = 1,21\% > \mu_{\min} = 0,05\%$$

Chọn $3\Phi 25 + 2\Phi 22$, có $F_a = 22,33$ (cm²)

- Tại nhịp : M = 2371 (Kgm)

$$c_1 = \min \begin{cases} 1/2 \times (4 - 0,3) = 1,85 \text{ (m)} \\ 1/6 \times 3,6 = 0,5 \text{ (m)} \end{cases} \Rightarrow c_1 = 0,6 \text{ (m)}$$

$$\Rightarrow b_c = b + 2 c_1 = 30 + 2 \times 60 = 150 \text{ (cm)}$$

Chọn $a = 5$ (cm) $\Rightarrow h_0 = h - a = 50 - 5 = 45$ (cm)

$$M_c = R_n \times b_c \times h_c \times (h_0 - 0,5 \times h_c) = 90 \times 150 \times 10 \times (45 - 0,5 \times 10) = 5400000 \text{ (Kgcm)}$$

$$\Rightarrow M_c = 540000 \text{ (Kgm)} > M = 2371 \text{ (Kgm)} \Rightarrow \text{Trục trung hòa đi qua cánh}$$

$$\Rightarrow A = \frac{M}{R_n \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{540000}{90 \cdot 150 \cdot 45^2} = 0,02 \Rightarrow \gamma = 0,5(1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,02}) = 0,98$$

$$\text{Diện tích cốt thép : } F_a = \frac{M}{R_a \cdot \gamma \cdot h_0} = \frac{540000}{2600 \cdot 0,98 \cdot 45} = 4,7 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Chọn 2Φ18, có $F_a = 5,09 \text{ (cm}^2\text{)}$

b. Tính toán cốt đai:

Điều kiện hạn chế về lực cắt :

$$Q \leq k_0 \cdot R_n \cdot b \cdot h_0 = 0,30 \times 90 \times 30 \times 43 = 34830 \text{ (Kg)}$$

$$\Rightarrow Q_{\max} = 4932 \text{ (Kg)} < 34830 \text{ (Kg)} \Rightarrow \text{thỏa mãn điều kiện hạn chế}$$

Kiểm tra điều kiện đặt cốt đai : $Q \leq 0,6 R_k \cdot b \cdot h_0$

$Q_{\max} = 4932 \text{ (Kg)} < 0,6 \times 7,5 \times 30 \times 43 = 5805 \text{ (Kg)} \Rightarrow$ Đặt cốt đai chịu cắt theo điều kiện cấu tạo:

$$\text{Lực cắt cốt đai phải chịu : } q_d = \frac{Q^2}{8 \cdot R_k \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{4932^2}{8 \cdot 7,5 \cdot 30 \cdot 43^2} = 22,53 \text{ (Kg/cm)}$$

Chọn cốt đai Ø8 có $f_d = 0,503 \text{ (cm}^2\text{)}$, số nhánh $n = 2$

$$\Rightarrow U_{tt} = \frac{R_{ad} \cdot n \cdot f_d}{q_d} = \frac{1600 \cdot 2 \cdot 0,503}{22,53} = 71,44 \text{ (cm)}$$

$$\Rightarrow U_{\max} = \frac{1,5 \cdot R_k \cdot b \cdot h_0^2}{Q} = \frac{1,5 \cdot 7,5 \cdot 30 \cdot 43^2}{8660} = 72 \text{ (cm)}$$

$$\text{Khoảng cách cấu tạo : } h \geq 45 \text{ (cm)} \Rightarrow U_{ct} \begin{cases} \leq \frac{1}{3} h = \frac{1}{3} 50 = 16,67 \text{ (cm)} \\ \leq 30 \text{ (cm)} \end{cases}$$

* Từ $U_{tt}, U_{\max}, U_{ct}$ ta đặt cốt thép đai trong dầm là Ø8 a150

2. Dầm tầng 4, 5, 6:

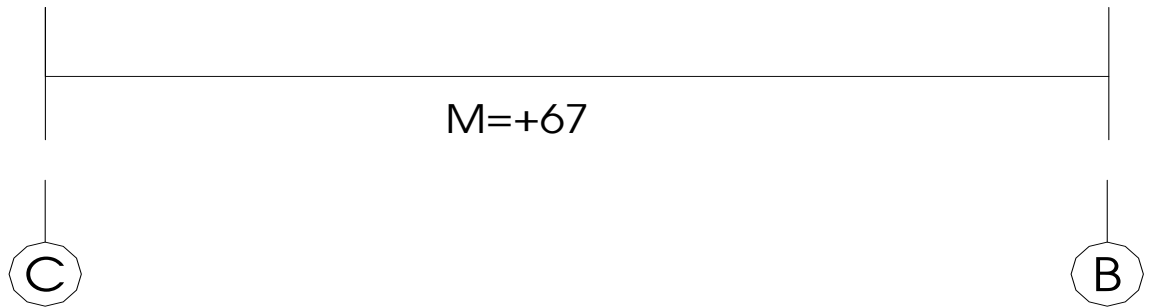
Tiết diện dầm : $b \times h = 250 \times 400$

Từ bảng tổ hợp nội lực chọn ra các giá trị nội lực lớn nhất để tính toán :

Tại gối : $M = -4344 \text{ (Kgm)}$

Tại nhịp CB: $M_{\max} = 67 \text{ (Kgm)}$

$M = -4344$



a. Tính toán cho gối A và B (momen âm)::

- Tại gối : $M = -4344 \text{ (Kgm)}$

Giả thiết $a = 7 \text{ (cm)} \Rightarrow h_0 = 40 - 7 = 33 \text{ (cm)}$

$$A = \frac{M}{R_n \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{434400}{90 \cdot 25 \cdot 33^2} = 0,41 < A_0 = 0,428$$

$$\Rightarrow \gamma = 0,5 (1 + \sqrt{1 - 2A}) = 0,7$$

$$\text{Diện tích cốt thép : } F_a = \frac{M}{R_a \cdot \gamma \cdot h_0} = \frac{434400}{2600 \cdot 0,7 \cdot 33} = 15,15 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{Kiểm tra tỉ số cốt thép: } \mu = \frac{F_a}{b \cdot h_0} \cdot 100\% = \frac{15,15}{25 \cdot 33} \cdot 100\% = 2\% > \mu_{\min} = 0,05\%$$

Chọn $3\Phi 25 + 2\Phi 22$, có $F_a = 22,33 \text{ (cm}^2\text{)}$

b. Tính toán cốt đai:

Điều kiện hạn chế về lực cắt :

$$Q \leq k_0 \cdot R_n \cdot b \cdot h_0 = 0,30 \times 90 \times 25 \times 33 = 25987 \text{ (Kg)}$$

$$\Rightarrow Q_{\max} = 4344 \text{ (Kg)} < 25987 \text{ (Kg)} \Rightarrow \text{thỏa mãn điều kiện hạn chế}$$

Kiểm tra điều kiện đặt cốt đai : $Q \leq 0,6 R_k \cdot b \cdot h_0$

$$Q_{\max} = 4344 \text{ (Kg)} > 0,6 \times 7,5 \times 25 \times 33 = 3712,5 \text{ (Kg)} \Rightarrow \text{tính cốt đai}$$

$$\text{Lực cắt cốt đai phải chịu : } q_d = \frac{Q^2}{8.R_k.b.h_0^2} = \frac{4344^2}{8.7.5.25.33^2} = 31,56 \text{ (Kg/cm)}$$

Chọn cốt đai $\varnothing 8$ có $f_d = 0,503 \text{ (cm}^2\text{)}$, số nhánh $n = 2$

$$\Rightarrow U_{tt} = \frac{R_{ad}.n.f_d}{q_d} = \frac{1600.2.0,503}{31,56} = 51 \text{ (cm)}$$

$$\Rightarrow U_{\max} = \frac{1,5.R_k.b.h_0^2}{Q} = \frac{1,5.7.5.25.33^2}{4344} = 42,7 \text{ (cm)}$$

$$\text{Khoảng cách cấu tạo : } h \geq 45 \text{ (cm)} \Rightarrow U_{ct} \begin{cases} \leq \frac{1}{3}h = \frac{1}{3}40 = 13,33 \text{ (cm)} \\ \leq 30 \text{ (cm)} \end{cases}$$

* Từ $U_{tt}, U_{\max}, U_{ct}$ ta đặt cốt thép đai trong dầm là $\varnothing 8$ a130

III. Dầm công xon:

1. Dầm nhịp 1,5 (m): 300 x 400

+ Tính thép chịu mômen âm:

Từ bảng tổ hợp nội lực ta có: $M = -5536 \text{ (Kgm)}$

Giả thiết $a = 4 \text{ (cm)} \Rightarrow h_0 = 40 - 4 = 36 \text{ (cm)}$

$$A = \frac{M}{R_n.b.h_0^2} = \frac{553600}{90.30.36^2} = 0,2 < A_0 = 0,428 \Rightarrow \gamma = 0,5. (1 + \sqrt{1 - 2A}) = 0,887$$

$$\Rightarrow F_a = \frac{M}{R_a.\gamma.h_0} = \frac{553600}{2600.0,887.36} = 6,63 \text{ (cm}^2\text{)} \Rightarrow \mu = \frac{6,63}{30.36}.100 = 0,62\%$$

Vì nhịp dầm nhỏ, nên để dễ cho thi công ta kéo thép chịu mômen âm từ dầm nhịp biên sang. Lúc đó thép chịu mômen âm của dầm công xon là:

$$3\Phi 25 + 2\Phi 22 \text{ có } F_a = 22,33 \text{ (cm}^2\text{)}$$

+ Tính cốt thép chịu mômen d- ơng:

Vì dầm có nhịp ngắn nên ta đặt theo cấu tạo: $2\Phi 14$ kéo luôn cốt thép giá từ dầm nhịp biên vào. Cốt đai chọn $\Phi 8$ a 200

2. Dầm nhịp 1,5 (m): 250 x 350

+ Tính thép chịu mômen âm:

Từ hình bao mômen ta có: $M = - 5184 \text{ (Kgm)}$

Giả thiết $a = 4 \text{ (cm)} \Rightarrow h_0 = 35 - 4 = 31 \text{ (cm)}$

$$A = \frac{M}{R_n \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{518400}{90.30.31^2} = 0,2 < A_0 = 0,428 \Rightarrow \gamma = 0,5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2A}) = 0,88$$

$$F_a = \frac{M}{R_a \cdot \gamma \cdot h_0} = \frac{518400}{2600.0,88.31} = 7,09 \text{ (cm}^2\text{)} \Rightarrow \mu = \frac{7,09}{30.31} \cdot 100 = 0,76\%$$

Vì nhịp dầm nhỏ, nên để dễ cho thi công ta kéo thép chịu mômen âm từ dầm nhịp biên sang. Lúc đó thép chịu mômen âm của dầm công xon là: $3\Phi 25 + 2\Phi 22$ có $F_a = 22,33 \text{ (cm}^2\text{)}$

+ Tính cốt thép chịu mômen d- ơng:

Vì dầm có nhịp ngắn nên ta đặt theo cấu tạo: $2\Phi 14$ kéo luôn cốt thép giá từ dầm biên vào. Cốt đai chọn $\Phi 8$ a 200

THIẾT KẾ CỘT

I. Số liệu tính toán:

Theo quy phạm thì tỷ số $l_0/h > 8$ thì trong khi tính toán cốt thép dọc của cột phải kể đến ảnh hưởng uốn dọc của cột.

Trong đó : h : Chiều cao của tiết diện cột ; H_t : Chiều cao của tầng nhà.

l_0 : Chiều dài tính toán của cột (cột của khung cả 2 đầu ngàm $l_0 = 0,7 H_t$)

Tầng	Cột giữa				Cột biên			
	$H_t \text{ (m)}$	$l_0 \text{ (m)}$	$h \text{ (m)}$	l_0/h	$H_t \text{ (m)}$	$l_0 \text{ (m)}$	$h \text{ (m)}$	l_0/h

1	3,0	2,94	0,55	5,88	3,0	2,94	0,55	5,88
2	3,6	2,52	0,55	4,58	3,6	2,52	0,55	4,58
3	3,6	2,52	0,55	4,58	3,6	2,52	0,55	4,58
4	3,6	2,52	0,45	5,60	3,6	2,52	0,45	5,60
5	3,6	2,52	0,45	5,60	3,6	2,52	0,45	5,60
6	4,2	2,94	0,45	6,53	4,2	2,94	0,45	6,53

Tỷ số l_0/h của tất cả các cột trên tất cả các tầng đều nhỏ hơn 8. Nh- vậy trong tính toán ta có thể bỏ qua ảnh h- ớng của uốn dọc. Lấy $\eta=1$

II . Tính cột trục D:

1/ Cột 1 tầng 1:

Tiết diện cột : $b \times h = 300 \times 550$

Bê tông mác 200 : $R_n = 90 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$ $R_k = 7,5 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$

Cốt thép CII : $R_a = R'_a = 2600 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$

Dựa theo bảng tổ hợp nội lực ta lấy nội lực của phân tử 3 để tính toán và bố trí thép các cột còn lại. Các cặp nội lực chọn đ- ợc là:

Nội lực	$ M _{\max}$	$N_{\max}$	M,N lớn
M (Kgm)	10106	7540	9917
N (Kg)	141517	150960	149277

a. Tính với cặp nội lực 1: $M = 10106 \text{ (Kgm)}$, $N = 14517 \text{ (Kg)}$

Giả thiết $a = 4 \text{ (cm)} \Rightarrow h_0 = 55 - 4 = 51 \text{ (cm)}$

$l_0=2,94$

Độ lệch tâm ngẫu nhiên

$$e'_0 = \max \left\{ \begin{matrix} (1/600).H \\ (1/30)hc \end{matrix} \right. = \max \left\{ \begin{matrix} (1/600).420 = 0,7 \text{ (cm)} \\ (1/30).55 = 1,83 \text{ (cm)} \end{matrix} \right. \Rightarrow e'_0 = 1,83 \text{ (cm)}$$

Độ lệch tâm tính toán: $e_0 = M / N + e'_0 = 1010600 / 141517 + 1,83 = 8,97 \text{ (cm)}$

Chiều cao vùng nén của tiết diện:

$$x = \frac{N}{R_n \cdot b} = \frac{141517}{90.30} = 52,4(cm) > \alpha_0 \cdot h_0 = 0,62.51 = 31,62(cm) : \text{nén lệch tâm bé.}$$

$$\text{Do } \eta \cdot e_0 = 8,97(cm) < 0,2 \cdot h_0 = 0,2.51 = 10,2(cm)$$

$$\Rightarrow x = h - (1,8 + \frac{0,5 \cdot h}{h_0} - 1,4 \alpha_0) \cdot \eta \cdot e_0 = 55 - (1,8 + \frac{0,5 \cdot 55}{51} - 1,4 \cdot 0,62) \cdot 8,97 = 41,8(cm)$$

Khoảng cách từ điểm đặt lực dọc lệch tâm đến trọng tâm của cốt thép chịu kéo

$$F_a \text{ là: } e = \eta \cdot e_0 + 0,5 \cdot h - a = 1.8,97 + 0,5.55 - 4 = 32,47(cm)$$

$$\text{Diện tích tiết diện cốt thép là: } F_a = F'_a = \frac{N \cdot e - R_n \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x)}{R'_a \cdot (h_0 - a')}$$

$$\Rightarrow F_a = F'_a = \frac{141517 \cdot 32,47 - 90.30 \cdot 41,8 \cdot (51 - 0,5 \cdot 41,8)}{2600 \cdot (51 - 4)} = 9,8(cm^2)$$

b. Tính với cặp nội lực 2: M = 7540 (Kgm), N = 150960 (Kg)

$$\text{Độ lệch tâm ngẫu nhiên: } e'_0 = 1,83(cm)$$

$$\text{Độ lệch tâm tính toán: } e_0 = M / N + e'_0 = 754000 / 150960 + 1,83 = 6,82(cm)$$

$$x = \frac{N}{R_n \cdot b} = \frac{150960}{90.30} = 56(cm) > \alpha_0 \cdot h_0 = 0,62.51 = 31,62(cm) : \text{nén lệch tâm bé.}$$

$$\eta \cdot e_0 = 6,82(cm) < 0,2 \cdot h_0 = 0,2.51 = 10,2(cm)$$

$$\Rightarrow x = h - (1,8 + \frac{0,5 \cdot h}{h_0} - 1,4 \alpha_0) \cdot \eta \cdot e_0 = 55 - (1,8 + \frac{0,5 \cdot 55}{51} - 1,4 \cdot 0,62) \cdot 6,82 = 44,96(cm)$$

$$e = \eta \cdot e_0 + 0,5 \cdot h - a = 1.6,82 + 0,5.55 - 4 = 30,32(cm)$$

$$\text{Diện tích tiết diện cốt thép là: } F_a = F'_a = \frac{N \cdot e - R_n \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x)}{R'_a \cdot (h_0 - a')}$$

$$\Rightarrow F_a = F'_a = \frac{150960 \cdot 30,32 - 90.30 \cdot 44,96 \cdot (51 - 0,5 \cdot 44,96)}{2600 \cdot (51 - 4)} = 9,13(cm^2)$$

c. Tính với cặp nội lực 3: M = 9917 (Kgm), N = 149277 (Kg)

T- ơng tự ta có:

$$e'_0 = 1,83(cm)$$

$$e_0 = M / N + e'_0 = 991700 / 149277 + 1,83 = 8,5(cm)$$

$$x = \frac{N}{R_n \cdot b} = \frac{149277}{90.30} = 55,28cm > \alpha_0 \cdot h_0 = 0,62.51 = 31,62(cm)$$

$$\eta \cdot e_0 = 8,5cm < 0,2 \cdot h_0 = 0,2.51 = 10,2cm$$

$$\Rightarrow x = h - (1,8 + \frac{0,5 \cdot h}{h_0} - 1,4\alpha_0) \cdot \eta \cdot e_0 = 55 - (1,8 + \frac{0,5.55}{51} - 1,4.0,62) \cdot 8,5 = 42,5(cm)$$

$$e = \eta \cdot e_0 + 0,5 \cdot h - a = 1.8,5 + 0,5.55 - 4 = 32(cm)$$

$$F_a = F'_a = \frac{N \cdot e - R_n \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x)}{R'_a \cdot (h_0 - a')} = \frac{149277.32 - 90.30.42,5 \cdot (51 - 0,5.42,5)}{2600 \cdot (51 - 4)} = 12,15(cm^2)$$

Nh- vậy, với 3 cặp nội lực trên, sau khi tính toán thì cặp thứ 2 có trị số F_a & F'_a lớn nhất, $F_a = F'_a = 12,15 (cm^2)$. Ta dùng trị số này để bố trí thép cho toàn bộ cột còn lại.

