

ĐỒ ÁN NỀN & MÓNG

Đề số:.....

- MỘT SỐ LƯU Ý KHI LÀM ĐỒ ÁN NỀN & MÓNG -

1. Phần thuyết minh tính toán:

- ❖ Ghim tờ ra đề bài cùng chữ ký người hướng dẫn.
- ❖ Mặt bằng công trình (cho phần móng nông) - chỉ photo 1 mặt.
- ❖ Nội dung tính toán cho tất cả các móng được thể hiện trong bản vẽ.
- ❖ Trong thuyết minh, các tính toán phải có hình vẽ minh họa tương ứng. Các hình vẽ minh họa phải ghi đầy đủ kích thước, các nội dung cần thể hiện.

2. Bản vẽ:

2.1 Yêu cầu chung:

- ❖ Bản vẽ cần thống nhất về Font chữ, lưu ý phân biệt các nét vẽ (trục, nét khuất, cốt thép...) và tuân thủ theo quy định chung về một bản vẽ kỹ thuật.
- ❖ Ký hiệu minh họa các lớp đất trong trụ địa chất phải theo tiêu chuẩn (sét, sét pha, cát pha, bùn sét, cát, sạn sỏi...)
- ❖ Bố cục, tỷ lệ các chi tiết trong bản vẽ phải cân đối và hợp lý.
- ❖ Thống kê thép phải đúng và đầy đủ.
- ❖ Toàn bộ kích thước giữa thuyết minh và bản vẽ phải khớp nhau.

a. Phần móng nông: gồm móng đơn và móng băng dưới tường

- Chú ý mặt bằng công trình khác với mặt bằng móng. Các móng trong mặt bằng móng phải vẽ đúng tỷ lệ. Chiều xoay của móng (cạnh dài – cạnh ngắn) phải đặt hợp lý theo phương chịu lực.
- Cốt thép chịu lực bố trí phải phù hợp với kích thước, đúng phương và các quy định chung về thép chịu lực.

b. Phần móng cọc:

- Lựa chọn phương án móng hợp lý và tính toán thiết kế theo phương án đã chọn.
Phương án thi công phải khả thi (ví dụ: cọc không đi qua lớp đất cát trung quá dày...)

2.2 Trình tự đóng thuyết minh:

Bìa “Đồ án môn học Nền & Móng” + Kết quả thông qua đồ án+ Tờ đồ án nền móng (phần Móng Nông) + Mặt bằng công trình + Thuyết minh tính toán móng nông + Tờ đồ án nền móng (phần Móng Cọc đài thấp) + Thuyết minh tính toán móng cọc + Bản vẽ thiết kế móng nông + Bản vẽ thiết kế móng cọc.

3. Lưu ý:

- Không tự ý thay đổi số liệu đề bài, số liệu địa chất, số liệu tải trọng, mặt bằng công trình..., tuyệt đối không nhờ người đi thông qua hộ.
- Bản vẽ đã được sửa trong các lần thông qua trước phải mang theo khi đi bảo vệ.
- Khi đi bảo vệ đồ án phải mang thẻ sinh viên và căn cước công dân.

Sinh viên cần đọc kỹ phần tờ đề này, để có biết cách đóng bìa, đóng quyển cho đúng

- PHẦN MÓNG NÔNG -

I. SỐ LIỆU:

1. Công trình: Số hiệu mặt bằng kiến trúc tầng 1:

Cột C1 tiết diện $l_c \times b_c =$; Tường T3 dày $b_t =$

2. Tải trọng tiêu chuẩn tác dụng dưới chân công trình tại cốt mặt đất:

Cột C1: $N_0 = \dots\dots [kN]$; $M_{0x} = \dots\dots [kNm]$; $M_{0y} = \dots\dots [kNm]$; $Q_{0x} = \dots\dots [kN]$; $Q_{0y} = \dots\dots [kN]$

Tường T3: $N_0 = \dots\dots [kN/m]$; $M_{0y} = \dots\dots [kNm/m]$; $Q_{0y} = \dots\dots [kN/m]$

2. Nền đất:

Chiều sâu mực nước ngầm: $H_{nm} = \dots\dots (m)$

Lớp đất	Số hiệu	Chiều dày (m)
1		
2		
3		

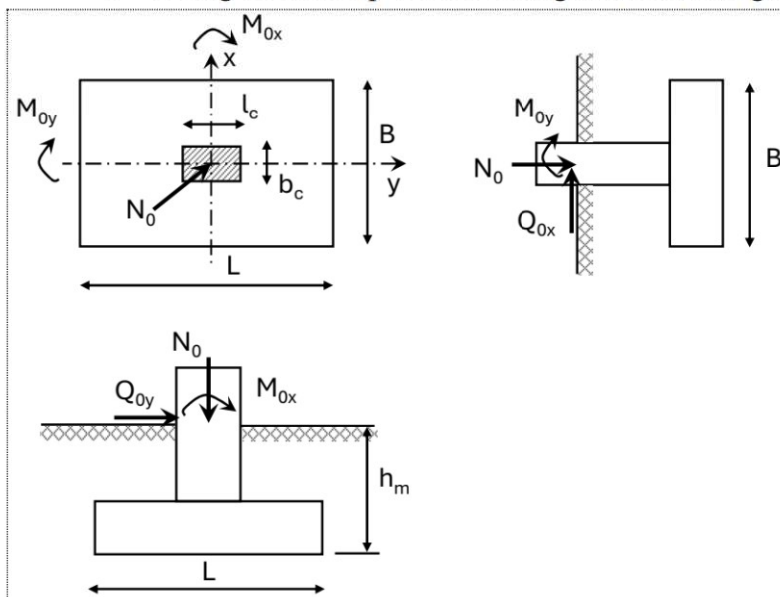
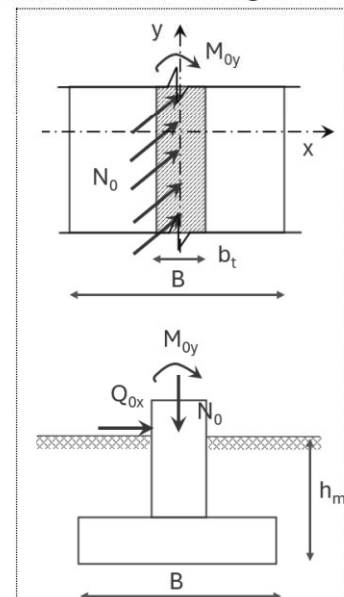
ở đây có moment theo 2 phương, cần vẽ hình cho thật đúng

tại sao móng này lại có chia cho m nhĩ, m ở đây là m rộng hay m gì?

tại sao moment lại chỉ xét theo 1 phương?

II. YÊU CẦU:

- Xử lý các số liệu địa chất, đánh giá điều kiện xây dựng công trình;
- Đề xuất các phương án móng nông khả thi trên nền đất tự nhiên hoặc gia cố và chọn một phương án để thiết kế;
- Thiết kế phương án móng đã chọn:
 - ❖ Thuyết minh tính toán khổ A4 (viết bằng tay).
 - ❖ Bản vẽ khổ giấy A3 kéo dài và đóng vào quyển thuyết minh, trên đó thể hiện:
 - Mặt bằng móng (tỷ lệ từ 1/100 đến 1/200); Trữ địa chất.
 - Các chi tiết móng dưới cột C1 và dưới tường T3 (TL1/15-1/50) và giải pháp gia cố nền nếu có.
 - Các giải pháp cấu tạo móng (giằng, khe lún...)
 - Thống kê cốt thép cho hai móng thiết kế; Các ghi chú cần thiết; Khung tên.



- PHẦN MÓNG CỌC CÓ CỌC CHỊU TẢI TRỌNG DỌC TRỰC -

I. SỐ LIỆU CÔNG TRÌNH:

1. Công trình: Kích thước cột $l_c \times b_c =$;

2. Tải trọng tiêu chuẩn dưới chân công trình tại cốt mặt đất:

$N_0 = \dots\dots\dots$ [kN] ; $M_{0x} = \dots\dots\dots$ [kNm] ; $M_{0y} = \dots\dots\dots$ [kNm] ; $Q_{0x} = \dots\dots\dots$ [kN] ; $Q_{0y} = \dots\dots\dots$ [kN]

3. Nền đất:

Lớp đất	Số hiệu	Chiều dày (m)
1		
2		
3		
4		

II. YÊU CẦU:

- Xử lý các số liệu địa chất; đánh giá điều kiện xây dựng công trình;
- Đề xuất phương án móng cọc đài thấp khả thi và chọn một phương án để thiết kế;
- Thiết kế phương án móng đã chọn:
 - ❖ Thuyết minh tính toán khổ A4 (*viết bằng tay*).
 - ❖ Bản vẽ khổ giấy A3 kéo dài và đóng vào quyển thuyết minh, trên đó thể hiện:
 - Trữ địa chất.
 - Chi tiết cấu tạo cọc (tỷ lệ 1/20 – 1/10), chi tiết đài cọc (tỷ lệ từ 1/50 – 1/30).
Bảng thống kê cốt thép đài, thép cọc; các ghi chú cần thiết.

- PHẦN HỆ SỐ TÍNH TOÁN THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN -

Tải trọng công trình			Đất nền		
Thông số tải trọng công trình	Hệ số an toàn về tải trọng		Thông số	Hệ số an toàn về đất	
	TTGH1	TTGH2		TTGH1	TTGH2
N (Lực dọc)	1.20	1.0	γ (Dung trọng của đất)	1.1 và 0.9	1.0
M (Moment)	1.20	1.0	c (Lực dính)	1.2	1.1
Q (Lực cắt)	1.20	1.0	$\tan\varphi$ (φ : góc ma sát trong)	1.2	1.1
			E (Mô đun biến dạng)	1.0	1.0

Các hệ số khác và các giá trị giới hạn khi tính toán, ví dụ hệ số về sức chịu tải của nền đất và của cọc, độ lún cho phép; độ chênh lún cho phép... sinh viên lấy theo các quy định trong tiêu chuẩn liên quan với sự hướng dẫn của giảng viên.

Người hướng dẫn

Đọc phần thuyết minh tính toán cho từng lời giải dưới đây, rồi trả lời câu hỏi: vậy c1, phi1 HẦU NHƯ không dùng tới ?!

Trường hợp đệm cát: cần kiểm tra lớp dưới đệm cát, thì cũng sẽ dùng tới điều kiện áp lực khổng chế chứ không dùng Terzaghi, vì còn phải tính toán lún cho lớp đất đó nữa.

KẾT QUẢ THÔNG QUA ĐỒ ÁN

Họ và tên:..... MSSV:..... Lớp quản lý:..... Lớp môn học:.....

TT	Ngày thông qua	Phần thông qua	Nội dung cần thông qua	Điểm QT	Thầy hướng dẫn
1					
2					
3					
4					

Lưu ý: Sinh viên không được làm mất tờ này. Phải đóng vào trong thuyết minh đồ án (theo trình tự đã quy định bên trên).

Phạm Thế Anh: kiểm ngày 24.05.2025
Nội dung: còn sai sót, người dùng cần
đọc hiểu cẩn thận, chu đáo khi sử dụng.

Hướng dẫn: Phạm Thế Anh
Bộ môn Cơ học đất - Nền móng, ĐHXD HN

PHẦN MÓNG ĐƠN DƯỚI CỘT

I. SỐ LIỆU ĐẦU VÀO

I.1. Thông tin về công trình

Mặt bằng kiến trúc tầng 1 của công trình: 3

Cột C1: $l_c b_c = 25 \times 22$ cm = 0.25x0.22 m

Tường bê tông cốt thép T3 dày: $b_t = 20$ cm

I.2. Tải trọng công trình

Tải trọng tác động dưới chân công trình tại cốt mặt đất, tại chân cột C1 và tường T3:

Tải trọng chân cột C1 như sau:

	n	N_o (kN)	M_{ox} (kNm)	M_{oy} (kNm)	Q_{ox} (kN)	Q_{oy} (kN)
Tải trọng tiêu chuẩn (lấy từ đề bài)		419	56	26	11	9
Tải trọng tính toán theo TTGH 1	1.2	502.8	67.2	31.2	13.2	10.8
Tải trọng tính toán theo TTGH 2	1	419	56	26	11	9

Tải trọng dưới tường T3 như sau:

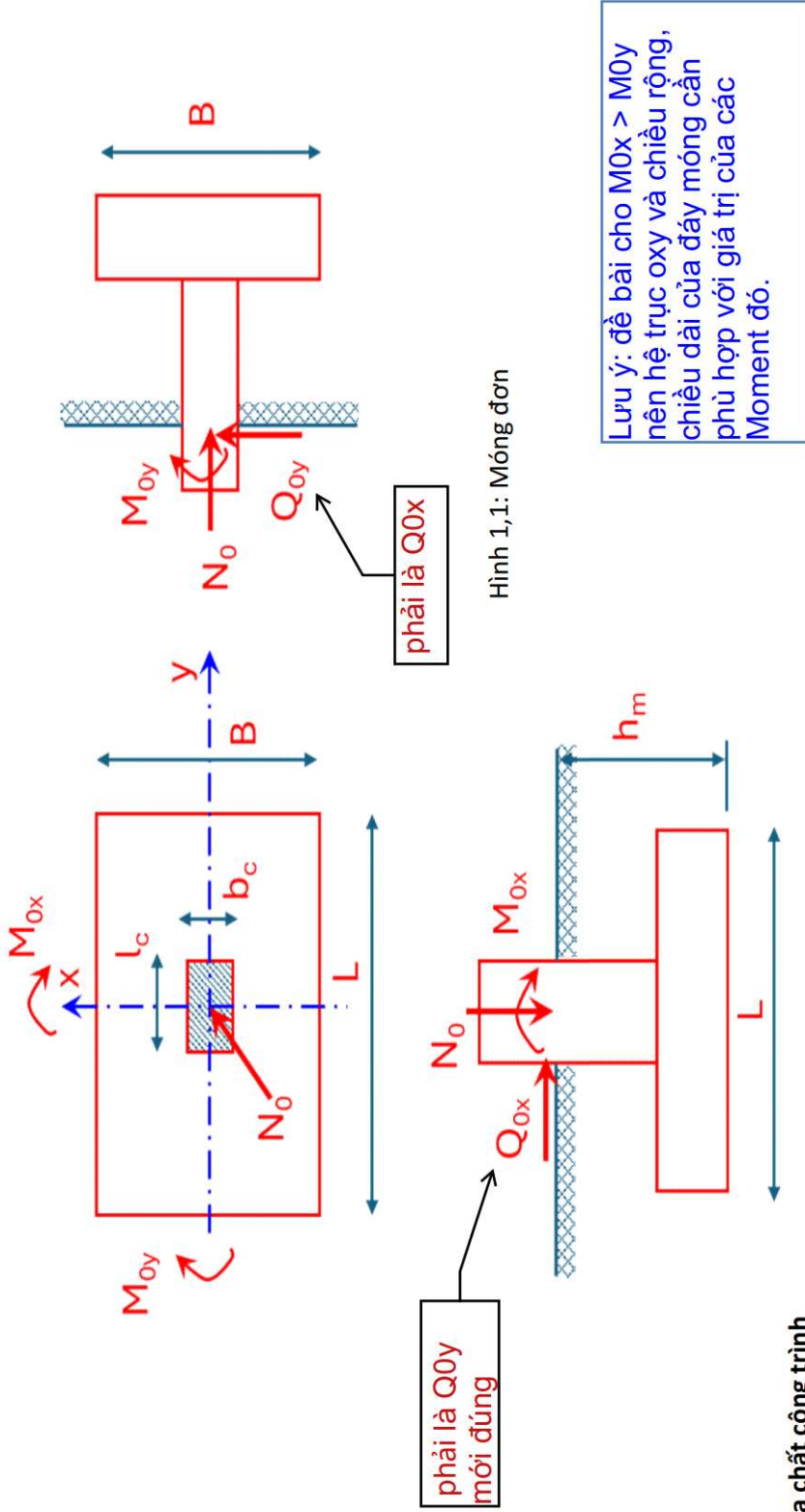
	n	N_o (kN/m)	M_{oy} (kN/m)	Q_{ox} (kN/m)
Tải trọng tiêu chuẩn		171	19	10
Tải trọng tính toán theo TTGH 1	1.2	205.2	22.8	12.0
Tải trọng tính toán theo TTGH 2	1	171	19	10

Trong đó: n hệ số an toàn riêng phần

đơn vị sai?

cần đánh số trang
ở cuối cho từng tờ
viết

1



I.3 . Tài liệu địa chất công trình

Phương pháp khảo sát:

- Khoan lấy mẫu thí nghiệm
- Thí nghiệm tại hiện trường: CPT, SPT

Tại vị trí xây dựng công trình, nền đất gồm các lớp đất theo thứ tự từ mặt đất xuống như sau:

Lớp đất	Số hiệu	Chiều dày (m)
1	3	1.5
3	102	Rất dày

- Chiều sâu mực nước ngầm: $H_{mn} =$

4.5 m

Từ số liệu địa chất được giao, thông tin chi tiết và xử lý số liệu được thể hiện như ở phần dưới đây.

a, Lớp 1:

Lớp đất	Số hiệu	Chiều dày (m)										
1	3	1.5										
W	W _{ch}	W _d	γ	Δ	φ	c	Kết quả TN nén ép e-p với p (kN/m ²)				q _c	E
%	%	%	kN/m ³			kN/m ²	50	100	150	200	kN/m ²	kN/m ²
40.5	37.4	32.7	16.5	2.68	0°00'	10	-	-	-	-	520	1900
γ	γ ^I	γ ^{II}	φ	φ ^I	φ ^{II}	c	c ^I	c ^{II}				
n=1.1	n=1.1	n=1		n=1.2	n=1.1		n=1.2	n=1.1				
kN/m ³	kN/m ³	kN/m ³	độ	độ	độ	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²				
16.5	15.00	16.50	0	0.00	0.00	10	8.33	9.09				

Sinh viên phải trình bày giải thích cách tìm ra giá trị phi_I và phi_II

lưu ý cách tính đúng giá trị của phi theo từng TTGH từ giá trị tiêu chuẩn cho trong đề bài.

