

D- TÍNH TOÁN MÓNG CỌC ÉP

I. Tổng quan về địa chất công trình:

Công trình chung cư THÀNH HƯNG thuộc địa điểm xã Mỹ Đình, huyện Từ Liêm thành phố Hà Nội.

1. Mở đầu:

1.1. Khảo sát hiện trường:

Công tác khảo sát địa chất công trình được khảo sát dưới sự giám sát của Tổng hội địa chất Việt Nam, Liên hiệp địa kỹ thuật nền móng công trình TP.Hà Nội được tiến hành theo quy phạm khoan khảo sát địa chất 22TCN-2000, lấy thí nghiệm mẫu theo TCVN 2683-91.

1.2. Thí nghiệm trong phòng:

Các phương pháp xác định thành phần hạt	: TCVN 4198-95
Phương pháp xác định khối lượng riêng	: TCVN 4195-95
Phương pháp xác định sức chống cắt ở máy cắt phẳng	: TCVN 4199-95
Phương pháp xác định tính nén lún	: TCVN 4200-95

2. Công tác hiện trường:

2.1. Công tác khoan:

Khối lượng hố khoan là 2 hố khoan sâu 30m, kí hiệu là HK1 và HK2.

2.2. Công tác lấy mẫu:

Đất dính: mẫu nguyên dạng được lấy bằng cách ép hoặc đóng ống mẫu thành mỏng, $\phi = 75mm$ vào đáy hố khoan đã được làm sạch, sau đó mẫu được bọc kín parafin, dán nhãn và đặt vào nơi mát mẻ.

Đất rời: mẫu đất rời được lấy trong ống mẫu SPT và được lưu giữ trong bao plastic có dán nhãn.

2.3. Xác định mực nước ngầm: Mực nước ngầm ổn định ở độ sâu -2,5m.

3. Điều kiện địa chất công trình:

Căn cứ vào kết quả khảo sát hiện trường và kết quả thí nghiệm trong phòng địa tầng tại địa phương của công trình có thể chia làm các lớp đất chính như sau:

1. Lớp 1a: Đất san lấp.(Dày 1m)
2. Lớp 1: Bùn sét lẫn xác thực vật, màu xanh đen-xám xanh, trạng thái chảy(Dày 12m)
3. Lớp 2 : Sét màu vàng nâu loang xám xanh, trạng thái dẻo cứng (Dày 2m)

4. Lớp 3 : Sét lẫn xác thực vật, màu xám đen, trạng thái dẻo cứng (Dày 12m)

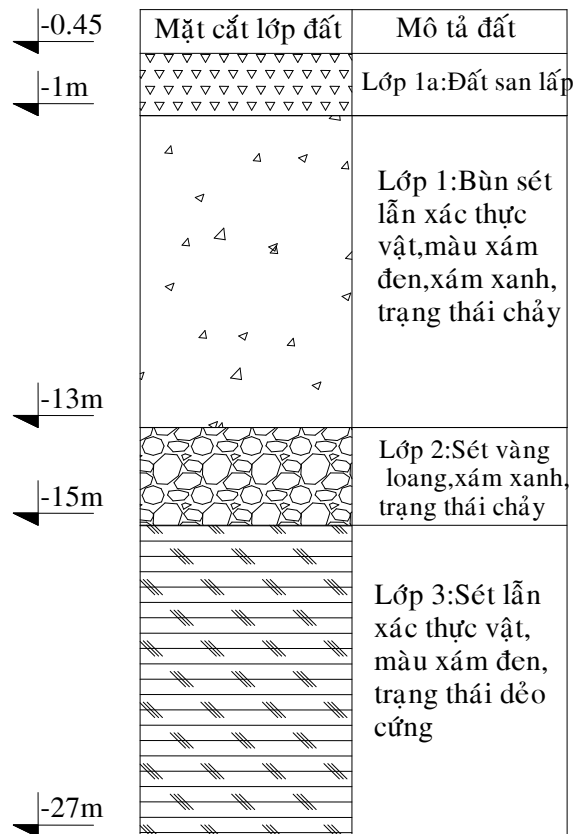
Chỉ tiêu cơ lý của các lớp đất như sau:

Lớp đất	Chiều dày (m)	Dung trọng TN $\gamma(T/m^3)$	Hệ số rỗng e	Tỉ trọng Δ	Độ ẩm TN $W(\%)$	Giới hạn chảy $W_L(\%)$	Giới hạn dẻo $W_L(\%)$	Chỉ số dẻo A	Độ sệt B	Góc ma sát trong φ	Lực Dính C (T/m^3)
1	12	1,5	2,386	2,61	88,11	68,4	41,8	26,6	1,74	2°45'	0,47
2	2	1,87	0,946	2,73	33,4	46,1	27,4	18,8	0,32	12°21'	3,05
3	12	1,56	1,657	1,71	53,67	65,5	44,2	21,3	0,44	11°19'	2,13

Nhận xét:

- Lớp1: Đây là lớp đất có cường độ chịu tải thấp, không thích hợp cho việc xây dựng
- Lớp 2: Đây là lớp đất có cường độ chịu tải trung bình
- Lớp 3: Đây là lớp đất có cường độ chịu tải trung bình, thích hợp cho việc xây dựng

MẶT CẮT TRƯ Ứ ĐỊA CHẤT



II. Khái quát về cọc ép:

Cọc ép bê tông cốt thép chủ yếu để thiết kế cho các công trình dân dụng và công nghiệp. Việc xây dựng nhà cao tầng trong điều kiện xây chen ở thành phố ta hiện nay thì khả năng sử dụng cọc ép là khá phổ biến. Sau đây là những ưu, khuyết điểm của móng cọc ép bê tông cốt thép.

1. Ưu điểm:

Cọc ép có khả năng chịu tải trọng lớn. Cọc ép hiện nay dùng với tiết diện từ 20x20 đến 35x35 thì có thể hạ cọc đến độ sâu 30-40m. Lực ép tối đa của máy ép hiện nay có thể đạt tới 220T.

Không gây ra tiếng ồn, chấn động đến công trình lân cận như giải pháp cọc đóng, thích hợp cho trong điều kiện xây chen như thành phố ta hiện nay.

Giá thành rẻ hơn so với các giải pháp móng cọc khác.

Công nghệ thi công không đòi hỏi kỹ thuật cao.

2. Nhược điểm:

Trong điều kiện địa chất gặp các lớp cát có chiều dày lớn, các lớp đất laterit nằm xem kẽ hoặc có chướng ngại vật, khi đó việc hạ cọc gặp nhiều khó khăn, lúc đó sức chịu tải của cọc cũng bị hạn chế do tiết diện cọc, chiều dài cọc không có khả năng mở rộng và phát triển (do thiết bị thi công cọc). Do vậy nếu công trình có số tầng lớn hơn 12 tầng và địa chất không tốt thì giải pháp cọc ép khó thực hiện được.

Như vậy với điều kiện địa chất và số tầng của công trình này em chọn giải pháp móng cọc ép bê tông cốt thép.

III. Thiết kế móng trục 6 :

1. Chọn vật liệu và kết cấu cọc:

-Chọn cọc BTCT tiết diện 35x35cm

→ Diện tích tiết diện cọc là $F_c = 35 \times 35 = 1225 \text{ cm}^2$.

-Cọc cắm sâu vào lớp đất thứ 3

→ Chiều sâu cọc 24m+0,5m mũi cọc → Chia làm 3 đoạn

Cọc, mỗi đoạn dài 8m nối bằng hàn bản mã

-Dự kiến đặt cốt thép dọc chịu lực trong cọc là 4φ16 có diện tích cốt thép là:

$A_s = 8,044 \text{ cm}^2$.

