

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

I. MỤC LỤC

I. MỤC LỤC	Trang 8
A .PHẦN 1 (KIẾN TRÚC)	Trang 9
I.GIỚI THIỆU VỀ KIẾN TRÚC CỦA CÔNG TRÌNH	Trang 10
II.CÁC GIẢI PHÁP KỸ THUẬT T- ỜNG ỨNG CỦA CÔNG TRÌNH	Trang 10
A) GIẢI PHÁP THÔNG GIÓ CHIẾU SÁNG	Trang 10
B)GIẢI PHÁP BỐ TRÍ GIAO THÔNG	Trang 11
C) GIẢI PHÁP CUNG CẤP ĐIỆN N- ỚC VÀ THÔNG TIN	Trang 11
D) GIẢI PHÁP PHÒNG HOẢ	Trang 12
E) GIẢI PHÁP CHỐNG SÉT	Trang 13
B .PHẦN 2 (KẾT CẤU)	
Trang 14	
III. TÍNH TOÁN CẤU TẠO KHUNG K7	Trang 15
I)QUAN ĐIỂM THIẾT KẾ	Trang 15
II)VẬT LIỆU SỬ DỤNG	Trang 15
III)SƠ ĐỒ HÌNH HỌC , KÍCH TH- ỚC TIẾT DIỆN	Trang 15
IV)XÁC ĐỊNH TẢI TRỌNG ,DỒN TẢI VÀO KHUNG THIẾT KẾ K6	Trang 19
A) XÁC ĐỊNH TẢI	Trang 19
B) DỒN TẢI VÀO KHUNG	Trang 24
V)TÍNH TOÁN VÀ TỔ HỢP NỘI LỰC	Trang 33
1. XÁC ĐỊNH NỘI LỰC	Trang 33
2. TỔ HỢP NỘI LỰC	Trang 50
VI)TÍNH TIẾT DIỆN KHUNG	Trang 75
A. TIẾT DIỆN DẦM	Trang 75
B. TIẾT DIỆN CỘT	Trang 82
VII)CẤU TẠO KHUNG	Trang 87
VIII)THỐNG KÊ CỐT THÉP	Trang 89
IV.TÍNH TOÁN CẤU TẠO SÀN	Trang 90
I) CHỌN KÍCH TH- ỚC CÁC CẤU KIỆN	Trang 90
II)SƠ ĐỒ TÍNH	Trang 90
III)TẢI TRỌNG TÍNH TOÁN	Trang 91
IV)NỘI LỰC TÍNH TOÁN	Trang 91
V)TÍNH CỐT THÉP CHỊU MÔMEN UỐN	Trang 91
VI)CẤU TẠO SÀN	Trang 92
V. TÍNH TOÁN CẤU TẠO MÓNG	Trang 93
I)TẢI TRỌNG CÔNG TRÌNH TÁC DỤNG LÊN MÓNG:	Trang 93

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

II) ĐIỀU KIỆN ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH, ĐỊA CHẤT THUỶ VĂN:	Trang 93
III) CHỌN VÀ TÍNH SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC	Trang 96
IV) TÍNH TOÁN ĐỘ BỀN VÀ CẤU TẠO ĐÀI CỌC.	Trang 107
V) CẤU TẠO MÓNG CỌC.	Trang 108
C .PHẦN 3 (THI CÔNG)	Trang
109	
A. GIỚI THIỆU ĐẶC ĐIỂM CÔNG TRÌNH	Trang 110
I) GIỚI THIỆU CÔNG TRÌNH	Trang 110
II) NHỮNG ĐIỀU KIỆN LIÊN QUAN ĐẾN GIẢI PHÁP THI CÔNG	Trang 110
III) CÔNG TÁC CHUẨN BỊ TR- ỒC KHI THI CÔNG	Trang 111
B.KĨ THUẬT THI CÔNG	Trang 113
I)KĨ THUẬT THI CÔNG ÉP CỌC	Trang 113
II) THI CÔNG ĐẤT	Trang 124
III)KĨ THUẬT THI BÊTÔNG MÓNG	Trang 131
IV)KĨ THUẬT THI CỐP PHA PHẦN THÂN	Trang 151
1) GIẢI PHÁP CÔNG NGHỆ THI CÔNG	Trang 151
2) THIẾT KẾ VẤN KHUÔN ĐỊNH HÌNH	Trang 160
3)KĨ THUẬT THI BÊTÔNG CỘT , DẦM ,SÀN	Trang 171
C. AN TOÀN LAO ĐỘNG	Trang 183
1) AN TOÀN LAO ĐỘNG TRONG KHI ÉP CỌC	Trang 183
2) AN TOÀN LAO ĐỘNG TRONG KHI ĐÀO ĐẤT	Trang 183
3) AN TOÀN LAO ĐỘNG TRONG CÔNG TÁC BÊ TÔNG	Trang 184
4) CÔNG TÁC XÂY VÀ HOÀN THIỆN	Trang 186
D .TỔ CHỨC THI CÔNG	Trang 189
I) CÔNG NGHỆ XÂY DỰNG	Trang 189
II) TÍNH TOÁN KHỐI L- ỢNG	Trang 192
III) NHU CẦU NHÂN CÔNG VÀ MÁY THI CÔNG	Trang 203
IV) LẬP TỔNG MẶT BẰNG THI CÔNG	Trang 208

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

III. TÍNH TOÁN CẤU TẠO KHUNG K7

I. Quan điểm thiết kế:

- + Căn cứ : Theo mặt bằng nhà
- + Có $L=39$ (m) ; $B=15,6$ (m) ; Ta thấy L lớn hơn so với $2B$. Cho lên có ph- ơng diện truyền tải theo quan niệm sau:
 - + Sử dụng bê tông toàn khối đổ tại công tr- ờng cấp độ bền B20
 - Tải đứng làm việc theo hai ph- ơng;
 - Tải ngang làm việc theo ph- ơng ngang nhà nguy hiểm hơn ph- ơng dọc nhà ;
 - Độ cứng của các khung có EJ_i gần bằng nhau
 - Bỏ qua sự làm việc của lõi thang máy đối với khung trục 7
 - Có thể bỏ qua việc phân phối tải ngang theo độ cứng của khung coi nh- tải ngang đ- ợc tiếp nhận t- ơng ứng với diện chịu tải do khung đó chịu
 - Vì là công trình thấp tầng đơn giản coi nh- đ- a về tính khung phẳng dầm coi nh- là liên tục trên tiết diện khung
 - Lựa chọn ph- ơng pháp tính khung phẳng theo ph- ơng ngang nhà các dầm dọc nhà coi nh- là dầm giằng liên tục kê lên các khung ngang

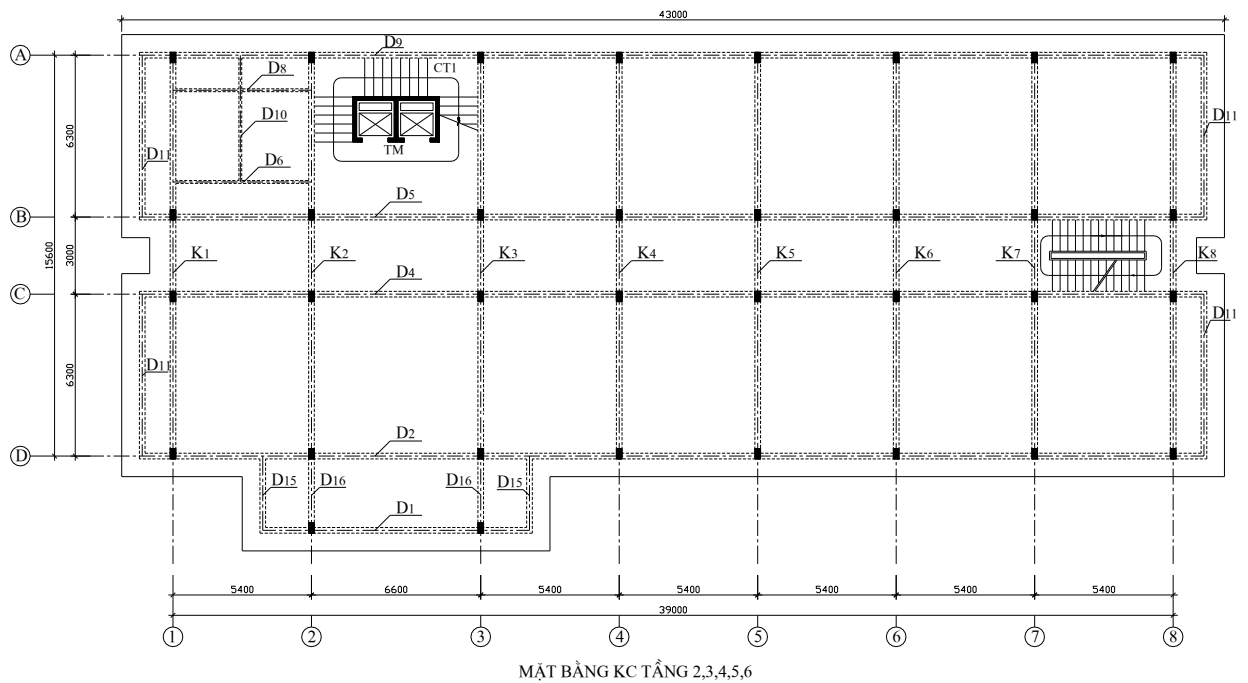
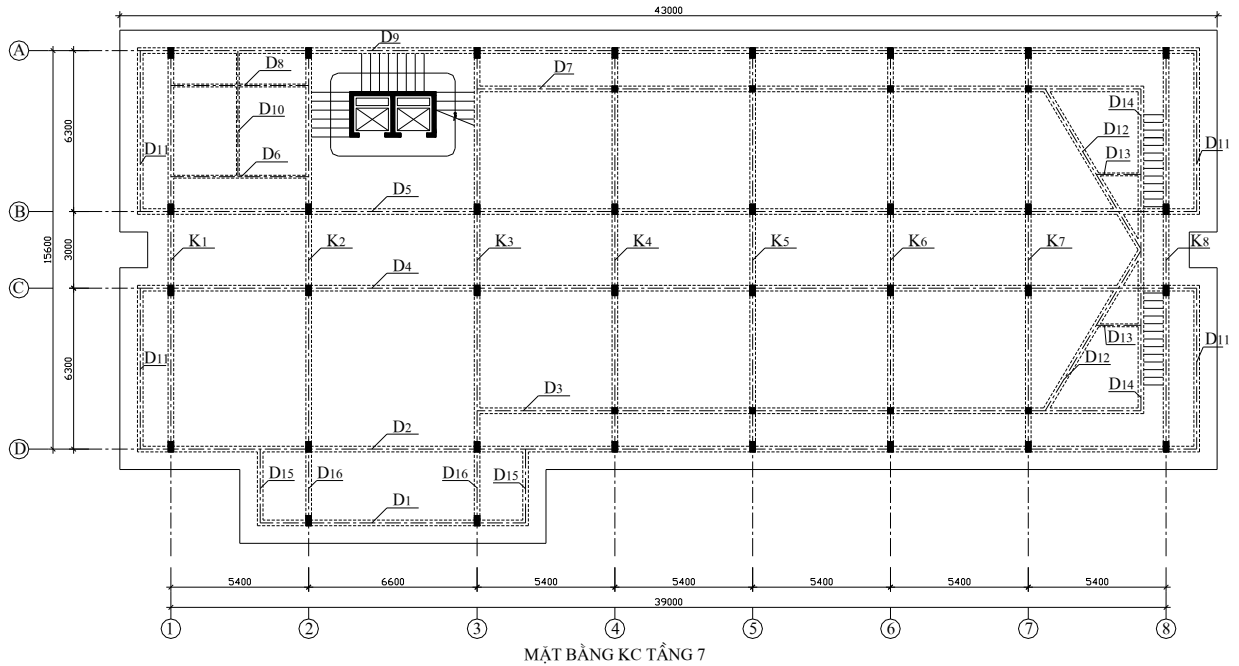
II. Vật liệu sử dụng ;

- + Bê tông cấp độ bền B20 có $R_b=11,5$ MPa ; $R_{bt}=0,9$ MPa
- + Cốt thép của bản sàn , cốt đai của dầm và cột loại AI
 - Cốt thép CI có : $R_s = 225$ MPa ; $R_{sw} = 175$ MPa ; $R_{sc} = 225$ MPa .
- + Cốt dọc của dầm và cột loại AII
 - Cốt thép CII có: $R_s = 280$ MPa ; $R_{sw} = 225$ MPa ; $R_{sc} = 280$ MPa .

III. Xác định sơ đồ hình học , sơ bộ kích th- ớc tiết diện :

- 1) Sơ đồ hình học:

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP



2) Sơ bộ kích thước cấu kiện:

(K7 trục 7 và những cấu có liên quan đến khung K7)

a) Sàn : $\delta_s = \frac{D}{m} \times l_1$; $D = 0,8 \div 1,4$; $m = 40 \div 45$ lấy $D = 1$; $m = 40$

l_1 : Chiều dài cạnh ngắn : $l_1^{01} = 5,4$ (m) ; $l_1^{02} = 3$ (m)

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

$$\delta_s = \frac{D}{m} \times l_1^{01} = \frac{1}{40} \times 5,4 = 0,135 \text{ (m)} \text{ chọn } \delta_s^1 = 15 \text{ (cm)}$$

$$\delta_s = \frac{D}{m} \times l_1^{02} = \frac{1}{40} \times 3 = 0,075 \text{ (m)} \text{ chọn } \delta_s^2 = 15 \text{ (cm)}$$

Thoả mãn điều kiện $\delta_s \leq \delta_{\min}$; $\delta_{\min} = 6$ (nhà dân dụng) ;
 $\delta_{\min} = 7$ (nhà công nghiệp)

b) Dầm dọc : D2 : (D2, D4, D5 ,D9, D3, D7) t-ơng tự nh- nhau lên ta chỉ cần tính dầm D2 rồi t-ơng tự suy ra kích th-ớc sơ bộ của của các dầm còn lại .

$$h_d = \frac{1}{m} \times l = \frac{1}{11} \times 5,4 = 0,49 \text{ (m)} = 50 \text{ (cm)}$$

$$h = (2 \div 4) b; b = 0,22 \text{ (m)} = 22 \text{ (cm)}$$

$$l = 5,4 \text{ (m)} ; m = 11.$$

c) Khung K7 ; (kích th-ớc sơ bộ của dầm và cột trong khung)

+ Dầm nhịp AB, CD

$$h = \frac{1}{m} \times l = \frac{1}{11} \times 6,3 = 0,57 \text{ (m)} \text{ theo kích th-ớc kiến trúc ta chọn } h =$$

$$0,6 \text{ (m)} = 60 \text{ (cm)} ; b = 0,22 \text{ (m)} = 22 \text{ (cm)}$$

+ Dầm nhịp BC:

$$h = \frac{1}{m} \times l = \frac{1}{11} \times 3 = 0,27 \text{ (m)} \text{ chọn } h = 0,35 \text{ (m)} = 35 \text{ (cm)}$$

$$h = (2 \div 4) b; b = 0,22 \text{ (m)} = 22 \text{ (cm)}$$

+ Cột trục A (theo tham khảo) chọn $h = 0,6 \text{ (m)} = 60 \text{ (cm)}; b = 0,44 \text{ (m)}$
 $= 44 \text{ (cm)}$

+ Cột trục B (theo tính toán);

$$F_{sb} = K \times \frac{N}{9,81 \times R_b} ; K = 1,2 ; R_b = 11,5 \text{ MPa} ;$$

F_{sb} : diện tích tiết diện ngang của cột.

R_b : c-ờng độ chịu nén tiêu chuẩn của bê tông.

N : lực nén lớn nhất có thể xuất hiện trong cột.

K : hệ số kể đến độ an toàn.

Xác định N : $N = (HT + TT) \times 8$

Diện chịu tải là : $f_{ct} = (3,15 + 1,5) \times 5,4 = 25,11 \text{ (m}^2\text{)}$

Giả sử mái cũng có diện chịu tải giống nh- sàn tầng 2,3,4,5,6,7

Hoạt tải : $HT = 1,2 \times 2,4 \times 25,11 = 60,26$ (theo TCVN2737-1995)

Tĩnh tải : $TT = TT_{\text{sàn}} + TT_{\text{t-ờng}} + TT_{\text{dầm}}$

$$TT_{\text{sàn}} = f_{ct} \times (\delta_s^i \times \gamma_s^i \times k^i) = 25,11 \times (0,02 \times 20 \times 1,1 + 0,03 \times 18 \times 1,3 + 0,15 \times 2,5 \times 1,1 + 0,015 \times 18 \times 1,3) = 141$$

$$TT_{\text{t-ờng}} = l_{\text{t-ờng}} \times b_{\text{t-ờng}} \times h_{\text{tuờng}} \times \gamma_t = 5,4 \times 0,22 \times 3,4 \times 18 = 72,7$$

$$TT_{\text{dầm}} = l_{\text{dầm}}^i \times b_{\text{dầm}}^i \times h_{\text{dầm}}^i \times \gamma_{bt} = 5,4 \times 0,5 \times 0,25 \times 25$$

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

$$+3,15 \times 0,6 \times 0,33 \times 25 \\ +1,5 \times 0,35 \times 0,33 \times 25 = 368(\text{kN}).$$

$$TT = 141 + 72,7 + 36,8 = 250,5 (\text{kN}).$$

$$N = (60,26 + 250,5) \times 8 = 2486 (\text{kN})$$

$$F_{sb} = 1,2 \times \frac{24860000}{9,81 \times 11,5} = 264433 (\text{mm}^2)$$

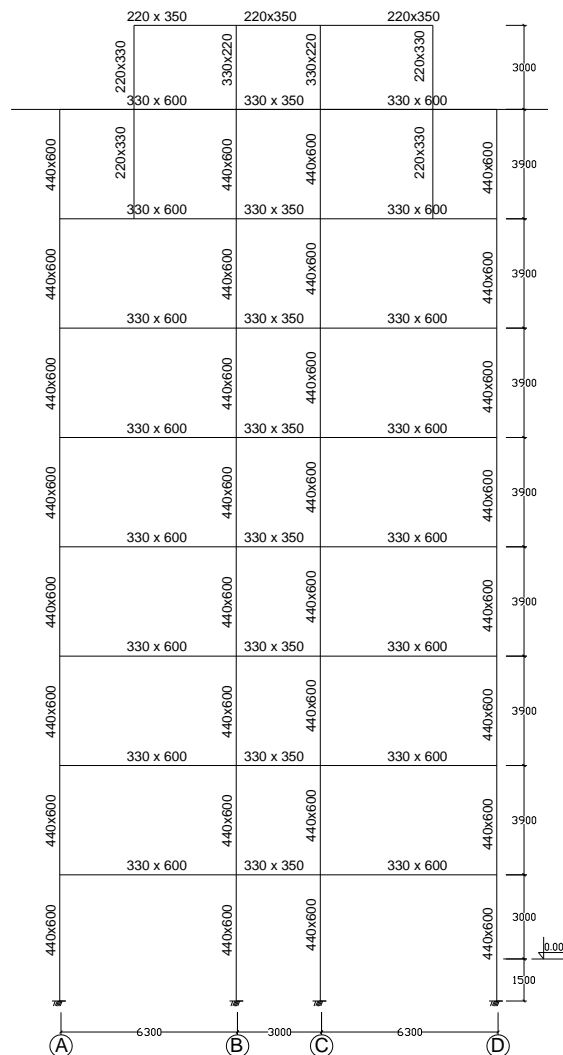
Chọn $b = 440 (\text{mm})$, thì ta có: $h = \frac{F_{sb}}{b} = 600 (\text{mm})$ chọn $h = 600(\text{mm})$

+Cột C,D (tính toán t-ơng tự) ;

Chọn $b = 440 (\text{mm})$; $h = 600 (\text{mm})$

3) Sơ bộ chiều sâu chôn móng :

Ta có theo giả thiết trên cơ sở - ớc l- ợng tr- ớc $h_m = 1,5 \text{ m}$ theo bố trí nh- hình vẽ trên



IV. Xác định tải trọng , dồn tải vào khung thiết kế K6 :

A) Xác định tải:

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

1. Số tầng hợp tải trên khung K 6

+ Tĩnh tải (TT)

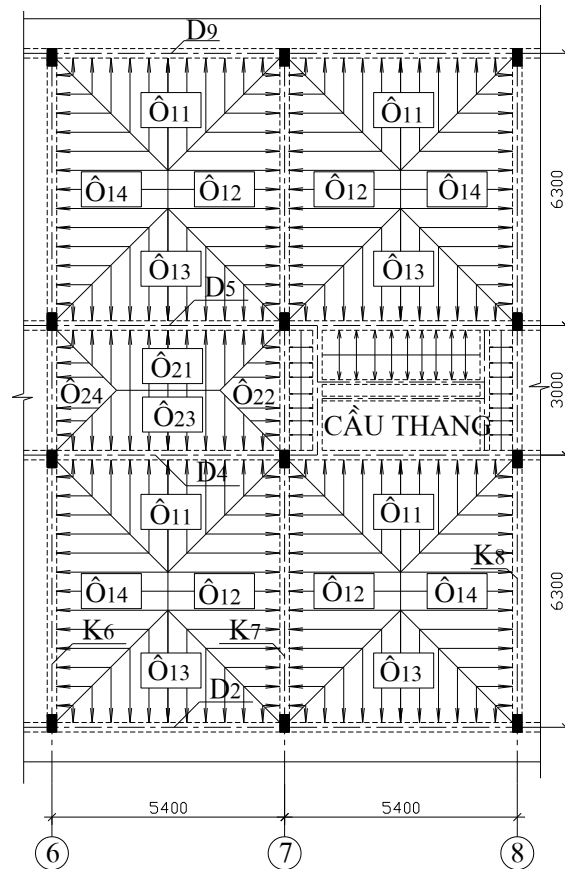
+ Hoạt tải đứng : $HT1 + HT2 = HT$

+ Tải gió : Gió trái (GT)

 Gió phải (GP)

2. Lập sơ đồ tính

1) Sơ đồ tính



TRÍCH MẶT BẰNG KC TẦNG 2,3,4,5,6

2) Xác định tải trọng

a) Xác định tải đứng trong tầng hợp tĩnh

tải

+ Ta có Ô1 làm việc theo hai phương nh- hình vẽ trên vì là :

$$\frac{l_1}{l_2} \leq 2 \text{ hay } \frac{6,3}{5,4} = 1,167 < 2$$

+ Ta có Ô2 làm việc theo hai phương nh- hình vẽ trên vì là :

$$\frac{l_1}{l_2} \leq 2 \text{ hay } \frac{5,4}{3} = 1,8 < 2$$

+ Ta có tải trọng trên sơ đồ của các tầng giống nhau

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

+T-ờng ngoài 220 sử dụng gạch đặc : $g_t = b_t \times \gamma_t \times k_t$; trong đó : b_t chiều dày t-ờng (m)

g_t trọng l-ợng trên một (m^2) t-ờng

γ_t trọng l-ợng riêng của vật liệu t-ờng (kN/m^3)

k_t hệ số độ tin cậy của vật liệu (TCVN2737-1995)

$$g_t = 0,22 \times 18 \times 1,1 = 4,356 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