- Tên đất
- + Chỉ số dẻo: $A = W_{ch} - W_d = 4.7 \%$ → đất á cát
- Trạng thái của đất
- + Độ sệt: $B = \frac{W - W_d}{W_{ch} - W_d} = 1.66$ → đất ở trạng thái chảy
- Các chỉ tiêu vật lý khác

	Công thức	Kết quả
Trọng lượng riêng khô (kN/m ³)	$\gamma_k = \frac{\gamma}{1 + W}$	11.74
Hệ số rỗng	$e_0 = \frac{\Delta \gamma_o (1 + W)}{\gamma} - 1$	1.28
Độ rỗng	$n = \frac{e}{1 + e}$	0.56
Mức bão hòa	$G = \frac{\Delta W}{e}$	0.85
Trọng lượng riêng bão hòa (kN/m ³)	$\gamma_{bh} = \frac{\gamma}{(1+W)} (1 - \frac{\gamma_o}{\Delta \gamma_o}) + \gamma_o$	17.36
Trọng lượng riêng đẩy nổi (kN/m ³)	$\gamma_{dn} = \gamma_{bh} - \gamma_n$	7.36

- Đặc trưng cơ học của đất

+ Đặc trưng kháng xuyên tĩnh:

+ Đặc trưng kháng xuyên tiêu chuẩn:

* Nhận xét:

$q_c = 520 \text{ kN/m}^2$
 $N = 2$

Lớp đất 1 là cát pha ở trạng thái chảy có các chỉ tiêu cơ lý $\phi = 0$, $c = 10 \text{ kN/m}^2$, $e_0 = 1.28 \dots \rightarrow$ tính chất xây dựng kém.

b, Lớp 2:

Lớp đất	Số hiệu	Chiều dày (m)											
2	45	3.9											
W	W _{ch}	W _d	γ	Δ	φ	c	Kết quả TN nén ép e-p với p (kN/m ²)				q _c	N	E
%	%	%	kN/m ³			kN/m ²	50	100	150	200	kN/m ²		kN/m ²
31.5	46.6	24.5	18.6	2.69	14°19'	24	0.857	0.825	0.798	0.776	1700	12	10000
γ	γ ^I	γ ^{II}	φ	φ ^I	φ ^{II}	c	c ^I	c ^{II}					
	n=1.1			n=1.2	n=1.1	n=1.2	n=1.1						
kN/m ³	kN/m ³	kN/m ³	độ	độ	độ	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²					
18.6	16.91	18.60	14.33	12.02	13.07	24	20.00	21.82					

- Tên đất

+ Chỉ số dẻo:

$$A = W_{ch} - W_d = 22.1 \%$$

$\rightarrow$ đất sét

- Trạng thái của đất

+ Độ sệt:

$$B = \frac{W - W_d}{W_{ch} - W_d} = 0.32$$

$\rightarrow$ đất ở trạng thái dẻo

- Các chỉ tiêu vật lý khác

	Công thức	Kết quả
Trọng lượng riêng khô (kN/m ³)	$\gamma_k = \frac{\gamma}{1 + W}$	14.14
Hệ số rỗng	$e = \frac{\Delta \gamma_o (1 + W)}{\gamma} - 1$	0.90
Độ rỗng	$n = \frac{e}{1 + e}$	0.47
Mức bão hòa	$G = \frac{\Delta W}{e}$	0.94

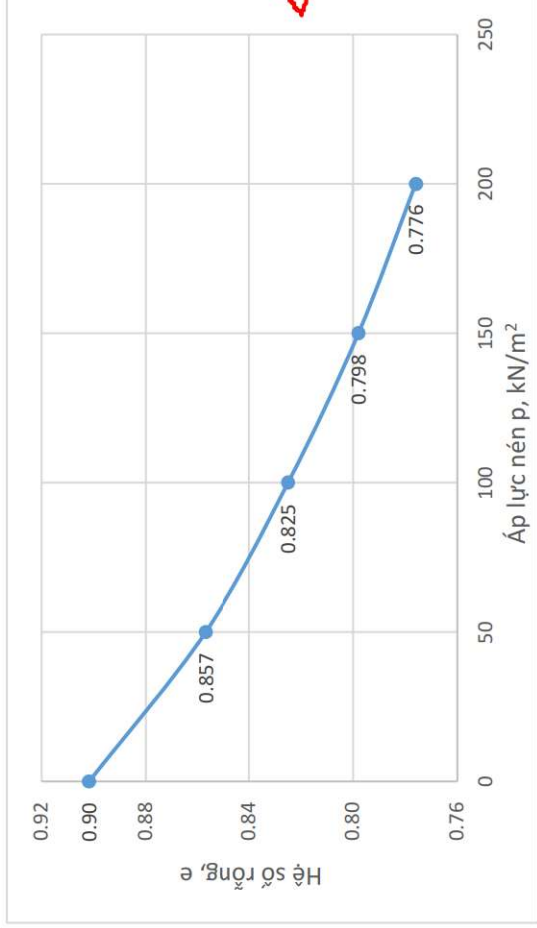
Trọng lượng riêng bão hòa (kN/m^3)	$\gamma_{bh} = \frac{\gamma}{(1+w)}(1 - \frac{\gamma_o}{\Delta\gamma_o}) + \gamma_o$	18.89
Trọng lượng riêng đẩy nổi (kN/m^3)	$\gamma_{dn} = \gamma_{bh} - \gamma_n$	8.89

-Biểu đồ e-p thể hiện ở hình 1.2.

+ Hệ số nén lún:
$$a_{12} = \frac{e_{100} - e_{200}}{200 - 100} = 0.00049 \quad (\text{m}^2/\text{kN})$$

+ Bảng kết quả nén ép với p (kN/m^2)

P	0	50	100	150	200
e	0.90	0.857	0.825	0.798	0.776



Thầy đã up file excel sẵn lên googledrive

Các em vẽ trên excel rồi đồ lại lên giấy viết của mình.

Gợi ý: cho tờ giấy lên màn hình máy tính để tô lại

Hình 1.2. Biểu đồ thí nghiệm nén một chiều lớp đất 2

- Đặc trưng cơ học của đất

+ Đặc trưng kháng xuyên tĩnh:

+ Đặc trưng kháng xuyên tiêu chuẩn:

* Nhận xét:

$$q_c = 1700 \quad \text{kN/m}^2$$
$$N = 12$$

Lớp đất 2 là sét pha ở trạng thái dẻo có các chỉ tiêu cơ lý $\phi=14^\circ$, $c=24\text{kN/m}^2$, $e_0=0.9...$ → Tính chất xây dựng trung bình tốt hơn lớp đất 1.

c, Lớp 3:

Lớp đất		Số hiệu	Chiều dày (m)								
3	102		rất dày								
Thành phần hạt (%) tương ứng với các cỡ hạt											
Hạt sỏi		Hạt cát					Hạt sét	W			
		thô	to	vừa	nhỏ	mịn					
>10	10-5	5-2	2-1	1-0.5	0.5-0.25	0.25-0.1	0.1-0.05	0.05-0.01	0.01-0.002	<0.02	%
			16	35.5	14.5	15	7.5	8	3.5		16.5
γ	γ ^I	γ ^{II}	φ	φ ^I	φ ^{II}	γ	Δ	φ	q _c	N	
	n=1.1	n=1									
kN/m ³	kN/m ³	kN/m ³	độ	độ	độ	kN/m ³		độ	kN/m ²		
19.4	17.64	19.40	34.83	30.11	32.32	19.4	2.64	34"50'	9500	28	

Nhận xét: Lượng hạt có cỡ > 0,5 mm chiếm 35,5+16=51,5% >50% → cát thô

- Trạng thái của đất

Với kết quả SPT: N=28 ta tra bảng được

→ Đất cát thô ở trạng thái chặt vừa

- Các chỉ tiêu vật lý khác

	Công thức	Kết quả
Trọng lượng riêng khô (kN/m ³)	$\gamma_k = \frac{\gamma}{1 + W}$	16.65
Hệ số rỗng	$e = \frac{\Delta \gamma_o (1 + W)}{\gamma} - 1$	0.59
Độ rỗng	$n = \frac{e}{1 + e}$	0.37
Mức bão hòa	$G = \frac{\Delta W}{e}$	0.74
Trọng lượng riêng bão hòa (kN/m ³)	$\gamma_{bh} = \frac{\gamma}{(1+W)} (1 - \frac{\gamma_o}{\Delta \gamma_o}) + \gamma_o$	20.34
Trọng lượng riêng đẩy nổi (kN/m ³)	$\gamma_{dn} = \gamma_{bh} - \gamma_n$	10.34

- Các đặc trưng cơ học của đất

+ Đặc trưng kháng xuyên tĩnh:

$q_c = 9500 \text{ kN/m}^2$

+ Đặc trưng kháng xuyên tiêu chuẩn:

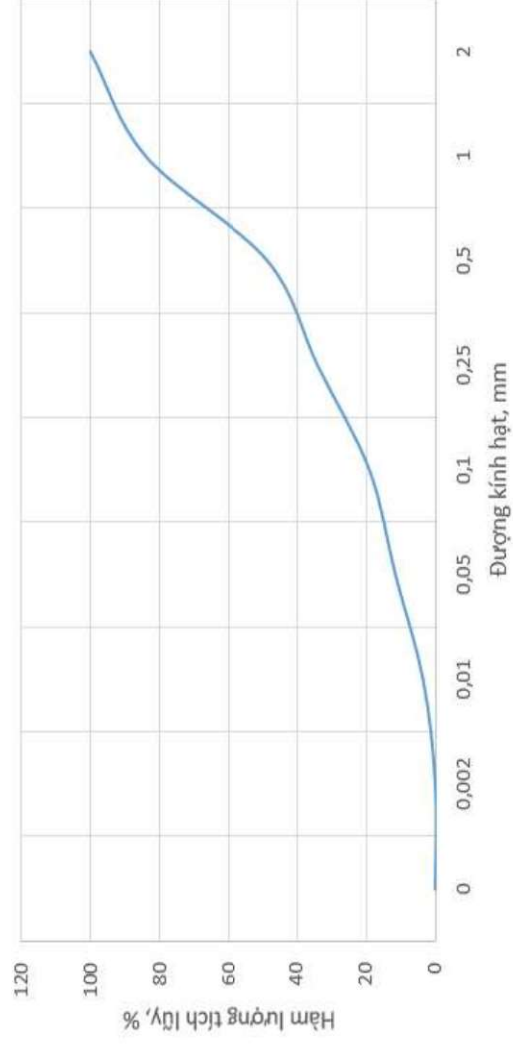
$N = 28$

→ Mô đun biến dạng với lớp đất ở trạng thái chặt vừa :

$E_0 = \alpha \cdot q_c = 2 \cdot 9500 = 19000 \text{ kN/m}^2$ (ứng với cát thô, chặt vừa $\alpha = 1-3$).

Bảng thành phần hạt

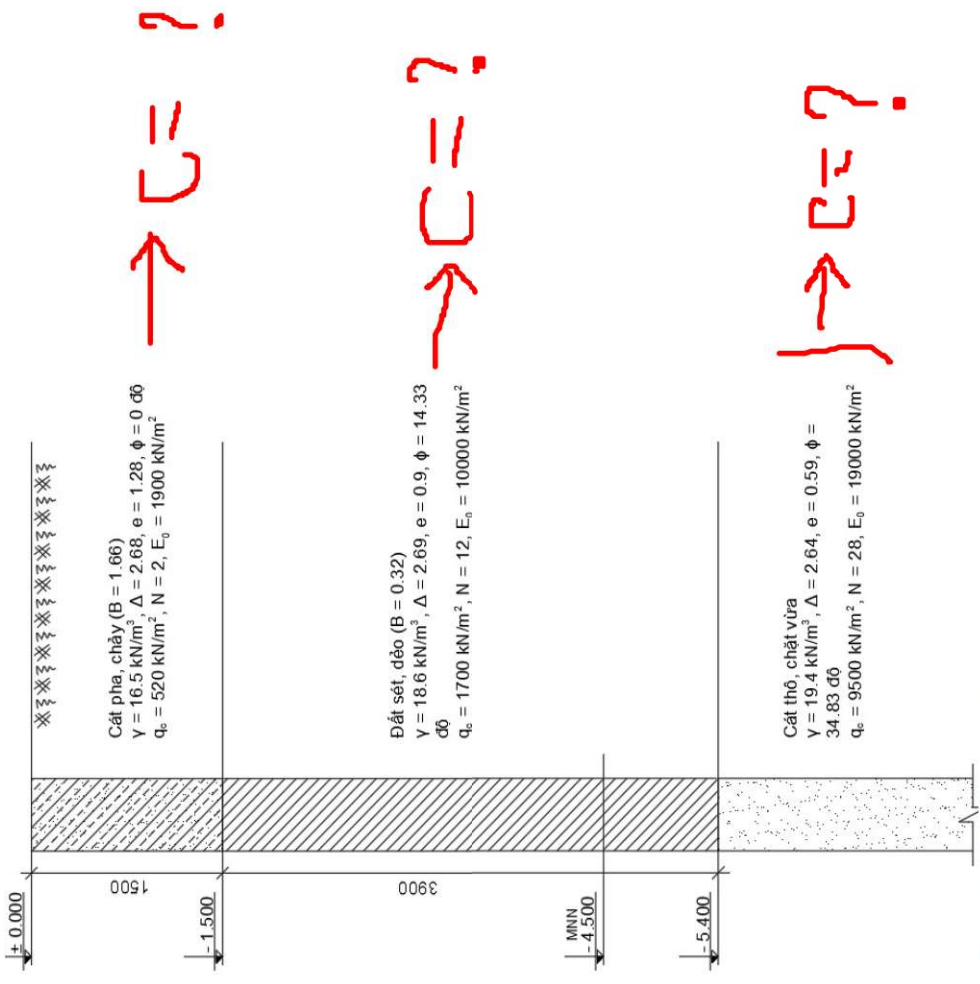
d (mm)	0	0.25	0.5	1	2	5
p (%)	0	34	48.5	84	100	100



Hình 1.3. Biểu đồ thành phần hạt lớp đất 3

Kết quả xử lý địa chất được thể hiện thông qua trụ địa chất như sau:

Từ các số liệu xử lý bên trên, Trụ địa chất được thể hiện như hình 1.4:



Hình 1.4. Trụ địa chất khu vực xây dựng

TCVN 9362

I.4 Tiêu chuẩn xây dựng và phương pháp tính toán Nền và tính toán Móng

Tiêu chuẩn + Phương pháp hệ số an toàn riêng phần (phương pháp trạng thái giới hạn).

- Độ lún cho phép đối với nhà dân dụng $S_{gh} = 10\text{cm}$ và chênh lún tương đối cho phép $\Delta S/L = 0.5\%$
- Phương pháp tính toán là phương pháp ~~hệ số an toàn riêng phần~~ (phương pháp trạng thái giới hạn)

II. PHƯƠNG ÁN NỀN VÀ PHƯƠNG ÁN MÓNG

II.1. Phương án về chiều sâu đặt móng

- Tải trọng công trình trung bình ($N=500\text{ kN}$), nền đất lớp trên cùng dày **1.5m** là đất cát pha ở trạng thái chảy yếu.
- Lớp đất thứ 2 là đất sét dày **3.9m** trạng thái dẻo là lớp đất có tính chất trung bình tốt hơn lớp đất 1.
- Lớp đất thứ 3 là đất cát thô rất dày có tính chất xây dựng tốt

→ Tải trọng công trình không lớn ($N_0 = 514,8\text{ kN}$). Vì vậy đề xuất phương án móng nông trên nền tự nhiên, đặt móng ở lớp thứ 2.

h_m - Tính từ mặt đất tới đáy móng (không kể lớp BT lót).

Móng đặt trên lớp thứ 2, Chọn $h_m = 1.5\text{ m}$

Móng nằm trên mực nước ngầm, độ sâu mực nước ngầm $H_{mn} = 4.5\text{ m}$

II.2. Phương án về vật liệu sử dụng cho thiết kế

- Móng đơn dưới cột, móng băng dưới tường làm bằng vật liệu BTCT.
- Các tường chèn, bao che có thể dùng móng gạch hay đầm giằng để đỡ.
- Các khối nhà có tải chênh lệch được tách ra bởi khe lún.

Vật liệu móng, giằng

- Chọn bê tông:	B20				
Rb =	11.5	MPa	11500	kN/m^2	
Rbt =	0.9	MPa	900	kN/m^2	
Rb,ser =	15	MPa	15000	kN/m^2	
Rbt,ser =	1.35	MPa	1350	kN/m^2	
- Chọn cốt thép:					
$\phi \leq 10$	CBT240-T				
Rsw =	170	MPa	170000	kN/m^2	
Rs =	210	MPa	210000	kN/m^2	
$\phi > 10$	CBT300-V				
Rsc =	260	MPa	260000	kN/m^2	
Rs =	260	MPa	260000	kN/m^2	

Nếu sinh viên dùng móng trên đệm cát thì cần tiến hành tính toán theo như được hướng dẫn trong giáo trình và bài giảng.
Sinh viên cần đọc hiểu và chuẩn bị làm khi làm phương án của mình là móng nông đặt trên đệm cát

- Bê tông lót: Bê tông nghèo, mác M100#, dày 10cm
- Lớp bảo vệ cốt thép đáy móng dày 5cm.

III. TÍNH TOÁN KÍCH THƯỚC MÓNG ĐƠN M1 VÀ CHỌN KÍCH THƯỚC MÓNG M2

III.1. Chọn kích thước đáy móng, chiều cao móng

Ký hiệu móng đơn dưới cột C1, C2 là M1, M2; móng băng dưới tường T3 là M3.

- Thoạt tiên, chọn kích thước móng M1:

độ lệch tâm $e = M_0/N_0 =$	0.13
$b =$	1.7 m
$l =$	2 m
$h =$	0.4 m
$\alpha = l/b =$	1.18

- Chọn kích thước móng M2 (chọn giống M1, không cần tính toán):

$b =$	1.7 m
$l =$	2 m
$h =$	0.4 m

- Chọn kích thước móng M3 (móng dưới tường):

$b =$	1.3 m
$h_m =$	1.5 m
$h =$	0.4 m

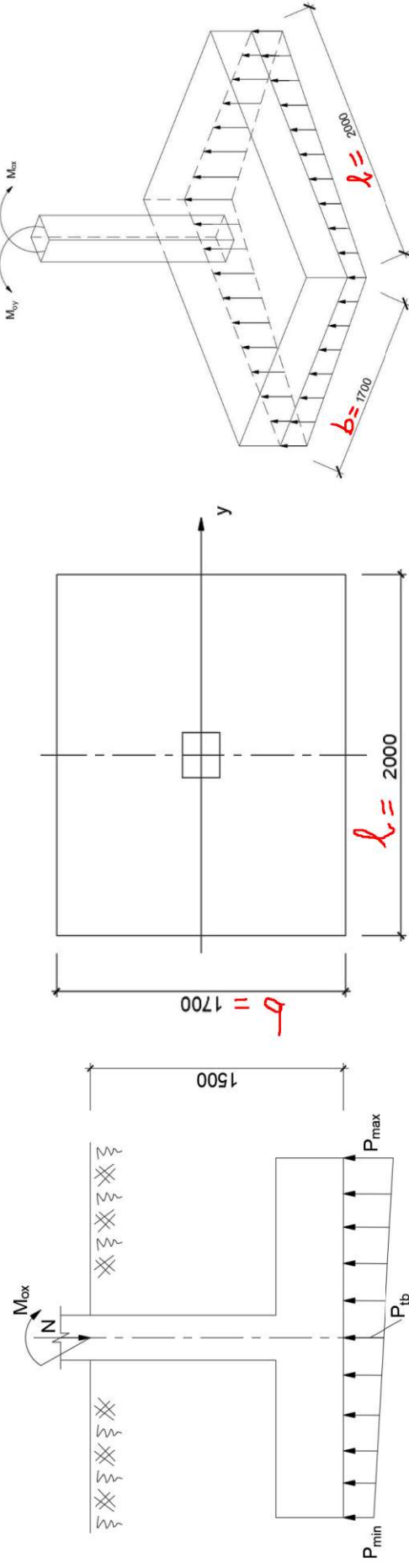
Yêu cầu sinh viên: Bổ sung một mục trước mục III này, có thể đặt tên mục là "Trình tự logic tính toán móng nông". Trong mục này sinh viên cần phải:

1. Trình bày trình tự tính toán móng đơn bằng sơ đồ khối (block diagram)
2. Trình bày trình tự tính toán móng băng bằng sơ đồ khối (block diagram)
3. Cũng tại mục này, cần giải thích rõ:
 - giải thích rõ cách làm thử dần là như nào, cách làm này sẽ áp dụng vào những thông số nào của móng?
 - tại sao phải thỏa mãn điều kiện không chế áp lực dưới đáy móng?

Lưu ý: Với trường hợp cần lựa chọn đệm cát thì trình tự tính toán sẽ có chút khác biệt.

III.2. Áp lực và phản lực dưới đáy móng M1

- Giả thiết móng đơn dưới cột là móng cứng.
- Áp lực tiếp xúc dưới đáy móng được biểu diễn như hình 3.1.



Hình 3.1: Áp lực tiếp xúc dưới móng đơn

- Áp lực tiếp xúc dưới đáy móng theo TTGH1.

$$p_{tb,d1}^I = \frac{N_0}{l * b} + \gamma_{tb} * h_m = 177.88 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{Max,d1}^I = p_{tb,d1}^I + \frac{6 * M_x^I}{l * b^2} + \frac{6 * M_y^I}{b * l^2} = 275.17 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{Min,d1}^I = p_{tb,d1}^I - \left(\frac{6 * M_x^I}{l * b^2} + \frac{6 * M_y^I}{b * l^2} \right) = 80.60 \text{ kN/m}^2$$

→ Áp lực dưới đáy móng đều lớn hơn 0

ở đây đang bị lẫn lộn phương chiều, cạnh dài ngắn ...

$$\frac{M_x}{l^2 \times b} ; \frac{M_y}{l \times b^2}$$

Xem lại sơ đồ khối vẽ ở trên, và suy ngẫm rồi tự trả lời : các giá trị áp lực tiếp xúc dưới đáy móng tính theo TTGH1 có được sử dụng vào tính toán/kiểm tra nào không?

