

ĐỒ ÁN NỀN MÓNG PHẦN I TÍNH TOÁN ỔN ĐỊNH TƯỜNG CHẮN

Cần xây một tường chắn trọng lực có mặt cắt như hình vẽ. Tường đặt ở độ sâu $h_m = 1m$ ngang mực nước ngầm, trên nền có các lớp đất như sau:

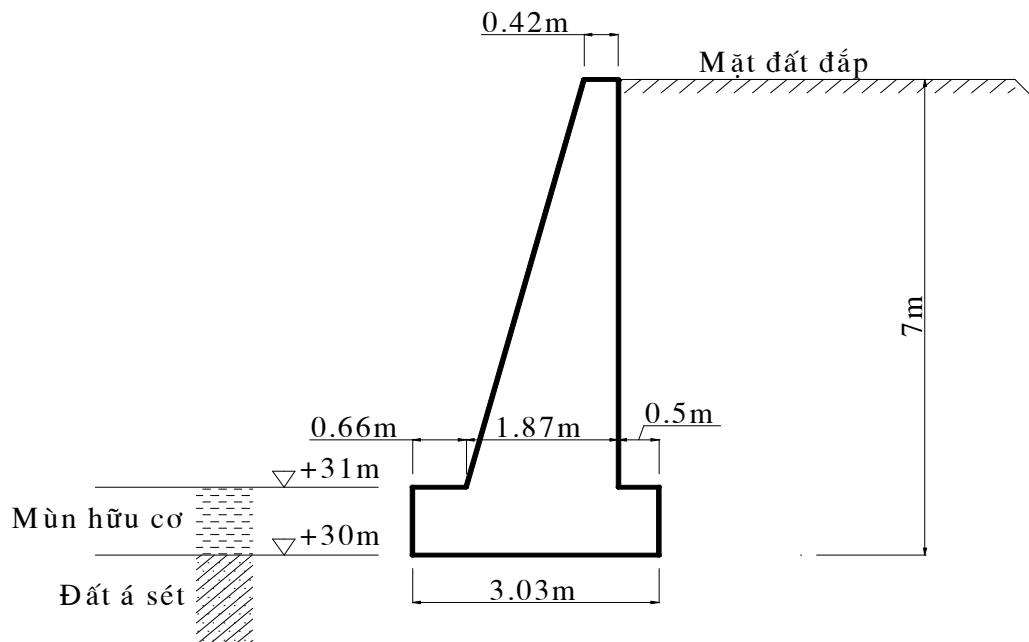
- Lớp trên là mùn hữu cơ dày $1m, \gamma = 18KN/m^3$.
- Lớp dưới là đất á sét ở trạng thái dẻo dày vô hạn:
 $\gamma_{bh} = 19,5KN/m^3; \varepsilon_o = 0,76; \varphi = 15^\circ; c = 15KN/m^2; \mu_o = 0,4; K = 1,5 \cdot 10^{-7} cm/s$
- Thí nghiệm nén không nở hông đất nền á sét nhận được kết quả sau:

$\sigma(KN/m^2)$	0	50	100	150	200
ε	0,76	0,708	0,667	0,635	0,620

- Đất đắp sau tường dùng loại đất á sét : $\gamma = 18KN/m^3; \varphi = 24^\circ; c = 10KN/m^2$.
- Vật liệu làm tường bằng bê tông mác 200, $\gamma_{bt} = 24KN/m^3$.
- Thời gian thi công tường chắn 6 tháng.

Yêu cầu:

1. Tính áp suất đáy móng.
2. Tính độ lún của móng tường chắn.
3. Kiểm tra ổn định về trượt của nền móng tường chắn.



BÀI LÀM

I. Tính áp suất đáy móng.

Công thức tính toán :

$$P_{\max(\min)} = \frac{N}{b} \left(1 \pm \frac{6e}{b}\right)$$

$$\tau = \frac{T_{\text{ngang}}}{b}$$

Trong đó:

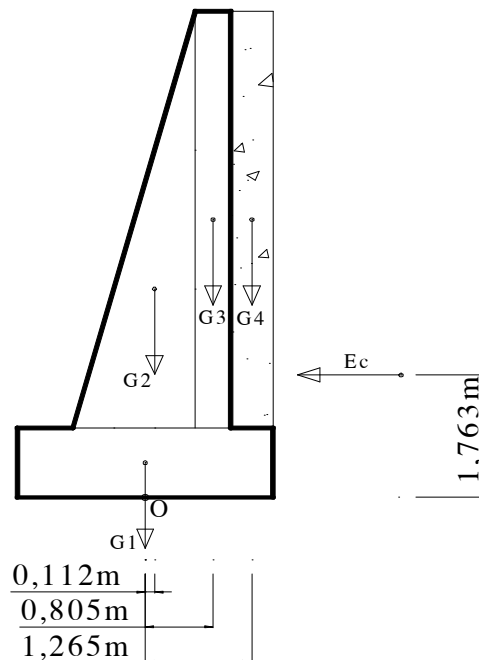
N: Tải trọng công trình gây trượt (KN).

b: Chiều rộng móng (m).

e: Độ lệch tâm.

T_{ngang} : Lực tác dụng ngang (KN).

1. Tính tải trọng công trình gây trượt (N): Bao gồm khối lượng tường và khối đất phía sau tường.



Chia móng thành các phần có khối lượng lần lượt là: G₁; G₂; G₃; G₄ như trên hình vẽ. Ta có :

$$N = \sum G_i$$

- Tính G₁:

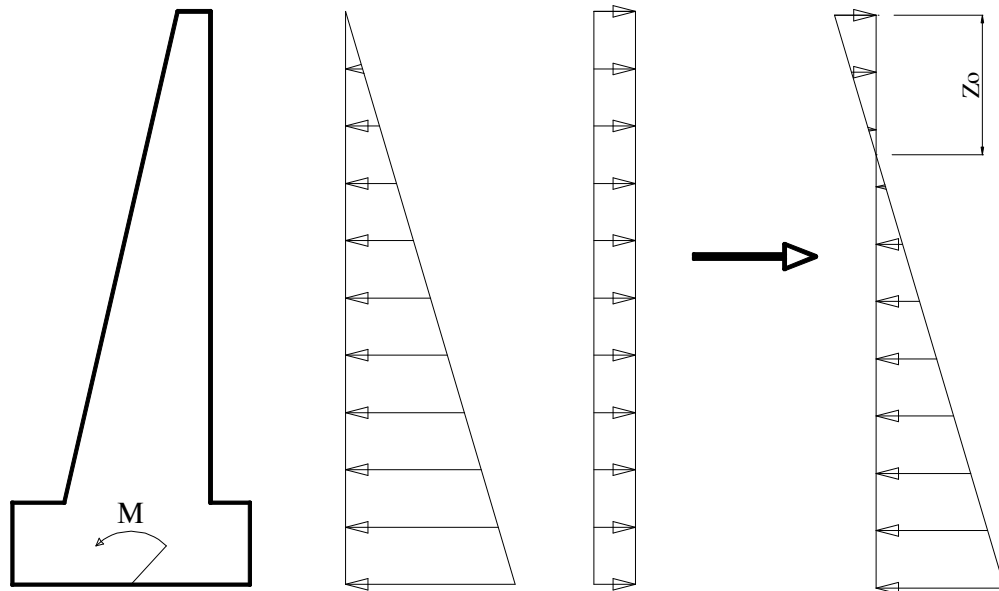
$$G_1 = \gamma_{bt} \cdot F_1 = 24 \cdot 1 \cdot 1 \cdot (0,66 + 1,87 + 0,5) = 72,72 (KN)$$

- Tính G₂:

$$G_2 = \gamma_{bt} \cdot F_2 = 24 \cdot 0,5 \cdot 1,45 \cdot 6 = 104,4 (KN)$$

- Tính G_3 :
 $G_3 = \gamma_{bt} \cdot F_3 = 24,0 \cdot 2,6 = 60,48(KN)$
 - Tính G_4 :
 $G_4 = \gamma \cdot F_4 = 18,0 \cdot 3,0 = 54(KN)$
- $\Rightarrow N = G_1 + G_2 + G_3 + G_4 = 72,72 + 104,4 + 60,48 + 54 = 291,6(KN)$
 Vậy $N = 291,6KN$

2. Tính lực tác dụng ngang (T_{ngang}) : áp lực đất lên tường chắn.



- Lớp đất đắp có :

$$\begin{cases} \gamma = 18KN/m^3 \\ \varphi = 24^\circ \\ c = 10KN/m^2 \end{cases}$$

- Áp dụng công thức : $\sigma_c = \gamma \cdot Z \cdot \lambda_c - 2c\sqrt{\lambda_c}$

Trong đó:

- σ_c : Cường độ áp lực tại một điểm.
- γ : Khối lượng riêng của đất sau tường.
- Z : Độ sâu của điểm cần tính.
- c : Lực dính.

$$\lambda_c : \lambda_c = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,42$$

- Từ công thức trên ta vẽ được biểu đồ phân bố áp lực.
 + Tại độ sâu $Z = Z_0$ ta có $\sigma_c = 0$:

$$Z_o = \frac{2c}{\gamma \sqrt{\lambda_c}} = \frac{2 \cdot 10}{18 \cdot \sqrt{0,42}} = 1,71(m)$$

+ Tổng áp lực đất tác dụng lên tường chắn có trị số bằng diện tích biểu đồ phân bố áp lực, không xét phần mang dấu “-“. Ta có:

$$E_c = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \lambda_c - 2c \cdot H \sqrt{\lambda_c} + \frac{2c^2}{\gamma}$$

$$\Rightarrow E_c = \frac{1}{2} \cdot 18 \cdot 7^2 \cdot 0,42 - 2 \cdot 10 \cdot 7 \cdot \sqrt{0,42} + \frac{2 \cdot 10^2}{18} = 105,6(KN)$$

+ Điểm đặt của E_c (tính từ đáy móng).

$$y = \frac{H - Z_o}{3} = \frac{7 - 1,71}{3} = 1,763(m)$$

$$\text{Vậy } \begin{cases} E_c = 105,6KN \\ Z_o = 1,71m \\ y = 1,763m \end{cases} \text{ hay } T_{ngang} = E_c = 105,6KN$$

3. Tính độ lệch tâm.

- Ta có độ lệch tâm các lực thành phần so với tâm móng O như sau:

Lực	G_1	G_2	G_3	G_4	E_c
e	0	0,112	0,805	1.265	1,763

- Momen tại điểm O tâm của móng là :

$$M = P_i \cdot e_i = G_1 \cdot 0 + G_2 \cdot 0,112 + G_3 \cdot 0,805 + G_4 \cdot 1,265 - E_c \cdot 1,763$$

$$\Rightarrow M = 72,72 \cdot 0 + 104,4 \cdot 0,112 + 60,48 \cdot 0,805 + 54 \cdot 1,265 - 105,6 \cdot 1,763 = -57,484KNm$$

- $N = 291,6KN$

- Độ lệch tâm tải trọng là :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{57,484}{291,6} = 0,197m$$

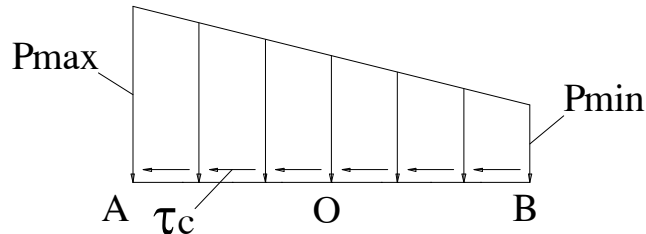
Vậy $e = 0,197m$

4. Tính áp suất đáy móng.

$$- P_{\max} = \frac{N}{b} \left(1 + \frac{6e}{b}\right) = \frac{291,6}{3,03} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,197}{3,03}\right) = 133,78KN/m^2$$

$$- P_{\min} = \frac{N}{b} \left(1 - \frac{6e}{b}\right) = \frac{291,6}{3,03} \left(1 - \frac{6 \cdot 0,197}{3,03}\right) = 58,70KN/m^2$$

$$- \tau_c = \frac{E_c}{b} = \frac{105,6}{3,03} = 34,85KN/m^2$$

Biểu đồ áp suất đáy móng**II. Tính toán theo trạng thái giới hạn I.****1. Phán đoán hình thức trượt.**

- Dự vào QP4253-86, xét 3 chỉ tiêu sau:

+ Chỉ số mô hình N_σ :

$$N_\sigma = \frac{P_{\max}}{b \cdot \gamma} < [N_\sigma]$$

Trong đó:

- N_σ : chỉ số mô hình.
- P_{\max} : áp suất pháp lớn nhất lớn nhất tại đáy móng công trình.
- b : kích thước đáy móng (chiều rộng) song song với lực gây trượt.
- γ : trọng lượng riêng của đất nền.
- $[N_\sigma]$: chỉ số mô hình giới hạn, lấy bằng 3 theo QP4253-86.