+T-ờng ngăn 220 sử dụng gạch rỗng : $g_t = b_t \times \gamma_t \times k_t$; trong đó : b_t chiều dày t-ờng (m)

g_t trọng l-ợng trên một (m^2) t-ờng

γ_t trọng l-ợng riêng của vật liệu t-ờng (kN/m^3)

k_t hệ số độ tin cậy của vật liệu (TCVN2737-1995)

$$g_t = 0,22 \times 13 \times 1,1 = 3,146 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

+ Dầm :

*Đoạn AB,CD : 22×60 (cm)

$g_d = b_d \times h_d \times \gamma_d \times k_d$; trong đó : b_d chiều rộng dầm (m)

g_d trọng l-ợng trên một (m) dài dầm

h_d chiều cao dầm (m)

γ_d trọng l-ợng riêng của vật liệu dầm (kN/m^3)

k_d hệ số độ tin cậy của vật liệu (TCVN2737-1995)

$$g_d = 0,22 \times 0,6 \times 25 \times 1,1 = 3,63 \text{ (kN/m)}$$

*Đoạn BC : 22×35 (cm)

$$g_d = 0,22 \times 0,35 \times 25 \times 1,1 = 2,1175 \text{ (kN/m)}$$

*Dầm D_2 , D_4 , D_5 , D_9 : 22×50 (cm)

$$g_d = 0,22 \times 0,5 \times 25 \times 1,1 = 3,025 \text{ (kN/m)}$$

+Cột :

*Cột A,B,C,D : 44×60 (cm)

$g_c = b_c \times h_c \times \gamma_c \times k_c$; trong đó : b_c chiều rộng cột (m)

g_c trọng l-ợng trên một (m) dài cột

h_c chiều rộng cột (m)

γ_c trọng l-ợng riêng của vật liệu cột (kN/m^3)

k_c hệ số độ tin cậy của vật liệu (TCVN2737-1995)

$$g_c = 0,44 \times 0,6 \times 25 \times 1,1 = 7,26 \text{ (kN/m)}$$

+Sàn:

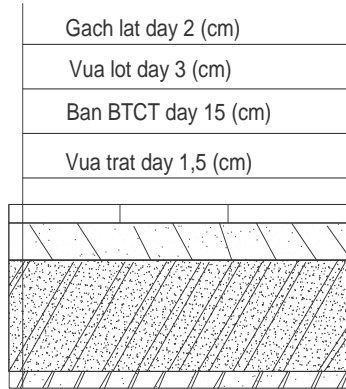
- Gạch lát : $\delta_1 = 2$ (cm)

- Vữa lót : $\delta_2 = 3$ (cm)

- Bản BTCT: $\delta_3 = 15$ (cm)

- Vữa trát : $\delta_4 = 1,5$ (cm)

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP



$$g_s = g_1 + g_2 + g_3 + g_4$$

$g_i = (\delta_s^i \times \gamma_s^i \times k^i)$; trong đó: g_i trọng l- ợng một(m^2) lớp cấu tạo sàn
 g_s trọng l- ợng trên một (m^2) sàn

δ_s^i chiều dày của lớp cấu tạo sàn (m)

γ_s^i trọng l- ợng riêng của lớp vật liệu cấu tạo sàn (kN/m^3)

k^i hệ số độ tin cậy của vật liệu cấu tạo sàn (TCVN2737-1995)

$$g_1 = 0,02 \times 20 \times 1,1 = 0,44 \quad (kN/m^2)$$

$$g_2 = 0,03 \times 18 \times 1,3 = 0,702(kN/m^2)$$

$$g_3 = 0,15 \times 2,5 \times 1,1 = 4,125(kN/m^2)$$

$$g_4 = 0,015 \times 1,8 \times 1,3 = 0,351(kN/m^2)$$

$$g_s = 0,44 + 0,702 + 4,125 + 0,351 = 5,616(kN/m^2)$$

Ta có : $g^u = g_s = 5,616(kN/m^2)$

+Cầu thang bộ

-Gạch lát : $\delta_1 = 2$ (cm)

-Bậc thang : $\delta_t = 7,5$ (cm)

-Vữa lót : $\delta_2 = 3$ (cm)

-Bản BTCT: $\delta_3 = 15$ (cm)

-Vữa trát : $\delta_4 = 1,5$ (cm)

$$g_s = g_1 + g_4 + g_2 + g_3 + g_4$$

$g_i = (\delta_s^i \times \gamma_s^i \times k^i)$; trong đó: g_i trọng l- ợng một(m^2) lớp cấu tạo sàn
 g_s trọng l- ợng trên một (m^2) sàn

δ_s^i chiều dày của lớp cấu tạo sàn (m)

γ_s^i trọng l- ợng riêng của lớp vật liệu cấu tạo sàn (T/m^3)

k^i hệ số độ tin cậy của vật liệu cấu tạo sàn (TCVN2737-1995)

$$g_1 = 0,02 \times 20 \times 1,1 = 0,44 \quad (kN/m^2)$$

$$g_2 = 0,03 \times 18 \times 1,3 = 0,702(kN/m^2)$$

$$g_3 = 0,15 \times 2,5 \times 1,1 = 4,125(kN/m^2)$$

$$g_4 = 0,015 \times 1,8 \times 1,3 = 0,351(kN/m^2)$$

$$g_t = 0,075 \times 18 \times 1,3 = 1,755(kN/m^2)$$

$$g_{tb} = 0,44 + 0,702 + 4,125 + 0,351 + 1,755 = 7,373(kN/m^2)$$

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

Ta có : $g^{tt} = g_{tb} = 7,373(kN/m^2)$

b)Xác định tải trọng đứng trong tr-ờng hợp hoạt tải

STT	Mục đích sử dụng	p_{tc}	n	p_{tt}
1	Văn phòng	200	1,2	240
2	Phòng hội họp	400	1,2	480
2	Hành lang	300	1,2	360
4	Mái không sử dụng	30	1,3	39
5	Mái sử dụng gom n- ớc m- a	30	1,3	39
6	N- ớc m- a không thoát kịp	200	1,2	240
7	Câu thang bộ	450	1,2	540

Giá trị hoạt tải \hat{O}_2 ; $p^{lc} = 300 \text{ kG/m}^2$ theo TCVN2737-1995

$$p^{tt} = n \times p^{lc} = 1,2 \times 300 = 360 \text{ kG/m}^2 = 3,531 \text{ kN/ m}^2$$

Giá trị hoạt tải \hat{O}_1 ; $p^{lc} = 200 \text{ kG/m}^2$ theo TCVN2737-1995

$$p^{tt} = n \times p^{lc} = 1,2 \times 200 = 240 \text{ kG/m}^2 = 2,354 \text{ kN/ m}^2$$

Giá trị hoạt tải thang bộ ; $p^{lc} = 450 \text{ kG/m}^2$ theo TCVN2737-1995

$$p^{tt} = n \times p^{lc} = 1,2 \times 450 = 540 \text{ kG/m}^2 = 5,297 \text{ kN/ m}^2$$

Giá trị hoạt tải mái ; $p^{lc} = 30 \text{ kG/m}^2$ theo TCVN2737-1995

$$p^{tt} = n \times p^{lc} = 1,3 \times 30 = 39 \text{ kG/m}^2 = 0,382 \text{ kN/ m}^2$$

c)Xác định tải trọng ngang trong tr-ờng hợp hoạt tải

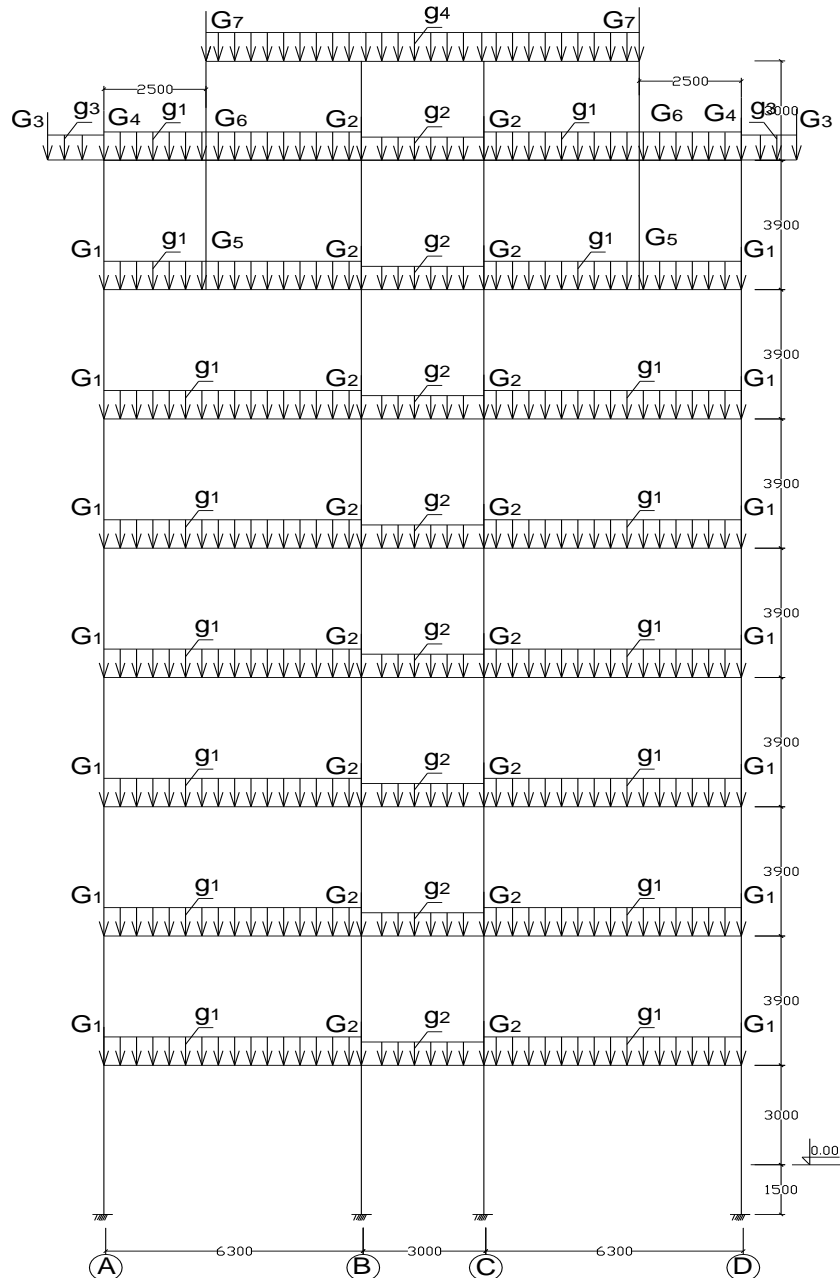
áp lực gió II.B lên có $W_o = 95 \text{ daN/m}^2$

Độ cao	Hệ số	Hệ số	Ap lực	Hệ số		Ap lực gió đẩy ,hút	
Z,m	n	K	W _o	c1	c2	Wđ	Wh
3	1.2	0.872	95	0.8	1	79.5264	59.6448
6.9	1.2	0.947	95	0.8	1	86.3664	64.7748
10.8	1.2	1.022	95	0.8	1	93.2064	69.9048
14.7	1.2	1.097	95	0.8	1	100.0464	75.0348
18.6	1.2	1.172	95	0.8	1	106.8864	80.1648
22.5	1.2	1.247	95	0.8	1	113.7264	85.2948
26.4	1.2	1.322	95	0.8	1	120.5664	90.4248
30.3	1.2	1.397	95	0.8	1	127.4064	95.5548
33.3	1.2	1.472	95	0.8	1	134.2464	100.6848

B) Dồn tải vào khung:

1) Dồn tải vào khung trong tr-ờng hợp tĩnh tải

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP



*)Tải tập trung:

G_1 : bao gồm các thành phần tải sau :

- + Trọng l- ọng bản thân cột A tiết diện ngang 44×60 (cm)
- + Trọng l- ọng t- ờng ngoài truyền vào cột qua dầm D_9
- + Trọng l- ọng bản thân sàn \hat{O}_1 dạng hình tam giác 1 phía qua dầm D_9
- + Trọng l- ọng bản thân dầm D_9 (22×50) cm

Tính toán tải tập trung G_1 :

$G_1 = G_c + G_t + G_s + G_d$; Trong đó :

G_c Trọng l- ọng bản thân cột A tiết diện ngang 44×60 (cm)

G_t Trọng l- ọng lan can truyền vào cột qua dầm D_4

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

G_s Trọng lượng bản thân sàn \hat{O}_1 dạng hình tam giác 1 phía qua dầm D_9

G_d Trọng lượng bản thân dầm D_9 (22 × 50) cm

$$G_c = L_c \times g_c = 3,9 \times 7,26 = 28,31 \text{ (kN)}$$

$$G_t = f_t \times g_t = 5,4 \times 3,4 \times 2,178 = 57,76 \text{ (kN)}$$

$$G_s = f_s \times g_s = 7,29 \times 5,616 = 40,94 \text{ (kN)}$$

$$G_d = L_d \times g_d = 5,4 \times 3,025 = 16,335 \text{ (kN)}$$

$$G_1 = 28,31 + 57,76 + 40,94 + 16,335 = 143,345 \text{ (kN)}$$

G_2 : bao gồm các thành phần tải sau:

+ Trọng lượng bản thân cột B tiết diện ngang 44 × 60 (cm)

+ Trọng lượng t-ờng 220 truyền vào cột qua dầm D_5

+ Trọng lượng bản thân sàn \hat{O}_2 dạng hình thang 1 phía qua dầm D_5

+ Trọng lượng bản thân sàn \hat{O}_1 dạng tam giác 1 phía qua dầm D_5

+ Trọng lượng bản thân dầm D_5 (22 × 50) cm

Tính toán tải tập trung G_2 :

$$G_2 = G_c + G_1 + G_s^{\hat{O}_2} + G_s^{\hat{O}_1} + G_d; \text{ Trong đó:}$$

G_c Trọng lượng bản thân cột B tiết diện ngang 44 × 60 (cm)

G_t Trọng lượng t-ờng 220 truyền vào cột qua dầm D_5

$G_s^{\hat{O}_2}$ Trọng lượng bản thân sàn \hat{O}_2 dạng hình thang 1 phía qua dầm D_5

$G_s^{\hat{O}_1}$ Trọng lượng bản thân sàn \hat{O}_1 dạng tam giác 1 phía qua dầm D_5

G_d Trọng lượng bản thân dầm D_5 (22 × 50) cm

$$G_c = L_c \times g_c = 3,9 \times 7,26 = 28,31 \text{ (kN)}$$

$$G_t = f_t \times g_t = 5,4 \times 3,4 \times 2,178 = 57,76 \text{ (kN)}$$

$$G_s^{\hat{O}_1} = f_s \times g_s = 7,29 \times 5,616 = 40,94 \text{ (kN)}$$

$$G_s^{\hat{O}_2} = f_s \times g_s = 5,85 \times 5,616 \times K \\ = 8,85 \times 5,616 \times 0,788 = 39,16 \text{ (kN)}$$

$$G_d = L_d \times g_d = 5,4 \times 3,025 = 16,335 \text{ (kN)}$$

Tính hệ số truyền tải K (tra bảng kết hợp nội suy) ta có:

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{5,4}{3} = 1,7 \text{ tra bảng suy ra } K = 0,788$$

$$G_2 = 28,31 + 57,76 + 40,94 + 39,16 + 16,335 = 182,5 \text{ (kN)}$$

G_3 : bao gồm các thành phần tải sau:

+ Trọng lượng bản thân t-ờng chắn mái 220 truyền vào cột qua dầm D_{17}

+ Trọng lượng bản thân xêlô dạng hình chữ nhật 1 phía qua dầm D_{17}

+ Trọng lượng bản thân dầm D_{17} (22 × 50) cm

Tính toán tải tập trung G_3 :

$$G_3 = G_{tm} + G_s^{xl} + G_d; \text{ Trong đó:}$$

G_{tm} Trọng lượng bản thân t-ờng chắn mái 220 truyền vào dầm D_{17}

G_s^{xl} Trọng lượng bản thân xêlô dạng hình chữ nhật 1 phía qua dầm D_{17}

G_d Trọng lượng bản thân dầm D_{17} (22 × 50) cm

$$G_{tm} = f_{tm} \times g_t = 4,32 \times 2,178 = 9,40 \text{ (kN)}$$

$$G_s^{xl} = f_s \times g_s = 2,16 \times 5,616 = 12,13 \text{ (kN)}$$

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

$$G_d = L_d \times g_d = 5,4 \times 3,025 = 16,335(\text{kN})$$

$$G_3 = 9,4 + 12,13 + 16,335 = 37,865(\text{kN})$$

G_4 : bao gồm các thành phần tải sau :

+ Trọng l- ọng bản thân sàn \hat{O}_1 dạng chữ nhật 1 phía qua dầm D_{18}

+ Trọng l- ọng bản thân xêlô dạng chữ nhật 1 phía qua dầm D_{18}

+ Trọng l- ọng bản thân dầm D_{18} (22 × 35) cm

Tính toán tải tập trung G_4 :

$G_4 = G_s^{\hat{O}_1} + G_s^{xl} + G_d$; Trong đó :

$G_s^{\hat{O}_1}$ Trọng l- ọng bản thân sàn \hat{O}_1 dạng chữ nhật 1 phía qua dầm D_{18}

G_s^{xl} Trọng l- ọng bản thân sàn xêlô dạng chữ nhật 1 phía qua dầm D_{18}

G_d Trọng l- ọng bản thân dầm D_3 (22 × 50) cm

$$G_s^{\hat{O}_1} = f_s \times g_s = 6,75 \times 5,616 = 37,9(\text{kN})$$

$$G_s^{xl} = f_s \times g_s = 2,16 \times 5,616 = 12,13(\text{kN})$$

$$G_d = L_d \times g_d = 5,4 \times 3,025 = 16,335(\text{kN})$$

$$G_4 = 37,9 + 12,13 + 16,335 = 66,365 (\text{kN})$$

G_5 : bao gồm các thành phần tải sau :

+ Trọng l- ọng bản thân sàn \hat{O}_1 dạng tam giác 1 phía qua dầm D_{18}

+ Trọng l- ọng bản thân sàn \hat{O}_1 dạng chữ nhật 1 phía qua dầm D_{18}

+ Trọng l- ọng bản thân cột

+ Trọng l- ọng bản thân t- ờng ngăn

+ Trọng l- ọng bản thân dầm D_{18} (22 × 50) cm

Tính toán tải tập trung G_5 :

$G_5 = G_s^{\hat{O}_1} + G_s^{\hat{O}_1} + G_d + G_t + G_c$; Trong đó :

$G_s^{\hat{O}_1}$ Trọng l- ọng bản thân sàn \hat{O}_1 dạng chữ nhật 1 phía qua dầm D_{18}

$G_s^{\hat{O}_1}$ Trọng l- ọng bản thân sàn \hat{O}_1 dạng tam giác 1 phía qua dầm D_{18}

G_c Trọng l- ọng bản thân cột (22 × 33) cm

G_t Trọng l- ọng bản thân t- ờng 220

G_d Trọng l- ọng bản thân dầm D_{18} (22 × 50) cm

$$G_s^{\hat{O}_1} = f_s \times g_s = 6,75 \times 5,616 = 37,9 (\text{kN})$$

$$G_s^{\hat{O}_1} = f_s \times g_s = 3,61 \times 5,616 = 20,27 (\text{kN})$$

$$G_c = L_c \times g_d = 3,9 \times 2,178 = 7,405 (\text{kN})$$

$$G_t = f_t \times g_t = 18,36 \times 2,178 = 39,9 (\text{kN})$$

$$G_d = L_d \times g_d = 5,4 \times 3,025 = 16,335 (\text{kN})$$

$$G_5 = 37,9 + 20,27 + 16,335 + 7,405 + 39,9 = 121,81(\text{kN})$$

G_6 : bao gồm các thành phần tải sau :

+ Trọng l- ọng bản thân sàn \hat{O}_1 dạng tam giác 1 phía qua dầm D_{19}

+ Trọng l- ọng bản thân sàn \hat{O}_1 dạng chữ nhật 1 phía qua dầm D_{19}

+ Trọng l- ọng bản thân cột

+ Trọng l- ọng bản thân dầm D_{19} (22 × 50) cm

Tính toán tải tập trung G_6 :

$G_6 = G_s^{\hat{O}_1} + G_s^{\hat{O}_1} + G_d + G_c$; Trong đó :

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

$G_s^{\hat{o}1}$ Trọng l- ợng bản thân sàn \hat{O}_1 dạng chữ nhật 1 phía qua dầm D_{19}

$G_s^{\hat{o}1}$ Trọng l- ợng bản thân sàn \hat{O}_1 dạng tam giác 1 phía qua dầm D_{19}

G_c Trọng l- ợng bản thân cột (22×33) cm

G_d Trọng l- ợng bản thân dầm D_{18} (22×50) cm

$$G_s^{\hat{o}1} = f_s \times g_s = 6,75 \times 5,616 = 37,9 \text{ (kN)}$$

$$G_s^{\hat{o}1} = f_s \times g_s = 3,61 \times 5,616 = 20,27 \text{ (kN)}$$

$$G_c = L_c \times g_d = 3 \times 2,178 = 6,534 \text{ (kN)}$$

$$G_d = L_d \times g_d = 5,4 \times 3,025 = 16,335 \text{ (kN)}$$

$$G_6 = 37,9 + 20,27 + 6,534 + 16,335 = 81,04 \text{ (kN)}$$

*)Tải phân bố

g_1 : bao gồm các thành phần tải sau:

+ trọng l- ợng bản thân dầm khung đoạn AB,CD; (22×60) (cm)

+trọng l- ợng bản thân sàn \hat{O}_1 dạng hình thang 2 phía qua dầm khung

$$g_1 = g_d + g_s = 5,445 + 22,113 = 27,558 \text{ (kN/m)} \text{ ;(đ- ợc tính ở phần}$$

IV.2.1)b) ĐATN-2009)

g_2 : bao gồm các thành phần tải sau:

+trọng l- ợng bản thân dầm khung đoạn BC: 22×35 (cm)