- Áp lực tiếp xúc dưới đáy móng theo TTGH2.

$$P_{tx}^{II} = \frac{N_0}{l * b} + \gamma_{tb} * h_m = 153.24 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{Max,d2}^{Mx} = P_{tx}^{II} + \frac{6 * M_x^{II}}{l * b^2} = 211.37 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{Max}^{II} = P_{tx}^{II} + \frac{6 * M_x^{II}}{l * b^2} + \frac{6 * M_y^{II}}{b * l^2} = 234.31 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{Min}^{II} = P_{tx}^{II} - \left(\frac{6 * M_x^{II}}{l * b^2} + \frac{6 * M_y^{II}}{b * l^2} \right) = 72.16 \text{ kN/m}^2$$

→ Áp lực gây lún dưới đáy móng:

$$p_{gl} = p^{II} - \gamma^{II} * h_m = 125.34 \text{ kN/m}^2$$

Áp lực không chế R_{d2}

$$R_{d2} = \frac{m_1 * m_2}{k_{tc}} (A * b * \gamma_{d2} + B * h_m * \gamma_{s,d2} + D * c_{d2})$$

Trong đó m_1, m_2 lần lượt là hệ số điều kiện làm việc của nền đất và hệ số điều kiện làm việc của nhà hoặc công trình k_{tc} hệ số tin cậy (bằng 1 khi có thí nghiệm đất trực tiếp)

A, B, D hệ số không thứ nguyên phụ thuộc vào góc ma sát φ_{d2}

b bề rộng đáy móng

h_m chiều sâu đặt móng

$\gamma_{s,d2}$ trọng lượng riêng có lợi của đất trên đáy móng

$\gamma_{d2}, c_{d2}, \varphi_{d2}$ trọng lượng riêng có lợi, lực dính, góc ma sát trong của đất dưới đáy móng

$$m1 = 1.2 \quad \leftarrow \text{OK}$$

$$m2 = 1$$

$$k_{tc} = 1$$

$$\gamma_{s,d2} = 16.50 \text{ kN/m}^3$$

$$\rightarrow R_{d2} = 201.12 \text{ kN/m}^3$$

$$A = 0.3$$

$$B = 2.21$$

$$D = 4.74$$

$$\gamma_{d2} = 18.60 \text{ kN/m}^3$$

Sai, lộn Mx My với b, l như nêu ở trang trên.
Ngoài ra cần tính thêm áp lực lớn nhất theo My nữa.

III.3. Kiểm tra kích thước đáy móng M1 theo TTGH2

Kiểm tra sức chịu tải của nền →

- Giả thiết mặt đất nằm ngang. Điều kiện kiểm tra:

$P_{tb, d2} \leq R_{d2}$	153.24	kN/m^2	$\leq$	201.12	kN/m^2
$p_{\max, d2} \leq 1.2R_{d2}$	211.37	kN/m^2	$\leq$	241.35	kN/m^2
$p_{\max, d2} \leq 1.5R_{d2}$	234.31	kN/m^2	$\leq$	301.68	kN/m^2

→ Thỏa mãn điều kiện kiểm tra
Điều kiện kinh tế:

$$\frac{1.2 * Rd2 - p_{\max, d2}}{1.2 * Rd2} * 100\% = 2.92 \quad \% < 10\%$$

→ Đáy móng thỏa mãn điều kiện kinh tế

→ Lớp đất thứ 2 đủ sức chịu tải, kích thước b, l đã lựa chọn là hợp lý về mặt điều kiện áp lực khổng chế. Mặt khác, do nền là nền đất nên theo TCVN 9362 không cần tính toán kiểm tra sức chịu tải của nền.

III.4. Kiểm tra biến dạng của nền đất theo TTGH2

- Điều kiện kiểm tra $s \leq [S]$

Trong đó: $[S] = 10 \text{ cm}$

S: độ lún của nền tính với thông số ở TTGH2

- Sử dụng phương pháp cộng lún từng lớp để tính độ lún cuối cùng (hay còn gọi là độ lún cuối cùng) của móng.

- Chia nền làm nhiều lớp có chiều dày $h_i \leq b/4$

$$b = 1.7 \text{ m} \quad \rightarrow b/4 = 0.425 \text{ m}$$

$$\rightarrow \text{Chọn } h_i = 0.3 \text{ m}$$

- Tại điểm z có ứng suất bản thân gấp 5 lần (10 lần với đất yếu) ứng suất do tải trọng công trình gây ra thì ngừng kiểm tra lún.

- Độ lún của nền được tính theo công thức:

+ Với loại đất có kết quả thí nghiệm nén ép e-p:

$$S = \sum S_i = \sum \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}} h_i$$

Trong đó: e_{1i} : hệ số rỗng của đất trước khi có tải trọng công trình.

e_{2i} : Hệ số rỗng của đất sau khi chịu tải trọng công trình.

Cần bổ sung kiểm tra với giá trị áp lực lớn nhất theo My với R_{d2} nữa.

+ Với loại đất không có kết quả thí nghiệm nén ép e-p:

$$S = \Sigma S_i = \Sigma \frac{\beta_i}{E_{0i}} * \sigma_i^{gl} * h_i$$

Trong đó:

$$\beta_i = 1 - \frac{2\mu_{0i}^2}{1 - \mu_{0i}}$$

$$\sigma_i^{gl} = \frac{\sigma_{i-1}^{Pgl} + \sigma_i^{Pgl}}{2}$$

- Áp lực gây lún dưới mức đáy móng (đã tính ở mục III.2) là: 125.34 kN/m2

Bảng 3.1: Kết quả tính lún

	$V^II, \text{kN/m}^3$	H_i, m	H, m	Z_0, m	$\sigma'_{bv}, \text{kN/m}^2$	$P_{1i}, \text{kN/m}^2$	z/b	k_i	$\sigma_{gi}, \text{kN/m}^2$	$\sigma_{gl, \text{btr}}, \text{kN/m}^2$	$P_{2i}, \text{kN/m}^2$	e_{1i}	e_{2i}	S_i, m
Lớp đất 2	18.6	0	1.5	0	27.90		0.00	1	125.34					
	18.6	0.3	1.8	0.3	33.48	30.69	0.18	0.9738	122.06	123.70	154.39	0.874	0.796	0.013
	18.6	0.3	2.1	0.6	39.06	36.27	0.35	0.8656	108.49	115.27	151.54	0.869	0.797	0.012
	18.6	0.3	2.4	0.9	44.64	41.85	0.53	0.7105	89.05	98.77	140.62	0.864	0.803	0.010
	18.6	0.3	2.7	1.2	50.22	47.43	0.71	0.5606	70.26	79.66	127.09	0.859	0.810	0.008
	18.6	0.3	3	1.5	55.80	53.01	0.88	0.4399	55.13	62.70	115.71	0.855	0.817	0.006
	18.6	0.3	3.3	1.8	61.38	58.59	1.06	0.3479	43.60	49.37	107.96	0.852	0.821	0.005
	18.6	0.3	3.6	2.1	66.96	64.17	1.24	0.2785	34.91	39.25	103.42	0.848	0.823	0.004
	18.6	0.3	3.9	2.4	72.54	69.75	1.41	0.2261	28.34	31.62	101.37	0.844	0.824	0.003
	18.6	0.3	4.2	2.7	78.12	75.33	1.59	0.1866	23.38	25.86	101.19	0.841	0.824	0.003
	18.6	0.3	4.5	3	83.70	80.91	1.76	0.1561	19.57	21.47	102.38	0.837	0.824	0.002
	8.89	0.3	4.8	3.3	86.37	85.03	1.94	0.1322	16.57	18.07	103.10	0.835	0.823	0.002
Lớp 3	8.89	0.3	5.1	3.6	89.03	87.70	2.12	0.1020	12.79	14.68	102.38	0.833	0.824	0.001
	8.89	0.3	5.4	3.9	91.70	90.36	2.29	0.0909	11.39	12.09	102.46	0.831	0.824	0.001
	10.34	0.3	5.7	4.2	94.80		2.47	0.0812	10.18	10.79		19000		0.00014

- Tổng độ lún:

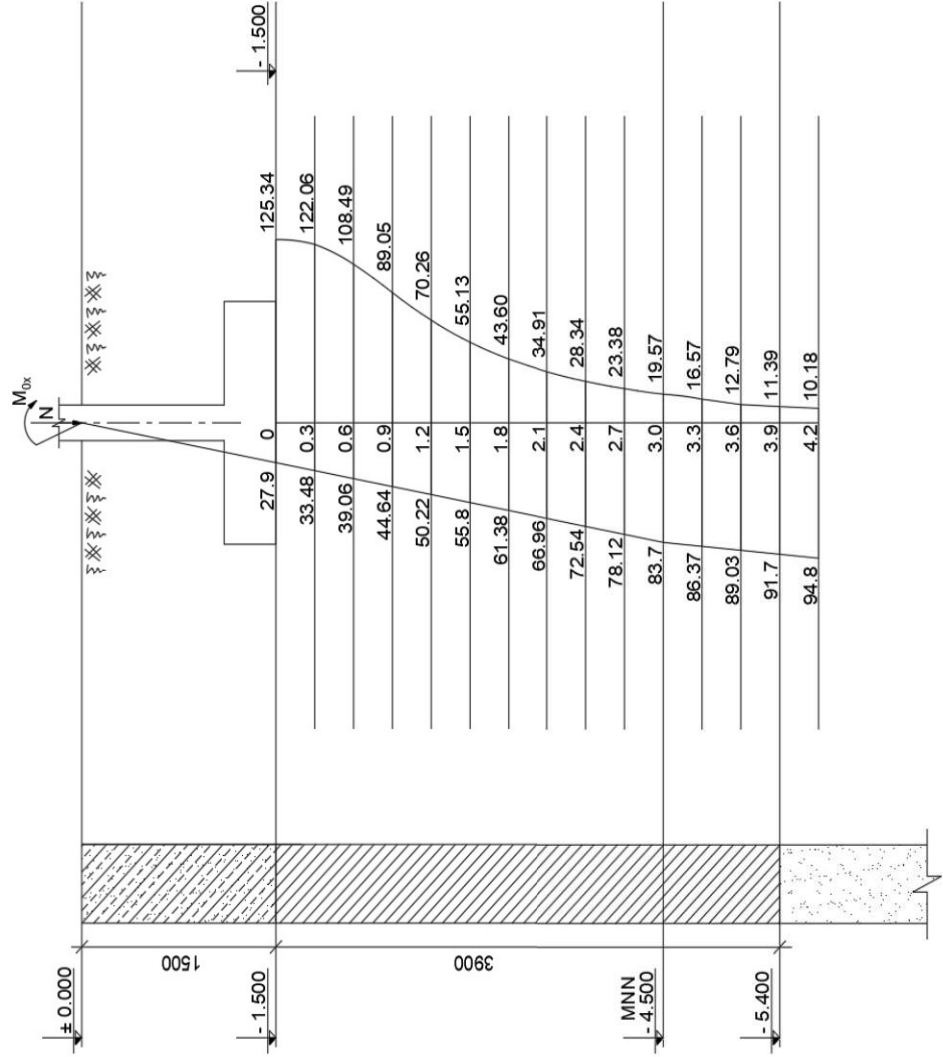
$S = \Sigma S_i =$ **6.993 (cm)** $\rightarrow S < [S] = 10 \text{ cm}$

(Thỏa mãn điều kiện biến dạng)

- Đến độ sâu $Z = 3.9 \text{ m}$ thì :

$\sigma_{bt} = 94,8 \text{ kN/m}^2 > 5 * \sigma_{gi} = 50.91 \text{ kN/m}^2$

$\rightarrow$ Có thể coi điểm tắt lún tại vị trí này.



Hình 3.1

Điều 3.1: Ứng suất bản thân và ứng suất gây lún dưới móng M1

=> Kích thước b, l đã chọn là hợp lý về TTGH1 và TTGH2

III.5. Kiểm tra chiều cao móng theo TTGH1

Với móng đơn: Tính toán/ kiểm tra chiều cao móng đơn phải được thực hiện đồng thời cả 2 tính toán sau

Chọn $a = 5\text{cm}$ (lớp bê tông bảo vệ) $\Rightarrow h_0 = h - a = 0.35\text{ m}$

a. Trường hợp phá hoại theo 4 phía (tạo thành tháp đâm thủng hình chóp cụt)

Thừa nhận góc phá hoại $= 45^\circ$ theo các mặt và nếu kích thước đáy móng thỏa mãn điều kiện:

$$\begin{cases} b_c + 2 \cdot h_0 = 0.92 & m < b = 1.7 & m \\ l_c + 2 \cdot h_0 = 0.95 & m < l = 2 & m \end{cases}$$

thì việc kiểm tra được thực hiện như sau:

$$P_{dt} \leq R_{dt}$$

Trong đó:

$$\text{Lực đâm thủng} \quad P_{dt} = N_{d1} - F_{dt} \cdot P_{tb, dt}$$

Diện tích đáy tháp đâm thủng

$$F_{dt} = (l_c + 2h_0) \cdot (b_c + 2h_0) = 0.874 \quad m^2$$

$$P_{tb, d1} = 177.88 \text{ kN/m}^2 \text{ đã tính ở mục III.2}$$

γ_{tb} trọng lượng thể tích đơn vị trung bình của đất kể từ đáy móng trở

lên trong phạm vi móng $\gamma_{tb} = 20 \text{ kN/m}^3$

$P_{tb, dt}$ là phản lực tính toán TTGH1 trung bình trong phạm vi đáy đâm thủng

(không kể đến trọng lượng móng và đất trên móng)

$$\begin{aligned} P_{tb, dt} &= P_{tb, d1} - \gamma_{tb} \cdot h_m = 147.9 \quad \text{kN} \\ - P_{dt} &= 373.6 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

Khả năng chống đâm thủng $R_{dt} = \alpha \cdot R_{bt} \cdot u_{tb} \cdot h_0$

$$u_{tb} = 2 \cdot (l_c + b_c + 2h_0) = 2.34 \quad m$$

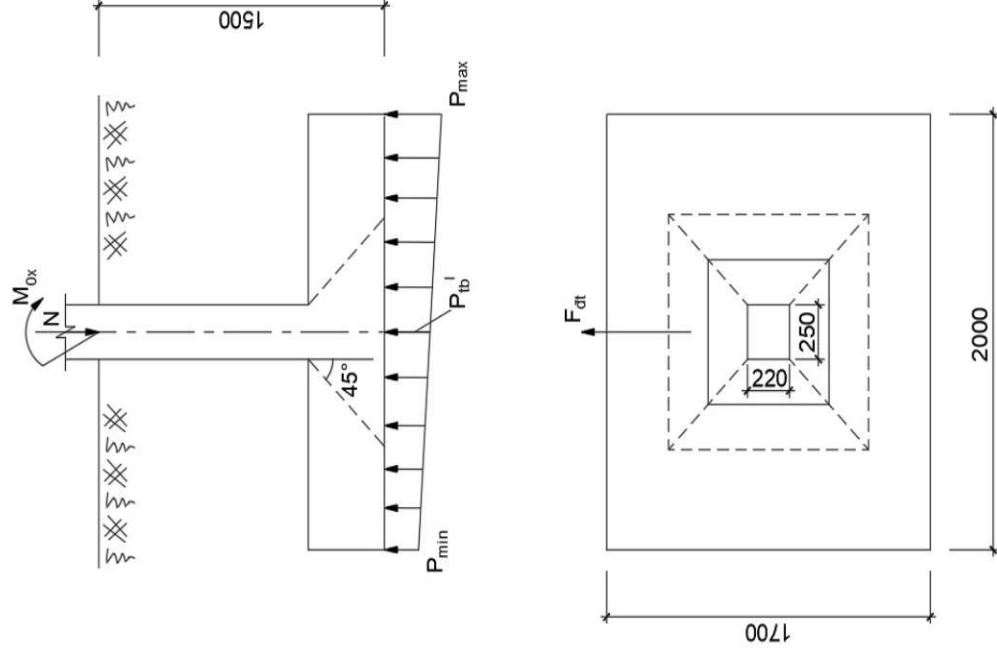
$$h_0 = 0.35 \quad m$$

$\alpha = 1$ với bê tông nặng

$$\rightarrow R_{dt} = 737.1 \quad \text{kN}$$

Ta có : $P_{dt} = 382.5 < R_{dt} = 737.1$

$\rightarrow$ Thỏa mãn điều kiện kiểm tra



Hình 3.2: Phá hoại theo 4 phía

Nếu sinh viên áp dụng công thức như trong sách giáo trình / bài giảng trên lớp để kiểm tra phá hoại 1 phía thì không cần làm theo mẫu. Nếu sinh viên làm theo mẫu (mục b) thì vẫn phải làm thêm tính toán kiểm tra phá hoại 1 phía theo công thức trong giáo trình/bài giảng trên lớp

Hướng dẫn: Phạm Thế Anh

b. Trường hợp phá hoại theo 1 phía (gọi là kiểm tra khả năng chịu cắt của bản móng):

Việc kiểm tra chiều cao móng được thực hiện trên cạnh dài của móng

Mật phá hoại cắt là so với phương đứng là một góc α nào đó

Công thức kiểm tra: $Q - p_1 \cdot c \leq Q_0$ và biến đổi thành $Q \leq \frac{M_b}{c} + p_1 \cdot c$

Đặt $VP = \frac{M_b}{c} + p_1 \cdot c$

Như vậy công thức kiểm tra là $Q \leq VP$

Trong đó:

Q là lực cắt tại mép cột (kN): $Q = \frac{p_{max,d1} - p_{ng,d1}}{2} \cdot l_{ng} \cdot b \approx p_{max,d1} \cdot l_{ng} \cdot b$

$M_b = 1,5 R_{bt} b_{tb} h_0$

p_1 là lực phân bố trên đoạn c (kN/m): $p_1 \approx p_{ng,d1} \cdot b$

Ta có

$p_{max,d1} = 275.17 \text{ kN/m}^2$ đã xác định ở mục III.2

$p_{ng,d1} = p_{max,d1} \cdot \gamma_{tb} \cdot l = 245.17 \text{ kN/m}^2$

$p_1 = p_{ng,d1} \cdot b = 416.7882353 \text{ kN/m}$

$l_{ng} = (l - l_0)/2 = 0.875 \text{ (m)}$ là khoảng cách từ mép cột đến mép móng

$b_{tb} = (b_c + b)/2 = 0.96 \text{ (m)}$ là chiều rộng trung bình của mặt phá hoại cắt

$Q = 387.0 \text{ kN}$

$M_b = 453.6 \text{ kN.m}$

$c_{min} = \sqrt{\frac{M_b}{p_1}} = 1.043 \text{ m}$

Ta có $l_{ng} = 0.875 \text{ m} < 3 \cdot h_0 = 3 \cdot 0.35 = 1.05 \text{ m}$

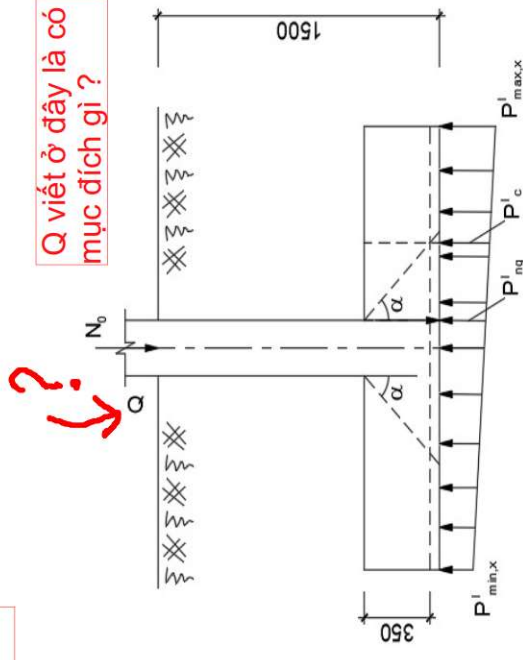
Nếu $c_{min} > l_{ng}$

thì $VP = \frac{1.5 b h_0^2 R_{bt}}{l_{ng}} + p_1 l_{ng} b = 685.99 \text{ kN}$

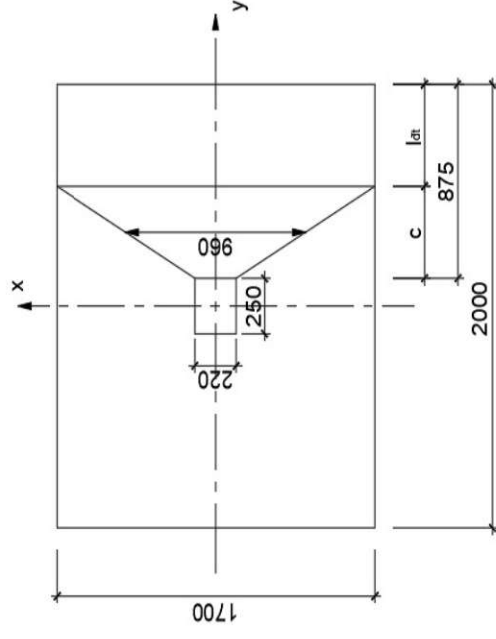
$\Rightarrow Q = 383 \text{ kN} < VP_{min} = 681.975 \text{ kN}$

Thỏa mãn điều kiện kiểm tra, do đó chiều dày móng đã chọn ban đầu là đảm bảo yêu cầu

$h_0 = 0.35 \text{ m}$



Q viết ở đây là có mục đích gì?