Ta có: $N_\sigma = \frac{133,78}{3,03 \cdot 19,5} = 2,26 < [N_\sigma] = 3$

+ Hệ số kháng cắt của đất nền $tg\Psi$:

$$tg\Psi = tg\varphi + \frac{c}{P_{tb}} > 0,45$$

Trong đó:

- $tg\Psi$: hệ số kháng cắt của đất nền.
- $tg\varphi$: hệ số ma sát của đất nền.
- c : lực dính của đất nền.
- P_{tb} : áp suất trung bình tại đáy móng công trình.

$$P_{tb} = \frac{P_{\max} + P_{\min}}{2} = \frac{133,78 + 58,70}{2} = 96,24 \text{ KN/m}^2$$

Ta có:

$$tg\Psi = tg15^0 + \frac{15}{96,24} = 0,42 < 0,45$$

+ Hệ số mức độ cố kết:

$$C_v = \frac{k(1 + \varepsilon_0)t_0}{\gamma_n \cdot h_0^2 \cdot a} \geq 4$$

Trong đó:

- C_v : hệ số mức độ cố kết.
- k, a : hệ số thấm và hệ số nén của đất nền.
 - $k = 1,5 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$
 - $a = \frac{\Delta\varepsilon}{\Delta\sigma} = \frac{0,76 - 0,708}{50 - 0} = 1,04 \cdot 10^{-3}$
- $t_0 = 86400 \cdot 30 \cdot 6 = 15552000 \text{ s}$: thời gian thi công công trình.
- γ_n : trọng lượng riêng của nước.
- $h_0 = 3,03 \text{ m}$: chiều dày tính toán của lớp đất cố kết (thường lấy không lớn hơn chiều rộng móng).
- $\varepsilon_0 = 0,76$: hệ số rỗng của đất ở trạng thái tự nhiên.

$$\text{Ta có: } C_v = \frac{1,5 \cdot 10^{-9} (1 + 0,76) \cdot 15552000}{9,81 \cdot 3,03^2 \cdot 1,04 \cdot 10^{-3}} = 0,44 < 4$$

- Do điều kiện về hệ số mức độ cố kết C_v không thỏa mãn, mặt khác E_c cũng khá lớn nên công trình có thể xảy ra trượt hỗn hợp.

2. Kiểm tra trượt hỗn hợp.

Công thức kiểm tra độ ổn định.

$$n_c \cdot N_{hh} \leq \frac{m \cdot R_{hh}}{k_n}$$

Trong đó:

- + n_c : hệ số vượt tải, coi bằng 1.
 - + m : hệ số điều kiện làm việc, lấy bằng 1.
 - + k_n : hệ số an toàn, lấy bằng 1,15.
 - + N_{hh} : lực gây trượt.
 - + R_{hh} : lực chống trượt.
- a. Lực gây trượt.
- $$N_{hh} = E_c = 105,6 \text{ KN}$$
- b. Lực chống trượt.
- $$R_{hh} = \tau_0 \cdot b_2'' + \tau_{gh} \cdot b_1''$$

- Trong đó:

$$+ \tau_0 = P_{tb} \cdot \operatorname{tg} \varphi + c = 96,24 \cdot \operatorname{tg} 15^\circ + 15 = 40,79 \text{ KN/m}^2$$

+ b_1, b_2 : chiều rộng của phần trượt sâu và trượt phẳng của móng.

+ τ_{gh} : cường độ chống trượt giới hạn trong phần trượt sâu.

- Để tính R_{hh} , ta phải tính b_1, b_2, τ_{gh}

• Tính b_1, b_2 .

+ Đặt $\alpha = \frac{b_1}{b}$ và vẽ quan hệ $\alpha \sim P_{gh}$.

+ Với $\alpha = 1$ ta có $P_{gh} = \frac{R_{gh}}{b_{thuc}} \cdot \cos \delta - n$

$$R_{gh} = N_\gamma \cdot \gamma_{dn} \cdot b_{thuc}^2 + N_q \cdot \gamma_1 \cdot h_m \cdot b_{thuc} + N_c \cdot c \cdot b_{thuc}$$

$$n = \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi} = \frac{15}{\operatorname{tg} 15^\circ} = 55,98 \text{ KN/m}^2$$

Tra bảng (trang 19 bảng tra cơ học đất) với $\varphi = 15^\circ; \delta = 0$ ta có

$$\begin{cases} N_q = 3,961 \\ N_c = 14,750 \\ N_\gamma = 1,366 \end{cases}$$

$$\gamma_{dn} = \gamma_{bh} - \gamma_n = 19,5 - 9,81 = 9,69 \text{ KN/m}^3$$

$$\gamma_1 = 18 \text{ KN/m}^3$$

$$c = 15 \text{ KN/m}^2$$

$$b_{thuc} = 3,03 \text{ m}$$

$$\Rightarrow R_{gh} = 1,366 \cdot 9,69 \cdot 3,03^2 + 3,961 \cdot 18 \cdot 1,3,03 + 14,75 \cdot 15 \cdot 3,03 = 1007,94 \text{ KN/m}$$

$$P_{gh} = \frac{1007,94}{3,03} \cdot \cos 0 - 55,98 = 276,67 \text{ KN/m}^2$$

+ Vẽ quan hệ $\alpha \sim P_{gh}$ qua gốc tọa độ (hình 1).

Đất nền có hệ số kháng cắt $\operatorname{tg} \Psi = 0,42 < 0,45$ thì quan hệ

$\alpha \sim P_{gh}$ là đường thẳng đi qua gốc tọa độ và qua điểm có tung độ

$\alpha = 1$, hoành độ $P_{gh} = 276,67 \text{ KN/m}^2$

+ $P_{tb} = 96,24 \text{ KN/m}^2$ tra quan hệ hình 1 ta được $\alpha = 0,348$

+ $b_1 = \alpha \cdot b_{thuc} = 0,348 \cdot 3,03 = 1,054 \text{ m}; b_2 = b_{thuc} - b_1 = 3,03 - 1,054 = 1,976 \text{ m}$

$$\text{Vậy } \begin{cases} b_1 = 1,054 \text{ m} \\ b_2 = 1,976 \text{ m} \end{cases}$$

• Tính τ_{gh} .

+ Lập quan hệ $\tau_{gh} \sim P_{gh}$.

$$\begin{cases} P_{gh} = \frac{R'_{gh}}{b_u} \cos \delta' - n \\ \tau_{gh} = \frac{R'_{gh}}{b_u} \sin \delta' \end{cases} \quad \text{với } R'_{gh} = N_\gamma \cdot \gamma_{dn} \cdot b_u^2 + N_q \cdot \gamma_1 \cdot h_m \cdot b_u + N_c \cdot c \cdot b_u$$

Giả thiết $\delta' = 0; 0,1\varphi; 0,3\varphi; 0,5\varphi; 0,7\varphi; 0,9\varphi$

$$b_u = b_{thuc} - 2e = 3,03 - 2 \cdot 0,197 = 2,636m$$

$$b_1'' = \alpha \cdot b_u = 0,348 \cdot 2,636 = 0,917m$$

$$b_2'' = b_u - b_1'' = 2,636 - 0,917 = 1,719m$$

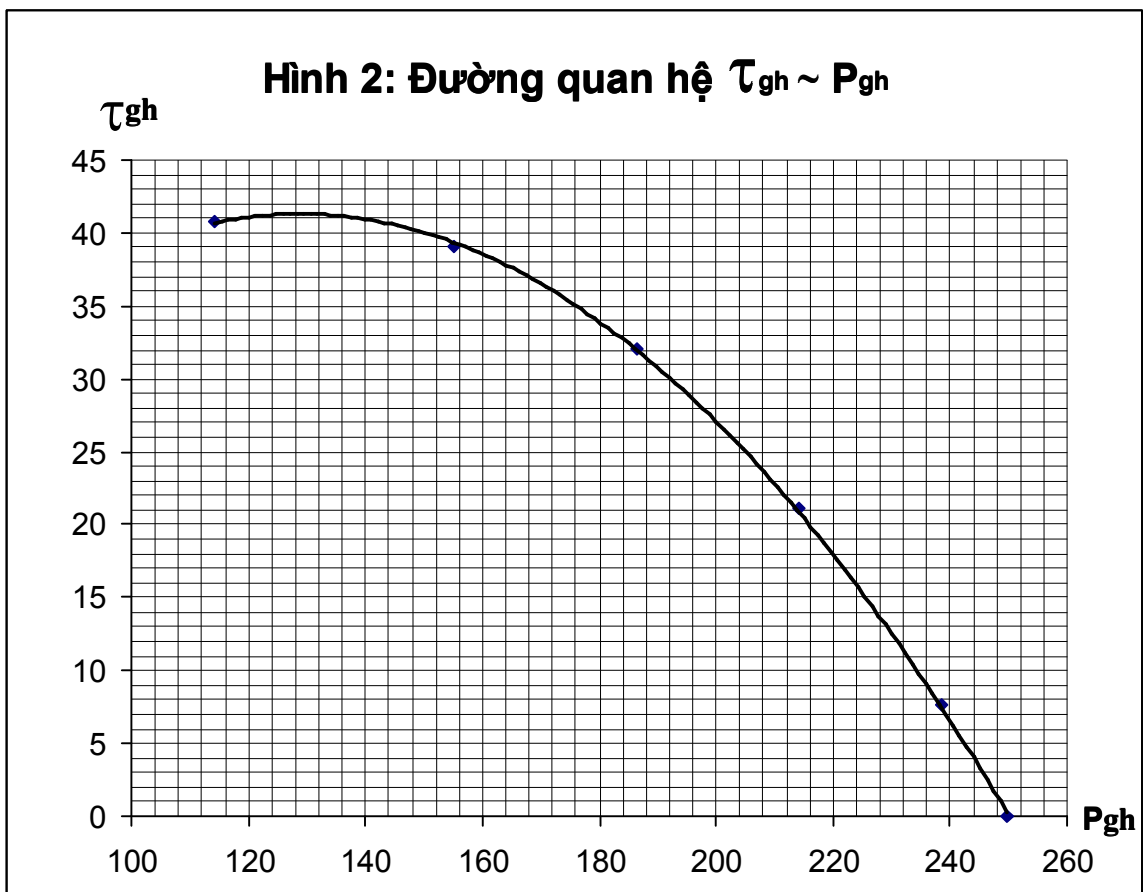
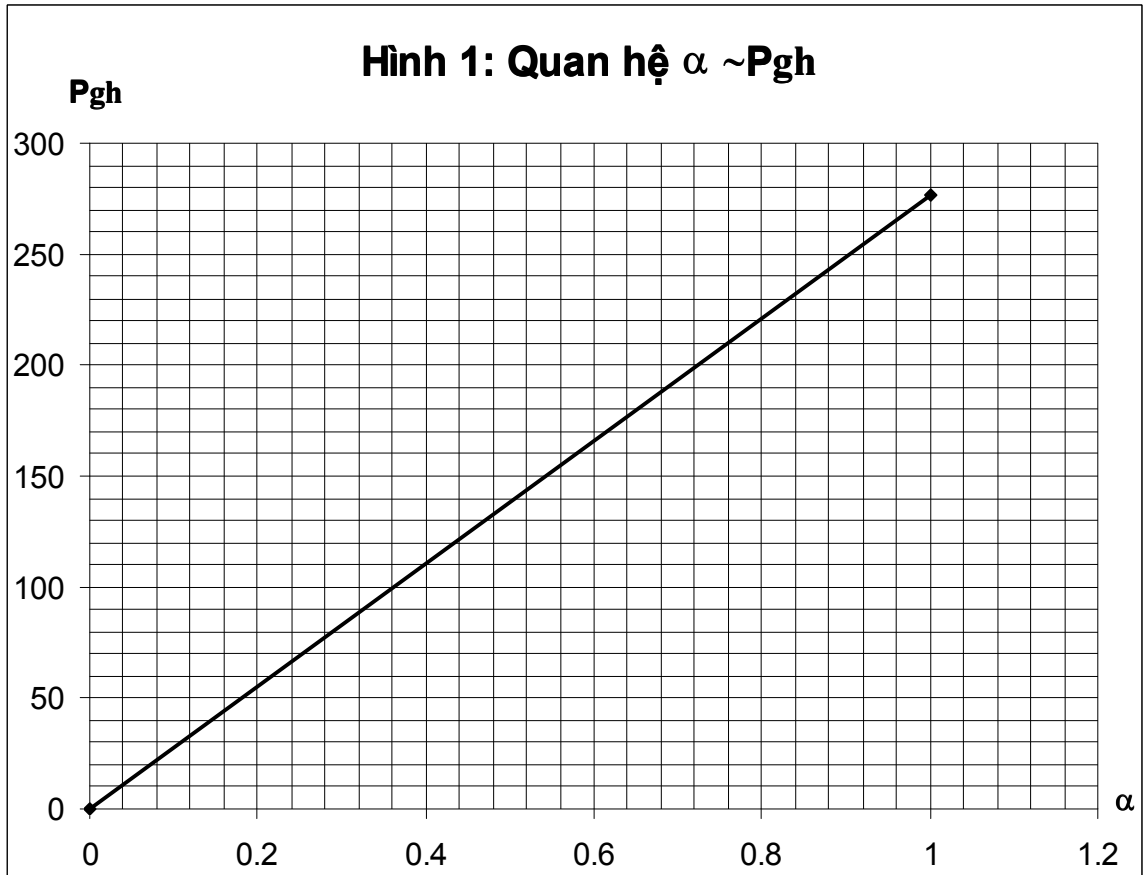
Ta có bảng tính toán như sau