+tải trọng do sàn \hat{O}_2 hình tam giác 2 phía truyền vào dầm khung đoạn BC

$$g_d = 3,17 \text{ (kN/m)} \text{ (đ- ợc tính ở phần IV.2.1)b) ĐATN -2009)}$$

$$g_2 = g_d + g_t + g^{\hat{o}2};$$

$$g^{\hat{o}2} = \frac{5}{8} g_s L = \frac{5}{8} \times 5,616 \times 3 = 10,53 \text{ (kN/m)}$$

$$g_2 = 3,17 + 10,53 = 13,7 \text{ (kN/m)}$$

g_3 : bao gồm các thành phần tải sau:

+trọng l- ợng bản thân dầm khung ngoài xêlô : 22×50 (cm)

$$g_{tm} = g_t \times h_t = 4,356 \times 0,5 = 2,178 \text{ (kN/m)}$$

$$g_d = 3,17 \text{ (kN/m)} \text{ ;(đ- ợc tính ở phần IV.2.1)b) ĐATN-2009)}$$

$$g_3 = g_{tm} + g_d = 2,178 + 3,17 = 5,348 \text{ (kN/m)}$$

g_4 : bao gồm các thành phần tải sau:

+ trọng l- ợng bản thân dầm khung đoạn BC: 22×60 (cm)

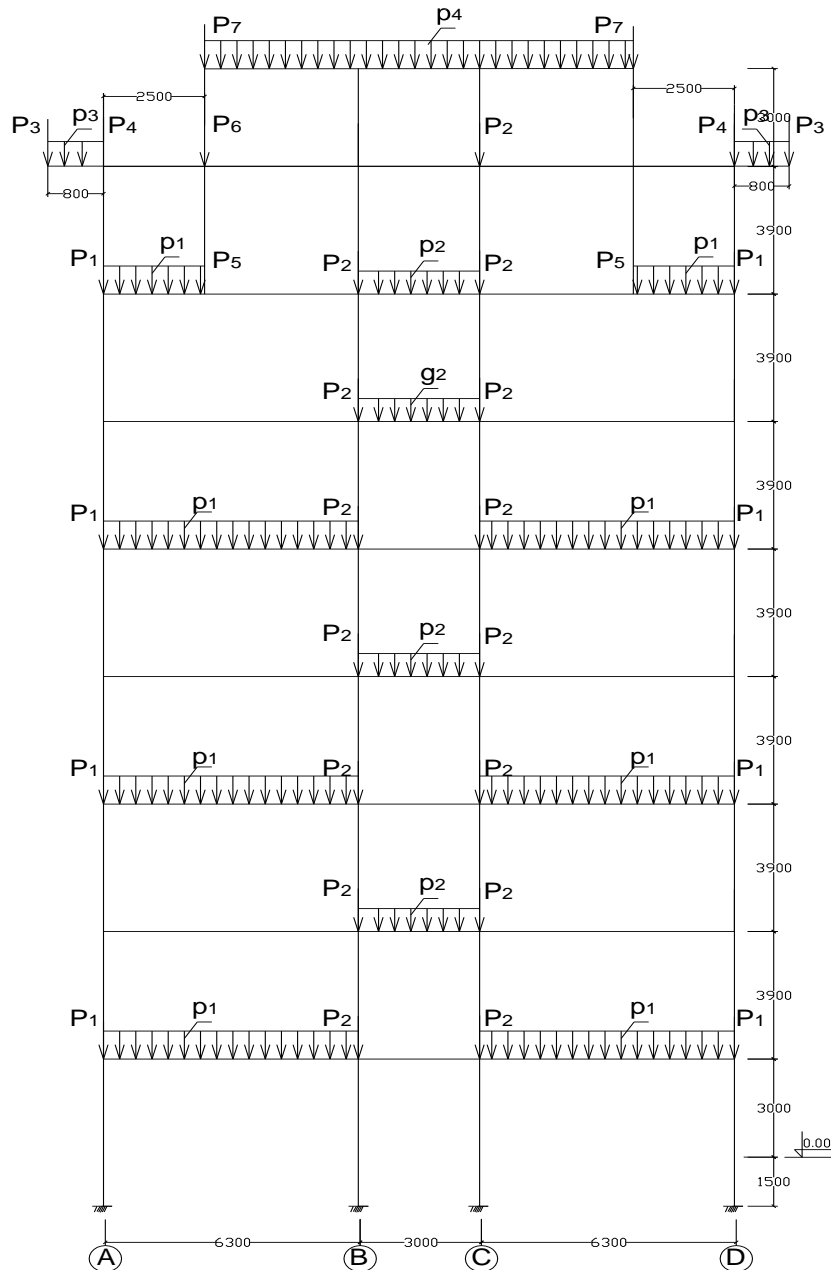
$$g_{tm} = g_t \times h_t = 4,356 \times 1,1 = 4,8 \text{ (kN/m)}$$

$$g_d = 4,235 \text{ (kN/m)} \text{ ;(đ- ợc tính ở phần IV.2.1)b) ĐATN-2009)}$$

$$g_4 = g_{tm} + g_d = 5,14 + 4,8 = 1 \text{ (kN/m)}$$

2) *Đồn tải vào khung trong tr- ờng hợp hoạt tải*

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP



*Tải tập trung

P_1 : bao gồm hoạt tải \hat{O}_1 tam giác phía truyền vào dầm D_9

$$P_1 = l_1 \times l_2 \times p'' = 2,7 \times 2,7 \times 2,4 = 17,496 \text{ (kN)}$$

P_2 : bao gồm hoạt tải \hat{O}_1 hình thang 1 phía truyền vào dầm D_5
hoạt tải \hat{O}_1 tam giác phía truyền vào dầm D_5

$$P_1 = l_1 \times l_2 \times p'' = 2,7 \times 2,7 \times 2,4 = 17,496 \text{ (kN)}$$

$$P_2 = l_1 \times l_2 \times p'' \times K$$

$$= 5,4 \times 1,5 \times 3,6 \times 0,788 = 22,79 \text{ (kN)}$$

$$P_3 = 5,4 \times 0,4 \times (0,36 + 2,4) = 5,96 \text{ (kN)}$$

P_4 : bao gồm hoạt tải \hat{O}_1 chữ nhật 2 phía truyền vào dầm D_1

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

$$P_4 = l_1 \times l_2 \times p'' \\ = 5,4 \times 1,25 \times 0,39 = 25,8(\text{kN})$$

P_5 : bao gồm hoạt tải \hat{O}_2 hình chữ nhật 1 phía truyền vào dầm D_4 và phần n-óc m- a không thoát kịp trên xêlô truyền vào

$$P_5 = l_1 \times (l_2 + l_2') \times p'' + (l_1 \times l_2 \times p''_n) = \\ = 4,2 \times (0,75 + 0,6) \times 0,39 + (4,2 \times 0,6 \times 2,4) = 8,09(\text{kN})$$

$$P_6 = l_1 \times l_2 \times p'' = 6,3 \times 1,25 \times 0,39 = 3,01(\text{kN})$$

P_7 : bao gồm hoạt tải mái hình chữ nhật 1 phía truyền vào dầm cuốn và phần n-óc m- a không thoát kịp trên xêlô truyền vào

$$P_7 = l_1 \times l_2' \times (p'' + p''_n) = 6,3 \times 0,4 \times (0,39 + 2,4) = 7,03(\text{kN})$$

*Tải phân bố

$$p_1 = \frac{5}{8} p_s L = \frac{5}{8} \times 4,8 \times 6,3 = 18,9(\text{kN/m})$$

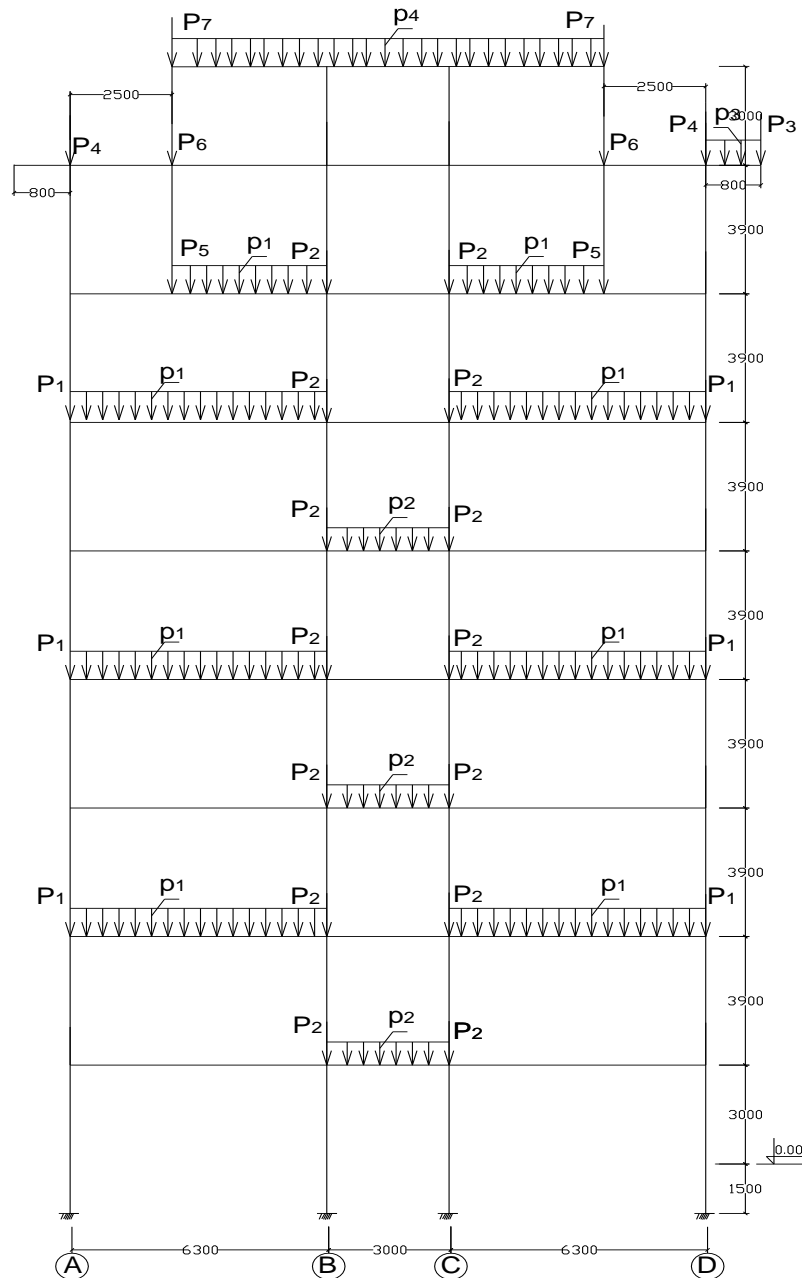
p_2 : bao gồm hoạt tải \hat{O}_1 hình tam giác hai phía truyền vào dầm khung

$$p_2 = l_1 \times p'' \times \frac{5}{8} = 3 \times 3,6 \times \frac{5}{8} = 6,75(\text{kN/m})$$

$$p_3 = 0$$

3) *Đồn tải vào khung trong tr-ờng hợp hoạt tải 2*

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP



*Tải tập trung

P_1 : bao gồm hoạt tải \hat{O}_1 tam giác phía truyền vào dầm D_9

$$P_1 = l_1 \times l_2 \times p'' = 2,7 \times 2,7 \times 2,4 = 17,496 \text{ (kN)}$$

P_2 : bao gồm hoạt tải \hat{O}_1 hình thang 1 phía truyền vào dầm D_5
hoạt tải \hat{O}_1 tam giác phía truyền vào dầm D_5

$$P_1 = l_1 \times l_2 \times p'' = 2,7 \times 2,7 \times 2,4 = 17,496 \text{ (kN)}$$

$$P_2 = l_1 \times l_2 \times p'' \times K$$

$$= 5,4 \times 1,5 \times 3,6 \times 0,788 = 22,79 \text{ (kN)}$$

$$P_3 = 5,4 \times 0,4 \times (0,36 + 2,4) = 5,96 \text{ (kN)}$$

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

P_4 : bao gồm hoạt tải \hat{O}_1 chữ nhật 2 phía truyền vào dầm D_1

$$P_4 = l_1 \times l_2 \times p'' \\ = 5,4 \times 1,25 \times 0,39 = 25,8(\text{kN})$$

P_5 : bao gồm hoạt tải \hat{O}_2 hình chữ nhật 1 phía truyền vào dầm D_4 và phần n- ốc m- a không thoát kịp trên xêlô truyền vào

$$P_5 = l_1 \times (l_2 + l_2') \times p'' + (l_1 \times l_2 \times p''_n) = \\ = 4,2 \times (0,75 + 0,6) \times 0,39 + (4,2 \times 0,6 \times 2,4) = 8,09(\text{kN})$$

$$P_6 = l_1 \times l_2 \times p'' = 6,3 \times 1,25 \times 0,39 = 3,01(\text{kN})$$

P_7 : bao gồm hoạt tải mái hình chữ nhật 1 phía truyền vào dầm cuốn và phần n- ốc m- a không thoát kịp trên xêlô truyền vào

$$P_7 = l_1 \times l_2' \times (p'' + p''_n) = 6,3 \times 0,4 \times (0,39 + 2,4) = 7,03(\text{kN})$$

*Tải phân bố

$$p_1 = \frac{5}{8} p_s L = \frac{5}{8} \times 4,8 \times 6,3 = 18,9(\text{kN/m})$$

p_2 : bao gồm hoạt tải \hat{O}_1 hình tam giác hai phía truyền vào dầm khung

$$p_2 = l_1 \times p'' \times \frac{5}{8} = 3 \times 3,6 \times \frac{5}{8} = 6,75(\text{kN/m})$$

$$p_3 = 0$$

4) *Đôn tải vào khung trong tr- ờng hợp hoạt tải ngang (tải gió)*

+Xác định tải gió đẩy, hút phân bố $q_{đ,h} = W_{đ,h} \times B$;

$$q_{đ}^1 = 86,36 \times 5,4 = 466,34(\text{daN/m}) = 4,66(\text{kN/m})$$

$$q_{đ}^2 = 93,26 \times 5,4 = 503,6(\text{daN/m}) = 5,03(\text{kN/m})$$

$$q_{đ}^3 = 100,04 \times 5,4 = 540,22(\text{daN/m}) = 5,40(\text{kN/m})$$

$$q_{đ}^4 = 106,88 \times 5,4 = 577,15(\text{daN/m}) = 5,77(\text{kN/m})$$

$$q_{đ}^5 = 113,73 \times 5,4 = 614,14(\text{daN/m}) = 6,14(\text{kN/m})$$

$$q_{đ}^6 = 120,56 \times 5,4 = 651,02(\text{daN/m}) = 6,51(\text{kN/m})$$

$$q_{đ}^7 = 127,40 \times 5,4 = 687,96(\text{daN/m}) = 6,88(\text{kN/m})$$

$$q_{đ}^8 = 134,24 \times 5,4 = 724,89(\text{daN/m}) = 7,24(\text{kN/m})$$

$$q_h^1 = 64,77 \times 5,4 = 349,75(\text{daN/m}) = 3,49(\text{kN/m})$$

$$q_h^2 = 69,9 \times 5,4 = 377,49(\text{daN/m}) = 3,77(\text{kN/m})$$

$$q_h^3 = 75,03 \times 5,4 = 405,16(\text{daN/m}) = 4,05(\text{kN/m})$$

$$q_h^4 = 80,16 \times 5,4 = 432,86(\text{daN/m}) = 4,32(\text{kN/m})$$

$$q_h^5 = 85,29 \times 5,4 = 460,56(\text{daN/m}) = 4,6(\text{kN/m})$$

$$q_h^6 = 90,42 \times 5,4 = 488,26(\text{daN/m}) = 4,88(\text{kN/m})$$

$$q_h^7 = 95,55 \times 5,4 = 515,97(\text{daN/m}) = 5,15(\text{kN/m})$$

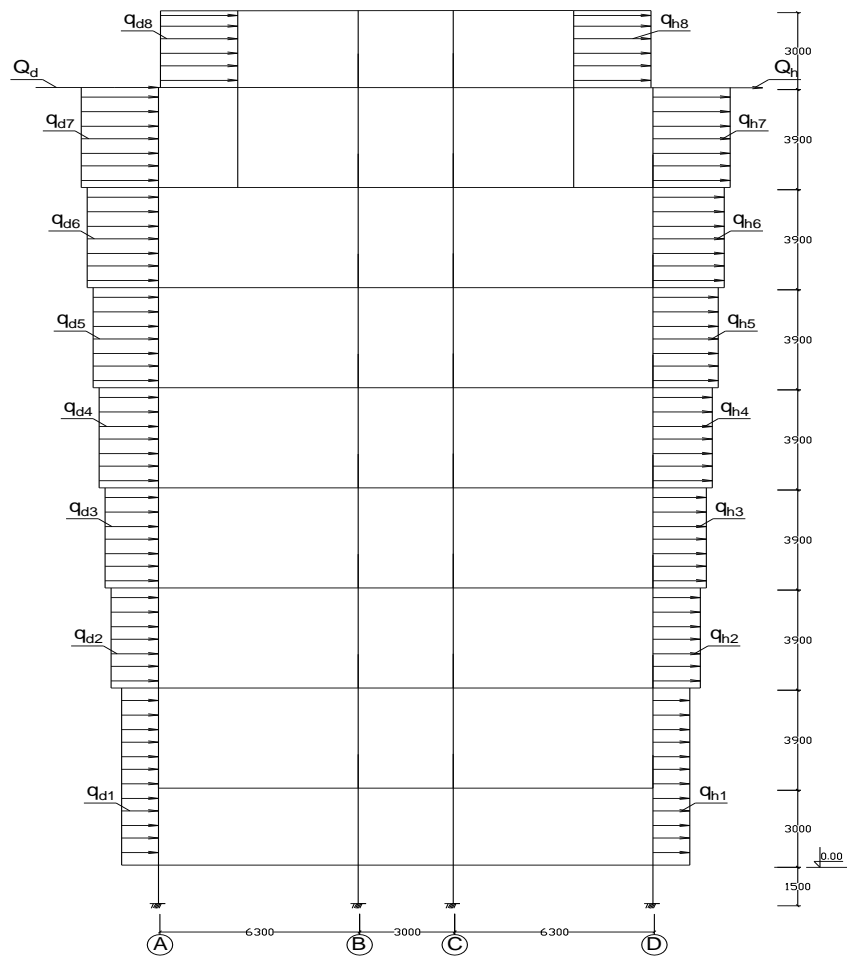
$$q_h^8 = 100,68 \times 5,4 = 543,67(\text{daN/m}) = 5,43(\text{kN/m})$$

+ Xác định tải gió đẩy, hút tập trung $Q_{đ,h} = W_{đ,h} \times B \times L$;

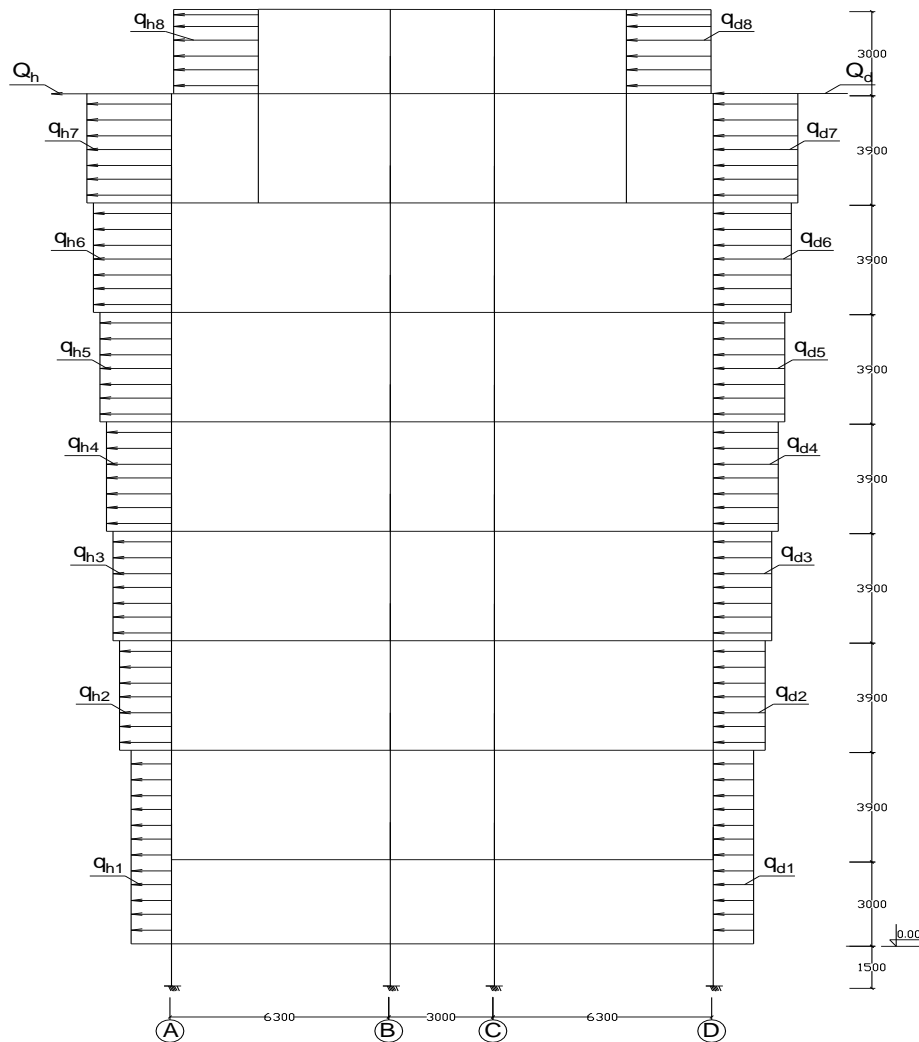
$$Q_{đ}^1 = 120,56 \times 5,4 \times 0,8 = 520,8(\text{daN}) = 5,2(\text{kN})$$

$$Q_h^1 = 95,55 \times 5,4 \times 0,8 = 412,77(\text{daN}) = 4,12(\text{kN})$$

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP



ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP



$$\begin{aligned}
 q_h^1 &= 64,77 \times 5,4 = 349,75 \text{ (daN/m)} = 3,49 \text{ (kN/m)} \\
 q_h^2 &= 69,9 \times 5,4 = 377,49 \text{ (daN/m)} = 3,77 \text{ (kN/m)} \\
 q_h^3 &= 75,03 \times 5,4 = 405,16 \text{ (daN/m)} = 4,05 \text{ (kN/m)} \\
 q_h^4 &= 80,16 \times 5,4 = 432,86 \text{ (daN/m)} = 4,32 \text{ (kN/m)} \\
 q_h^5 &= 85,29 \times 5,4 = 460,56 \text{ (daN/m)} = 4,6 \text{ (kN/m)} \\
 q_h^6 &= 90,42 \times 5,4 = 488,26 \text{ (daN/m)} = 4,88 \text{ (kN/m)} \\
 q_h^7 &= 95,55 \times 5,4 = 515,97 \text{ (daN/m)} = 5,15 \text{ (kN/m)} \\
 q_h^8 &= 100,68 \times 5,4 = 543,67 \text{ (daN/m)} = 5,43 \text{ (kN/m)} \\
 + \text{Xác định tải gió đẩy, hút tập trung } Q_{đ,h} &= W_{đ,h} \times B \times L; \\
 Q_{đ}^1 &= 120,56 \times 5,4 \times 0,8 = 520,8 \text{ (daN)} = 5,2 \text{ (kN)} \\
 Q_{đ}^h &= 95,55 \times 5,4 \times 0,8 = 412,77 \text{ (daN)} = 4,12 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

V. Tính toán và tổ hợp nội lực:

1. Xác định tải tổ hợp

2. Tổ hợp tải nội lực

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

VI. Tính tiết diện khung K7

A. Tiết diện dầm:

+Nhận xét thấy trong khung K7 thì có dầm tầng 7 nội lực lớn nhất cho nên ta sẽ tính toán tiết diện và tính thép cho dầm này còn các dầm khác thì xem trong bảng 1.(ĐATN2009)

+Ta có các thông số về dầm đã đ- ợc tính toán ở phần trên và trong bảng Tổ hợp nội lực (ĐATN2009) nh- sau;

-Dầm bê tông đổ tại chỗ toàn khối

-Tại mặt cắt I-I : $M_{\max} = -265,09 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$; $Q_{\max} = 214,56 \text{ (kN)}$

-Tại mặt cắt II-II : $M_{\max} = 179,73 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$; $Q_{\max} = 40,4 \text{ (kN)}$

-Tại mặt cắt III-III : $M_{\max} = -54,5 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$; $Q_{\max} = -46,86 \text{ (kN)}$

-Tại mặt cắt IV-IV : $M_{\max} = -7,417 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$; $Q_{\max} = 19,2 \text{ (kN)}$

1. Tính cốt thép dọc:

Bê tông có độ bền B15 có $R_b = 11,5 \text{ MPa}$, $R_{bt} = 0,9 \text{ MPa}$, cốt thép dọc nhóm CII có $R_s = 280 \text{ MPa}$, $R_{sc} = 280 \text{ MPa}$, cốt đai nhóm CI có $R_{sw} = 175 \text{ MPa}$.