Hình 3.3: Phá hoại theo 1 phía

chịu moment uốn

III.6. Tính cốt thép chịu uốn trong bản móng theo TTGH1

a. Cốt thép theo phương cạnh ngắn ~~đầu~~ ←

Sơ đồ tính toán thép chịu uốn trong bản móng như thể hiện ở hình 3.5.

Trong đó:

$$M_{ng}^1 = \frac{P_{0,ng} + P_{0,max}}{2} * \frac{l_{ng}^2}{2} * b$$

với:

$$l_{ng} = (l + l_c) / 2 = 0.875 \text{ m}$$

$$p_{0,ng} = p_{0,min} + \frac{P_{0,max} - P_{0,min}}{l} * (l - l_{ng}) - \gamma_{tb} * hm = 160.04 \text{ kN/m}^2$$

$$\rightarrow M_{ng}^1 = 141.61 \text{ kNm}$$

Với $P_{0,max}$, $P_{0,min}$ được xác định ở mục III.2

- Diện tích cốt thép yêu cầu:

$$A_s = \frac{M_{ng}^1}{0.9 * R_a * h_0}$$

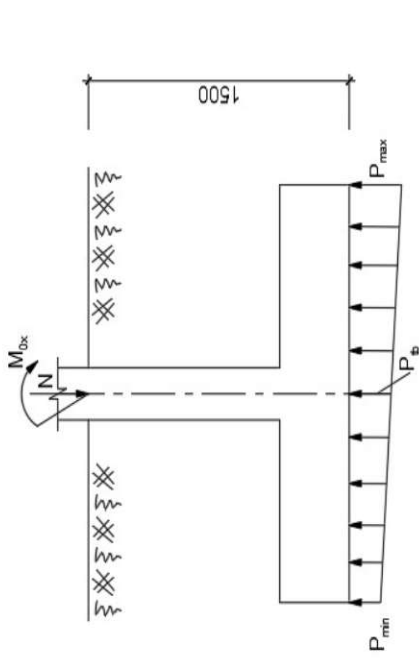
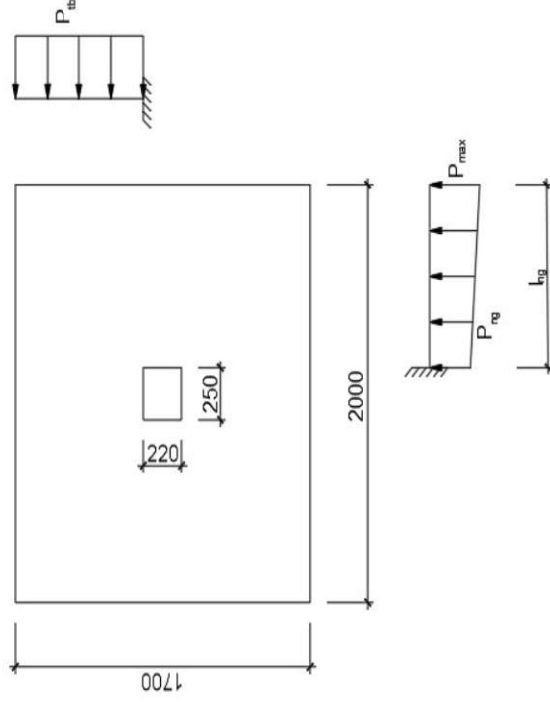
$$A_s = 0.00173 \text{ m}^2 = 1729.1 \text{ mm}^2$$

→ Chọn thép theo phương cạnh ngắn 10 thanh $\phi 16$ có $A_s = 2011 \text{ mm}^2$, a160.

- Kiểm tra hàm lượng cốt thép

$$\mu = \frac{A_s}{b * h_0} * 100\% > \mu_{min} = 0.05\%$$

$$\mu = 0.34 \% \text{ (Thỏa mãn)}$$



Hình 3.4: Sơ đồ tính mômen uốn lớn nhất trong móng M1

chịu moment uốn

b. Cốt thép theo phương cạnh dài

$$M_{ng}^2 = P_{ng}(b_{ng} * l) \frac{b_{ng}}{2}$$

PHẦN MÓNG BẰNG DƯỚI TƯỜNG BTCT

I. SỐ LIỆU ĐẦU VÀO

I.1. Thông tin về công trình

Mặt bằng kiến trúc tầng 1 của công trình: 3
Cột C1: $l_c \times b_c = 25 \times 22$ cm = 0.25x0.22 m
Tường bê tông cốt thép T3 dày: bt= 20 cm

I.2. Tải trọng công trình

Tải trọng tác động dưới chân công trình tại cốt mặt đất, tại chân cột C1 và tường T3:

Tải trọng chân cột C1 như sau:

	n	N_o (kN)	M_{ox} (kNm)	M_{oy} (kNm)	Q_{ox} (kN)	Q_{oy} (kN)
Tải trọng tiêu chuẩn (lấy từ đề bài)		419	56	26	11	9
Tải trọng tính toán theo TTGH 1	1.2	502.8	67.2	31.2	13.2	10.8
Tải trọng tính toán theo TTGH 2	1	419	56	26	11	9

Tải trọng dưới tường T3 như sau:

	n	N_o (kN/m)	M_{ox} (kN/m)	M_{oy} (kN/m)	Q_{ox} (kN/m)
Tải trọng tiêu chuẩn		176	19	10	
Tải trọng tính toán theo TTGH 1	1.2	211.2	22.8	12.0	
Tải trọng tính toán theo TTGH 2	1	176	19	10	

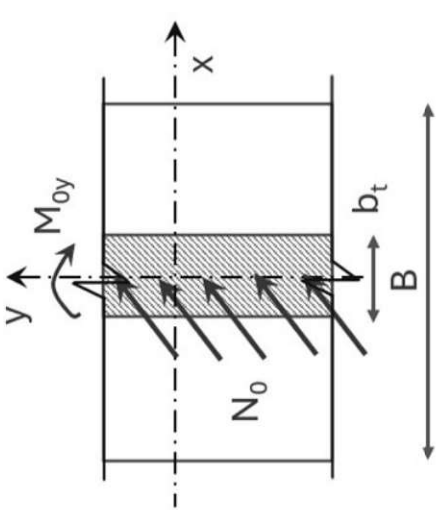
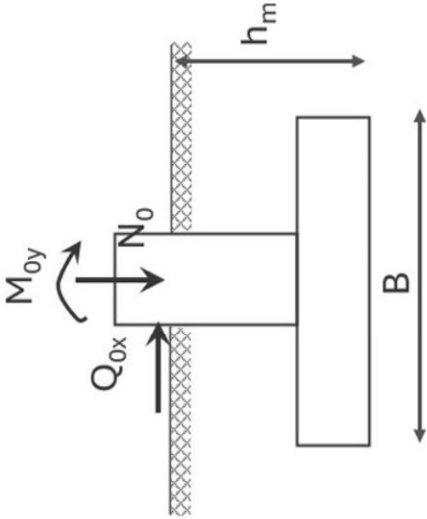
Trong đó: n hệ số an toàn riêng phần

IV. MÓNG BẰNG M3 DƯỚI TƯỜNG T3

IV.1. Chọn kích thước đáy móng, chiều cao móng

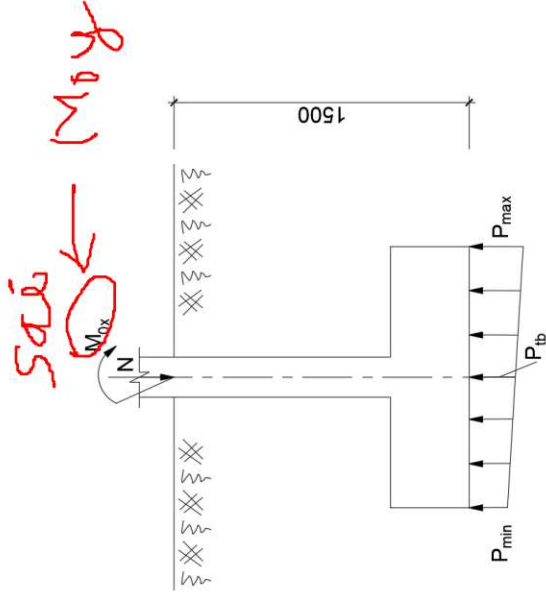
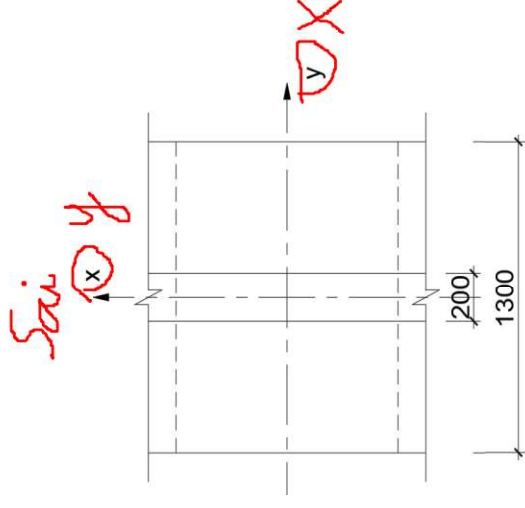
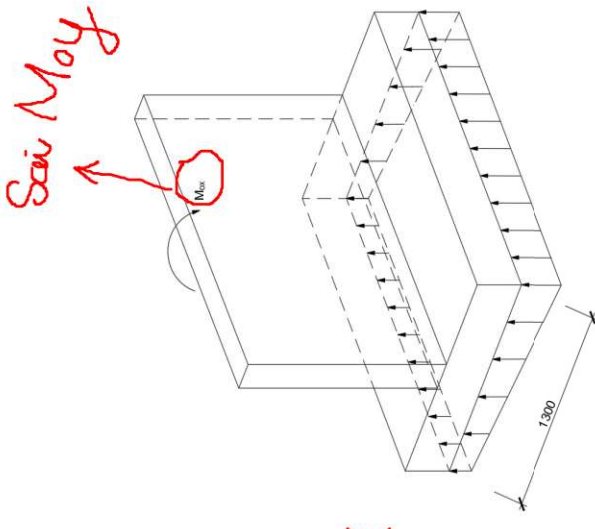
- Chọn sơ bộ kích thước móng M3:

b= 1.3 m
h= 0.4 m
hm= 1.5 m



IV.2. Áp lực và phản lực dưới đáy móng M3

- Giả thiết móng cứng, bỏ qua ảnh hưởng của móng bên cạnh
- Áp lực tiếp xúc dưới đáy móng được biểu diễn như ở hình 4.1.



Hình 4.1: Sơ đồ truyền tải móng M3

- Áp lực tiếp xúc dưới đáy móng theo TTGH1.

$$P_{tx}^I = \frac{N^I}{b} + \gamma_{tb} * h_m = 192.46 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{Max}^I = P_{tx}^I + \frac{6 * M_y^I}{b^2} = 273.41 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{Min}^I = P_{tx}^I - \frac{6 * M_y^I}{b^2} = 111.51 \text{ kN/m}^2$$

→ Móng không xuất hiện áp lực âm.

- Áp lực tiếp xúc dưới đáy móng theo TTGH2.

$$P_{tx}^{II} = \frac{N^{II}}{b} + \gamma_{tb} * h_m = 165.38 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{Max}^{II} = P_{tx}^{II} + \frac{6 * M_y^{II}}{b^2} = 232.84 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{Min}^{II} = P_{tx}^{II} - \frac{6 * M_y^{II}}{b^2} = 97.93 \text{ kN/m}^2$$

→ Áp lực gây lún dưới đáy móng

$$P_{gl} = p^{II} * h_m = 137.48 \text{ kN/m}^2$$

- Áp lực không chế

$$R_{d2} = \frac{m_1 * m_2}{k_{tc}} (A * b * \gamma_{d2} + B * h_m * \gamma_{s,d2} + D * c_{d2})$$

Trong đó m_1, m_2 lần lượt là hệ số điều kiện làm việc của nền đất và hệ số điều kiện làm việc của nhà hoặc công trình

k_{tc} hệ số tin cậy (bảng 1 khi có thí nghiệm đất trực tiếp)

A,B,D hệ số không thứ nguyên phụ thuộc vào góc ma sát φ_{d2}

b bề rộng đáy móng

h chiều sâu đặt móng

$\gamma_{s,d2}$ trọng lượng riêng có lợi của đất trên đáy móng

$\gamma_{d2}, c_{d2}, \varphi_{d2}$ trọng lượng riêng có lợi, lực dính, góc ma sát trong của đất dưới đáy móng

$$\begin{aligned} m1 &= 1.2 & A &= 0.3 \\ m2 &= 1 & B &= 2.21 \\ k_{tc} &= 1 & D &= 4.74 \\ \gamma_{s,d2} &= 16.50 \text{ kN/m}^2 & \gamma_{d2} &= 18.60 \text{ kN/m}^2 \\ \rightarrow R_{d2} &= 198.45 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

IV.3. Kiểm tra kích thước đáy móng M3 theo TTGH2

Kiểm tra sức chịu tải của nền

- Giả thiết mặt đất nằm ngang. Điều kiện kiểm tra:

$$\begin{aligned} p_{tb,d2} &\leq R_{d2} & 165.38 \text{ kN/m}^2 &\leq 198.45 \text{ kN/m}^2 \\ p_{max,d2}^{My} &\leq 1.2 R_{d2} & 232.84 \text{ kN/m}^2 &\leq 238.14 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

→ Thỏa mãn điều kiện kiểm tra

Điều kiện kinh tế:

$$\frac{1.2 * R_{d2} - p_{max, d2}}{1.2 * R_{d2}} * 100\% = 2.23 \quad \% < 10\%$$

→ Đáy móng thỏa mãn điều kiện kinh tế

→ Lớp đất thứ 2 đủ sức chịu tải, kích thước b, l đã lựa chọn là hợp lý về mặt điều kiện chống chế áp lực.

Mặt khác, do nền là nền đất nên theo TCVN 9362 không cần tính toán kiểm tra sức chịu tải của nền.

IV.4. Kiểm tra biến dạng của nền đất theo TTGH2

- Điều kiện kiểm tra:

$$S \leq [S]$$

Trong đó: $[S] = 10 \text{ cm}$

S: độ lún của nền tính với thông số ở TTGH2

- Sử dụng phương pháp cộng lún từng lớp để tính độ lún cuối cùng (hay còn gọi là độ lún cuối cùng) của móng.

- Chia nền làm nhiều lớp có chiều dày $h_i \leq b/4$

$$b = 1.3 \quad m \quad \rightarrow b/4 = 0.325 \quad m$$

→ Chọn $h_i = 0.3 \quad m$

- **Tại điểm z có ứng suất bản thân gấp 5 lần (10 lần với đất yếu) ứng suất do tải trọng công trình gây ra thì ngừng kiểm tra lún.**

- Độ lún của nền được tính theo công thức:

+ Với loại đất có kết quả thí nghiệm nén ép e-p:

$$S = \sum S_i = \sum \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}} h_i$$

Trong đó: e_{1i} : hệ số rỗng của đất trước khi có tải trọng công trình.

e_{2i} : Hệ số rỗng của đất sau khi chịu tải trọng công trình.

+ Với loại đất không có kết quả thí nghiệm nén ép e-p:

$$S = \sum S_i = \sum \frac{\beta_i}{E_{oi}} * \sigma_i^{gl} * h_i$$

Trong đó: cát thô có hệ số biến dạng ngang $\mu = 0.27$

$$\beta_i = 1 - \frac{2\mu_{oi}^2}{1 - \mu_{oi}} = 0.8$$

$$\sigma_i^{gl} = \frac{\sigma_{i-1}^{pgl} + \sigma_i^{pgl}}{2}$$

- Áp lực gây lún dưới mức đáy móng (đã tính ở mục III.2) là:

