

THUYẾT MINH ĐỒ ÁN THIẾT KẾ MÓNG CỌC

I. Số liệu:

1. Đặc điểm kết cấu: Kết cấu khung BTCT có tường chèn

Tải trọng tính toán tác dụng dưới chân công trình tại cốt mặt đất:

Móng M1 : Cột trục B $N_0^{tt} = 516T$; $M_0^{tt} = 135T.m$; $Q_0^{tt} = 81T$

Móng M2 : Cột trục D $N_0^{tt} = 436T$; $M_0^{tt} = 123T.m$; $Q_0^{tt} = 81T$

- Tải trọng tiêu chuẩn dưới chân cột: Trục B

$$N_0^{tc} = \frac{N_0^{tt}}{n} = \frac{516}{1,15} = 448,7(T),$$

$$M_0^{tc} = \frac{M_0^{tt}}{n} = \frac{135}{1,15} = 117,39(T.m), Q_0^{tc} = \frac{Q_0^{tt}}{n} = \frac{81}{1,15} = 70,43(T)$$

(n: hệ số vượt tải có thể lấy chung từ 1,1 - 1,2, ở đây ta chọn n= 1,15)

Loại	Vị trí	N(T)	M(T.m)	Q(T)
Tải trọng tiêu chuẩn P^{tc}	C1	448,7	117,39	70,43
	C2	379,1	107	70,43
Tải trọng tính toán P^{tt}	C1	516	135	81
	C2	436	123	81

2. Khu vực xây dựng , nền đất gồm 5 lớp:

+ Lớp đất 1: Sét pha dày 2,4m

+Lớp đất 2 : Sét dày 4,7

+ Lớp đất 3: Cát pha dày 5,4m

+ Lớp đất 4: Cát nhỏ dày 6m

+Lớp đất 5 : Cát vừa rất dày

Chiều sâu mực nước ngầm : $H_{nn} = 9$ (m)

1.Số liệu công trình: (nhà công nghiệp)

* **Tải trọng tính toán:**

$$N_0^{tt} = 516 \text{ T}$$

$$M_0^{tt} = 135 \text{ T.m}$$

$$Q_0^{tt} = 81 \text{ T}$$

$$N_0^{tc} = \frac{N_0^{tt}}{n} = \frac{516}{1,15} = 448,7(T)$$

$$M_0^{tc} = \frac{M_0^{tt}}{n} = \frac{135}{1,15} = 117,39(T.m)$$

$$Q_0^{tc} = \frac{Q_0^{tt}}{n} = \frac{81}{1,15} = 70,43(T)$$

A.Số liệu tính toán

+ Lớp đất 1: Sét pha dày 2,4m

+Lớp đất 2 : Sét dày 4,7

+ Lớp đất 3: Cát pha dày 5,4m

+ Lớp đất 4: Cát nhỏ dày 6m

+Lớp đất 5 : Cát vừa rất dày

Mực nước ngầm ở độ sâu -9,0 (m) kể từ mặt đất khi khảo sát.

Bảng giá trị tính toán

Móng	Cột Trục	$N_0^{TT}(T)$	$M_0^{TT}(Tm)$	$Q_0^{TT}(T)$
M ₁	B	516	135	81
M ₂	D	436	123	81

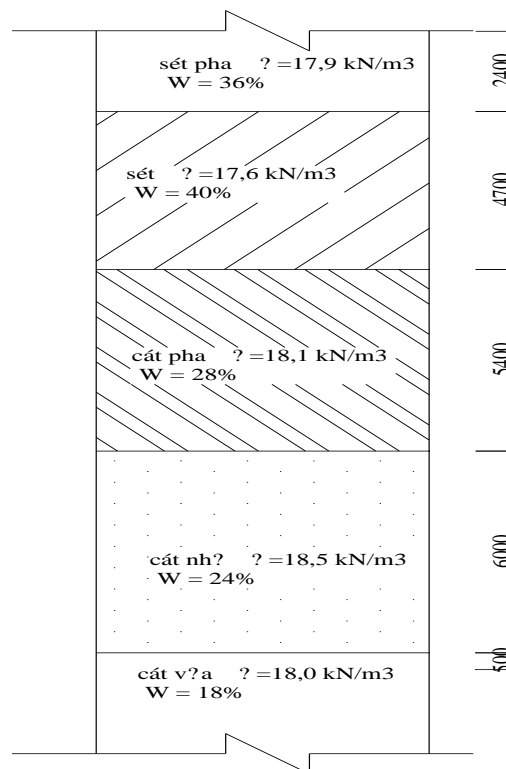
Bảng chỉ tiêu cơ học ,vật lý của các lớp đất

TT	Tên lớp đất	Chiều dày (m)	γ (kN/m ³)	γ_s (kN/m ³)	W (%)	W _L (%)	W _P (%)	ϕ_{II}^0	C _{II} (kPa)	N ₃₀	E (kPa)	C _u (kPa)
1	Sét pha	2,4	17,9	26,9	36	41	24,5	17	20	7	6800	45
2	Sét	4,7	17,6	27	40	46	28,0	16	25	5	6300	34
3	Cát pha	5,4	18,1	26,7	28	30	24,0	21	7	8	6500	41
4	Cát nhỏ	6,0	18,5	26,6	24	—	—	30	—	22	12000	—
5	Cát vừa	Rất dày	18	26,4	18	—	—	35	—	35	25000	—

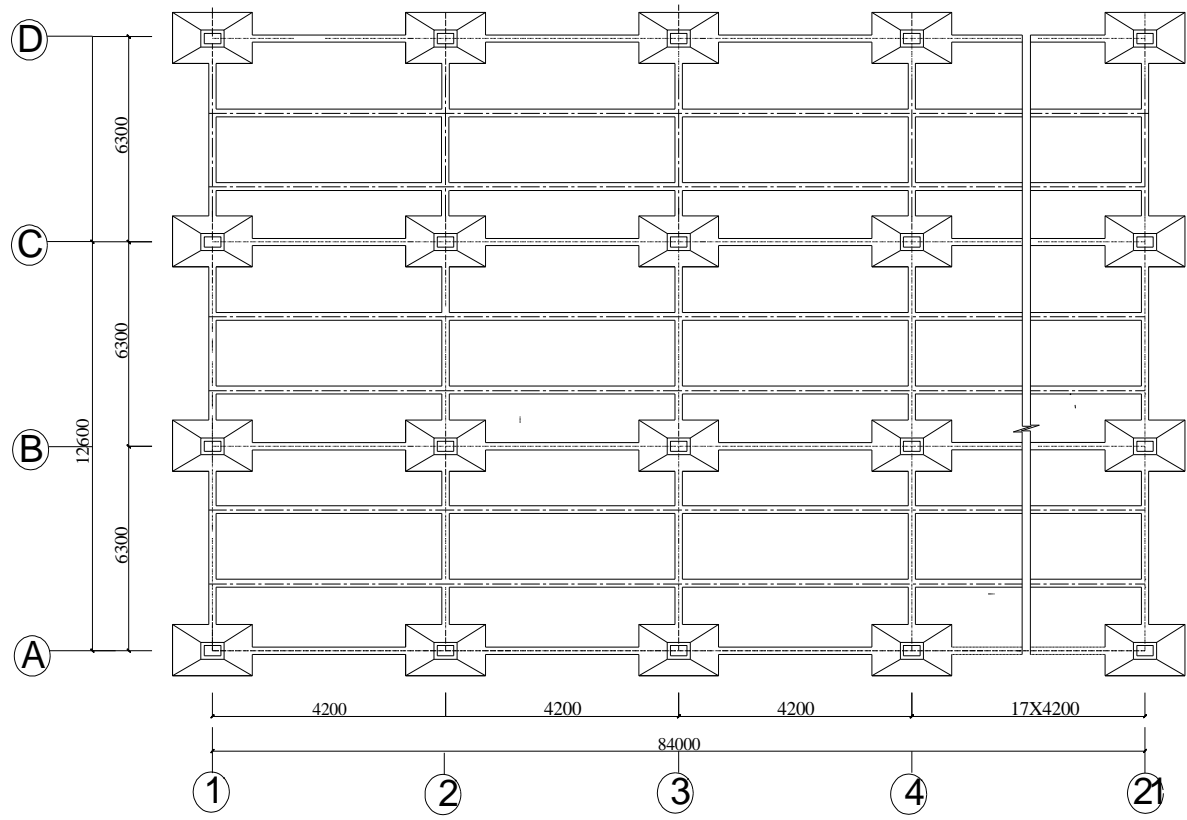
I.Đánh giá điều kiện địa chất công trình,địa chất thủy văn

a.Điều kiện địa chất công trình

* Trục địa chất



TRỤC ĐỊA CHẤT



MẶT BẰNG CÔNG TRÌNH

* Đánh giá điều kiện địa chất công trình

- Để có thể lựa chọn giải pháp nền và móng cho công trình một cách hợp lý ta cần phải đánh giá điều kiện địa chất thủy văn của khu đất xây dựng công trình ta cần phải xét các chỉ số sau:

- Hệ số rỗng [e]

$$e = \frac{\gamma_s \cdot (1 + 0,01 \cdot w)}{\gamma} - 1$$

- Độ sệt [I_L]

$$I_L = \frac{w - w_p}{w_L - w_p} = B$$

- Trọng lượng đẩy nổi của đất [$\gamma_{đn}$]

$$\gamma_{đn} = \frac{\gamma_s - \gamma_n}{1 + e} \text{ với } \gamma_n = 10(\text{kN/m}^3)$$

- Đánh giá sơ bộ về địa chất của khu đất xây dựng công trình như sau:

Lớp 1 : Sét pha

$$+\text{Độ rỗng : } e_0 = \frac{\gamma_s(1+W)}{\gamma} - 1 = \frac{26,9 \cdot (1+0,36)}{17,9} - 1 = 1,04$$

+Chỉ số dẻo $A = 41\% - 24,5\% = 16,5\% \leq 17\% \Rightarrow$ đất thuộc loại sét pha

$$+\text{Độ sệt } B = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} = \frac{36 - 24,5}{41 - 24,5} = 0,69 \Rightarrow \text{trạng thái dẻo mềm}$$

$$+\text{Trọng lượng đẩy nổi } \gamma_{đn} = \frac{\gamma_s - \gamma_n}{1 + e} = \frac{26,9 - 10}{1 + 1,04} = 8,28(\text{kN} / \text{m}^3)$$

Nhận xét

Từ chỉ tiêu độ dẻo đất thuộc loại sét pha, có $e_0 = 1,04 > 1$

Độ sệt cho ta biết đất trạng thái dẻo mềm

Kết Luận : Đây là lớp đất yếu không thể làm nền cho công trình

Lớp2: Sét

$$+\text{Độ rỗng : } e_0 = \frac{\gamma_s(1+W)}{\gamma} - 1 = \frac{27(1+0,4)}{17,6} - 1 = 1,14 > 1$$

+Chỉ số dẻo $A = 46\% - 28\% = 18\% \geq 17\% \Rightarrow$ đất thuộc loại sét

$$+\text{Độ sệt } B = \frac{W - W_p}{A} = \frac{40 - 28}{18} = 0,67 \Rightarrow \text{trạng thái dẻo mềm}$$

$$+\text{Trọng lượng đẩy nổi } \gamma_{đn} = \frac{\gamma_s - \gamma_n}{1 + e} = \frac{27 - 10}{1 + 1,14} = 7,9(\text{kN} / \text{m}^3)$$

Nhận xét

Từ chỉ số dẻo, hệ số rỗng > 1

Độ sệt cho ta biết đất trạng thái dẻo mềm \Rightarrow Đây là lớp đất dẻo không thể làm nền cho công trình

Lớp3: Cát pha

+Độ rỗng : $e_0 = \frac{\gamma_s(1+W)}{\gamma} - 1 = \frac{26,7(1+0,28)}{18,1} - 1 = 0,89 > 0,85$ thuộc loại cát rời

+Chỉ số dẻo $A = 30\% - 24\% = 6\% \leq 7\% \Rightarrow$ đất thuộc loại pha cát

+Độ sệt $B = \frac{W - W_p}{A} = \frac{28 - 24}{6} = 0,67 \Rightarrow$ trạng thái dẻo mềm

+Trọng lượng đẩy nổi $\gamma_{dn} = \frac{\gamma_s - \gamma_n}{1 + e} = \frac{26,7 - 10}{1 + 0,89} = 8,8 (kN / m^3)$

Nhận xét

Từ chỉ số dẻo đất thuộc loại pha cát, đất rời.

Độ sệt cho ta biết đất trạng thái dẻo mềm \Rightarrow Đây là lớp vẫn chưa có thể đặt mũi cọc chịu lực cho công trình

Lớp4: Cát nhỏ

+Độ rỗng : $e_0 = \frac{\gamma_s(1+W)}{\gamma} - 1 = \frac{26,6(1+0,24)}{18,5} - 1 = 0,78$

+Trọng lượng đẩy nổi $\gamma_{dn} = \frac{\gamma_s - \gamma_n}{1 + e} = \frac{26,6 - 10}{1 + 0,78} = 9,3 (kN / m^3)$

Nhận xét

\Rightarrow Đây là lớp đất TB có thể làm móng cho công trình

Lớp5: Cát vừa

+Độ rỗng : $e_0 = \frac{\gamma_s(1+W)}{\gamma} - 1 = \frac{26,4(1+0,18)}{18} - 1 = 0,73 < 0,75$ thuộc loại đất cát

nhỏ chặt vừa

+Trọng lượng đẩy nổi $\gamma_{dn} = \frac{\gamma_s - \gamma_n}{1 + e} = \frac{26,4 - 10}{1 + 0,73} = 9,3 (kN / m^3)$

Nhận xét

Với các chỉ tiêu tính toán trên ta nhận thấy lớp đất thứ 1 và lớp 2 thuộc loại mềm yếu, lớp đất 3 và lớp đất 4, thuộc cát pha, lớp 5 đất chặt và có độ sâu khá dày, ta cần đặt mũi cọc vào lớp thứ 5 này.

II. Đề xuất phương án móng cọc

*Tiêu chuẩn xây dựng : Do phần móng cần tính toán thuộc kết cấu cơ bản là khung BTCT có tương chèn nên theo TCXD 205-1998 ta có :

- Độ lún cho phép $S_{gh} = 8$ cm. Chênh lún tương đối cho phép .Chênh lún tương đối cho phép $\frac{\Delta S}{L} gh = 0,2\%$.
- Hệ số an toàn: Lấy $F_s = 2 \div 3$

*Phương án nền, móng :

- Tải trọng công trình không lớn, nền đất nếu bóc lớp vỏ trên có thể coi là tốt. Vì vậy đề xuất phương án móng nông trên nền thiên nhiên.
- Móng dạng đơn BTCT dưới cột, băng BTCT dưới tường BTCT chịu lực.
- Các tường chèn, bao che có thể dùng móng gạch hay dầm giằng để đỡ.
- Các khối nhà có tải chênh lệch được tách ra khỏi khe lún.
 * Chọn giải pháp móng cọc đài thấp: Dùng cọc BTCT 30 x 30 cm, đài đặt vào lớp 1, mũi cọc hạ sâu xuống lớp 5 khoảng $2 \div 4m$. Thi công bằng phương pháp đóng (ép).