2. Lựa chọn chiều sâu đặt đài cọc:

Chiều sâu chôn đài thỏa mãn điều kiện: $H > 0,7h_{\min}$

Trong đó: $h_{\min} = \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2) \sqrt{\frac{\sum Q}{\gamma b}}$

+ φ, γ : Góc nội ma sát và trọng lượng thể tích đất từ đáy đài trở lên

+ $\sum Q$: Tổng tải trọng nằm ngang lớn nhất trong số các cột trục 7

→ $\sum Q = Q_{\max} = 42,39 \text{ KN}$ (Giá trị $Q_{\max}$ từ tổ hợp theo cặp nội lực lớn nhất-phần tử 2)

+ b : Cạnh của đáy đài lấy theo phương thẳng góc với lực ngang. Chọn $b = 1,5 \text{ m}$

$$h_{\min} = \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{2,45}{2}\right) \sqrt{\frac{43,54}{14,5 \times 1,5}} = 2,01 \text{ m}$$

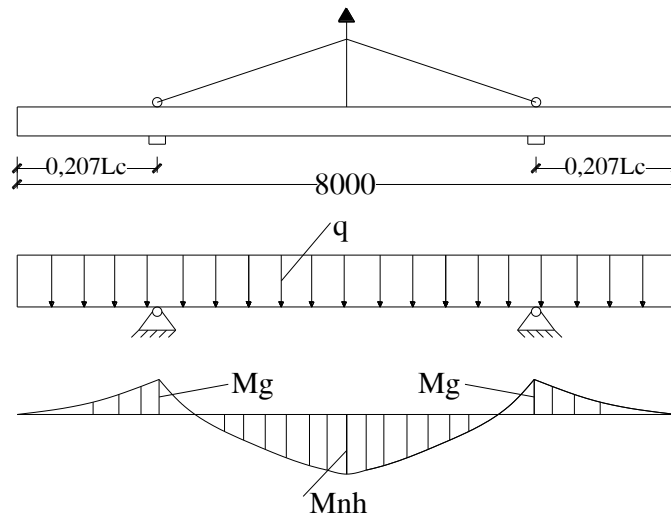
$$H > 0,7h_{\min} = 0,7 \times 2,01 = 1,407 \text{ m}$$

→ Chiều sâu đặt đài cọc là $H = 2 \text{ m}$. Khi đó cọc sẽ đặt trong đất lớp 1

3. Kiểm tra điều kiện vận chuyển và cầu lắp dựng cọc:

Toàn bộ công trình sử dụng 1 loại cọc $35 \times 35 \text{ cm}$, chiều dài mỗi cọc $L = 8 \text{ m}$.

Tải trọng bản thân gây ra là: $q = n \cdot \gamma \cdot F_c = 1,1 \cdot 2,5 \cdot 0,1225 = 0,34 \text{ T/m}$ (n : Hệ số động)



Hình 9: Sơ đồ cầu lắp cọc

a) Khi cầu vận chuyển cọc:

Khi vận chuyển cọc dùng 2 móc treo với khoảng cách 2 đoạn đầu là

$$a = 0,207 \cdot L_c = 1,7 \text{ m} \text{ và đoạn giữa là: } b = L_c - 2a = 8 - 2 \cdot 1,7 = 4,6 \text{ m}$$

Để đảm bảo điều kiện chịu lực tốt nhất thì:

$$M_{nh} = M_g = \frac{q \cdot a^2}{2} = \frac{0,34 \cdot 1,7^2}{2} = 0,49 T.m$$

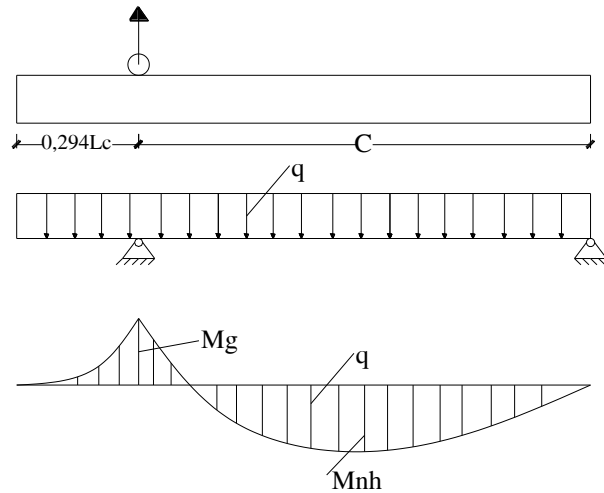
Kiểm tra cốt thép trong cọc khi chịu uốn $A_s = 4,02 cm^2$

Ta có: $M = R_s \cdot A_s \cdot 0,9 \cdot (h_0 - a') = 28.4,02 \cdot 0,9(35 - 3) = 3241,73 KN.cm = 3,24 T.m$

Nhận thấy: $M = 3,24 T.m \geq 0,49 T.m$

Với cọc thiết kế 4φ16 hoàn toàn đạt yêu cầu khi cẩu vận chuyển

b) Khi cẩu lắp cọc:



Sơ đồ lắp dựng cọc

Khi lắp cọc dùng móc treo với khoảng cách đoạn đầu là

$a = 0,294 \cdot L_c = 2,4 m$ và đoạn giữa là: $c = L_c - 2a = 8 - 2 \cdot 2,4 = 3,2 m$

Để đảm bảo điều kiện tốt nhất thì:

$$M_{nh} = M_g = \frac{q \cdot a^2}{2} = \frac{0,34 \cdot 2,4^2}{2} = 0,98 T.m$$

Kiểm tra cốt thép trong cọc khi chịu uốn $A_s = 4,02 cm^2$

Ta có: $M = R_s \cdot A_s \cdot 0,9 \cdot (h_0 - a') = 28.4,02 \cdot 0,9(35 - 3) = 3241,73 KN.cm = 3,24 T.m$

Nhận thấy: $M = 3,24 T.m \geq 0,98 T.m$

Với cọc thiết kế 4φ16 hoàn toàn đạt yêu cầu khi cẩu vận chuyển

c) Kiểm tra móc cẩu:

Khi cẩu lắp thì tải trọng bản thân cọc: $P_c = n \cdot q \cdot l_c = 1,1 \cdot 0,34 \cdot 8 = 2,992 T$.

$$\text{Khi dựng lắp: } P_d = \frac{n \cdot q \cdot l_c^2}{2 \cdot (l_c - a)} = \frac{1,1 \cdot 0,34 \cdot 8^2}{2(8 - 2,4)} = 2,14T$$

Nếu dùng thép 016(As =4,02) để cẩu lắp và dựng lắp, khi đó nội lực của thép là:

$$[N] = R_s \cdot A_s = 2,8 \cdot 2,01 = 5,628T \geq \begin{cases} P_c = 2,992T \\ P_d = 2,14T \end{cases}$$

Vậy, dùng móc cẩu 016 hoàn toàn đạt yêu cầu.

4.Xác định sức chịu tải của cọc:

4.1. Xác định sức chịu tải của cọc theo vật liệu làm cọc:

Sức chịu tải của cọc theo vật liệu làm cọc được xác định theo công thức:

$$P_{vl} = \varphi(R_b F_b + R_s A_s), \text{ trong đó:}$$

φ : hệ số uốn dọc (Khi móng cọc đài thấp, không xuyên qua than bùn $\varphi=1$)

$$F_b: \text{Diện tích tiết diện betong} = (35 \times 35) - 8,044 = 1216,956 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow P_{vl} = 1(1,45 \cdot 1216,956 + 28 \cdot 8,044) = 1989,82 \text{ KN} = 199T$$

4.2.Xác định theo kết quả thí nghiệm xuyên tĩnh CPT:

Xác định theo công thức:

$$P_{dn} = \frac{P_{gh}}{2 \div 3}$$

$$\text{Trong đó: } P_{gh} = Q_s + Q_p$$

$$+ Q_s: \text{Sức chống cực hạn ở mặt bên cọc } Q_s = u \cdot \sum \frac{q_{ci}}{\alpha_i} \cdot l_i$$

Tra bảng:

Lớp	Li (m)	q _{ci} (T/m ²)	α _i
1	11,4	60	30
2	2	90	30
3	10,6	350	40

(α_i ; q_{ci} Tra PL07 sách cơ học đất-Hệ số K_c và α_i)

u: Chu vi tiết diện cọc-u=0,35.4=1,4m

$$\rightarrow Q_s = 1,4 \cdot \left(\frac{60 \cdot 11,4}{30} + \frac{90 \cdot 2}{30} + \frac{350 \cdot 10,6}{40} \right) = 169,225 \text{ T}$$