Với mômen âm :

tính theo tiết diện chữ nhật : $b = 220 \text{ mm}$, $h = 700 \text{ mm}$

Giả thiết $a = 35 \text{ mm}$, $h_o = (700 - 35) = 665 \text{ mm}$

*Tại mặt cắt I-I với $M = - 265,09 \text{ KNm}$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_o^2} = \frac{265,09 \times 10^6 \text{ Nmm}}{11,5 \times 220 \times 665^2 \text{ Nmm}} = 0,237 < \alpha_{pl} = 0,255$$

$$\zeta = \frac{1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}}{2} = \frac{1 + \sqrt{1 - 2 \times 0,237}}{2} = 0,862$$

$$A_s = \frac{M}{R_s \zeta \cdot h_o} = \frac{265,09 \times 10^6 \text{ Nmm}}{280 \text{ MPa} \times 0,862 \times 665 \text{ mm}} = 1651,6 \text{ mm}^2$$

Kiểm tra:

$$\mu\% = \frac{A_s}{b_{dp} h_o} = \frac{1651,6 \text{ mm}^2}{220 \text{ mm} \times 665} \times 100\% = 1,12\%$$

*Tại mặt cắt III-III với $M = - 54,5 \text{ KNm}$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_o^2} = \frac{54,5 \times 10^6 \text{ Nmm}}{11,5 \times 220 \times 315^2 \text{ Nmm}} = 0,217 < \alpha_{pl} = 0,255$$

$$\zeta = \frac{1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}}{2} = \frac{1 + \sqrt{1 - 2 \times 0,217}}{2} = 0,876$$

$$A_s = \frac{M}{R_s \zeta \cdot h_o} = \frac{54,5 \times 10^6 \text{ Nmm}}{280 \text{ MPa} \times 0,876 \times 315 \text{ mm}} = 705,38 \text{ mm}^2$$

Kiểm tra:

$$\mu\% = \frac{A_s}{b_{dp} h_o} = \frac{705,38 \text{ mm}^2}{220 \text{ mm} \times 315} \times 100\% = 1,0178\%$$

*Tại mặt cắt IV-IV với $M = - 7,417 \text{ KNm}$

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{7,417 \times 10^6 \text{ Nmm}}{11,5 \times 220 \times 315^2 \text{ Nmm}} = 0,0295 < \alpha_{pl} = 0,255$$

$$\zeta = \frac{1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}}{2} = \frac{1 + \sqrt{1 - 2 \times 0,0295}}{2} = 0,985$$

$$A_s = \frac{M}{R_s \zeta \cdot h_0} = \frac{7,417 \times 10^6 \text{ Nmm}}{280 \text{ MP} \times 0,985 \times 315 \text{ mm}} = 85,37 \text{ mm}^2$$

Kiểm tra:

$$\mu\% = \frac{A_s}{b_{dp} h_0} = \frac{85,37 \text{ mm}^2}{220 \text{ mm} \times 315} \times 100\% = 0,123\%$$

Với mômen d-ơng :

Tính theo tiết diện chữ T, có cánh nằm trong vùng chịu nén ,bề dày cánh
 $h_f = 150 \text{ mm}$

Giả thiết $a = 35 \text{ mm}$, $h_0 = (700 - 35) = 665 \text{ mm}$

Độ v-ơn của cánh S_f lấy không lớn hơn giá trị bé nhất trong các trị số sau:

$$+\frac{1}{6} l_d = \frac{1}{6} \times 5,54 = 0,923 \text{ m}$$

+Một nửa khoảng cách giao thủy giữa hai dầm cạnh nhau:

$0,5l_1 = 0,5 \times 5,18 \text{ m} = 2,59 \text{ m}$, (do $h_f > 0,1h$ với $h = 700 \text{ mm}$ và khoảng cách giữa các dầm ngang lớn hơn khoảng cách giữa các dầm dọc $5,54 \text{ m} > 5,18 \text{ m}$)

$$\text{Vậy } S_f \leq \min\left(\frac{1}{6} l_d; 0,5l_1\right) = \min(0,923; 2,59) = 0,923 \text{ m}$$

Chọn $S_f = 920 \text{ mm}$ thỏa mãn điều kiện trên

Bề rộng cánh $b_f = b + 2S_f = 220 + 2 \times 920 = 2060 \text{ mm}$

Tính :

$$M_f = R_b b_f h_f (h_0 - 0,5h_f)$$

$$= 11,5 \text{ MPa} \times 2060 \text{ mm} \times 150 \text{ mm} \times (665 - 0,5 \times 150) \text{ mm} = 2096,5 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

Vậy $M_{\max}^+ = 179,73 < M_f = 2096,5 \text{ KNm} \Rightarrow$ trục trung hoà đi qua cánh

Tính theo tiết diện chữ nhật $b = b_f = 2060 \text{ mm}$,

$h = 700 \text{ mm}$, $a = 35 \text{ mm}$, $h_0 = 665 \text{ mm}$

*Tại mặt cắt II-II: với $M^+ = 179,73 \text{ KNm}$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b_f \cdot h_0^2} = \frac{179,73 \times 10^6}{11,5 \text{ MPa} \cdot 2060 \text{ mm} \times (665 \text{ mm})^2} = 0,0171 < \alpha_{pl} = 0,255$$

$$\zeta = \frac{1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}}{2} = \frac{1 + \sqrt{1 - 2 \times 0,0171}}{2} = 0,991$$

$$A_s = \frac{M}{R_s \zeta \cdot h_0} = \frac{179,73 \times 10^6 \text{ Nmm}}{280 \text{ MP} \times 0,991 \times 665 \text{ mm}} = 974 \text{ mm}^2$$

Kiểm tra:

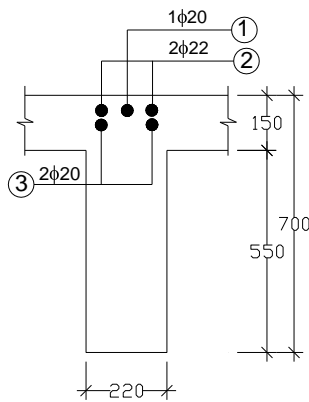
$$\mu\% = \frac{A_s}{b_{dp} h_0} = \frac{974 \text{ mm}^2}{220 \text{ mm} \times 665} \times 100 = 0,665\%$$

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

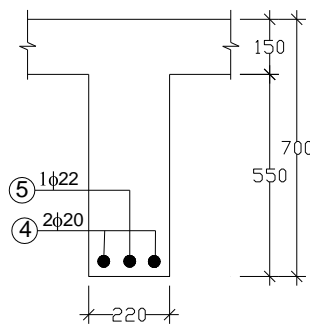
2. chọn và bố trí cốt thép dọc

Bảng bố trí cốt thép dọc cho các tiết diện chính của dầm:

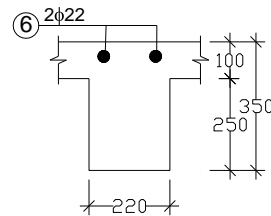
Tiết diện	Mặt cắt I-I	Mặt cắt II-II	Mặt cắt III-III	Mặt cắt IV-IV
A,tính toán	1651,6mm ²	974mm ²	705,38mm ²	85,37mm ²
Cốt thép	2 ϕ 22 , 3 ϕ 20	2 ϕ 20 , 1 ϕ 22	2 ϕ 22	2 ϕ 14
Diện tích	1702 mm ²	1008 mm ²	760 mm ²	308 mm ²



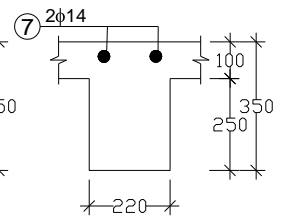
MẶT CẮT I-I



MẶT CẮT II-II



MẶT CẮT III-III



MẶT CẮT IV-IV

3.Tính cốt thép ngang.

Các giá trị lực cắt trên dầm :

$$Q_1 = 214,56 \text{ KN} ; Q_2 = 40,4 \text{ KN}; Q_3 = - 46,86 \text{ KN}.$$

Lấy lực cắt lớn nhất $Q_1 = 214,56 \text{ KN}$ để tính cốt đai , $h_o = 665 \text{ mm}$

$$\text{Xác định } Q_{l \min} = \varphi_{b3} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_o = 0,6 \times 0,9 \times 220 \times 665 = 79002 \text{ N} = 79,002 \text{ KN}$$

Nh- vậy $Q_1 = 214,56 \text{ KN} > Q_{l \min} = 79,002 \text{ KN}$ nên cần tính cốt đai

Kiểm tra điều kiện đảm bảo độ bền trên dải nghiêng giữa các vết nứt xiên.

$$Q_{\max} = Q_1 = 214,56 \text{ KN} < 0,3 \varphi_{w1} \varphi_{b1} R_b b \cdot h_o =$$

$$0,3 \times 1,0 \times 11,5 \times 220 \times 665 = 504735 \text{ N} = 504,735 \text{ KN}$$

Với bê tông nặng dùng cốt liệu bé, cấp độ bền không lớn hơn B25, đặt cốt đai thỏa mãn điều kiện hạn chế theo yêu cầu cấu tạo $\varphi_{w1} \varphi_{b1} = 1,0$

$$\text{Tính } q_1 = p_d + 0,5 g_d = 18 \text{ KN/m} + 0,5 \times 9,65 \text{ KN/m} = 22,825 \text{ KN/m}$$

$$M_b = \varphi_2 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_o^2 = 2 \times 1 \times 0,9 \text{ MPa} \times 220 \text{ mm} \times (665 \text{ mm})^2 = 175121100 \text{ Nm} = 175,12 \text{ kNm}$$

$$Q_{b1} = 2 \cdot \sqrt{M_b \cdot q_1} = 2 \times \sqrt{175,12 \times 22,825} = 126,445 \text{ KN}$$

$$\frac{Q_{b1}}{0,6} = \frac{126,445}{0,6} = 210,7 \text{ KN}, \frac{M_b}{h_o} + Q_{b1} = \frac{175,12}{0,665} + 126,445 = 389,78 \text{ KN}$$

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

Nh- vậy xảy ra tr-ờng hợp $\frac{Q_{b1}}{0,6} = 210,7 \text{ KN} < Q_{\max} = 214,56 \text{ KN}$

Xác định q_{sw} theo công thức

$$q_{sw} = \frac{(Q_{\max} - Q_{b1})^2}{M_b} = \frac{(214,56 - 126,445)^2}{175,12} = 44,337 \text{ KN/m}$$

Kiểm tra

$$\frac{Q_{\max} - Q_{b1}}{2h_o} = \frac{214,56 - 126,445}{2 \times 0,665} = 66,25 \text{ KN/m} > q_{sw} = 44,337 \text{ KN/m}$$

$$\text{Kiểm tra } \frac{Q_{\min}}{2h_o} = \frac{79}{2 \times 0,665} = 59,4 \text{ KN/m} > q_{sw} = 44,337 \text{ KN/m}$$

Lấy $q_{sw} = 66,25 \text{ KN/m}$

Chọn đ-ờng kính cốt thép đai có đ-ờng kính 8 mm có $a_{sw} = 50,3 \text{ mm}^2$ hai nhánh

$$A_{sw} = n \cdot a_{sw} = 2 \times 50,3 = 100,6 \text{ mm}^2$$

Khoảng cách tính toán giữa các cốt đai

$$S_{tt} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{q_{sw}} = \frac{175 \times 100,6}{66,25} = 265,7 \text{ mm}$$

Với dầm cao $h = 700 \text{ mm} > 450 \text{ mm}$, khoảng cách cấu tạo giữa các cốt đai

$$S_{ct} \leq \min(h/3, 150) = \min(700/3; 200) = \min(233, 200) \text{ chọn } S_{ct} = 200 \text{ mm}$$

Khoảng cách lớn nhất giữa các cốt đai

$$S_{\max} = \frac{\varphi_{b4} R_{bt} b h_o}{Q_{\max}} = \frac{1,5 \times 0,9 \times 220 \times 665^2}{214560} = 612,14 \text{ mm}$$

vậy chọn khoảng cách giữa các cốt đai

$$s \leq \min(s_{ct}, s_{tt}, s_{\max}) = \min(200; 265,7; 612,14) \text{ mm} = 200 \text{ mm}$$

Ta chọn $s = 200 \text{ mm}$

* kiểm tra điều kiện c-ờng độ trên tiết diện nghiêng:

Trong đoạn $l_1 = 0,25 l_d = 1,385 \text{ m}$ tính từ gối, bố trí $\phi 8$ a200mm Ta có

$$A_{sw} = 2 \times 50,3 = 100,6 \text{ mm}^2$$

$$\mu_w = \frac{A_{sw}}{bs} = \frac{100,6}{220 \times 200} = 0,00228, \alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{21 \times 10^4}{23 \times 10^3} = 9,13$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w = 1,02328 < 1,3$$

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b = 1 - 0,01 \times 11,5 = 0,885$$

xét tích số

$$\varphi_{w1} \varphi_{b1} = 1,02328 \times 0,885 = 0,9056$$

$$\text{Vậy } Q_{bt} = 0,3 \varphi_{w1} \varphi_{b1} R_b b h_o = 0,3 \times 0,9 \times 11,5 \times 220 \times 665 = 454261 \text{ N} = 454,261 \text{ KN}$$

Nh- vậy $Q_{\max} = 214,56 \text{ KN} < Q_{bt}$

-Hệ số φ_f xét đến ảnh h-ởng của cánh chịu nén trong tiết diện chữ T, do trong đoạn $l_1 = 1,385 \text{ m}$ tính từ gối, cánh nằm trong vùng kéo, nên $\varphi_f = 0$

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

-Do dầm không chịu nén nên $\varphi_n = 0$.

Do vậy $(1 + \varphi_f + \varphi_n) = 1$. Xác định $M_b = \varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_o^2 = \varphi_{b2}R_{bt}bh_o^2$
 $M_b = 2 \times 1 \times 0,9(N/mm^2) \times 220mm \times (665mm)^2 = 175121100Nmm = 175,121kNm$

$$\text{Tính } q_{sw} = \frac{R_{sw}A_{sw}}{s} = \frac{175(N/mm^2) \times 100,6(mm^2)}{200mm} = 88,025N/mm = 88,025kN/m$$

$$0,56.q_{sw} = 0,56 \times 88,025 = 49,294kN/m$$

Nh- vậy tải trọng dài hạn $q_1 = 23,325kN/m < 0,56q_{sw} = 49,294 kN/m$

$$\Rightarrow C = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = \sqrt{\frac{175,121kNm}{23,325kN/m}} = 2,7 m > \frac{\varphi_2}{\varphi_3} h_o = \frac{2}{0,6} \times 0,665 = 2,216m \Rightarrow C = 2,216m$$

$$Q_b = \frac{M_b}{C} = \frac{175,121kNm}{2,216m} = 79,025 kN$$

$$C_0 = \sqrt{\frac{M_b}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{175,121kNm}{88,025kN/m}} = 1,41 m > 2.h_o = 2 \times 0,665m = 1,33 m$$

$$\Rightarrow C_0 = 2h_o = 1,33m$$

$$Q_{sw} = q_{sw} C_0 = 88,025 \times 1,33 = 117,07 kN$$

Khả năng chịu lực trên tiết diện nghiêng:

$$Q_{tt} = Q_b + Q_{sw} = 79,025 + 117,07 = 196,098 kN$$

Lực cắt xuất hiện trên tiết diện nghiêng nguy hiểm :

$$Q^* = Q_{\max} - q_1.C = 214,56 - 23,325 \times 2,216 = 162,87 kN < Q_{tt} = 196,098 kN$$

Vậy điều kiện c- ờng độ trên tiết diện nghiêng đ- ợc đảm bảo.

4). Tính ,vẽ hình bao vật liệu.

*Tại tiết diện mômen d- ơng ,tiết diện chữ T có cánh nằm trong vùng nén ,
 Bề rộng cánh $b = b_f = 2060mm$,bố trí cốt thép 2 ϕ 20và1 ϕ 22,diện tích cốt thép $A_s = 1008mm^2$

Lớp bê tông bảo vệ là 25mm , $a = (25 + 0,5 \times 22)mm = 36mm$,

$$h_o = (700 - 36)mm = 664mm$$

$$\xi = \frac{R_s A_s}{R_b b h_o} = \frac{280 \times 1008}{11,5 \times 2060 \times 664} = 0,0179$$

$$X = \xi .h_o = 0,0179 \times 664mm = 11,91mm < h_f = 150mm. \text{trục trung hoà đi qua cánh}$$

$$\zeta = 1 - 0,5 \xi = 1 - 0,5 \times 0,0179 = 0,991$$

$$M_{td} = R_s A_s \zeta h_o = 280 \times 1008 \times 0,991 \times 664 = 185,72 \times 10^6 Nmm = 185,72kNm.$$

*Tại tiết diện(I-I) mômen âm, tiết diện chữ nhật $b \times h = 220 \times 700mm$ bố trí cốt thép 2 ϕ 20và3 ϕ 22, diện tích cốt thép $A_s = 1702 mm^2$

Lấy lớp bê tông bảo vệ là 25mm , $a = (25 + 0,5 \times 22) = 36mm$

$$h_o = (700 - 36) = 664mm$$

$$\xi = \frac{R_s A_s}{R_b b h_o} = \frac{280 \times 1702}{11,5 \times 220 \times 664} = 0,283 < \xi_{pl} = 0,3$$

$$\zeta = 1 - 0,5 \xi = 1 - 0,5 \times 0,283 = 0,859$$

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

$$M_{td} = R_s A_s \zeta h_o = 280 \times 1702 \times 0,859 \times 664 = 271,66 \times 10^6 \text{ Nmm} = 271,66 \text{ KNm}.$$

*Tại tiết diện(III-III)mômen âm, tiết diện chữ nhật $b \times h = 220 \times 350 \text{ mm}$ bố trí cốt thép 2 ϕ 22, diện tích cốt thép $A_s = 760 \text{ mm}^2$

Lấy lớp bê tông bảo vệ là 25mm , $a = (25 + 0,5 \times 22) = 36 \text{ mm}$

$$h_o = (350 - 36) = 314 \text{ mm}$$

$$\xi = \frac{R_s A_s}{R_b b h_o} = \frac{280 \times 760}{11,5 \times 220 \times 314} = 0,267 < \xi_{pl} = 0,3$$

$$\zeta = 1 - 0,5 \xi = 1 - 0,5 \times 0,267 = 0,8665$$

$$M_{td} = R_s A_s \zeta h_o = 280 \times 760 \times 0,8665 \times 314 = 57,89 \times 10^6 \text{ Nmm} = 57,89 \text{ KNm}.$$

*Tại tiết diện(IV-IV)mômen âm, tiết diện chữ nhật $b \times h = 220 \times 350 \text{ mm}$ bố trí cốt thép 2 ϕ 22, diện tích cốt thép $A_s = 308 \text{ mm}^2$

Lấy lớp bê tông bảo vệ là 25mm , $a = (25 + 0,5 \times 22) = 36 \text{ mm}$

$$h_o = (350 - 36) = 314 \text{ mm}$$

$$\xi = \frac{R_s A_s}{R_b b h_o} = \frac{280 \times 308}{11,5 \times 220 \times 314} = 0,108 < \xi_{pl} = 0,3$$

$$\zeta = 1 - 0,5 \xi = 1 - 0,5 \times 0,108 = 0,945$$

$$M_{td} = R_s A_s \zeta h_o = 280 \times 308 \times 0,945 \times 314 = 25,6 \times 10^6 \text{ Nmm} = 25,6 \text{ KNm}.$$

5). Cốt thép cấu tạo:

Cốt thép (2 ϕ 14) :Cốt thép này đ- ợc sử dụng làm cốt giá ở nhịp biên, trong đoạn không có mômen âm .