*Đài Cọc

- Bê tông B20 $\Rightarrow R_b = 9000$ Kpa, $R_{bt} = 750$ Kpa
- Thép chịu lực: AII $\Rightarrow R_s = 280000$ Kpa,
- Lớp lót: bê tông nghèo, mác thấp 100, dày 100 cm.
- Lớp bảo vệ cốt thép đáy móng dày ≥ 3 cm. (thường chọn 3-5 cm)
- Đài liên kết ngàm với cột và cọc. Thép dọc neo trong đài $\geq 30d$ (ở đây chọn 55cm) và đầu cọc trong đài 15 cm

*Cọc đúc tại công trường

- + Bê tông: mác B25 , $R_b = 14500$ Kpa
- + Cốt thép : thép chịu lực –AII, đai AI

III : TÍNH TOÁN VÀ THIẾT KẾ MÓNG

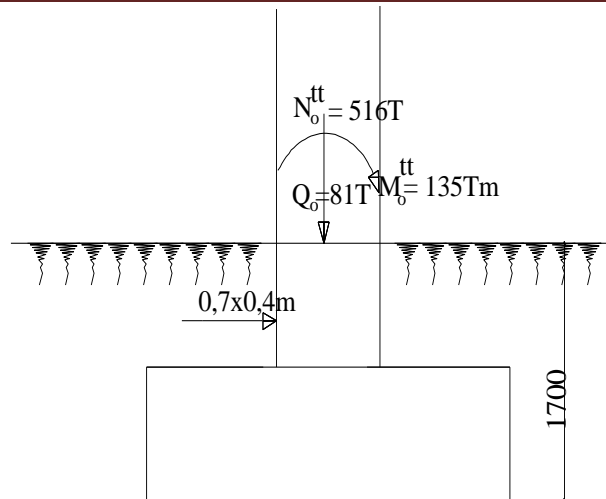
1. Tải trọng tác dụng xuống móng + số thứ tự là 1

Móng	Cột trực	$N_0'' (T)$	$M_0'' (Tm)$	$Q_0'' (T)$
M1	B	516	135	81

A: Thiết kế móng

Tiết diện chân cột 0,7x0,4m

Tải trọng tiêu chuẩn



$$N_0^{tc} = \frac{N_0^{tt}}{n} = \frac{516}{1,15} = 448,7(T)$$

$$M_0^{tc} = \frac{M_0^{tt}}{n} = \frac{135}{1,15} = 117,39(T.m)$$

$$Q_0^{tc} = \frac{Q_0^{tt}}{n} = \frac{81}{1,15} = 70,43(T)$$

1. Chiều sâu đáy đài H_{md}

Tính h_{min} : Chiều sâu chôn móng yêu cầu nhỏ nhất

$$H_{min} : 0,7.tg(45^{\circ} - \frac{\varphi}{2}).\sqrt{\frac{Q}{\gamma.b}} = 0,7.tg(45^{\circ} - \frac{17}{2}).\sqrt{\frac{70,43}{17,9.1,8}} = 0,8m$$

+Q: tổng các lực ngang $Q_x = 70,43T$

+ γ : dung trọng tự nhiên $\gamma = 17,9 Tm^3$

+B: bề rộng đài sơ bộ $b = 1,8$

+ φ : góc ma sát trong $\varphi^{\circ} = 17$

NHư vậy $H_{min} = 0,8$ ta chọn $h_{md} = 1,2 m > h_{min} = 0,8$

Với độ sâu đáy đài đủ lớn , lực ngang Q nhỏ , trong tính toán gần đúng coi như bỏ tải trọng ngang.

Vậy độ sâu chôn móng là $h = 1,2 + 0,5$ (tôn nền) = $1,7 (m)$

- Cos 0,000 được tính cao hơn mặt đất thiên nhiên 0,500 (m)
- Đáy đài đặt tại cote -1,700 (m)
- Làm lớp Bê tông lót vữa xi măng cát B5 dày 100.

2.Cọc

-Tiết diện cọc : 300x300 (mm), bê tông **B25**

Thép chịu lực là thép A-II $4\phi 16 \rightarrow F_a = 8,04 cm^2$

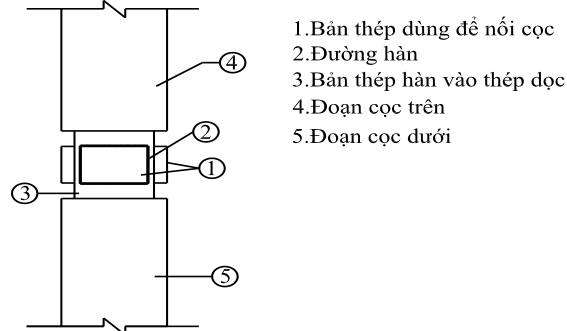
+Chọn chiều dài cọc cắm xuống lớp đất thứ 5 là 2 (m):

+Đầu cọc trong đài là 15cm

+Cọc cắm xuống nền: $2,4 + 4,7 + 5,4 + 6 - 1,2 + 0,5 = 18$ (m)

+Thép của cọc neo trong đài lấy 55cm

-Ta chia cọc ra làm 3 đoạn mỗi đoạn dài 6 (m) nối cọc bằng hàn bản mã.



Chi tiết nối cọc

III.Xác định sức chịu tải của cọc

1-a.Sức chịu tải của cọc theo vật liệu:

Theo kết quả khảo sát công trình, điều kiện địa chất thủy văn, trong trụ địa chất

không có than bùn nên không cần kể đến ảnh hưởng của hệ số uốn dọc $\Rightarrow \varphi = 1$. Chi tiết nối cọc

$$P_v = \varphi \cdot (R_b \cdot F_b + R_a \cdot F_a)$$

$$R_b = 9000 \text{ Kpa}$$

$$F_b = 0,3 \times 0,3$$

$$F_a = 8,04 \cdot 10^{-4}$$

$$R_a = 280000 \text{ Kpa}$$

$$\Rightarrow P_{VL} = 1 \cdot (9000 \times 0,3 \times 0,3 + 28 \cdot 10^4 \times 8,04 \cdot 10^{-4}) = 1035,12 \text{ KN}$$

1-b.Sức chịu tải của cọc theo đất nền:

2.Sức chịu tải của cọc theo P_d (cọc ma sát, cọc treo):

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

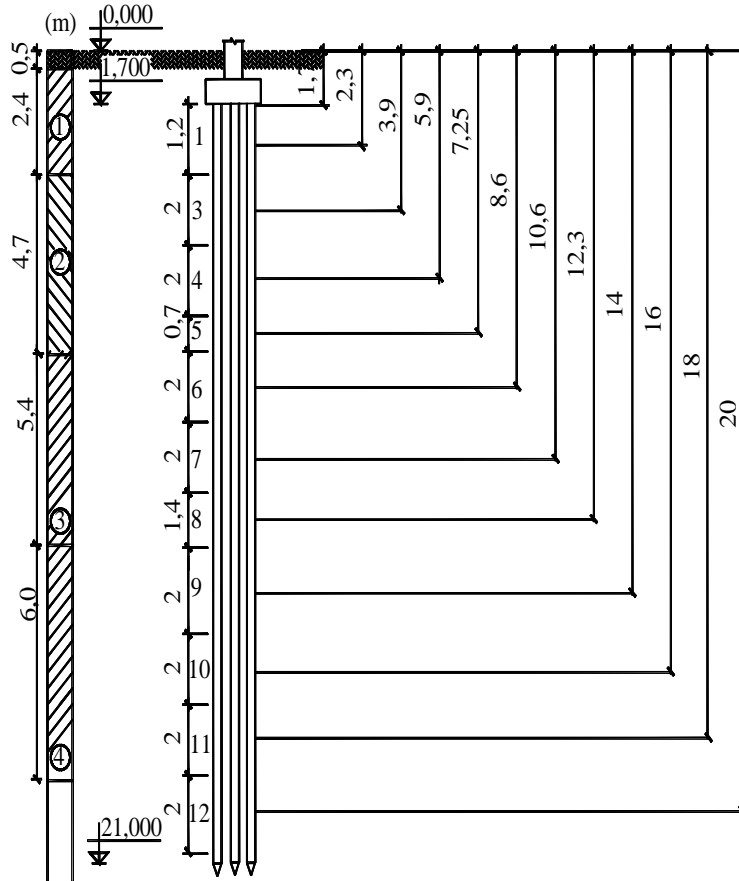
M : $m = 1$ đối với cọc đóng

$M_R = m_f = 1$ Đối với loại cọc thứ nhất

U: chu vi tiết diện cọc: $0,3 \cdot 4 = 1,2$ (m)

F: Diện tích mặt cắt ngang cọc: $0,3 \times 0,3 = 0,09$

Chia đất thành các lớp đất đồng nhất, chiều dày mỗi lớp ≤ 2 m như hình vẽ. Ta lập bảng tra được τ_i (theo giá trị độ sâu trung bình của mỗi lớp và loại đất, trạng thái đất). Cường độ tính toán của đất ở chân cột với độ sâu $H_m = 18,5$ m, mũi cọc đặt ở lớp cát vừa (rất dày) tra bảng sách hướng dẫn làm đồ án nền móng nội suy ta được $R = 6780 \text{ kPa} = 678 \text{ T/m}^2$.



Chia các lớp cọc

Lớp đất	Loại đất	L_i (m)	Z_i (m)	f_i (Kpa)	m_{fi}, l_i, f_i (KN/m)	$\sum m_{fi}, l_i, f_i$ (KN/m)	
Lớp 1	Sét pha $I_L = 0,69$	1,2	2,3	7,3	8,76	578,844	
Lớp 2	Sét $I_L = 0,67$	2	3,9	8,9	17,8		
		2	5,9	10	20		
		0,7	7,25	10	7		
Lớp 3	Cát pha $I_L = 0,67$	2	8,6	10	20		
		2	10,6	10,12	20,24		
		1,4	12,3	10,46	14,644		
Lớp 4	Cát nhỏ	2	14	49,5	99		
		2	16	52	104		
		2	18	54,7	109,4		
Lớp 5	Cát vừa	2	20	79	158		

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

$$= 1 \cdot (1.6780.0,09 + 4 \times 0,3 \times 578,844) = 1304,813 \text{ KN}$$

$$P_d' = \frac{1304,813}{1,4} = 932 \text{ KN}$$

$K_d = 1,4$ hệ số an toàn đối với đất.

Vậy $P_d' < P_v$ nên ta đưa P_d' vào tính toán

- Theo kết quả thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT: theo công thức Nhật Bản

$$P_{SPT} = \frac{1}{3} \left[\alpha \cdot N_p \cdot A_p + u \left(2 \sum_{i=1}^n N_{si} \cdot L_{si} + \sum_{j=1}^m C_{uj} \cdot L_{uj} \right) \right]$$

Trong đó :

$\alpha = 300$ cọc hạ bằng phương pháp đóng (ép)

$N = 35$ số SPT ở chân cọc (đất dưới mũi cọc)

C_{uj} = lực dính không thoát nước của lớp đất loại sét j (Kpa)

$$A_p = 0,3 \times 0,3 = 0,09 \text{ m}^2$$

$$u = 4 \times 0,3 = 1,2 \text{ m}$$

sức chịu tải cho phép của cọc theo đất nền :

$$\frac{1}{3} \{ 300 \cdot 35 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot [2(35 \cdot 1,5 + 22 \cdot 6 + 8 \cdot 5,4 + 5 \cdot 4,7 + 8 \cdot 1,2) + 45 \cdot 1,2 + 34 \cdot 4,7 + 41 \cdot 5,4] \} = 981 \text{ Kpa}$$

3. Chọn và bố trí cọc :

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

$$P'' = \frac{P_d}{(3 \cdot d)^2} = \frac{932}{(3 \cdot 0,3)^2} = 1151 \text{ Kpa}$$

Diện tích sơ bộ đáy đài là :

$$F_d = \frac{N_o''}{P'' - \gamma_{tb} \cdot h \cdot n} = \frac{5160}{1151 - 1,2 \cdot 20 \cdot 1,1} = 4,59 \text{ m}^2$$

Trong đó :

γ_{tb} : dung trọng trung bình của lớp vữa bê tông móng.

Trọng lượng của đài và đất trên đài :

$$N_d'' = n \cdot F_d \cdot h \cdot \gamma_{tb} = 1,1 \cdot 4,59 \cdot 1,2 \cdot 20 = 121,17 \text{ KN}$$

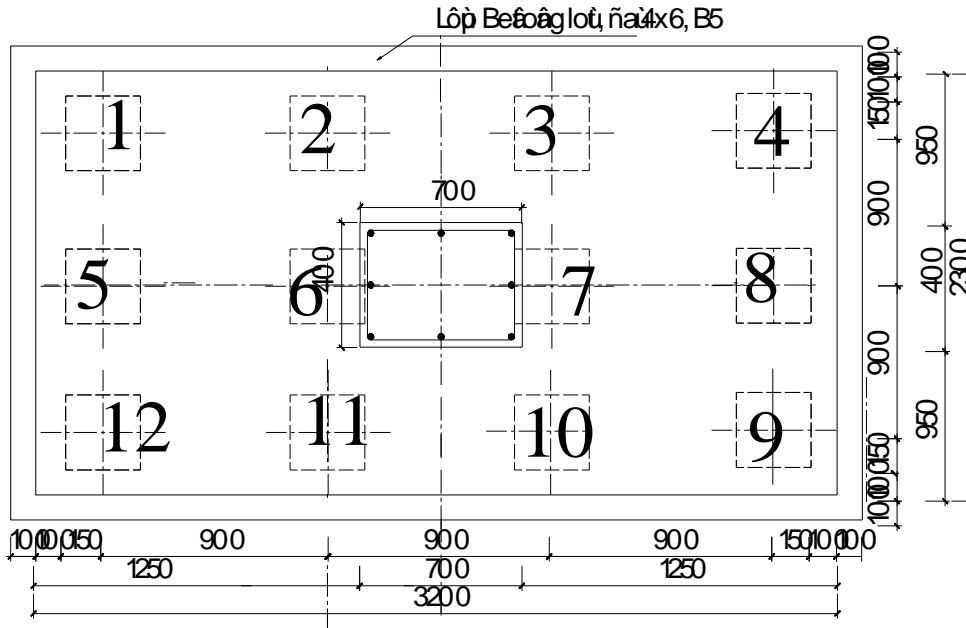
Lực dọc tính toán xác định đến cốt đáy đài là :

$$N'' = N_o'' + N_d'' = 5160 + 121,17 = 5281,17 \text{ KN}$$

Số lượng cọc sơ bộ là :

$$n_c = \frac{N''}{P''} = \frac{5281,17}{932} = 5,67 \text{ cọc}$$

Đề kể đến ảnh hưởng của moment lấy số cọc $n = 12$ cọc bố trí như hình vẽ :



Chọn sơ bộ chiều cao đài cọc

Chiều cao đài cọc được chọn theo điều kiện chống chọc thủng. Ở đây có thể sơ bộ chọn hd từ điều kiện đáy tháp chọc thủng vừa trùm cạnh ngoài các cọc biên. Khi đó phân lực các cọc đều nằm trong đáy tháp chọc thủng, lực chọc thủng = 0 \Rightarrow chiều cao đài thỏa mãn.