Kiểm tra hàm l- ượng cốt thép: $\mu\% = \frac{F_t}{b \cdot h_0} = \frac{2.12,15}{30.51} = 1,761\% > \mu_{min} = 0,05\%$

Chọn 2 ϕ 25 + 1 ϕ 22 có $F_a = 13,62 (cm^2)$

2/ Cột tầng 4:

Tiết diện cột : b x h = 250 x 450

Bê tông mác 200 : $R_n = 90 (Kg/cm^2)$; $R_k = 7,5 (Kg/cm^2)$

Cốt thép CII : $R_a = R'_a = 2600 (Kg/cm^2)$

Dựa theo bảng tổ hợp nội lực ta lấy nội lực của phân tử 19 để tính toán và bố trí thép các cột còn lại. Các cặp nội lực chọn đ- ợc là:

Nội lực	$ M _{max}$	N_{max}	M,N lớn
M (Kgm)	9213	8766	9179
N (Kg)	62150	69595	68582

a. Tính với cặp nội lực 1: M = 9213 (Kgm), N = 62150 (Kg)

Giả thiết a = 4 (cm) $\Rightarrow h_0 = 45 - 4 = 41 (cm)$

Độ lệch tâm ngẫu nhiên

$$e'_0 = \max \left\{ \begin{matrix} (1/600) \cdot H \\ (1/30) \cdot h_c \end{matrix} \right\} = \max \left\{ \begin{matrix} (1/600) \cdot 360 = 0,6(cm) \\ (1/30) \cdot 45 = 1,5(cm) \end{matrix} \right\} \Rightarrow e'_0 = 1,5(cm)$$

Độ lệch tâm tính toán: $e_0 = M / N + e'_0 = 921300 / 62150 + 1,5 = 16,3(cm)$

Chiều cao vùng nén của tiết diện:

$$x = \frac{N}{R_n \cdot b} = \frac{62150}{90.25} = 27,6(cm) > \alpha_0 \cdot h_0 = 0,62.41 = 25,42(cm)$$

Độ lệch tâm giới hạn :

$$e_{ogh} = 0,4.(1,25.h - \alpha_0.h_0) = 0,4(1,25.45 - 0,62.41) = 12,33(cm) < e_0 = 16,3(cm)$$

$$\Rightarrow x = \alpha_0 \cdot h_0 = 25,42 (cm)$$

Khoảng cách từ điểm đặt lực dọc lệch tâm đến trọng tâm của cốt thép chịu kéo

$$F_a \text{ là: } e = \eta \cdot e_0 + 0,5.h - a = 1.16,3 + 0,5.45 - 4 = 34,8(cm)$$

$$\text{Diện tích tiết diện cốt thép là: } F_a = F'_a = \frac{N \cdot e - R_n \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x)}{R'_a \cdot (h_0 - a')}$$

$$\Rightarrow F_a = F'_a = \frac{62150 \cdot 34,8 - 90.25.25,42(41 - 0,5.25,42)}{2600.(41 - 4)} = 5,7(cm^2)$$

b. Tính với cặp nội lực 2: M = 8766 (Kgm), N = 69595 (Kg)

Độ lệch tâm ngẫu nhiên

$$e'_0 = \max \left\{ \frac{(1/600) \cdot H}{(1/30)hc} \right\} = \max \left\{ \frac{(1/600).360}{(1/30).45} \right\} = \max \left\{ \frac{0,6(cm)}{1,5(cm)} \right\} \Rightarrow e'_0 = 1,5(cm)$$

Độ lệch tâm tính toán: $e_0 = M / N + e'_0 = 876600 / 69595 + 1,5 = 14,09(cm)$

Chiều cao vùng nén của tiết diện:

$$x = \frac{N}{R_n \cdot b} = \frac{69595}{90.25} = 30,9(cm) > \alpha_0 \cdot h_0 = 0,62.41 = 25,42(cm)$$

$$\eta \cdot e_0 = 1.14,09 = 14,09(cm) > 0,2ho = 0,2.41 = 8,2(cm)$$

Độ lệch tâm giới hạn :

$$e_{ogh} = 0,4.(1,25.h - \alpha_0.h_0) = 0,4(1,25.45 - 0,62.41) = 12,33(cm) < \eta \cdot e_0 = 14,09(cm)$$

$$\Rightarrow x = \alpha_0 \cdot h_0 = 25,42 (cm)$$

Khoảng cách từ điểm đặt lực dọc lệch tâm đến trọng tâm của cốt thép chịu kéo

F_a là:

$$e = \eta \cdot e_0 + 0,5.h - a = 14,09 + 0,5.45 - 4 = 32,6(cm)$$

Diện tích tiết diện cốt thép là: $F_a = F'_a = \frac{N.e - R_n.b.x.(h_0 - 0,5.x)}{R'_a.(h_0 - a')}$

$$\Rightarrow F_a = F'_a = \frac{69595.32,6 - 90.25.25,42(41 - 0,5.25,42)}{2600.(41 - 4)} = 6,7(\text{cm}^2)$$

c. Tính với cặp nội lực 3: M = 9179 (Kgm), N = 68582 (Kg)

T-ơng tự ta có:

$$e'_0 = \max \left\{ \begin{matrix} (1/600).H \\ (1/30)h_c \end{matrix} \right\} = \max \left\{ \begin{matrix} (1/600).360 = 0,6(\text{cm}) \\ (1/30).45 = 1,5(\text{cm}) \end{matrix} \right\} \Rightarrow e'_0 = 1,5(\text{cm})$$

$$e_0 = M / N + e'_0 = 917900 / 68582 + 1,5 = 14,9(\text{cm})$$

$$x = \frac{N}{R_n.b} = \frac{68582}{90.25} = 30,4(\text{cm}) > \alpha_0.h_0 = 0,62.41 = 25,42(\text{cm})$$

$$\eta.e_0 = 1.14,9 = 14,9(\text{cm}) > 0,2h_0 = 0,2.41 = 8,2(\text{cm})$$

$$e_{ogh} = 0,4.(1,25.h - \alpha_0.h_0) = 0,4(1,25.45 - 0,62.41) = 12,33(\text{cm}) < \eta.e_0 = 14,9(\text{cm})$$

$$\Rightarrow x = \alpha_0.h_0 = 25,42 (\text{cm})$$

$$\Rightarrow e = \eta.e_0 + 0,5.h - a = 14,9 + 0,5.45 - 4 = 33,4(\text{cm})$$

$$F_a = F'_a = \frac{68582.33,4 - 90.25.25,42(41 - 0,5.25,42)}{2600.(41 - 4)} = 7(\text{cm}^2)$$

Sau khi tính toán thì cặp nội lực thứ 3 có trị số F_a & F'_a lớn nhất, $F_a = F'_a = 7,0(\text{cm}^2)$. Dùng trị số này để bố trí thép cho toàn bộ còn lại.

Chọn 2 ϕ 20 + 1 ϕ 18 có $F_a = 8,825 (\text{cm}^2)$

II . Tính cột giữa B-C :

1/ Cột tầng 1, 2 và 3:

Tiết diện cột : b x h = 300 x 550

Bê tông mác 200 : $R_n = 90 (\text{Kg}/\text{cm}^2)$; $R_k = 7,5 (\text{Kg}/\text{cm}^2)$

Cốt thép CII : $R_a = R'_a = 2600 (\text{Kg}/\text{cm}^2)$

Dựa theo bảng tổ hợp nội lực ta lấy nội lực của phần tử 1 để tính toán và bố trí thép các cột còn lại. Các cặp nội lực chọn đ-ợc là:

Nội lực	$ M _{\max}$	$N_{\max}$	M,N lớn
M (Kgm)	9984	8847	7666

N (Kg)	155070	128802	130534
---------	--------	--------	--------

a. Tính với cặp nội lực 1: M = 9984 (Kgm), N = 155070 (Kg)

Giả thiết $a = 4 \text{ (cm)} \Rightarrow h_0 = 55 - 4 = 51 \text{ (cm)}$

Độ lệch tâm ngẫu nhiên

$$e'_0 = \max \left\{ \frac{(1/600).H}{(1/30)hc} = \max \left\{ \frac{(1/600).360 = 0,6(cm)}{(1/30).55 = 1,83(cm)} \Rightarrow e'_0 = 1,83(cm) \right. \right.$$

Độ lệch tâm tính toán: $e_0 = M / N + e'_0 = 998400 / 155070 + 1,83 = 8,42(cm)$

Chiều cao vùng nén của tiết diện:

$$x = \frac{N}{R_n.b} = \frac{155070}{90.30} = 57,5(cm) > \alpha_0.h_0 = 0,62.51 = 31,62(cm)$$

$$\eta.e_0 = 1,8,42 = 8,42(cm) < 0,2h_0 = 0,2.51 = 10,2(cm)$$

$$x = h - (1,8 + \frac{0,5.h}{h_0} - 1,4\alpha_0).\eta.e_0 = 55 - (1,8 + \frac{0,5.55}{51} - 1,4.0,62).8,42 = 42,6(cm)$$

Khoảng cách từ điểm đặt lực dọc lệch tâm đến trọng tâm của cốt thép chịu kéo

$$F_a \text{ là: } e = \eta.e_0 + 0,5.h - a = 8,42 + 0,5.55 - 4 = 31,92(cm)$$

$$\text{Diện tích tiết diện cốt thép là: } F_a = F'_a = \frac{N.e - R_n.b.x.(h_0 - 0,5.x)}{R'_a.(h_0 - a')}$$

$$\Rightarrow F_a = F'_a = \frac{155070.31,92 - 90.30.42,6(51 - 0,5.42,6)}{2600.(51 - 4)} = 12,5(cm^2)$$

b. Tính với cặp nội lực 2: M = 8847 (Kgm), N = 128802 (Kg)

T-ơng tự ta có: $e'_0 = 1,83(cm)$

$$e_0 = M / N + e'_0 = 884700 / 128802 + 1,83 = 8,7(cm)$$

$$x = \frac{N}{R_n.b} = \frac{128802}{90.30} = 47,74(cm) > \alpha_0.h_0 = 0,62.51 = 31,62(cm)$$

$$e = \eta.e_0 + 0,5.h - a = 1,8,7 + 0,5.55 - 4 = 32,2(cm)$$

$$\text{Do } \eta.e_0 = 8,7(cm) < 0,2.h_0 = 0,2.51 = 10,2(cm)$$

$$\Rightarrow x = h - (1,8 + \frac{0,5.h}{h_0} - 1,4\alpha_0).\eta.e_0 = 55 - (1,8 + \frac{0,5.55}{51} - 1,4.0,62).8,7 = 42,2(cm)$$

$$F_a = F'_a = \frac{128802.32,2 - 90.30.42,2.(51 - 0,5.42,2)}{2600.(51 - 4)} = 6,06(\text{cm}^2)$$

c. Tính với cặp nội lực 3: M = 7666 (Kgm), N = 130534 (Kg)

T-ơng tự ta có: $e'_0 = 1,83(\text{cm})$

$$e_0 = M / N + e'_0 = 766600 / 130534 + 1,83 = 7,7(\text{cm})$$

$$x = \frac{N}{R_n \cdot b} = \frac{130534}{90.30} = 48,3(\text{cm}) > \alpha_0 \cdot h_0 = 0,62.51 = 31,62(\text{cm})$$

$$e = \eta \cdot e_0 + 0,5 \cdot h - a = 1.7,7 + 0,5.55 - 4 = 31,2(\text{cm})$$

$$\text{Do } \eta \cdot e_0 = 7,7(\text{cm}) < 0,2 \cdot h_0 = 0,2.51 = 10,2(\text{cm})$$

$$\Rightarrow x = h - (1,8 + \frac{0,5 \cdot h}{h_0} - 1,4 \alpha_0) \cdot \eta \cdot e_0 = 55 - (1,8 + \frac{0,5.55}{51} - 1,4.0,62) \cdot 7,7 = 43,7(\text{cm})$$

$$F_a = F'_a = \frac{130534.31,2 - 90.30.43,7.(51 - 0,5.43,7)}{2600.(51 - 4)} = 5,2(\text{cm}^2)$$

Sau khi tính toán thì cặp thứ ba có trị số F_a & F'_a lớn nhất, $F_a = F'_a = 12,5(\text{cm}^2)$.

Ta dùng trị số này để bố trí thép cho toàn bộ cột biên từ tầng 1 tới tầng 3.

Chọn $2\phi 25 + 1\phi 22$ có $F_a = 13,62(\text{cm}^2)$

2/ Cột tầng 4, 5 và 6:

Tiết diện cột : $b \times h = 250 \times 450$

Bê tông mác 200 : $R_n = 90(\text{Kg/cm}^2)$; $R_k = 7,5(\text{Kg/cm}^2)$

Cốt thép CII : $R_a = R'_a = 2600(\text{Kg/cm}^2)$

Dựa theo bảng tổ hợp nội lực ta lấy nội lực của phân tử 20 để tính toán và bố trí thép các cột còn lại. Các cặp nội lực chọn đ-ợc là:

Nội lực	$ M _{\max}$	$N_{\max}$	M, N lớn
M (Kgm)	8990	5895	8422
N (Kg)	71376	90415	64312

a. Tính với cặp nội lực 1: M = 8990 (Kgm), N = 71376 (Kg)

$$\text{Giả thiết } a = 4(\text{cm}) \Rightarrow h_0 = 45 - 4 = 41(\text{cm})$$

Độ lệch tâm ngẫu nhiên :

$$e_0' = \max \left\{ \frac{(1/600).H}{(1/30)hc} = \max \left\{ \frac{(1/600).360}{(1/30).45} = 0,6(cm) \Rightarrow e_0' = 1,5(cm) \right. \right.$$

Độ lệch tâm tính toán: $e_0 = M / N + e_0' = 899000 / 71376 + 1,5 = 14,1(cm)$

Chiều cao vùng nén của tiết diện:

$$x = \frac{N}{R_n.b} = \frac{71376}{90.25} = 31,7(cm) > \alpha_0.h_0 = 0,62.41 = 25,42(cm)$$

$$\eta.e_0 = 14,1(cm) > 0,2.h_0 = 0,2.41 = 8,2(cm)$$

Độ lệch tâm giới hạn :

$$e_{ogh} = 0,4.(1,25.h - \alpha_0.h_0) = 0,4(1,25.45 - 0,62.41) = 12,33(cm) < \eta.e_0 = 14,1(cm)$$

$$\Rightarrow x = \alpha_0.h_0 = 25,42 (cm)$$

Khoảng cách từ điểm đặt lực dọc lệch tâm đến trọng tâm của cốt thép chịu kéo F_a là:

$$e = \eta.e_0 + 0,5.h - a = 1.14,1 + 0,5.45 - 4 = 32,6(cm)$$

Diện tích tiết diện cốt thép là: $F_a = F_a' = \frac{N.e - R_n.b.x.(h_0 - 0,5.x)}{R_a'.(h_0 - a')}$

$$\Rightarrow F_a = F_a' = \frac{71376.32,6 - 90.25.25,42(41 - 0,5.25,42)}{2600.(41 - 4)} = 7,38(cm^2)$$

b. Tính với cặp nội lực 2: M = 5895 (Kgm), N = 90415(Kg)