Diện tích cốt thép là 308 mm^2 ,không nhỏ hơn $0,1 \% b h_o = 0,1 \% \times 220 \times 664 = 146,08 \text{ mm}^2$

***)Tính cốt thép của dầm còn lại trên các mặt cắt nguy hiểm nhất kết quả ghi d- ới bảng sau:**

Dầm	M/Cát	C/Dài	C/Cao	C/Rộng	Mômen	Hệ số	Hệ số	Tiết diện
Số		l(m)	h(mm)	b(mm)	M(N.mm)	α	ζ	$A_s(\text{mm}^2)$
	I-I	3	600	220	111197730	0.138	0.9256	759.37
44	II-II	3	600	1146.7	54500000	0.013	0.9935	346.76
	III-III	3	600	220	111197730	0.138	0.9256	759.37
	I-I	3	600	220	108879040	0.135	0.9273	742.19
45	II-II	3	600	1146.7	6299541	0.001	0.9993	39.85
	III-III	3	600	220	108879040	0.135	0.9273	742.19

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

	I-I	3	600	220	100180500	0.124	0.9336	678.32
46	II-II	3	600	1146.7	6281664	0.001	0.9993	39.737
	III-III	3	600	220	100180500	0.124	0.9336	678.32
	I-I	3	600	220	89720740	0.111	0.941	602.71
47	II-II	3	600	1146.7	6446130	0.002	0.9992	40.778
	III-III	3	600	220	89720740	0.111	0.941	602.71
	I-I	3	600	220	78174480	0.097	0.949	520.7
48	II-II	3	600	1146.7	6154102	0.001	0.9993	38.929
	III-III	3	600	220	78174480	0.097	0.949	520.7
	I-I	3	600	220	65338900	0.081	0.9578	431.23
49	II-II	3	600	1146.7	7437485	0.002	0.9991	47.055
	III-III	3	600	220	65338900	0.081	0.9578	431.23
	I-I	3	600	220	54503534	0.067	0.965	357.01
50	II-II	3	600	1146.7	7437485	0.002	0.9991	47.055
	III-III	3	600	220	54503534	0.067	0.965	357.01
	I-I	3	600	220	23057388	0.029	0.9855	147.89
51	II-II	3	600	1146.7	13215074	0.003	0.9984	83.666
	III-III	3	600	220	22754388	0.028	0.9857	145.92
	I-I	3	600	220	24025170	0.03	0.9849	154.19
52	II-II	3	600	1146.7	6630396	0.002	0.9992	41.945
	III-III	3	600	220	23975788	0.03	0.9849	153.87
	I-I	6.3	650	220	209698000	0.219	0.8747	1392.1
65	II-II	6.3	650	2246.7	91650000	0.009	0.9953	534.75
	III-III	6.3	650	220	240536000	0.251	0.8526	1638.4

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

	I-I	6.3	700	220	175656300	0.157	0.9141	1032
66	II-II	6.3	700	2246.7	60865000	0.005	0.9973	327.76
	III-III	6.3	700	220	265091000	0.237	0.8627	1650.3
	I-I	6.3	700	220	235212000	0.21	0.8806	1434.4
67	II-II	6.3	700	2246.7	97910000	0.009	0.9957	528.1
	III-III	6.3	700	220	265765000	0.238	0.8623	1655.3
	I-I	6.3	700	300	115680000	0.076	0.9605	646.8
68	II-II	6.3	700	2326.7	54500000	0.005	0.9977	293.37
	III-III	6.3	700	300	296310000	0.194	0.891	1786
	I-I	6.3	700	300	305370000	0.2	0.8872	1848.5
69	II-II	6.3	700	2326.7	97981000	0.008	0.9958	528.41
	III-III	6.3	700	300	320328000	0.21	0.8808	1953.1
	I-I	6.3	700	300	321592000	0.211	0.8803	1962
70	II-II	6.3	700	2326.7	97668000	0.008	0.9959	526.72
	III-III	6.3	700	300	344203000	0.226	0.8704	2123.8
	I-I	6.3	700	300	334351000	0.219	0.8747	2052.8
71	II-II	6.3	700	2326.7	99895000	0.008	0.9958	538.78
	III-III	6.3	700	300	350058000	0.229	0.8678	2166.4

B. Tiết diện cột:

+Nhận xét thấy trong khung K7 thì cột(11) có nội lực lớn nhất cho nên ta sẽ tính toán tiết diện và tính thép cho dầm này còn các dầm khác thì xem trong bảng 2.(ĐATN2009)

+Ta có các thông số về dầm đã đ- ợc tính toán ở phần trên và trong bảng Tổ hợp nội lực (ĐATN2009) nh- sau;

-Cột bê tông đổ tại chỗ toàn khối

-Tại mặt cắt III-III : $M = 226,75 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$; $N_{\max} = 2695,6 \text{ (kN)}$;

$Q = 86,943 \text{ (kN)}$

-Tại mặt cắt I-I: $M = 191,54 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$; $N_{\max} = 2669,7 \text{ (kN)}$; $Q = 95,8945 \text{ (kN)}$

- Bê tông có độ bền B15 có $R_b = 11,5 \text{ MPa}$, $R_{bt} = 0,9 \text{ MPa}$, cốt thép dọc nhóm CII có $R_s = 280 \text{ MPa}$, $R_{sc} = 280 \text{ MPa}$, cốt đai nhóm CI có $R_{sw} = 175 \text{ MPa}$.

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

-Kích thước sơ bộ có : $h_c = 600$ (mm) $b_c = 440$ (mm)

1) Tính cốt thép của cột(4) trên các mặt cắt nguy hiểm nhất (I-I, III-III)

a) Tính cốt thép dọc :

*) Tại mặt cắt I- I (Chân cột)

Ta có chiều cao cột $H = 4500$ mm , một đầu liên kết với móng xem nh- là ngàm, một đầu liên kết với dầm sàn coi nh- là gối di động , khung ba nhịp lên ta có: $l_0 = 0,7.H = 0,7 \times 4500 = 3150$ (mm) , tiết diện $b = 440$ mm, $h = 600$ mm , bê tông cấp độ bền B20, cốt thép nhóm AII , Nội lực tính toán $M = 191,54$ kN.m, $N = 2669,7$ kN , trong đó $M_{dh} = 23,506$ kN.m, $N_{dh} = 2282,6$ kN.

$$+ \text{Độ mảnh của cột } \lambda = \frac{l_0}{b} = \frac{3150}{440} = 7,159 < 17$$

$$+ \text{Độ lệch tâm } e_1 = \frac{M}{N} = \frac{191,54}{2669,7} = 0,0717 \text{ m} = 71,7 \text{ mm} .$$

$$+ \text{Độ lệch tâm ngẫu nhiên lấy bằng; } e_a = \frac{h}{30} = \frac{600}{30} = 20 \text{ mm}$$

$$\text{hoặc } e_a = \frac{l}{600} = \frac{4500}{600} = 7,5 \text{ mm}$$

$$+ \text{Độ lệch tâm } e_o = \max(e_1, e_a) = 71,7 \text{ mm}.$$

Khung ba nhịp ,sàn toàn khối $l_0 = 0,7.l = 0,7 \times 4500 = 3150$ (mm)

Xét uốn dọc $\frac{l}{h} = \frac{3150}{600} = 5,13 < 8$.Bỏ qua uốn dọc , $\eta = 1$

$$e = \eta . e_o + \frac{h}{2} - a = 71,7 + 300 - 40 = 331,7 \text{ mm}$$

$$\text{Với } R_s = R_{sc} , \text{ tính } x_1 = \frac{N}{b \times R_b} = \frac{2669,7 \times 1000}{440 \times 11,5} = 527,6 \text{ mm}$$

$$\xi_R . h_0 = 0,622 \times 560 = 370,72$$

$$\xi_R = 0,622 \text{ (vì B20 và thép AII)}$$

Xảy ra tr- ờng hợp $x_1 > \xi_R . h_0$, nên lệch tâm bé .

Xác định x theo ph- ơng pháp gần đúng

Với $x = x_1$ tính A_s^* theo công thức sau:

$$A_s^* = \frac{N \times (e + \frac{x_1}{2} - h_0)}{R_{sc} Z_a} = \frac{2669,7 \times 1000 \times (331,7 + \frac{527,6}{2} - 560)}{280 \times 520} = 1443,7 \text{ mm}^2$$

$$x = \frac{(N + 2R_s A_s^* (\frac{1}{1 - \xi_R} - 1)) h_0}{R_b b h_0 + \frac{2R_s A_s^*}{1 - \xi_R}} \quad \text{với } 1 - \xi_R = 1 - 0,622 = 0,378;$$

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

$$x = \frac{(2669700 + 2 \times 280 \times 1443,7(\frac{1}{0,378} - 1))560}{11,5 \times 440 \times 560 + \frac{2 \times 280 \times 1443,7}{1 - 0,378}} = 1633,905 \text{ mm}$$

Thoả mãn điều kiện $450,48 = \xi_R \cdot h_0 < x < h_0 = 560$

Tính $A_s^* = A_s$ theo công thức

$$A_s^* = A_s = \frac{Ne - R_b b x (h_0 - \frac{x}{2})}{R_{sc} Z_a} = \frac{2669700 \times 361,7 - 11,5 \times 440 \times 450,48 (620 - \frac{450,480}{2})}{280 \times 520} = 1633,9 \text{ mm}^2$$

$$\mu_t \% = 2 \times \frac{100 \times 1633,9}{440 \times 600} = 1,23\% > \mu_{\min} = 0,1\%$$

Chọn cốt thép ở mỗi phía $2\Phi 28 + 1\Phi 25$ ($A_s = 1722,9 \text{ mm}^2$)

**) Tại mặt cắt III - III (đỉnh cột)*

Ta có chiều cao cột $H = 4500 \text{ mm}$, một đầu liên kết với móng xem nh- là ngàm, một đầu liên kết với dầm sàn coi nh- là gối di động, khung ba nhịp lên ta có: $l_0 = 0,7.H = 0,7 \times 4500 = 3150 \text{ (mm)}$, tiết diện $b = 440 \text{ mm}$, $h = 600 \text{ mm}$, bê tông cấp độ bền B20, cốt thép nhóm AII, Nội lực tính toán $M = 226,75 \text{ kN.m}$, $N = 2695,6 \text{ kN}$, trong đó $M_{dh} = 11,488 \text{ kN.m}$, $N_{dh} = 2282,6 \text{ kN}$.

$$+\text{Độ mảnh của cột } \lambda = \frac{l_0}{b} = \frac{3150}{440} = 7,159 < 17$$

$$+\text{Độ lệch tâm } e_1 = \frac{M}{N} = \frac{226,75}{2695,6} = 0,0993 \text{ m} = 99,3 \text{ mm}.$$

$$+\text{Độ lệch tâm ngẫu nhiên lấy bằng; } e_a = \frac{h}{30} = \frac{600}{30} = 20 \text{ mm}$$

$$\text{hoặc } e_a = \frac{l}{600} = \frac{4500}{600} = 7,5 \text{ mm}$$

$$+\text{Độ lệch tâm } e_0 = \max(e_1, e_a) = 99,3 \text{ mm}.$$

Khung ba nhịp, sàn toàn khối $l_0 = 0,7.l = 0,7 \times 4500 = 3150 \text{ (mm)}$

Xét uốn dọc $\frac{l}{h} = \frac{3150}{600} = 5,13 < 8$. Bỏ qua uốn dọc, $\eta = 1$

$$e = \eta \cdot e_0 + \frac{h}{2} - a = 99,3 + 300 - 40 = 359,3 \text{ mm}$$

$$\text{Với } R_s = R_{sc}, \text{ tính } x_1 = \frac{N}{b \times R_b} = \frac{2695,6 \times 1000}{440 \times 11,5} = 532,73 \text{ mm}$$

$$\xi_R \cdot h_0 = 0,622 \times 560 = 348,32$$

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

$\xi_R = 0,622$ (vì B20 và thép AII)

Xảy ra trường hợp $x_1 > \xi_R \cdot h_0$, nên lệch tâm bé.

Xác định x theo phương pháp gần đúng

Với $x = x_1$ tính A_s^* theo công thức sau:

$$A_s^* = \frac{N \times (e + \frac{x_1}{2} - h_0)}{R_{sc} Z_a} = \frac{2695,6 \times 1000 \times (359,3 + \frac{532,73}{2} - 560)}{280 \times 520} = 1490 \text{ mm}^2$$

$$x = \frac{(N + 2R_s A_s^* (\frac{1}{1 - \xi_R} - 1)) h_0}{R_b b h_0 + \frac{2R_s A_s^*}{1 - \xi_R}} \quad \text{với } 1 - \xi_R = 1 - 0,622 = 0,378;$$

$$x = \frac{(2695600 + 2 \times 280 \times 1490 (\frac{1}{0,378} - 1)) 560}{11,5 \times 440 \times 560 + \frac{2 \times 280 \times 1490}{1 - 0,378}} = 451,97 \text{ mm}$$

Thỏa mãn điều kiện $385,64 = \xi_R \cdot h_0 < x < h_0 = 620$

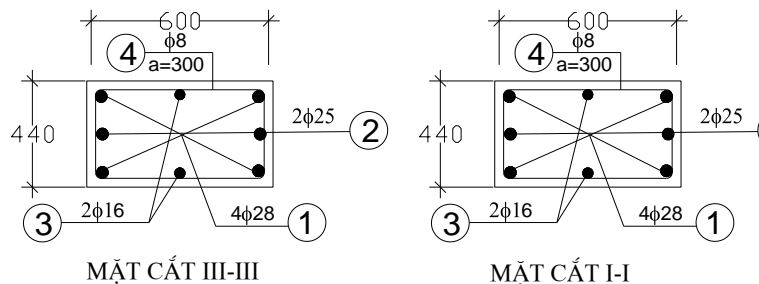
Tính $A_s^* = A_s$ theo công thức

$$A_s^* = A_s = \frac{Ne - R_b b x (h_0 - \frac{x}{2})}{R_{sc} Z_a} = \frac{2695600 \times 351,98 - 11,5 \times 440 \times 451,97 (560 - \frac{451,97}{2})}{280 \times 520} = 1679,86 \text{ mm}^2$$

$$\mu_t \% = 2 \times \frac{100 \times 1679,86}{440 \times 600} = 1,34\% > \mu_{\min} = 0,1\%$$

Chọn cốt thép ở mỗi phía $2\Phi 28 + 1\Phi 25$ ($A_s = 1722,9 \text{ mm}^2$)

Bố trí cốt thép cho cột tại mặt cắt I-I và mặt cắt III-III



b) Cốt đai

Dùng $\Phi 8$ (không d-ới $1/3 \times 660 = 220 \text{ mm}$) với khoảng cách $u = 200 \text{ mm}$

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

2) Tính cốt thép của các cột còn lại ghi ở d- ới bảng sau

C/K	M/Cắt	C/Dài	C/Cao	C/Rộng	Mômen	Lực nén	Độ lệch tâm	Hệ số	Hệ số	Tiết diện	Tiết diện
Số		<i>l(m)</i>	<i>h(mm)</i>	<i>b(mm)</i>	<i>M(kN.mm)</i>	<i>N(kN)</i>	<i>e(mm)</i>	<i>x</i> l	<i>x</i>	<i>A's(mm2)</i>	<i>As(mm2)</i>
1	I-I	4.2	600	440	216.91	2299.2	384.342	454.4	422.73	813.8029	947.4184
	III-III	4.2	600	440	157.23	2299.2	358.385	454.4	435.89	403.9128	477.73299
2	I-I	3.9	600	440	182.85	2172.2	374.177	429.3	414.43	429.9882	501.33549
	III-III	3.9	600	440	178.781	2206	371.043	436	419.58	439.7948	515.09051
3	I-I	3.9	600	440	165.49	1843	379.794	364.2	364.03	24.15696	25.507648
	III-III	3.9	600	440	167.057	1878	378.955	371.1	370.47	58.40195	62.848764
4	I-I	3.9	600	440	182.85	2172.2	374.177	429.3	414.43	429.9882	501.33549
	III-III	3.9	600	440	178.781	2206	371.043	436	419.58	439.7948	515.09051
5	I-I	3.9	600	440	216.91	2299.2	384.342	454.4	422.73	813.8029	947.4184
	III-III	3.9	600	440	157.23	2299.2	358.385	454.4	435.89	403.9128	477.73299
6	I-I	3.9	600	440	226.75	2669.7	374.935	527.6	450.49	1443.746	1633.905
	III-III	3.9	600	440	195.48	2299.2	375.021	454.4	426.97	666.6188	780.29174
7	I-I	3.9	600	440	182.85	2172.2	374.177	429.3	414.43	429.9882	501.33549
	III-III	3.9	600	440	178.781	2206	371.043	436	419.58	439.7948	515.09051
8	I-I	3.9	600	440	216.91	2299.2	384.342	454.4	422.73	813.8029	947.4184
	III-III	3.9	600	440	157.23	2299.2	358.385	454.4	435.89	403.9128	477.73299
9	I-I	3.9	600	440	226.75	2669.7	374.935	527.6	450.49	1443.746	1633.905
	III-III	3.9	600	440	195.48	2299.2	375.021	454.4	426.97	666.6188	780.29174
10	I-I	3.9	600	440	216.91	2299.2	384.342	454.4	422.73	813.8029	947.4184
	III-III	3.9	600	440	157.23	2299.2	358.385	454.4	435.89	403.9128	477.73299
11	I-I	3.9	600	440	182.85	2172.2	374.177	429.3	414.43	429.9882	1633.9
	III-III	3.9	600	440	178.781	2206	371.043	436	419.58	439.7948	1679.86
12	I-I	3.9	600	440	216.91	2299.2	384.342	454.4	422.73	813.8029	947.4184
	III-III	3.9	600	440	157.23	2299.2	358.385	454.4	435.89	403.9128	477.73299
13	I-I	3.9	600	440	226.75	2669.7	374.935	527.6	450.49	1443.746	1633.905

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

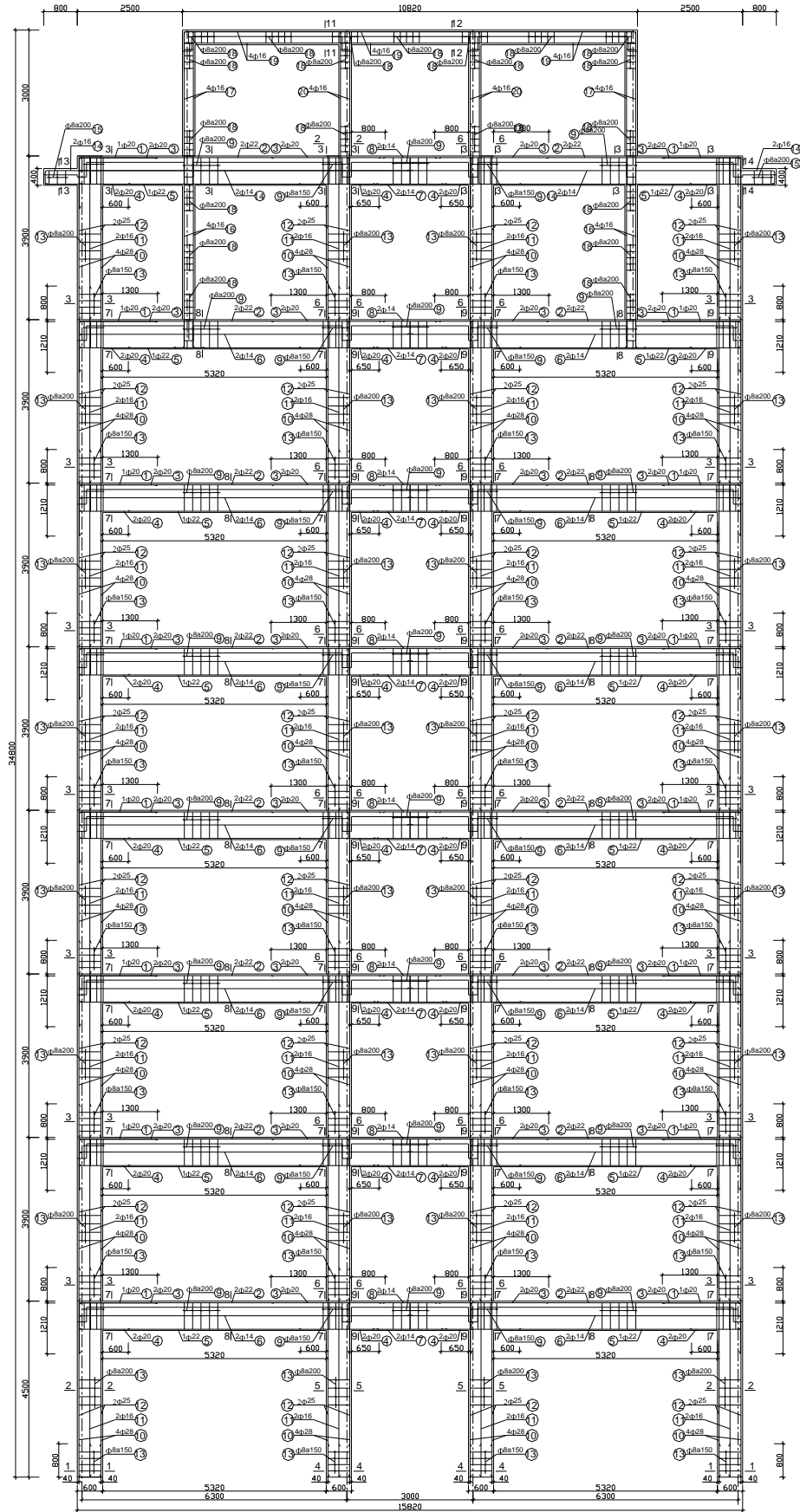
	III-III	3.9	600	440	195.48	2299.2	375.021	454.4	426.97	666.6188	780.29174
14	I-I	3.9	600	440	182.85	2172.2	374.177	429.3	414.43	429.9882	501.33549
	III-III	3.9	600	440	178.781	2206	371.043	436	419.58	439.7948	515.09051
15	I-I	3.9	600	440	216.91	2299.2	384.342	454.4	422.73	813.8029	947.4184
	III-III	3.9	600	440	157.23	2299.2	358.385	454.4	435.89	403.9128	477.73299
16	I-I	3.9	600	440	226.75	2669.7	374.935	527.6	450.49	1443.746	1633.905
	III-III	3.9	600	440	195.48	2299.2	375.021	454.4	426.97	666.6188	780.29174
17	I-I	3.9	600	440	182.85	2172.2	374.177	429.3	414.43	429.9882	501.33549
	III-III	3.9	600	440	178.781	2206	371.043	436	419.58	439.7948	515.09051
18	I-I	3.9	600	440	165.49	1843	379.794	364.2	364.03	24.15696	25.507648
	III-III	3.9	600	440	167.057	1878	378.955	371.1	370.47	58.40195	62.848764
19	I-I	3.9	600	440	226.75	2669.7	374.935	527.6	450.49	1443.746	1633.905
	III-III	3.9	600	440	195.48	2299.2	375.021	454.4	426.97	666.6188	780.29174

b)Cốt đai

Dùng $\Phi 8$ (không d-ới $1/3 \times 660 = 220$ mm) với khoảng cách $u = 200$ mm