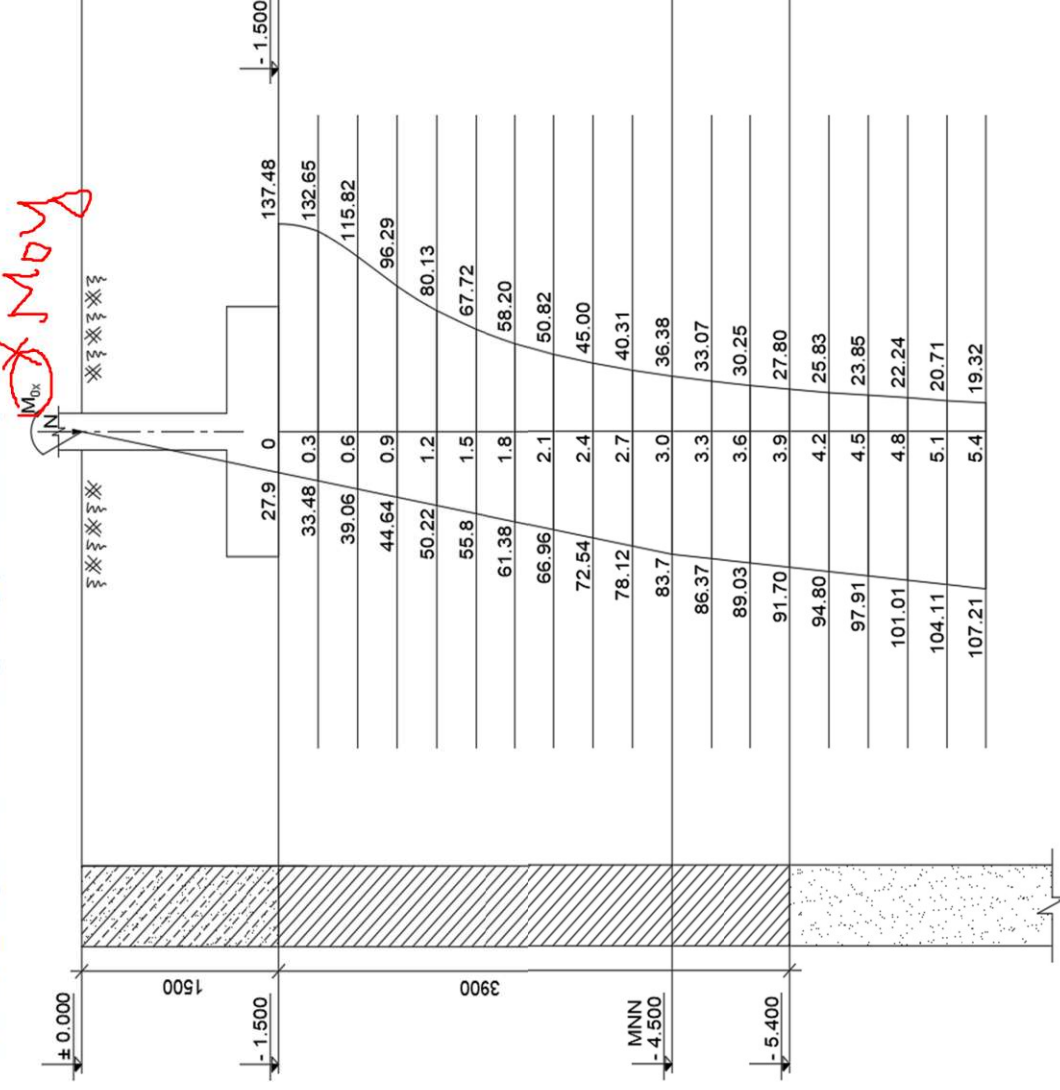
137.48 kN/m²

	$V^I, \text{ kN/m}^3$	$H_p, \text{ m}$	$H_s, \text{ m}$	$Z_0, \text{ m}$	$\sigma'_{bt}, \text{ kN/m}^2$	$P_{1p}, \text{ kN/m}^2$	z/b	k_i	$\sigma_{gl}, \text{ kN/m}^2$	$\sigma_{gl, tb}, \text{ kN/m}^2$	$p_{2p}, \text{ kN/m}^2$	e_{1i}	e_{2i}	$S_p, \text{ m}$
Lớp đất 2	18.6	0	1.5	0	27.90		0.00	1	137.48					
	18.6	0.3	1.8	0.3	33.48	30.69	0.23	0.9648	132.65	135.07	165.76	0.874	0.791	0.013
	18.6	0.3	2.1	0.6	39.06	36.27	0.46	0.8424	115.82	124.23	160.50	0.869	0.793	0.012
	18.6	0.3	2.4	0.9	44.64	41.85	0.69	0.7004	96.29	106.06	147.91	0.864	0.799	0.010
	18.6	0.3	2.7	1.2	50.22	47.43	0.92	0.5828	80.13	88.21	135.64	0.859	0.806	0.009
	18.6	0.3	3	1.5	55.80	53.01	1.15	0.4926	67.72	73.92	126.93	0.855	0.810	0.007
	18.6	0.3	3.3	1.8	61.38	58.59	1.38	0.4233	58.20	62.96	121.55	0.852	0.813	0.006
	18.6	0.3	3.6	2.1	66.96	64.17	1.62	0.3697	50.82	54.51	118.68	0.848	0.815	0.005
	18.6	0.3	3.9	2.4	72.54	69.75	1.85	0.3273	45.00	47.91	117.66	0.844	0.815	0.005
	18.6	0.3	4.2	2.7	78.12	75.33	2.08	0.2932	40.31	42.65	117.98	0.841	0.815	0.004
Lớp đất 3	18.6	0.3	4.5	3	83.70	80.91	2.31	0.2646	36.38	38.34	119.25	0.837	0.815	0.004
	8.89	0.3	4.8	3.3	86.37	85.03	2.54	0.2406	33.07	34.73	119.76	0.835	0.814	0.003
	8.89	0.3	5.1	3.6	89.03	87.70	2.77	0.2200	30.25	31.66	119.36	0.833	0.815	0.003
	8.89	0.3	5.4	3.9	91.70	90.37	3.00	0.2022	27.80	29.03	119.39	0.831	0.815	0.003
	10.34	0.3	5.7	4.2	94.80	93.25	3.23	0.19	25.83	26.81		19000		0.00034
	10.34	0.3	6	4.5	97.91	96.35	3.46	0.17	23.85	24.84		19000		0.00031
	10.34	0.3	6.3	4.8	101.01	99.46	3.69	0.1618	22.24	23.05		19000		0.00029
	10.34	0.3	6.6	5.1	104.11	102.56	12.75	0.1506	20.71	21.48		19000		0.00027
	10.34	0.3	6.9	5.4	107.21	105.66	3.60	0.1405	19.32	20.02		19000		0.00025
	Ta có	$S=\sum Si=$	8.644	cm										

→ $S < [S] = 10 \text{ cm}$ (Thỏa mãn điều kiện biến dạng)
- Đến độ sâu $Z = 5.4 \text{ m}$ thì : $\sigma_{bt} = 107.21 \text{ kN/m}^2 > 5 \cdot \sigma_{gl} = 96.61 \text{ kN/m}^2$
→ Có thể coi điểm tắt lún tại vị trí này.

Hình 4.2

Biểu đồ 3.1: Ứng suất bản thân và ứng suất gây lún dưới móng M1



Sinh viên có thể sử dụng công thức nêu trong sách giáo trình

IV.5. Kiểm tra chiều cao móng theo TTGH1

Chọn $a = 5\text{cm}$ (lớp bê tông bảo vệ) $\Rightarrow h_0 = h - a = 0.35$

Móng băng dưới tường chỉ chịu đâm thủng theo 1 phương

Phá hoại theo 1 phương (khi này gọi là kiểm tra khả năng chịu cắt của bản móng):

Công thức kiểm tra: $Q - p_1 \cdot c \leq Q_0$ và biến đổi thành $Q \leq \frac{M_b}{c} + p_1 \cdot c$

$$\text{Đặt } VP = \frac{M_b}{c} + p_1 \cdot c$$

Như vậy công thức kiểm tra là $Q \leq VP$

Trong đó:

$$Q \text{ là lực cắt tại mép cột (kN): } Q = \frac{p_{\max, d1} - p_{ng, d1}}{2} \cdot b_{ng} \cdot l \approx p_{\max, d1} \cdot b_{ng} \cdot l$$

$$M_b = 1,5 R_{bt} b_{tb} h_0$$

P_1 là lực phân bố trên đoạn c (kN/m): $p_1 \approx p_{ng, d1, 1}$

$b_{tb} = 1$ (m) là chiều rộng trung bình của mặt phá hoại cắt

$$b_{ng} = (b - b_t) / 2 = 0.55 \text{ m}$$

$$p_{\max, d1} = 273.41 \text{ kN/m}^2 \text{ đã được xác định ở mục IV.2}$$

$$p_{ng, d1} = p_{\max, d1} - \gamma_{tb} \cdot h_m = 243.41 \text{ kN/m}^2$$

$$p_1 = p_{ng, d1, 1} = 243.41 \text{ kN/m}$$

$$\Rightarrow Q = 142.12 \text{ kN}$$

$$M_b = 472.5 \text{ kN.m}$$

$$c_{\min} = \sqrt{\frac{M_b}{p_1}} = 1.393 \text{ m}$$

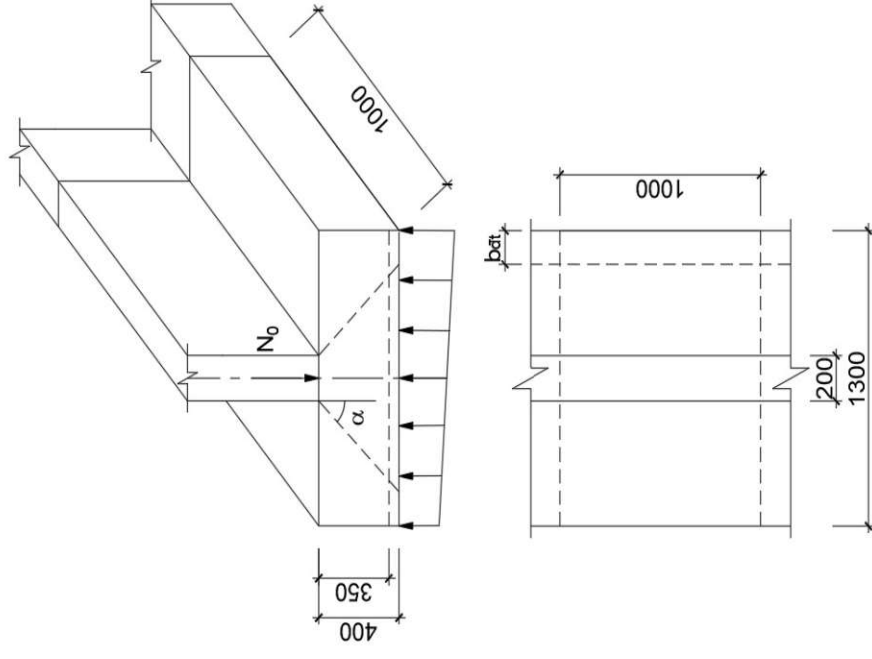
Ta có $b_{ng} = 0.55\text{m} < 3h_0 = 1.05\text{m}$

Nếu $c_{\min} > b_{ng}$ thì

$$VP = \frac{1.5 b h_0^2 R_{bt}}{l_{ng}} + p_1 l_{ng} b = 434.56 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow Q = 144.66\text{kN} < VP_{\min} = 437.09 \text{ kN}$$

Thỏa mãn điều kiện kiểm tra, do đó chiều dày móng đã chọn ban đầu là đảm bảo yêu cầu



Hình 4.2: Phá hoại trên tiết diện thẳng đứng

chịu moment uốn

IV.6. Tính cốt thép chịu uốn trong bản móng theo TTGH1

a. Cốt thép theo phương cạnh ngắn

Sơ đồ tính toán thép chịu uốn trong bản móng như thể hiện ở hình 3.5.

Trong đó: $M_{ng}^1 = \frac{P_{0,ng} + P_{0,max}}{2} * \frac{l_{ng}^2}{2} * b$

với:

$$b_{ng} = (b + b_c) / 2 = 0.55 \text{ m}$$

$$p_{0,ng} = p_{0,min} + \frac{P_{0,max} - P_{0,min}}{l} * (l - l_{ng}) - \gamma_{tb} * h m = 174.91 \text{ kN/m}^2$$

Với $P_{0,max}$, $P_{0,min}$ được xác định ở mục IV.2

$$\rightarrow M_{ng}^1 = 33.90 \text{ kNm}$$

- Diện tích cốt thép yêu cầu:

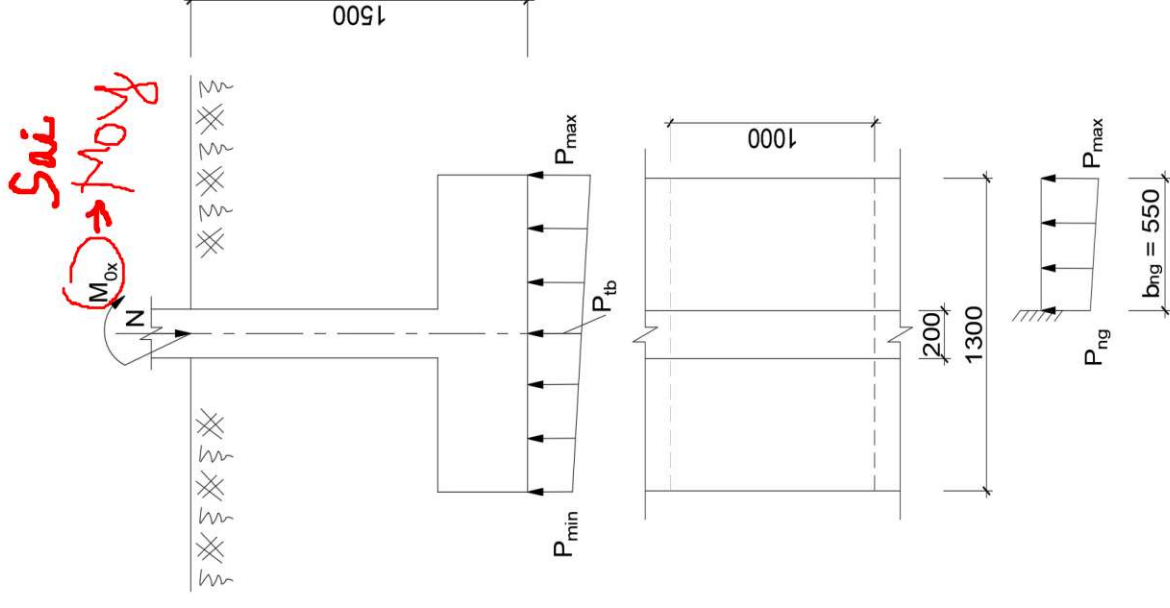
$$A_s = 0.00041 \quad m^2 = 414.0 \text{ mm}^2$$

→ Chọn thép theo phương cạnh ngắn 5 thanh $\phi 12$ có $F_a = 565.5 \text{ mm}^2$, a_{200}

- Kiểm tra hàm lượng cốt thép

$$\mu = \frac{A_s}{b * h_0} * 100\% > \mu_{min} = 0.05\%$$

$$\mu = 0.12 \% > \mu_{min} = 0.05 \quad (\text{Thỏa mãn})$$

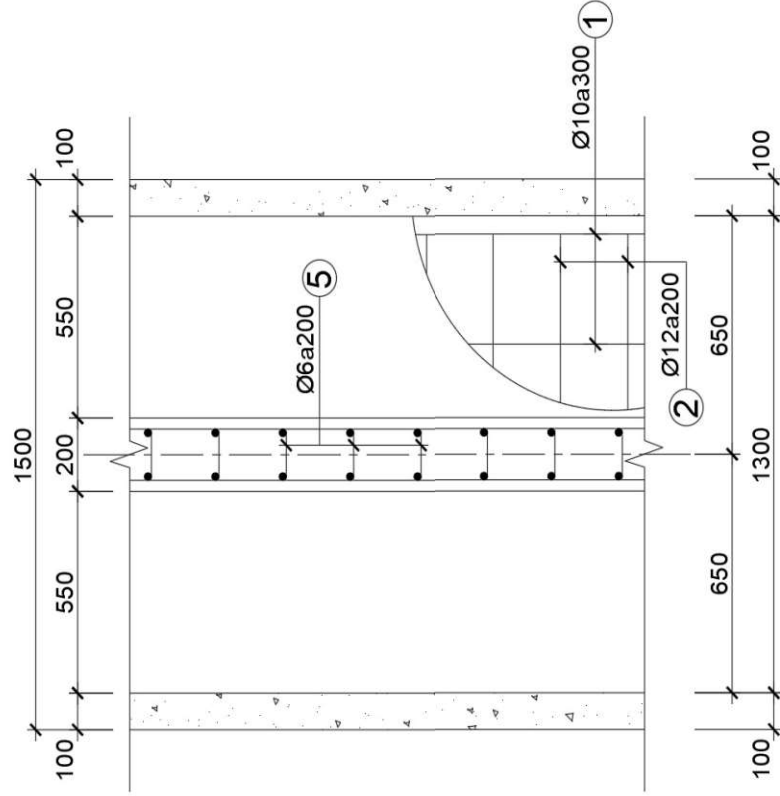


Hình 4.3: Sơ đồ tính momen uốn lớn nhất trong móng M3

b. Cốt thép theo phương cạnh dài

Chọn thép theo phương cạnh dài móng bằng theo cấu tạo

Chọn thép $\phi 10a300$



Hình 4.4: Sơ đồ bố trí thép trong móng M3

PHẦN MÓNG CỌC ĐÀI THẤP

I. SỐ LIỆU ĐẦU VÀO
I.1. Thông tin về công trình

Cột C: $I_{xb,c} = 60 \times 40 \text{ cm}$

I.2. Tải trọng công trình

Tải trọng tác động dưới chân công trình tại cốt mặt đất :

Bảng 1.1. Tải trọng chân cột C

	n	N (kN)	Mox (kNm)	Moy (kNm)	Qox (kN)	Qoy (kN)
Tải trọng tiêu chuẩn (lấy từ đề bài)		2696	278	124	64	51
Tải trọng tính toán theo TTGH 1	1,2	3235,20	333,60	148,80	76,8	61,2
Tải trọng tính toán theo TTGH 2	1	2696,00	278,00	124,00	64	51

Trong đó: n là hệ số an toàn riêng phần

I.3. Tài liệu địa chất công trình

Phương pháp khảo sát:

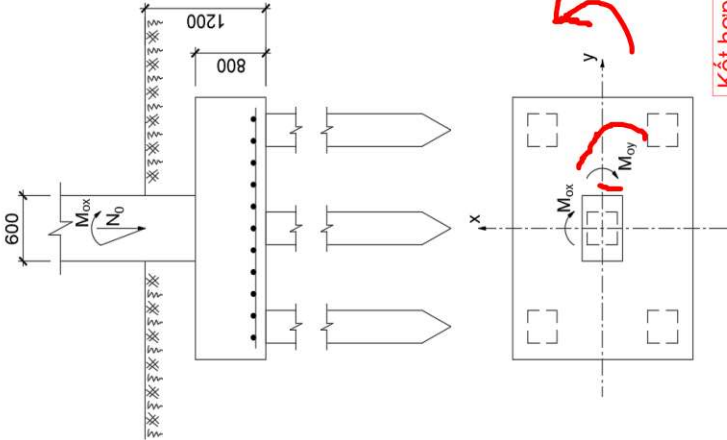
- Khoan lấy mẫu thí nghiệm
- Thí nghiệm tại hiện trường: CPT, SPT

Công trình được xây dựng trên nền đất với các lớp đất

Lớp đất	Số hiệu	Chiều dày(m)
1	83	3,9
2	35	5,6
3	38	4,5
4	98	Rất dày

- Chiều sâu mực nước ngầm: $H_{nt} =$

nước ngầm không xuất hiện trong phạm vi khảo sát



Hình 1.0 : Móng cọc

Kết hợp nội dung tính lực tác dụng lên từng cọc ở trang 43, để có chiều đúng của moment

chiều của Moment cần khớp với giá trị lực tác dụng vào đầu cọc như tính toán ở trang 39

Hướng dẫn: Phạm Thế Anh
Bộ môn: Cơ học đất - Nền móng, ĐHXD

Xử lý số liệu địa chất:

a, **Lớp 1:**

Lớp đất	Số hiệu	Chiều dày
1	83	3,9

Thành phần hạt (%) tương ứng với các cỡ hạt											
Hạt sỏi			Hạt cát			Hạt bụi			W	Y	Δ
	thô	to	tr	v	nh						
>10	2-1	1-0,5	0,5-0,25	0,25-0,1	0,1-0,05	0,05-0,01	0,01-0,002	<0,02	%	kn/m ³	độ
	7	9	27,5	37	10	6	2	1,5	21,2	18	2,63

Y	Y'	Y''	φ	φ'	φ''	Tên đất	Trạng thái
kn/m ³	kn/m ³	kn/m ³	độ	độ	độ		
18	16,36	18	29,50	25,24	27,22	cát nhỏ	rời

- Tên đất

Bảng thành phần hạt

Đường kính hạt (mm)	0	0,002	0,01	0,05	0,1	0,25	0,5	1	2
Thành phần hạt T _U (%)	0	1,5	3,5	9,5	19,5	56,5	84	93	100

Nhận xét: Lượng hạt có cỡ > 0,1 mm chiếm 80,5% > 75% → cát nhỏ

- Trạng thái của đất

Với kết quả SPT: N=8 ta bảng được

→ Đất cát vừa ở trạng thái rời

- Các chỉ tiêu vật lý khác

	Công thức	Kết quả
Trọng lượng riêng khô (kN/m ³)	$\gamma_k = \frac{\gamma}{1 + W}$	14,85
Hệ số rỗng	$e = \frac{\Delta \gamma_0 (1 + W)}{\gamma} - 1$	0,77
Độ rỗng	$n = \frac{e}{1 + e}$	0,44
Mức bão hòa	$G = \frac{\Delta W}{e}$	0,72
Trọng lượng riêng đẩy nổi (kN/m ³)	$\gamma_{dn} = \frac{(\Delta - 1)\gamma_0}{(1 + e)}$	9,20

- Các đặc trưng cơ học của đất

+ Đặc trưng kháng xuyên tĩnh:

+ Đặc trưng kháng xuyên tiêu chuẩn:

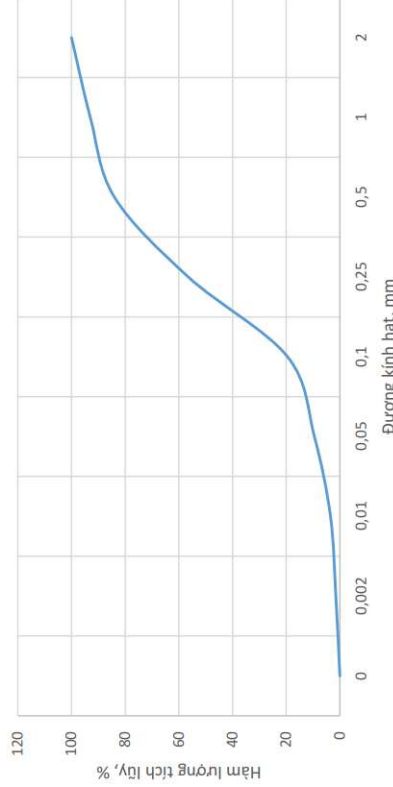
→ Mô đun biến dạng với lớp đất 3 cát vừa ở trạng thái chặt :

$$E_0 = \alpha \cdot q_c = 2 \cdot 3100 = 6200 \text{ kN/m}^2 \text{ (ứng với cát nhỏ, rời } \alpha = 1,5-3).$$

$$q_c = 3,1 \text{ MPa} = 3100 \text{ kN/m}^2$$

$$N = 8$$

Biểu đồ thành phần hạt lớp 1



Hình 1.1. Biểu đồ thành phần hạt lớp đất 1

Hướng dẫn: Phạm Thế Anh
Bộ môn: Cơ học đất - Nền móng, ĐHXD

b, Lóp 2:

Lớp đất	Số hiệu	Chiều dày
2	35	5,6
W	W_{ch}	W_d
%	%	%
34,9	43,8	18,1
γ	γ'	γ''
kN/m ³	kN/m ³	kN/m ³
18	16,36	18

- Tên đất

+ Chỉ số dẻo:

→ đất sét

- Trạng thái của đất

+ Độ sệt:

→ đất ở trạng thái dẻo mềm

- Các chỉ tiêu vật lý khác

	Công thức	Kết quả
Trọng lượng riêng khô (kN/m ³)	$\gamma_k = \frac{\gamma}{1 + W}$	13,34
Hệ số rỗng	$e_0 = \frac{\Delta \gamma_0 (1 + W)}{\gamma} - 1$	1,03
Độ rỗng	$n = \frac{e}{1 + e}$	0,51
Mức bão hòa	$G = \frac{\Delta W}{e}$	0,92

-Biểu đồ e-p thể hiện ở hình 1.2

+ Hệ số nén lún:

$$a_{12} = \frac{e_{100} - e_{200}}{200 - 100} = 0,00058 \quad (\text{m}^2/\text{kN})$$

+ Hê số nén lún:

+ Bảng kết quả nén ép với $P(kN/m^2)$

P (kN/m ²)	0	50	100	150	200
e	1.03	0.976	0.94	0.908	0.882

- Đặc trưng cơ học của đất

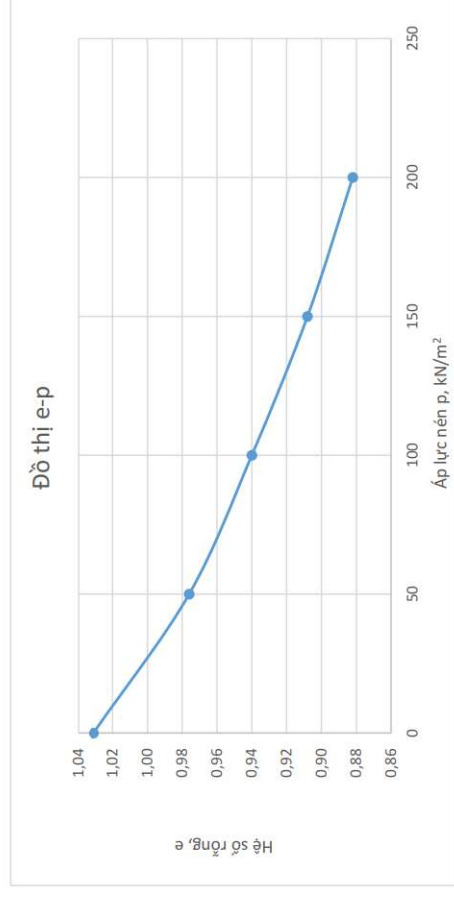
+ Đặc trưng kháng xuyên tủng:

- + Đặc trưng kháng xuyên tiêu chuẩn:

→ Mô đun biến dạng với lớp đất sét ở trạng thái dẻo mềm :

$E_0 = 6800 \text{ kN/m}^2$

$$q_c = 1,24 \text{ Mpa} = 1240 \text{ kN/m}^2$$



Hình 1.2. Biểu đồ thí nghiệm nén một chiều lớp đất 2

Yếu cầu sinh viên: Bổ sung một mục trước mục II này, có thể đặt tên mục là "Trình tự logic tính toán móng cọc". Trong mục này sinh viên cần phải:

1. Trình bày trình tự tính toán móng cọc bằng sơ đồ khối (block diagram)
2. Cùng tại mục này, cần giải thích rõ:
 - giải thích rõ cách làm thử dần là như nào, cách làm này sẽ áp dụng vào những thông số nào của móng?

Hướng dẫn: Phạm Thế Anh

II.4 Tiêu chuẩn xây dựng và phương pháp tính toán Nền và tính toán Móng

- Độ lún cho phép đối với nhà dân dụng $S_{ph} = 10\text{cm}$ và chênh lún tương đối cho phép $\Delta S/L = 0.2\%$
- Phương pháp tính toán là phương pháp hệ số an toàn riêng phần (phương pháp trạng thái giới hạn)

II. PHƯƠNG ÁN NỀN VÀ PHƯƠNG ÁN CỌC

II.1. Đề xuất và lựa chọn Phương án móng cọc và lựa chọn chiều sâu đặt đài

a. Phân tích và lựa chọn Phương án móng

Tải trọng công trình lớn, nền đất lớp 1 ở trên cùng dày 3,9 m là cát nhỏ ở trạng thái rời có tính chất xây dựng không tốt
 Lớp đất thứ 2 là đất sét dày 5,6m trạng thái dẻo mềm là lớp đất có tính chất xây dựng kém,
 Lớp đất thứ 3 là cát pha dày 4,5m trạng thái dẻo là lớp đất có tính chất xây dựng tương đối tốt,
 Lớp đất thứ 4 là cát vừa trạng thái chặt là lớp đất có tính chất xây dựng tốt,
 → Do yêu cầu của Bộ môn là cần đề xuất 2 phương án móng cọc đài thấp nền với đặc điểm địa chất và tải trọng như nêu trên,
 2 phương án được đề xuất như sau:

- Phương án 1: dùng cọc 30cmx30cm, mũi cọc hạ sâu vào lớp đất 3 một khoảng 3m tới 4m. Thi công bằng phương pháp ép
- Phương án 2: dùng cọc 30cmx30cm, mũi cọc hạ sâu vào lớp đất 4 một khoảng 1m tới 3m. Thi công bằng phương pháp ép

--> Trong đồ án này, phương án 2 được lựa chọn móng sâu 16 m

b. Lựa chọn chiều sâu đặt đài

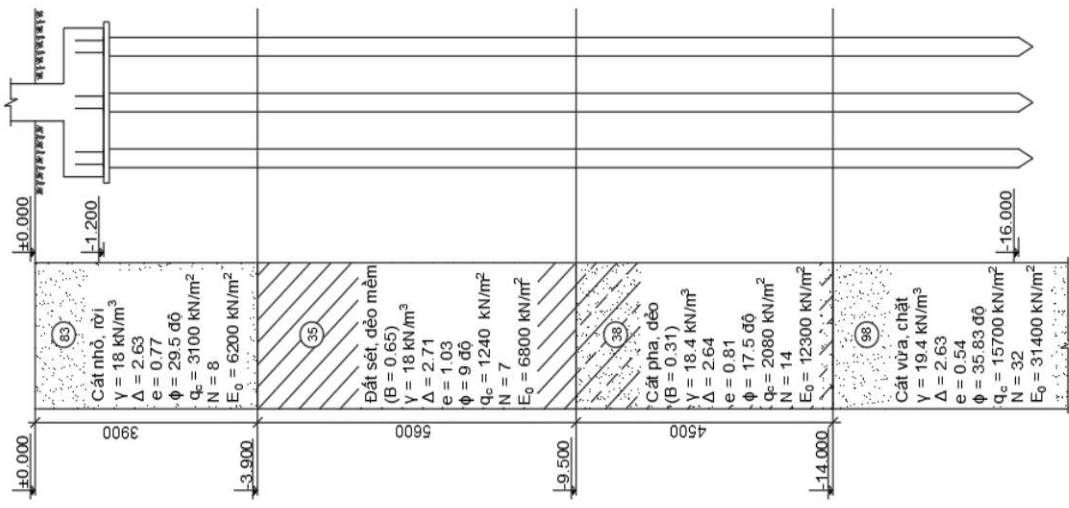
Do trong phương án móng đã lựa chọn: đài là đài thấp, tức là chiều sâu chôn đài phải đủ sâu để áp lực đất cân bằng với lực ngang Q từ công trình bên trên truyền xuống.
 Một khi lực Q đã bị cân bằng với phần áp lực đất trong phạm vi chôn đài, thì lực tác dụng xuống các cọc chỉ còn lại lực dọc N và moment M.

h_m : chiều sâu chôn đài cọc. Tính từ mặt đất tới đáy đài cọc (không kể lớp BT lót).

Chọn $h_m = 1,2 \text{ m} \geq h_{m,min}$
 Với: $h_{m,min}$ là chiều sâu chôn đài tối thiểu

$$h_{m,min} = 0.7 * tg\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \sqrt{\frac{Q}{\gamma b}} = 0.54 \text{ m}$$

Trong đó: Q: Tổng các lực ngang, với giá trị theo TTGH1: $Q_{ox} = 76.80 \text{ kN}$
 Vì $Q_{ox} > Q_{oy}$ nên ta chọn Q_{ox} để tính toán, và h_d đã chọn lớn hơn $2.h_{m,min}$ nên thiên về an toàn
 b- Bề rộng móng, chọn sơ bộ $b = 2.4 \text{ m}$
 $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ là trọng lượng riêng của đất trên đáy đài
 $\varphi = 29.5^\circ$ là góc ma sát trong của đất trên đáy đài



Hình 1.5. Trụ địa chất khu vực xây dựng

II.2. Phương án về vật liệu sử dụng cho thiết kế

- Móng dưới cột làm bằng vật liệu BTCT.
- Các tường chèn, bao che có thể dùng móng gạch hay đầm giằng để đỡ.
- Các khối nhà có tải chênh lệch được tách ra bởi khe lún.

a. Vật liệu móng, giằng

- Chọn bê tông:	B25		
	Rb = 14,5	MPa	14500 kN/m ²
	Rbt = 1,05	MPa	1050 kN/m ²
	Rb,ser = 18,5	MPa	18500 kN/m ²
	Rbt,ser = 1,55	MPa	1550 kN/m ²

- Chọn cốt thép:

$\phi \leq 10$	CBT240-T		
	Rsw = 170	MPa	170000 kN/m ²
	Rs = 210	MPa	210000 kN/m ²
$\phi > 10$	CBT300-V		
	Rsc = 260	MPa	260000 kN/m ²
	Rs = 260	MPa	260000 kN/m ²

- Bê tông lót:

- Lớp bảo vệ cốt thép đáy móng dày 5cm.

III. CÁC ĐẶC TRƯNG MÓNG CỌC ĐÀI THẤP

Chọn sơ bộ cọc và đài cọc:

- Tiết diện cọc: 30x30 cm, thép chịu lực 4φ20 đúc sẵn
- Chiều dài cọc: **Chọn chiều sâu mũi cọc vào lớp 4 là 2m**
- Phương pháp thi công cọc: phương án ép

IV. XÁC ĐỊNH SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC

Với tải trọng như đã nêu ở phần đầu, phương án thiết kế sẽ hướng tới là tất cả các cọc chịu lực nén.

Do đó, các phần tính toán dưới đây là tính toán với trường hợp là cọc chịu lực nén

1. Sức chịu tải của cọc chịu nén theo vật liệu làm cọc

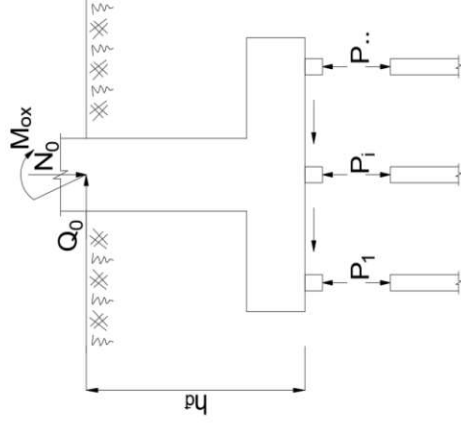
$$R_{c,vl} = m \cdot (R_b A_{bt} + R_{sc} A_s) = 1631,72 \text{ kN}$$

Trong đó: m: hệ số điều kiện làm việc (uốn dọc). Trong tính toán sơ bộ, có thể lấy m= 1

$$R_b = 14500 \text{ kN/m}^2 \text{ là cường độ chịu nén của bê tông làm cọc}$$

$$A_{con}: \text{diện tích phần bê tông cọc } A_{bt} = 0,3 \cdot 0,3 = 1256,6 \cdot 10^{-6} = 0,090 \text{ m}^2$$

$$A_s: \text{diện tích cốt thép cọc } 4\phi 20 \quad A_s = 1256,6 \text{ mm}^2 = 0,0013 \text{ m}^2$$



Hình 1.6. Sự phân bố tải trọng công trình qua đài cọc

2. Dự báo sức chịu tải của cọc chịu nén theo điều kiện đất nền

Dưới đây trình bày việc xác định theo 3 phương pháp: Thống kê, CPT, SPT.

a. Dự báo sức chịu tải cọc theo phương pháp thống kê

Sức chịu của cọc theo đất nền khi chịu nén được xác định theo công thức

$$R_{cd,1} = \frac{R_k}{\gamma_k} = \frac{\gamma_c * R_{cu}}{\gamma_k}$$

Trong đó: Rcu là sức kháng giới hạn của đất lên cọc

$$u_c - \text{Chu vi tiết diện cọc} \quad u_c = 4 * 0,3 = 1,2 \quad \text{m} \quad R_{cu} = u_c \sum \tau_{il} l_i + r_n F_c$$

ti - Lực ma sát trung bình của lớp đất thứ i quanh chu vi cọc (Tra bảng VI.1 sách nền và móng)

li - Chiều dài cọc chia theo lớp đất

Fc - Diện tích tiết diện ngang cọc

$$F_c = 0,3 * 0,3 = 0,09 \quad \text{m}^2$$

Rc - Sức kháng mũi cọc (Tra bảng VI.2 sách nền và móng)

- Chia đất thành các lớp đồng nhất, chiều dày mỗi lớp ≤ 2m. Ta lập được bảng tra ti (theo độ sâu trung bình của mỗi lớp đất và trạng thái của đất).

STT	li (m)	Tên đất	B	Li (m)	ti (kN/m ²)
1	0,8	Cát nhỏ		1,6	27,2
2	2	Cát nhỏ		3	35
3	2	Sét	0,65	5	13,5
4	2	Sét	0,65	7	14,25
5	2	Sét	0,65	9	14,5
6	2	Cát pha	0,3	11	47
7	2	Cát pha	0,3	13	49
8	2	Cát vừa		15	93,6

Ta có

$$R_n = R_k = f(\text{Cát vừa, } L = 16 \text{ m})$$

- Sức kháng giới hạn của đất lên cọc

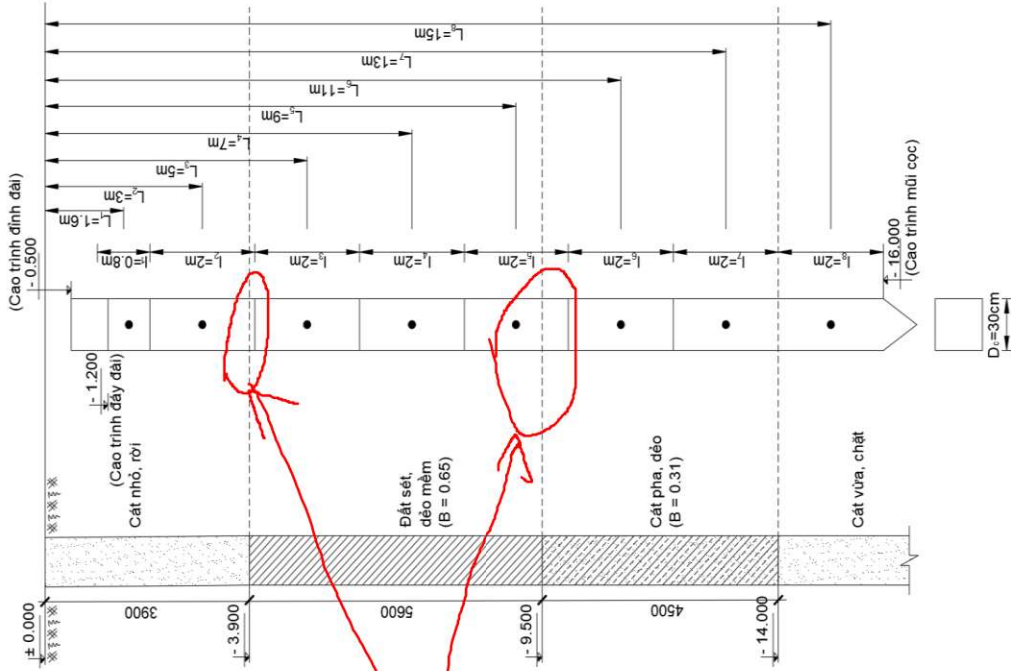
$$R_{cu} = u_c \sum \tau_{il} l_i + r_n F_c = 1311,7 \quad \text{kN}$$

- Sức chịu tải tính toán của cọc khi chịu nén theo đất nền

$$R_{cd,1} = \frac{R_k}{\gamma_k} = \frac{\gamma_c * R_{cu}}{\gamma_k} = 936,91 \quad \text{kN}$$

Trong đó: γc là hệ số điều kiện làm việc của cọc trong đất, lấy bằng 1 với cọc chịu nén.

γk là hệ số tin cậy về phương pháp xác định giá trị tiêu chuẩn của sức chịu tải của cọc theo đất nền lấy bằng 1,4 khi xác định bằng tính toán theo phương pháp thống kê



chia phân tổ sai,
không được nằm
trong 2 lớp đất

Hình 1.7. Trụ địa chất và sơ đồ phân tích móng cọc

b, Dự báo sức chịu tải cọc theo kết quả thí nghiệm SPT

Sức chịu của cọc theo đất nền khi chịu nén được xác định theo công thức

$$R_{cd,SPT} = \frac{R_k}{\gamma_k} = \frac{\gamma_c * R_{cu}}{\gamma_k}$$

Trong đó: Rcu là sức kháng giới hạn của đất lên cọc $R_{cu} = u_c \sum \tau_{il} l_i + r_n F_c$

Giá trị τ_i và r_n được xác định thông qua kết quả thí nghiệm SPT như sau:

$$\tau_i = \alpha * N_i$$

$$r_n = \beta * N_p$$

Trong đó:

N_i : chỉ số SPT trung bình của lớp đất thứ i;

N_p : chỉ số SPT trung bình trong khoảng $1 * D_c$ phía dưới và $4 * D_c$ phía trên mũi cọc với D_c là đường kính của cọc $D_c = 0,3 \text{ m}$

α, β : phụ thuộc vào phương pháp thí công, giá trị được lấy theo TCVN 10304, với cọc thí công ép ta có:

$$\alpha = 2 \quad \beta = 400$$

Lớp	Tên đất	α	N_{SPT}	l_i	$\tau_i \text{ (kN/m}^2\text{)}$
1	Cát nhỏ	2	8	2,7	16
2	Sét	2	7	5,6	14
3	Cát pha	2	14	4,5	28
4	Cát vừa	2	32	2	64

Ta có: $R_n = R_a = \beta * N_4 = 12800 \text{ kN/m}^2$

Sức kháng giới hạn của đất nền lên cọc:

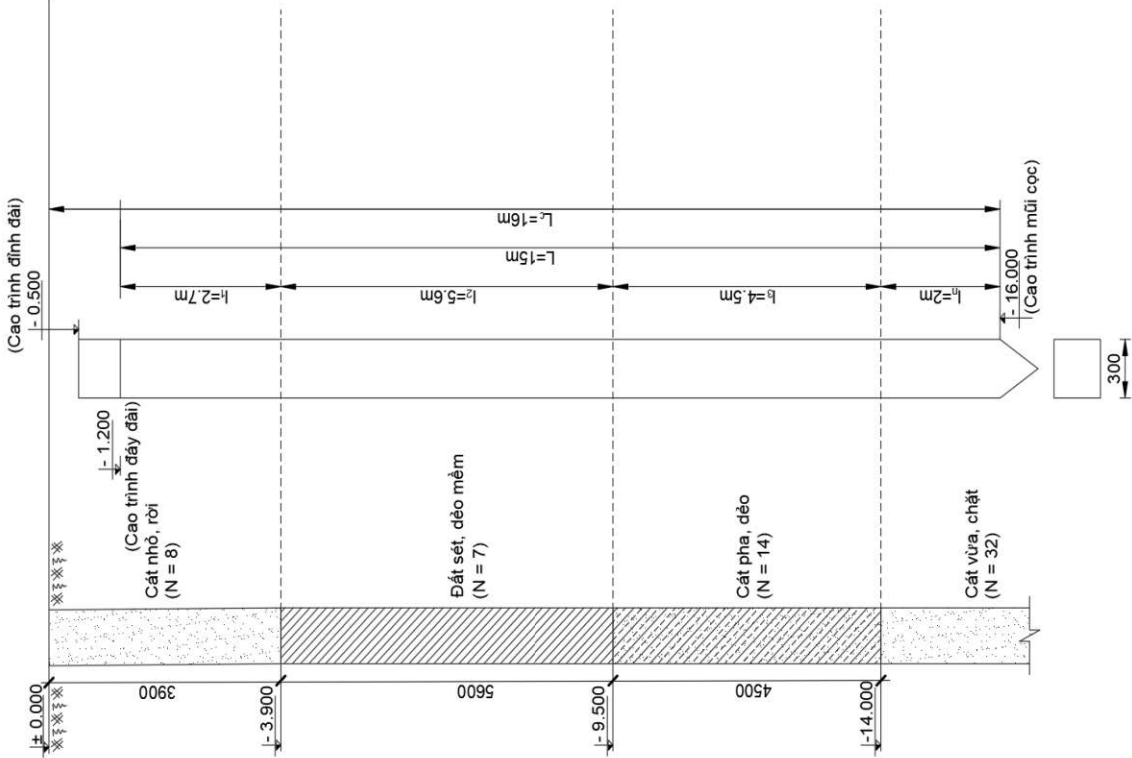
$$R_{cu} = u_c \sum \tau_{il} l_i + r_n F_c = 1602,72 \text{ kN}$$

- Sức chịu tải tính toán của cọc khi chịu nén theo kết quả thí nghiệm SPT

$$R_{cd,SPT} = \frac{R_k}{\gamma_k} = \frac{\gamma_c * R_{cu}}{\gamma_k} = 1068,48 \text{ kN}$$

Trong đó: γ_c là hệ số điều kiện làm việc của cọc trong đất, lấy bằng 1 với cọc chịu nén.