T-ơng tự ta có: $e_0' = 1,5(cm)$

$$e_0 = M / N + e_0' = 589500 / 90415 + 1,5 = 8,1(cm)$$

$$x = \frac{N}{R_n.b} = \frac{90415}{90.25} = 40,2(cm) > \alpha_0.h_0 = 0,62.41 = 25,42(cm)$$

$$\eta.e_0 = 8,1(cm) < 0,2.h_0 = 0,2.41 = 8,2(cm) \Rightarrow$$

$$x = h - (1,8 + \frac{0,5.h}{h_0} - 1,4\alpha_0).\eta.e_0 = 55 - (1,8 + \frac{0,5.55}{51} - 1,4.0,62).8,1 = 43,1(cm)$$

$$e = \eta.e_0 + 0,5.h - a = 1.8,1 + 0,5.45 - 4 = 26,6(cm)$$

$$F_a = F_a' = \frac{90415.26,6 - 90.25.43,1(41 - 0,5.43,1)}{2600.(41 - 4)} = 5,34(cm^2)$$

c. Tính với cặp nội lực 3: $M = 8422 \text{ (Kgm)}$, $N = 64312 \text{ (Kg)}$

$$e'_0 = 1,5 \text{ (cm)}$$

$$e_0 = M / N + e'_0 = 842200 / 64312 + 1,5 = 14,5 \text{ (cm)}$$

$$x = \frac{N}{R_n \cdot b} = \frac{64312}{90.25} = 28,5 \text{ (cm)} > \alpha_0 \cdot h_0 = 0,62.41 = 25,42 \text{ (cm)}$$

$$e = \eta \cdot e_0 + 0,5 \cdot h - a = 1.14,5 + 0,5.45 - 4 = 33 \text{ (cm)}$$

Do $\eta \cdot e_0 = 14,5 \text{ (cm)} > 0,2 \cdot h_0 = 0,2.41 = 8,2 \text{ (cm)}$

$$e_{ogh} = 0,4 \cdot (1,25 \cdot h - \alpha_0 \cdot h_0) = 0,4(1,25.45 - 0,62.41) = 12,33 \text{ (cm)} < \eta \cdot e_0 = 14,5 \text{ (cm)}$$

$$\Rightarrow x = \alpha_0 \cdot h_0 = 0,62.41 = 25,42 \text{ (cm)}$$

$$F_a = F'_a = \frac{64312.33 - 90.25.25,42 \cdot (41 - 0,5.25,42)}{2600 \cdot (41 - 4)} = 5,24 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Nh- vậy, với 3 cặp nội lực trên, sau khi tính toán thì cặp thứ ba có trị số F_a & F'_a lớn nhất, $F_a = F'_a = 7,38 \text{ (cm}^2\text{)}$. Ta dùng trị số này để bố trí thép cho toàn bộ cột biên từ tầng 4 tới tầng 6.

Chọn $2\phi 20 + 1\phi 18$ có $F_a = 8,825 \text{ (cm}^2\text{)}$

III. Tính toán cốt thép đai cột:

Bê tông mác 200 : $R_n = 90 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$; $R_k = 7,5 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$

Cốt thép CI : $R_a = R'_a = 2000 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$

Chọn cốt thép đai cột theo qui định:

$$\varnothing_{đai} \geq \frac{1}{4} \varnothing_{đọc \max} = \frac{1}{4} \times 25 = 6,25 \text{ (mm)}$$

$$U \leq 15 \varnothing_{đọc \min} = 15 \times 18 = 270 \text{ (mm)}$$

Dựa theo bảng tổ hợp nội lực ta lấy nội lực của phần tử 3 để tính toán và bố trí thép các cột còn lại. $Q_{\max} = 5179 \text{ (Kg)}$

- Điều kiện hạn chế về lực cắt :

$$Q \leq k_0 \cdot R_n \cdot b \cdot h_0 = 0,35 \times 90 \times 30 \times 51 = 48195 \text{ (Kg)}$$

$$\Rightarrow Q_{\max} = 5179 \text{ (Kg)} < 48195 \text{ (Kg)}$$

$\Rightarrow$ thỏa mãn điều kiện hạn chế

- Kiểm tra điều kiện đặt cốt đai : $Q \leq 0,6 R_k \cdot b \cdot h_0$

$$\Rightarrow Q = 5179 \text{ (Kg)} < 0,6 \times 7,5 \times 30 \times 51 = 6885 \text{ (Kg)}$$

⇒ tính cốt đai

- Để an toàn ta lấy $Q_{\max}$ tính toán cốt đai cho toàn bộ cột

Lực cắt cốt đai phải chịu :

$$q_d = \frac{Q^2}{8.R_k.b.h_0^2} = \frac{5179^2}{8.7.5.30.51^2} = 5,8(\text{Kg/cm})$$

- Chọn cốt đai $\varnothing 8$ có $f_d = 0,503 (\text{cm}^2)$, số nhánh $n = 2$

- Khoảng cách tính toán của cốt đai :

$$U_{tt} = \frac{R_{ad}.n.f_d}{q_d} = \frac{1600.2.0,503}{5,28} = 300,87(\text{cm})$$

- Khoảng cách lớn nhất của cốt đai :

$$U_{\max} = \frac{1,5.R_k.b.h_0^2}{Q} = \frac{1,5.7.5.30.51^2}{5179} = 169,5(\text{cm})$$

- Khoảng cách cấu tạo: $h \geq 50 (\text{cm}) \Rightarrow U_{ct} \left\{ \begin{array}{l} \leq \frac{1}{3}h = \frac{1}{3}55 = 18,33 (\text{cm}) \\ \leq 30 (\text{cm}) \end{array} \right.$

- Từ $U_{tt}, U_{\max}, U_{ct}$ chọn cốt thép đai cột là $\varnothing 8$ a200

THIẾT KẾ MÓNG

I. CHỌN PH- ƠNG ÁN MÓNG:

Công trình Trụ sở giao dịch đ- ợc xây dựng tại Hải Phòng, nằm ở khu vực có mật độ xây dựng t- ơng đối dày. Mặt khác, do tải trọng tác dụng xuống móng không quá lớn nên ta sử dụng ph- ơng án ép cọc.

Ưu nh- ợc điểm của ph- ơng pháp ép cọc:

Ưu điểm :

Đối với công trình này ta sử dụng kích ép để ép cọc theo ph- ơng pháp ép tr- ớc, ph- ơng pháp này th- ờng rất êm không gây tiếng ồn và chấn động cho công trình lân cận. Cọc ép có tính kiểm tra cao, chất l- ợng của từng đoạn

ép để thử d-ới lực ép, xác định để-ợc sức chịu tải của cọc qua lực ép cuối cùng.

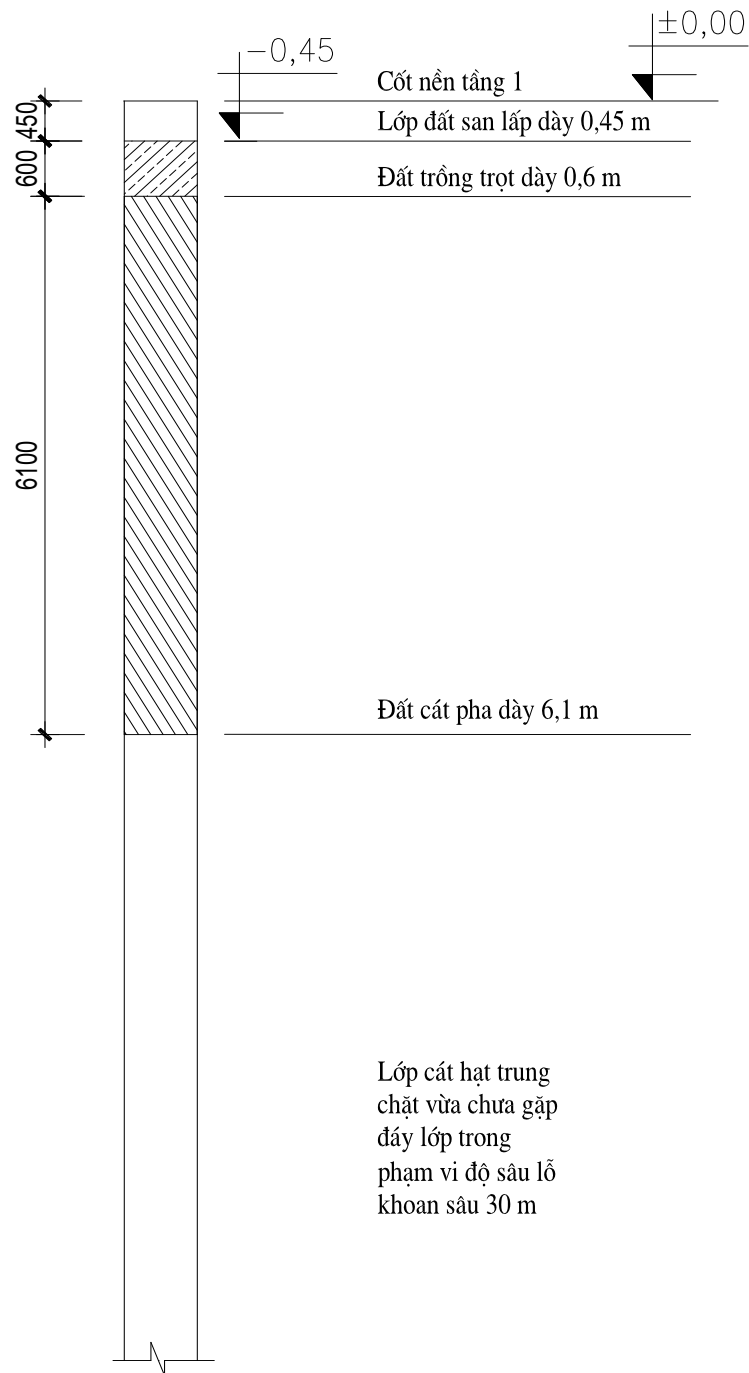
Nh- ợc điểm :

Nh- ợc điểm của ph- ơng pháp ép cọc là ảnh h- ưởng do sự phục hồi c- ồng độ của đất trong khoảng thời gian dừng ép để hàn nối đoạn cọc sau. Thời gian cần thiết để hoàn thành 1 mối nối không ít hơn 30 phút, nhiều tr- ờng hợp sau khi kết thúc mối hàn cọc sẽ không thể tiến sâu xuống nữa khi tiếp tục ép.

Do hạn chế của thiết bị nên kích th- ớc của cọc không lớn, chiều sâu cọc ép bị hạn chế và sức chịu tải nhỏ nên công nghệ ép cọc nói chung chỉ thích hợp cho các công trình vừa và nhỏ có tải trọng không lớn.

II. ĐIỀU KIỆN ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH:

1. Mặt cắt địa chất: hình vẽ 1:



- Gồm 3 lớp đất :

+ Đất trồng trọt dày 0,6 (m).

+ Lớp cát pha dày 6,1 (m), có $I_L = 0,4$

+ Cát hạt trung chặt vừa ch- a gặp đáy lớp trong phạm vi độ sâu lỗ khoan 30 (m)

2. Tính các chỉ tiêu cơ lý:

TT	Lớp đất	γ (KN/m ³)	γ_s (KN/m ³)	e_o	W (%)	W _L (%)	W _P (%)	I _L	C _{II} (KPa)	ϕ°_{II}	E (KPa)
1	Đất trồng trọt	15,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	Cát pha	18,3	27,1	0,90	38,4	46	27	0,6	18	8°	6000
3	Cát hạt trung	18,7	26,8	0,713	18,9	-	-	-	1,8	30°	20000

III. ĐÁNH GIÁ ĐIỀU KIỆN ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH:

- Lớp đất trồng trọt dày 0,6 (m) yếu không làm nền đ-ợc.
- Lớp cát pha dày 6,1 (m) có $e = 0,9 > 0,8 \Rightarrow$ đất yếu làm nền không tốt, có $E = 6000$ KPa nhỏ.
- Cát hạt trung chặt vừa có $e = 0,713 < 0,8$ và có $E = 20000$ (KPa) lớn
 $\Rightarrow$ Dùng làm nền tốt. Vậy ta chọn lớp đất này để làm chân cọc. Cọc đ-ợc ép sâu vào lớp đất này là 0,7 (m).

IV. TÍNH TOÁN MÓNG KHUNG TRỤC 3:

1. Sơ bộ cấu tạo, kích th-ớc đài và cọc:

Chọn độ sâu đặt đế đài $h = 1,25$ (m) so với cốt $\pm 0,00$. Sơ bộ chọn $h_d = 0,75$ (m).

Chọn cọc BTCT 200# có $b \times h = (0,30 \times 0,30)$ m, cọc dài 7 (m).

Thép dọc chịu lực 4 Φ 16CII. Đầu cọc có mặt bích bằng thép, cọc đ-ợc hạ xuống bằng máy ép. Vì móng chịu mômen khá lớn nên ta ngàm cọc vào đài bằng cách hàn vào mặt bích đầu cọc 4 đoạn thép Φ 16CII, mỗi đoạn dài 0,5 (m) và chôn đầu cọc vào đài 40 (cm).

Lớp bê tông lót vữa xi măng cát M50 dày 10 (cm)

2. Xác định sức chịu tải theo vật liệu làm cọc và đất nền:

a) Sức chịu tải của cọc theo vật liệu làm cọc:

$$P_v = \phi \times (R_b \times F_b + R_a \times F_a)$$

Với ϕ : Hệ số uốn dọc, $\phi = 1$

R_a, R_b : Cường độ chịu nén tính toán của thép, của bê tông

Bê tông 200# có $R_b = 90 \text{ (Kg/cm}^2\text{)} = 9000 \text{ (KN/m}^2\text{)}$

Thép CII có $R_a = 2600 \text{ (Kg/cm}^2\text{)} = 26.10^4 \text{ (KN/m}^2\text{)}$

F_a, F_b : Diện tích tiết diện của cốt thép dọc, của bê tông

4Φ16 có $F_a = 8,04.10^{-4} \text{ (m}^2\text{)}$, cọc tiết diện 300×300

$P_v = 1 (9000 \times 0,30 \times 0,30 + 26.10^4 \times 8,04.10^{-4}) = 1019,04 \text{ (KN)}$

b) Sức chịu tải của cọc theo cường độ đất nền:

Chân cọc tỳ lên lớp cát hạt trung chặt vừa nên cọc làm việc theo sơ đồ cọc ma sát. Sức chịu tải của cọc theo đất nền được xác định theo công thức:

$$P_d = m \times (m_R \times R \times F + u \times \sum m_{fi} \times f_i \times h_i) \quad (i = 1 \div n)$$

m : Hệ số điều kiện làm việc của cọc trong đất, $m = 1$

m_R, m_{fi} : Hệ số điều kiện làm việc của đất, $m_R = 1$; $m_{fi} = 1$

F : Diện tích tiết diện ngang chân cọc

u : Chu vi tiết diện ngang cọc

h_i : Chiều dày của lớp đất thứ i tiếp xúc với cọc

f_i : Cường độ tính toán của lớp đất thứ i theo mặt xung quanh cọc (Kpa)

R : Cường độ tính toán của đất dưới chân cọc (KPa)

$H = 7,4 \text{ (m)}$ với cát hạt trung chặt vừa $\Rightarrow R = 3750 \text{ (KPa)}$

Chia đất nền thành các lớp đồng nhất chiều dày mỗi lớp này $\leq 2 \text{ (m)}$. Ở đây Z_i và H tính từ cốt thiên nhiên, vì tôn nền $0,45 \text{ (m)}$ thuộc tầng hợp đắp $< 3 \text{ (m)}$

Cường độ tính toán của ma sát giữa mặt xung quanh cọc và đất bao quanh f_i

$$Z_1 = 1,85 \text{ (m)}, I_L = 0,4 \Rightarrow f_1 = 17,7 \text{ (KPa)}, h_1 = 1,9 \text{ (m)}$$

$$Z_2 = 3,8 \text{ (m)}, I_L = 0,4 \Rightarrow f_2 = 23,6 \text{ (KPa)}, h_2 = 2 \text{ (m)}$$

$$Z_3 = 5,75 \text{ (m)}, I_L = 0,4 \Rightarrow f_3 = 32,8 \text{ (KPa)}, h_3 = 1,9 \text{ (m)}$$

$$Z_4 = 7,05 \text{ (m)}, \Rightarrow f_4 = 60,2 \text{ (KPa)}, h_4 = 0,7 \text{ (m)}$$

Thay số vào ta có: $P_d = 1 \times [1 \times 3750 \times 0,30 \times 0,30 + 0,30 \times 4 \times (1 \times 17,7 \times 1,9 + 1 \times 23,6 \times 2 + 1 \times 32,8 \times 1,9 + 1 \times 60,2 \times 0,7)] = 660 \text{ (KN)}$