VII.Cấu tạo khung(K7)





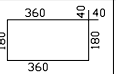
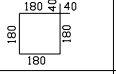

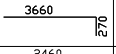
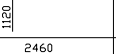

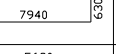



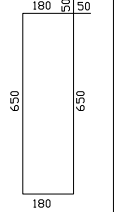
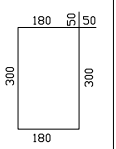
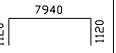



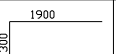
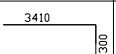
ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP



KẾT CẤU KHUNG K7 TL:1/50

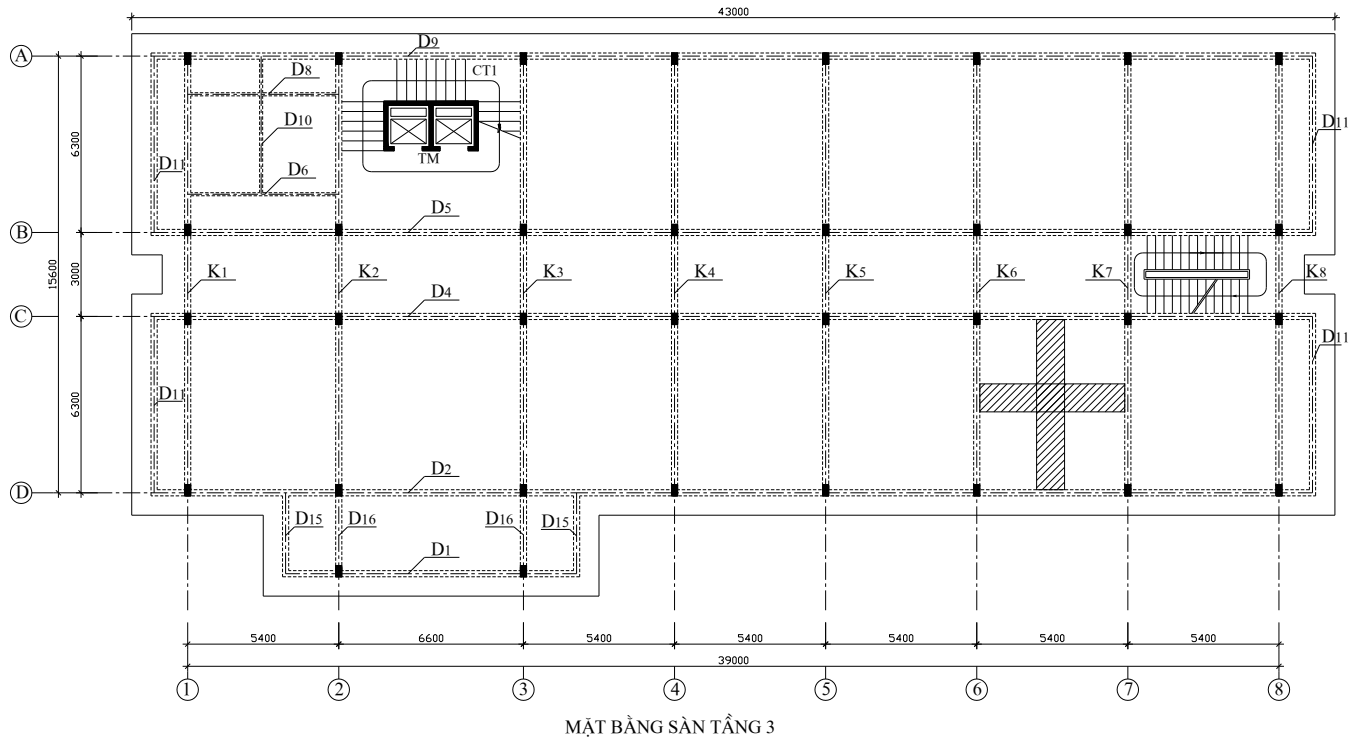
SV: Nguyễn Viết Hiện - Lớp : XD904

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

BẢNG THỐNG KÊ THÉP CHO TẦNG C/K							
Tên C/K	Số Hiệu thanh	Hình dáng thanh	Đường kính mm	Số Lượng thanh	Chiều dài một thanh, mm	Tổng chiều dài ,m	Trọng lượng,kG
	1		22	16	4970	79,520	237,287
	2		22	16	4370	69,920	208,641
	3		22	8	3570	28,56	85,223
	3		22	4	3570	14,280	42,6115
	5		6	77	1160	89,320	19,829
	6		6	75	800	60	13,32
	7		20	4	9420	37,68	93,069
	8		22	4	3930	15,72	46,845
	9		22	4	3580	14,320	42,674
	9'		22	2	2460	4,920	14,662
	10		20	4	8570	34,280	84,672
	11		22	6	5620	33,720	100,486
	12		14	6	7940	47,640	57,644
	13		20	4	2320	9,280	22,922
	14		8	120	1760	211,2	83,424
	15		8	48	1760	84,480	33,370
	16		20	2	10180	20,360	50,289
	17		20	2	9370	18,740	46,288
	17'		20	2	2480	4960	12,251
	18		22	1	5620	5,620	16,748
	19		20	2	2200	4,400	10,868
	20		20	2	3710	7,420	18,327
Tổng = 1341,451kG = 1,341451 Tấn							

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

IV. TÍNH TOÁN CẤU TẠO SÀN TẦNG 3



I) Chọn kích thước các cấu kiện

Chọn chiều dày của bản:

$$h_b = \frac{D}{m} \times l_1 = \frac{1}{40} \times 5400 = 135(\text{mm}) \quad \text{Chọn } h_b = 150(\text{mm})$$

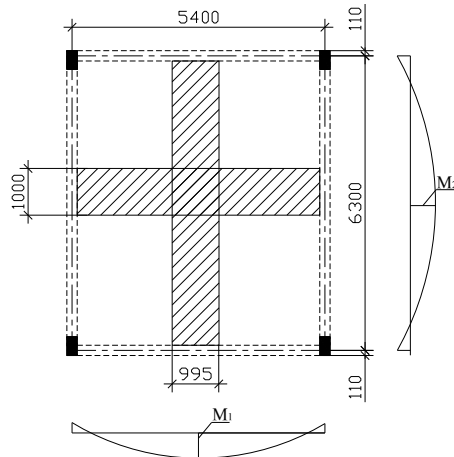
Trong đó : $D = 0,8 \div 1,4$ với tải trọng lớn , $m = 40$ với bản liên tục .

II) Sơ đồ tính

Xét tỷ số hai cạnh ô bản $\frac{l_2}{l_1} = \frac{6,3}{5,4} = 1,167 < 2$, bản làm việc theo hai phương

Cắt hai dải bản rộng $b_1 = 1\text{m}$ vuông góc và xem dải bản làm việc như một dải liên tục

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP



SƠ ĐỒ TÍNH SÀN TẦNG 3

Nhịp tính toán của bản :

$$l_{tt} = l_1 - b_d = (5,4 - 0,22) = 5,18 \text{ m}$$

$$l_{tt} = l_2 - b_d = (6,3 - 0,22) = 6,08 \text{ m}$$

III) Tải trọng tính toán

Các lớp cấu tạo bản	Giá trị tiêu chuẩn (kN/m ²)	Hệ số v- ợt tải	Giá trị tính toán (kN/m ²)
-Lớp gạch lát dày 10mm, $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$	$0,01 \times 20 = 0,200$	1,1	0,220
-Lớp vữa lót dày 30mm, $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$	$0,03 \times 18 = 0,540$	1,3	0,702
-Bản bê tông cốt thép dày 150mm, $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$	$0,15 \times 25 = 3,75$	1,1	4,125
-Lớp vữa trát dày 10mm, $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$	$0,01 \times 18 = 0,180$	1,3	0,234
Tổng cộng			5,281

Lấy tròn $g_b = 5,3 \text{ kN/m}^2$

Hoạt tải $p_b = p^c n = 2,4 \times 1,2 = 2,88 \text{ kN/m}^2$

Tải trọng toàn phần $q_b = g_b + p_b = 5,281 + 2,88 = 8,161 \text{ kN/m}^2$

Tính toán với dải bản $b_1 = 1\text{m}$, có $q_b = 8,161 \text{ kN/m}^2 \times 1,0\text{m} = 8,161 \text{ kN/m}$

IV) Nội lực tính toán

- Mômen uốn tại mặt cắt I-I

$$M_I = \pm \left(\frac{q_b l_1^2}{16} \right) = \pm \left(\frac{8,161 \times 5,18^2}{16} \right) = \pm 13,68 \text{ kNm}$$

- Mômen uốn tại mặt cắt II-II

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

$$M_2 = \pm \left(\frac{q_b l_2^2}{16} \right) = \pm \left(\frac{8,161 \times 6,08^2}{16} \right) = \pm 18,855 \text{ kNm}$$

- Giá trị lực cắt : $+ Q_1 = 0,6 q_b l_1 = 0,6 \times 8,161 \times 5,18 = 25,364 \text{ kN}$
 $+ Q_2 = 0,6 q_b l_2 = 0,6 \times 8,161 \times 6,08 = 29,771 \text{ kN}$

V) Tính cốt thép chịu mômen uốn

Chọn $a = 15 \text{ mm}$ cho mọi tiết diện , chiều cao làm việc của bản .

$$h_0 = h_b - a = 150 \text{ mm} - 15 \text{ mm} = 135 \text{ mm}.$$

+) **Tại mặt cắt I-I** , với $M = 13,68 \text{ kNm}$:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{(13,68 \times 10^6) \text{ Nmm}}{(11,5 \times 1000 \times 135^2) \text{ Nmm}} = 0,065 < \alpha_{pl} = 0,255;$$

Tra bảng phụ lục 9 ta có $\zeta = 0,968$

$$A_s = \frac{M}{R_s \zeta h_0} = \frac{(13,68 \times 10^6) \text{ Nmm}}{225 \text{ MPa} \times 0,968 \times 135 \text{ Nmm}} = 465,25 \text{ mm}^2;$$

$$\mu\% = \frac{A_s}{b_1 h_0} = \frac{465,25}{1000 \text{ mm} \times 135 \text{ mm}} \times 100 = 0,344\%$$

Chọn thép có đường kính 10 mm , $a_s = 78,5 \text{ mm}^2$, khoảng cách giữa các cốt thép là ;

$$s = \frac{b_1 a_s}{A_s} = \frac{1000 \text{ mm} \times 78,5 \text{ mm}^2}{465,25 \text{ mm}^2} = 168,7 \text{ mm} \text{ Chọn } \phi 10, s = 165 \text{ mm}$$

+) **Tại mặt cắt II-II** , với $M = 18,855 \text{ kNm}$:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{(18,855 \times 10^6) \text{ Nmm}}{(11,5 \times 1000 \times 135^2) \text{ Nmm}} = 0,09 < \alpha_{pl} = 0,255;$$

Tra bảng phụ lục 9 ta có $\zeta = 0,952$

$$A_s = \frac{M}{R_s \zeta h_0} = \frac{(18,855 \times 10^6) \text{ Nmm}}{225 \text{ MPa} \times 0,952 \times 135 \text{ Nmm}} = 652,038 \text{ mm}^2;$$

$$\mu\% = \frac{A_s}{b_1 h_0} = \frac{652,038}{1000 \text{ mm} \times 135 \text{ mm}} \times 100 = 0,483\%$$

Chọn thép có đường kính 12 mm , $a_s = 113,1 \text{ mm}^2$, khoảng cách giữa các cốt thép là ;

$$s = \frac{b_1 a_s}{A_s} = \frac{1000 \text{ mm} \times 113,1 \text{ mm}^2}{652,038 \text{ mm}^2} = 173,45 \text{ mm} \text{ Chọn } \phi 12, s = 170 \text{ mm}$$

+) **Cốt thép chịu mômen âm** : với $\frac{q_b}{g_b} = \frac{8,161}{5,3} = 1,54 < 3$, trị số $\nu = 0,25$

Đoạn v-ôn của cốt thép chịu mômen âm tính từ mép dầm là : $\nu . l_1 = 0,25 \times 5,18 \text{ m} = 1,295 \text{ m}$; tính từ trục dầm là ; $\nu . l_1 + 0,5 b_d = 1,295 + 0,5 \times 0,22 \text{ m} = 1,405 \text{ m} = 1,41 \text{ m}$

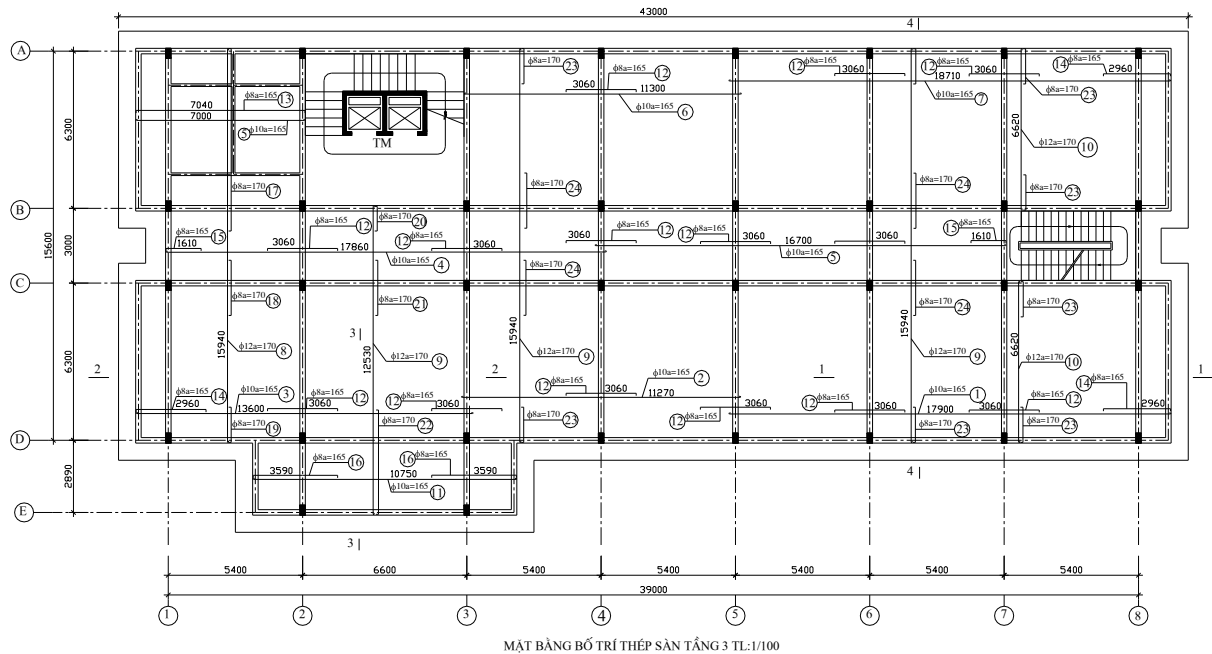
ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

Đoạn v- on của cốt thép chịu mômen âm tính từ mép dầm là : $\nu \cdot l_1 = 0,25 \times 6,08\text{m} = 1,52\text{m}$; tính từ trục dầm là : $\nu \cdot l_1 + 0,5b_d = 1,52 + 0,5 \times 0,22\text{m} = 1,63\text{m} = 1,63\text{m}$

Bản không bố trí cốt đai , lực cắt của bản hoàn toàn do bê tông chịu ,do :

$$Q_2 = 29,771 \text{ kN} < Q_{\min} = 0,8R_{bt}b_1h_0 = 0,8 \times 0,9 \times 1000 \times 135 = 97200\text{N} = 97,2\text{kN}$$

VI)Cấu tạo sàn



ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

V. TÍNH TOÁN CẤU TẠO MÓNG CỌC D-7

I) Tải trọng công trình tác dụng lên móng:

ở đây tải trọng công trình tác dụng lên móng đã cho trước theo tổ hợp cơ bản, tải trọng tính toán.

- đối với cột trục A:

$$N_o^t = 2299,2 \text{ KN}$$

$$M_o^t = 216,91 \text{ KNm}$$

$$Q_o^t = 73,987 \text{ KN}$$

II) Điều kiện địa chất công trình, địa chất thủy văn:

* Theo " Báo cáo kết quả khảo sát địa chất công trình Nhà thí nghiệm hoá học giai đoạn phục vụ thiết kế kỹ thuật: Khu đất xây dựng t-ơng đối bằng phẳng, cao độ trung bình của mặt đất + 8,2m. Đọc khảo sát bằng phương pháp khoan, xuyên tĩnh, xuyên tiêu chuẩn (SPT), độ sâu 30 (m), từ trên xuống dưới gồm các lớp đất có chiều dày ít thay đổi trong mặt bằng.

1. Đất sét xám gù dày trung bình 2,4 (m).

2. Đất sét pha xám ghi dày trung bình 3,9 (m).

3. cát pha dày trung bình 5,6 (m).

4. Cát hạt nhỏ dày trung bình 4,2(m). chiều dày ch-a kết thúc trong phạm vi hố khoan sâu 30(m). Mực nước ngầm gặp ở độ sâu trung bình 2,4(m) so với mặt đất tự nhiên. Chỉ tiêu cơ học, vật lý của các lớp đất như trong bảng.

5. Cát hạt vừa. Chiều dày ch-a kết thúc trong phạm vi hố khoan sâu 30(m). Mực nước ngầm gặp ở độ sâu trung bình 1,3(m) so với mặt đất tự nhiên. Chỉ tiêu cơ học, vật lý của các lớp đất như trong bảng.

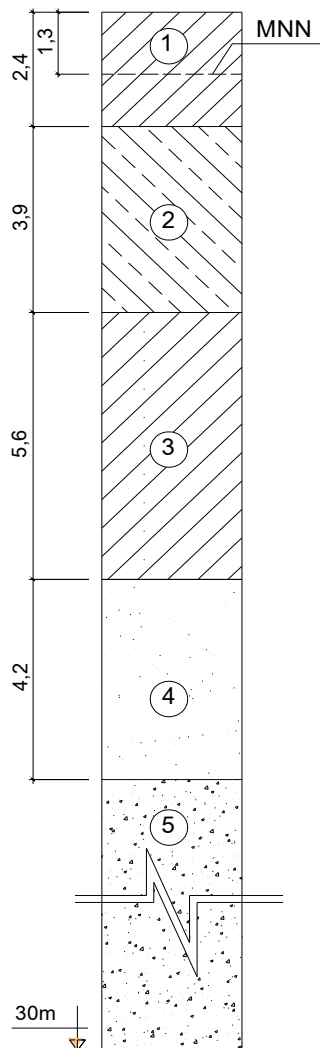
Bảng chỉ tiêu cơ lý và kết quả thí nghiệm hiện trường các lớp đất.

Lớp đất	Tên đất	γ (KN/m ³)	γ_s (KN/m ³)	W (%)	W _L (%)	W _P (%)	φ_{II}^0	C _{II} (Kpa)	q _c (Kpa)	SPT (N)	C _u (Kpa)	E (KPa)
1	Sét xám gù	18,2	27,2	37,9	42,8	24,5	15 ⁰	23	1010	6	32	7200
2	Sét pha xám ghi	18,5	26,7	30,8	33,9	23,6	16 ⁰	22	1184	6,5	36	7300
3	Cát pha	18,3	26,8	26,3	29,2	21,3	18 ⁰	16	1280	11	44	8980
4	Cát hạt nhỏ	19	26,5	25,1	-	-	30 ⁰	-	5040	18	-	12500

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

5	Cát hạt vừa	19,2	26,5	18,1	-	-	34 ⁰	-	1015 0	24	-	36100
---	-------------	------	------	------	---	---	-----------------	---	-----------	----	---	-------

Trụ địa chất công trình(trang sau):



- 1) Sét xám gù.
- 2) Sét pha xám ghi.
- 3) Cát pha.
- 4) Cát hạt nhỏ.
- 5) Cát hạt vừa.

* Đánh giá điều kiện địa chất công trình.

Để tiến hành lựa chọn giải pháp nền móng và độ sâu chôn móng cần phải đánh giá tính chất xây dựng của các lớp đất.

a, Lớp 1: sét xám gù chiều dày trung bình 2,4 (m).

- Độ sét:
$$I_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} = \frac{37,9 - 24,5}{42,8 - 24,5} = 0,732$$

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

Ta thấy: $0,5 < I_L < 0,75 \Rightarrow$ Đất ở trạng thái dẻo mềm có mô đun biến dạng $E = 7200(\text{KPa})$ là đất t-ơng đối tốt có thể làm nền cho công trình này đ-ợc .

- Hệ số rỗng :
$$e = \frac{\gamma_s (1 + 0,01.W)}{\gamma} - 1 = \frac{27,2(1 + 0,379)}{18,2} - 1 = 1,06$$

Mực n-ớc ngầm ở độ sâu $- 1,3$ (m) so với mặt đất tự nhiên nên các lớp đất phía d-ới có dung trọng đẩy nổi đ-ợc tính nh- sau:

- $$\gamma_{\text{đn1}} = \frac{\gamma_s - \gamma_n}{1 + e} = \frac{27,2 - 10}{1 + 1,06} = 8,35(\text{KN} / \text{m}^3)$$

Trong đó: $\gamma_n = 10 (\text{KN}/\text{m}^3)$

b, Lớp 2: Sét pha xám ghi chiều dày trung bình 3,9 (m).

- Độ sệt:
$$I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} = \frac{30,8 - 23,6}{33,9 - 23,6} = 0,699$$

Ta thấy: $0,5 < I_L < 0,75$ Đất ở trạng thái dẻo mềm, có mô đun biến dạng $E = 7300 (\text{KPa})$ là nền đất t-ơng đối tốt.

- Hệ số rỗng:
$$e = \frac{\gamma_s (1 + 0,01.W)}{\gamma} - 1 = \frac{26,7(1 + 0,308)}{18,5} - 1 = 0,888$$

- $$\gamma_{\text{đn2}} = \frac{\gamma_s - \gamma_n}{1 + e} = \frac{26,7 - 10}{1 + 0,888} = 8,845(\text{KN} / \text{m}^3)$$

c, Lớp 3: Cát pha chiều dày trung bình 5,6 (m).

- Độ sệt:
$$I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} = \frac{26,3 - 21,3}{29,2 - 21,3} = 0,633$$

Ta thấy: $0,5 < I_L < 0,75$ Đất ở trạng thái dẻo mềm, có mô đun biến dạng $E = 8980 (\text{KPa})$ là nền đất t-ơng đối tốt.