+Q_p: Sức chống cực hạn ở mũi xuyên.Công thức: Q_p= K_c .F_c.q_c

Tra bảng loại đất dưới mũi cọc $\Rightarrow K_c = 0,45$

$$\Rightarrow Q_p = 0,45 \cdot 0,35^2 \cdot 250 = 13,78 \text{ T}$$

$$\Rightarrow P_{dn} = \frac{13,78 + 169,225}{2,5} = 73,2 \text{ T}$$

Vậy sức chịu tải cho phép của cọc:

$$[P] = \min(P_{VL}; P_{dn}) = 73,2 \text{ (T)} \text{ để tính toán móng}$$

5. Tính toán chi tiết móng cọc cột 6

5.1. Tải trọng:

Theo kết quả nội lực khung trục 11, sau khi tổ hợp những nội lực nguy hiểm nhất ta có

$$\text{các giá trị nội lực để tính toán chi tiết móng } M_2: \begin{cases} Q_x^t = 0,054T \\ Q_y^t = 0,124T \\ N_0^t = 240,9T \\ M_x^t = 0,2336T.m \\ M_y^t = 0,181T.m \end{cases}$$

5.2. Xác định sơ bộ kích thước đài cọc:

Theo mặt bằng bố trí đài cọc thì khoảng cách $3d = 3 \times 0,35 = 1,05m$ thì ứng suất trung

$$\text{bình dưới đế đài sẽ là: } \sigma_{tb} = \frac{[P]}{(3d)^2} = \frac{73,2}{(3 \times 0,35)^2} = 66,39T / m^2$$

Diện tích đáy đài cọc được xác định sơ bộ như sau:

$$F_{sb} = \frac{N_0^t}{\sigma_{tb} - \gamma_{tb} \cdot h} = \frac{240,9}{66,39 - 2 \cdot 2} = 3,86m^2$$

$$= 4,2m$$

Trọng lượng sơ bộ đài và đất phủ trên đài cọc được xác định như sau:

$$N_{sb}^t = 1,1 \cdot F_{sb} \cdot \gamma_{tb} \cdot h = 1,1 \cdot 3,86 \cdot 2 \cdot 2 = 12,804T = 18,48$$

5.3. Xác định số lượng cọc cho 1 móng:

Số lượng cọc được tính theo công thức sau: $n_c \geq \beta \frac{N_0^t}{P_t}$ ($\beta = 1,1 \div 1,5 \Rightarrow$ chọn $\beta = 1,2$)

$$\Rightarrow n_c \geq 1,5 \cdot \frac{240,9}{73,2} = 4,94$$

$$= 4,3$$

Như vậy ta chọn 5 cọc bố trí cho móng 6

5.4. Cấu tạo và tính toán chiều cao đài cọc:

- Bố trí cọc theo mạng ô cờ $\Rightarrow$ Khoảng cách giữa các cọc là: 1 cạnh $a \geq 3d = 3 \times 0,35 = 1,05\text{m}$ chọn 1,1m. 1 cạnh $b \geq 2,6d = 2,6 \times 0,35 = 0,91\text{m}$. Chọn 1m

- Khoảng cách từ tim cọc cho tới mép ngoài đài cọc là $0,7d = 0,7 \times 0,35 = 0,245\text{m}$, lấy chẵn 0,25m. Khi đó diện tích thật của đài cọc là: $2\text{m} \times 2\text{m}$.

- Chiều cao tối thiểu của đài cọc được xác định như sau: $h_d = h_1 + h_2$, trong đó:

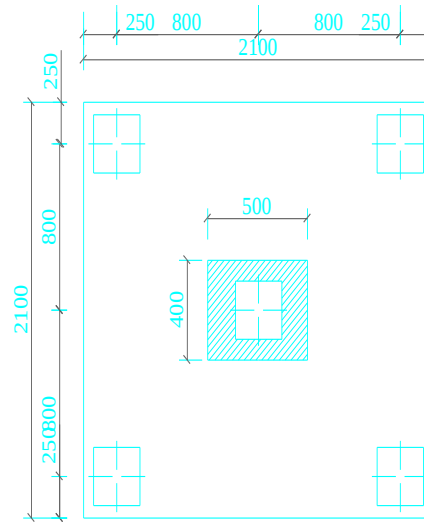
h_d : chiều cao đài cọc.

h_1 : Chiều sâu cọc ngàm vào đài. Đầu cọc ngàm vào đài 1 đoạn bằng neo cốt thép. Với thép trơn $= 20\phi = 20.16 = 320 \Rightarrow$ Chọn $= 40\text{cm}$. Để tạo lên liên kết cứng người ta đập vỡ bê tông đầu cọc cho chừa cốt thép ra. Sau đó ngàm phần đầu cọc chưa bị phá bê tông vào đài 1 khoảng $15 \div 20\text{ cm} \rightarrow$ Chọn $h_1 = 15\text{cm}$

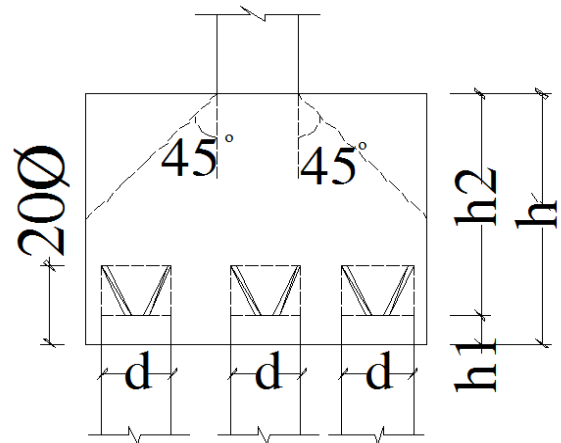
h_2 : Chiều cao làm việc của đài được xác định theo điều kiện cọc không chọc thủng đài. Theo kinh nghiệm thì chiều cao làm việc của đài cọc $h_2 \geq 3d \Rightarrow$ chọn $h_2 = 115\text{ cm}$

$\rightarrow$ Vậy $h = 15 + 115 = 130\text{cm}$

Vì đầu cọc nằm trong phạm vi hình tháp ép lỏm cho nên không cần phải kiểm tra các điều kiện về khả năng chọc thủng.



MÓNG M1



5.5. Kiểm tra tính toán lực tác dụng lên cọc:

Công thức kiểm tra tính toán: $P_i^{\max} + q_c \leq [P]$

+ q_c : Trọng lượng bản thân cọc(24m): $q_c = F_c \cdot L_c \cdot \gamma \cdot n = 0,35 \cdot 0,35 \cdot 24 \cdot 2,5 \cdot 1,1 = 8,085 \text{ T}$

+ P_i : Lực tác dụng vào mỗi cọc: $P_i = \frac{N_0^{tt} + N_{dd}^{tt}}{n_c} \pm \frac{M_x^{tt} \cdot y_i}{\sum_{i=1}^{n_c} y_i^2} \pm \frac{M_y^{tt} \cdot x_i}{\sum_{i=1}^{n_c} x_i^2}$

M^{tt} : Momen tính toán tại đế đài

$$M^{tt} = M_x^{tt} + Q_x^{tt} \cdot h_d = 0,2336 + 0,054 \cdot 1,3 = 0,304 \text{ T.m}$$

$$M^{tt} = M_y^{tt} + Q_y^{tt} \cdot h_d = 0,181 + 0,124 \cdot 1,3 = 0,342 \text{ T.m}$$

X_i :Khoảng cách từ tim cọc i tới trục đài

Trọng lượng tính toán thực tế của đài và đất trên đài:

$$N_{dd}^{tt} = n \cdot F_d^{tt} \cdot h \cdot \gamma_{tb} = 1,1 \cdot (2,5 \cdot 2,7) \cdot 2,2 = 29,7 \text{ T}$$

Kết quả P_i tính toán trong bảng bên:

Cọc	$X_i(m)$	$Y_i(m)$	$P_i(T)$
1	-1,1	1	50,118
2	1,1	1	54,274
3	1,1	-1	49,122
4	-1,1	-1	47,966
5	0	0	54,12

Từ bảng ==> $P_{i \max} = 54,274 \text{ T}$

$P_{i \min} = 47,966 \text{ T} > 0 \Rightarrow$ Không cần kiểm tra điều kiện chống nhổ

$$P_{i \max} + q_c \leq [P] \Rightarrow 54,274 + 8,085 = 62,359 \text{ T} < [P] = 73,2 \text{ T}$$

Vì tải trọng tác dụng lên cọc nhỏ hơn sức chịu tải tính toán của cọc, vì vậy thiết kế cọc như trên là hợp lý.