δ'	$\cos \delta'$	$\sin \delta'$	N_γ	N_q	N_c	R_{gh}	P_{gh}	τ_{gh}
0	1	0	1.3657	3.9606	14.75	806.02	249.79	0.00
1.5	1	0.026	1.2799	3.8211	14.219	776.22	238.49	7.66
4.5	0.997	0.078	1.0707	3.5239	13.133	713.83	214.01	21.12
7.5	0.991	0.131	0.8307	3.1977	11.924	644.42	186.29	32.03
10.5	0.983	0.182	0.5674	2.8284	10.554	566.00	155.09	39.08
13.5	0.972	0.233	0.3244	2.2111	8.818	461.86	114.33	40.82

+ Từ bảng tính toán ở trên, ta lập được mối quan hệ $\tau_{gh} \sim P_{gh}$ là một đường cong như hình vẽ.

$$+ P_u = P_{tb} \frac{b_{thuc}}{b_u} = 96,24 \cdot \frac{3,03}{2,636} = 110,62KN/m^2$$

+ Có $P_u = 110,62KN/m^2$ tra đường quan hệ $\tau_{gh} \sim P_{gh}$ ta được $\tau_{gh} = 40,98KN/m^2$



- Vậy lực chống trượt: $R_{hh} = \tau_0 \cdot b_2'' + \tau_{gh} \cdot b_1'' = 40,79 \cdot 1,719 + 40,98 \cdot 0,917 = 107,70 \text{ KN}$

Công thức kiểm tra độ ổn định.

$$\begin{cases} n_c \cdot N_{hh} = 1.105,6 \text{ KN} = 105,6 \text{ KN} \\ \frac{m \cdot R_{hh}}{k_n} = \frac{1.107,7}{1,15} = 93,65 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow n_c \cdot N_{hh} \leq \frac{m \cdot R_{hh}}{k_n}$$

Kết luận: Công trình bị trượt hỗn hợp.

III. Tính toán theo trạng thái giới hạn II.

1. Tính độ lún S của tâm móng O.

- Vẽ biểu đồ phân bố ứng suất do trọng lượng bản thân đất gây ra trên trục qua tâm móng.

$$\sigma_z^d = \gamma_i \cdot h_i$$

Trong đó: γ_i, h_i : là trọng lượng riêng và chiều dày lớp đất thứ i.

- Vẽ biểu đồ ứng suất gây lún (ứng suất tăng thêm) cùng trục với ứng suất bản thân.

+ Ngay tại đáy móng áp lực lún có trị số là:

$$\sigma_z = P_{tb} - \gamma_1 \cdot h_m$$

Trong đó:

* P_{tb} : áp suất trung bình tại đáy móng.

* γ_1, h_m : là trọng lượng riêng lớp đất phía trên đáy móng và chiều sâu đào hố móng.

+ Theo độ sâu z kể từ đáy móng, ứng suất gây lún giảm dần và tính theo

$$\sigma_z = 2K_1 \cdot P_{tb}$$

Với $K_1 = f\left(\frac{z}{b}\right) = f\left(\frac{z}{b/2}\right)$ ta có bảng tính tới $\sigma_z^d = 2 \cdot \sigma_z$

- Ta có chiều sâu chịu nén $H_a = 6,06 \text{ m}$, chia làm 10 phần có chiều dày $h_i = \frac{H_a}{10} = \frac{6,06}{10} = 0,606 \text{ m} \approx 0,6 \text{ m}$.

- Lập bảng tính lún cho điểm tâm móng O, dựa theo công thức

$$S_i = 0,8 \frac{E_{tb}}{E_{qd}} \cdot \frac{\sigma_{zi} \cdot h_i}{E_i}$$

+ $E_{tb} = E_{qd}$ do $h_m \leq 5 \text{ m}$

+ $E_i = \beta_0 \cdot m_o \cdot \bar{E}_i$

$$\bullet \quad \bar{E}_i = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{\varepsilon_1 - \varepsilon_2} (1 + \varepsilon_1)$$

$$\bullet \quad \beta_0 = 1 - \frac{2\mu_0^2}{1 - \mu_0} = 1 - \frac{2 \cdot 0,4^2}{1 - 0,4} = 0,467$$

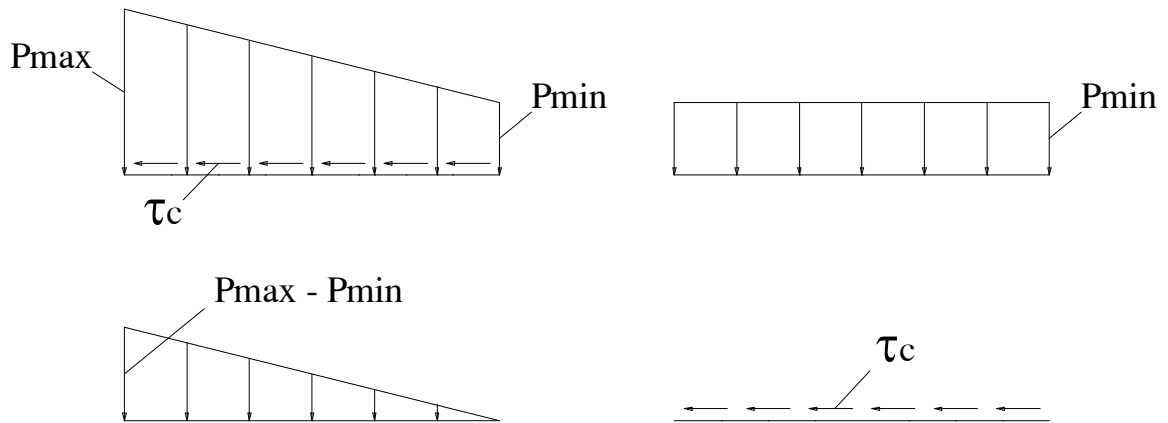
• $m_0 = m_c \cdot m_{bn}$
 Chọn $\begin{cases} m_c = 1 \\ m_{bn} = 1 \end{cases} \Rightarrow m_0 = 1$

$n = \frac{2z}{b}$	z	σ_z^d	K_1	σ_z
0	0	0	0.5	96.24
0.2	0.30	2.94	0.4984	95.93
0.4	0.61	5.87	0.4886	94.05
0.6	0.91	8.81	0.4684	90.16
0.8	1.21	11.74	0.4405	84.79
1	1.52	14.68	0.4092	78.76
1.2	1.82	17.62	0.3777	72.70
1.4	2.12	20.55	0.348	66.98
1.6	2.42	23.49	0.32	61.59
1.8	2.73	26.42	0.2965	57.07
2	3.03	29.36	0.2749	52.91
2.2	3.33	32.30	0.2557	49.22
2.4	3.64	35.23	0.2387	45.94
2.6	3.94	38.17	0.2235	43.02
2.8	4.24	41.10	0.21	40.42
3	4.55	44.04	0.1979	38.09
3.2	4.85	46.98	0.187	35.99
3.4	5.15	49.91	0.1772	34.11
3.6	5.45	52.85	0.1683	32.39
3.8	5.76	55.79	0.1603	30.85
4	6.06	58.72	0.1529	29.43

STT	h_i	$\sigma_1 = \sigma_z^d$	σ_z	σ_2	ε_1	ε_2	\bar{E}_i	E_i	S_i
1	0.6	2.91	95.93	98.84	0.756	0.668	1914.28	893.97	0.0515
2	0.6	8.72	90.37	99.09	0.748	0.668	1974.57	922.12	0.0470
3	0.6	14.54	79.09	93.63	0.743	0.672	1941.60	906.73	0.0419
4	0.6	20.35	67.27	87.63	0.736	0.677	1979.39	924.37	0.0349
5	0.6	26.16	57.53	83.69	0.73	0.68	1990.62	929.62	0.0297
6	0.6	31.98	49.58	81.57	0.722	0.682	2134.54	996.83	0.0239
7	0.6	37.79	43.46	81.25	0.719	0.682	2019.22	942.98	0.0221
8	0.6	43.61	38.44	82.05	0.714	0.681	1996.46	932.35	0.0198
9	0.6	49.42	34.40	83.82	0.709	0.679	1959.44	915.06	0.0180
10	0.6	52.23	31.16	83.39	0.705	0.68	2125.28	992.51	0.0151
S									0.3040

Vậy độ lún tâm móng O: $S_o = 0,3040m$

2. Tính chênh lệch lún ΔS .



a. Tính lún cho điểm A

- Tương tự như trên ta lập được hai bảng tính dưới đây.

- $H_a = 6.06m$, chia làm 10 phần dày $h_i = \frac{H_a}{10} = \frac{6,06}{10} = 0,606 \approx 0,6m$

z/b	z	σ_z^d	K_1	K_2	K_3	σ_z^A	σ_z^B
0	0.00	0.00	0.5	0	0.3183	77.98	18.26
0.2	0.61	5.87	0.4984	0.0612	0.3061	72.75	23.18
0.4	1.21	11.74	0.4886	0.1088	0.2744	66.76	27.29
0.6	1.82	17.62	0.4684	0.1404	0.2341	60.28	29.88
0.8	2.42	23.49	0.4405	0.1553	0.1941	54.03	30.75
1	3.03	29.36	0.4092	0.1592	0.1592	48.34	30.42
1.2	3.64	35.23	0.3777	0.1565	0.1305	43.33	29.37
1.4	4.24	41.10	0.348	0.1506	0.1075	38.99	27.99
1.6	4.85	46.98	0.32	0.1431	0.0894	35.18	26.41
1.73	5.24	50.79	0.3047	0.1379	0.0801	33.20	25.45
1.8	5.45	52.85	0.2965	0.1351	0.0751	32.14	24.93
2	6.06	58.72	0.2749	0.1293	0.0637	29.29	23.62

STT	h_i	σ_1	K_1	σ_z	σ_2	ε_1	ε_2	\bar{E}_i	E_i	S_i
1	0.6	2.91	0.4998	66.86	69.77	0.756	0.689	1752.42	818.38	0.0392
2	0.6	8.72	0.4948	66.19	74.91	0.748	0.686	1866.25	871.54	0.0365
3	0.6	14.54	0.4797	64.17	78.71	0.743	0.683	1864.26	870.61	0.0354
4	0.6	20.35	0.4564	61.06	81.41	0.736	0.681	1927.19	900.00	0.0326
5	0.6	26.16	0.4266	57.07	83.23	0.73	0.68	1974.64	922.16	0.0297
6	0.6	31.98	0.395	52.84	84.83	0.722	0.679	2116.18	988.26	0.0257
7	0.6	37.79	0.3643	48.74	86.53	0.719	0.677	1994.70	931.52	0.0251
8	0.6	43.61	0.3354	44.87	88.48	0.714	0.675	1971.97	920.91	0.0234
9	0.6	49.42	0.3106	41.55	90.97	0.709	0.672	1919.26	896.29	0.0223
10	0.6	52.23	0.2879	38.52	90.75	0.705	0.674	2118.34	989.26	0.0187
S										0.2884

b. Tính lún cho điểm B.