- Hệ số rỗng:
$$e = \frac{\gamma_s (1 + 0,01.W)}{\gamma} - 1 = \frac{26,8(1 + 0,263)}{18,3} - 1 = 0,849$$

- $$\gamma_{\text{đn3}} = \frac{\gamma_s - \gamma_n}{1 + e} = \frac{26,8 - 10}{1 + 0,849} = 9,086(\text{KN} / \text{m}^2)$$

d, Lớp 4: Cát hạt nhỏ chiều dày trung bình 4,2 (m).

- Hệ số rỗng:
$$e = \frac{\gamma_s (1 + 0,01.W)}{\gamma} - 1 = \frac{26,5(1 + 0,251)}{19} - 1 = 0,745$$

Ta thấy: Cát hạt nhỏ: $0,6 < e = 0,64 < 0,75 \Rightarrow$ cát chặt vừa. Có mô đun biến dạng $E = 12500 (\text{KPa})$ là loại đất tốt.

- $$\gamma_{\text{đn4}} = \frac{\gamma_s - \gamma_n}{1 + e} = \frac{26,5 - 10}{1 + 0,745} = 9,456(\text{KN} / \text{m}^3)$$

e, Lớp 5: Cát hạt vừa có chiều dày ch- a xác định tại độ sâu 30(m).

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

- Hệ số rỗng:
$$e = \frac{\gamma_s(1+0,01.W)}{\gamma} - 1 = \frac{26,5(1+0,181)}{19,2} - 1 = 0,63$$

Ta thấy: Cát hạt nhỏ: $0,6 < e = 0,63 < 0,75 \Rightarrow$ cát chặt vừa. Có mô đun biến dạng $E = 36100 \text{ (KPa)}$ là loại đất tốt.

- $$\gamma_{dn5} = \frac{\gamma_s - \gamma_n}{1+e} = \frac{26,5 - 10}{1+0,63} = 10,123 \text{ (KN / m}^3\text{)}$$

* Điều kiện địa chất thủy văn:

Mực nước ngầm cách lớp đầu một khoảng 1,3m. Lớp đất đầu tiên là lớp đất sét xám gù dùng để làm nền cho móng của công trình, mực nước ngầm ở khá sâu nên ít có khả năng ăn mòn cấu kiện bê tông cốt thép.

III) Chon và tính sức chịu tải của cọc

1. Chọn loại, kích thước cọc và phương pháp thi công.

* Thiết kế móng cọc cho khung trục 7 của nhà làm việc công ty bảo hiểm nhân thọ Hà Nội, tiết diện cột 600x440. Lấy nền nhà phía trong làm cốt $\pm 0,00 \text{ (m)}$,

Tải trọng tính toán ở đỉnh đài cốt -1,5 (m) là:

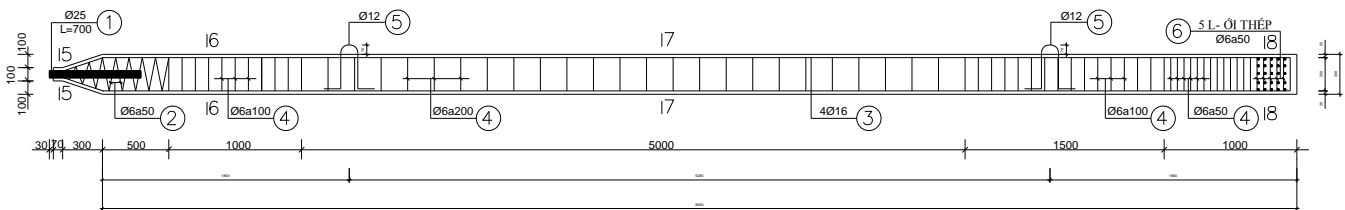
$$N_0^{tc} = 1916 \text{ (KN)}; M_0^{tc} = 180,75 \text{ (KNm)}; Q_0^{tc} = 61,65 \text{ (KN)}.$$

- Điều kiện địa chất gồm các lớp:

- + Sét xám gù dày trung bình 2,4(m).
- + Sét pha xám ghi dày trung bình 3,9(m).
- + Cát pha dày trung bình 5,6(m).
- + Cát hạt nhỏ dày trung bình 4,2(m).
- + Cát hạt vừa độ dày chưa kết thúc trong lỗ khoan sâu 30(m).

ở đây tải trọng tác dụng xuống móng tương đương với tải trọng đối lớn ta dùng cọc cắm vào lớp cát hạt vừa là hợp lý.

- Dùng cọc dài 9 m, có tiết diện 30x30cm; thép dọc chịu lực gồm 4 ϕ 16
- AII; bê tông cấp độ bền B25;



2. Xác định sức chịu tải của cọc đơn.

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

$$P_v = m\varphi \left(m_R R_b \cdot A_b + R_{sc} \cdot A_s \right)$$

$$m = 1,0; \varphi = 1,0; m_R = 1,0$$

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

Cọc 4φ14 cốt thép nhóm A-II:

$$R_s = 280 \text{ MPa}$$

$$A_s = 4 \cdot \frac{\pi d^2}{4} = 3,14 \cdot 0,014^2 = 0,0006 \text{ m}^2 = 6 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

Bê tông cấp độ bền B25 có: $R_b = 14,5 \text{ MPa}$

$$R_{btm} = 1,05 \text{ (MPa)}$$

$$A_b = 0,25 \cdot 0,25 = 0,0625 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow P_v = 1,0 \cdot 1,0 \cdot (0,14 \cdot 5 \cdot 0,0625 + 280 \cdot 0,0006) \cdot 10^6 = 1230,5 \text{ KN}$$

b) Xác định sức chịu tải của cọc theo đất nền.

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

$$P_d = m \left(m_R \cdot R \cdot F + u \sum_{i=1}^n m_{fi} \cdot f_i \cdot h_i \right)$$

m - Là hệ số điều kiện làm việc của cọc trong đất: $m = 1,0$
 $m_R = 1,0; m_{fi} = 1,0$.

A = A_b - Diện tích tiết diện cọc.

u - Chu vi tiết diện ngang cọc: $u = 4 \cdot 0,25 = 1 \text{ m}$

h_i - Chiều dày lớp đất thứ i tiếp xúc với cọc.

f_i - Cường độ tính toán của ma sát thành lớp đất thứ i với bề mặt xung quanh cọc (KPa) được tra theo (Bảng 5.3)

R - Cường độ tính toán của đất đối mũi cọc.

- Chia đất thành các lớp nhỏ đồng nhất có chiều dày $\leq 2 \text{ m}$

- Cường độ tính toán của đất ở chân cọc với độ sâu $H = 18,1 \text{ m}$, tra bảng 5.2 "Sách Nền và Móng công trình DD&CN" Nhà XBXD-1996 của trường ĐHKiến Trúc Hà Nội) có nội suy ta được $R = 4648 \text{ KPa}$

- Cường độ tính toán của ma sát giữa mặt xung quanh cọc và đất bao quanh f_i tra bảng 5.3 có nội suy ta có:

$$Z_1 = 1,75 \text{ m}; I_L = 0,732 \Rightarrow f_1 = 5,77 \text{ KPa}$$

$$Z_2 = 3,4 \text{ m}; I_L = 0,699 \Rightarrow f_2 = 8,464 \text{ KPa}$$

$$Z_3 = 5,35 \text{ m}; I_L = 0,699 \Rightarrow f_3 = 10,07 \text{ KPa}$$

$$Z_4 = 7,3 \text{ m}; I_L = 0,633 \Rightarrow f_4 = 15,8 \text{ KPa}$$

$$Z_5 = 9,2 \text{ m}; I_L = 0,633 \Rightarrow f_5 = 16,03 \text{ KPa}$$

$$Z_6 = 11,0 \text{ m}; I_L = 0,633 \Rightarrow f_6 = 16,23 \text{ KPa}$$

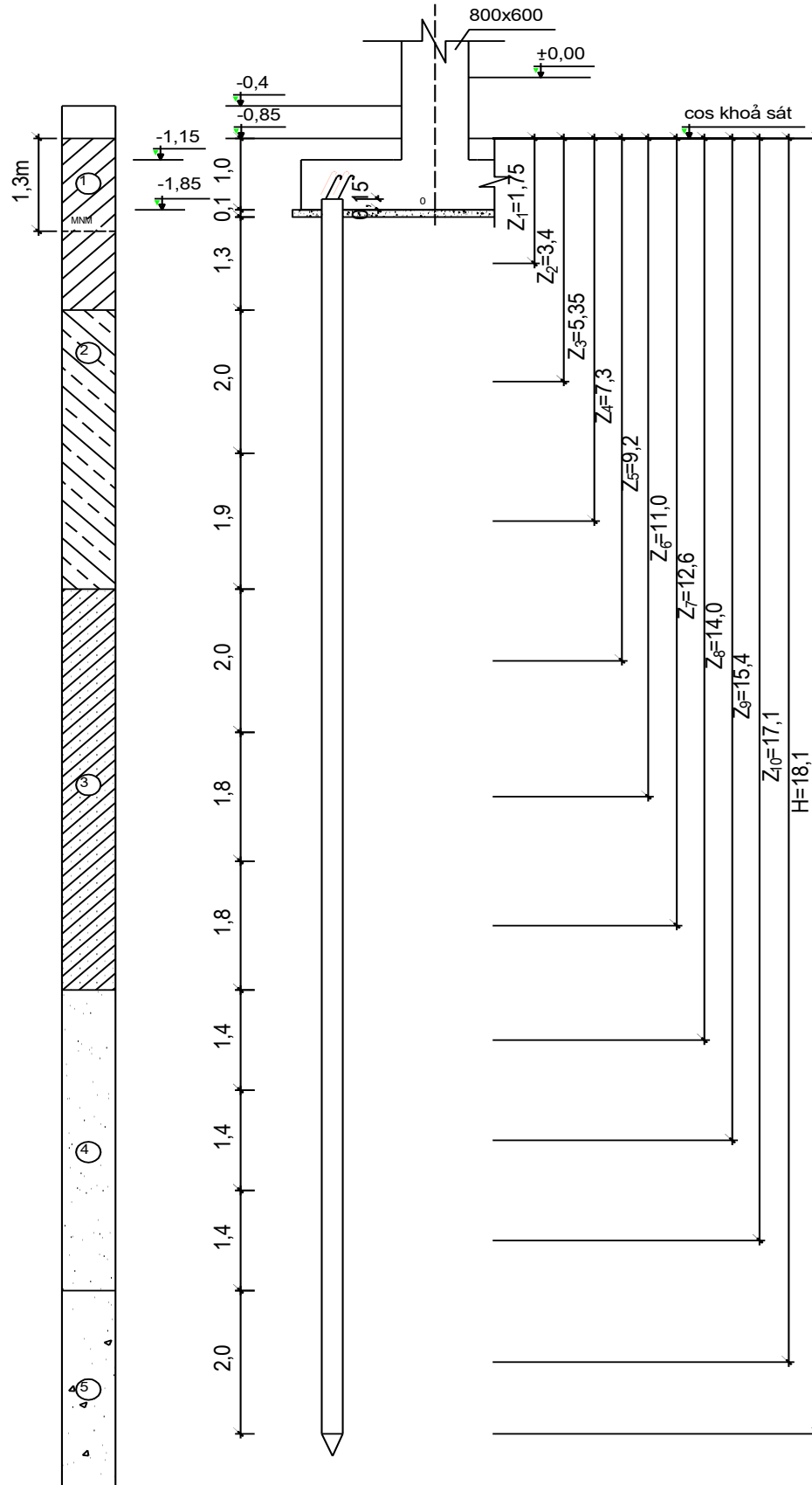
$$Z_7 = 12,6 \text{ m}; \Rightarrow f_7 = 48,6 \text{ KPa}$$

$$Z_8 = 14,0 \text{ m}; \Rightarrow f_8 = 50 \text{ KPa}$$

$$Z_9 = 15,4 \text{ m}; \Rightarrow f_9 = 51,4 \text{ KPa}$$

$$Z_{10} = 17,1 \text{ m}; \Rightarrow f_{10} = 74,94 \text{ KPa}$$

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP



ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

sơ đồ xác định sức chịu tải của cọc

$$\Rightarrow p_d = 1,0.[1,0.4648,0,25.0,25 + 4,0,25(1,0.5,77.1,3 + 1,0.8,464.2,0 + 1,0.10,07.1,9 + 1,0.15,8.2,0 + 1,0.16,03.1,8 + 1,0.16,23.1,8 + 1,0.48,6.1,4 + 1,0.50.1,4 + 1,0.51,4.1,4 + 1,0.74,94.2,0)] = 783,61 \text{ KN}$$

Vậy ta có: $p_d = 783,61 \text{ KN} < p_v = 1230,5 \text{ KN}$. Do vậy ta đưa p_d vào tính toán:

$$p'_d = \frac{p_d}{k_d} = \frac{783,61}{1,4} = 559,72 \text{ KN}$$

c) Xác định sức chịu tải của cọc theo kết quả xuyên tĩnh tiêu chuẩn SPT. (Tiêu chuẩn xây dựng Nhật Bản cho đất rời, đất dính)

$$P_{SPT} = \frac{1}{3} [u.N.F + \alpha.L_s.N_s + C_u.L_c]$$

Trong đó:

$\alpha = 300$ do cọc đóng.

$N = 24$ số SPT ở chân cọc.

$L_s = 2,0 \text{ m}$ chiều dài cọc cắm qua cát

$$C = C_u = C_{tb} = \frac{C_{u_1}.L_1 + C_{u_2}.L_2 + C_{u_3}.L_3}{L_1 + L_2 + L_3} = \frac{32.1,4 + 36.3,9 + 44.5,6}{1,4 + 3,9 + 5,6} = 39,6 \text{ KPa}$$

$$L_c = L_1 + L_2 + L_3 = 1,4 + 3,7 + 5,6 = 10,7 \text{ m}$$

$$u = 4,0,25 = 1 \text{ m}$$

$$\Rightarrow P_{SPT} = \frac{1}{3} [0.24.0,25.0,25 + \alpha.2,0.24 + 2.4.2,18 + 39,6.10,7] = 373,64 \text{ KN}$$

d) Xác định sức chịu tải trọng nén theo phương thẳng đứng của cọc theo kết quả xuyên tĩnh.

Sức phá hoại của cọc:

$$P_x' = P_{m\ddot{u}i} + P_{xq}$$

$$P_{m\ddot{u}i} = q_b.F$$

$q_p = K.q_c$ Sức cản phá của đất ở chân cọc.

$$P_{xq} = U \cdot \sum q_{si} \cdot h_i$$

$$q_{si} = \frac{q_{ci}}{\alpha_i}$$

- Cọc xuyên qua lớp sét xám gù 1,4m có: $q_c = 1010 \text{ KPa}$
- Cọc xuyên qua lớp sét pha xám ghi 3,9m có: $q_c = 1184 \text{ KPa}$
- Cọc xuyên qua lớp cát pha 5,6m có: $q_c = 1280 \text{ KPa}$
- Cọc xuyên qua lớp cát hạt nhỏ 4,2m có: $q_c = 5040 \text{ KPa}$
- Cọc xuyên qua lớp cát hạt vừa 2,0m có: $q_c = 10150 \text{ KPa}$

Tra bảng (5.9) để đọc các hệ số.

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

+ Lớp 1 sét xám gù: $\alpha = 30 \Rightarrow q_{s1} = \frac{1010}{30} = 33,67 \text{ (KPa)}$

+ Lớp 2 sét xám pha xám ghi: $\alpha = 30 \Rightarrow q_{s2} = \frac{1184}{30} = 39,47 \text{ (KPa)}$

+ Lớp 3 cát pha: $\alpha = 60 \Rightarrow q_{s3} = \frac{1280}{60} = 21,33 \text{ (KPa)}$

+ Lớp 4 cát hạt nhỏ: $\alpha = 100 \Rightarrow q_{s4} = \frac{5040}{100} = 50,4 \text{ (KPa)}$

+ Lớp 5 cát hạt vừa: $\alpha = 150 \Rightarrow q_{s5} = \frac{10150}{150} = 67,67 \text{ (KPa)}; K = 0,4$

\Rightarrow Sức cản phá của đất ở chân cọc: $q_p = K \cdot q_c = 0,4 \cdot 10150 = 4060 \text{ (KPa)}$.

$\Rightarrow P_{mui} = q_p \cdot F = 4060 \cdot 0,25 \cdot 0,25 = 253,75 \text{ (KN)}$

$\Rightarrow P_{xq} = 4 \cdot 0,25 \cdot (3,67 \cdot 1,4 + 39,47 \cdot 3,9 + 21,33 \cdot 5,6 + 50,4 \cdot 4,2 + 67,67 \cdot 2,0) = 667,54 \text{ (KN)}$

$\Rightarrow P'_x = q_p \cdot F + U \cdot \sum_{i=1}^n q_{si} \cdot h_i$
 $= 4060 \cdot 0,25 \cdot 0,25 + 4 \cdot 0,25 \cdot (3,67 \cdot 1,4 + 39,47 \cdot 3,9 + 21,33 \cdot 5,6 + 50,4 \cdot 4,2 + 67,67 \cdot 2,0)$
 $= 921,29 \text{ (KN)}$

Theo tiêu chuẩn Việt Nam TCXD 205 - 1998 kiến nghị dùng công thức:

$$P_x = \frac{P_{mui}}{2 \div 3} + \frac{P_{xq}}{2} = \frac{253,75}{3} + \frac{667,54}{2} = 418,35 \text{ (KN)}$$

(P_x : Tải trọng cho phép tác dụng xuống cọc).

* Vậy ta có: $P_{SPT}' < P_x < P_d' < P_v$. Do đó ta lấy P_{SPT}' để tính toán.

e). Xác định số lượng cọc và bố trí cọc trong móng.

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

$$P_{tt} = \frac{P_{SPT}}{d} = \frac{373,64}{0,25} = 664,25 \text{ (KPa)}$$

- Diện tích sơ bộ của đáy đài xác định theo công thức:

$$F_{sb} = \frac{N_0^{tt}}{P_{tt} - \gamma_{tb} \cdot h \cdot n} = \frac{2299,2}{664,25 - 20 \cdot 1,65 \cdot 1,1} = 3,66 \text{ (m}^2\text{)}$$

Trong đó:

N_0^{tt} - Tải trọng tính toán xác định đến đỉnh đài

γ_{tb} - Dung trọng thể tích bình quân trung bình của đài và đất trên đài lấy

n - Hệ số v-ợt tải: $n=1,1$

$$h = \frac{h_{tr} + h_{ng}}{2} = \frac{1,85 + 1,45}{2} = 1,65 \text{ (m)}$$

P_{tt} - áp lực tính toán khi thay tác dụng của phản lực đầu cọc lên đế đài bằng tác dụng của áp lực phản lực lên đáy đài.

- Trọng lượng của đài và đất trên đài:

$$N_d^{tt} = n \cdot F_d \cdot h \cdot \gamma_{tb} = 1,1 \cdot 3,66 \cdot 1,65 \cdot 20 = 132,86 \text{ (KN)}$$

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

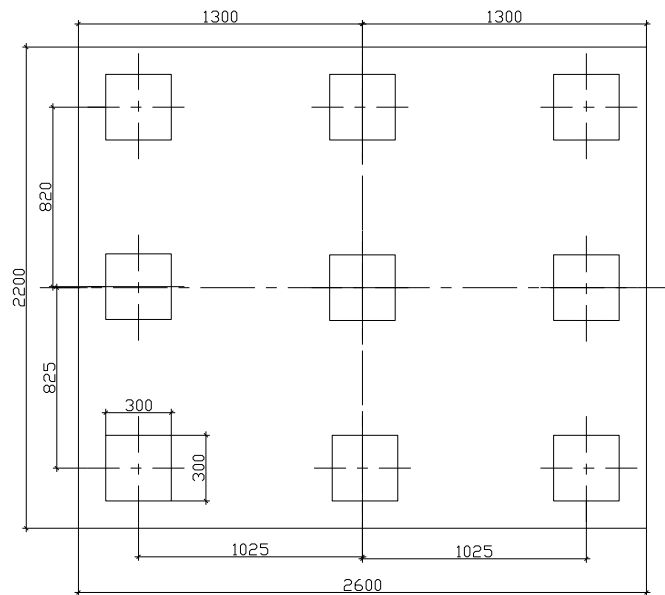
- Lực dọc tính toán xác định đến cốt đế đài:

$$N'' = N_o'' + N_d'' = 2299,2 + 132,86 = 2432,06 \text{ (KN)}$$

- Số cọc sơ bộ:

$$n_c = \frac{N''}{P_{SPT}} = \frac{2432}{373,64} = 6,5 \text{ (cọc)}.$$

Do móng chịu tải lệch tâm khá lớn nên ta lấy số cọc là: $n_c' = 9 \text{ (cọc)}$. Bố trí các cọc trong mặt bằng nh- hình vẽ.



- Diện tích đế đài thực tế:

$$F_d' = 2,6 \cdot 2,2 = 5,72 \text{ (m}^2\text{)}$$

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

$$N_d'' = n \cdot F_d' \cdot h \cdot \gamma_{tb} = 1,5 \cdot 5,72 \cdot 1,65 \cdot 20 = 143,75 \text{ (KN)}$$

- Lực dọc tính toán xác định cốt đế đài:

$$N'' = N_o'' + N_d'' = 2299,2 + 143,75 = 2442,95 \text{ (KN)}$$

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

$$M'' = M_o'' + Q'' \cdot h_m = 216,91 + 20 \cdot 1,5 = 246,91 \text{ (KNm)}$$

- Lực truyền xuống các cọc dẫy biên:

$$P_{\min}'' = \frac{N''}{n_c'} \pm \frac{M_y'' \cdot X_{\max}}{\sum_{i=1}^n X_i^2} = \frac{2442,95}{12} \pm \frac{246,91 \cdot 0,9}{6,0,9^2} = 203,58 \pm 45,72$$

$$P_{\max}'' = 249,3 \text{ (KN)}; P_{\min}'' = 157,86 \text{ (KN)}$$

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

ở đây $P_{\max}'' = 249,3 \text{ kN} < P_{SPT} = 373,64 \text{ kN}$ - vậy thỏa mãn điều kiện lực max truyền xuống cọc đầu tiên. $P_{\min}'' = 157,86 \text{ kN} > 0$ nên không phải kiểm tra theo điều kiện chống nhổ.