-Tải trọng tính toán theo bảng tổ hợp nội lực :

$$M_o^u = 68,1(\text{KNm}) ; Q^u = 35,04 (\text{KN}) ; N_o^u = 1122,81(\text{KN})$$

-Trọng lượng giằng : (25 x 50)

$$\text{Theo phương ngang nhà : } 0,25 \times 0,5 \times 2000 \times 7,5/2 = 1171,8(\text{Kg})$$

$$\text{Theo phương dọc nhà : } 0,25 \times 0,5 \times 2000 \times 4,2 = 1312,5 (\text{Kg})$$

Vậy tải trọng tính toán ở đỉnh móng :

$$M_o^u = 68,1 (\text{KNm}) ; Q^u = 35,04 (\text{KN})$$

$$N_o^u = 1122,81 + 11,718 + 13,125 = 1147,86(\text{KN})$$

b) Xác định số lượng cọc và bố trí móng cọc:

Áp lực tính toán giả định tác dụng lên đế đài do phản lực đầu cọc gây ra:

$$P^u = \frac{P_d'}{(3d)^2} = \frac{400}{9 \times 0,30^2} = 493,8 (\text{KPa})$$

$$\text{Diện tích sơ bộ của đế đài: } F_d = \frac{N_o^u}{P^u - \gamma_{tb} h_n}$$

$$N_o^u: \text{ Lực dọc tính toán xác định cốt đỉnh đài, } N_o^u = 1147,6 (\text{KN})$$

$$h: \text{ Độ sâu đặt đáy đài, } h = 1,25 (\text{m})$$

$$n: \text{ Hệ số v-ợt tải, } n = 1,1$$

γ_{tb} : Trị trung bình của trọng lượng riêng đài cọc và đất trên các bậc đài,

$$\gamma_{tb} = 20 (\text{KN/m}^3) \Rightarrow F_d = \frac{11447,6}{493,8 - 20 \times 1,25 \times 1,1} = 3,4 (\text{m}^2) \text{ chọn } 3,5 \text{ m}^2$$

Trọng lượng của đài và đất trên đài:

$$N_d^u = n \times F_d \times h \times \gamma_{tb} = 1,1 \times 1,25 \times 3,5 \times 20 = 96,25 (\text{KN})$$

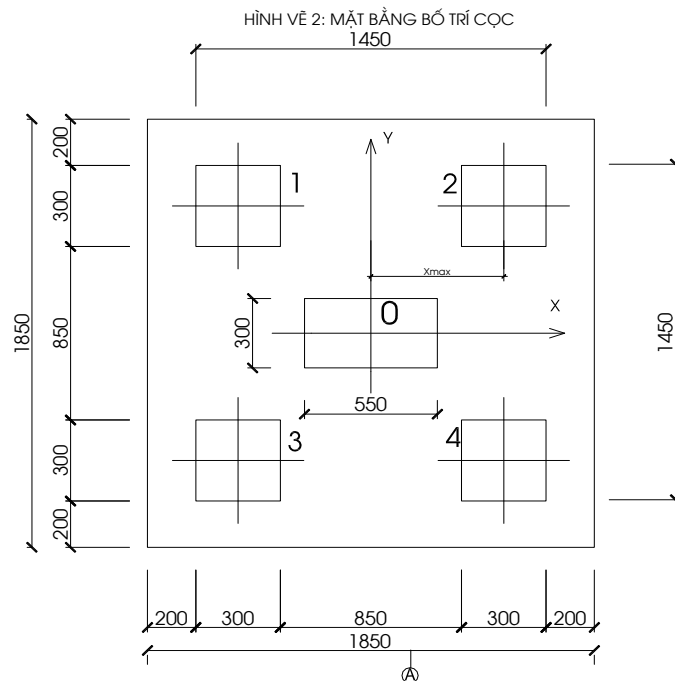
Lực dọc tính toán xác định đến cốt đế đài:

$$N^u = N_o^u + N_d^u = 1147,6 + 96,25 = 1243,8 (\text{KN})$$

$$\text{Số lượng cọc sơ bộ trong đài: } n_c = \frac{N^u}{P_d'} = \frac{1243,8}{400} = 3,2 \text{ cọc}$$

Lấy số cọc $n_c' = 4$ cọc. Bố trí các cọc trong mặt bằng nh- hình vẽ 2.

$$\text{Diện tích thực tế của đế đài: } F_d' = 1,85 \times 1,85 = 3,4225 (\text{m}^2)$$



c) Kiểm tra lực truyền xuống cọc:

Trọng lượng tính toán của đài và đất trên đài là :

$$N_d'' = n \times F_d' \times h \times \gamma_{tb} = 1,1 \times 3,4225 \times 1,25 \times 20 = 94,12 \text{ (KN)}$$

Lực dọc tính toán xác định đến cốt đế đài:

$$N'' = N_o'' + N_d'' = 1147,6 + 94,12 = 1241,7 \text{ (KN)}$$

Mô men tính toán xác định t-ơng ứng với trọng tâm diện tích tiết diện các cọc tại đế đài:

$$M'' = M_o'' + Q'' \times h_d = 68,1 + 35,04 \times 0,75 = 94,3 \text{ (KNm)}$$

Lực truyền xuống các cọc M1 là:

+ Tải trọng truyền lên cọc không kể trọng l-ợng bản thân cọc và lớp đất phủ từ đáy đài trở lên tính với tải trọng tính toán

$$P_{oi} = \frac{N''}{n} \pm \frac{M_o'' \cdot x_i}{\sum_{i=1}^n x_i^2}$$

Bảng số liệu tải trọng ở các đầu cọc

Cọc	x_i (m)	P_i (KN)	P_{oi} (KN)
-----	-----------	------------	---------------

1,3	-0,575	353,2	270
2,4	0,575	353,2	270

$$P_{\max}^t = 353,2 \text{ (KN)}$$

$$P_{\min}^t = 270 \text{ (KN)}$$

Trọng lượng tính toán của cọc: $P_c = 0,30 \times 0,30 \times 7 \times 25 \times 1,1 = 17,4 \text{ (KN)}$

Ta có: $P_{\max}^t + P_c = 353,2 + 17,4 = 370,6 \text{ (KN)} < P_d' = 471 \text{ (KN)}$, thỏa mãn điều kiện lực max truyền xuống cọc đầy biên và $P_{\min}^t = 267,6 \text{ (KN)} > 0$ nên không cần kiểm tra theo điều kiện chống nhổ.

d) Kiểm tra theo điều kiện biến dạng:

Độ lún của nền móng được tính theo độ lún của nền khối móng quy - ước có

$$\text{mặt cắt là abcd : } \alpha = \frac{\varphi_{tb}}{4} \quad \varphi_{tb} = \frac{\varphi_1 h_1 + \varphi_2 h_2}{h_1 + h_2} = \frac{8^\circ \times 5,8 + 30^\circ \times 0,7}{5,8 + 0,7} = 10,4^\circ$$

φ_1, φ_2 : Trị tính toán thứ hai của góc ma sát trong lớp đất sét và đất cát hạt trung có chiều dày $h_1 = 5,8 \text{ (m)}$ và $h_2 = 0,7 \text{ (m)}$

$$\alpha = \frac{10,4^\circ}{4} = 2,6^\circ \Rightarrow \text{tg} 2,6^\circ = 0,045$$

Chiều dài của đáy khối quy - ước :

$$L_M = L + 2 \times H \times \text{tg} \alpha = 1,45 + 2 \times 6,5 \times 0,045 = 2,035 \text{ (m)}$$

$$H: \text{Độ sâu hạ cọc} \quad H = 5,8 + 0,7 = 6,5 \text{ (m)}$$

Bề rộng của đáy khối quy - ước :

$$B_M = B + 2 \times H \times \text{tg} \alpha = 1,45 + 2 \times 6,5 \times 0,045 = 2,035 \text{ (m)}$$

Chiều cao khối móng quy - ước $H_M = 7,4 + 0,45 = 7,85 \text{ (m)}$

Trọng lượng của khối quy - ước trong phạm vi từ đế đài trở lên :

$$N_{1c}^t = L_M \times B_M \times h \times \gamma_{tb} = 2,035 \times 2,035 \times 1,25 \times 20 = 103,53 \text{ (KN)}$$

Trọng lượng đất cát pha trong phạm vi từ đế đài đến đáy lớp cát (trừ đi phần thể tích đất bị cọc chiếm chỗ):

$$N_{2c}^t = (2,035 \times 2,035 \times 5,8 - 5,8 \times 0,30 \times 0,30 \times 4) \times 18,3 = 401,3 \text{ (KN)}$$

Trị tiêu chuẩn trọng l- ợng cọc (30×30) cm dài 7 (m):

$$7 \times 0,30 \times 0,30 \times 25 = 15,75 \text{ (KN)}$$

Trọng l- ợng của cọc trong phạm vi lớp cát pha : $\frac{15,75}{7} \times 5,8 \times 4 = 52,2 \text{ (KN)}$

Trọng l- ợng khối quy - ớc trong phạm vi lớp cát hạt trung ch- a kể trọng l- ợng cọc: $N_{3}^{tc} = (2,035 \times 2,035 \times 0,7 - 0,7 \times 0,30 \times 0,30 \times 4) \times 18,7 = 49,5 \text{ (KN)}$

Trọng l- ợng 4 đoạn cọc trong phạm vi lớp cát hạt trung :

$$\frac{15,75}{7} \times 0,7 \times 4 = 6,3 \text{ (KN)}$$

Trọng l- ợng khối móng quy - ớc :

$$N_{q-}^{tc} = 103,53 + 401,3 + 52,2 + 49,5 + 6,3 = 612,8 \text{ (KN)}$$

Trị tiêu chuẩn lực dọc xác định đến đáy khối quy - ớc:

$$N^{tc} = N_{o-}^{tc} + N_{q-}^{tc} = \frac{1147,8}{1,2} + 612,8 = 1649,3 \text{ (KN)}$$

Mô men tiêu chuẩn t- ơng ứng trọng tâm đáy khối quy - ớc:

$$M^{tc} = M_{o-}^{tc} + Q_{o-}^{tc} \times 7,35 = \frac{68,1}{1,2} + \frac{35,04}{1,2} \times 7,35 = 275,75 \text{ (KNm)}$$

Độ lệch tâm e: $e = \frac{M^{tc}}{N^{tc}} = \frac{275,75}{1649,3} = 0,167 \text{ (m)}$

Áp lực tiêu chuẩn ở đáy khối quy - ớc:

$$\sigma_{\max, \min}^{tc} = \frac{N^{tc}}{L_M \times B_M} \left(1 \pm \frac{6.e}{L_M}\right) = \frac{1649,3}{2,035 \times 2,035} \left(1 \pm \frac{6 \times 0,167}{2,035}\right)$$

$$\sigma_{\max}^{tc} = 831 \text{ (KPa)} ; \sigma_{\min}^{tc} = 162 \text{ (KPa)}$$

$$\sigma_{tb} = \frac{\sigma_{\max}^{tc} + \sigma_{\min}^{tc}}{2} = \frac{831 + 162}{2} = 496,5 \text{ (KPa)}$$

C- ờng độ tính toán của đất ở đáy khối quy - ớc:

$$R_M = \frac{m_1 \cdot m_2}{K_{tc}} (1,1 \cdot A \cdot B_M \cdot \gamma_{II} + 1,1 \cdot B \cdot H_M \cdot \gamma'_{II} + 3 \cdot D \cdot c_{II})$$

$K_{tc} = 1,0$ vì các chỉ tiêu cơ lý của đất lấy theo số liệu thí nghiệm trực tiếp đối với đất

Tra Bảng 3-1 Sách HDĐA Nền và Móng đ-ợc : $m_1 = 1,4$; $m_2 = 1,0$ vì công trình không thuộc loại tuyệt đối cứng.

$$\varphi_{II} = 30^\circ \Rightarrow A = 1,15 ; B = 5,59 ; D = 7,95 ; \gamma_{II} = 18,7 \text{ (KN/m}^3\text{)}$$

$$\gamma'_{II} = \frac{0,45.17 + 0,6.15 + 5,8.18,3 + 0,7.18,7}{0,45 + 0,6 + 5,8 + 0,7} = 18 \text{ (KN / m}^3\text{)}$$

$$\Rightarrow R_M = \frac{1,4.1}{1} (1,1.15.2,035.18,7 + 1,1.5,59.7,85.18 + 3.7,95.1,8) = 1343 \text{ (KPa)}$$

$$\text{Có } 1,2.R_M = 1611 \text{ (KPa)} > \sigma_{\max}^{tc} = 831 \text{ (KPa)}$$

$$R_M = 1343 \text{ (KPa)} > \sigma_{tb}^{tc} = 496,5 \text{ (KPa)} \quad \text{Thoả mãn điều kiện}$$

Vậy ta có thể tính toán đ-ợc độ lún của nền theo quan niệm nền biến dạng tuyến tính. Tr-ờng hợp này đất nền từ chân cọc trở xuống có chiều dày lớn, đáy của khối quy - ớc có diện tích bé nên ta dùng mô hình nền là nửa không gian biến dạng tuyến tính để tính toán.

$$\text{Ứng suất bản thân tại đáy lớp đất trồng trọt: } \sigma_{Z=0,6}^{bt} = 0,6 \times 15 = 9 \text{ (KPa)}$$

$$\text{Tại đáy lớp cát pha: } \sigma_{Z=0,6+5,8}^{bt} = 9 + 5,8 \times 18,3 = 115,14 \text{ (KPa)}$$

Áp lực bản thân ở đáy khối quy - ớc:

$$\sigma^{bt} = 0,6 \times 15 + 5,8 \times 18,3 + 0,7 \times 18,7 = 128,23 \text{ (KPa)}$$

Ứng suất gây lún ở đáy khối quy - ớc:

$$\sigma_{Z=0}^{gl} = \sigma_{tb}^{tc} - \sigma^{bt} = 496,5 - 128,23 = 368,27 \text{ (KPa)}$$

Chia đất nền d-ới đáy khối quy - ớc thành các lớp bằng nhau $B_M/5 = 0,407 \text{ (m)}$

$$\text{Có: } \sigma_{Z_i}^{gl} = K_{oi} \cdot \sigma_{Z=0}^{gl} \text{ (KPa)}, \sigma_{Z_i}^{bt} = \sigma^{bt} + z_i \cdot \gamma_i \text{ (KPa)}$$

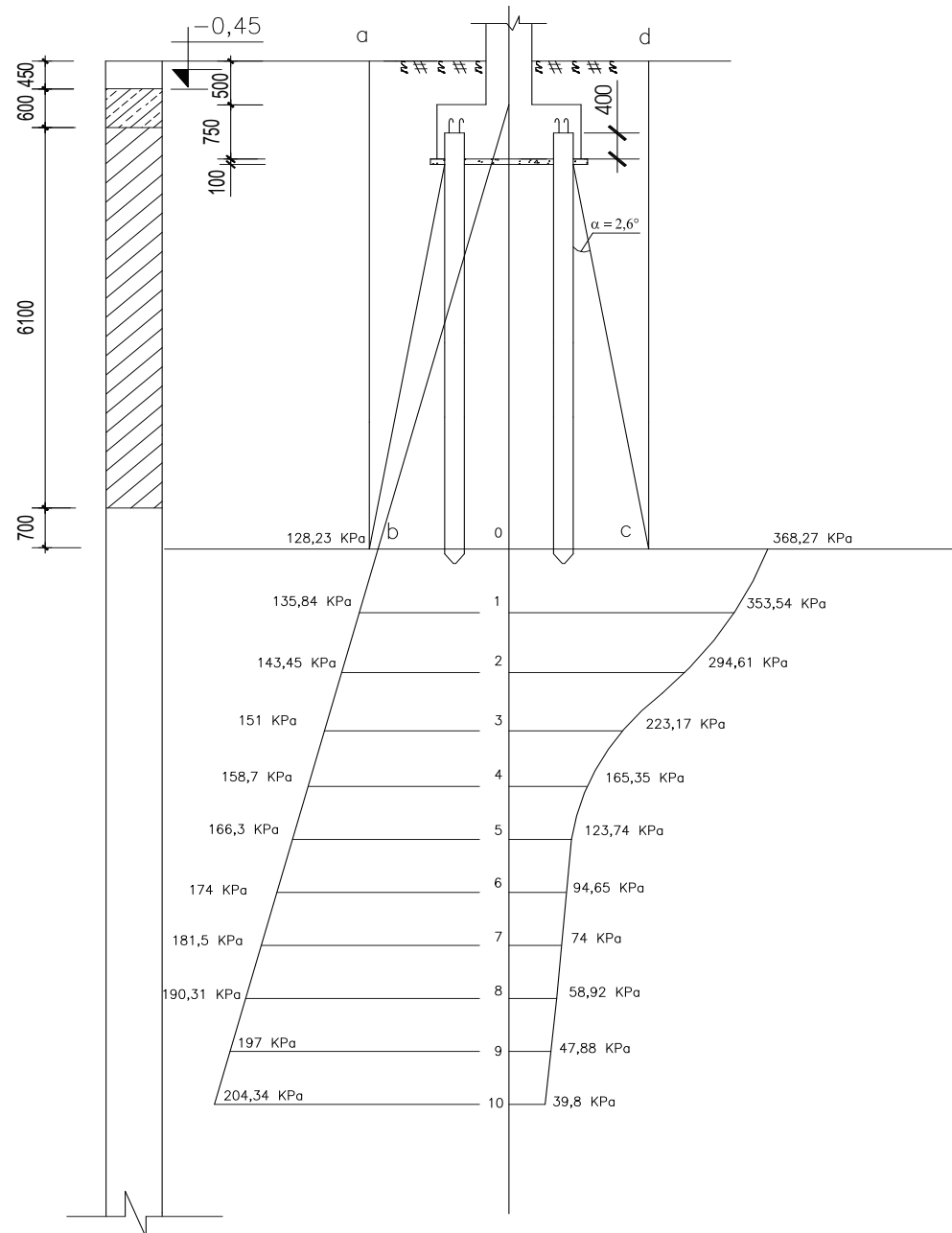
Điểm	z(m)	L_M/B_M	$2z/B_M$	K_o	$\sigma_{Z_i}^{gl}$ (KPa)	$\sigma_{Z_i}^{bt}$ (KPa)
0	0	2,035/2,035	0	1	368,27	128,23
1	0,407	1	0,4	0,96	353,54	135,84
2	0,814	1	0,8	0,8	294,61	143,45
3	1,221	1	1,2	0,606	223,17	151
4	1,628	1	1,6	0,449	165,35	158,7

5	2,035	1	2	0,336	123,74	166,3
6	2,442	1	2,4	0,257	94,65	174
7	2,849	1	2,8	0,201	74	181,5
8	3,256	1	3,2	0,16	58,92	190,31
9	3,663	1	3,6	0,13	47,88	197
10	4,07	1	4	0,108	39,8	204,34

Kết cấu nhà bằng khung bê tông cốt thép có tầng chèn. Theo bảng 16TCXD 45-78 (Bảng 3-5) . Độ lún lệch tuyệt đối giới hạn : $S_{gh} = 0,08$ (m)

Giới hạn nền ta lấy đến điểm 10 ở độ sâu 4,07 (m) kể từ đáy khối quy - ớc.