Khi đáy tháp chọc thủng trùm hết cạnh ngoài các cọc biên theo cạnh dài có :

$$L_d = 2 \cdot (C + h_2) + l_{\text{cột}}$$

$$\Rightarrow h_{2l} = \frac{l_d - l_{\text{cột}}}{2} - C = \frac{3,2 - 0,7}{2} - (0,25 - \frac{0,3}{2}) = 1,15m$$

Tương tự khi đáy tháp chọc thủng trùm hết cạnh ngoài các cọc biên theo cạnh ngắn điều kiện là :

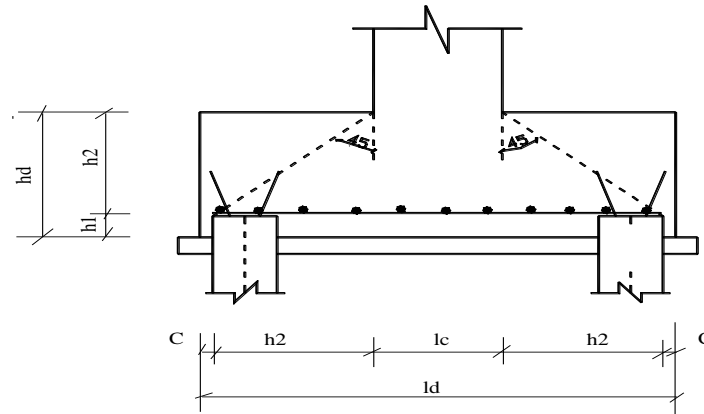
$$h_{2b} = \frac{b_b - b_{\text{cột}}}{2} - C = \frac{2,3 - 0,4}{2} - (0,25 - \frac{0,3}{2}) = 0,85m$$

$$\Rightarrow H_2 = \max(h_{2l}, h_{2b}) = 1,15m$$

Chiều cao đài chọn sơ bộ :

$$H_d = h_1 + h_2 = 0,15 + 0,15 = 1,3m$$

Với h_1 là chiều sâu cọc ngầm vào đài.



Kiểm tra điều kiện lực max truyền xuống cọc dẫy biên

Diện tích đài thực tế : $F_d = 2,3 \times 3,2 = 7,36 \text{ m}^2$

Trọng lượng tính toán của đài và đất trên đài :

$$N_d^{tt} = n.F_d.h.\gamma_{tb} = 1,1.7,36.1,2.20 = 194,304 \text{ KN}$$

Lực dọc tính toán xác định đến cốt đáy đài là :

$$N^{tt} = N_o^{tt} + N_d^{tt} = 5160 + 194,304 = 5354,304 \text{ KN}$$

Moment tính toán xác định tương ứng với trọng tâm diện tích tiết diện các cọc tại mặt phẳng đáy đài :

$$M^{tt} = M_o^{tt} + Q_o^{tt} \times h_d = 1350 + 810 \times 1,3 = 2403 \text{ KNm}$$

Lực truyền xuống các cọc dẫy biên là :

$$P^{tt}_{\max, \min} = \frac{N^{tt}}{n_c} \pm \frac{M^{tt} \cdot y \cdot x_{\max}}{\sum_1^8 x_i^2} = \frac{5354,304}{12} \pm \frac{2403 \times 1,35}{(6 \times 0,45^2 + 6 \times 1,35^2)} = 446 \pm 267$$

$$P^{tt}_{\max} = 713 \text{ KN}$$

$$P^{tt}_{\min} = 179 \text{ KN} > 0 \Rightarrow \text{cọc không bị nhổ.}$$

Trọng lượng tính toán của cọc :

$$P_c = 0,3.0,3.(6 - 0,35 - 0,15).810.1,1 = 44,105 \text{ KN}$$

Có $P^{tt}_{\max} + P_c = 713 + 44,105 = 757 \text{ KN} < P_d = 932 \text{ KN}$ (thỏa mãn điều kiện lực max truyền xuống cọc dẫy biên)

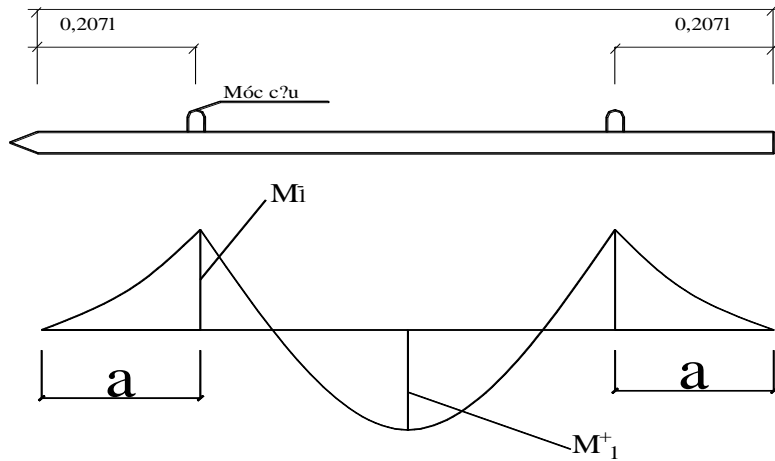
$P^{tt}_{\min} = 179 \text{ KN} > 0$ nên không cần phải kiểm tra theo điều kiện chống nhổ.

VII. Tính toán kiểm tra cọc :

- *Khi vận chuyển cọc* : Tải trọng phân bố

$$q = \gamma.F.n \text{ với } n \text{ là hệ số động, } n = 1,5$$

$$\Rightarrow q = 2,5.0,3.0,3.1,5 = 0,33 \text{ T/m chọn } a \text{ sao cho } M_1^+ \approx M_1^- \Rightarrow a = 0,207l_c \approx 1,3 \text{ m}$$

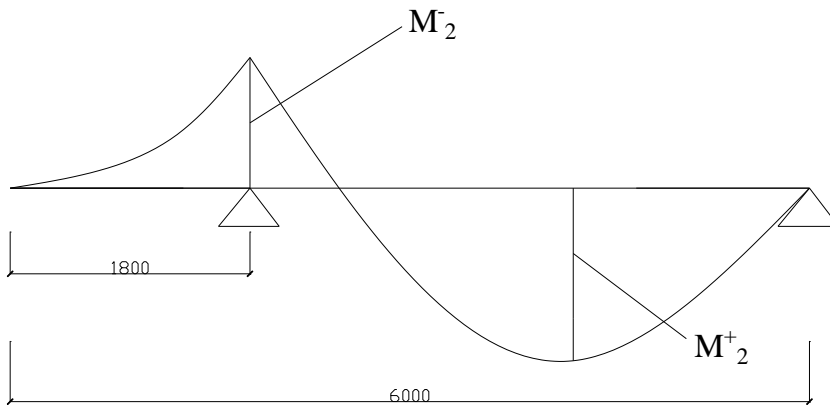


Biểu đồ moment cọc khi vận chuyển

$$M_1 = \frac{q \cdot a^2}{2} = \frac{0,33 \cdot 1,3^2}{2} = 0,279T / m^2$$

- Treo cọc lên giá búa : để $M_2^+ \approx M_2^- \rightarrow b \approx 0,294 \cdot l_c = 0,294 \cdot 6 \approx 1,8m$

+ Trị số mômen dương lớn nhất : $M_2 = \frac{q \cdot b^2}{2} = \frac{0,33 \cdot 1,8^2}{2} = 0,535T / m^2$



Ta thấy $M_1 = 0,279 < M_2 = 0,535 \Rightarrow$ dùng M_2 để tính toán

+ Lấy lớp bảo vệ của cọc là $a' = 2 \text{ cm} \rightarrow$ Chiều cao làm việc của cốt thép $h_0 = 30 - 2 = 28 \text{ cm}$

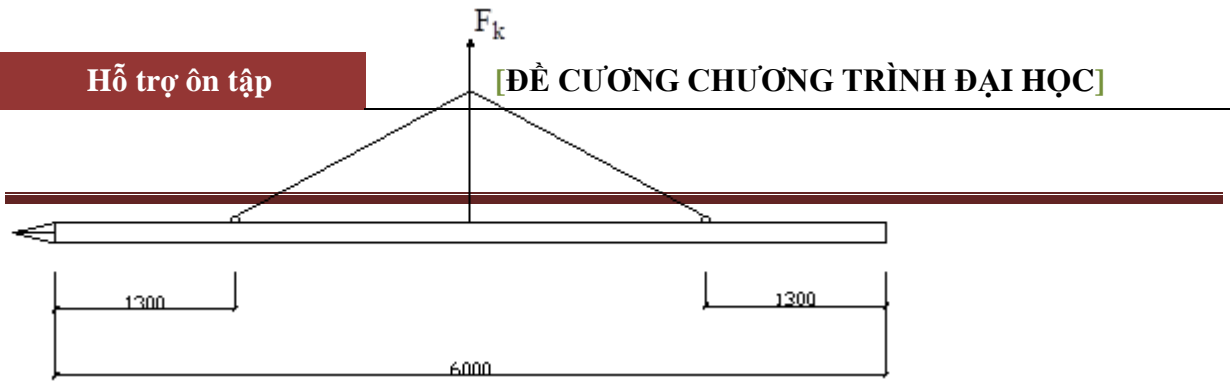
$$\Rightarrow F_a = \frac{M_2}{0,9 \cdot h_0 \cdot R_a} = \frac{0,535}{0,9 \cdot 0,28 \cdot 28000} = 0,000076(m^2) = 0,76(cm^2)$$

Cốt thép chịu lực của cọc là $2\phi 16 (F_a = 4cm^2)$

\rightarrow vậ cọc đủ khả năng chịu tải khi vận chuyển, cầu lắp.

- **Tính toán cốt thép làm móc cầu :**

Lực kéo lên móc cầu trong trường hợp treo lên giá búa $F_k = q \cdot l$



=> Lực kéo ở một nhánh, gần đúng:

$$F'_k = \frac{F_k}{2} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{0,33 \cdot 6}{2} = 0,99T$$

Diện tích cốt thép của móc cầu:

$$F_a = \frac{F'_k}{R_a} = \frac{0,99}{21000} = 0,000047m^2 = 0,47cm^2$$

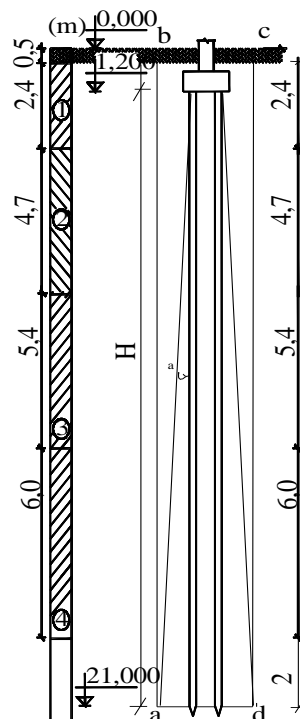
Chọn thép móc cầu $\phi 12$ có $F_a = 1,13 cm^2$

Chọn búa thích hợp : với kinh nghiệm $l_c \leq 12 \rightarrow Q_{búa} = 2,5T$

Kiểm tra nền móng cọc theo TTGH 2:

Kiểm tra điều kiện áp lực ở đáy móng quy ước:

Độ lún của nền móng được tính theo độ lún của nền khối móng quy ước abcd:



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

$$\varphi_{tb} = \frac{\sum \varphi_i h_i}{\sum h_i} = \frac{17^\circ \cdot 1,6 + 16^\circ \cdot 4,7 + 21^\circ \cdot 5,4 + 30^\circ \cdot 6,0 + 35^\circ \cdot 2}{1,6 + 4,7 + 5,4 + 6,0 + 2} = 23,645^\circ$$

$$\rightarrow \alpha = \frac{\varphi_{tb}}{4} = \frac{23,645^\circ}{4} = 5,911^\circ$$

Chiều dài của đáy khối quy ước :

$$L_M = L + 2H \cdot \tan \frac{\varphi_{tb}}{4}$$

$$\rightarrow L_M = 3,2 - 2(0,25 - 0,15) + 2 \cdot 19,6 \tan(5,911^\circ) = 7,06m$$

Bề rộng đáy khối quy ước :

$$B_M = B + 2H \cdot \tan \frac{\varphi_{tb}}{4} = 2,3 - 2 \times (0,25 - 0,15) + 2 \cdot 19,6 \cdot \tan 5,911^\circ = 6,16m$$

Trọng lượng tiêu chuẩn của khối móng quy ước từ đáy lớp lót trở lên:

$$N_{1}^{tc} = L_M \cdot B_M \cdot h \cdot \gamma_{tb} = 7,06 \cdot 6,16 \cdot (1,2 + 0,1) \cdot 20 = 1131KN$$

Trọng lượng riêng trung bình của đất từ lớp lót đến chân cọc :

$$\gamma'_{II} = \frac{\sum \gamma_i \cdot h_i}{\sum h_i} = \frac{1,1 \cdot 17,9 + 4,7 \cdot 17,6 + 5,4 \cdot 18,1 + 6,18 \cdot 5 + 18,2}{1,1 + 4,7 + 5,4 + 6 + 2} = 18,081KN / m^3$$

Trọng lượng khối móng quy ước phần dưới lớp lót chưa kể bê tông cọc:

$$N_{2}^{tc} = (L_M \cdot B_M - 5F_c) \cdot \gamma'_{II} \cdot \sum h_i = (7,06 \cdot 6,16 - 5 \cdot 0,3^2) \cdot 18,081 \cdot (1,1 + 4,7 + 5,4 + 6 + 2) = 14941KN$$

Trọng lượng cọc trong khối móng quy ước:

$$N_c^{tc} = 5 \cdot F_c \cdot \sum h_i \cdot 25 = 5 \cdot 0,3^2 \cdot (1,1 + 4,7 + 5,4 + 6 + 2) \cdot 25 = 216KN$$

Trọng lượng khối móng quy ước:

$$N_{qu}^{tc} = N_{1}^{tc} + N_{2}^{tc} + N_c^{tc} = 1131 + 14941 + 216 = 16288KN$$