- Trọng lượng tính toán của cọc:

$$P_c = 0,25 \cdot 0,25 \cdot 0,3 \cdot 25 \cdot 1,1 + 0,25 \cdot 0,25 \cdot 16,8 \cdot (5 - 9,81) \cdot 1 = 18,06 \text{ kN}$$

- Trọng lượng của đất, cọc chiếm chỗ:

$$P_c = 0,25^2 \cdot (3 \cdot 18,2 + 1 \cdot 18,35 + 3 \cdot 9,845 + 5 \cdot 6,9086 + 4 \cdot 2,9456 + 2 \cdot 0,10123) \approx 10 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow P_c' = P_c - P_{dc} = 18,06 - 10 = 8,06 \text{ kN}$$

Ta có: $P_{\max}'' + P_c' = 249,3 + 8,06 = 257,36 \text{ kN} < P_{SPT} = 373,64 \text{ kN}$ (Thỏa mãn)

f) Kiểm tra nền móng cọc theo điều kiện biến dạng.

* Tính độ lún của móng cọc theo khối móng quy - ước có mặt cắt abcd như trên hình vẽ. Trong đó:

$$\alpha = \frac{\varphi_{tb}}{4}$$

$$\varphi_{tb} = \frac{\varphi_1 \cdot h_1 + \varphi_2 \cdot h_2 + \dots + \varphi_n \cdot h_n}{h_1 + h_2 + \dots + h_n}$$

$$\varphi_{tb} = \frac{15^\circ \cdot 1,4 + 16^\circ \cdot 3,9 + 18^\circ \cdot 5,6 + 30^\circ \cdot 4,2 + 34^\circ \cdot 2,3}{1,4 + 3,9 + 5,6 + 4,2 + 2,3} = 22,12^\circ$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{22,12^\circ}{4} = 5,53^\circ = 5^\circ 32'$$

- Chiều dài của đáy khối quy - ước cạnh bc = L_M :

$$L_M = L + 2 \cdot H \cdot \tan \alpha$$

$$L_M = 2,6 + \frac{2 \cdot 0,25}{2} + 2 \cdot 17,4 \cdot \tan 5^\circ 32' = 6,89 \text{ m}$$

- Bề rộng của đáy khối quy - ước cạnh:

$$B_M = B + 2 \cdot H \cdot \tan \alpha$$

$$B_M = 2,2 + \frac{2 \cdot 0,25}{2} + 2 \cdot 17,4 \cdot \tan 5^\circ 32' = 5,82 \text{ m}$$

- Chiều cao khối móng quy - ước: $H_M = 19,05 \text{ m}$

- Trọng lượng của khối quy - ước kể từ đế đài trở lên:

$$N_1^{tc} = L_M \cdot B_M \cdot h \cdot \gamma_{tb} = 6,125 \cdot 42 \cdot 1,65 \cdot 20 = 1094,6 \text{ kN}$$

- Trọng lượng khối quy - ước của sét xám gụ trong phạm vi từ đế đài đến đáy lớp sét xám gụ (phải trừ đi phần thể tích bị cọc chiếm chỗ):

$$N_2^{tc} = 0,3 \cdot (6,125 \cdot 42 - 0,25 \cdot 0,25 \cdot 5) \cdot 8,2 + 1,1 \cdot (6,125 \cdot 42 - 0,25 \cdot 0,25 \cdot 5) \cdot 8,35 = 326,85 \text{ kN}$$

- Trọng lượng khối quy - ước của lớp sét pha xám ghi (phải trừ đi phần thể tích bị cọc chiếm chỗ):

$$N_3^{tc} = 3,9 \cdot (6,125 \cdot 42 - 0,25 \cdot 0,25 \cdot 5) \cdot 8,845 = 769,87 \text{ kN}$$

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

- Trọng lượng khối quy - ốc của lớp cát pha (phải trừ đi phần thể tích bị cọc chiếm chỗ):

$$N_4^{tc} = 5,6 \cdot 6,12 \cdot 5,42 - 0,25 \cdot 0,25 \cdot 5,9,086 = 1135,57 \text{ (KN)}$$

- Trọng lượng khối quy - ốc của lớp cát hạt nhỏ (phải trừ đi phần thể tích bị cọc chiếm chỗ):

$$N_5^{tc} = 4,2 \cdot 6,12 \cdot 5,42 - 0,25 \cdot 0,25 \cdot 5,9,456 = 866,36 \text{ (KN)}$$

- Trọng lượng khối quy - ốc của lớp cát hạt vừa (phải trừ đi phần thể tích bị cọc chiếm chỗ):

$$N_6^{tc} = 2,3 \cdot 6,12 \cdot 5,42 - 0,25 \cdot 0,25 \cdot 5,0,123 = 519,63 \text{ (KN)}$$

- Trọng lượng cọc trong phạm vi từ đáy đài đến đáy lớp 1 là:

$$N_{c1} = 0,3 \cdot 5 \cdot 0,25 \cdot 0,25 \cdot 25 + 1,1 \cdot 5 \cdot 0,25 \cdot 0,25 \cdot 5 - 9,81 = 7,56 \text{ (KN)}$$

- Trọng lượng cọc trong phạm vi lớp 2 là:

$$N_{c2} = 3,9 \cdot 5 \cdot 0,25 \cdot 0,25 \cdot 5 - 9,81 = 18,51 \text{ (KN)}$$

- Trọng lượng cọc trong phạm vi lớp 3 là:

$$N_{c3} = 5,6 \cdot 5 \cdot 0,25 \cdot 0,25 \cdot 5 - 9,81 = 26,58 \text{ (KN)}$$

- Trọng lượng cọc trong phạm vi lớp 4 là:

$$N_{c4} = 4,2 \cdot 5 \cdot 0,25 \cdot 0,25 \cdot 5 - 9,81 = 19,94 \text{ (KN)}$$

- Trọng lượng cọc trong phạm vi lớp 5 là:

$$N_{c5} = 2,3 \cdot 5 \cdot 0,25 \cdot 0,25 \cdot 5 - 9,81 = 10,92 \text{ (KN)}$$

Vậy trọng lượng của khối quy - ốc abcd là:

$$\begin{aligned} N_{tcqu} &= N_1^{tc} + N_2^{tc} + N_3^{tc} + N_4^{tc} + N_5^{tc} + N_6^{tc} + N_{c1} + N_{c2} + N_{c3} + N_{c4} + N_{c5} \\ &= 746,8 + 326,85 + 769,87 + 1135,57 + 866,36 + 439,07 + 7,56 + 18,51 + \\ &\quad + 26,58 + 19,94 + 10,92 = 4368,03 \text{ (KN)} \end{aligned}$$

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

$$N^{tc} = N_0^{tc} + N_{qu}^{tc} = 1916 + 4368,03 = 6284,03 \text{ (KN)}$$

- Mômen tiêu chuẩn tác dụng với trọng tâm đáy khối quy - ốc:

$$M^{tc} = M_0^{tc} + Q^{tc} \cdot H_M' = 205,75 + 61,65 \cdot 18,1 = 1321,615 \text{ (KNm)}$$

- Độ lệch tâm: $e = \frac{M^{tc}}{N^{tc}} = \frac{1321,615}{6284,03} = 0,21 \text{ (m)}$

- áp lực tiêu chuẩn ở đáy khối quy - ốc:

$$\begin{aligned} P_{\max}^{tc} &= \frac{N^{tc}}{L_M \cdot B_M} \left(1 \pm \frac{6e}{L_M} \right) \\ P_{\max}^{tc} &= \frac{6284,03}{6,12 \cdot 5,42} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,21}{6,12} \right) = 228,45 \text{ (KPa)} \\ P_{\min}^{tc} &= \frac{6284,03}{6,12 \cdot 5,42} \left(1 - \frac{6 \cdot 0,21}{6,12} \right) = 150,44 \text{ (KPa)} \end{aligned}$$

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

$$P_{tb}^{tc} = \frac{P_{\max}^{tc} + P_{\min}^{tc}}{2} = \frac{228,45 + 150,44}{2} = 189,45 \text{ (KPa)}$$

- Công độ tính toán của đáy khối quy - ớc:

$$R_M = \frac{m_1 \cdot m_2}{k_{tc}} (A \cdot B_M \cdot \gamma_{II} + B \cdot H_M \cdot \gamma_{II}' + D \cdot C_{II})$$

Trong đó:

m_1, m_2 - Hệ số điều kiện làm việc của đất và của nhà có tác dụng qua lại với nền lấy theo (Bảng 2.2 " Sách Nền và Móng các công trình xây dựng DD & CN"

$m_1 = 1,4$ Do đất cát vừa; $m_2 = 1,0$ Do nhà khung.

$k_{tc} = 1$ Hệ số độ tin cậy (Vì các chỉ tiêu cơ lý lấy theo số liệu thí nghiệm trực tiếp đối với đất).

A, B, D đ- ợc tra bảng 2.1 phụ thuộc: $\varphi_{II} = 34^\circ$. $A = 1,55; B = 7,21; D = 9,21$

$$\gamma_{II} = 10,123 \text{ (KN / m}^3 \text{)}$$

$$\gamma_{II}' = \frac{18,0,65 + 18,2,1,3 + 8,35,1,1 + 8,845,3,9 + 9,086,5,6 + 9,456,4,2 + 10,123,2,3}{19,05} = 10,13 \text{ (KN / m}^3 \text{)}$$

$$\Rightarrow R_M = \frac{1,4 \cdot 1,0}{1,0} (55,4,42 \cdot 10,123 + 7,21 \cdot 19,05 \cdot 10,13) = 2045 \text{ (KPa)}$$

- Ta có:

$$P_{\max}^{tc} = 228,45 \text{ (KPa)} < 1,2 \cdot R = 1,2 \cdot 2045 = 2454 \text{ (KPa)}.$$

$$P_{tb}^{tc} = 189,45 \text{ (KPa)} < R = 2045 \text{ (KPa)}.$$

* Kết luận: Vậy ta có thể tính toán đ- ợc độ lún của nền theo quan niệm biến dạng tuyến tính. Tr- ờng hợp này đất nền từ chân cọc trở xuống có độ 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.

- ứng suất bản thân tại đáy khối quy - ớc:

$$\sigma_{z=0}^{bt} = 1,3 \cdot 18,2 + 1,1 \cdot 8,35 + 8,845 \cdot 3,9 + 9,086 \cdot 5,6 + 9,456 \cdot 4,2 + 10,123 \cdot 2,3 = 181,21 \text{ (KPa)}$$

- ứng suất gây lún d- ới tại đáy khối quy - ớc:

$$\sigma_{z=0}^{gl} = P_{tb}^{tc} - \sigma_{z=0}^{bt} = 237,21 - 181,21 = 56 \text{ (KPa)}$$

- ứng suất gây lún tại độ sâu z_i (m):

$$\sigma_{zi}^{gl} = K_0 \cdot \sigma_{z=0}^{gl} \text{ (KPa)}$$

Với K_0 phụ thuộc vào tỷ số: $\frac{L_M}{B_M}$ & $\frac{2 \cdot Z}{B_M}$

* Chia đất nền d- ới đáy khối quy - ớc thành các lớp phân tố bằng nhau và có chiều dày là: $h_i = \frac{B_M}{5} = \frac{4,42}{5} = 0,884 \text{ (m)}$

Bảng để tính ứng suất gây lún δ_{zi}^{gl} và ứng suất bản thân δ_{zi}^{bt}

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

Điểm	Độ sâu z(m)	$\frac{L_M}{B_M}$	$\frac{2Z}{B_M}$	K_0	$\sigma_{zi}^{gl} \text{ (kPa)}$	$\sigma_{zi}^{bt} \text{ (kPa)}$
0	0	1,16	0	1	56	181,21
1	0,884		0,4	0,966	54,09	190,159
2	1,768		0,8	0,824	46,14	199,107
3	2,652		1,2	0,643	36	208,056

- Tại độ sâu $H_a = 2,652 \text{ (m)}$ kể từ đáy khối quy - ốc ta có:

$$\sigma_{zi}^{gl} = 36 \text{ (kPa)} < 0,2 \cdot \sigma_{zi}^{bt} = 0,2 \cdot 208,056 = 41,61 \text{ (kPa)}$$

- Do đó ta lấy giới hạn nền đến độ sâu $H_a = 2,652 \text{ (m)}$ kể từ đáy khối quy - ốc

- Độ lún của nền đ-ợc xác định theo công thức:

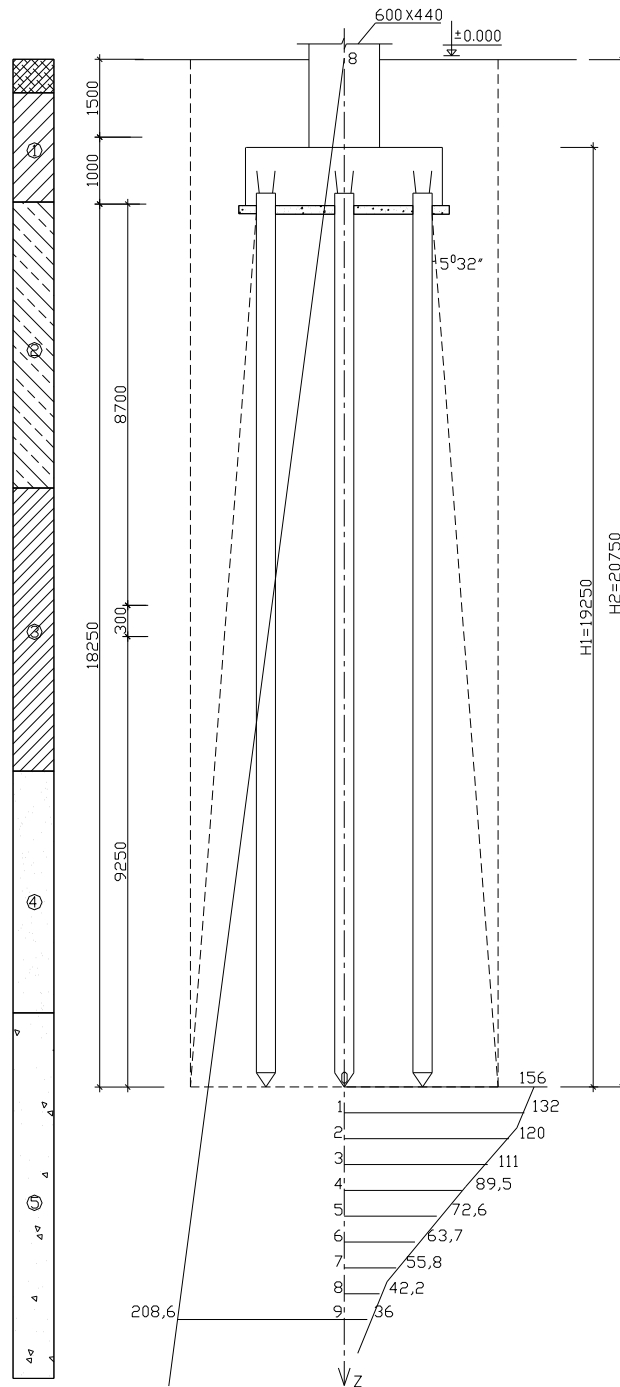
$$S = \sum_{i=1}^n \frac{\beta_{oi}}{E_{oi}} \cdot \delta_{zi}^{gl} \cdot h_i = 0,8 \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\delta_{zi}^{gl}}{E_{oi}} \cdot h_i$$

Trong đó:

$\beta_{oi} = 0,8$: Hệ số phụ thuộc hệ số nở hông μ của đất đ-ợc lấy theo quy phạm.

δ_{zi}^{gl} : ứng suất gây lún ở chính giữa phân tố thứ i.

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP



SƠ ĐỒ ỨNG SUẤT GÂY LÚN

Vậy ta có độ lún là:

$$S = \frac{0,8 \cdot 0,884}{36100} \left(\frac{56}{2} + 54,09 + 46,14 + \frac{36}{2} \right) = 0,003 \text{ (m)}$$

- Ta có $S = 0,003 \text{ (m)} < S_{gh} = 0,08 \text{ (m)}$. Vậy thỏa mãn điều kiện lún tuyệt đối

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

Độ lún lệch sẽ được kiểm tra khi thiết kế cho dẫy trục khác.

IV) Tính toán độ bền và cấu tạo đài cọc.

Dùng bê tông cấp độ bền B20, cốt thép nhóm CII, chiều cao đài $h = 0,7 \text{ m}$.
Lớp bê tông lót dày $0,1 \text{ m}$; 4×6 .

* Xác định chiều cao đài theo điều kiện đâm thủng: vẽ tháp đâm thủng thì đáy tháp nằm trộm ra ngoài trục các cọc. Như vậy đài cọc không bị đâm thủng.

* Tính toán mômen và thép đặt cho đài cọc.

- Mômen t-ong ứng với mặt ngàm I-I:

$$M_I = r_1 (P_2 + P_4); \text{ với } P_2 = P_4 = P_{\max}'' = 274,14 \text{ kPa}; r_1 = 0,8 \text{ m}$$
$$M_I = 0,8 \cdot 2 \cdot 274,14 = 219,3 \text{ kNm}$$

Diện tích cốt thép chịu mômen M_I là:

$$A_{s1} = \frac{M_I}{0,9 \cdot h_0 \cdot R_a} = \frac{219,3 \cdot 10^4}{0,9 \cdot 0,55 \cdot 280000} = 1582,3 \text{ cm}^2$$

Chọn 14 $\phi 18$ có: $A_s = 1584 \text{ cm}^2$

Chiều dài mỗi thanh: $l' = l - 2 \cdot 0,025 = 2,2 - 2 \cdot 0,025 = 2,15 \text{ m}$

+ Khoảng cách các cốt thép dài cần bố trí:

$$b' = b - 2 \cdot (0,015 + 0,025) = 1,8 - 2 \cdot (0,015 + 0,025) = 1,72 \text{ m}$$

+ Khoảng cách giữa hai trục cốt thép là:

$$a = \frac{b'}{n-1} = \frac{1,72}{14-1} = 0,132 \text{ m} = 132 \text{ mm}$$

n - là số thanh dài cần bố trí vào đế móng

- Mômen t-ong ứng với mặt ngàm II-II:

$$M_{II} = r_1 (P_1 + P_2);$$

với $P_1 = P_{\min}'' = 180,52 \text{ kPa}$; $P_2 = P_{\max}'' = 274,14 \text{ kPa}$; $r_2 = 0,455 \text{ m}$

$$\Rightarrow M_{II} = 0,455 \cdot (180,52 + 274,14) = 206,87 \text{ kNm}$$

Diện tích cốt thép chịu mômen M_{II} là:

$$A_{s2} = \frac{M_{II}}{0,9 \cdot h_0 \cdot R_a} = \frac{206,87 \cdot 10^4}{0,9 \cdot 0,536 \cdot 28000} = 1531 \text{ cm}^2$$

Chọn 14 $\phi 18$ có: $A_s = 1584 \text{ cm}^2$

Chiều dài mỗi thanh: $b' = b - 2 \cdot 0,025 = 1,8 - 2 \cdot 0,025 = 1,75 \text{ m}$

+ Khoảng cách các cốt thép ngắn cần bố trí:

$$l' = l - 2 \cdot (0,015 + 0,025) = 2,2 - 2 \cdot (0,015 + 0,025) = 2,12 \text{ m}$$

+ Khoảng cách giữa hai trục cốt thép là:

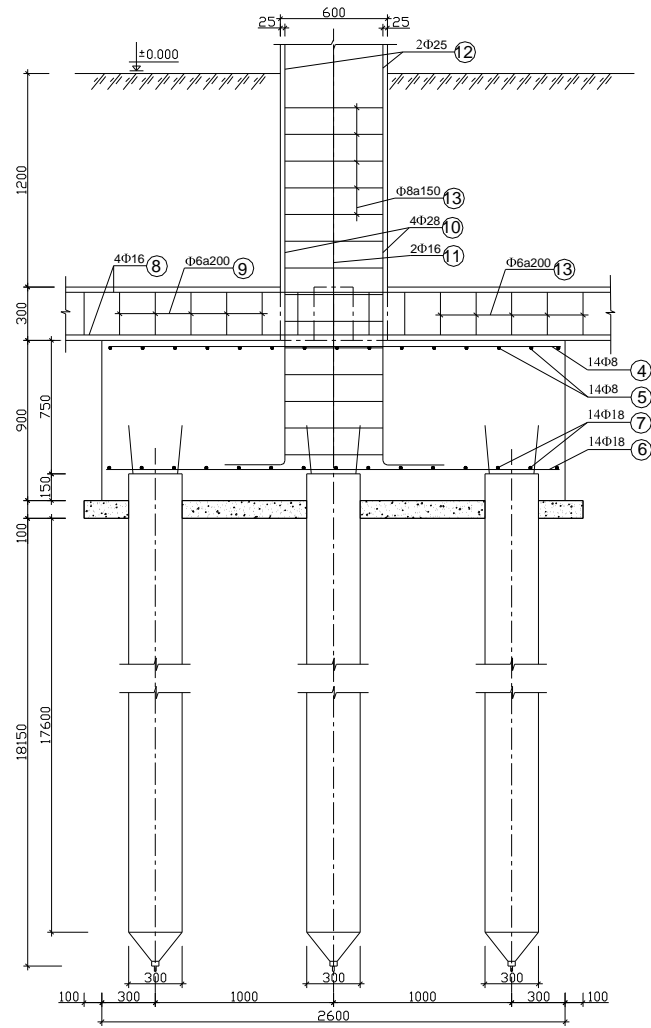
$$a = \frac{l'}{n-1} = \frac{2,12}{14-1} = 0,163 \text{ m} = 163 \text{ mm}$$

n - là số thanh cần bố trí vào đế móng

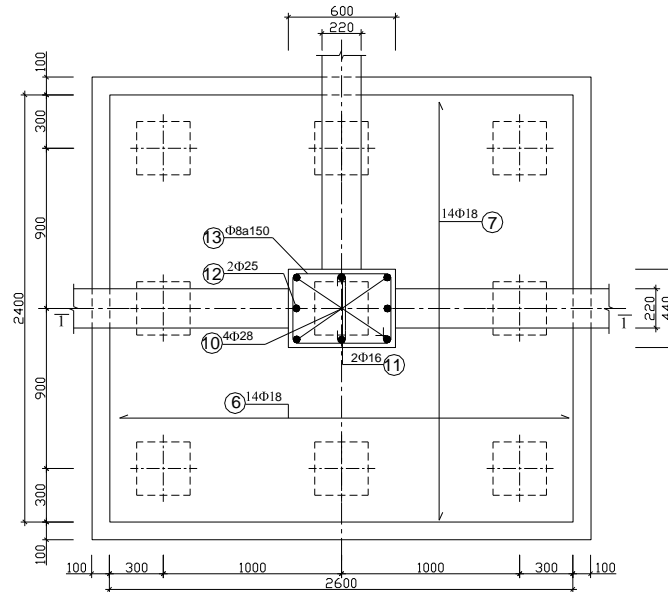
V) Cấu tạo móng cọc.

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP



MẶT CẮT I-I



KẾT CẤU MÓNG D-7 TL:1/20