5.6. Kiểm tra sức chịu tải của nền dưới đầu cọc

Độ lún của móng cọc ma sát là độ nún của đất nền dưới đầu cọc. Độ lún đó là độ lún của móng khối quy ước abcd

Điều kiện: Muốn có độ lún của móng cọc ở trong giới hạn cho phép thì ứng suất tiêu chuẩn dưới đáy móng σ^c phải nhỏ hơn áp lực tiêu chuẩn (Cường độ tính toán) của đất nền dưới đáy móng quy ước R_M

$$\text{Móng chịu tải lệch tâm: } \begin{cases} \sigma_{\max}^{tc} \leq 1,2 R_M \\ \sigma_{\min}^{tc} \geq 0 \\ \sigma_{tb}^{tc} \leq R_M \end{cases}$$

a) Áp lực tiêu chuẩn tại đáy móng khối quy ước: $\sigma_{\max}^{tc} = \frac{N_{qu}^{tc}}{F_{qu}} \pm \frac{M_{qu}^{tc}}{W}$

$$\sigma_{\max}^{tc} = \frac{N_0^{tc} + N_{abcd}^{tc}}{F_{qu}} \pm \frac{M_0^{tc} + M_{abcd}^{tc}}{W}$$

(N_{qu}^{tc} & M_{qu}^{tc} : Lần lượt là trọng lượng tiêu chuẩn và momen tiêu chuẩn tại đáy móng khối quy ước)

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_x^t = 0,054T \\ Q_y^t = 0,124T \\ N_0^t = 240,9T \\ M_x^t = 0,2336T.m \\ M_y^t = 0,181T.m \end{array} \right. \quad n=1,15 \implies \left\{ \begin{array}{l} Q_x^{tc} = 0,047T \\ Q_y^{tc} = 0,108T \\ N_0^{tc} = 209,478T \\ M_x^{tc} = 0,203T.m \\ M_y^{tc} = 0,157T.m \end{array} \right.$$

* N_{abcd}^{tc} : Trọng lượng tiêu chuẩn móng khối quy ước:

$$N_{abcd}^{tc} = N_{dd}^{qu} + \sum N_i^d + \sum N_i^c$$

+ N_{dd}^{qu} : Trọng lượng đài và đất trên đài quy ước

$$N_{dd}^{qu} = \gamma_{tb} h F_{qu}$$

$$F_{qu} = A_M \cdot B_M$$

A_M ; B_M : Cạnh móng khối quy ước $A_M = B_M = A + 2 \cdot H \cdot \tan \frac{\varphi_{tb}}{4}$

$$\varphi_{tb} = \frac{\sum \varphi_i h_i}{\sum h_i} = \frac{2,45 \cdot 11,4 + 12,21 \cdot 2 + 11,19 \cdot 10,6}{24} = 7,12$$

(φ_i : Góc ma sát trong của mỗi lớp đất)

$$\implies A_M = B_M = 1,2 + 2 \cdot (24 - 0,4) \cdot \tan 7,12 = 7,1m$$

$$\implies F_{qu} = 7,12 \cdot 7,12 = 50,69 \text{ m}^2$$

$$\implies N_{dd}^{qu} = 2 \cdot 2 \cdot 50,69 = 202,78T$$

$$\sigma_{tb}^{tc} = \frac{\sigma_{\max}^{tc} + \sigma_{\min}^{tc}}{2} = 39,44 \text{ T/m}^2$$

c) Áp lực tiêu chuẩn (Hay cường độ tính toán) của đất nền dưới đáy móng khối quy ước:

$$R_{qu} = \frac{m_1 \cdot m_2}{K_{tc}} (1.1 A \cdot B_M \cdot \gamma_{II} + 1.1 B \cdot H_M \cdot \gamma'_{II} + 3 D \cdot C)$$

- m_1, m_2 : Các hệ số phụ thuộc tính chất đất nền và tính chất kết cấu công trình

Tra bảng 6.2 (Móng & tầng hầm nhà cao tầng) $\left| \begin{array}{l} m_1 = 1,2 \\ m_2 = 1 \end{array} \right.$

- K_{tc} : Hệ số độ tin cậy. $K_{tc} = 1$ vì các chỉ tiêu cơ lý đất lấy theo số liệu thí nghiệm trực tiếp đối với đất

- ABD: Hệ số tra bảng 6.1 (Móng & tầng hầm nhà cao tầng)

Góc ma sát trong lớp đất thứ 3 có $\varphi = 11^\circ 19'$ $\left| \begin{array}{l} A = 0,23 \\ B = 1,9 \\ D = 4,41 \end{array} \right.$

- γ_{II} : Dung trọng của đất dưới đáy móng khối quy ước: $\gamma_{II} = 1,56 \text{ T/m}^3$

γ'_{II} : Dung trọng trung bình của các lớp đất từ đáy móng khối quy ước trở lên

$$\gamma'_{II} = \frac{\sum \gamma_i h_i}{\sum h_i = L_c} = \frac{15,6 \cdot 10,6 + 18,7 \cdot 2 + 14,5 \cdot 11,4}{24} = 1,534 \text{ T/m}^3$$

- C: Lực dính lớp đất dưới đáy móng khối quy ước: $C = 2,13 \text{ T/m}^2$

$$\rightarrow R_M = \frac{1,2 \cdot 1}{1} \cdot (1,1 \cdot 0,23 \cdot 7,1 \cdot 1,56 + 1,1 \cdot 1,9 \cdot 25,6 \cdot 1,534 + 3 \cdot 4,41 \cdot 2,13) = 135,67 \text{ T/m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max}^{tc} \leq 1,2 R_M \\ \sigma_{\min}^{tc} \geq 0 \\ \sigma_{tb}^{tc} \leq R_M \end{array} \right. \leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} 40,94 \leq 1,2 \cdot 135,67 = 162,8 \\ 37,94 \geq 0 \\ 39,44 \leq 135,67 \end{array} \right. \rightarrow \text{Thỏa mãn các điều kiện} \rightarrow \text{Từ đó}$$

kiểm tra độ lún của nền dưới móng khối quy ước

5.7. Kiểm tra độ lún của móng cọc ép:

Chia đất nền dưới đáy móng khối quy ước thành các lớp phân tố có chiều dày bằng nhau ($\leq 0,25 B_M = 0,25 \cdot 7,1 = 1,775$) Chọn $= 1,02 \text{ m}$

Áp lực do trọng lượng bản thân đất tại đáy khối móng quy ước:

$$\sigma_{bt} = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i = [1,45 \cdot (12-1) + 1,87 \cdot 2 + 1,56 \cdot 10,6] = 36,226 \text{ T/m}^2$$

Áp lực gây lún tại đáy khối móng quy ước:

$$\sigma^{gl} = \sigma_{z=0}^{gl} = \sigma_{tb}^{tc} - \sigma_{bt} = 39,44 - 36,226 = 3,214 \text{ T/m}^2$$

Giới hạn nền lấy tới độ sâu mà ứng suất gây lún lấy bằng 20% ứng suất bản thân:

$$\sigma^{gl} \leq 0,2 \sigma_{bt}$$

→ $3,214 < 0,2 \cdot 36,226 = 7,245$ → nền ngay dưới mũi cọc đã thỏa mãn

Công thức tính lún:

$$S = \sum_{i=1}^n S_i = \sum_{i=1}^n \frac{\beta_i}{E_{0i}} \sigma_{Zi}^{gl} \cdot h_i$$

- β_i : Hệ số kể đến nở hông, lấy bằng 0,8
- E_{0i} : Modun biến dạng của mỗi lớp đất: $E_{0i} = \alpha_i \cdot q_{ci}$

Ở đây chỉ tính lớp đất dưới mũi cọc (Lớp 3) Vậy $E_0 = 350 \cdot 6 = 2100 \text{ T/m}^2$

(q_{ci} lấy ở phần tính CPT; α_i bảng tra cơ học đất Chọn $\alpha_i = 6$)