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

$$N^{tc} = N_0^{tc} + N_{qu}^{tc} = 4487 + 16288 = 20775KN$$

Moment tiêu chuẩn tương ứng trọng tâm đáy khối quy ước :

$$M^{tc} = M_0^{tc} + Q^{tc} (h_d + l_{coc} - 0,35 - 0,15) = 1174 + 704,3(1,3 + 6 - 0,35 - 0,15) = 5963,24KN$$

Độ lệch tâm :

$$e^{tc} = \frac{M^{tc}}{N^{tc}} = \frac{5963,24}{20775} = 0,31m$$

Áp lực tiêu chuẩn ở đáy khối quy ước:

$$P_{\max, \min}^{tc} = \frac{N^{tc}}{L_M \cdot B_M} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e^{tc}}{L_M} \right) = \frac{20775}{7,96 \cdot 6,16} \left(1 \pm \frac{6 \cdot 0,31}{7,96} \right)$$

$$\rightarrow P_{\max}^{tc} = 519Kpa$$

$$P_{\min}^{tc} = 328Kpa$$

$$P_{tb}^{tc} = \frac{P_{\max}^{tc} + P_{\min}^{tc}}{2} = \frac{519 + 328}{2} = 423Kpa$$

Cường độ tính toán của đất ở đáy khối móng quy ước :

$$R_M = \frac{m_1 \cdot m_2}{K_{tc}} (1,1 \cdot A \cdot B_M \cdot \gamma_{I_1} + 1,1 \cdot B \cdot H_M \cdot \gamma_{II}' + 3 \cdot D \cdot c_{II})$$

$$K_{tc} = 1$$

$M_1 = 1,4$; $M_2 = 1$ vì công trình không thuộc loại tuyệt đối cứng.

$$\varphi = 35^\circ \text{ tra bảng ta được : } A = 1,68, B = 7,73, C = 9,60$$

Chiều cao của khối móng quy ước lấy đến cốt thiên nhiên :

$$H_M = 0,5 + 2,4 + 4,7 + 5,4 + 6,0 + 2 = 21\text{m}$$

Trọng lượng riêng trung bình của đất từ đáy móng quy ước đến cốt thiên nhiên :

$$\gamma'_{II} = \frac{\sum \gamma_i \cdot h_i}{\sum h_i} = \frac{0,5 \cdot 17 + 2,4 \cdot 17,9 + 4,7 \cdot 17,6 + 5,4 \cdot 18,1 + 6 \cdot 18,5 + 18,2}{0,5 + 2,4 + 4,7 + 5,4 + 6 + 2} = 18,044 \text{KN} / \text{m}^3$$

$$\rightarrow R_M = \frac{1,4 \cdot 1}{1} (1,1 \cdot 1,68 \cdot 5,26 \cdot 18 + 1,1 \cdot 7,73 \cdot 21 \cdot 18,044 + 3 \cdot 9,60 \cdot 0) = 4755,7 \text{Kpa}$$

Có :

$$\rightarrow P_{\max}^{tc} = 519 \text{Kpa} < 1,2 \cdot R_M = 1,2 \cdot 4755,7 = 5706,84 \text{Kpa}$$

$$P_{tb}^{tc} = 328 \text{Kpa} < R_M = 4755,7 \text{Kpa}$$

Vậy thỏa mãn điều kiện áp lực dưới đáy móng quy ước.

Kiểm tra điều kiện biến dạng :

ứng suất bản thân tại đáy lớp sét pha:

$$\sigma_{z=2,4}^{bt} = 2,4 \times 17,9 = 42,96 \text{Kpa}$$

Ứng suất bản thân của đất ở cao độ đáy lớp sét :

$$\sigma_{z=2,4+4,7}^{bt} = 42,96 + 4,7 \cdot 17,6 = 125,68 \text{Kpa}$$

Ứng suất bản thân của đất ở cao độ đáy lớp cát pha :

$$\sigma_{z=2,4+4,7+5,4}^{bt} = 125,68 + 5,4 \cdot 18,1 = 223,42 \text{Kpa}$$

Ứng suất bản thân của đất ở cao độ đáy lớp cát nhỏ :

$$\sigma_{z=2,4+4,7+5,4+6,0}^{bt} = 223,42 + 6 \cdot 18,5 = 334,42 \text{Kpa}$$

Ứng suất bản thân của đất ở đáy móng quy ước :

$$\sigma_{z=H_M}^{bt} = 2,4.17,9 + 4,7.17,6 + 5,4.18,1 + 6.18,5 + 2.18 = 370,42 \text{ Kpa}$$

Ứng suất gây lún ở đáy móng quy ước:

$$\sigma_{z=0}^{gl} = P_{tb}^{tc} - \sigma_{z=H_M}^{bt} = 482 - 370,42 = 111,58 \text{ Kpa}$$

Chia nền đất dưới móng quy ước thành các lớp phân tổ có chiều dày $h_i \leq \frac{B_M}{4} = \frac{5,26}{4} = 1,315 \text{ m}$

Và đảm bảo mỗi lớp chia ra là đồng nhất.

Gọi z là độ sâu kể từ đáy móng quy ước thì ứng suất gây lún ở độ sâu z_1 :

$$\sigma_z^{gl} = K_o \cdot \sigma_{z=0}^{gl}$$

K_o tra bảng theo $2z/b$ và $l/b = 7,96/5,26 = 1,513$

Độ lún của lớp phân tổ thứ i :

$$S_i = \frac{\beta \cdot (\sigma_{z_i}^{gl} + \sigma_{z_{i-1}}^{gl}) \cdot h_i}{2E_i} = 0,8 \cdot \frac{(\sigma_{z_i}^{gl} + \sigma_{z_{i-1}}^{gl}) \cdot h_i}{2E_i}$$

Điểm	Z (m)	2z/b	l/b	K_o	σ_z^{gl} (Kpa)	σ_z^{bt} (Kpa)	$\frac{\sigma_z^{gl}}{\sigma_z^{bt}}$	E_i (Kpa)	S_i (m)
0	0	0	$\frac{7,96}{5,26} = 1,513$	1,000	111,58	370,42	0,3	0	0
1	1,315	0,5		0,9315	103,937	394,09	0,264	25000	0,0007
2	2,63	1		0,7355	82,067	417,76	0,196	25000	0,0006
3	3,945	1,5		0,5282	58,937	441,43	0,134	25000	0,0005
4	5,26	2		0,3434	38,317	465,1	0,082	25000	0,0003
5	6,575	2,5		0,2734	30,506	488,77	0,062	25000	0,0002
6	7,89	3		0,2053	22,907	512,44	0,045	25000	0,00018
7	9,205	3,5		0,1580	17,630	536,11	0,033	25000	0,00014
8	10,52	4		0,1113	12,419	559,78	0,022	25000	0,0001

Giới hạn nền lấy đến điểm 8 ở độ sâu 10,52m kể từ đáy khối quy ước.

Độ lún của nền:

$$S = \sum_{i=1}^8 S_i = 0,00272 < S_{gh} = 0,08 \text{ m}$$

→ thỏa mãn điều kiện độ lún tuyệt đối giới hạn.

Tính toán độ bền và cấu tạo đài cọc:

Dùng bê tông B20 $\Rightarrow R_b = 9000 \text{ Kpa}, R_{bt} = 750 \text{ Kpa}$

Dùng cốt thép nhóm AII có $R_a = 280000 \text{Kpa}$

Xác định chiều cao đài cọc theo điều kiện chọc thủng:

Với chiều cao đã chọn $h_d = 1,3\text{m}$ thì đáy tháp chọc thủng vừa trùm kín cạnh ngoài các cọc biên. Lực chọc thủng $P_{cth} = 0 \rightarrow$ đài không bị chọc thủng.

Sức chống chọc thủng của đài :

$$0,75.R_{bt}.b_{tb}.h_o = 0,75.R_{bt}.(b_c + h_o)h_o = 0,75.750(0,4 + 1,15).1,15 = 1003 \text{KN}$$

Nếu chọn chiều cao đài $h_d < 1,3\text{m}$ sao cho $P_{cth} > 0 \rightarrow$ lực chọc thủng :

$$P_{cth} = 2.P_{max}^{tt} = 2.713 = 1426 \text{KN} > 1003 \text{KN}$$

Nếu chọn chiều cao đài nhỏ hơn 1,3m sức chống chọc thủng của đài sẽ nhỏ hơn lực chọc thủng đài không thỏa mãn điều kiện chọc thủng.

Vậy chiều cao đài đã chọn $h_d = 1,3\text{m}$ là hợp lý.

Tính toán moment và thép đặt cho đài cọc

Moment tương ứng với mặt ngàm I-I :

$$M_1 = (P_4 + P_8 + P_9)r_1 + (P_3 + P_7 + P_{10})r_1'$$

$$r_1 = 1,35 - 0,7/2 = 1\text{m}$$

$$r_1' = 0,45 - 0,7/2 = 0,1\text{m}$$

$$P_4 = P_8 = P_9 = P_{max}^{tt} = 713 \text{KN}$$

$$P_3 = P_7 = P_{10} = \frac{5354,304}{12} + \frac{2403 \times 0,45}{(6 \times 0,45^2 + 6 \times 1,35^2)} = 535$$

$$M_1 = (3 \times 713 \times 1) + (3 \times 535 \times 0,1) = 2299,5 \text{KNm}$$

Moment tương ứng mặt ngàm II –II :

$$M_2 = (P_1 + P_4)r_2 + (P_2 + P_3)r_2'$$

$$r_2 = 1,35 - 0,4/2 = 1,15\text{m}$$

$$r_2' = 0,45 - 0,4/2 = 0,25\text{m}$$

$$P_1 = P_{min}^{tt} = 179 \text{KN}$$

$$P_4 = P_{max}^{tt} = 713 \text{KN}$$

$$P_3 = 535 \text{KN}$$

$$P_2 = \frac{5354,304}{12} - \frac{2403 \times 0,45}{(6 \times 0,45^2 + 6 \times 1,35^2)} = 357 \text{ KN}$$

$$M_2 = (179 + 713) \times 1,15 + (357 + 535) \times 0,25 = 1249 \text{ KNm}$$

Cột thép chịu moment M_1 :

$$F_{al} = \frac{M_I}{0,9 \cdot h_o \cdot R_a} = \frac{2299,5}{0,9 \cdot 1,15 \cdot 280000} = 0,007934 \text{ m}^2 = 79,34 \text{ cm}^2$$

Chọn 13Ø28 có $F_a = 80,054 \text{ cm}^2$

Khoảng cách giữa trục các cột thép cạnh nhau là :

$$a = \frac{b - 2 \cdot (a_{bv} + 15)}{n - 1} = \frac{2300 - 2(35 + 15)}{13 - 1} = 183 \text{ mm}$$

Chiều dài của 1 thanh là : $L - 2a_{bv} = 3200 - 2 \times 35 = 3130 \text{ mm}$

Cột thép chịu moment M_2 :

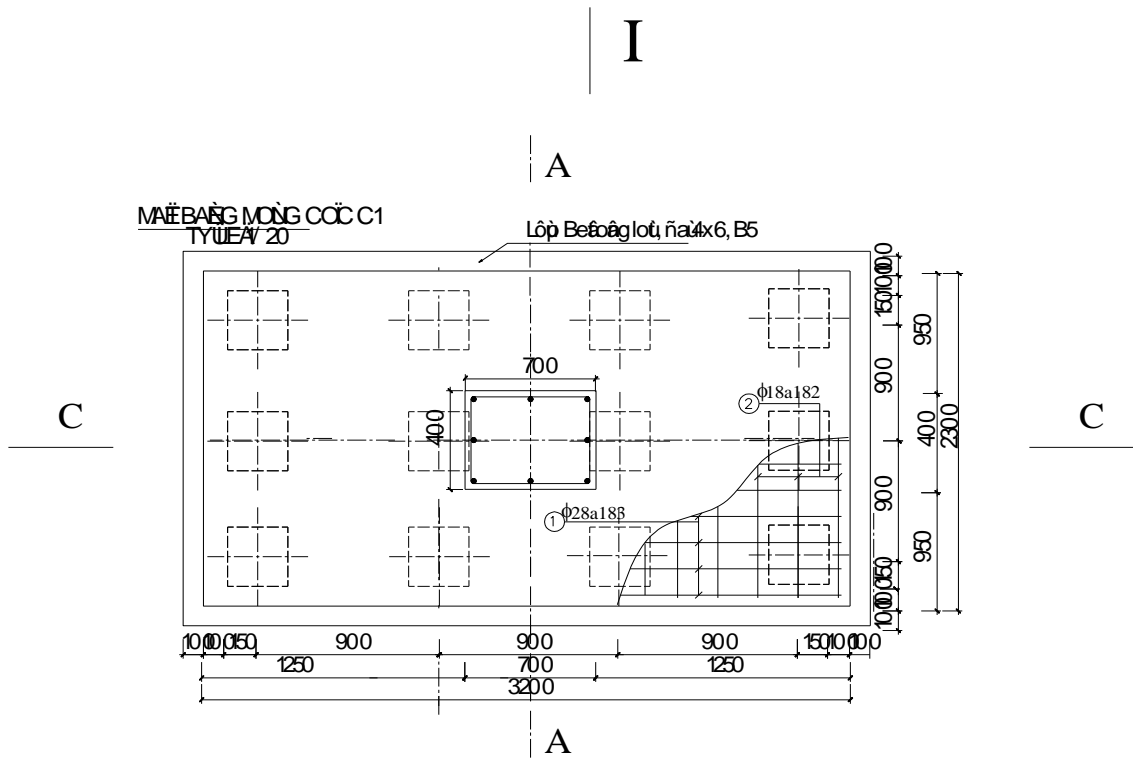
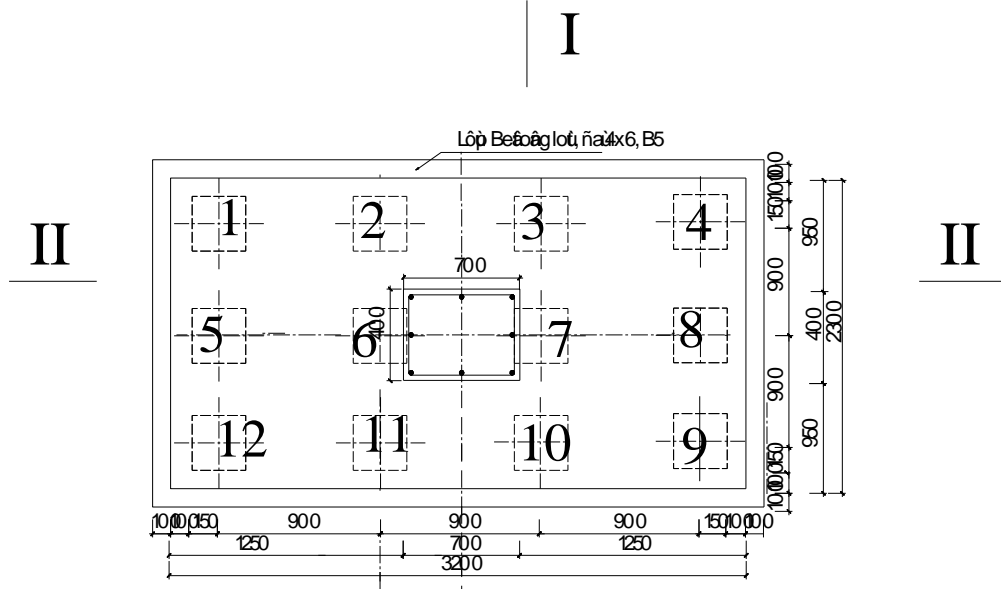
$$F_{al} = \frac{M_{II}}{0,9 \cdot h_o \cdot R_a} = \frac{1249}{0,9 \cdot (1,15 - 0,5 \cdot 0,02) \cdot 280000} = 0,004347 \text{ m}^2 = 43,47 \text{ cm}^2$$