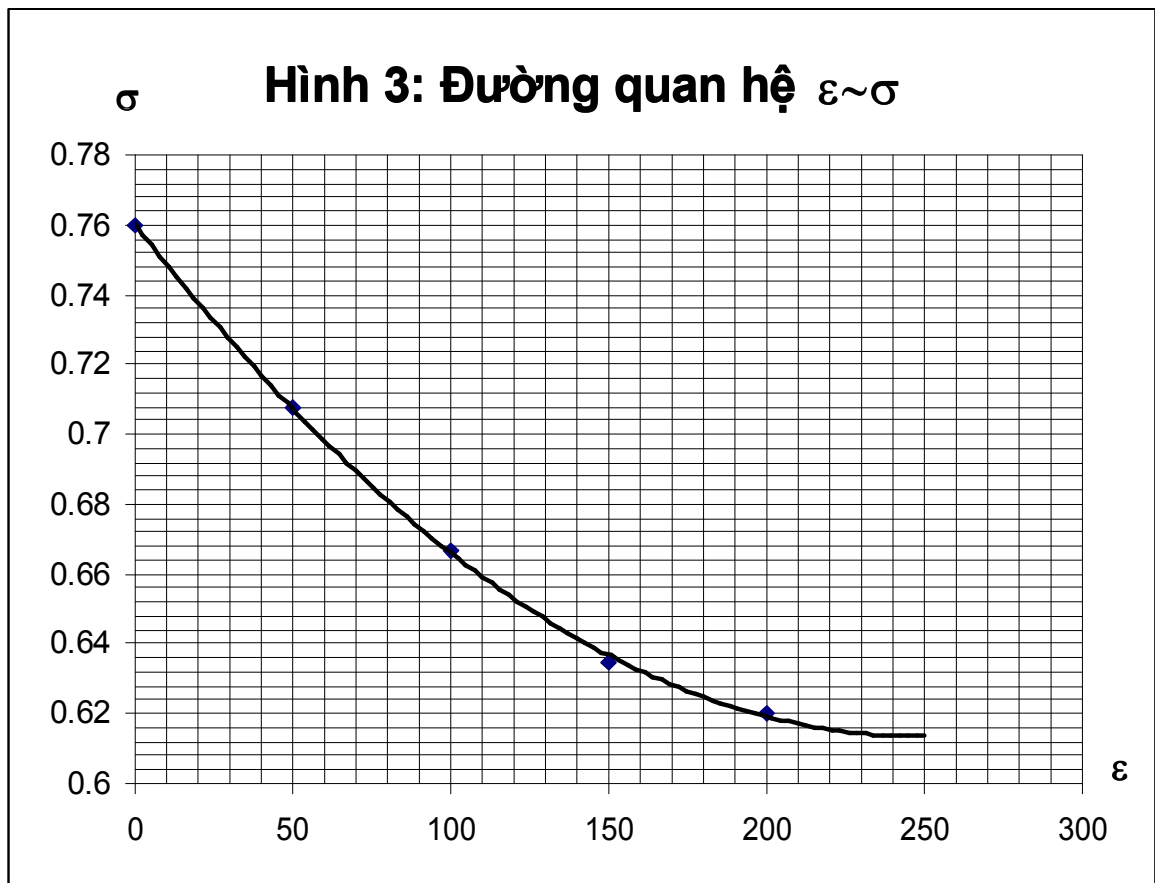
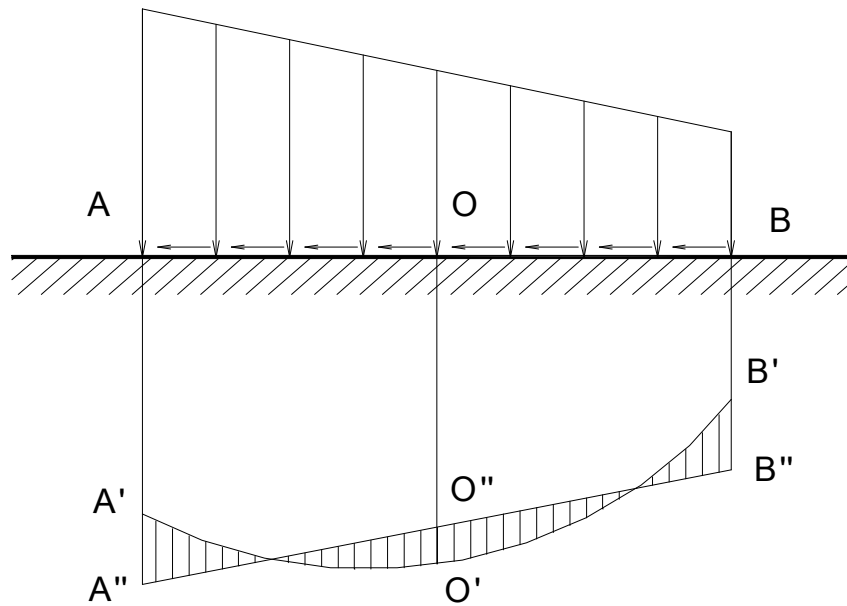
- Ta có bảng tính lún cho điểm B:

- $H_a = 5,24m \Rightarrow h_i = \frac{H_a}{10} = \frac{5,24}{10} = 0,524m \approx 0,52m$

STT	h_i	σ_1	K_1	σ_z	σ_2	ε_1	ε_2	\bar{E}_i	E_i	S_i
1	0.52	2.52	0.4998	20.48	23.00	0.758	0.733	1440.15	672.55	0.0146
2	0.52	7.56	0.4948	24.54	32.10	0.751	0.724	1591.46	743.21	0.0158
3	0.52	12.60	0.4797	27.75	40.35	0.745	0.716	1669.78	779.79	0.0171
4	0.52	17.64	0.4564	29.88	47.52	0.739	0.711	1855.76	866.64	0.0165
5	0.52	22.67	0.4266	30.48	53.15	0.731	0.704	1954.11	912.57	0.0160
6	0.52	27.71	0.395	30.61	58.32	0.729	0.7	1824.99	852.27	0.0172
7	0.52	32.75	0.3643	29.79	62.54	0.723	0.696	1901.04	887.79	0.0161
8	0.52	37.79	0.3354	28.74	66.53	0.719	0.693	1900.16	887.37	0.0155
9	0.52	42.83	0.3106	27.51	70.34	0.714	0.69	1964.67	917.50	0.0144
10	0.52	47.87	0.2879	26.19	74.06	0.71	0.687	1947.17	909.33	0.0138
S										0.1572

Vậy chênh lệch lún $\Delta S = S_A - S_B = 0,2884 - 0,1572 = 0,1312m$

3. Hiệu chỉnh độ lún.

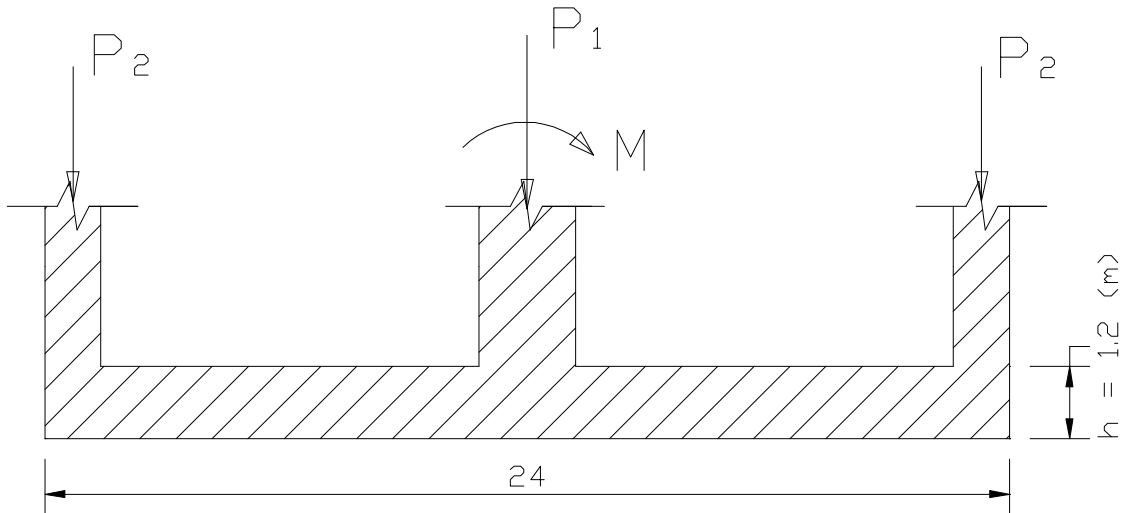


ĐỒ ÁN NỀN MÓNG PHẦN II

TÍNH TOÁN MÓNG MỀM

(Đề số 44)

Mặt cắt dọc một khoang công lộ thiên (cắt vuông góc với dòng chảy) như trên hình vẽ.



I. Các tài liệu về tải trọng.

+ Tải trọng khi thi công xong chưa có nước (Tính cho 1m dài theo dòng chảy).

+ P_1, P_2, M, q (Cho theo số liệu ở bảng sau).

Số đề	P_1 (KN)	P_2 (KN)	M (KN.m)	$q = \gamma_{bt}.h$	E_o (KN/m ²)	L (m)
44	9000	7000	5400	30	140000	24

II. Các tài liệu về địa chất.

Đất nền là loại đất cát - sét có mô đun biến dạng E_o (cho ở bảng trên), $\mu_o = 0,35$, mô đun đàn hồi vật liệu làm móng $E = 2.10^8$ (KN/m²).

III. Yêu cầu.

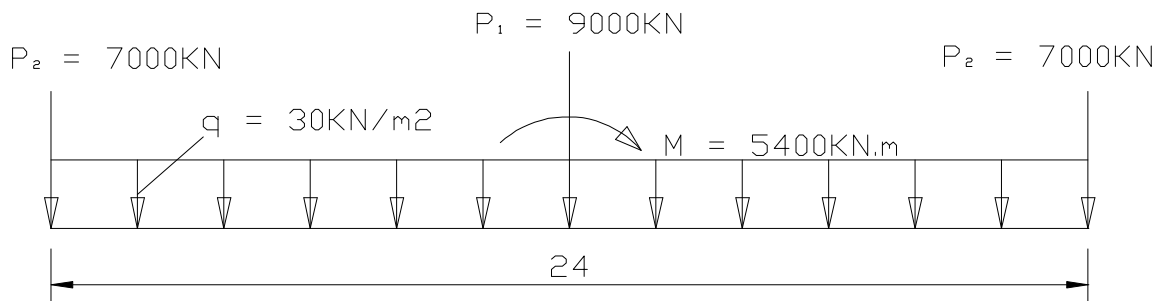
Giải bài toán theo mô hình biến dạng tuyến tính và theo phương pháp Góc bu nốp - Pôxa dốp đê:

1. **Xác định phản lực nền và lập sơ đồ tải trọng tác dụng vào móng.**
2. **Vẽ biểu đồ nội lực: mô men M và lực cắt Q .**
3. **Vẽ đường lún của mặt nền.**

BÀI LÀM

I. Xác định phản lực nền, nội lực của móng và lập sơ đồ tải trọng tác dụng vào móng.

1. Sơ đồ tải trọng tác dụng vào móng.



2. Xác định phản lực nền và nội lực của móng theo phương pháp Góc bu nốp - Pôxa đốp.

a. Tính chỉ số mảnh t:

$$t = 10 \cdot \frac{E_0}{E} \cdot \frac{L^3}{h^3} = 10 \cdot \frac{140000}{2.10^8} \cdot \frac{12^3}{1,2^3} = 7$$

Ta thấy $1 < t = 7 < 10$ nên bài toán thuộc trường hợp móng dài ngắn. Trị số nội lực được tính theo công thức trong bảng (3-5).

b. Tính toán phản lực nền và nội lực của móng.