SƠ ĐỒ TÍNH TOÁN ĐỘ LÚN CỦA NỀN MÓNG CỌC MA SẮT M1



$$\text{Độ lún của nền : } S = \sum_{i=1}^{10} \frac{0,8}{E_i} \cdot \sigma_{zi}^{gl} \cdot h_i$$

$$S = \frac{0,8 \times 0,407}{25000} \left(\frac{368,27}{2} + 353,54 + 294,61 + 223,17 + 165,35 + 123,74 + 94,65 + 74 + 58,92 + 47,88 + \frac{39,8}{2} \right)$$

$\Rightarrow S = 0,02(m) < S_{gh} = 0,08 (m)$. Vậy đảm bảo điều kiện biến dạng.

e) *Tính toán độ bền và cấu tạo đài cọc :*

-Kiểm tra chiều cao đài cọc theo điều kiện chọc thủng: $h_{đai} = 75 \text{ cm}$; $h_0 = 60 \text{ cm}$

Công thức kiểm tra: $Q < P_{ct}$

$$Q = P - n \times p_{cọc}$$

$$P = N^u = 1241,7 \text{ (kN)} ; n = 0 \Rightarrow Q = P = 1241,7 \text{ (kN)}$$

$$P_{ct} = \beta R_k U h_0 ; \beta = \min \left(\frac{0,75h}{d} = \frac{0,75 \times 60}{10} = 4,5 \text{ và } 1,5 \right) \Rightarrow \beta = 1,5$$

$$U = \frac{cdef + ghik}{2} = \frac{(0,3 + 0,55) \times 2 + (0,5 + 0,75) \times 2}{2} = 2,1(m) = 210(cm)$$

$$\Rightarrow P_{ct} = 1,5 \times 7,5 \times 210 \times 60 = 141570(Kg) = 1415,70 \text{ (kN)}$$

$$Q = 1241,7 \text{ (kN)} < P_{ct} = 1415,70 \text{ (kN)} \text{ Thỏa mãn điều kiện.}$$

-Tính toán thép đài : Dùng bê tông M200, thép CII có $R_a = 2600(Kg/cm^2)$

Mô men t-ơng ứng với ngàm I-I và II-II.

$$M_{I-I} = r_1(p_2 + p_4) = 0,3 \times 2 \times 353,2 = 211,92(KNm)$$

$$M_{II-II} = r'_1(p_2 + p_1) = 0,425 \times (353,2 + 353,2) = 300,2 (KNm)$$

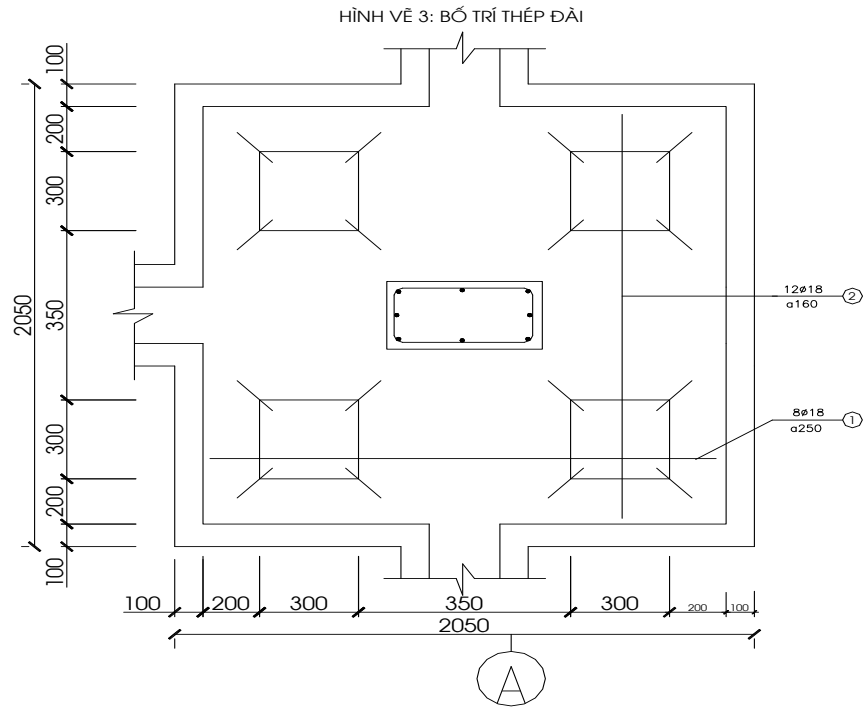
$$F_{al} = \frac{M_I}{0,9 \cdot h_0 \cdot R_a}$$

$$F_{al} = \frac{211,92 \times 100}{0,9 \times 60 \times 26} = 18,6 (cm^2)$$

Chọn 8Φ18 có $F_a = 20,36 (cm^2)$; với $a = 25 (cm)$

$$F_{all} = \frac{300,2 \times 100}{0,9 \times 60 \times 26} = 27,89 (cm^2)$$

Chọn 12Φ18 có $F_a = 30,54 (cm^2)$; với $a = 16 (cm)$.Bố trí thép nh- hình vẽ 3



4. Tính toán móng M2 (móng trực C):

a) Tải trọng :

-Tải trọng tính toán theo bảng tổ hợp nội lực :

$$M_o'' = 99,84 \text{ (KNm)} ; Q'' = 42,52 \text{ (KN)} ; N_o'' = 1450,7 \text{ (KN)}$$

-Trọng lượng giếng : (25 x 50)

$$\text{Theo ph- ơng ngang nhà : } 0,25 \times 0,5 \times 2500 \times 7,5/2 = 1171,8 \text{ (Kg)}$$

$$0,25 \times 0,5 \times 2500 \times 3,3/2 = 515,6 \text{ (Kg)}$$

$$\text{Theo ph- ơng dọc nhà : } 0,25 \times 0,5 \times 2500 \times 4,2 = 1312,5 \text{ (Kg)}$$

Vậy tải trọng tính toán ở đỉnh móng :

$$M_o'' = 99,84 \text{ (KNm)} ; Q'' = 42,25 \text{ (KN)}$$

$$N_o'' = 1450,7 + 11,718 + 5,156 + 13,125 = 1481,1 \text{ (KN)}$$

b) Xác định số lượng cọc và bố trí móng cọc:

T- ơng tự móng M1 ta có : $P_d^t = \frac{P_d'}{(3d)^2} = \frac{400}{9 \times 0,30^2} = 493,8 \text{ (KPa)}$

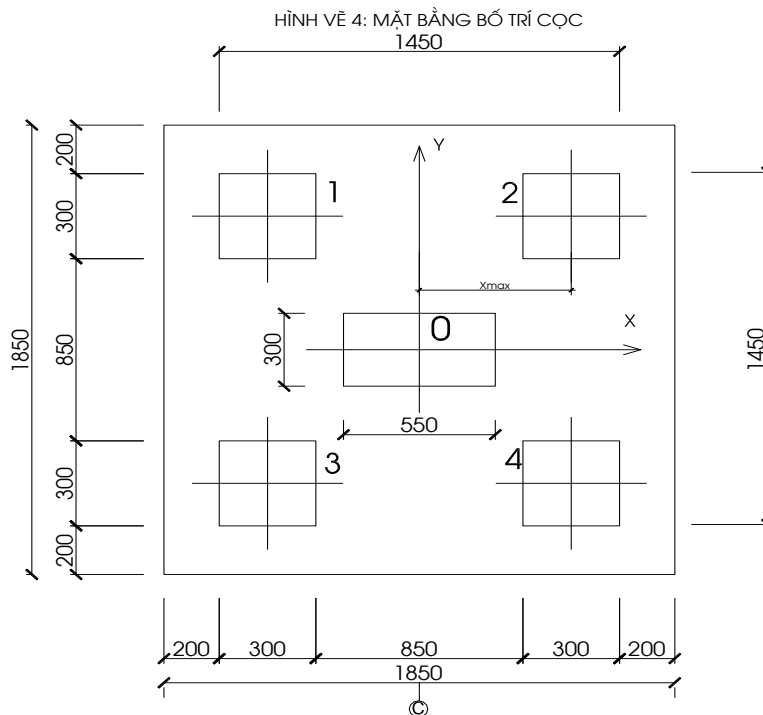
Diện tích sơ bộ của đế đài: $F_d = \frac{N_o^{tt}}{P_d^t - \gamma_{tb} h_n} = \frac{1480,1}{493,8 - 20 \times 1,25 \times 1,1} = 3,2 \text{ (m}^2\text{)}$

Trọng l- ợng của đài và đất trên đài: $N_d^{tt} = 96,25 \text{ (KN)}$

Lực dọc tính toán xác định đến cốt đế đài: $N^{tt} = 1481,1 + 96,25 = 1577,4 \text{ (KN)}$

Số l- ợng cọc sơ bộ trong đài: $n_c = \frac{N^{tt}}{P_d'} = \frac{1577,4}{400} = 3,9 \text{ cọc}$

Lấy số cọc $n_c' = 4 \text{ cọc}$.Bố trí các cọc trong mặt bằng nh- hình vẽ 4.



Diện tích thực tế của đế đài: $F_d' = 1,85 \times 1,85 = 3,4225 \text{ (m}^2\text{)}$

c) Kiểm tra lực truyền xuống cọc:

Trọng lượng tính toán của đài và đất trên đài là :

$$N_d^{tt} = n \times F_d' \times h \times \gamma_{tb} = 1,1 \times 3,4225 \times 1,25 \times 20 = 94,12 \text{ (KN)}$$

Lực dọc tính toán xác định đến cốt đế đài:

$$N^{tt} = N_o^{tt} + N_d^{tt} = 1481,1 + 94,12 = 1575,2 \text{ (KN)}$$

Mô men tính toán t- ơng ứng với trọng tâm diện tích tiết diện các cọc tại đế đài:

$$M^t = M_o^t + Q^t \times h_d = 99,84 + 42,25 \times 0,75 = 131,5 \text{ (KNm)}$$

Lực truyền xuống các cọc M2 là:

+ Tải trọng truyền lên cọc không kể trọng lượng bản thân cọc và lớp đất phủ từ đáy đài trở lên tính với tải trọng tính toán

$$P_{oi} = \frac{N^t}{n} \pm \frac{M_o^t \cdot x_i}{\sum_{i=1}^n x_i^2}$$

Bảng số liệu tải trọng ở các đầu cọc

Cọc	x_i (m)	P_i (KN)	P_{oi} (KN)
1,3	-0,575	453,63	334
2,4	0,575	453,63	334

$$\Rightarrow P_{\max}^t = 453,63 \text{ (KN)} ; P_{\min}^t = 334 \text{ (KN)}$$

Trọng lượng tính toán của cọc : $P_c = 0,30 \times 0,30 \times 7 \times 25 \times 1,1 = 17,325 \text{ (KN)}$

Ta có: $P_{\max}^t + P_c = 453,63 + 17,325 = 470 \text{ (KN)} < P_d' = 471 \text{ (KN)}$

$P_{\min}^t = 334 \text{ (KN)} > 0$ nên không cần kiểm tra theo điều kiện chống nhổ.

d) Kiểm tra theo điều kiện biến dạng:

$$\text{T-ơng tự móng M1 ta có : } \varphi_{tb} = \frac{\varphi_1 h_1 + \varphi_2 h_2}{h_1 + h_2} = \frac{8^\circ \times 5,8 + 30^\circ \times 0,7}{5,8 + 0,7} = 10,4^\circ$$

$$\alpha = \frac{10,4^\circ}{4} = 2,6^\circ \Rightarrow \tan 2,6^\circ = 0,045$$

$$L_M = L + 2 \times H \times \tan \alpha = 1,45 + 2 \times 6,5 \times 0,045 = 2,035 \text{ (m)}$$

$$B_M = B + 2 \times H \times \tan \alpha = 1,45 + 2 \times 6,5 \times 0,045 = 2,035 \text{ (m)}$$

$$\text{Chiều cao khối móng quy - ớc } H_M = 7,4 + 0,45 = 7,85 \text{ (m)}$$

Trọng lượng của khối quy - ớc trong phạm vi từ đế đài trở lên: $N_{t_1} = 103,53 \text{ (KN)}$

Trọng lượng đất cát trong phạm vi từ đế đài đến đáy lớp cát : $N_{t_2} = 387,54 \text{ (KN)}$

Trọng lượng cọc (35 × 35) cm dài 7 (m) : $7 \times 0,30 \times 0,30 \times 25 = 21,44 \text{ (KN)}$

Trọng lượng của cọc trong phạm vi lớp cát pha: $\frac{21,44}{7} \times 5,8 \times 4 = 71(\text{KN})$

Trọng lượng khối quy - ốc trong phạm vi lớp cát hạt trung ch- a kể trọng lượng cọc: $N_3^{tc} = (2,035 \times 2,035 \times 0,7 - 0,7 \times 0,30 \times 0,30 \times 4) \times 18,7 = 48 (\text{KN})$

Trọng lượng 4 đoạn cọc : $\frac{21,44}{7} \times 0,7 \times 4 = 8,6(\text{KN})$

Trọng lượng khối móng quy - ốc : $N_{q-}^{tc} = 618,67 (\text{KN})$

Trị tiêu chuẩn lực dọc xác định đến đáy khối quy - ốc:

$$N^{tc} = N_o^{tc} + N_{q-}^{tc} = \frac{1450,7}{1,2} + 618,67 = 1857,84 (\text{KN})$$

Mô men tiêu chuẩn ứng trọng tâm đáy khối quy - ốc:

$$M^{tc} = M_o^{tc} + Q_o^{tc} \times 7,35 = \frac{99,84}{1,2} + \frac{85,5}{1,2} \times 7,35 = 624,7 (\text{KNm})$$

Độ lệch tâm e: $e = \frac{M^{tc}}{N^{tc}} = \frac{624,7}{1857,84} = 0,33(\text{m})$

Áp lực tiêu chuẩn ở đáy khối quy - ốc:

$$\sigma_{\max, \min}^{tc} = \frac{N^{tc}}{L_M \times B_M} \left(1 \pm \frac{6.e}{L_M}\right) = \frac{1857,84}{2,035 \times 2,035} \left(1 \pm \frac{6 \times 0,33}{2,035}\right)$$

$$\sigma_{\max}^{tc} = 885,12 (\text{KPa}) ; \sigma_{\min}^{tc} = 12,13 (\text{KPa})$$

$$\sigma^{tb} = \frac{\sigma_{\max}^{tc} + \sigma_{\min}^{tc}}{2} = \frac{885,12 + 12,13}{2} = 448,63 (\text{KPa})$$