Chọn 18Ø18 có $F_a = 45,81 \text{ cm}^2$

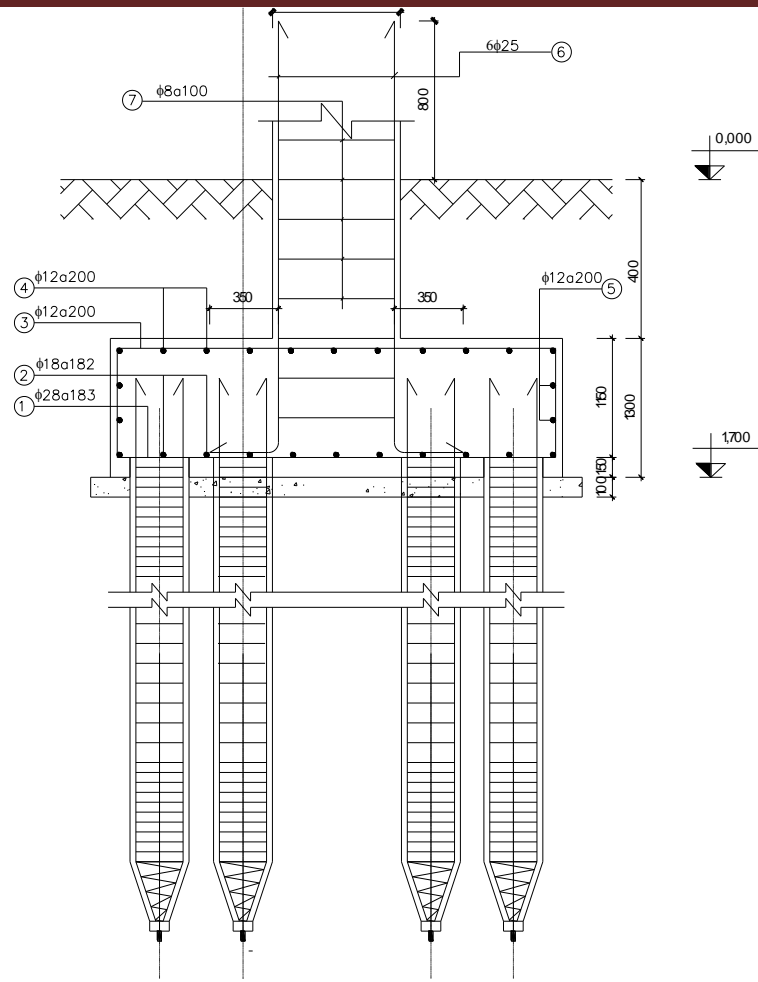
Khoảng cách giữa trục các cột thép cạnh nhau là :

$$a = \frac{b - 2 \cdot (a_{bv} + 15)}{n - 1} = \frac{3200 - 2(35 + 15)}{18 - 1} = 182 \text{ mm}$$

Chiều dài của 1 thanh là : $b - 2a_{bv} = 2300 - 2 \times 35 = 2230 \text{ mm}$



MÓNG 1 T/L : 1/20 (PHƯƠNG ÁN MÓNG CỌC)



MẶT CẮT C-C

II. THIẾT KẾ MÓNG M2 (D)

I.Số liệu công trình: (nhà công nghiệp)

*** Tải trọng tính toán:**

$$N_0^{tt} = 436 \text{ T}$$

$$M_0^{tt} = 123 \text{ T.m}$$

$$Q_0^{tt} = 81 \text{ T}$$

$$N_0^{tc} = \frac{N_0^{tt}}{n} = \frac{436}{1,15} = 379,1(T)$$

$$M_0^{tc} = \frac{M_0^{tt}}{n} = \frac{123}{1,15} = 107(T.m)$$

$$Q_0^{tc} = \frac{Q_0^{tt}}{n} = \frac{81}{1,15} = 70,43(T)$$

Địa chất dưới móng M2 (D) giống như địa chất dưới móng M1 (B).

II.Đề xuất phương án móng cọc

***Tiêu chuẩn xây dựng :** Do phần móng cần tính toán thuộc kết cấu cơ bản là khung BTCT có tương chèn nên theo TCXD 205-1998 ta có :

- Độ lún cho phép $S_{gh} = 8 \text{ cm}$. Chênh lún tương đối cho phép .Chênh lún tương đối cho phép $\frac{\Delta S}{L} gh = 0,2\%$.
- Hệ số an toàn: Lấy $F_s = 2 \div 3$

***Phương án nền,móng :**

- Tải trọng công trình không lớn, nền đất nếu bóc lớp vỏ trên có thể coi là tốt. Vì vậy đề xuất phương án móng nông trên nền thiên nhiên.
 - Móng dạng đơn BTCT dưới cột, băng BTCT dưới tường BTCT chịu lực.
 - Các tường chèn, bao che có thể dùng móng gạch hay dầm giằng để đỡ.
 - Các khối nhà có tải chênh lệch được tách ra khỏi khe lún.
- * Chọn giải pháp móng cọc đài thấp: Dùng cọc BTCT 30 x 30 cm, đài đặt vào lớp 1, mũi cọc hạ sâu xuống lớp 5 khoảng $2 \div 4m$. Thi công bằng phương pháp đóng (ép).

***Đài Cọc**

- Bê tông B20 $\Rightarrow R_b = 9000 \text{ Kpa}$, $R_{bt} = 750 \text{ Kpa}$
- Thép chịu lực: AII $\Rightarrow R_s = 280000 \text{ Kpa}$,
- Lớp lót: bê tông nghèo, mác thấp 100, dày 100 cm.
- Lớp bảo vệ cốt thép đáy móng dày $\geq 3 \text{ cm}$. (thường chọn 3-5 cm)
- Đai liên kết ngầm với cột và cọc. Thép dọc neo trong đai $\geq 30d$ (ở đây chọn 55cm) và đầu cọc trong đai 15 cm

***Cọc đúc tại công trường**

- + Bê tông: mác B25 , $R_b = 14500 \text{ Kpa}$
- + Cốt thép : thép chịu lực –AII, đai AI

III : TÍNH TOÁN VÀ THIẾT KẾ MÓNG

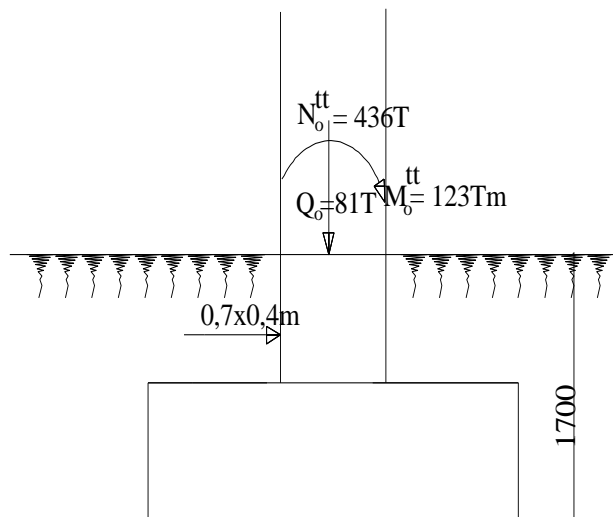
2. Tải trọng tác dụng xuống móng + số thứ tự là 1

Móng	Cột trực	$N_0'' (T)$	$M_0'' (Tm)$	$Q_0'' (T)$
M1	B	436	132	81

A: Thiết kế móng

Tiết diện chân cột 0,7x0,4m

Tải trọng tiêu chuẩn



$$N_0^{tc} = \frac{N_0''}{n} = \frac{436}{1,15} = 379,1(T)$$

$$M_0^{tc} = \frac{M_0''}{n} = \frac{123}{1,15} = 107(T.m)$$

$$Q_0^{tc} = \frac{Q_0''}{n} = \frac{81}{1,15} = 70,43(T)$$

1. Chiều sâu đáy đài H_{md}

Tính h_{\min} : Chiều sâu chôn móng yêu cầu nhỏ nhất

$$H_{\min} : 0,7.tg(45^{\circ} - \frac{\varphi}{2}).\sqrt{\frac{Q}{\gamma.b}} = 0,7.tg(45^{\circ} - \frac{17}{2}).\sqrt{\frac{70,43}{17,9.1,8}} = 0,8m$$

+Q: tổng các lực ngang $Q_x = 70,43T$

+ γ : dung trọng tự nhiên $\gamma = 17,9 Tm^3$

+B: bề rộng đài sơ bộ $b = 1,8$

+ φ : góc ma sát trong $\varphi^{\circ} = 17$

NHư vậy $H_{\min} = 0,8$ ta chọn $h_{\text{md}} = 1,2 m > h_{\min} = 0,8$

Với độ sâu đáy đài đủ lớn, lực ngang Q nhỏ, trong tính toán gần đúng coi như bỏ tải trọng ngang.

Vậy độ sâu chôn móng là $h = 1,2 + 0,5$ (tôn nền) = 1,7 (m)

- Cos 0,000 được tính cao hơn mặt đất thiên nhiên 0,500 (m)
- Đáy đài đặt tại cote -1,700 (m)
- Làm lớp Bê tông lót vữa xi măng cát B5 dày 100.

2. Cọc

- Tiết diện cọc : 300x300 (mm), bê tông **B25**

Thép chịu lực là thép A-II $4\phi 16 \rightarrow F_a = 8,04 cm^2$

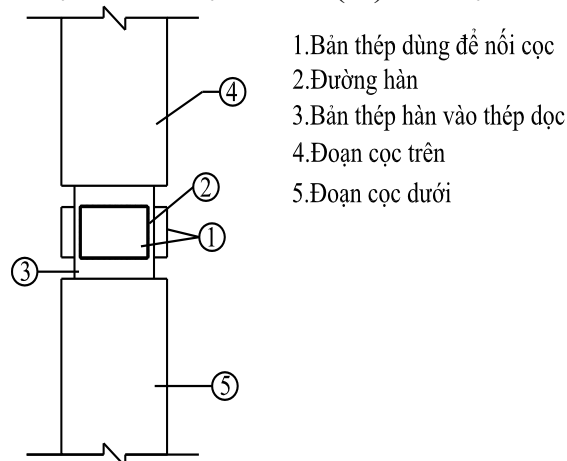
+ Chọn chiều dài cọc cắm xuống lớp đất thứ 5 là 2 (m):

+ Đầu cọc trong đài là 15cm

+ Cọc cắm xuống nền: $2,4 + 4,7 + 5,4 + 6 - 1,2 + 0,5 = 18$ (m)

+ Thép của cọc neo trong đài lấy 55cm

- Ta chia cọc ra làm 3 đoạn mỗi đoạn dài 6 (m) nối cọc bằng hàn bản mã.



Chi tiết nối cọc

III. Xác định sức chịu tải của cọc

1-a. Sức chịu tải của cọc theo vật liệu:

Theo kết quả khảo sát công trình, điều kiện địa chất thủy văn, trong trụ địa chất

không có than bùn nên không cần kể đến ảnh hưởng của hệ số uốn dọc $\Rightarrow \varphi = 1$. Chi tiết nổi cọc

$$P_v = \varphi \cdot (R_b \cdot F_b + R_a \cdot F_a)$$

$$R_b = 14500 \text{ Kpa}$$

$$F_b = 0,3 \times 0,3$$

$$F_a = 8,04 \cdot 10^{-4}$$

$$R_a = 280000 \text{ Kpa}$$

$$\Rightarrow P_{VL} = 1 \cdot (9000 \times 0,3 \times 0,3 + 28 \cdot 10^4 \times 8,04 \cdot 10^{-4}) = 1035,12 \text{ KN}$$

1-b. Sức chịu tải của cọc theo đất nền:

2. Sức chịu tải của cọc theo P_d (cọc ma sát, cọc treo):

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

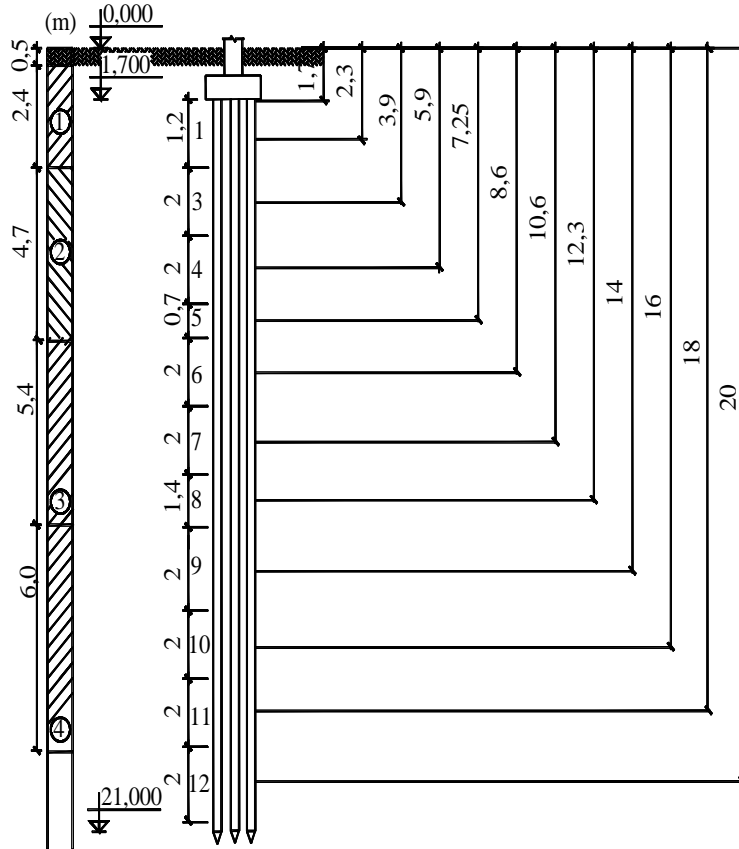
M : $m = 1$ đối với cọc đóng

$M_R = m_f = 1$ Đối với loại cọc thứ nhất

U: chu vi tiết diện cọc: $0,3 \cdot 4 = 1,2 \text{ (m)}$

F: Diện tích mặt cắt ngang cọc: $0,3 \times 0,3 = 0,09$

Chia đất thành các lớp đất đồng nhất, chiều dày mỗi lớp $\leq 2 \text{ m}$ như hình vẽ. Ta lập bảng tra được τ_i (theo giá trị độ sâu trung bình của mỗi lớp và loại đất, trạng thái đất). Cường độ tính toán của đất ở chân cột với độ sâu $H_m = 18,5 \text{ m}$, mũi cọc đặt ở lớp cát vừa (rất dày) tra bảng sách hướng dẫn làm đồ án nền móng nội suy ta được $R = 6780 \text{ kPa} = 678 \text{ T/m}^2$.