- Móng chịu tác dụng của các loại tải trọng:

+ Lực phân bố đều: $q = 30 \text{ KN/m}^2$.

+ Lực tập trung: $P_1 = 9000 \text{ KN}$ tại chính giữa dải móng.

$P_2 = 7000 \text{ KN}$ tại hai đầu dải móng.

+ Mômen tập trung: $M = 5400 \text{ KN.m}$ tại chính giữa dải móng.

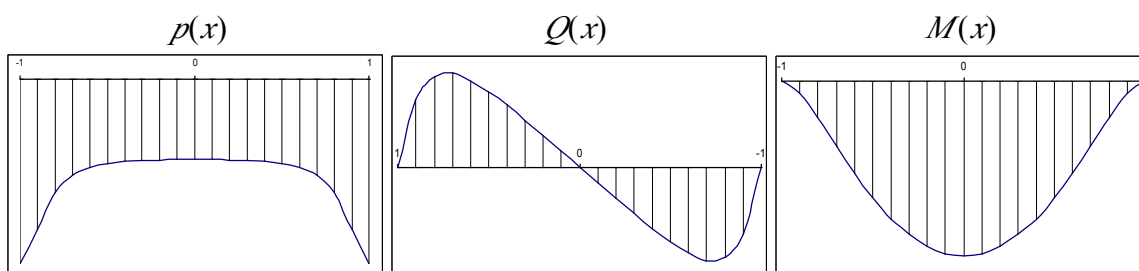
- Để tính toán phản lực của nền cũng như nội lực của dải móng do tất cả các tải trọng trên gây ra, ta phải tính phản lực nền và nội lực của móng do từng nguyên nhân tải trọng gây ra rồi áp dụng phương pháp cộng tác dụng để xác định biểu đồ phản lực nền và nội lực dải móng cuối cùng.

- Các biểu thức tính toán phản lực nền và nội lực dải móng như trong bảng dưới đây.

Trị số nội lực	Dạng tải trọng		
	$q \text{ (KN/m}^2\text{)}$	$P \text{ (KN)}$	$M \text{ (KN.m)}$
$p \text{ (KN/m}^2\text{)}$	$\bar{p} \cdot q$	$\bar{p} \cdot \frac{P}{l}$	$\pm \bar{p} \cdot \frac{M}{l^2}$
$Q \text{ (KN)}$	$\bar{Q} \cdot l \cdot q$	$\pm \bar{Q} \cdot P$	$\bar{Q} \cdot \frac{M}{l}$
$M \text{ (KN.m)}$	$M \cdot l^2 \cdot q$	$\bar{M} \cdot P \cdot l$	$\pm \bar{M} \cdot M$

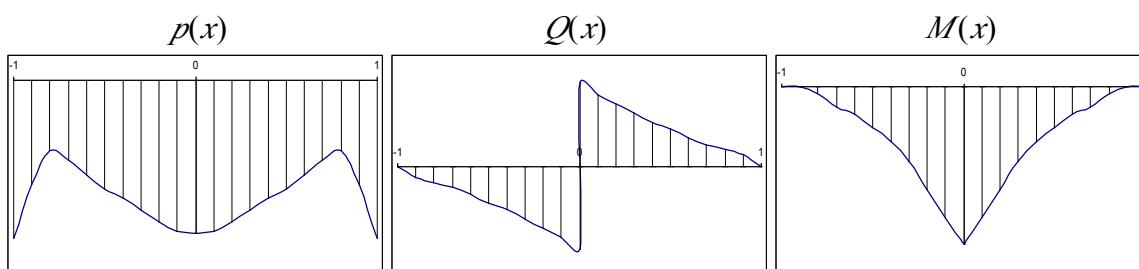
Bảng 1: Phản lực nền và nội lực móng do lực phân bố q gây ra.
($t = 7$)

ξ	\bar{p}	$p(x)$	\bar{Q}	$Q(x)$	\bar{M}	$M(x)$
-1	-	-	0	0	0	0
-0.9	1.5	45	-0.084	30.24	0.005	21.6
-0.8	1.13	33.9	-0.113	40.68	0.015	64.8
-0.7	0.96	28.8	-0.117	42.12	0.027	116.64
-0.6	0.88	26.4	-0.108	38.88	0.038	164.16
-0.5	0.84	25.2	-0.094	33.84	0.048	207.36
-0.4	0.82	24.6	-0.077	27.72	0.057	246.24
-0.3	0.81	24.3	-0.058	20.88	0.063	272.16
-0.2	0.81	24.3	-0.039	14.04	0.068	293.76
-0.1	0.8	24	-0.02	7.2	0.071	306.72
0	0.8	24	0	0	0.072	311.04
0.1	0.8	24	-0.02	-7.2	0.071	306.72
0.2	0.81	24.3	-0.039	-14.04	0.068	293.76
0.3	0.81	24.3	-0.058	-20.88	0.063	272.16
0.4	0.82	24.6	-0.077	-27.72	0.057	246.24
0.5	0.84	25.2	-0.094	-33.84	0.048	207.36
0.6	0.88	26.4	-0.108	-38.88	0.038	164.16
0.7	0.96	28.8	-0.117	-42.12	0.027	116.64
0.8	1.13	33.9	-0.113	-40.68	0.015	64.8
0.9	1.5	45	-0.084	-30.24	0.005	21.6
1	-	-	0	0	0	0



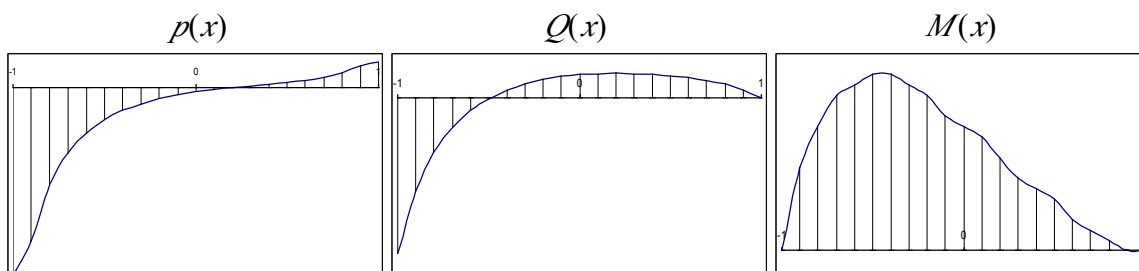
Bảng 2: Phản lực nền và nội lực móng do lực tập trung P1 gây ra.
($t=7; \alpha=0$)

ξ	\bar{p}	$p(x)$	\bar{Q}	$Q(x)$	\bar{M}	$M(x)$
-1	-	-	0	0	0	0
-0.9	0.44	330	0.07	630	0	0
-0.8	0.3	225	0.1	900	0.01	1080
-0.7	0.34	255	0.13	1170	0.03	3240
-0.6	0.4	300	0.17	1530	0.04	4320
-0.5	0.46	345	0.22	1980	0.06	6480
-0.4	0.5	375	0.26	2340	0.08	8640
-0.3	0.55	412.5	0.32	2880	0.11	11880
-0.2	0.6	450	0.37	3330	0.15	16200
-0.1	0.64	480	0.43	3870	0.19	20520
0 ⁻	0.65	487.5	0.5	4500	0.23	24840
0 ⁺	0.65	487.5	-0.5	-4500	0.23	24840
0.1	0.64	480	-0.43	-3870	0.19	20520
0.2	0.6	450	-0.37	-3330	0.15	16200
0.3	0.55	412.5	-0.32	-2880	0.11	11880
0.4	0.5	375	-0.26	-2340	0.08	8640
0.5	0.46	345	-0.22	-1980	0.06	6480
0.6	0.4	300	-0.17	-1530	0.04	4320
0.7	0.34	255	-0.13	-1170	0.03	3240
0.8	0.3	225	-0.1	-900	0.01	1080
0.9	0.44	330	-0.07	-630	0	0
1	-	-	0	0	0	0



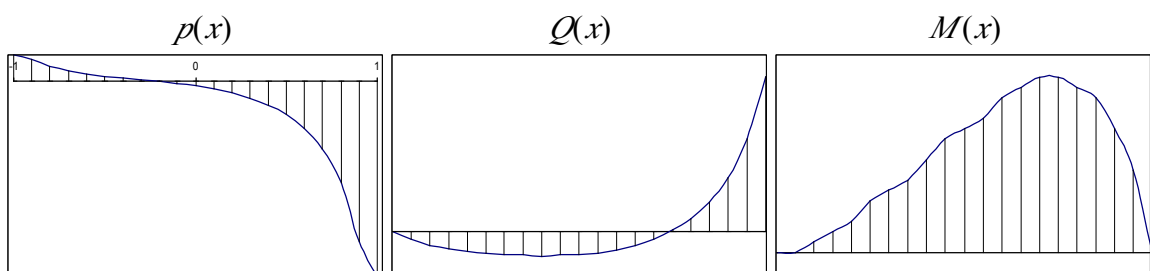
Bảng 3: Phản lực nền và nội lực móng do lực tập trung P2 bên trái gây ra. ($t=7; \alpha = -1$)

ξ	\bar{p}	$p(x)$	\bar{Q}	$Q(x)$	\bar{M}	$M(x)$
-1	-	-	0	0	0	0
-0.9	0.43	250.83	0.05	350	0	0
-0.8	0.29	169.17	0.09	630	0.01	840
-0.7	0.2	116.67	0.11	770	0.02	1680
-0.6	0.14	81.667	0.13	910	0.03	2520
-0.5	0.1	58.333	0.14	980	0.05	4200
-0.4	0.06	35	0.15	1050	0.06	5040
-0.3	0.03	17.5	0.15	1050	0.07	5880
-0.2	0	0	0.16	1120	0.09	7560
-0.1	-0.04	-23.33	0.15	1050	0.11	9240
0	-0.08	-46.67	0.15	1050	0.12	10080
0.1	-0.14	-81.67	0.14	980	0.13	10920
0.2	-0.22	-128.3	0.12	840	0.15	12600
0.3	-0.33	-192.5	0.09	630	0.16	13440
0.4	-0.46	-268.3	-0.05	-350	0.17	14280
0.5	-0.65	-379.2	-0.01	-70	0.17	14280
0.6	-0.91	-530.8	-0.08	-560	0.16	13440
0.7	-1.31	-764.2	-0.19	-1330	0.15	12600
0.8	-1.96	-1143	-0.35	-2450	0.12	10080
0.9	-3.09	-1803	-0.6	-4200	0.08	6720
1	-	-	0	0	0	0



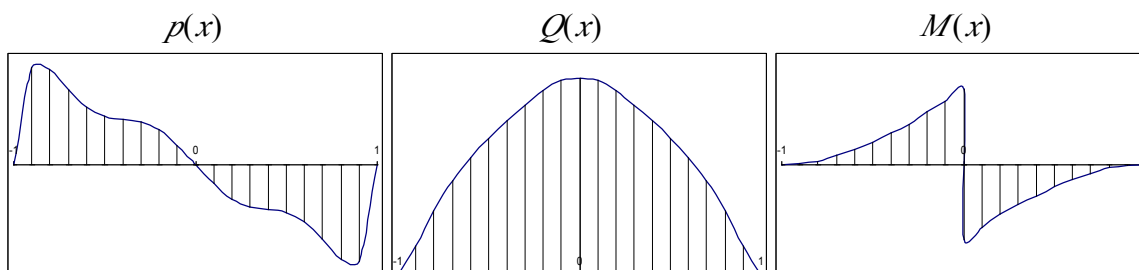
Bảng 4: Phản lực nền và nội lực móng do lực tập trung P2 bên phải gây ra. ($t=7; \alpha=1$)