- σ_{Zi}^{gl} : Áp lực gây lún tại lớp phân tố thứ i

$$\sigma_{Zi}^{gl} = \sigma^{gl} \cdot K_0$$

K_0 : Hệ số tra bảng

Vì nền ngay tại dưới móng khối quy ước thỏa mãn điều kiện $\sigma^{gl} \leq 0,2 \sigma_{bt}$

$$\rightarrow S = \frac{0,8 \cdot 3,214}{2100} = 0,123 \text{ cm} < S_{gh} = 8 \text{ cm}$$

(S_{gh} : Độ lún giới hạn tuyệt đối cho phép)

Vậy móng thiết kế thỏa mãn yêu cầu về độ lún

5.8. Tính toán kiểm tra độ bền đài cọc:

Vì đầu cọc nằm trong phạm vi hình tháp ép lõm cho nên không cần phải kiểm tra các điều kiện về khả năng chọc thủng (Hình vẽ trong 5.4)

5.9. Tính toán cốt thép đặt cho móng:

Cốt thép được bố trí trong móng để chịu momen uốn do áp lực phản lực của đất nền gây ra. Khi tính momen người ta quan niệm cánh móng như những công son được ngàm vào các tiết diện đi qua chân cột

a) Tính cốt thép theo phương cạnh ngắn:

Momen tại mép cột theo mặt ngàm I-I

$$M_{I-I} = \sum r_i \cdot P_i = r_1 \cdot (P_2 + P_3) \\ = 0.55 \cdot (54,274 + 54,122) = 59,61 \text{ T.m}$$

$$A_{s1} = \frac{M_{I-I}}{0.9 \cdot R_s \cdot h_0} \\ = \frac{97,5564}{0.9 \cdot 28000 \cdot 1,15} = 2,005 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 = 20,05 \text{ cm}^2$$

$$\text{Điều kiện: } \begin{cases} \theta \geq 12 \\ a \leq 250 \end{cases}$$

Chọn thép $\phi 18$ ($f_a = 2,545 \text{ cm}^2$)

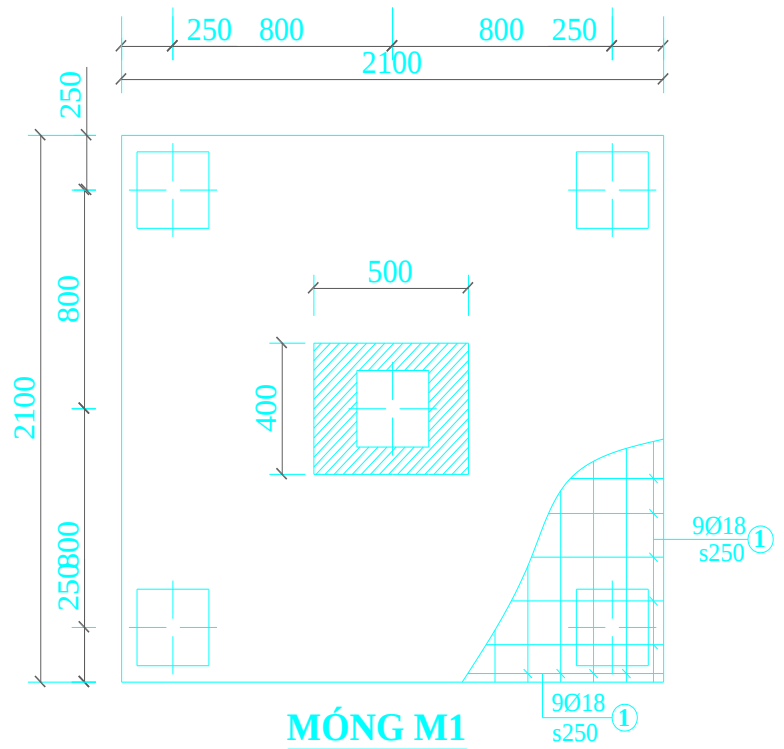
$$\text{Số thanh: } n = \frac{A_{s1}}{f_a} = \frac{33,663}{2,545} = 8,1$$

→ Chọn 9 thanh

Khoảng cách:

$$a = \frac{b - 2a_{bv}}{n - 1} = \frac{2700 - 2 \cdot 150}{14 - 1} = 184.6 \text{ mm} = 225$$

chọn $a = 25 \text{ cm}$



b) Tính cốt thép theo phương cạnh dài:

Momen tại mép cột theo mặt ngàm II-II

$$M_{II-II} = \sum r_i \cdot p_i = r_2 \cdot (P_3 + P_4) \\ = 0,55 \cdot (54,122 + 53,966) = 59,44 \text{ T.m}$$

$$A_{s1} = \frac{M_{I-I}}{0,9 \cdot R_s \cdot h_0} = \frac{86,47}{0,9 \cdot 28000 \cdot 1,15} = 2,005 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 = 20,5 \text{ cm}^2$$

Điều kiện: $\begin{cases} \theta \geq 12 \\ a \leq 250 \end{cases}$ Chọn thép $\phi 18$ ($f_a = 2,545 \text{ cm}^2$)

Số thanh: $n = \frac{A_{s1}}{f_a} = \frac{29,838}{2,545} = 8,1 \rightarrow$ Chọn 9 thanh

Khoảng cách: $a = \frac{b - 2a_{bv}}{n - 1} = \frac{2500 - 2 \cdot 150}{12 - 1} = 200 \text{ mm} = 225 \text{ cm}$

6. Tính toán chi tiết móng 2

6.1. Tải trọng: Theo kết quả nội lực khung trục 7, sau khi tổ hợp những nội lực nguy

hiểm nhất ta có các giá trị nội lực để tính toán chi tiết móng M_3 :

$$\begin{cases} Q_o^t = 4,1T \\ N_o^t = 264,153T \\ M_o^t = 1,512T.m \end{cases}$$

6.2. Xác định sơ bộ kích thước đài cọc:

Theo mặt bằng bố trí đài cọc thì khoảng cách $3d = 3 \times 0,35 = 1,05m$ thì ứng suất trung

bình dưới đế đài sẽ là: $\sigma_{tb} = \frac{[P]}{(3d)^2} = \frac{73,2}{(3 \times 0,35)^2} = 66,39T / m^2$

Diện tích đáy đài cọc được xác định sơ bộ như sau:

$$F_{sb} = \frac{N_o^t}{\sigma_{tb} - \gamma_{tb}.h} = \frac{264,153}{66,39 - 2.2} = 4,233m^2$$

Trọng lượng sơ bộ đài và đất phủ trên đài cọc được xác định như sau:

$$N_{sb}^t = 1,1.F_{sb} \cdot \gamma_{tb} \cdot h = 1,1.4,233.2.2 = 18,63T$$

6.3. Xác định số lượng cọc cho 1 móng:

Số lượng cọc được tính theo công thức sau: $n_c \geq \beta \frac{N_o^t}{P_t}$ ($\beta = 1,1 \div 1,5 \Rightarrow$ chọn $\beta = 1,5$)

$$\Rightarrow n_c \geq 1,5 \cdot \frac{264,153}{73,2} = 5,4$$

Như vậy ta chọn 6 cọc bố trí cho móng 2

6.4. Cấu tạo và tính toán chiều cao đài cọc:

-Khoảng cách giữa các cọc là $\geq 3d = 3 \times 0,35 = 1,05m \Rightarrow$ Chọn 1,1m

-Khoảng cách từ tim cọc cho tới mép ngoài đài cọc là $0,7d = 0,7 \times 0,35 = 0,245m$, lấy chẵn 0,25m. Khi đó diện tích thật của đài cọc là: $2,7m \times 1,6m$.