Chia các lớp c?

Lớp đất	Loại đất	L_i (m)	Z_i (m)	f_i (Kpa)	m_{fi}, l_i, f_i (KN/m)	$\sum m_{fi}, l_i, f_i$ (KN/m)
Lớp 1	Sét pha $I_L = 0,69$	1,2	2,3	7,3	8,76	578,844
Lớp 2	Sét $I_L = 0,67$	2	3,9	8,9	17,8	
		2	5,9	10	20	
		0,7	7,25	10	7	
Lớp 3	Cát pha $I_L = 0,67$	2	8,6	10	20	
		2	10,6	10,12	20,24	
		1,4	12,3	10,46	14,644	
Lớp 4	Cát nhỏ	2	14	49,5	99	
		2	16	52	104	
		2	18	54,7	109,4	

Lớp5	Cát vừa	2	20	79	158	
------	---------	---	----	----	-----	--

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

$$= 1 \cdot (1.6780 \cdot 0,09 + 4 \cdot 0,3 \cdot 578,844) = 1304,813 \text{KN}$$

$$P_d' = \frac{1304,813}{1,4} = 932 \text{KN}$$

$K_d = 1,4$ hệ số an toàn đối với đất.
 Vậy $P_d' < P_v$ nên ta đưa P_d' vào tính toán

- Theo kết quả thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT: theo công thức Nhật Bản

$$P_{SPT} = \frac{1}{3} \left[\alpha \cdot N_p \cdot A_p + u \left(2 \sum_{i=1}^n N_{si} \cdot L_{si} + \sum_{j=1}^m C_{uj} \cdot L_{uj} \right) \right]$$

Trong đó :

$\alpha = 300$ cọc hạ bằng phương pháp đóng (ép)

$N = 35$ số SPT ở chân cọc (đặt dưới mũi cọc)

C_{uj} = lực dính không thoát nước của lớp đất loại sét j (Kpa)

$A_p = 0,3 \times 0,3 = 0,09 \text{m}^2$

$u = 4 \times 0,3 = 1,2 \text{m}$

sức chịu tải cho phép của cọc theo đất nền :

$$\frac{1}{3} \{ 300 \cdot 35 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot [2(35 \cdot 1,5 + 22 \cdot 6 + 8 \cdot 5,4 + 5 \cdot 4,7 + 8 \cdot 1,2) + 45 \cdot 1,2 + 34 \cdot 4,7 + 41 \cdot 5,4] \} = 981 \text{Kpa}$$

3. Chọn và bố trí cọc :

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

$$P'' = \frac{P_d}{(3 \cdot d)^2} = \frac{932}{(3 \cdot 0,3)^2} = 1151 \text{Kpa}$$

Diện tích sơ bộ đáy đài là :

$$F_d = \frac{N_o''}{P'' - \gamma_{tb} \cdot h \cdot n} = \frac{4360}{1151 - 1,2 \cdot 20 \cdot 1,1} = 3,877 \text{m}^2$$

Trong đó :

γ_{tb} : dung trọng trung bình của lớp vữa bê tông móng.

Trọng lượng của đài và đất trên đài :

$$N_d'' = n \cdot F_d \cdot h \cdot \gamma_{tb} = 1,1 \cdot 3,877 \cdot 1,2 \cdot 20 = 102,4 \text{KN}$$

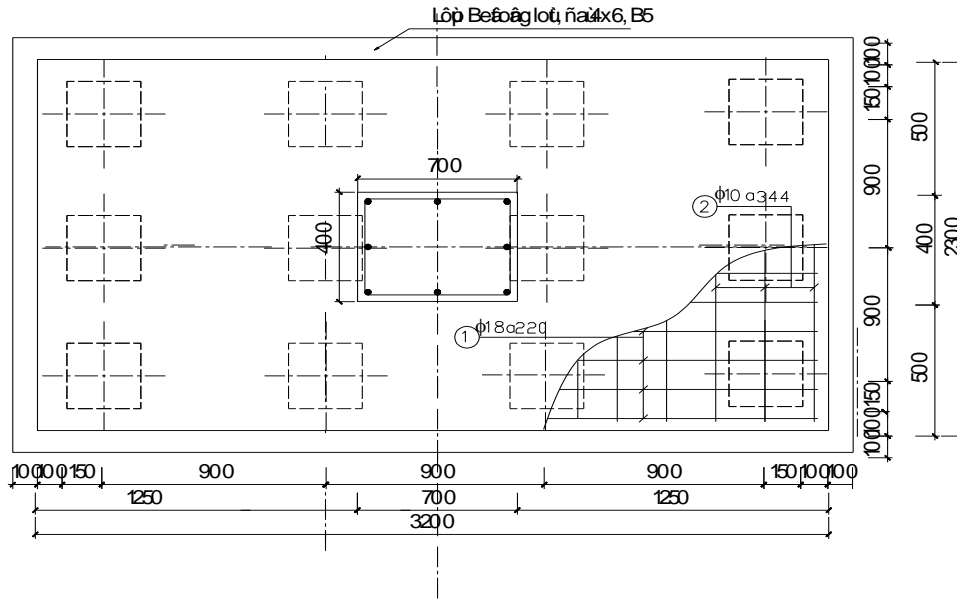
Lực dọc tính toán xác định đến cốt đáy đài là :

$$N'' = N_o'' + N_d'' = 4360 + 102,4 = 4462,4 \text{KN}$$

Số lượng cọc sơ bộ là :

$$n_c = \frac{N''}{P''} = \frac{4462,4}{932} = 4,8 \text{cọc}$$

Để kể đến ảnh hưởng của moment lấy số cọc $n = 12$ cọc bố trí như hình vẽ :



Chọn sơ bộ chiều cao đài cọc

Chiều cao đài cọc được chọn theo điều kiện chống chọc thủng. Ở đây có thể sơ bộ chọn hd từ điều kiện đáy tháp chọc thủng vừa trùm cạnh ngoài các cọc biên. Khi đó phản lực các cọc đều nằm trong đáy tháp chọc thủng, lực chọc thủng = 0 ⇒ chiều cao đài thỏa mãn.

Khi đáy tháp chọc thủng trùm hết cạnh ngoài các cọc biên theo cạnh dài có :

$$L_d = 2.(C + h_2) + l_{c\text{ột}}$$

$$\Rightarrow h_{2l} = \frac{l_d - l_{c\text{ột}}}{2} - C = \frac{3,2 - 0,7}{2} - (0,25 - \frac{0,3}{2}) = 1,15m$$

Tương tự khi đáy tháp chọc thủng trùm hết cạnh ngoài các cọc biên theo cạnh ngắn điều kiện là :

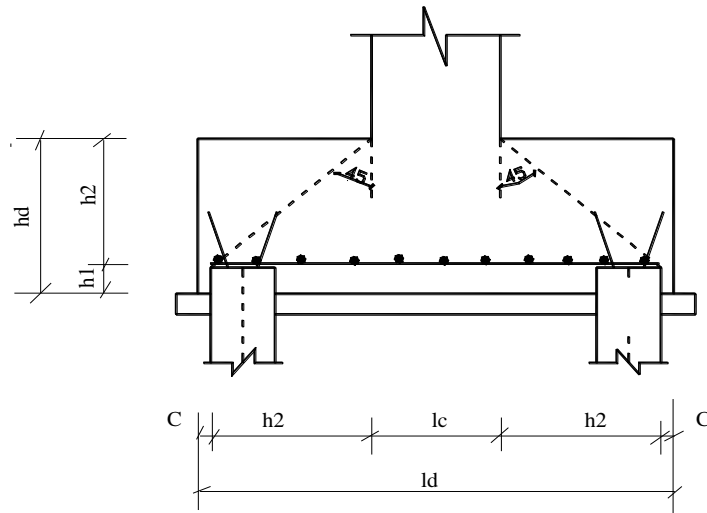
$$h_{2b} = \frac{b_b - b_{c\text{ột}}}{2} - C = \frac{2,3 - 0,4}{2} - (0,25 - \frac{0,3}{2}) = 0,85m$$

$$\Rightarrow H_2 = \max(h_{2l}, h_{2b}) = 1,15m$$

Chiều cao đài chọn sơ bộ :

$$H_d = h_1 + h_2 = 0,15 + 0,15 = 1,3m$$

Với h1 là chiều sâu cọc ngàm vào đài.



Kiểm tra điều kiện lực max truyền xuống cọc dẫy biên

Diện tích đài thực tế : $F'_d = 2,3 \times 3,2 = 7,36 \text{ m}^2$

Trọng lượng tính toán của đài và đất trên đài :

Trọng lượng tính toán của đài và đất trên đài :

$$N_d^{tt} = n \cdot F_d \cdot h \cdot \gamma_{tb} = 1,1 \cdot 7,36 \cdot 1,7 \cdot 20 = 275,264 \text{ KN}$$

Lực dọc tính toán xác định đến cốt đáy đài là :

$$N^{tt} = N_o^{tt} + N_d^{tt} = 4360 + 275,264 = 4635,264 \text{ KN}$$

Moment tính toán xác định tương ứng với trọng tâm diện tích tiết diện các cọc tại mặt phẳng đáy đài :

$$M^{tt} = M_o^{tt} + Q_o^{tt} \times h_d = 1230 + 810 \times 1,3 = 2283 \text{ KNm}$$

Lực truyền xuống các cọc dẫy biên là :

$$P^{tt}_{\max, \min} = \frac{N^{tt}}{n_c} \pm \frac{M^{tt} \cdot y \cdot x_{\max}}{\sum_1^8 x_i^2} = \frac{4635,264}{12} \pm \frac{2283 \times 1,35}{(6 \times 0,45^2 + 6 \times 1,35^2)} = 386,272 \pm 254$$

$$P^{tt}_{\max} = 640 \text{ KN}$$

$$P^{tt}_{\min} = 132 \text{ KN} > 0 \Rightarrow \text{cọc không bị nhổ.}$$

Trọng lượng tính toán của cọc :

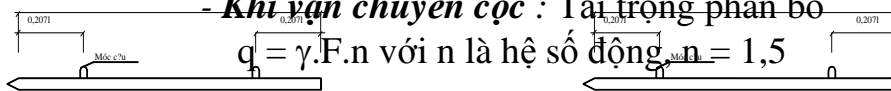
$$P_c = 0,3 \cdot 0,3 \cdot (6 - 0,35 - 0,15) \cdot 810 \cdot 1,1 = 44,105 \text{ KN}$$

Có $P^{tt}_{\max} + P_c = 640 + 44,105 = 684,105 \text{ KN} < P_d = 932 \text{ KN}$ (thỏa mãn điều kiện lực max truyền xuống cọc dẫy biên)

$P^{tt}_{\min} = 132 \text{ KN} > 0$ nên không cần phải kiểm tra theo điều kiện chống nhổ.

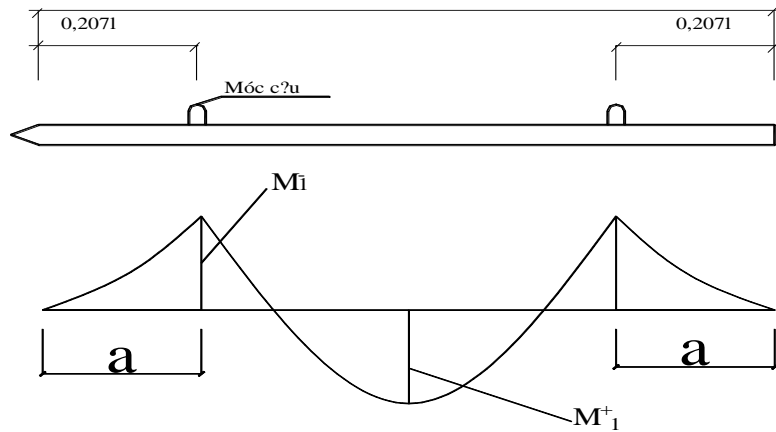
VII. Tính toán kiểm tra cọc :

- Khi vận chuyển cọc : Tải trọng phân bố



$$q = \gamma \cdot F \cdot n \text{ với } n \text{ là hệ số động, } n = 1,5$$

$$\Rightarrow q = 2,5 \cdot 0,3 \cdot 0,3 \cdot 1,5 = 0,33 \text{ T/m chọn } a \text{ sao cho } M_1^+ \approx M_1^- \Rightarrow a = 0,207l_c \approx 1,3 \text{ m}$$

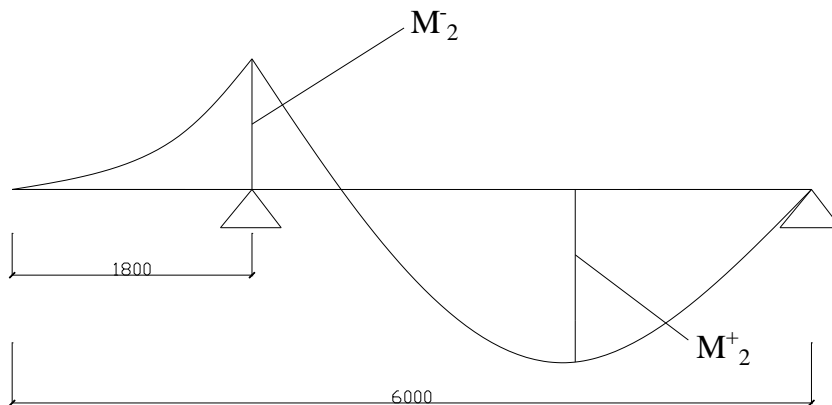


Biểu đồ moment cọc khi vận chuyển

$$M_1 = \frac{q \cdot a^2}{2} = \frac{0,33 \cdot 1,3^2}{2} = 0,279T / m^2$$

- Treo cọc lên giá búa : để $M_2^+ \approx M_2^- \rightarrow b \approx 0,294 \cdot l_c = 0,294 \cdot 6 \approx 1,8m$

+ Trị số mômen dương lớn nhất : $M_2 = \frac{q \cdot b^2}{2} = \frac{0,33 \cdot 1,8^2}{2} = 0,535T / m^2$