ξ	\bar{p}	$p(x)$	\bar{Q}	$Q(x)$	\bar{M}	$M(x)$
-1	-	-	0	0	0	0
-0.9	-0.43	-250.8	-0.05	350	0	0
-0.8	-0.29	-169.2	-0.09	630	-0.01	-840
-0.7	-0.2	-116.7	-0.11	770	-0.02	-1680
-0.6	-0.14	-81.67	-0.13	910	-0.03	-2520
-0.5	-0.1	-58.33	-0.14	980	-0.05	-4200
-0.4	-0.06	-35	-0.15	1050	-0.06	-5040
-0.3	-0.03	-17.5	-0.15	1050	-0.07	-5880
-0.2	0	0	-0.16	1120	-0.09	-7560
-0.1	0.04	23.33	-0.15	1050	-0.11	-9240
0	0.08	46.67	-0.15	1050	-0.12	-10080
0.1	0.14	81.67	-0.14	980	-0.13	-10920
0.2	0.22	128.3	-0.12	840	-0.15	-12600
0.3	0.33	192.5	-0.09	630	-0.16	-13440
0.4	0.46	268.3	0.05	-350	-0.17	-14280
0.5	0.65	379.2	0.01	-70	-0.17	-14280
0.6	0.91	530.8	0.08	-560	-0.16	-13440
0.7	1.31	764.2	0.19	-1330	-0.15	-12600
0.8	1.96	1143	0.35	-2450	-0.12	-10080
0.9	3.09	1803	0.6	-4200	-0.08	-6720
1	-	-	0	0	0	0



Bảng 5: Phản lực nền và nội lực móng do mômen tập trung M gây ra.
($t=7; \alpha=0$)

ξ	\bar{p}	$p(x)$	\bar{Q}	$Q(x)$	\bar{M}	$M(x)$
-1	0	0	0	0	0	0
-0.9	-1.4	-52.5	-0.12	-54	-0.01	-54
-0.8	-1.36	-51	-0.26	-117	-0.02	-108
-0.7	-1.07	-40.125	-0.38	-171	-0.06	-324
-0.6	-0.82	-30.75	-0.47	-211.5	-0.1	-540
-0.5	-0.69	-25.875	-0.55	-247.5	-0.15	-810
-0.4	-0.65	-24.375	-0.62	-279	-0.21	-1134
-0.3	-0.61	-22.875	-0.68	-306	-0.27	-1458
-0.2	-0.5	-18.75	-0.74	-333	-0.35	-1890
-0.1	-0.28	-10.5	-0.78	-351	-0.42	-2268
0 ⁻	0	0	-0.79	-355.5	-0.5	-2700
0 ⁺	0	0	-0.79	-355.5	0.5	2700
0.1	0.28	10.5	-0.78	-351	0.42	2268
0.2	0.5	18.75	-0.74	-333	0.33	1782
0.3	0.61	22.875	-0.68	-306	0.27	1458
0.4	0.65	24.375	-0.62	-279	0.21	1134
0.5	0.69	25.875	-0.55	-247.5	0.15	810
0.6	0.82	30.75	-0.47	-211.5	0.1	540
0.7	1.07	40.125	-0.38	-171	0.06	324
0.8	1.36	51	-0.26	-117	0.02	108
0.9	1.4	52.5	-0.12	-54	0.01	54
1	0	0	0	0	0	0



Bảng 6: Phản lực nền do tổ hợp tải trọng gây ra.

ξ	$p(x)$ (Do q)	$p(x)$ (Do P_1)	$p(x)$ (Do P_2^T)	$p(x)$ (Do P_2^P)	$p(x)$ (Do M)	$p(x)$ (Tổ hợp)
-1	-	-	-	-	0	-
-0.9	45.00	330.00	1802.50	-250.83	-52.50	1874.17
-0.8	33.90	225.00	1143.33	-169.17	-51.00	1182.06
-0.7	28.80	255.00	764.17	-116.67	-40.13	891.17
-0.6	26.40	300.00	530.83	-81.67	-30.75	744.81
-0.5	25.20	345.00	379.17	-58.33	-25.88	665.16
-0.4	24.60	375.00	268.33	-35.00	-24.38	608.55
-0.3	24.30	412.50	192.50	-17.50	-22.88	588.92
-0.2	24.30	450.00	128.33	0.00	-18.75	583.88
-0.1	24.00	480.00	81.67	23.33	-10.50	598.50
0	24.00	487.50	46.67	46.67	0.00	604.84
0.1	24.00	480.00	23.33	81.67	10.50	619.50
0.2	24.30	450.00	0.00	128.33	18.75	621.38
0.3	24.30	412.50	-17.50	192.50	22.88	634.68
0.4	24.60	375.00	-35.00	268.33	24.38	657.31
0.5	25.20	345.00	-58.33	379.17	25.88	716.92
0.6	26.40	300.00	-81.67	530.83	30.75	806.31
0.7	28.80	255.00	-116.67	764.17	40.13	971.43
0.8	33.90	225.00	-169.17	1143.33	51.00	1284.06
0.9	45.00	330.00	-250.83	1802.50	52.50	1979.17
1	-	-	-	-	0	-

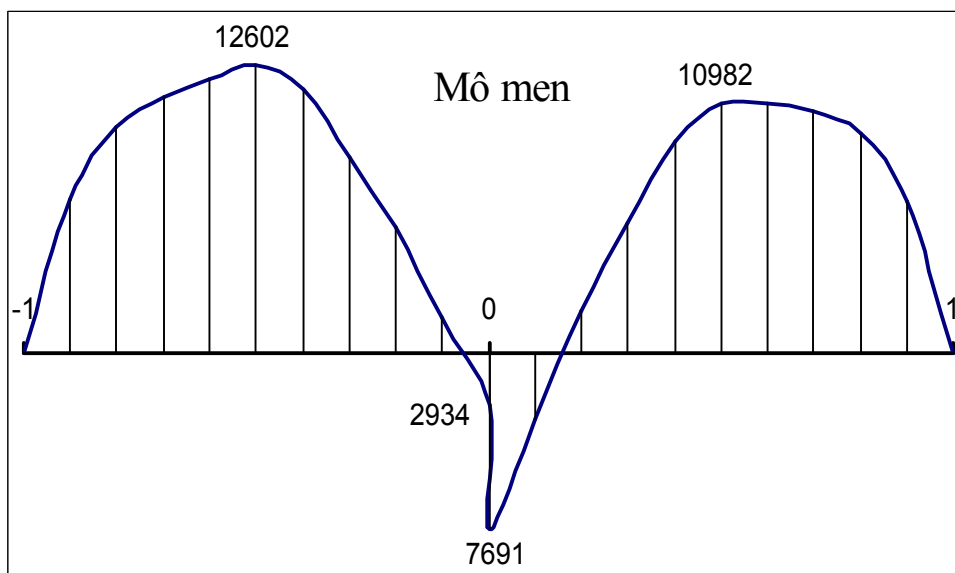
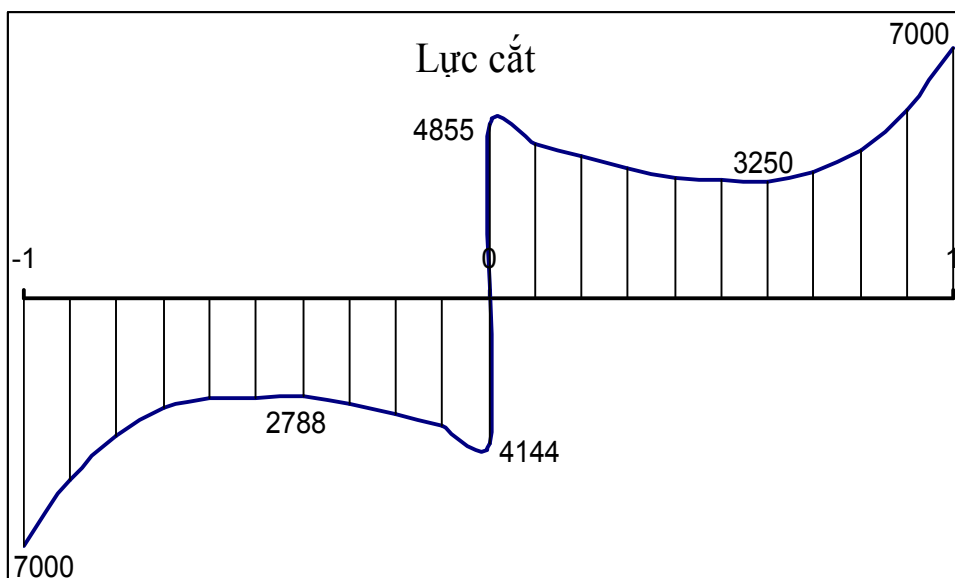
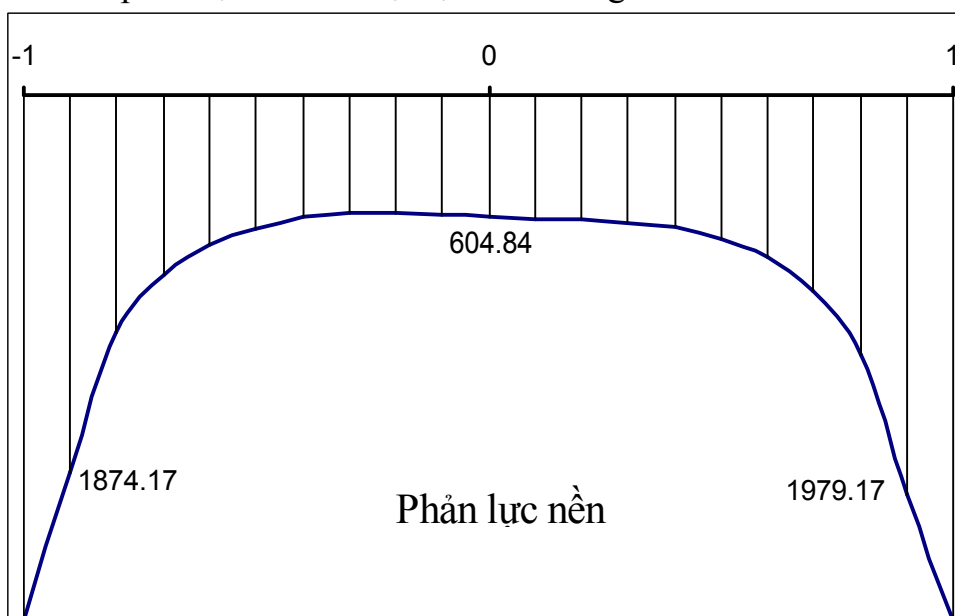
Bảng 7: Mômen do tổ hợp tải trọng gây ra.

ξ	M (Do q)	M (Do P_1)	M (Do P_2^T)	M (Do P_2^P)	M (Do M)	M (Tổ hợp)
-1	0	0	0	0	0	0
-0.9	21.6	0	-6720	0	-54	-6752.4
-0.8	64.8	1080	-10080	-840	-108	-9883.2
-0.7	116.64	3240	-12600	-1680	-324	-11247.4
-0.6	164.16	4320	-13440	-2520	-540	-12015.8
-0.5	207.36	6480	-14280	-4200	-810	-12602.6
-0.4	246.24	8640	-14280	-5040	-1134	-11567.8
-0.3	272.16	11880	-13440	-5880	-1458	-8625.84
-0.2	293.76	16200	-12600	-7560	-1890	-5556.24
-0.1	306.72	20520	-10920	-9240	-2268	-1601.28
0⁻	311.04	24840	-10080	-10080	-2700	2291.04
0⁺	311.04	24840	-10080	-10080	2700	7691.04
0.1	306.72	20520	-9240	-10920	2268	2934.72
0.2	293.76	16200	-7560	-12600	1782	-1884.24
0.3	272.16	11880	-5880	-13440	1458	-5709.84
0.4	246.24	8640	-5040	-14280	1134	-9299.76
0.5	207.36	6480	-4200	-14280	810	-10982.6
0.6	164.16	4320	-2520	-13440	540	-10935.8
0.7	116.64	3240	-1680	-12600	324	-10599.4
0.8	64.8	1080	-840	-10080	108	-9667.2
0.9	21.6	0	0	-6720	54	-6644.4
1	0	0	0	0	0	0

Bảng 8: Lực cắt do tổ hợp tải trọng gây ra.