-Chiều cao tối thiểu của đài cọc được xác định như sau: $h_d = h_1 + h_2$, trong đó:

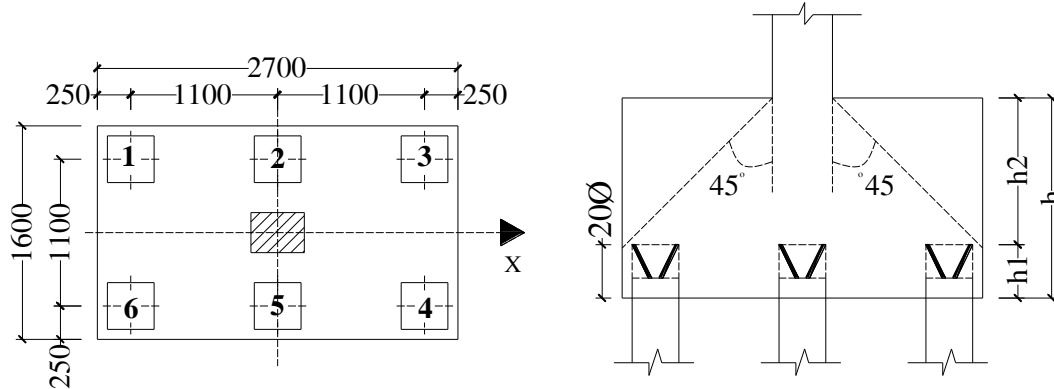
h_d : chiều cao đài cọc.

h_1 : Chiều sâu cọc ngàm vào đài. *Đầu cọc ngàm vào đài 1 đoạn bằng neo cốt thép. Với thép trơn $= 20\varnothing = 20.16 = 320 \Rightarrow$ Chọn $= 40cm$. Để tạo lên liên kết cứng người ta đập vữa bê tông đầu cọc cho chèn cốt thép ra. Sau đó ngàm phần đầu cọc chưa bị phá bê tông vào đài 1 khoảng $15 \div 20 cm \rightarrow$ Chọn $h_1 = 15cm$*

h_2 : Chiều cao làm việc của đài được xác định theo điều kiện cọc không chọc thủng đài. Theo kinh nghiệm thì chiều cao làm việc của đài cọc $h_2 \geq 3d \Rightarrow$ chọn $h_2 = 115$ cm

→ Vậy $h = 15 + 115 = 130$ cm

Vì đầu cọc nằm trong phạm vi hình tháp ép lõm cho nên không cần phải kiểm tra các điều kiện về khả năng chọc thủng.



6.5. Kiểm tra tính toán lực tác dụng lên cọc:

Công thức kiểm tra tính toán: $P_i^{\max} + q_c \leq [P]$

+ q_c : Trọng lượng bản thân cọc (24m): $q_c = F_c \cdot L_c \cdot \gamma \cdot n = 0,35 \cdot 0,35 \cdot 24 \cdot 2,5 \cdot 1,1 = 8,085$ T

+ P_i : Lực tác dụng vào mỗi cọc: $P_i = \frac{N_0^t + N_{dd}^t}{n_c} \pm \frac{M^t \cdot x_i}{\sum_{i=1}^{n_c} x_i^2}$

M^t : Momen tính toán tại đế đài

$$M^t = M_o^t + Q_0^t \cdot h_d = 1,152 + 4,1 \cdot 1,3 = 6,482 \text{ T.m}$$

x_i : Khoảng cách từ trục cọc i tới trục đài

Trọng lượng tính toán thực tế của đài và đất trên đài:

$$N_{dd}^t = n \cdot F_d^t \cdot h \cdot \gamma_{tb} = 1,1 \cdot (2,7 \cdot 1,6) \cdot 2,2 = 19,0$$

08 T

Kết quả P_i tính toán trong bảng bên:

Cọc	x_i (m)	x_i^2 (m)	P_i (T)
1	-1,1	1,21	36,884
2	0	0	41,194
3	1,1	1,21	48,503
4	1,1	1,21	48,503
5	0	0	39,194

6	-1,1	1,21	45,884
---	------	------	--------

$$\sum X_i^2 = 4,84$$

Từ bảng ==> $P_{i \max} = 48,503 \text{ T}$

$P_{i \min} = 36,884 \text{ T} > 0 \Rightarrow$ Không cần kiểm tra điều kiện chống nhổ

$$P_i^{\max} + q_c \leq [P] \Rightarrow 48,503 + 8,085 = 56,588 \text{ T} < [P] = 73,2 \text{ T}$$

Vì tải trọng tác dụng lên cọc nhỏ hơn sức chịu tải tính toán của cọc, vì vậy thiết kế cọc như trên là hợp lý.

6.6. Kiểm tra sức chịu tải của nền dưới đầu cọc

Độ lún của móng cọc ma sát là độ nún của đất nền dưới đầu cọc. Độ lún đó là độ lún của móng khối quy ước $abcd$

Điều kiện: Muốn có độ lún của móng cọc ở trong giới hạn cho phép thì ứng suất tiêu chuẩn dưới đáy móng σ^c phải nhỏ hơn áp lực tiêu chuẩn (Cường độ tính toán) của đất nền dưới đáy móng quy ước R_M

$$\text{Móng chịu tải lệch tâm: } \begin{cases} \sigma_{\max}^{tc} \leq 1,2 R_M \\ \sigma_{\min}^{tc} \geq 0 \\ \sigma_{tb}^{tc} \leq R_M \end{cases}$$

$$\text{a) Áp lực tiêu chuẩn tại đáy móng khối quy ước: } \sigma_{\max \min}^{tc} = \frac{N_{qu}^{tc}}{F_{qu}} \pm \frac{M_{qu}^{tc}}{W}$$

$$\sigma_{\max \min}^{tc} = \frac{N_0^{tc} + N_{abcd}^{tc}}{F_{qu}} \pm \frac{M_0^{tc} + M_{abcd}^{tc}}{W}$$

(N_{qu}^{tc} & M_{qu}^{tc} : Lần lượt là trọng lượng tiêu chuẩn và momen tiêu chuẩn tại đáy móng khối quy ước)

$$\begin{cases} Q_0^t = 4,1T \\ N_0^t = 264,153T \\ M_0^t = 1,512T.m \end{cases} \quad n=1,15 \Rightarrow \begin{cases} Q_0^{tc} = 4,715T \\ N_0^{tc} = 303,78T \\ M_0^{tc} = 1,739T.m \end{cases}$$

* N_{abcd}^{tc} : Trọng lượng tiêu chuẩn móng khối quy ước:

$$N_{abcd}^{tc} = N_{dd}^{qu} + \sum N_i^d + \sum N_i^c$$

+ N_{dd}^{qu} : Trọng lượng đài và đất trên đài quy ước

$$N_{dd}^{qu} = \gamma_{tb} h F_{qu}$$

$$F_{qu} = A_M \cdot B_M$$

A_M ; B_M : Cạnh móng khối quy ước

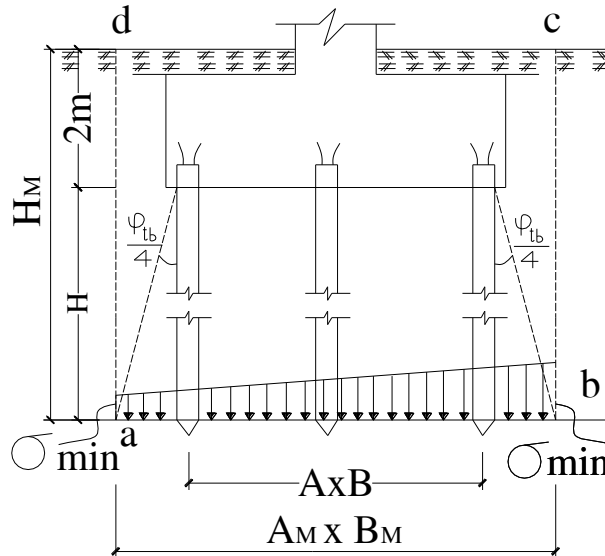
$$B_M = B + 2 \cdot H \cdot \tan \frac{\varphi_{tb}}{4}; \quad A_M = A + 2 \cdot H \cdot \tan \frac{\varphi_{tb}}{4}$$

$$\varphi^{tb} = \frac{\sum \varphi_i h_i}{\sum h_i} = \frac{2,45 \cdot 11,4 + 12,21 \cdot 2 + 11,19 \cdot 10,6}{24} = 7,12$$

(φ_i : Góc ma sát trong của mỗi lớp đất)

$$\Rightarrow A_M = 2,7 + 2 \cdot (24 - 0,4) \cdot \tan 7,12 = 8,596 \text{ m} \quad \Rightarrow B_M = 1,6 + 2 \cdot (24 - 0,4) \cdot \tan 7,12 = 7,496 \text{ m}$$

$$\Rightarrow F_{qu} = 7,496 \cdot 8,596 = 64,44 \text{ m}^2 \quad \Rightarrow N_{dd}^{qu} = 2 \cdot 2 \cdot 64,44 = 257,74 \text{ T}$$