C- ờng độ tính toán của đất ở đáy khối quy - ốc:

$$R_M = \frac{m_1.m_2}{K_{tc}} (1,1.A.B_M.\gamma_{II} + 1,1.B.H_M.\gamma'_{II} + 3.D.C_{II})$$

$$K_{tc} = 1,0 ; m_1 = 1,4 ; m_2 = 1,0 ; \varphi_{II} = 30^\circ$$

$$A = 1,15 ; B = 5,59 ; D = 7,95 ; \gamma_{II} = 18,7 (\text{KN/m}^3)$$

$$\gamma'_{II} = \frac{0,45.17 + 0,6.15 + 5,8.18,3 + 0,7.18,7}{0,45 + 0,6 + 5,8 + 0,7} = 18 (\text{KN} / m_3)$$

$$\Rightarrow R_M = \frac{1,4.1}{1} (1,1.1,15.2,035.18,7 + 1,1.5,59.7,85.18 + 3.7,95.1,8) = 1343 (\text{KPa})$$

$$\text{Có } 1,2.R_M = 1611 (\text{KPa}) > \sigma_{\max}^{tc} = 885,12 (\text{KPa})$$

$$R_M = 1343(\text{KPa}) > \sigma_{tb}^{tc} = 448,63 (\text{KPa})$$

Ứng suất bản thân tại đáy lớp đất trống trượt : $\sigma_{Z=0,6}^{bt} = 0,6 \times 15 = 9 (\text{KPa})$

Ứng suất bản thân tại đáy lớp cát pha : $\sigma_{Z=0,6+5,8}^{bt} = 9 + 5,8 \times 18,3 = 115,14(\text{KPa})$

Áp lực bản thân ở đáy khối quy - óc: $\sigma^{bt} = 115,14 + 0,7 \times 18,7 = 128,23(\text{KPa})$

Ứng suất gây lún ở đáy khối quy - óc:

$$\sigma_{Z=0}^{gl} = \sigma_{tb}^{tc} - \sigma^{bt} = 448,63 - 128,23 = 320,4 (\text{KPa})$$

Chia đất nền d-ới đáy khối quy - óc thành các lớp bằng $B_M/5 = 0,407 (\text{m})$

Có: $\sigma_{Zi}^{gl} = K_{oi} \cdot \sigma_{Z=0}^{gl} (\text{KPa})$, $\sigma_{Zi}^{bt} = \sigma^{bt} + z_i \cdot \gamma_i (\text{KPa})$

Điểm	z(m)	L_M/B_M	$2z/B_M$	K_o	σ_{Zi}^{gl} (KPa)	σ_{Zi}^{bt} (KPa)
0	0	2,035/2,035	0	1	320,4	128,23
1	0,407	1	0,4	0,96	307,6	135,84
2	0,814	1	0,8	0,8	256,32	143,45
3	1,221	1	1,2	0,606	194,16	151
4	1,628	1	1,6	0,449	143,86	158,7
5	2,035	1	2	0,336	107,65	166,3
6	2,442	1	2,4	0,257	82,34	174
7	2,849	1	2,8	0,201	64,4	181,5
8	3,256	1	3,2	0,16	51,26	190,31
9	3,663	1	3,6	0,13	41,65	197
10	4,07	1	4	0,108	34,6	204,34

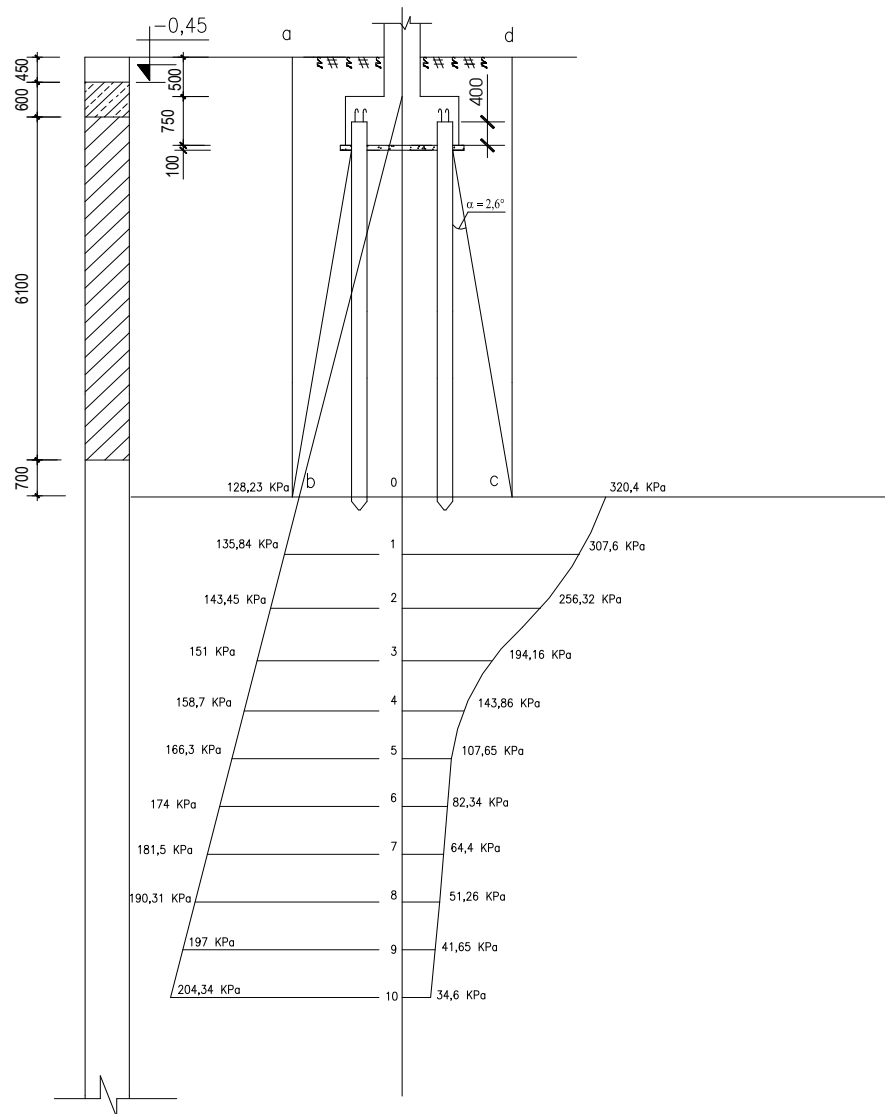
Kết cấu nhà bằng khung bê tông cốt thép có tầng chèn. Theo bảng 16TCXD 45-78 (Bảng 3-5). Độ lún lệch tuyệt đối giới hạn : $S_{gh} = 0,08 (\text{m})$

Giới hạn nền ta lấy đến điểm 10 ở độ sâu 4,07 (m) kể từ đáy khối quy - óc.

$$\text{Độ lún của nền: } S = \sum_{i=1}^{10} \frac{0,8}{E_i} \cdot \sigma_{Zi}^{gl} \cdot h_i$$

$$S = \frac{0,8 \times 0,407}{25000} \left(\frac{320,4}{2} + 307,6 + 256,32 + 194,16 + 143,86 + 107,65 + 82,34 + 64,4 + 51,26 + \right. \\ \left. + 41,65 + \frac{34,6}{2} \right)$$

SƠ ĐỒ TÍNH TOÁN ĐỘ LÚN CỦA NỀN MÓNG CỌC MA SẮT M2



$\Rightarrow S = 0,017 \text{ (m)} < S_{gh} = 0,08 \text{ (m)}$. Vậy đảm bảo điều kiện biến dạng.

e) *Tính toán độ bền và cấu tạo đài cọc :*

-Kiểm tra chiều cao đài cọc theo điều kiện chọc thủng: $h_{đài} = 75 \text{ cm}$; $h_o = 60 \text{ cm}$

Công thức kiểm tra: $Q < P_{ct}$

$$Q = P - n \times p_{cọc}$$

$$P = N^u = 1575,4 \text{ (kN)} ; n = 0 \Rightarrow Q = P = 1575,4 \text{ (KN)}$$

$$P_{ct} = \beta R_k U h_o$$

$$\beta = \min \left(\frac{0,75h}{d} = \frac{0,75 \times 60}{10} = 4,5 \text{ và } 1,5 \right) \Rightarrow \beta = 1,5$$

$$U = \frac{cdef + ghik}{2} = \frac{(0,3 + 0,55) \times 2 + (0,5 + 0,75) \times 2}{2} = 2,1(m)$$

$$\Rightarrow P_{ct} = 1,5 \times 7,5 \times 230 \times 60 = 157825 \text{ (Kg)} = 1578,5 \text{ (KN)}$$

$$Q = 1575,4 \text{ (KN)} < P_{ct} = 1578,5 \text{ (KN)}$$

-Tính toán thép đai: Dùng bê tông M200, thép CII có $R_a = 2600 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$

Mô men t-ơ ứng với ngàm I-I và II-II.

$$M_{I-I} = r_1(p_2 + p_4) = 0,3 \times 2 \times 453,64 = 272,16 \text{ (KNm)}$$

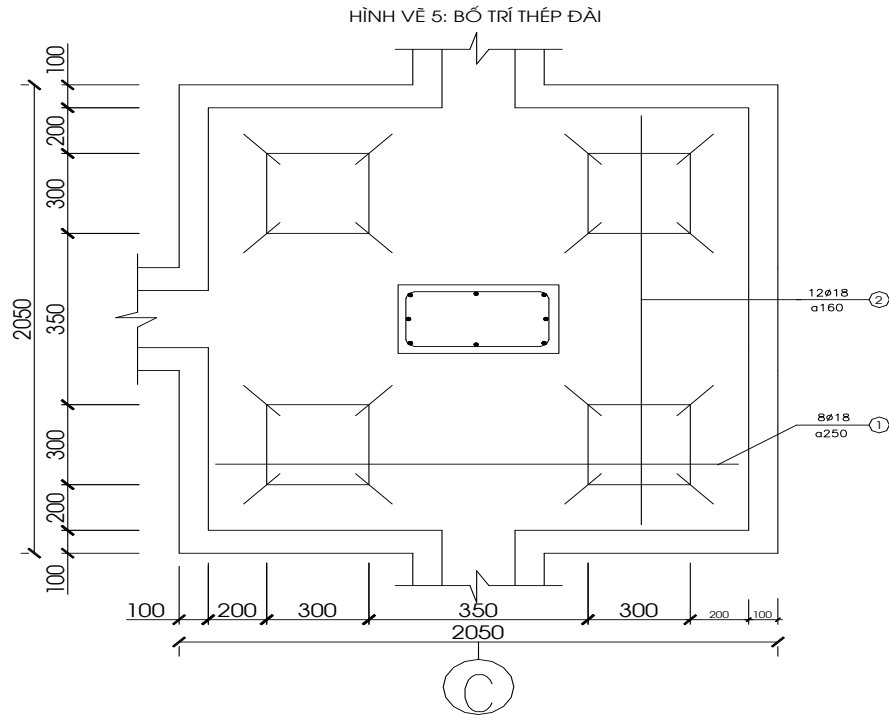
$$M_{II-II} = r'_1(p_2 + p_1) = 0,425 \times (453,6 + 453,6) = 385,56 \text{ (KNm)}$$

$$F_{al} = \frac{272,16 \times 100}{0,9 \times 60 \times 26} = 19,38 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Chọn 8Φ18 có $F_a = 20,36 \text{ (cm}^2\text{)}$; với $a = 25 \text{ (cm)}$

$$F_{all} = \frac{385,56 \times 100}{0,9 \times 60 \times 26} = 27,46 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Chọn 12Φ18 có $F_a = 30,54 \text{ (m}^2\text{)}$; với $a = 16 \text{ (cm)}$



-Kiểm tra c- ờng độ của cọc:

$$L_{\text{coc}}=7(\text{m}) ; a = 0,207 \times L_{\text{coc}}= 0,207 \times 7 = 1,45 \text{ m}$$

Tải trọng phân bố trên 1m dài cọc : $q = F \times \gamma \times k$

Trong đó:

$$F = 0,30 \times 0,30 (\text{m}^2)$$

$$\gamma = 2000 (\text{Kg}/\text{m}^3)$$

$$k = 1,8$$

$$\Rightarrow q = 0,30 \times 0,30 \times 2000 \times 1,8 = 551,25 (\text{Kg}/\text{m})$$

$$\Rightarrow M = 551,25 \times \frac{1,45 \times 1,45}{2} = 579,5 (\text{Kgm})$$

$$\Rightarrow Q_1 = 551,25 \times 1,45 = 800 (\text{Kg})$$

$$\Rightarrow Q_2 = \frac{551,25 \times 7}{2} - 551,25 \times 1,45 = 1130 (\text{Kg})$$

-Tính cốt thép dọc:

Thép CII có $R_a=2600(\text{Kg/cm}^2)$. Bê tông M200

$M=579,5(\text{Kgm})$

$a=4\text{ cm} ; h_o=35-3=32\text{ cm}$

$$A = \frac{579,5 \times 100}{90 \times 35 \times 32 \times 32} = 0,02 \Rightarrow \gamma = 0,99 \Rightarrow F_a = \frac{579,5 \times 100}{2600 \times 0,99 \times 32} = 0,73 (\text{cm}^2)$$

Chọn 2 ϕ 16, $F_a=4,02 (\text{cm}^2)$

-Tính cốt thép đai:

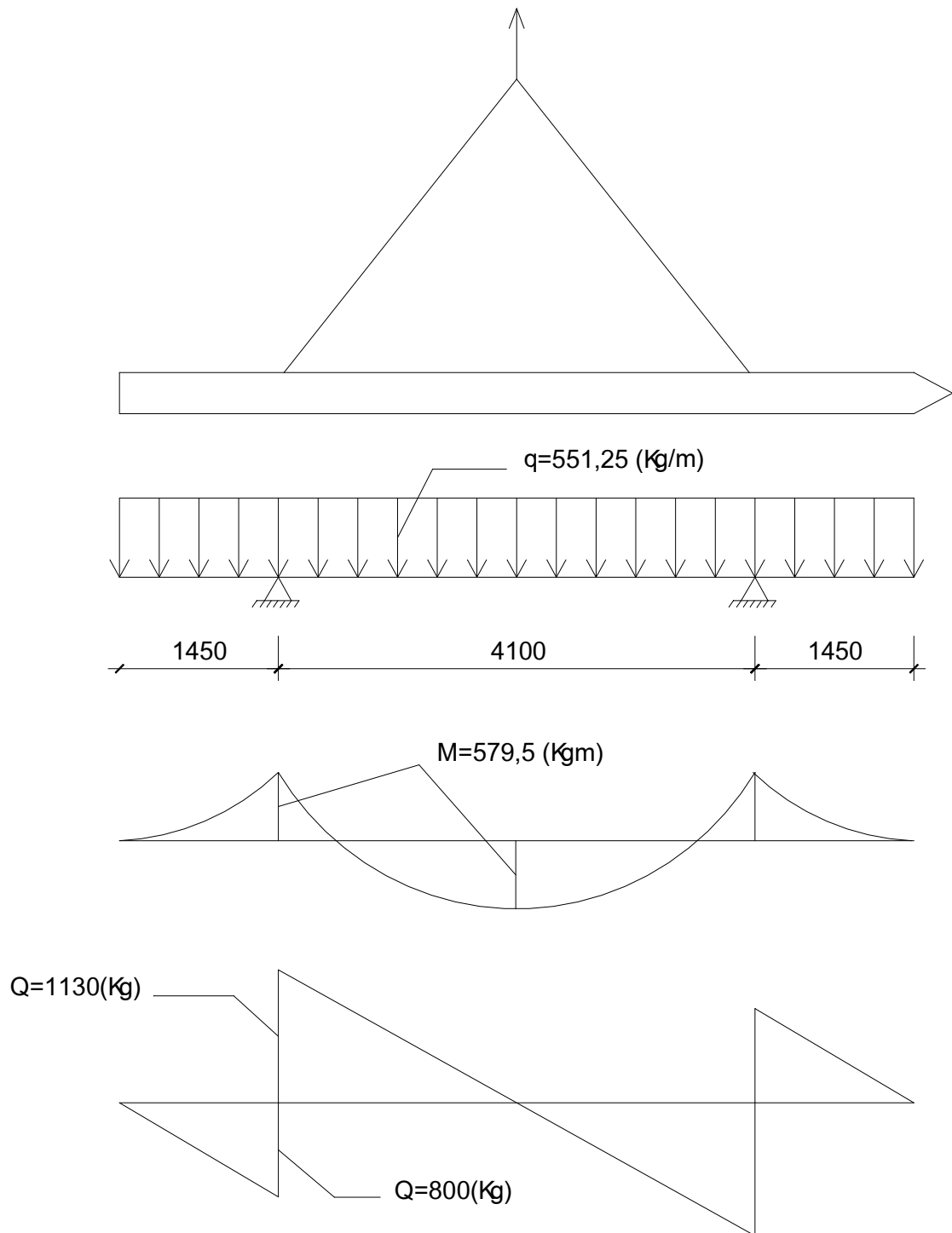
Thép CI có $R_a=2000(\text{Kg/cm}^2)$.