ξ	Q (Do q)	Q (Do P_1)	Q (Do P_2^T)	Q (Do P_2^P)	Q (Do M)	Q (Tổ hợp)
-1	0	0	7000	0	0	7000
-0.9	30.24	630	4200	350	-54	5156.24
-0.8	40.68	900	2450	630	-117	3903.68
-0.7	42.12	1170	1330	770	-171	3141.12
-0.6	38.88	1530	560	910	-211.5	2827.38
-0.5	33.84	1980	70	980	-247.5	2816.34
-0.4	27.72	2340	-350	1050	-279	2788.72
-0.3	20.88	2880	-630	1050	-306	3014.88
-0.2	14.04	3330	-840	1120	-333	3291.04
-0.1	7.2	3870	-980	1050	-351	3596.2
0	0	4500	-1050	1050	-355.5	4144.5
0⁺	0	-4500	-1050	1050	-355.5	-4855.5
0.1	-7.2	-3870	-1050	980	-351	-4298.2
0.2	-14.4	-3330	-1120	840	-333	-3957.4
0.3	-20.88	-2880	-1050	630	-306	-3626.88
0.4	-27.72	-2340	-1050	350	-279	-3346.72
0.5	-33.84	-1980	-980	-70	-247.5	-3311.34
0.6	-38.88	-1530	-910	-560	-211.5	-3250.38
0.7	-42.12	-1170	-770	-1330	-171	-3483.12
0.8	-40.68	-900	-630	-2450	-117	-4137.68
0.9	-30.24	-630	-350	-4200	-54	-5264.24
1	0	0	0	-7000	0	-7000

c. Vẽ biểu đồ phản lực nền và nội lực của móng.



ĐỒ ÁN NỀN MÓNG PHẦN III THIẾT KẾ MÓNG CỌC (Đề số 44)

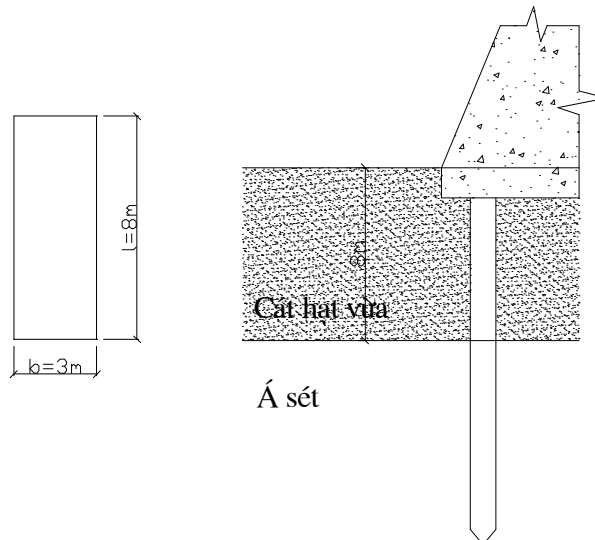
1. Tài liệu về công trình.

- Kích thước mặt bằng của kết cấu phần trên.
 - + Chiều dài: $l = 8m$
 - + Chiều rộng: $b = 3m$
- Tải trọng tính toán:
 - + Thăng đứng: $N_u = 29000KN$
 - + Nằm ngang: $T_u = 900KN$
 - + Mô men: $M_u = 9500KNm$
- Tải trọng tiêu chuẩn:
 - + Thăng đứng: $N_{tc} = 27000KN$
 - + Nằm ngang: $T_{tc} = 900KN$
 - + Mô men: $M_{tc} = 9500KNm$
- Độ lún giới hạn: $S_{gh} = 9cm$

2. Tài liệu về địa chất.

Đất nền gồm 2 lớp:

- Lớp trên là cát hạt vừa, độ chặt trung bình, góc ma sát trong $\varphi = 30^\circ$; trọng lượng riêng $\gamma = 19KN/m^3$. Lớp đất này dày 8 m kể từ mặt đất.
- Lớp dưới là á sét có độ sệt B = 0,3, chỉ số dẻo A = 21, hệ số rỗng $\varepsilon = 0,6$, góc ma sát trong $\varphi = 18^\circ$, lực dính $c = 16KN/m^2$, trọng lượng riêng $\gamma = 19KN/m^3$, mô đun biến dạng $E_o = 30000KN/m^2$. Mực nước ngang mặt đất tự nhiên.



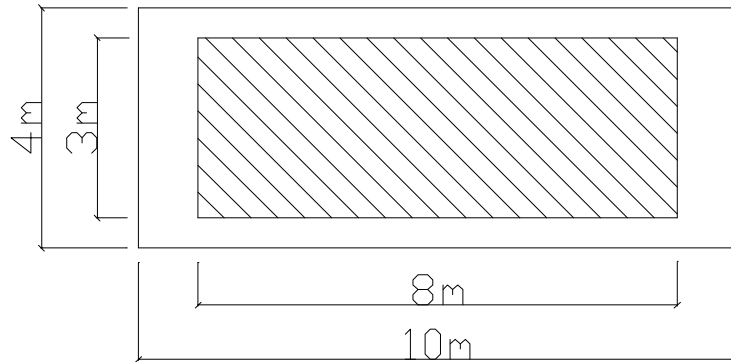
BÀI LÀM

I. Chọn loại cọc và dài cọc.

- Căn cứ vào tài liệu địa chất ta chọn cọc treo.
- Tỷ lệ $\frac{\sum T}{\sum P} = \frac{900}{29000} = 0,031 < 0,07$ nên không cần dùng cọc xiên, sử dụng cọc đứng.

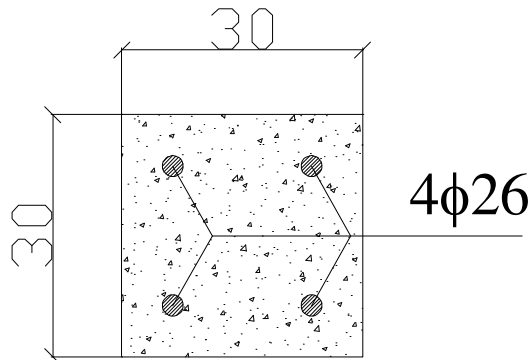
1. Chọn dài cọc.

- $L_d = 10m$.
- $b_d = 4m$.
- $h_d = 1m$.



2. Chọn loại cọc.

- Tiết diện cọc: $d = 0,3m = 30cm$.
- Chiều dài cọc: $l_{coc} = 20m$.
- Vật liệu cọc:
 - + Bê tông M300: $R_b = 135Kg/cm^2 = 1350T/m^2$
 - + Cốt thép 4 Φ 26, CT5 cán nóng: $R_a = 2700Kg/cm^2 = 27000T/m^2$
- Thi công bằng búa Đêzen.
- Liên kết cọc với đài 0,3m.



II. Xác định sức chịu tải của cọc theo vật liệu và theo đất nền.

1. Xác định sức chịu tải của cọc theo vật liệu.

$$P_c^{VL} = m(m_a \cdot R_a \cdot F_a + m_b \cdot R_b \cdot F_b)$$

- $m = 1; m_a = m_b = 1.$
- $R_a = 27000T/m^2$ là cường độ chịu kéo của cốt thép.
- $R_b = 1350T/m^2$ là cường độ chịu kéo của bê tông.
- $F_a = 4\Phi 26 = 21,24 \cdot 10^{-4} m^2$ là diện tích tiết diện cốt thép.
- $F_b = 0,3 \cdot 0,3 = 0,09 m^2$ là diện tích tiết diện ngang của cọc (bỏ qua cốt thép).

$$P_c^{VL} = m(m_a \cdot R_a \cdot F_a + m_b \cdot R_b \cdot F_b) = 1(1 \cdot 27000 \cdot 21,24 \cdot 10^{-4} + 1 \cdot 1350 \cdot 0,09) = 178,84T$$

2. Xác định sức chịu tải của cọc theo đất nền.

Theo phương pháp thống kê tra bảng R, f_i :

$$P_c^{dn} = m(m_R \cdot F \cdot R + m_f \cdot U \cdot \sum l_i \cdot f_i)$$

- $F = d^2 = 0,3^2 = 0,09 m^2.$
- $U = 4d = 4 \cdot 0,3 = 1,2 m.$
- $m = 1; m_f = m_R = 1.$
- R : sức kháng tính toán của đất ở mũi cọc, mũi cọc nằm trong đất sét có độ sệt $B = 0,3$, độ hạ chân cọc là 21m, tra bảng ta được $R = 464T$
- f_i : sức kháng tính toán ở mặt bên của cọc trong phạm vi lớp đất thứ i dày l_i .

$\sum l_i \cdot f_i$ được tính như ở bảng dưới đây.

Lớp đất	STT	Chiều sâu bình quân (m)	l_i (m)	f_i (T/m ²)	$l_i \cdot f_i$
Cát	1	1.5	1	3.85	3.85
	2	3	2	4.8	9.6
	3	5	2	5.6	11.2
	4	7	2	6	12
Á sét	5	8.5	1	4.45	4.45
	6	10	2	4.6	9.2
	7	12	2	4.8	9.6
	8	14	2	5	10
	9	16	2	5.2	10.4
	10	18	2	5.4	10.8
	11	20	2	5.6	11.2
			$l_{cọc} = 20m$		$\sum l_i \cdot f_i = 102.3$

Vậy $P_c^{dn} = 1(1 \cdot 0,09 \cdot 464 + 1 \cdot 1,2 \cdot 102,3) = 164,52T.$

3. Sức chịu tải của cọc.

$$P_c = \min\left(\frac{P_c^{vl}}{k_{vl}}; \frac{P_c^{dn}}{k_d}\right)$$

$$+ k_{vl} = 1,25 \quad + P_c^{vl} = 178,84T$$

$$+ k_d = 1,4 \quad + P_c^{dn} = 164,52T$$

$$P_c = \min\left(\frac{178,84}{1,25}; \frac{164,52}{1,4}\right) = 117,514T$$

III. Xác định số lượng cọc và bố trí cọc.

1. Xác định số lượng cọc.

$$n = \beta \cdot \frac{\sum P}{P_c}$$

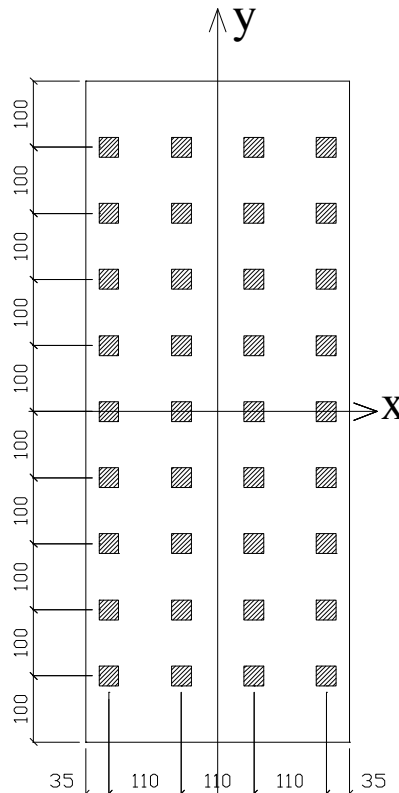
- $\beta = 1,3$ là hệ số gia tăng số cọc do tải trọng lệch tâm gây ra.
- $\sum P$: Tổng tất cả tải trọng tác dụng lên đầu cọc.

$$\sum P = N_u + G_{dai} = 29000 + 10.4.1.25 = 30000KN = 3000T$$

$$n = \beta \cdot \frac{\sum P}{P_c} = 1,3 \cdot \frac{3000}{117,514} = 33,19$$

Vậy chọn số cọc $n = 36$ cọc.

2. Bố trí cọc trong móng: Khoảng cách các cọc như nhau $3d \leq c \leq 6d$.



3. Kiểm tra sức chịu tải của cọc.

a. Đọc trực.

$$\text{Điều kiện: } \begin{cases} P_{\max} \leq P_c \\ P_{\min} > 0 \end{cases}$$

$$\text{Ta có: } P_{\max}^{\min} = \frac{\sum P}{n} \pm \frac{M \cdot x_{\max}}{\sum x_i^2}.$$

+ $n = 36$: số lượng cọc.

+ $x_{\max} = 1,65m$: khoảng cách từ cọc xa nhất đến trục y.

+ $\sum x_i^2 = 54,45$ với x_i là khoảng cách từ cọc thứ i đến trục y.