γ_k là hệ số tin cậy về phương pháp xác định giá trị tiêu chuẩn của sức chịu tải của cọc theo đất nền lấy bằng 1,5 khi xác định bằng kết quả SPT



Hình 1.8 Minh họa cọc theo kết quả thí nghiệm SPT

c, Dự báo sức chịu tải cọc theo kết quả thí nghiệm CPT

Sức chịu của cọc theo đất nền khi chịu nén được xác định theo công thức

$$R_{cd,CPT} = \frac{R_k}{\gamma_k} = \frac{\gamma_c * R_{cu}}{\gamma_k}$$

Trong đó: R_{cu} là sức kháng giới hạn của đất lên cọc

$$R_{cu} = u_c \sum \tau_{il_i} + r_n F_c$$

Giá trị τ_i và r_n được xác định thông qua kết quả thí nghiệm SPT như sau:

$$\tau_i = q_{ci} / \alpha_i$$
$$R_n = k_n * q_{cn}$$

Lớp đất	Tên đất	q_c (kN/m ²)	l_i (m)	α_i	τ_i (kN/m ²)	τ_{max} (kN/m ²)
1	Cát nhỏ	3100	2,7	100	31	120
2	Sét	1240	5,6	30	41,3	15
3	Cát pha	2080	4,5	40	52	80
4	Cát vừa	15700	2	150	104,7	150

Khi xác định τ_i luôn lấy nhỏ hơn hoặc bằng giá trị cực đại τ_{max} khi tra bảng IV.3 Sách Nền và Móng

Ta có

$$\begin{aligned} \text{Lớp 1: chọn } \tau_1 &= 31 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Lớp 2: chọn } \tau_2 &= 15 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Lớp 3: chọn } \tau_3 &= 52 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Lớp 4: chọn } \tau_4 &= 104,7 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Mũi cọc đặt ở lớp thứ 4 ta có } k_4 = 0,4; q_c = 15700 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow R_4 = 6280 \text{ kN/m}^2$$

Sức kháng giới hạn của đất nền lên cọc:

$$R_{cu} = u_c \sum \tau_{il_i} + r_n F_c = 1298,52 \text{ kN}$$

Sức chịu tải tính toán của cọc khi chịu nén theo kết quả thí nghiệm SPT

$$R_{cd,CPT} = \frac{R_k}{\gamma_k} = \frac{\gamma_c * R_{cu}}{\gamma_k} = 1082,1 \text{ kN}$$

Trong đó: γ_c là hệ số điều kiện làm việc của cọc trong đất, lấy bằng 1 với cọc chịu nén.

γ_k là hệ số tin cậy về phương pháp xác định giá trị tiêu chuẩn của sức chịu tải của cọc theo đất nền lấy bằng 1,2 khi xác định bằng kết quả CPT

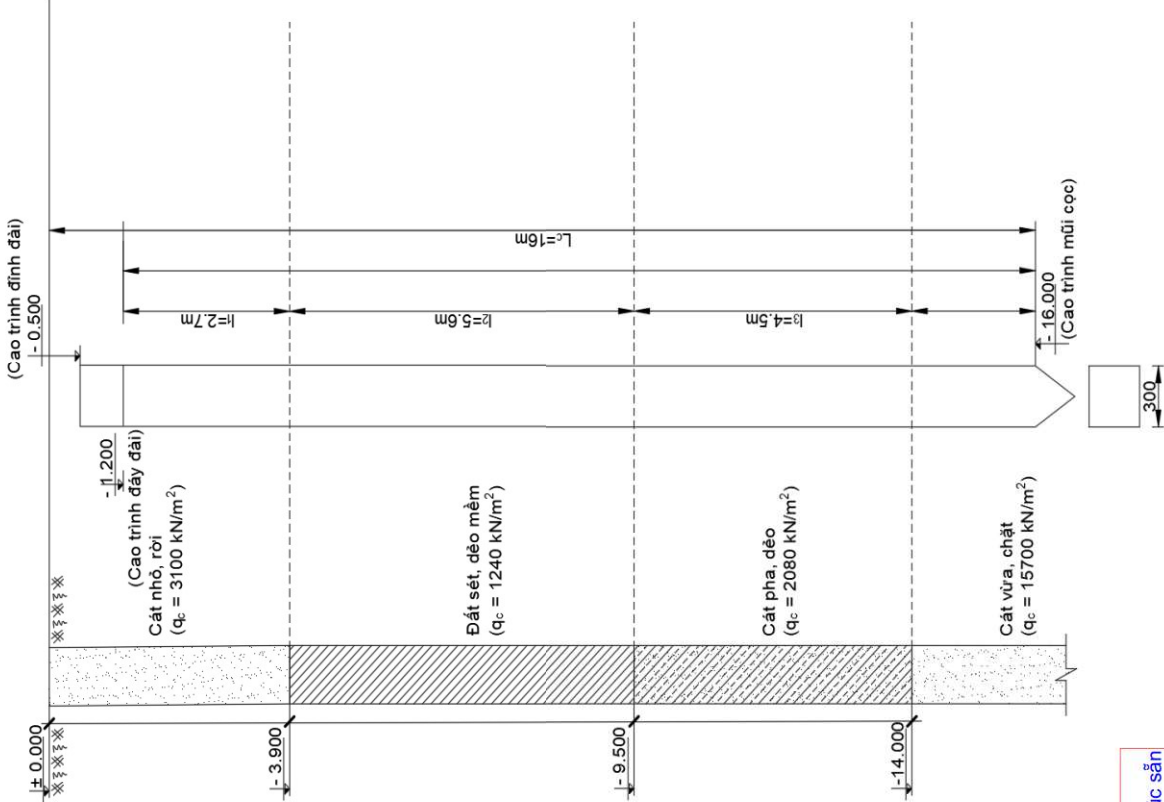
Sức chịu tải tính toán của cọc theo đất nền khi nén $[P_{dn}]$

$$[P_{dn}] = \min \{ R_{cd,1} ; R_{cd,CPT} ; R_{cd,SPT} \} = 936,91 \text{ kN}$$

Sức chịu tải tính toán của cọc khi chịu nén

$$[P] = \min \{ [P_{dn}] ; R_u \} = 936,91 \text{ kN}$$

Lưu ý:
cần chú ý tới bài toán- ở đây là cọc đúc sẵn và thi công bằng phương pháp ép / đóng. Với bài toán này thì cần chú ý tới lực thi công tức lực đóng ép, để có mối tương quan giữa R_{vi} và $[P_{dn}]$.



Hình 1.9 Minh họa cọc theo kết quả thí nghiệm CPT

VI. Xác định số lượng và bố trí cọc

- Chọn sơ bộ số lượng cọc theo TTGH1:

$$n = \beta \frac{N_o}{[P]} = 4,60$$

Với $\beta = 1,6$ (1.2-2) hệ số xét đến ảnh hưởng của mômen và trọng lượng đài

N_o Tải trọng tính toán thẳng đứng tác dụng vào móng tại chân cột theo TTGH1

[P] Sức chịu tải của cọc

→ chọn: $n = 5$ cọc

- Bố trí cọc trong đài cọc: Hình 1.10

- Kích thước đài:

$$B_o = 1,8 \text{ m}$$

$$L_o = 2,4 \text{ m}$$

$$h = 0,8 \text{ m}$$

- Chọn sơ bộ chiều cao đài là:

$$a = 5 \text{ cm}$$

$$h_o = 0,75 \text{ m}$$

→

V. Xác định tải trọng lên cọc và kiểm tra cọc trong giai đoạn sử dụng

Tải trọng tính toán vào từng cọc (lực đặt đầu cọc) được xác định theo công thức:

$$P_i = \frac{N_{d1}}{n} + \frac{M_{x,d1} y_i}{\sum_{i=1}^n y_i^2} + \frac{M_{y,d1} x_i}{\sum_{i=1}^n x_i^2}$$

- n : số lượng cọc trong móng

- N, M_x, M_y : tải trọng ở đáy đài tính theo TTGH1;

- $P_{\text{liên max}}$ $P_{\text{kéo max}}$ là tải trọng tính toán nén lớn nhất, và kéo lớn nhất tác dụng vào đầu cọc;

- x_i, y_i : tọa độ của tâm cọc thứ i trong hệ trục quán tính chính trung tâm Oxy

Tải trọng tại đáy đài được xác định như sau:

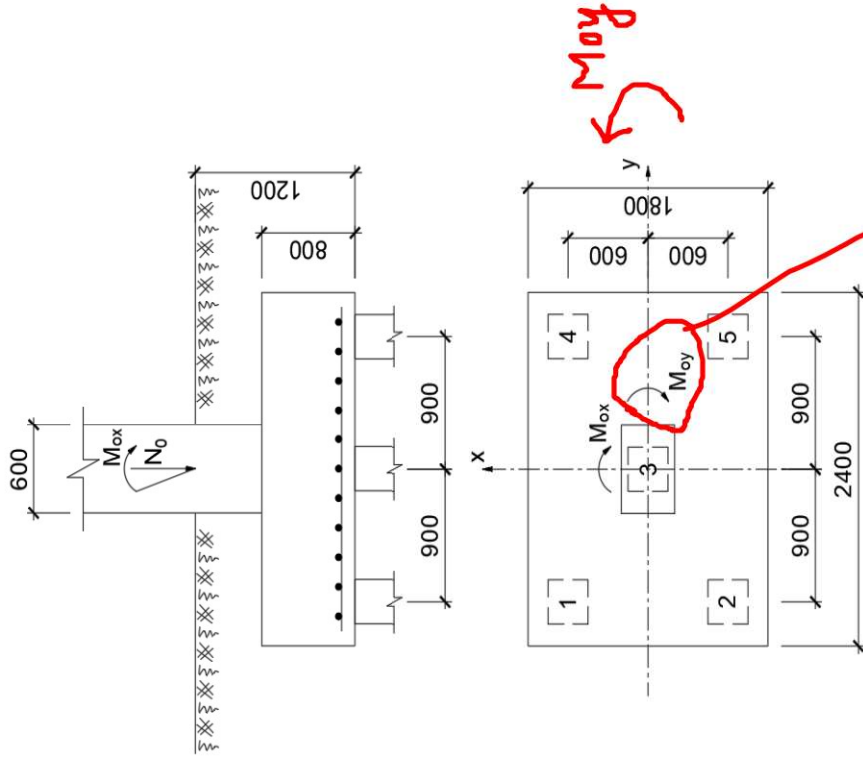
$$N = N_o + (l \cdot b \cdot h_d) \cdot \gamma_{tb} = 3338,88 \text{ kN}$$

$$M_x = M_{ox,d1} = 334 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_{oy,d1} = 148,80 \text{ kN.m}$$

Kết quả xác định tải trọng lên các cọc

i	Tọa độ		$\frac{M_x \cdot y_i}{\sum_{i=1}^n y_i^2}$	$\frac{M_y \cdot x_i}{\sum_{i=1}^n x_i^2}$	P_i (kN)	P_{oi} (kN)
	x_i	y_i				
1	0,6	-0,9	-92,67	62	637,11	616,37
2	-0,6	-0,9	-92,67	-62	513,11	492,37
3	0	0	0	0	667,78	647,04
4	0,6	0,9	92,67	62	822,44	801,71
5	-0,6	0,9	92,67	-62	698,44	677,71



Hình 1.10: Sơ đồ bố trí cọc

Nhìn vào giá trị lực tác dụng vào đầu cọc, thì thấy rằng:

chiều của M_{oy} bị sai

Với P_{oi} là tải trọng lên các cọc không kể đến trọng lượng của đài và đất trên đài

Tất cả các cọc đều chịu lực nén (vì $P_i > 0$)

Ta có $P_{c,max,d1} = 822,44$

Để kiểm tra sự làm việc của cọc, lực tác dụng vào cọc cần được so sánh với SCT tính toán của cọc. Cụ thể như sau:

$$P_{c,max,d1} + \gamma_f W_c \leq R_{d,c}$$

Trong đó:

$P_{c,max,d1}$ là tải trọng tính toán nén lớn nhất tác dụng vào đầu cọc;

$R_{d,c}$ là các SCT tính toán của cọc khi nén, được xác định ở mục

γ_f là hệ số tin cậy về tải trọng của trọng lượng bản thân cọc, lấy theo chỉ dẫn

trong TCVN 2737. Theo đó, với cọc bê tông chịu nén $\gamma_f = 1,1$

W_c là giá trị tiêu chuẩn của trọng lượng bản thân cọc $W_c = F_c \cdot l_c \cdot \gamma_{con} = 33,3 \text{ kN}$

Ta có

$$P_{c,max,d1} + \gamma_f W_c = 859,07 \text{ kN} < R_{d,c} : 936,91 \text{ kN}$$

=> Thỏa mãn

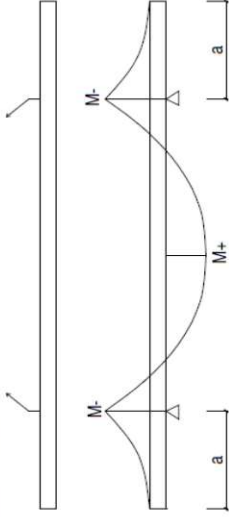
Kiểm tra điều kiện kinh tế:

$$\frac{R_{cd} - P_{max}}{R_{cd}} \cdot 100 = 8 \% < 10\% \Rightarrow \text{Thỏa mãn điều kiện kinh tế}$$

V.2. Tính toán kiểm tra cọc trong giai đoạn thi công

1. Kiểm tra trong giai đoạn thi công

a. Khi vận chuyển cọc



Hình 1.11 : Sơ đồ làm việc của đoạn cọc khi vận chuyển

Với

$$q = \gamma \cdot F_c \cdot n = 25 \cdot 0,3 \cdot 1,5 = 3,38 \text{ kN}$$

$$n = 1,5 \text{ là hệ số động}$$

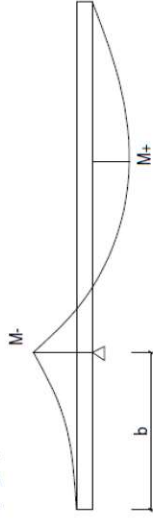
F_c : Diện tích cọc

$$\gamma: \text{Trọng lượng riêng của bê tông } \gamma = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Ta chọn } a \text{ sao cho } M+ = M-: a = 0,207 \cdot l_c = 1,6 \text{ m}$$

$$\rightarrow M1 = q \cdot a^2 / 2 = 4,07 \text{ kN.m}$$

b. Khi lắp dựng cọc



Hình 1.12. Sơ đồ làm việc của cọc khi lắp dựng

Ta chọn b sao cho $M+ = M-: b = 0.294 \cdot l_c = 2,2 \text{ m}$
 $\rightarrow M2 = q \cdot b^2 / 2 = 8,20 \text{ kN.m}$

Nhận xét: $M2 > M1$ nên ta dùng M2 để tính toán cốt thép.

Chọn lớp bảo vệ cốt thép: $a = 2 \text{ cm}$
 $\rightarrow h_0 = h - a = 28 \text{ cm}$

Cốt thép tính toán:

$$A_s = \frac{M_2}{0.9 \cdot R_s \cdot h_0} = \frac{0,00012522 \text{ m}^2}{1,25 \text{ cm}^2}$$

Chọn cốt thép cọc: 2φ20 ($A_s = 6,28 \text{ cm}^2$)

Kiểm tra hàm lượng cốt thép: (4φ20)

c. Tính toán cốt thép làm móng cầu:

Lực kéo ở móng cầu trong trường hợp cầu lắp cọc: $F_k = q \cdot l$

$\Rightarrow$ Lực kéo ở một nhánh, gần đúng:

$$F'_k = F_k / 4 = q \cdot l / 4 = 5,91 \text{ kN}$$

$$\text{Diện tích cốt thép của móng cầu: } A_s = F'_k / R_s = \frac{2,81 \text{ E-} 05 \text{ m}^2}{28,125 \text{ mm}^2} = 28,125 \text{ mm}^2$$

Chọn thép móng cầu φ10 có $A_s = 78,5 \text{ mm}^2$

d. Lực ép cọc lớn nhất, nhỏ nhất: (Theo TCVN 9396-2012)

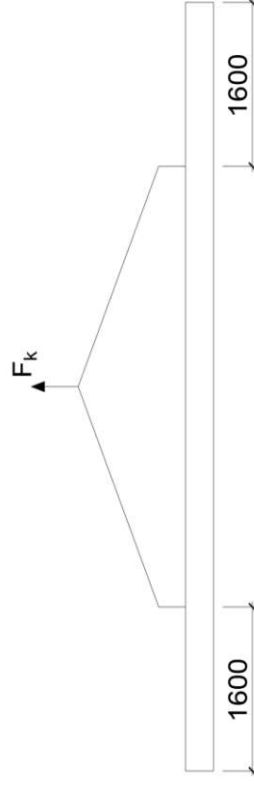
Lực ép nhỏ nhất do Nhà thiết kế quy định để đảm bảo tải trọng thiết kế lên cọc; thông thường lấy bằng 150% đến 200% tải trọng thiết kế

$$\text{Pep min} = 1405,4 \text{ kN}$$

Lực ép lớn nhất do Nhà thiết kế quy định: (1) không vượt quá sức chịu tải của vật liệu cọc; (2) được tính toán theo kết

quả xuyên tĩnh CPT, khi không có kết quả này thì lấy 200% - 300% tải trọng thiết kế

$$\text{Pep max} = 1631,7 \text{ kN}$$



Hình 1.13: Sơ đồ lực kéo móng cầu

Hướng dẫn: Phạm Thế Anh

Bộ môn: Cơ học đất - Nền móng, ĐHXD

VI. Tính toán chiều cao đài

Chọn chiều cao đài $h = 0,8 \text{ m}$

1. Đâm thủng 2 phương (1 tháp)