Ta thấy $M_1 = 0,279 < M_2 = 0,535 \Rightarrow$ dùng M_2 để tính toán
 + Lấy lớp bảo vệ của cọc là $a' = 2 \text{ cm} \rightarrow$ Chiều cao làm việc của cốt thép $h_0 = 30 - 2 = 28 \text{ cm}$

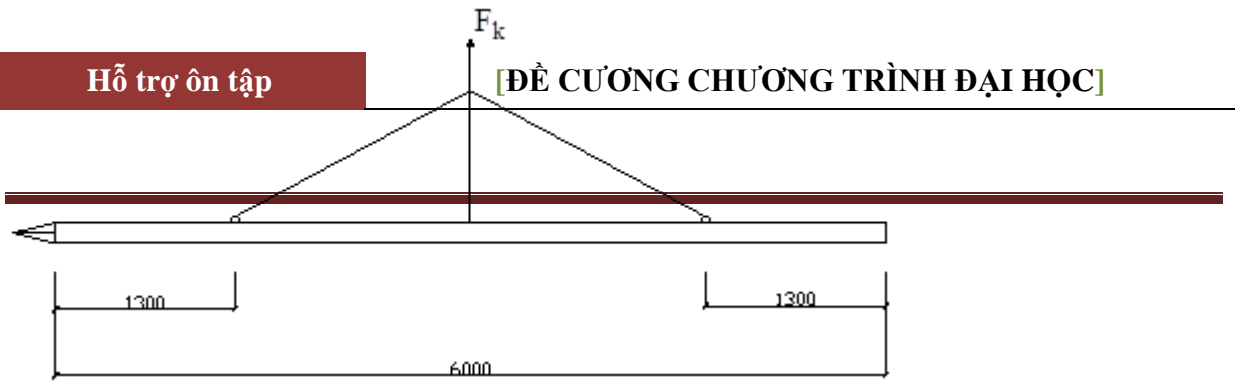
$$\Rightarrow F_a = \frac{M_2}{0,9 \cdot h_0 \cdot R_a} = \frac{0,535}{0,9 \cdot 0,28 \cdot 28000} = 0,000076(m^2) = 0,76(cm^2)$$

Cốt thép chịu lực của cọc là $2\phi 16 (F_a = 4cm^2)$

\rightarrow vậy cọc đủ khả năng chịu tải khi vận chuyển, cầu lắp.

- **Tính toán cốt thép làm móc cầu :**

Lực kéo lên móc cầu trong trường hợp treo lên giá búa $F_k = q \cdot l$



=> Lực kéo ở một nhánh, gần đúng:

$$F'_k = \frac{F_k}{2} = \frac{q.l}{2} = \frac{0,33.6}{2} = 0,99T$$

Diện tích cốt thép của móc cầu:

$$F_a = \frac{F'_k}{R_a} = \frac{0,99}{21000} = 0,000047m^2 = 0,47cm^2$$

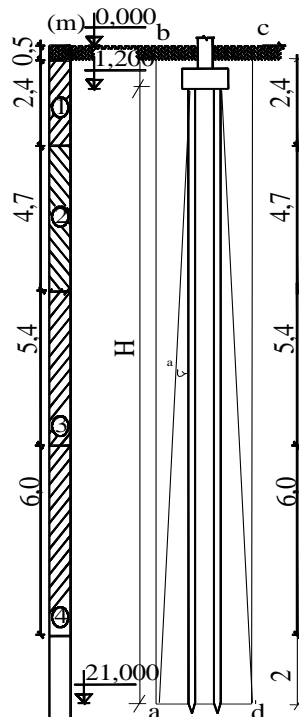
Chọn thép móc cầu $\phi 12$ có $F_a = 1,13 cm^2$

Chọn búa thích hợp : với kinh nghiệm $l_c \leq 12 \rightarrow Q_{búa} = 2,5T$

Kiểm tra nền móng cọc theo TTGH 2:

Kiểm tra điều kiện áp lực ở đáy móng quy ước:

Độ lún của nền móng được tính theo độ lún của nền khối móng quy ước abcd:



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

$$\varphi_{tb} = \frac{\sum \varphi_i h_i}{\sum h_i} = \frac{17^\circ \cdot 1,6 + 16^\circ \cdot 4,7 + 21^\circ \cdot 5,4 + 30^\circ \cdot 6,0 + 35^\circ \cdot 2}{1,6 + 4,7 + 5,4 + 6,0 + 2} = 23,645^\circ$$

$$\rightarrow \alpha = \frac{\varphi_{tb}}{4} = \frac{23,645^\circ}{4} = 5,911^\circ$$

Chiều dài của đáy khối quy ước :

$$L_M = L + 2H \cdot \tan \frac{\varphi_{tb}}{4}$$

$$\rightarrow L_M = 3,2 - 2(0,25 - 0,15) + 2 \cdot 19,6 \tan(5,911^\circ) = 7,06m$$

Bề rộng đáy khối quy ước :

$$B_M = B + 2H \cdot \tan \frac{\varphi_{tb}}{4} = 1,4 - 2 \times (0,25 - 0,15) + 2 \cdot 19,6 \cdot \tan 5,911^\circ = 5,26m$$

Trọng lượng tiêu chuẩn của khối móng quy ước từ đáy lớp lót trở lên:

$$N_{1}^{tc} = L_M \cdot B_M \cdot h \cdot \gamma_{tb} = 7,06 \cdot 5,26 \cdot (1,2 + 0,1) \cdot 20 = 965KN$$

Trọng lượng riêng trung bình của đất từ lớp lót đến chân cọc :

$$\gamma'_{II} = \frac{\sum \gamma_i \cdot h_i}{\sum h_i} = \frac{1,1 \cdot 17,9 + 4,7 \cdot 17,6 + 5,4 \cdot 18,1 + 6 \cdot 18,5 + 18,2}{1,1 + 4,7 + 5,4 + 6 + 2} = 18,081KN / m^3$$

Trọng lượng khối móng quy ước phần dưới lớp lót chưa kể bê tông cọc:

$$N_{2}^{tc} = (L_M \cdot B_M - 5F_c) \cdot \gamma'_{II} \cdot \sum h_i = (7,06 \cdot 5,26 - 5 \cdot 0,3^2) \cdot 18,081 \cdot (1,1 + 4,7 + 5,4 + 6 + 2) = 12736KN$$

Trọng lượng cọc trong khối móng quy ước:

$$N_c^{tc} = 5 \cdot F_c \sum h_i \cdot 25 = 5 \cdot 0,3^2 \cdot (1,1 + 4,7 + 5,4 + 6 + 2) \cdot 25 = 216KN$$

Trọng lượng khối móng quy ước:

$$N_{qu}^{tc} = N_{1}^{tc} + N_{2}^{tc} + N_c^{tc} = 965 + 12736 + 216 = 13917KN$$

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

$$N^{tc} = N_0^{tc} + N_{qu}^{tc} = 3791 + 13917 = 17708KN$$

Moment tiêu chuẩn tương ứng trọng tâm đáy khối quy ước :

$$M^{tc} = M_0^{tc} + Q^{tc} (h_d + l_{coc} - 0,35 - 0,15) = 1070 + 704,3(1,3 + 6 - 0,35 - 0,15) = 5859,24KN$$

Độ lệch tâm :

$$e^{tc} = \frac{M^{tc}}{N^{tc}} = \frac{5859,24}{17708} = 0,33m$$

Áp lực tiêu chuẩn ở đáy khối quy ước:

$$P_{\max, \min}^{tc} = \frac{N^{tc}}{L_M \cdot B_M} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e^{tc}}{L_M} \right) = \frac{17708}{7,06 \cdot 5,26} \left(1 \pm \frac{6 \cdot 0,33}{7,06} \right)$$

$$\rightarrow P_{\max}^{tc} = 611Kpa$$

$$P_{\min}^{tc} = 343,1Kpa$$

$$P_{tb}^{tc} = \frac{P_{\max}^{tc} + P_{\min}^{tc}}{2} = \frac{611 + 343,1}{2} = 477Kpa$$

Cường độ tính toán của đất ở đáy khối móng quy ước :

$$R_M = \frac{m_1 \cdot m_2}{K_{tc}} (1,1 \cdot A \cdot B_M \cdot \gamma I_1 + 1,1 \cdot B \cdot H_M \cdot \gamma_{II}' + 3 \cdot D \cdot c_{II})$$

$$K_{tc} = 1$$

$M_1 = 1,4$; $M_2 = 1$ vì công trình không thuộc loại tuyệt đối cứng.

$$\varphi = 35^\circ \text{ tra bảng ta được : } A = 1,68, B = 7,73, C = 9,60$$

Chiều cao của khối móng quy ước lấy đến cốt thiên nhiên :

$$H_M = 0,5 + 2,4 + 4,7 + 5,4 + 6,0 + 2 = 21 \text{ m}$$

Trọng lượng riêng trung bình của đất từ đáy móng quy ước đến cốt thiên nhiên :

$$\gamma'_{II} = \frac{\sum \gamma_i \cdot h_i}{\sum h_i} = \frac{0,5 \cdot 17 + 2,4 \cdot 17,9 + 4,7 \cdot 17,6 + 5,4 \cdot 18,1 + 6 \cdot 18,5 + 18,2}{0,5 + 2,4 + 4,7 + 5,4 + 6 + 2} = 18,044 \text{ KN/m}^3$$

$$\rightarrow R_M = \frac{1,4 \cdot 1}{1} (1,1 \cdot 1,68 \cdot 5,26 \cdot 18 + 1,1 \cdot 7,73 \cdot 21 \cdot 18,044 + 3,9 \cdot 60,0) = 4755,7 \text{ Kpa}$$

Có :

$$\rightarrow P_{\max}^{tc} = 611 \text{ Kpa} < 1,2 \cdot R_M = 1,2 \cdot 4755,7 = 5706,84 \text{ Kpa}$$

$$P_{tb}^{tc} = 343,1 \text{ Kpa} < R_M = 4755,7 \text{ Kpa}$$

Vậy thỏa mãn điều kiện áp lực dưới đáy móng quy ước.

Kiểm tra điều kiện biến dạng :

Ứng suất bản thân tại đáy lớp sét pha:

$$\sigma_{z=2,4}^{bt} = 2,4 \times 17,9 = 42,96 \text{ Kpa}$$

Ứng suất bản thân của đất ở cao độ đáy lớp sét :

$$\sigma_{z=2,4+4,7}^{bt} = 42,96 + 4,7 \cdot 17,6 = 125,68 \text{ Kpa}$$

Ứng suất bản thân của đất ở cao độ đáy lớp cát pha :

$$\sigma_{z=2,4+4,7+5,4}^{bt} = 125,68 + 5,4 \cdot 18,1 = 223,42 \text{ Kpa}$$

Ứng suất bản thân của đất ở cao độ đáy lớp cát nhỏ :

$$\sigma_{z=2,4+4,7+5,4+6,0}^{bt} = 223,42 + 6 \cdot 18,5 = 334,42 \text{ Kpa}$$

Ứng suất bản thân của đất ở đáy móng quy ước :

$$\sigma_{z=H_M}^{bt} = 2,4 \cdot 17,9 + 4,7 \cdot 17,6 + 5,4 \cdot 18,1 + 6 \cdot 18,5 + 2 \cdot 18 = 370,42 \text{ Kpa}$$

Ứng suất gây lún ở đáy móng quy ước:

$$\sigma_{z=0}^{gl} = P_{tb}^{tc} - \sigma_{z=H_M}^{bt} = 388,86 - 370,42 = 18,44 \text{ Kpa}$$

Chia nền đất dưới móng quy ước thành các lớp phân tố có chiều dày

$$h_i \leq \frac{B_M}{4} = \frac{5,26}{4} = 1,315m$$

Và đảm bảo mỗi lớp chia ra là đồng nhất.

Gọi z là độ sâu kể từ đáy móng quy ước thì ứng suất gây lún ở độ sâu z₁ :

$$\sigma_z^{gl} = K_o \cdot \sigma_{z=0}^{gl}$$

K₀ tra bảng theo 2z/b và l/b = 6,16/5,26=1,171

Độ lún của lớp phân tố thứ i :

$$S_i = \frac{\beta \cdot (\sigma_{z_i}^{gl} + \sigma_{z_{i-1}}^{gl}) \cdot h_i}{2E_i} = 0,8 \cdot \frac{(\sigma_{z_i}^{gl} + \sigma_{z_{i-1}}^{gl}) \cdot h_i}{2E_i}$$

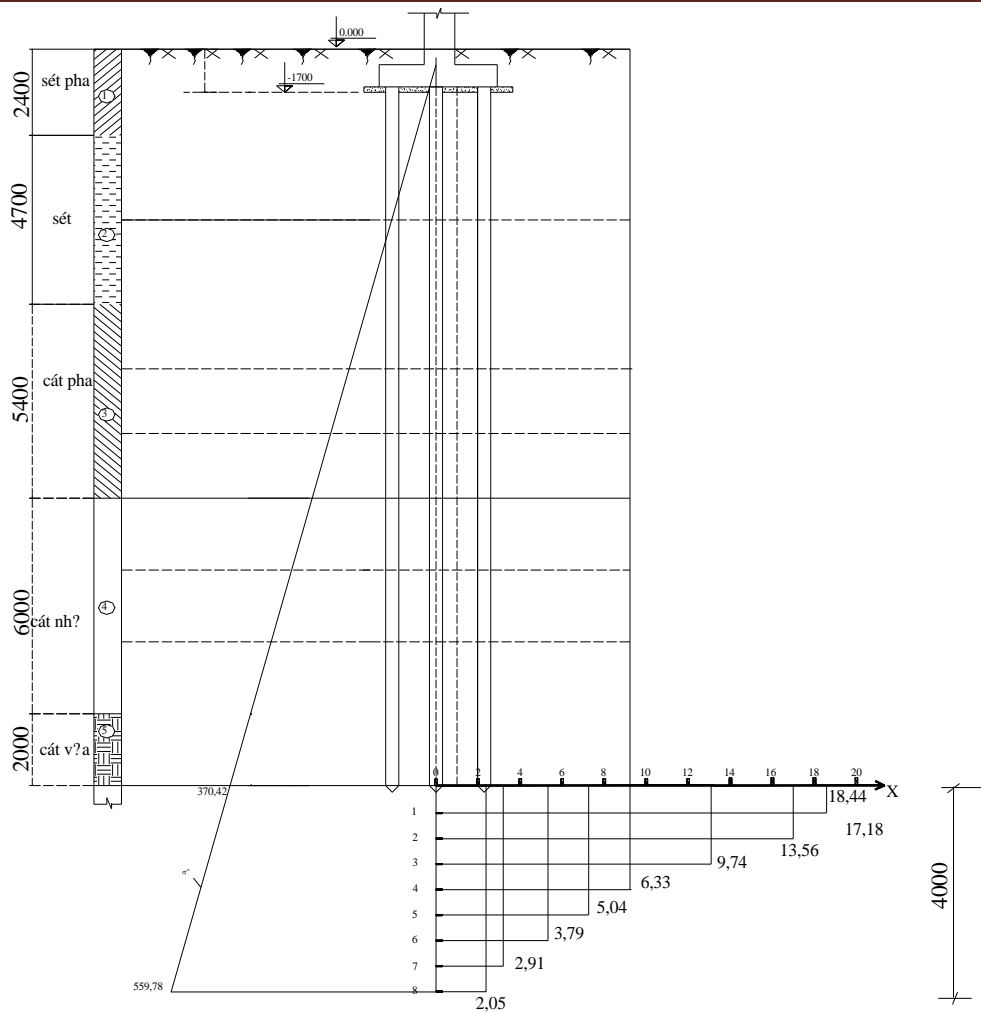
Điểm	Z (m)	2z/b	l/b	K _o	σ_z^{gl} (Kpa)	σ_z^{bt} (Kpa)	$\frac{\sigma_z^{gl}}{\sigma_z^{bt}}$	E _i (Kpa)	S _i (m)
0	0	0	$\frac{7,96}{5,26} = 1,513$	1,000	111,58	370,42	0,3	0	0
1	1,315	0,5		0,9315	103,937	394,09	0,264	25000	0,0007
2	2,63	1		0,7355	82,067	417,76	0,196	25000	0,0006
3	3,945	1,5		0,5282	58,937	441,43	0,134	25000	0,0005
4	5,26	2		0,3434	38,317	465,1	0,082	25000	0,0003
5	6,575	2,5		0,2734	30,506	488,77	0,062	25000	0,0002
6	7,89	3		0,2053	22,907	512,44	0,045	25000	0,00018
7	9,205	3,5		0,1580	17,630	536,11	0,033	25000	0,00014
8	10,52	4		0,1113	12,419	559,78	0,022	25000	0,0001

Giới hạn nền lấy đến điểm 8 ở độ sâu 10,52m kể từ đáy khối quy ước.