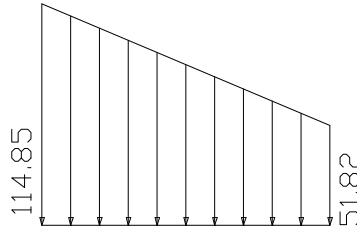
+ $\sum P = 3000T$.

+ $M = M_u + T_u \cdot h_{dai} = 950 + 90 \cdot 1 = 1040Tm$.

$$P_{\max} = \frac{3000}{36} + \frac{1040 \cdot 1,65}{54,45} = 114,85T$$

$$P_{\min} = \frac{3000}{36} - \frac{1040 \cdot 1,65}{54,45} = 51,82T$$

Vậy $\begin{cases} P_{\max} < P_c \\ P_{\min} > 0 \end{cases}$ hay cọc chịu tải đứng tốt.



b. Ngang trực.

$$\text{Điều kiện: } P_{\max}^N \leq P_c^N = 6T.$$

$$\text{Ta có: } P_{\max}^N = P_N = \frac{T_u}{n} = \frac{90}{36} = 2,5T < P_c^N$$

Vậy cọc chịu tải ngang tốt.

IV. Kiểm tra móng cọc theo TTGH 2.

$$\begin{cases} S \leq S_{gh} = 9cm \\ \Delta S \leq \Delta S_{gh} \end{cases}$$

1. Xác định kích thước của khối móng quy ước.

- Chiều sâu khối móng: $H_m = 21m$.
- Xác định chiều rộng và chiều dài của móng.

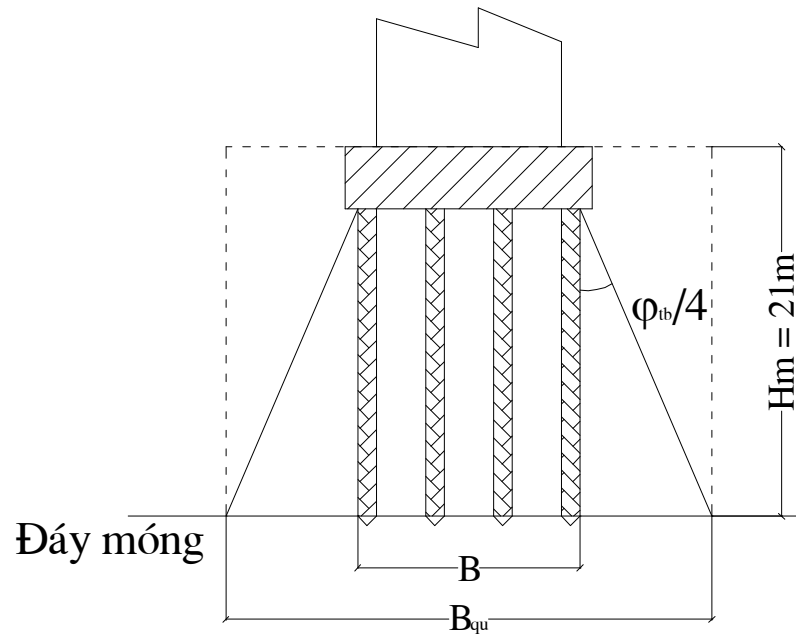
$$+ \varphi_{tb} = \frac{\sum \varphi_i \cdot h_i}{\sum h_i} = \frac{30.7 + 18.13}{20} = 22,2^\circ.$$

$$+ B_{qu} = B + 2 \cdot L_{coc} \cdot tg \frac{\varphi_{tb}}{4} = 3,6 + 2.20 \cdot tg \frac{22,2^\circ}{4} = 7,49m$$

(B là khoảng cách 2 mép cọc ngoài cùng theo chiều rộng móng).

$$+ L_{qu} = L + 2 \cdot L_{coc} \cdot tg \frac{\varphi_{tb}}{4} = 8,3 + 2.20 \cdot tg \frac{22,2^\circ}{4} = 12,19m$$

(L là khoảng cách 2 mép cọc ngoài cùng theo chiều dài móng).



2. Xác định áp suất đáy móng.

$$P_{\max}^{\min} = \frac{\sum N}{F} \pm \frac{M}{W}$$

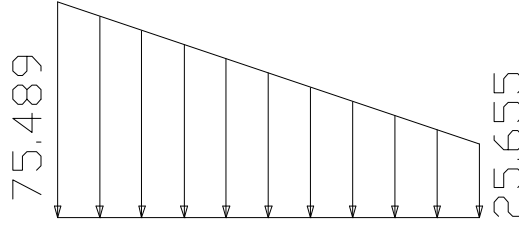
- $F = B_{qu} \cdot L_{qu} = 7,49 \cdot 12,19 = 91,303m^2$: diện tích đáy khối móng quy ước.

$$- W = \frac{L_{qu} \cdot B_{qu}^2}{6} = \frac{12,19 \cdot 7,49^2}{6} = 113,977m^3$$

- $\sum N = N_{tc} + G_m^{qu} = N_{tc} + \gamma_{dn}^{tb} \cdot H_m \cdot L_{qu} \cdot B_{qu} = 2700 + 1.21 \cdot 12,19 \cdot 7,49 = 4617,365T$; ($\gamma_{dn}^{tb} = 1T/m^3$).

$$- M = M_{tc} + T_{tc} \cdot H_m = 950 + 90 \cdot 21 = 2840Tm$$

$$\begin{cases} P_{\max} = \frac{4617,365}{91,303} + \frac{2840}{113,977} = 75,489T/m^2 \\ P_{\min} = \frac{4617,365}{91,303} - \frac{2840}{113,977} = 25,655T/m^2 \end{cases}$$



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

$$\text{Điều kiện: } \begin{cases} P_{tb} \leq R_{tc} \\ P_{\max} \leq 1,2 \cdot R_{tc} \end{cases}$$

- Tính R_{tc} :

$$R_{tc} = m \cdot P_{\frac{1}{4}} = m \cdot \left[A_{\frac{1}{4}} \cdot \gamma_2^{dn} \cdot B_{qu} + B \cdot (\gamma_1^{dn} \cdot h_1 + \gamma_2^{dn} \cdot h_2) + D \cdot c \right]$$

$$+ m = 1,2$$

$$+ \gamma_1^{dn} = \gamma_1 - \gamma_n = 19 - 10 = 9 \text{ KN/m}^3 = 0,9 \text{ T/m}^3$$

$$+ \gamma_2^{dn} = \gamma_2 - \gamma_n = 18,5 - 10 = 8,5 \text{ KN/m}^3 = 0,85 \text{ T/m}^3$$

$$+ h_1 = 8 \text{ m}$$

$$+ h_2 = 13 \text{ m}$$

$$+ c = 1,6 \text{ T/m}^2$$

$$+ \varphi = 18^\circ \rightarrow \begin{cases} A_{\frac{1}{4}} = 0,43 \\ B = 2,72 \\ D = 5,31 \end{cases}$$

$$R_{tc} = 1,2 \cdot [0,43 \cdot 0,85 \cdot 7,49 + 2,72 \cdot (0,9 \cdot 8 + 0,85 \cdot 13) + 5,31 \cdot 1,6] = 73,048 \text{ T/m}^2$$

$$- 1,2 \cdot R_{tc} = 1,2 \cdot 73,048 = 87,658 \text{ T/m}^2$$

$$- P_{tb} = \frac{P_{\max} + P_{\min}}{2} = \frac{75,489 + 25,655}{2} = 50,752 \text{ T/m}^2$$

$$\text{Vậy điều kiện: } \begin{cases} P_{tb} \leq R_{tc} \\ P_{\max} \leq 1,2 \cdot R_{tc} \end{cases} \text{ thoả mãn.}$$

4. Tính toán độ lún móng cọc:

$$\text{Điều kiện: } \begin{cases} S \leq S_{gh} = 9 \text{ cm} \\ \Delta S \leq \Delta S_{gh} \end{cases}$$

a. Tính độ lún S .

- Vẽ biểu đồ ứng suất bản thân: $\sigma_{zd} = \gamma_{dn} \cdot h$.

- Vẽ biểu đồ ứng suất tăng thêm: σ_z .

$$\sigma_z = 4 \cdot k_1 \cdot P_{tl}$$

$$+ P_{tl} = P_{tb} - (\gamma_1^{dn} \cdot h_1 + \gamma_2^{dn} \cdot h_2) = 50,752 - 0,9 \cdot 8 - 0,85 \cdot 13 = 32,502 \text{ T/m}^2$$

$$+ k_1 = f \left(\frac{L_{qu}}{B_{qu}}; \frac{Z}{B_{qu}/2} \right)$$

$$+ m = \frac{L_{qu}}{B_{qu}} = \frac{12,19}{7,49} = 1,63$$

STT	Z	Z/B _{qu} /2	k ₁	σ _z (KN/m ²)	h	σ _z ^d (KN/m ²)
1	0	0	0.25	325.02	13	182.5
2	0.749	0.2	0.2491	323.85	13.749	188.87
3	1.498	0.4	0.2434	316.44	14.498	195.23
4	2.247	0.6	0.2316	301.1	15.247	201.6
5	2.996	0.8	0.215	279.52	15.996	207.97
6	3.745	1	0.1959	254.69	16.745	214.33
7	4.494	1.2	0.1763	229.2	17.494	220.7
8	5.243	1.4	0.1576	204.89	18.243	227.07
9	5.992	1.6	0.1403	182.4	18.992	233.43
10	6.741	1.8	0.1249	162.38	19.741	239.8
11	7.49	2	0.1112	144.57	20.49	246.17
12	11.235	3	0.0648	84.25	24.235	278
13	14.793	3.95	0.0472	61.4	27.793	308.24
14	18.725	5	0.0278	36.14	31.725	341.66

$$+ \sigma_z^d = 72 + 8,5.h$$

- Xác định H_a: Tại σ_z^d = 5.σ_z ta có H_a = 14,793m ≈ 15m.

- Chia H_a thành 10 lớp: h_i = $\frac{H_a}{10} = \frac{15}{10} = 1,5m$.

Lớp	h _i	Z(m)	σ _z (KN/m ²)
1	1.5	0.75	323.85
2	1.5	2.25	301.01
3	1.5	3.75	254.52
4	1.5	5.25	204.68
5	1.5	6.75	162.17
6	1.5	8.25	132.33
7	1.5	9.75	108.17
8	1.5	11.25	84.15
9	1.5	12.75	74.52
10	1.5	14.25	64.89

- Độ lún S:

$$S = \frac{\beta}{E_o} . h_i . \left(\frac{\sigma_{z1}}{2} + \sigma_{z2} + \dots + \sigma_{z9} + \frac{\sigma_{z10}}{2} \right)$$

$$S = \frac{0,8}{30000} \cdot 1,5 \cdot \left(\frac{323,85}{2} + 301,01 + 254,52 + 204,68 + 162,17 + 132,33 + \right. \\ \left. + 108,17 + 84,15 + 74,52 + \frac{64,89}{2} \right) = 0,0606m = 6,06cm$$

Vậy $S = 6,06cm < S_{gh} = 9cm$

b. Tính chênh lệch lún ΔS .

$$\Delta S = B_{qu} \cdot tg\theta \\ + tg\theta = \frac{k_2 \cdot (1 - \mu_o^2) \cdot M}{E_o \cdot \left(\frac{B_{qu}}{2} \right)^3}$$

Trong đó:

- $M = 2480Tm = 24800KNm$

- Hệ số nở hông: $\mu_o = 0,37$

- $E_o = 30000KN/m^2$

- $B_{qu} = 7,49m$

- $\frac{L_{qu}}{B_{qu}} = \frac{12,19}{7,49} = 1,63 \rightarrow k_2 = 0,34$

$$\rightarrow tg\theta = \frac{0,34 \cdot (1 - 0,37^2) \cdot 24800}{30000 \cdot \left(\frac{7,49}{2} \right)^3} = 0,0046$$

$$\rightarrow \Delta S = B_{qu} \cdot tg\theta = 7,49 \cdot 0,0046 = 0,0345m = 3,45cm$$

Vậy điều kiện $\begin{cases} S \leq S_{gh} = 9cm \\ \Delta S \leq \Delta S_{gh} \end{cases}$ được thỏa mãn.