Khả năng chống đâm thủng:

$$F_{dt} \leq R_{dt} = 2h_0 R_{bt} \left[\frac{h_0}{c_1} (b_{cot} + c_2) + \frac{h_0}{c_2} (L_{cot} + c_1) \right]$$

h_0 : chiều cao làm việc của đài $h_0 = 0,75 \text{ m}$

R_{bt} : cường độ chịu kéo chính của bê tông $R_{bt} = 1050 \text{ kN/m}^2$

$l_c = 0,6 \text{ m}$ $b_c = 0,4 \text{ m}$

- Nếu $c_1 < 0,4h_0$ thì lấy $c_1 = 0,4h_0$ tức tỷ số $h_0/c_1 = 2,5$

- Nếu $c_1 > 0,4h_0$ thì lấy $c_1 = h_0$ (tức giá trị lớn nhất của $c_1, c_1^{max} = h_0$ hay tháp đâm thủng có góc mở lớn nhất là 45 độ)

Vì $C_1 = 0,45 \text{ m} > 0,4 h_0 = 0,3 \text{ m}$ và $C_2 = 0,25 \text{ m} < 0,4 h_0$ nên lấy $C_1 = 0,6 \text{ m}, C_2 = 0,3 \text{ m}$

$$\Rightarrow R_{dt} = 6103,125 \text{ kN}$$

Lực đâm thủng $F_{dt} = (P_{01} + P_{02} + P_{04} + P_{05}) - \gamma_{tb} \cdot h = 2564,16 \text{ kN}$

là tổng phản lực của các cọc ngoài tháp đâm thủng (không kể đến trọng lượng đài và phần đất trên đài)

Ta có $F_{dt} = 2549,76 \text{ kN} < R_{dt} = 5231,25 \text{ kN} \Rightarrow$ Thỏa mãn điều kiện kiểm tra

2. Đâm thủng 1 phương:

Khả năng chống đâm thủng:

$$F_{dt} \leq Q_b = 1,5bh_0 R_{bt} \frac{h_0}{c}$$

h_0 : chiều cao làm việc của đài $h_0 = 0,75 \text{ m}$

R_{bt} : cường độ chịu kéo chính của bê tông $R_{bt} = 1050 \text{ kN/m}^2$

$l_c = 0,6 \text{ m}$ $b_c = 0,4 \text{ m}$

$C = 0,45 \text{ m}$

Ta có $C = 0,45 \text{ (m)} \leq 0,6 h_0 = 0,6 \cdot 0,75 = 0,45$ thì sức kháng cắt Q_b lớn nhất

$$Q_b = 2,5bh_0 R_{bt} = 3543,75 \text{ kN}$$

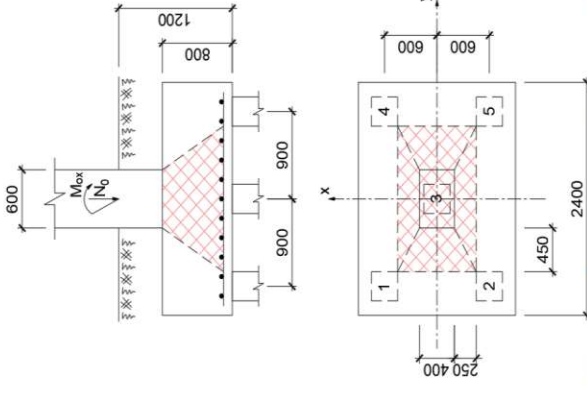
Lực đâm thủng: $F_{dt} = (P_{04} + P_{05}) - \gamma_{tb} \cdot h_d = 1455,413 \text{ kN}$

là tổng phản lực của các cọc ngoài tháp đâm thủng (không kể đến trọng lượng đài và phần đất trên đài)

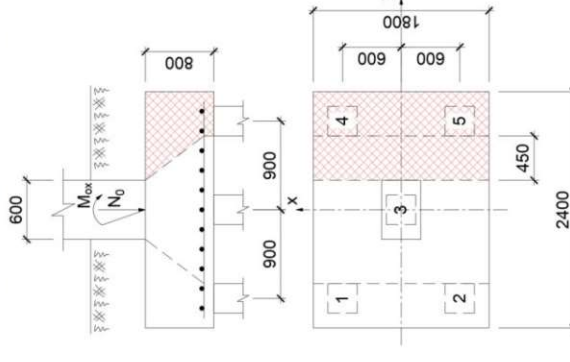
Ta có $F_{dt} = 1376,88 \text{ kN} < Q_b = 3037,5 \text{ kN}$

$\Rightarrow$ Thỏa mãn điều kiện kiểm tra

Như vậy, $h = 0,8 \text{ m}$ đã chọn là hợp lý



Hình 1.14: Đâm thủng 2 phương, tháp đâm thủng dài 5 cọc



Hình 1.15: Đâm thủng theo 1 phương

Hướng dẫn: Phạm Thế Anh

Bộ môn: Cơ học đất - Nền móng, ĐHXD

VII. Tính cốt thép chịu uốn trong bản móng theo TTGH1

Coi đài làm việc như bản công xon, ngàm tại mép cột công trình, độc lập theo hai phương. Do đó, việc tính toán cốt thép cho đài như sau.

Mô men lớn nhất tại tiết diện đài cọc sát mép cột (tiết diện nguy hiểm):

$$M_{max} = \sum_{j=1}^k P_j \cdot z_j$$

Trong đó:

M_{max} : mô men tại tiết diện nguy hiểm do phản lực từ k cọc bên ngoài gây ra;

k: số cọc nằm ngoài tiết diện (về phía gây ra mô men uốn);

P_j : phản lực tại đỉnh cọc thứ j ở phía ngoài tiết diện

z_j : khoảng cách từ tìm cọc thứ j đến tiết diện tính toán

- Cốt thép theo phương y, tại I-I

Ta có	$P_{0,4} = 801,71 \text{ kN}$	$z_4 = 0,6 \text{ m}$
	$P_{0,5} = 677,71 \text{ kN}$	$z_5 = 0,6 \text{ m}$

$$\rightarrow M = 887,65 \text{ kN.m}$$

Hàm lượng thép cần thiết:

$$A_s = \frac{M_{max}}{0,9 \cdot R_s \cdot h_0} = \frac{0,00506 \text{ m}^2}{5057,82 \text{ mm}^2} = 5399,90 \text{ cm}^2$$

→ Chọn 11 thanh $\phi 25a160, A_s =$

Hàm lượng cốt thép

$$\mu\% = \frac{A_s}{B \cdot h_0} = 0,30 \% > 0,05\%$$

- Cốt thép theo phương x, tại II-II

Ta có

$P_{0,1} = 616,37 \text{ kN}$	$z_1 = 0,4 \text{ m}$
$P_{0,4} = 801,71 \text{ kN}$	$z_4 = 0,4 \text{ m}$

$$\rightarrow M = 567,23 \text{ kN.m}$$

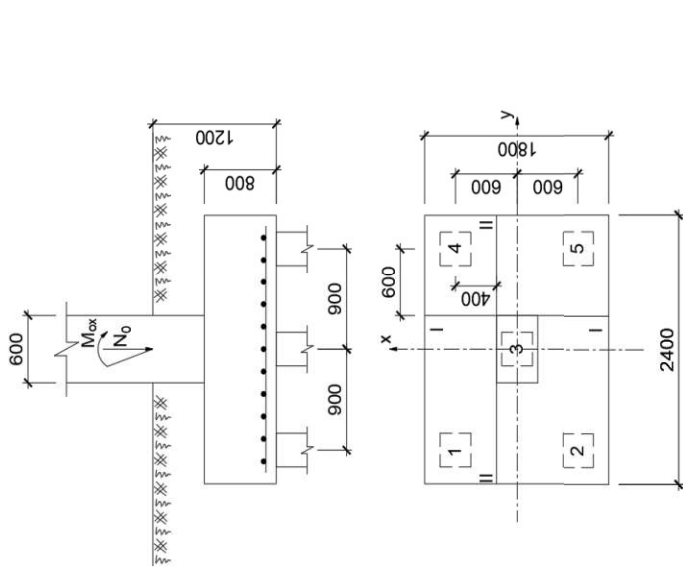
Hàm lượng thép cần thiết:

$$A_s = \frac{M_{max}}{0,9 \cdot R_s \cdot h_0} = \frac{0,00323 \text{ m}^2}{3232,09 \text{ mm}^2} = 3456,20 \text{ mm}^2$$

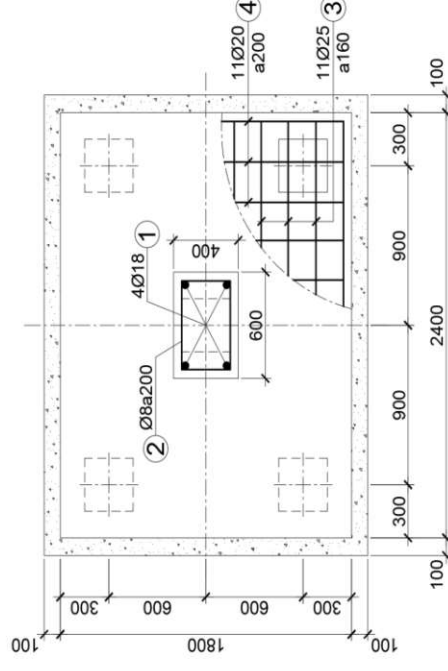
→ Chọn 11 thanh $\phi 20 a200, A_s =$

Hàm lượng cốt thép

$$\mu\% = \frac{A_s}{L \cdot h_0} = 0,26 \% > 0,05\%$$



Hình 1.16: Sơ đồ tính mômen uốn lớn nhất trong móng

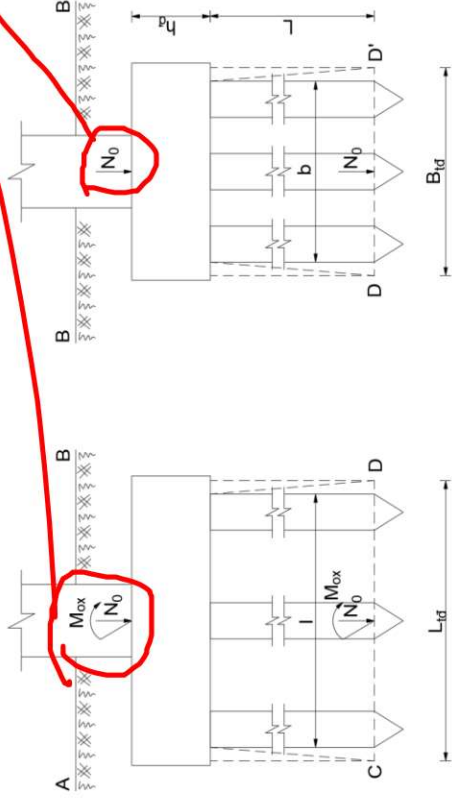


Hình 1.17: Bố trí cốt thép đài cọc

(Nội dung tính lún này có thể thực hiện trước khi tính kết cấu đài cọc)

VIII. Kiểm tra lún của móng cọc

các lực này: đề bài cho là ở cốt mặt đất !!!



Ở đây cần vẽ thêm / bổ sung mặt bằng móng, trên đó thể hiện: cột, các trục, kích thước mặt bằng đài, và kích thước đáy móng tương đương

Hình 1.18: Móng tương đương (theo TCVN 10304)

Kiểm tra độ lún của móng cọc: cần tính toán như móng đơn. Thực hiện bằng cách quy móng cọc về móng tương đương và tính toán như móng đơn.

Giá trị góc mở và kích thước móng tương đương được xác định như sau

$$\varphi_{tb} = \frac{\sum \varphi_i h_i}{\sum h_i}$$

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

$$L_{eq} = l + 2L \cdot \tan \alpha$$

$$B_{eq} = b + 2L \cdot \tan \alpha$$

Trong đó: h_i : chiều dài cọc qua lớp đất thứ i

φ_i : góc ma sát của lớp đất thứ i trong phạm vi chiều dài tính toán cọc L theo TTGH 2
 l và b : phần kích thước của đài tính đến mép ngoài của cọc biên

Ta có	$\varphi_1'' =$	27,22 độ	$h_1 =$	2,7 m
	$\varphi_2'' =$	8,19 độ	$h_2 =$	5,6 m
	$\varphi_3'' =$	15,99 độ	$h_3 =$	4,5 m
	$\varphi_4'' =$	33,28 độ	$h_4 =$	2 m
=>	$\varphi_{tb} = \frac{\sum \varphi_i h_i}{\sum h_i}$	=	17,4 độ	
=>	$\alpha = \frac{\varphi_{tb}}{4}$	=	4,4 độ	

Kích thước móng tương đương

$$L_{eq} = l + 2L \cdot \tan \alpha = 4,56 \text{ m}$$

$$B_{eq} = b + 2L \cdot \tan \alpha = 3,96 \text{ m}$$

- Áp lực tiếp xúc dưới đáy móng theo TTGH2.

$$p_{tx}^{II} = \frac{N_0}{l \cdot b} + \gamma_{tb} \cdot h_m = 469,02 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$p_{Max,d2}^{Mx} = p_{tx}^{II} + \frac{6 \cdot M_{tx}^{II}}{l \cdot b^2} = 492,28 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$p_{Max}^{My} = p_{tx}^{II} + \frac{6 \cdot M_{tx}^{II}}{l \cdot b^2} + \frac{6 \cdot M_{ty}^{II}}{b \cdot l^2} = 478,03 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$p_{Min}^{My} = p_{tx}^{II} - \left(\frac{6 \cdot M_{tx}^{II}}{l \cdot b^2} + \frac{6 \cdot M_{ty}^{II}}{b \cdot l^2} \right) = 436,75 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Áp lực khổng chế của nền R_{d2}

$$R_{d2} = \frac{m_1 \cdot m_2}{k_{tc}} (A \cdot B_{eq} \cdot \gamma_{d2} + B \cdot L_c \cdot \gamma_{s,d2} + D \cdot c_{d2})$$

Trong đó m_1, m_2 : lần lượt là hệ số điều kiện làm việc của nền đất và hệ số điều kiện làm việc của nhà hoặc công trình

k_{tc} : hệ số tin cậy (bảng 1 khi có thí nghiệm đất trực tiếp)

A,B,D: hệ số không thứ nguyên phụ thuộc vào góc ma sát φ_{d2}

B_{eq} : bề rộng móng tương đương

L_c : chiều sâu mũi cọc

$\gamma_{s,d2}$: trọng lượng riêng có lợi của đất trên mũi cọc

$\gamma_{d2}, c_{d2}, \varphi_{d2}$: trọng lượng riêng có lợi, lực dính, góc ma sát trong của đất dưới mũi cọc

$m_1 =$	1,1	$A =$	1,47
$m_2 =$	1,2	$B =$	6,93
$k_{tc} =$	1	$D =$	8,97
$\gamma_{s,d2} =$	18,3 (kN/m ²)	$\gamma_{d2} =$	19,4 (kN/m ²)
$\rightarrow R_{d2} =$	2827,64 (kN/m ²)		

Kiểm tra điều kiện áp lực khổng chế

- Giả thiết mặt đất nằm ngang. Điều kiện kiểm tra:

$$p_{tb,d2} \leq R_{d2} \quad 469,02 \text{ kN/m}^2 < 2827,64 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{Max,d2}^{Mx} \leq 1,2 R_{d2} \quad 492,28 \text{ kN/m}^2 < 3393,17 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{Max,d2}^{My} \leq 1,5 R_{d2} \quad 478,03 \text{ kN/m}^2 < 4241,46 \text{ kN/m}^2$$

=> Thỏa mãn điều kiện về áp lực khổng chế

Sai giống phần móng nông: Mx tương ứng với chiều l,

My tương ứng với chiều b

Kí hiệu chưa đúng: $p_{max,d2} \dots$

Tải trọng thẳng đứng ở độ sâu mũi cọc là $N = N_0 + W_{td} = 8318,53 \text{ kN}$

Trong đó

$$\begin{aligned} W_{\text{đài}} + \text{đất trên đáy đài} + \text{cọc} + \text{đất} &= 5622,53 \text{ kN} \\ W_{\text{đài}} + \text{đất trên đáy đài} &= (h_d * L_{eq} * B_{eq}) * \gamma_{tb} = 434,20 \text{ kN} \\ W_{\text{cọc}} &= 1 * 5 * (L_c * F_c) * \gamma_{con} = 166,5 \text{ kN} \\ W_{\text{đất}} &= (L_c * L_{ep} * B_{ep} - 5 * (L_c * F_c)) * \gamma_{tb, \text{đất}} = 5021,83 \text{ kN} \\ \gamma_{tb, \text{đất}} &= \frac{\sum \gamma_i h_i}{\sum h_i} = 18,3 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

tính theo TTGH 2 nên là các
hệ số về dung trọng lấy = 1.0

OK

với 1,0 là hệ số tin cậy về trọng lượng kết cấu và đất theo TCVN 2737.
Tải trọng gây lún ở tâm đáy móng quy ước:

$$p = \frac{N}{L_{eq}} - \gamma_{tb} \cdot H_{eq} = 167,00 \text{ kN}$$

Dự báo lún tại tâm đáy móng theo nền đồng nhất (do dưới mũi cọc chỉ có lớp 04):

$$S = p * B_{ep} * \omega * \frac{1 - \mu_{04}^2}{E_{04}} = 0,018 \text{ m}$$

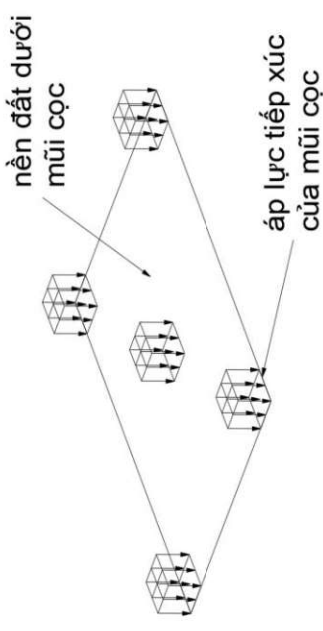
Trong đó $\omega = f(L_{ep}/B_{ep} = 1,15) = 0,94$

Độ lún dự báo $S \approx 2 \text{ cm} < [S] = 10 \text{ cm}$ thỏa mãn điều kiện biến dạng

IX. Kiểm tra sức chịu tải của nền dưới mũi cọc

Vì khi tính toán áp lực tiếp xúc dưới đáy móng, ta đã quy móng cọc về móng tương đương có kích thước $L_{eq} \times B_{eq}$ lớn hơn so với diện tích mũi của 5 cọc (Hình 1.19)
Mặt khác, lớp đất thứ 4 là lớp đất có tính chất xây dựng tốt và không có lớp đất yếu ở dưới lớp 4.

=> Vì vậy không phải kiểm tra sức chịu tải của nền dưới mũi cọc



Hình 1.19: Áp lực tiếp xúc dưới đáy móng của mũi cọc

Lý luận chưa đạt. Nên trình bày theo 1 trong 2 cách như sau:

Để kiểm tra SCT của nền dưới mũi cọc có 2 cách:

CÁCH 1: Tính toán kiểm tra khả năng SCT của nền dưới mũi cọc dựa vào điều kiện áp lực không chế như đã làm với móng nông. Nếu đảm bảo điều kiện áp lực không chế thì không cần kiểm tra điều kiện SCT của nền khi nền tại mũi cọc là nền đất.

CÁCH 2: dựa vào sức kháng mũi cọc khi tính cọc đơn. Cụ thể lý luận, lập luận như sau:

- +) SCT của cọc mà trong đó có phần lực mũi cọc đã được kiểm tra với sự cân bằng với lực chân cột truyền xuống móng với hệ số chiết giảm.
- +) Khi kiểm tra SCT của nền đất dưới mũi cọc, một diện tích lớn bao phủ các cọc được sử dụng - mà ta gọi là móng tương đương, tạm tính là diện tích bao phủ các cọc như minh họa ở Hình 1.19. Diện tích này lớn hơn tổng diện tích của 5 cọc rất nhiều.
- +) Móng cọc nằm ở khu vực mặt đất bằng phẳng, không nằm trên mái dốc.
- +) Mặt khác lớp đất dưới mũi cọc không có lớp đất yếu hơn lớp đất tại mũi cọc, và cọc không phải là lớp đá.

Từ các điều trên, với tải trọng chân cột không đổi, thì điều kiện SCT của nền dưới mũi cọc tự động thỏa mãn. Tức không cần kiểm tra SCT của nền đất dưới mũi cọc.