+ $\sum N_i^d$: Tổng trọng lượng đất dưới đáy đài cọc quy ước:

$$\sum N_i^d = \sum (F_{qu} - \sum F_{coc}) \cdot \gamma_i h_i$$

$$= [64,44 - 6 \cdot 0,35 \cdot 0,35 \cdot (24 - 0,4)] \cdot [1,45 \cdot (12 - 1) + 1,87 \cdot 2 + 1,56 \cdot 10,6] = 1706,03 \text{ T}$$

+ $\sum N_i^c$: Trọng lượng cọc dưới đáy đài quy ước:

$$\sum N_i^c = \gamma_{bt} \cdot \sum F_c = 2 \cdot [6 \cdot 0,35 \cdot 0,35 \cdot (24 - 0,4)] = 34,692 \text{ T}$$

$$\Rightarrow N_{abcd}^{tc} = 257,74 + 1706,03 + 34,692 = 1998,462 \text{ T}$$

* M_{abcd}^{tc} : Momen tiêu chuẩn móng khối quy ước:

$$M_{abcd}^{tc} = Q_0^{tc} \cdot (H + h_d) = 4,715 \cdot (23,6 + 1,3) = 117,4 \text{ T.m}$$

*W: Momen chống uốn của mặt phẳng đáy móng khối quy ước

$$W = \frac{A_M \cdot B_M^2}{6} = \frac{8,596 \cdot 7,496^2}{6} = 80,5 \text{ m}^3$$

$$\text{Vậy: } \sigma_{\max}^{tc} = \frac{303,78 + 1998,462}{64,44} + \frac{1,739 + 117,4}{80,5} = 37,207 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_{\min}^{tc} = 34,247 \text{ T/m}^2$$

b) Áp lực tiêu chuẩn trung bình tại đáy móng khối quy ước:

$$\sigma_{tb}^{tc} = \frac{\sigma_{\max}^{tc} + \sigma_{\min}^{tc}}{2} = 35,727 \text{ T/m}^2$$

c) Áp lực tiêu chuẩn (Hay cường độ tính toán) của đất nền dưới đáy móng khối quy ước:

$$R_{qu} = \frac{m_1 \cdot m_2}{K_{tc}} (1.1 A \cdot B_M \cdot \gamma_{II} + 1.1 B \cdot H_M \cdot \gamma'_{II} + 3 D \cdot C)$$

- m_1, m_2 : Các hệ số phụ thuộc tính chất đất nền và tính chất kết cấu công trình

$$\text{Tra bảng 6.2 (Móng \& tầng hầm nhà cao tầng)} \left| \begin{array}{l} m_1 = 1,2 \\ m_2 = 1 \end{array} \right.$$

- K_{tc} : Hệ số độ tin cậy. $K_{ct} = 1$ vì các chỉ tiêu cơ lý đất lấy theo số liệu thí nghiệm trực tiếp đối với đất
- ABD: Hệ số tra bảng 6.1 (Móng \& tầng hầm nhà cao tầng)

$$\text{Góc ma sát trong lớp đất thứ 3 có } \varphi = 11^\circ 19' \left| \begin{array}{l} A = 0,23 \\ B = 1,9 \\ D = 4,41 \end{array} \right.$$

- γ_{II} : Dung trọng của đất dưới đáy móng khối quy ước: $\gamma_{II} = 1,56 \text{ T/m}^3$

γ'_{II} : Dung trọng trung bình của các lớp đất từ đáy móng khối quy ước trở lên

$$\gamma'_{II} = \frac{\sum \gamma_i h_i}{\sum h_i = L_c} = \frac{15,6 \cdot 10,6 + 18,7 \cdot 2 + 14,5 \cdot 11,4}{24} = 1,534 \text{ T/m}^3$$

- C: Lực dính lớp đất dưới đáy móng khối quy ước: $C = 2,13 \text{ T/m}^2$

$$\Rightarrow R_M = \frac{1,2 \cdot 1}{1} \cdot (1,1 \cdot 0,23 \cdot 7,1 \cdot 1,56 + 1,1 \cdot 1,9 \cdot 25,6 \cdot 1,534 + 3 \cdot 4,41 \cdot 2,13) = 135,67 \text{ T/m}^2$$

$$\begin{cases} \sigma_{\max}^{tc} \leq 1,2R_M \\ \sigma_{\min}^{tc} \geq 0 \\ \sigma_{tb}^{tc} \leq R_M \end{cases} \leftrightarrow \begin{cases} 37,207 \leq 1,2.135,67 = 162,8 \\ 34,247 \geq 0 \\ 35,727 \leq 135,67 \end{cases} \rightarrow \text{Thỏa mãn các điều kiện} \rightarrow \text{Từ đó}$$

kiểm tra độ lún của nền dưới móng khối quy ước

6.7. Kiểm tra độ lún của móng cọc ép:

Chia đất nền dưới đáy móng khối quy ước thành các lớp phân tố có chiều dày bằng nhau ($\leq 0,25B_M = 0,25.7,1 = 1,775$) Chọn $= 1,02\text{m}$

Áp lực do trọng lượng bản thân đất tại đáy khối móng quy ước:

$$\sigma_{bt} = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i = [1,45 \cdot (12-1) + 1,87 \cdot 2 + 1,56 \cdot 10,6] = 36,226 \text{ T/m}^2$$

Áp lực gây lún tại đáy khối móng quy ước:

$$\sigma_z^{gl} = \sigma_{z=0}^{gl} = \sigma_{tb}^{tc} - \sigma_{bt} = 35,727 - 36,226 = -0,45 < 0 \text{ T/m}^2$$

Vậy móng thiết kế thỏa mãn yêu cầu về độ lún

6.8. Tính toán kiểm tra độ bền đài cọc: Vì đầu cọc nằm trong phạm vi hình tháp ép lõm cho nên không cần phải kiểm tra các điều kiện về khả năng chọc thủng (Hình vẽ trong 5.4)

6.9. Tính toán cốt thép đặt cho móng:

Cốt thép được bố trí trong móng để chịu momen uốn do áp lực phản lực của đất nền gây ra. Khi tính momen người ta quan niệm cánh móng như những công son được ngàm vào các tiết diện đi qua chân cột

a) Tính cốt thép theo phương cạnh dài:

Momen tại mép cột theo mặt ngàm I-I

$$\begin{aligned} M_{I-I} &= \sum r_i \cdot P_i = r_1 \cdot (P_3 + P_4) \\ &= 0,9 \cdot (48,503 + 48,503) = 87,305 \text{ T.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s1} &= \frac{M_{I-I}}{0,9 \cdot R_s \cdot h_0} \\ &= \frac{87,305}{0,9 \cdot 28000 \cdot 1,15} = 3,012 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 = 30,12 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

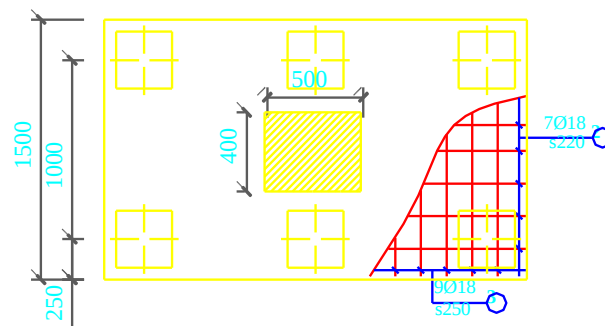
$$\text{Điều kiện: } \begin{cases} \theta \geq 12 \\ a \leq 250 \end{cases}$$

Chọn thép $\phi 18$ ($f_a = 2,54 \text{ cm}^2$)

Số thanh: $n = \frac{A_{s1}}{f_a} = \frac{30,12}{2,54} = 11,8 \rightarrow$ Chọn 12 thanh

Khoảng cách:

$$a = \frac{b - 2a_{bv}}{n - 1} = \frac{2700 - 2 \cdot 150}{12 - 1} = 218,18 \text{ mm} = 20 \text{ cm}$$