$$Q < K_o R_n b h_o = 0,30 \times 90 \times 35 \times 31 = 34177 (\text{Kg})$$

$$Q_{\max} = 1130 (\text{Kg}) < 34177 (\text{Kg})$$

$$\text{Kiểm tra } Q < 0,6 R_k b h_o \quad Q = 1130 < 0,6 \times 7,5 \times 35 \times 31 = 4882,5 (\text{Kg})$$

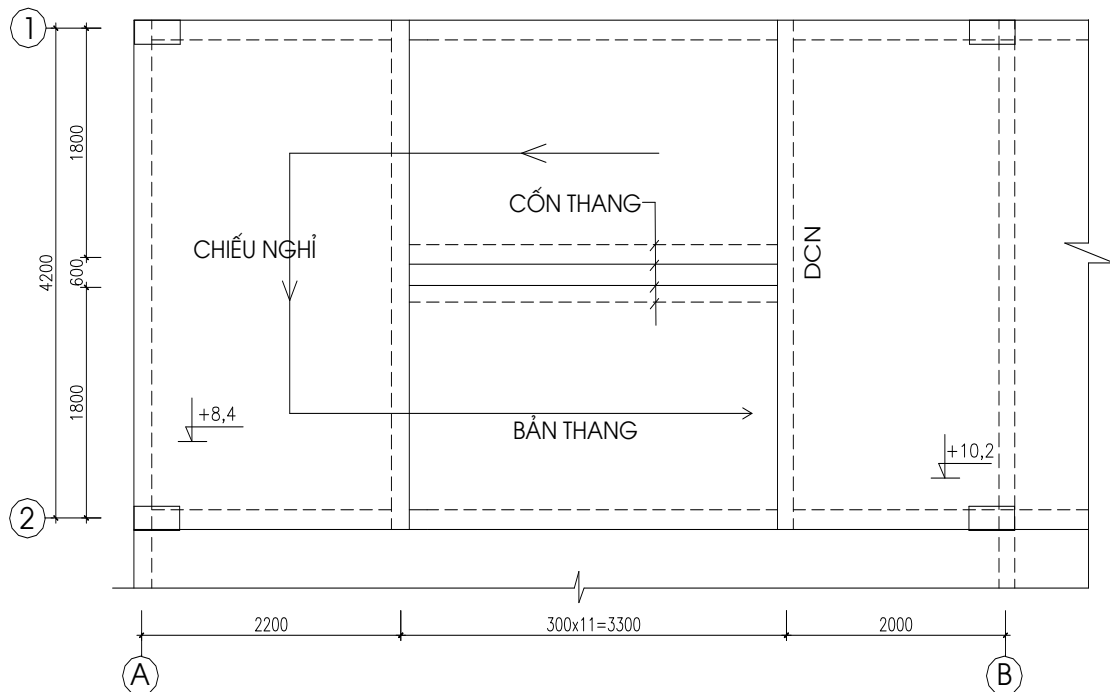
Chọn cốt đai $\phi 6$, a200



THIẾT KẾ CẦU THANG

I. ĐẶC ĐIỂM :

Công trình có 2 cầu thang bộ, đó là cầu thang giữa trục 1-2 và cầu thang trục 7-8, ta chọn tính toán cầu thang qua trục 1-2. Cầu thang có hai đợt. Đây là một trong những ph-ơng tiện giao thông thẳng đứng của công trình. Sơ đồ tính toán cầu thang nh- sau:



Chiều cao h và bề rộng b của bậc thoả mãn điều kiện: $2h + b = 60 \pm 2$ (cm)

Độ dốc của cầu thang trong khoảng $\alpha = 25^{\circ} \div 35^{\circ}$ ($\alpha = 30^{\circ}$)

Xét đối với tầng điển hình $H = 3600$

chọn $h = 15$ (cm); $b = 30$ (cm)

Ta có số bậc của cầu thang tầng điển hình là: $n = \frac{H}{h} = \frac{3600}{150} = 24$ bậc

II. TÍNH TOÁN CẦU THANG:

Gồm có : + Tính bản thang, dầm thang

+ Tính bản chiếu nghi, dâm chiếu nghi

1. Tính bản thang:

a) Số liệu chung:

Bê tông M 200 : $R_n = 90 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$; $R_k = 7,5 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$

Thép bản CI : $R_a = R_{a'} = 2000 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$

- Bản thang có liên kết khớp tại 4 cạnh, kích thước trên mặt bằng (tính đến tim dầm, tim t-ờng) là: 1,7 (m) x 3,3 (m)

Kích thước bản thang : $l_1 = 1,7 \text{ (m)}$ (Chiều rộng bản thang)

$l_2 = \sqrt{1,8^2 + 3,3^2} = 3,76 \text{ (m)}$ (Chiều dài bản thang nghiêng một góc $\alpha = 30^\circ$)

Xét tỉ số : $\frac{l_2}{l_1} = \frac{3,76}{1,7} = 2,21 > 2$

Sơ đồ tính là dầm đơn giản 1 đầu kê lên cốn thang, 1 đầu kê lên t-ờng

Chiều dày của bản sơ bộ xác định theo công thức: $h_b = \frac{D \times l}{m}$

$D = 0,8 \div 1,4$ Chọn $D = 1,3$; $m = 30 \div 35$, Chọn $m = 30$; $l = 1,7 \text{ (m)}$

$\Rightarrow h_b = \frac{1,3 \cdot 1,7}{30} = 0,074 \text{ (m)}$, Chọn $h_b = 8 \text{ (cm)}$

Nhập tính toán: $l_0 = l_1 - \frac{b_{ct}}{2} - \frac{t}{2}$

b_{ct} : Chiều rộng cốn thang, giả thiết: $b_{ct} = 10 \text{ (cm)}$

t : Chiều dày t-ờng, $t = 22 \text{ (cm)}$

h_b : Chiều dày bản, $h_b = 8 \text{ (cm)}$

$\Rightarrow l_0 = 1,7 - \frac{0,1}{2} - \frac{0,22}{2} + 0,5 \times 0,08 = 1,58 \text{ (m)}$

b) Xác định tải trọng tác dụng:

*** Tĩnh tải:**

Gần đúng coi chiều dày của bản thang bao gồm :

- Chiều dày lớp vữa trát
- Chiều dày của bản bê tông cốt thép
- Chiều dày trung bình của các bậc gạch chạy suốt chiều dài bậc thang, gần

đúng coi: $h_g = \frac{15 - 2}{2} = 6,5 \text{ (cm)}$

BẢNG TÍNH TẢI TRỌNG

Tên vật liệu	$g_{t/c}$	n	g_{tt}
- Đá lát mặt dày 2 (cm) $0,02 \times 2500 = 50 \text{ (Kg/m}^2\text{)}$	50	1,1	55
- Gạch xây tạo bậc dày TB 6,5 (cm) $0,065 \times 1800 = 117 \text{ (Kg/m}^2\text{)}$	117	1,1	128,7
- Bản BTCT dày 8 (cm) $0,08 \times 2500 = 200 \text{ (Kg/m}^2\text{)}$	200	1,1	220
- Lớp vữa trát dày 1,5 (cm) $0,015 \times 1800 = 27 \text{ (Kg/m}^2\text{)}$	27	1,3	35,1

*** Hoạt tải:**

- Theo TCVN 2737-95 thì hoạt tải tiêu chuẩn của cầu thang đối với Trụ sở giao dịch là:

$$P_{t/c} = 400 \text{ (Kg/m}^2\text{)} ; \text{ Hệ số v- ợt tải } n = 1,2$$

$$\text{Hoạt tải tính toán } P_{tt} = 400 \times 1,2 = 480 \text{ (Kg/m}^2\text{)}$$

Tổng tải trọng tác dụng lên sàn là: $q = g_{tt} + p_{tt}$

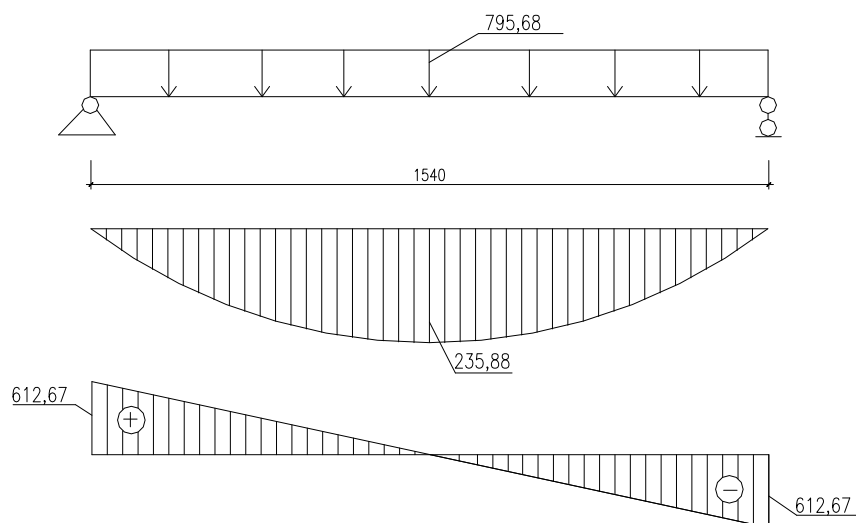
$$\Rightarrow q = (55 + 128,7 + 220 + 35,1) + 480 = 918,8 \text{ (Kg/m}^2\text{)}$$

* Thành phần tải trọng tác dụng vuông góc với bản:

$$q_1 = q \times \cos \alpha$$

$$\alpha = 30^\circ \text{ nên } \sin \alpha = 0,5, \cos \alpha = 0,866$$

$$.q_1 = 918,8 \cdot 0,866 = 795,68 \text{ (Kg/m}^2\text{)}$$



* Cắt bản thang thành một dải bản có chiều rộng $b = 1$ (m) theo ph- ơng cạnh ngắn để tính toán. Tải trọng phân bố vuông góc tác dụng lên bản là $q_1 = 795,68(\text{Kg/m}^2)$

$$l_{tt} = 1,7 - 0,22/2 - 0,1/2 = 1,54 \text{ m}$$

c) Sơ đồ tính toán:

d) Tính toán cốt thép:

$$\text{Mô men lớn nhất tại giữa nhịp: } M_{\max} = \frac{q_1}{8} \times l^2 = \frac{795,68 \times 1,54^2}{8} = 235,88 \text{ (Kgm)}$$

$$\text{Lực cắt lớn nhất tại 2 gối: } Q_{\max} = \frac{q_1 \times l}{2} = \frac{795,68 \times 1,54}{2} = 612,67 \text{ (Kg)}$$

$$\text{Chọn } a = 1,5 \text{ (cm)} \Rightarrow h_0 = 8 - 1,5 = 6,5 \text{ (cm)}$$

Cốt thép theo ph- ơng cạnh ngắn:

$$A = \frac{M}{R_n \times b \times h_0^2} = \frac{23588}{90 \times 100 \times 6,5^2} = 0,062$$

$$\Rightarrow \gamma = 0,5 (1 + \sqrt{1 - 2 \times A}) = 0,5 (1 + \sqrt{1 - 2 \times 0,062}) = 0,968$$

$$F_a = \frac{M}{\gamma \cdot R_a \cdot h_0} = \frac{23588}{2000 \times 0,968 \times 6,5} = 1,87 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{Hàm l- ợng thép: } \mu \% = \frac{F_a}{b_1 \times h_0} \times 100\% = \frac{1,87}{100 \times 6,5} \times 100\% = 0,29\% > \mu_{\min} = 0,05\%$$

$$\text{Chọn thép } \phi 8 \text{ có } f_a = 0,503 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{Khoảng cách giữa các cốt thép: } a = \frac{b \times f_a}{F_a} = \frac{100 \times 0,503}{1,87} = 26,8 \text{ (cm)}$$

$$\text{Chọn } a = 20 \text{ (cm)} \Rightarrow \text{dùng thép } \phi 8 \text{ a200}$$

Cốt thép theo ph- ơng cạnh dài đặt theo cấu tạo $\phi 8$ a200

Chọn cốt chịu mômen âm $\phi 8$ a200

2. Tính toán cốt thang:

a) Số liệu chung:

$$\text{Bê tông M 200 : } R_n = 90 \text{ (Kg/cm}^2\text{)} ; R_k = 7,5 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

$$\text{Thép dọc CII : } R_a = R_{a'} = 2600 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

Thép đai CI : $R_a = 2000(\text{Kg/cm}^2)$; $R_{ad}=1600(\text{Kg/cm}^2)$

Chiều cao cốt thang sơ bộ chọn theo công thức: $h_d = \frac{1}{m_d} l_d$

$m_d = 12 \div 20$, Chọn $m_d = 14$

l_d : Nhịp dầm, $l_d = 3,76$ (m)

$\Rightarrow h_d = \frac{1}{14} \cdot 3,76 = 0,269(\text{m})$, Sơ bộ chọn $h_d = 0,3$ (m)

Chiều rộng tiết diện đ- ợc lấy sơ bộ trong khoảng $b = (0,3 \div 0,5)\text{h}$

Chọn $b_d = 0,1$ (m)

b) Xác định tải trọng :

+ Trọng l- ợng bản thân: $g = n \times b \times h \times \gamma$

$$g = 1,1 \times 0,1 \times 0,3 \times 2500 = 82,5 \text{ (Kg/m)}$$

+ Tải trọng do bản thang truyền xuống:

$$q = \frac{1}{2} \times 1,54 \times 918,8 = 707,47(\text{Kg/m})$$

+ Tải trọng lớp vữa trát:

$$g_v = 1,3 \times 0,015 \times 1800 \times (0,3 + 0,1) \times 2 = 28 \text{ (Kg/m)}$$

+ Tải trọng do lan can hoa sắt tay vịn gỗ: $1,1 \times 50 = 55 \text{ (Kg/m)}$

$\Rightarrow$ Tổng tải trọng tác dụng lên cốt thang:

$$q = 82,5 + 707,47 + 28 + 55 = 872,97 \text{ (Kg/m)}$$

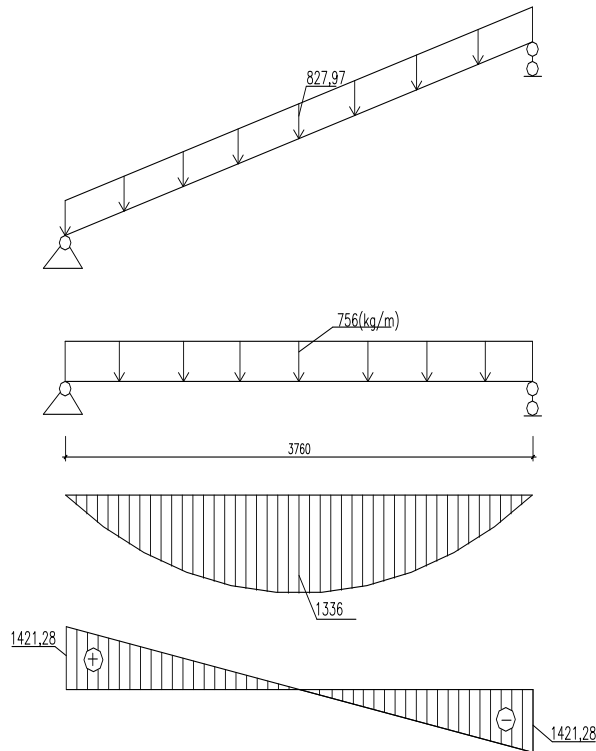
Phần tải trọng tác dụng vuông góc cốt thang:

$$q_1 = q \times \cos \alpha = 872,97 \times 0,866 = 756 \text{ (Kg/m)}$$

c) Sơ đồ tính

Để tiện cho việc tính toán và thiên về an toàn ta coi cốt thang làm việc nh- dầm đơn giản.