Độ lún của nền:

$$S = \sum_{i=1}^8 S_i = 0,00272 < S_{gh} = 0,08m$$

→ thỏa mãn điều kiện độ lún tuyệt đối giới hạn.



Tính toán độ bền và cấu tạo đài cọc:

Dùng bê tông B20 $\Rightarrow R_b = 9000 \text{ Kpa}$, $R_{bt} = 750 \text{ Kpa}$
 Dùng cốt thép nhóm AII có $R_a = 280000 \text{ Kpa}$

Xác định chiều cao đài cọc theo điều kiện chọc thủng:

Với chiều cao đã chọn $h_d = 1,3\text{m}$ thì đáy tháp chọc thủng vừa trùm kín cạnh ngoài các cọc biên. Lực chọc thủng $P_{cth} = 0 \rightarrow$ đài không bị chọc thủng.

Sức chống chọc thủng của đài :

$$0,75 \cdot R_{bt} \cdot b_{tb} \cdot h_o = 0,75 \cdot R_{bt} \cdot (b_c + h_o) \cdot h_o = 0,75 \cdot 750 \cdot (0,4 + 1,15) \cdot 1,15 = 1003 \text{ KN}$$

Nếu chọn chiều cao đài $h_d < 1,75\text{m}$ sao cho $P_{cth} > 0 \rightarrow$ lực chọc thủng :

$$P_{cth} = 2 \cdot P_{\max}^t = 2 \cdot 640 = 1280 \text{ KN} > 1003 \text{ KN}$$

Nếu chọn chiều cao đài nhỏ hơn 1,3m sức chống chọc thủng của đài sẽ nhỏ hơn lực chọc thủng đài không thỏa mãn điều kiện chọc thủng.

Vậy chiều cao đài đã chọn $h_d = 1,3m$ là hợp lý.

Tính toán moment và thép đặt cho đài cọc

Moment tương ứng với mặt ngàm I-I :

$$M_1 = (P_4 + P_8 + P_9)r_1 + (P_3 + P_7 + P_{10})r_1'$$

$$r_1 = 1,35 - 0,7/2 = 1m$$

$$r_1' = 0,45 - 0,7/2 = 0,1m$$

$$P_4 = P_8 = P_9 = P_{max}^{tt} = 640K N$$

$$P_3 = P_7 = P_{10} = \frac{4635,264}{12} + \frac{2283 \times 0,45}{(6 \times 0,45^2 + 6 \times 1,35^2)} = 471$$

$$M_1 = (3 \times 640 \times 1) + (3 \times 471 \times 0,1) = 2061 KNm$$

Moment tương ứng mặt ngàm II –II :

$$M_2 = (P_1 + P_4)r_2 + (P_2 + P_3)r_2'$$

$$r_2 = 1,35 - 0,4/2 = 1,15m$$

$$r_2' = 0,45 - 0,4/2 = 0,25m$$

$$P_1 = P_{min}^{tt} = 132 KN$$

$$P_4 = P_{max}^{tt} = 640 KN$$

$$P_3 = 471 KN$$

$$P_2 = \frac{54635,264}{12} - \frac{2283 \times 0,45}{(6 \times 0,45^2 + 6 \times 1,35^2)} = 302KN$$

$$M_2 = (132 + 640) \times 1,15 + (302 + 471) \times 0,25 = 1081 KNm$$

Cốt thép chịu moment M_1 :

$$F_{al} = \frac{M_1}{0,9 \cdot h_o \cdot R_a} = \frac{2061}{0,9 \cdot 1,15 \cdot 280000} = 0,007112m^2 = 71,12cm^2$$

Chọn 15Ø25 có $F_a = 73,635cm^2$

Khoảng cách giữa trục các cốt thép cạnh nhau là :

$$a = \frac{b - 2 \cdot (a_{bv} + 15)}{n - 1} = \frac{2300 - 2(35 + 15)}{15 - 1} = 157mm$$

Chiều dài của 1 thanh là : $L - 2a_{bv} = 3200 - 2 \times 35 = 3130 mm$

Cốt thép chịu moment M_2 :

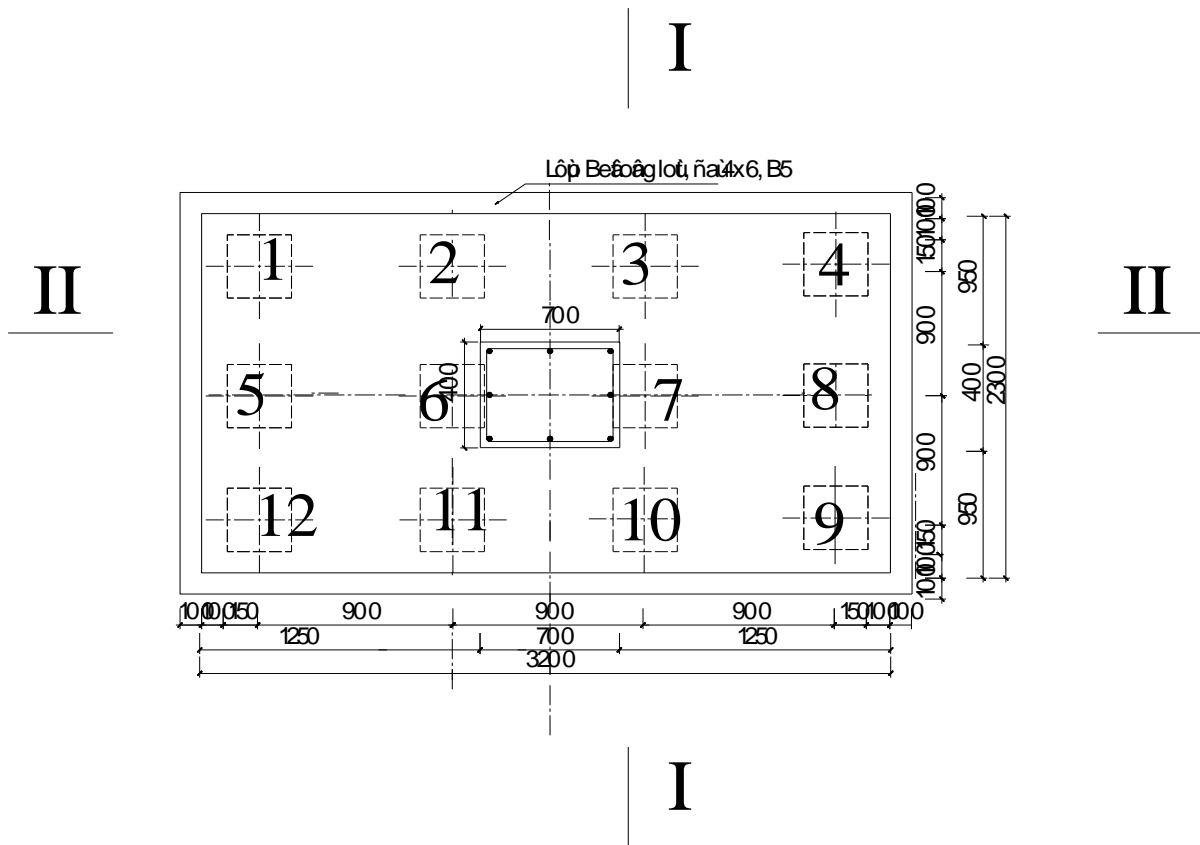
$$F_{at} = \frac{M_{II}}{0,9 \cdot h_o \cdot R_a} = \frac{1081}{0,9 \cdot (1,15 - 0,5 \cdot 0,02) \cdot 280000} = 0,003763 m^2 = 37,63 cm^2$$

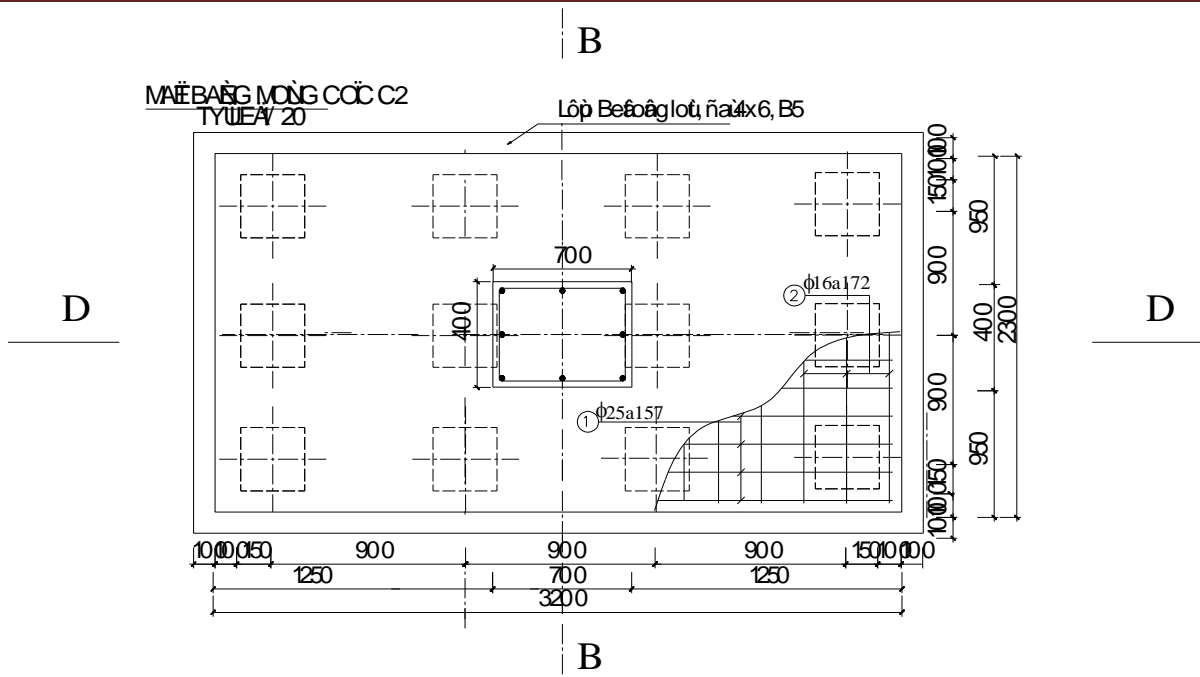
Chọn 19 \varnothing 16 có $F_a = 38,175 cm^2$

Khoảng cách giữa trục các cốt thép cạnh nhau là :

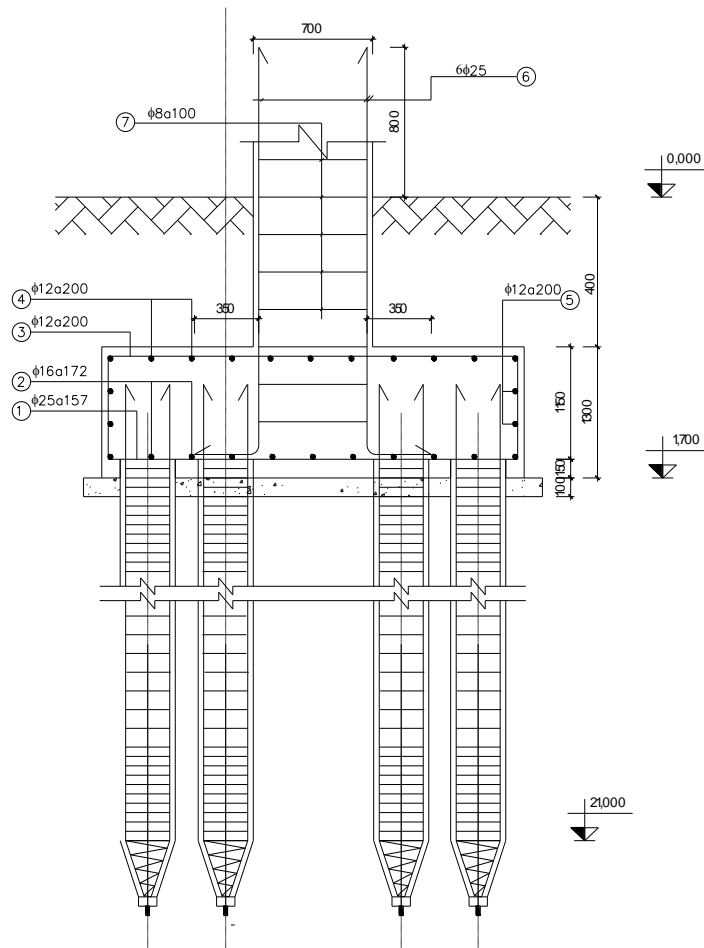
$$a = \frac{b - 2 \cdot (a_{bv} + 15)}{n - 1} = \frac{3200 - 2 \cdot (35 + 15)}{19 - 1} = 172 mm$$

Chiều dài của 1 thanh là : $b - 2a_{bv} = 2300 - 2 \times 35 = 2230 mm$





MÓNG 1 T/L : 1/20 (PHƯƠNG ÁN MÓNG CỌC)



MẶT CẮT C-C