MÓNG M2

b) Tính cốt thép theo phương cạnh dài:

Momen tại mép cột theo mặt ngàm II-II

$$M_{II-II} = \sum r_i \cdot p_i = r_2 \cdot (P_1 + P_2 + P_3) = 0,35 \cdot (45,884 + 47,194 + 48,503) = 49,553 \text{ T.m}$$

$$A_{s1} = \frac{M_{I-I}}{0,9 \cdot R_s \cdot h_0} = \frac{49,553}{0,9 \cdot 28000 \cdot 1,15} = 1,71 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 = 17,1 \text{ cm}^2$$

Điều kiện: $\begin{cases} \theta \geq 12 \\ a \leq 250 \end{cases} \rightarrow$ Chọn thép $\phi 18$ ($f_a = 2,54 \text{ cm}^2$)

Số thanh: $n = \frac{A_{s1}}{f_a} = \frac{17,1}{2,54} = 6,5 \rightarrow$ Chọn 7 thanh

Khoảng cách: $a = \frac{b - 2a_{bv}}{n - 1} = \frac{1600 - 2 \cdot 150}{7 - 1} = 216,66 \text{ mm} = 220 \text{ cm}$

7. Lựa chọn chiều sâu đặt đài cọc:

Chiều sâu chôn đài thỏa mãn điều kiện: $H > 0,7h_{\min}$

Trong đó: $h_{\min} = \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2) \sqrt{\frac{\sum Q}{\gamma b}}$

+ φ, γ : Góc nội ma sát và trọng lượng thể tích đất từ đáy đài trở lên

+ $\sum Q$: Tổng tải trọng nằm ngang lớn nhất trong số các cột trục 7

→ $\sum Q = Q_{\max} = 42,39 \text{ KN}$ (Giá trị $Q_{\max}$ từ tổ hợp theo cặp nội lực lớn nhất-phần tử 2)

+ b : Cạnh của đáy đài lấy theo phương thẳng góc với lực ngang. Chọn $b = 1,5 \text{ m}$

$$h_{\min} = \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{2,45}{2}\right) \sqrt{\frac{43,54}{14,5 \times 1,5}} = 2,01 \text{ m}$$

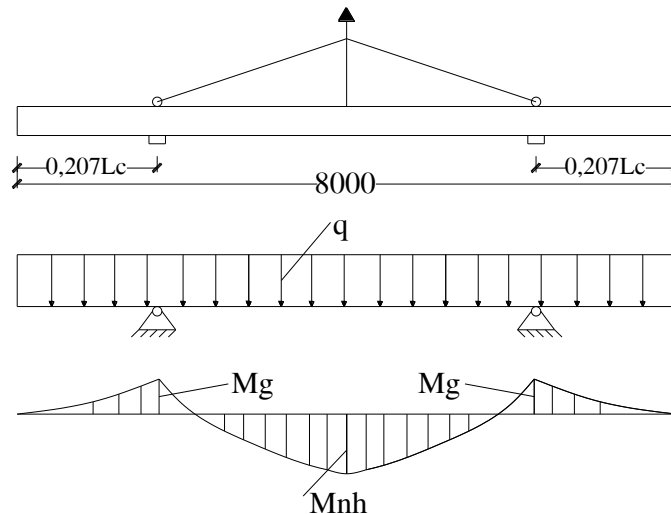
$$H > 0,7h_{\min} = 0,7 \times 2,01 = 1,407 \text{ m}$$

→ Chiều sâu đặt đài cọc là $H = 2 \text{ m}$. Khi đó cọc sẽ đặt trong đất lớp 1

8. Kiểm tra điều kiện vận chuyển và cấu lắp dựng cọc:

Toàn bộ công trình sử dụng 1 loại cọc $35 \times 35 \text{ cm}$, chiều dài mỗi cọc $L = 8 \text{ m}$.

Tải trọng bản thân gây ra là: $q = n \cdot \gamma \cdot F_c = 1,12 \cdot 5,0 \cdot 1,225 = 0,34 \text{ T/m}$ (n : Hệ số động)



Hình 9: Sơ đồ cấu lắp cọc

a) Khi cấu vận chuyển cọc:

Khi vận chuyển cọc dùng 2 móc treo với khoảng cách 2 đoạn đầu là

$$a = 0,207 \cdot L_c = 1,7 \text{ m và đoạn giữa là: } b = L_c - 2a = 8 - 2 \cdot 1,7 = 4,6 \text{ m}$$

Để đảm bảo điều kiện chịu lực tốt nhất thì:

$$M_{nh} = M_g = \frac{q \cdot a^2}{2} = \frac{0,34 \cdot 1,7^2}{2} = 0,49 \text{ T.m}$$

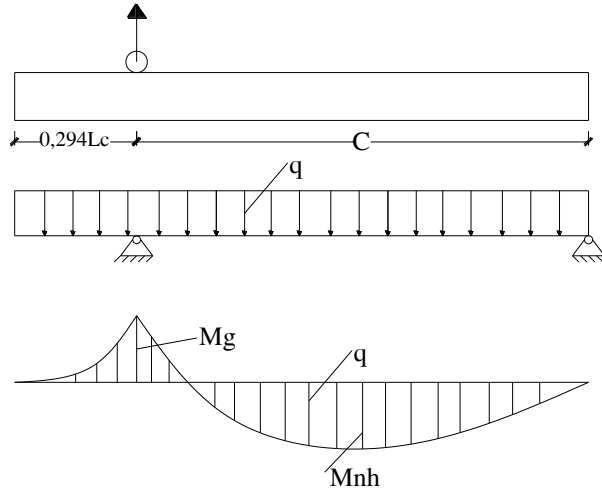
Kiểm tra cốt thép trong cọc khi chịu uốn $A_s = 4,02 \text{ cm}^2$

Ta có: $M = R_s \cdot A_s \cdot 0,9 \cdot (h_0 - a') = 28.4,02 \cdot 0,9(35 - 3) = 3241,73 \text{ KN.cm} = 3,24 \text{ T.m}$

Nhận thấy: $M = 3,24 \text{ T.m} \geq 0,49 \text{ T.m}$

Với cọc thiết kế $4\phi 16$ hoàn toàn đạt yêu cầu khi cầu vận chuyển

b) Khi cầu lắp cọc:



Sơ đồ lắp dựng cọc

Khi lắp cọc dùng móc treo với khoảng cách đoạn đầu là

$a = 0,294 \cdot L_c = 2,4 \text{ m}$ và đoạn giữa là: $c = L_c - 2a = 8 - 2 \cdot 2,4 = 3,2 \text{ m}$

Để đảm bảo điều kiện tốt nhất thì:

$$M_{nh} = M_g = \frac{q \cdot a^2}{2} = \frac{0,34 \cdot 2,4^2}{2} = 0,98 \text{ T.m}$$

Kiểm tra cốt thép trong cọc khi chịu uốn $A_s = 4,02 \text{ cm}^2$

Ta có: $M = R_s \cdot A_s \cdot 0,9 \cdot (h_0 - a') = 28.4,02 \cdot 0,9(35 - 3) = 3241,73 \text{ KN.cm} = 3,24 \text{ T.m}$

Nhận thấy: $M = 3,24 \text{ T.m} \geq 0,98 \text{ T.m}$

Với cọc thiết kế $4\phi 16$ hoàn toàn đạt yêu cầu khi cầu vận chuyển

c) Kiểm tra móc cầu:

Khi cầu lắp thì tải trọng bản thân cọc: $P_c = n \cdot q \cdot l_c = 1,1 \cdot 0,34 \cdot 8 = 2,992 \text{ T}$

$$\text{Khi dựng lắp: } P_d = \frac{n \cdot q \cdot l_c^2}{2 \cdot (l_c - a)} = \frac{1,1 \cdot 0,34 \cdot 8^2}{2 \cdot (8 - 2,4)} = 2,14 \text{ T}$$

Nếu dùng thép 016($A_s = 4,02$) để cấu lắp và dựng lắp, khi đó nội lực của thép là:

$$[N] = R_s . A_s = 2,8.2,01 = 5,628T \geq \begin{cases} P_c = 2,992T \\ P_d = 2,14T \end{cases}$$

Vậy, dùng móc cầu 016 hoàn toàn đạt yêu cầu.