Nhịp tính toán $l_0 = 3,76$ (m)



d) Tính cốt thép dọc:

Xác định các giá trị nội lực:

$$M_{\max} = \frac{q_l \cdot l_0^2}{8} = \frac{756 \cdot 3,76^2}{8} = 1336 (Kgm)$$

$$Q_{\max} = \frac{q_l \cdot l_0}{2} = \frac{756 \cdot 3,76}{2} = 1421,28 (Kg)$$

Giả thiết $a = 3$ (cm) $\Rightarrow h_0 = h - a = 30 - 3 = 27$ (cm)

$$A = \frac{M}{R_n \times b \times h_0^2} = \frac{133600}{90 \times 10 \times 27^2} = 0,2$$

$$\Rightarrow \gamma = 0,5 \times (1 + \sqrt{1 - 2 \times A}) = 0,89$$

$$\text{Diện tích cốt thép: } F_a = \frac{M}{\gamma \times R_a \times h_0} = \frac{133600}{0,89 \times 2600 \times 27} = 2,13 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Chọn 1 $\phi 18$ có $F_a = 2,545 \text{ (cm}^2\text{)}$

$$\text{Hàm l- ợng thực tế: } \mu \% = \frac{100 \cdot 2,545}{10 \cdot 27} = 0,94\%$$

$\Rightarrow \mu \% \in (0,8\% \div 1,5\%)$ là hàm l- ợng thép hợp lý của dầm

Cốt thép làm cốt giá chọn 1 $\phi 14$ có $F_a = 1,54 \text{ (cm}^2\text{)}$

e) Tính toán cốt đai:

- Kiểm tra điều kiện hạn chế về lực cắt:

$$Q \leq K_0 \times R_n \times b \times h_0 = 0,35 \times 90 \times 10 \times 27 = 8505 \text{ (Kg)}$$

$$Q_{\max} = 1421,28 \text{ (Kg)} < 8505 \text{ (Kg)} \Rightarrow \text{Kích thước tiết diện đảm bảo}$$

Kiểm tra điều kiện đặt cốt đai:

$$Q \leq 0,6 \times R_k \times b \times h_0 = 0,6 \times 7,5 \times 10 \times 27 = 1215 \text{ (Kg)}$$

$$Q_{\max} = 1421,28 \text{ (Kg)} > 1215 \text{ (Kg)} \Rightarrow \text{Phải tính toán cốt đai chịu lực cắt}$$

Chọn cốt đai $\phi 8$ $f_a = 0,503 \text{ (cm}^2\text{)}$, $n = 1$ nhánh

$$\text{Lực cắt cốt đai phải chịu: } q_d = \frac{Q^2}{8 \times R_k \times b \times h_0^2} = \frac{1421,28^2}{8 \times 7,5 \times 10 \times 27^2} = 4,62 \text{ (Kg/cm)}$$

Khoảng cách tính toán giữa các cốt đai:

$$u_t = \frac{R_{ad} \times n \times f_d}{q_d} = \frac{1600 \times 1 \times 0,503}{4,62} = 174,2 \text{ (cm)}$$

Khoảng cách cực đại giữa các cốt đai:

$$u_{\max} = \frac{1,5 \times R_k \times b \times h_0}{Q} = \frac{1,5 \times 7,5 \times 10 \times 27^2}{1421,28} = 57,70 \text{ (cm)}$$

Khoảng cách cốt đai được chọn không vượt quá $u_t, u_{\max}$ và phải thỏa mãn yêu cầu cấu tạo:

$$\begin{aligned} \text{Với } h < 45 \text{ (cm)} \Rightarrow u_{ct} &\leq \frac{h}{2} = \frac{300}{2} = 150 \text{ (mm)} \\ &\leq 15 \text{ (cm)} \end{aligned}$$

$\Rightarrow$ Chọn cốt đai $\phi 8$ a150 $n=1$ nhánh

3. Tính toán bản chiếu nghỉ cầu thang:

a) Số liệu tính toán:

Bê tông M 200 : $R_n = 90 \text{ (Kg/cm}^2\text{)} ; R_k = 7,5 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$

Cốt thép CI : $R_a = 2000 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$

- Bản chiếu nghỉ có kích thước: $l_1 \times l_2 = 2,2 \times 4,2 \text{ (m)}$

- Xét tỉ số $\frac{l_2}{l_1} = \frac{4,2}{2,2} = 1,9 < 2$

- Bản chiếu nghỉ làm việc theo 2 phương (bản kê 4 cạnh)

- Sơ bộ chọn chiều dày bản theo công thức : $h_b = \frac{D.l_1}{m}$

$$m = 40 \div 45, \text{ Chọn } m = 40$$

$$D = 0,8 \div 1,4, \text{ với } p = 400 \text{ (Kg/m}^2\text{)}, \text{ lấy } D = 1,3$$

$$l_1 = 2,2 \text{ (m)}$$

$$\Rightarrow h_b = \frac{1,3}{40} 2,2 = 0,0715 \text{ (m)}, \text{ Chọn } h_b = 8 \text{ (cm)}$$

Sơ bộ chọn chiều dày dầm chiếu nghỉ $b_{DCN} = 20 \text{ (cm)}$

- Chiều dài tính toán của ô bản là:

$$l_{01} = l_1 - \frac{t}{2} - \frac{b_{DCN}}{2} = 220 - \frac{22}{2} - \frac{20}{2} = 199 \text{ (cm)}$$

$$l_{02} = l_2 - b_{D2} = 420 - 20 = 400 \text{ (cm)}$$

- Để đơn giản cho việc tính toán ta coi bản chiếu nghỉ kê tự do lên dầm (liên kết khớp ở 4 cạnh). Nh-ng khi bố trí cốt thép ta phải đặt cốt mũ chịu mômen âm tại các vị trí này. Vậy nhịp tính toán: (hai gối tựa đều kê tự do)

$$l_{1tt} = 199 + 8 = 207 \text{ (cm)}$$

$$l_{2tt} = 400 + 8 = 408 \text{ (cm)}$$

b) Xác định tải trọng tác dụng lên bản chiếu nghỉ:

+ Tĩnh tải:

$$\text{Tải trọng bản thân: } g_s = g_{bt} + g_{g_l} + g_{v_l} + g_{v_t}$$

$$g_s = 1,1 \times 0,08 \times 2500 + 1,1 \times 0,01 \times 1800 + 1,3 \times 0,015 \times 1800 + 1,3 \times 0,015 \times 1800 = 310 \text{ (Kg / m}^2\text{)}$$

$$+ \text{ Hoạt tải: } P_b = 1,3 \times 400 = 520 \text{ (Kg/m}^2\text{)}$$

$$+ \text{ Tải trọng toàn phần tác dụng lên bản: } q = 520 + 310 = 830 \text{ (Kg / m}^2\text{)}$$

c) Xác định nội lực:

$$\text{Tính tỷ số: } r = \frac{l_{t2}}{l_{t1}} = \frac{408}{207} = 1,97$$

Với $r = 1,97$ tra bảng 6.1 (trang 44. Sách sàn BTCT toàn khối - Nhà xuất bản KHKT) nội suy ra: $m = 0,091$

$$M_{01} = m q_b \times l_{t1}^2 = 0,091 \times 830 \times 2,07^2 = 323,63 \text{ (Kgm)}$$

$$\theta_1 = \frac{1}{r^2} = \frac{1}{1,97^2} = 0,258 ; M_{02} = \theta_1 \times M_{01} = 0,258 \times 323,63 = 83,5 \text{ (Kgm)}$$

d) Tính toán cốt thép:

Giả thiết: $a = 1,5(cm) \Rightarrow h_{01} = 8 - 1,5 = 6,5(cm)$

Dự kiến dùng cốt thép $\phi 8$: $\Rightarrow h_{02} = 6,5 - 0,4 = 6,1(cm)$

- Theo ph- ơng cạnh ngắn:

$$A = \frac{M}{R_n b h_0^2} = \frac{32363}{90 \times 100 \times 6,5^2} = 0,085 \text{ Tra bảng } \Rightarrow \gamma = 0,955$$

Diện tích cốt thép trong phạm vi dải bản bê rộng 1(m):

$$\Rightarrow F_a = \frac{32363}{2000 \cdot 0,955 \cdot 6,5} = 2,59(cm^2)$$

Hàm l- ượng cốt thép: $\mu = \frac{F_a}{b \cdot h_0} = \frac{2,59}{100 \cdot 6,5} = 0,39\%$

Chọn $\phi 8$, $a = 200$ có $F_a = 2,5(cm^2)$

- Theo ph- ơng cạnh dài:

$$A = \frac{8350}{90 \times 100 \times 6,1^2} = 0,025 \text{ Tra bảng } \Rightarrow \gamma = 0,98$$

Diện tích cốt thép trong phạm vi dải bản bê rộng 1(m):

$$\Rightarrow F_a = \frac{8350}{2000 \cdot 0,98 \cdot 6,1} = 0,69(cm^2)$$

Hàm l- ượng cốt thép: $\mu = \frac{F_a}{b \cdot h_0} = \frac{0,69}{100 \cdot 6,1} = 0,113\%$

Chọn $\phi 8$, $a = 200$ có $F_a = 2,5(cm^2)$

- Cốt thép chịu mômen âm chọn thép $\phi 8$ a200

4. Tính toán dầm chiếu nghỉ:

a) Số liệu tính toán:

Bê tông M 200 : $R_n = 90 (Kg/cm^2)$; $R_k = 7,5 (Kg/cm^2)$

Cốt thép CI : $R_a = 2000 (Kg/cm^2)$

Cốt thép dọc CII : $R_a = 2600 (Kg/cm^2)$

Kích th- ớc tiết diện dầm chiếu nghỉ sơ bộ chọn $b \times h = 200 \times 300$

Dầm có chiều dài 4,2 (m)

b) Xác định tải trọng:

- Do trọng lượng bản thân dầm chiếu nghỉ:

$$g_{bt} = 1,1 \times 0,2 \times 0,3 \times 2500 = 165 (\text{Kg} / \text{m})$$

- Phần tải trọng do bản thân chiếu nghỉ truyền vào dầm theo diện tải chịu tải hình thang. Để đơn giản ta quy đổi tải trọng hình thang thành tải trọng phân bố đều suốt chiều dài dầm:

$$g = (1 - 2\beta^2 + \beta^3) \times \frac{q_{\max} \times l}{2}$$

$$q_{\max} = 830 (\text{Kg/m}^2) ; l = 2,2 (\text{m}) ; \beta = \frac{l_1}{2l_2} = \frac{2,2}{2 \times 4,2} = 0,26$$

$$\Rightarrow g_b = (1 - 2 \times 0,26^2 + 0,26^3) \times 830 \times \frac{2,2}{2} = 767 (\text{Kg/m})$$

- Phần tải trọng do bản thang truyền vào. Theo lý thuyết thì tải trọng bản thang truyền vào hết dầm theo phương cạnh dài nh- ng trong tính toán để cho an toàn ta vẫn kể đến là phần tải trọng hình tam giác ,qui về tải trọng phân bố

$$\text{đều: } g_t = \frac{5}{8} \times q_{bt} \times \frac{l}{4} = \frac{5}{8} \times 950 \times \frac{4,0}{4} = 594 (\text{Kg/m})$$

- Tải trọng vữa trát của dầm:

$$g_v = 1,3 \times 0,015 \times (0,20 + 2 \times 0,3) \times 1800 = 28,08 (\text{Kg/m})$$

- Tổng tải trọng phân bố tác dụng lên dầm:

$$q = 165 + 767 + 28,08 + 594 = 1554 (\text{Kg/m})$$

- Tải trọng tập trung do 2 cốt thang tác dụng vào có trị số bằng trị số của lực cắt tại 2 đầu cốt thang. Tải trọng tập trung do 1 cốt thang là:

$$p = \frac{750 \times 3,76}{2} = 1410 (\text{Kg})$$

c/ Sơ đồ tính:

Coi gần đúng là dầm đơn giản

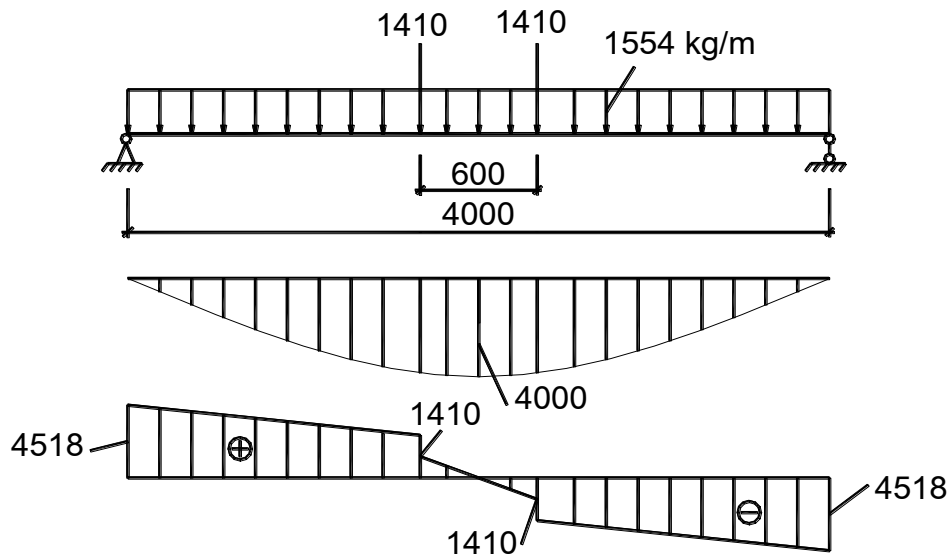
Mômen lớn nhất tổng hợp tại giữa nhịp:

$$M_{\max} = M_{\max 1} + M_{\max 2} = \frac{q}{8} l^2 + Pa$$

$$M_{\max} = \frac{1554 \times 4,0^2}{8} + 1410 \times \left(\frac{4,0 - 0,6}{2} \right) = 5505 \text{ (Kgm)}$$

Lực cắt lớn nhất tại 2 gối:

$$Q_{\max} = \frac{q \times l}{2} + P = \frac{1554 \times 4,0}{2} + 1410 = 4518 \text{ (Kg)}$$



d/ Tính toán và bố trí cốt thép dọc:

Giả thiết $a = 3 \text{ (cm)} \Rightarrow h_0 = h - a = 30 - 3 = 27 \text{ (cm)}$

$$A = \frac{M}{R_n \times b \times h_0^2} = \frac{550500}{90 \times 20 \times 27^2} = 0,426$$

$$\Rightarrow \gamma = 0,5 \times (1 + \sqrt{1 - 2 \times A}) = 0,5 \times (1 + \sqrt{1 - 2 \times 0,426}) = 0,692$$

- Diện tích cốt thép cần:

$$F_a = \frac{M}{\gamma \times R_a \times h_0} = \frac{550500}{0,692 \times 2700 \times 27} = 11,33 \text{ (cm}^2\text{)}$$

- Chọn 3 $\phi 22$ có $F_a = 11,4 \text{ (cm}^2\text{)}$

- Hàm lượng thép: $\mu \% = \frac{F_a}{b \times h_0} \times 100\% = \frac{11,4}{20 \times 27} \times 100 = 2,1\% > \mu_{\min} = 0,15\%$

- Vậy dùng thép 3 $\phi 22$ có $F_a = 11,4 \text{ (cm}^2\text{)}$

- Cốt thép cấu tạo dùng 2 $\phi 14$ có $F_a = 3,08 \text{ (cm}^2\text{)}$

e/ Tính toán cốt đai:

+ Kiểm tra điều kiện hạn chế về lực cắt:

$$Q \leq K_0 \times R_n \times b \times h_0 = 0,35 \times 90 \times 20 \times 27 = 17010 \text{ (Kg)}$$

$$\Rightarrow Q_{\max} = 4518 \text{ (Kg)} < 17010 \text{ (Kg)}$$

$\Rightarrow$ Điều kiện hạn chế về lực cắt đ- ợc thỏa mãn.

- Kiểm tra điều kiện chịu cắt của bê tông:

$$Q < 0,6 \times R_k \times b \times h_0 = 0,6 \times 7,5 \times 20 \times 27 = 2430 \text{ (Kg)}$$

$$\Rightarrow Q_{\max} = 4518 \text{ (Kg)} > 2430 \text{ (Kg)}$$

$\Rightarrow$ Phải tính toán cốt đai chịu lực cắt.

Chọn cốt đai $\phi 8$ $f_a = 0,503 \text{ (cm}^2\text{)}$. Số nhánh : $n = 2$ nhánh

- Lực cắt cốt đai phải chịu:

$$q_d = \frac{Q^2}{8 \times R_{k.} \times b \times h_0^2} = \frac{4518^2}{8 \times 7,5 \times 20 \times 27^2} = 23,33 \text{ (Kg/cm)}$$

- Khoảng cách tính toán giữa các cốt đai:

$$u_t = \frac{R_{ad} \times n \times f_d}{q_d} = \frac{1600 \times 2 \times 0,503}{23,33} = 69 \text{ (cm)}$$

- Khoảng cách cực đại giữa các cốt đai:

$$u_{\max} = \frac{1,5 \times R_k \times b \times h_0}{Q} = \frac{1,5 \times 7,5 \times 20 \times 27^2}{4518} = 36,3 \text{ (cm)}$$

- Khoảng cách cốt đai chọn không đ- ợc v- ợt quá u_t và $u_{\max}$ và phải thỏa mãn yêu cầu cấu tạo.

$$\text{do } h < 45 \text{ (cm)} \Rightarrow u_{ct} \begin{cases} \leq h/2 = 30/2 = 15 \text{ (cm)} \\ \leq 15 \text{ (cm)} \end{cases}$$

- Vậy chọn cốt đai $\phi 8$ a150

