

## Mục lục

	<i>Trang</i>
<b><i>Chương 1: Khái Niệm Cơ Bản Trong Thiết Kế Nền Móng</i></b>	
I. Định nghĩa:	1
II. Điều kiện công trình cho thiết kế nền móng	2
III. Các trạng thái giới hạn	5
IV. Tải trọng và tác động	8
V. Các vấn đề liên quan đến kết cấu công trình	9
<b><i>Tiêu chuẩn thiết kế nền nhà và công trình</i></b>	<b>12</b>
<b><i>Tính toán nền theo các trạng thái giới hạn</i></b>	<b>21</b>
<b><i>Giá trị tiêu chuẩn và giá trị tính toán</i></b>	<b>35</b>
<b><i>Chương 2: Tính Toán Móng Nông</i></b>	
I. Khái niệm về độ cứng móng	36
II. Móng nông chịu tải trọng đúng tâm	36
III. Móng nông chịu tải trọng lệch tâm	39
IV. Tính toán kết cấu móng	42
V. Các ví dụ tính toán	56
TÍNH TOÁN MÓNG MỀM	63
DẦM TRÊN NỀN ĐÀN HỒI	64
TÍNH TOÁN MÓNG BẰNG THEO P P JÉMOSKIN	74
TÍNH TOÁN MÓNG BẰNG GIAO NHAU	82
TÍNH TOÁN MÓNG BÈ	92
<b><i>Chương 3: Móng Cọc</i></b>	
I. Yêu cầu sử dụng	105
II. Cấu tạo cọc	106
III. Cấu tạo đài cọc	110
IV. Khả năng chịu tải cọc đơn	111
1) Phương pháp thống kê	115
2) Phương pháp tính theo chỉ tiêu độ bền $c, \varphi$	118
3) Tính theo kết quả xuyên động	120
4) Tính theo kết quả xuyên tĩnh	120
5) Tính theo kết quả nén tĩnh	122
6) Tính theo kết quả thử động	123
V. Móng cọc dài thấp	125
VI. Cọc đơn chịu tải trọng ngang	152
VII. Móng cọc dài cao (PP Nokkentved)	165

Chương 4: Gia Cố Nền

I.	Khái niệm	169
II.	Móng cọc tràm	170
III.	Đệm cát	172
IV.	Giếng cát	173
	Các ví dụ tính toán	176
	1) Cừ tràm	177
	2) Đệm cát	178
	3) Giếng cát	180

Chuyên đề 1: Cách Xác Định Hệ Số Nền

I.	Định nghĩa	A-1
II.	Lý thuyết biến dạng nền	A-2
III.	Quy phạm CH-18-58	A-5
IV.	PP Xavinov	A-5
V.	Tính từ thí nghiệm bàn nén	A-5
VI.	Tính từ Modun biến dạng $E_s$	A-6
VII.	PP xác định $E_s$	A-8
VIII.	PP Pauw	A-12
IX.	Độ cứng của cọc đơn	A-16
X.	Ví dụ tính toán	

Chuyên đề 2: Xuyên Động và Xuyên Tĩnh

I.	Khả năng chịu tải nền	B-1
II.	Theo CPT	B-2
III.	Theo CPT	B-3
IV.	Tương quan đối với $c, \varphi$	B-5
V.	Khả năng chịu tải cọc đơn	B-6
VI.	Modun biến dạng $E_s$	B-8

Độc giả muốn sử dụng các chương trình trong giáo trình này xin liên lạc theo địa chỉ EMAIL: [hoang2000@yahoo.com](mailto:hoang2000@yahoo.com) (Miễn Phí)

Chương 1

**KHÁI NIỆM CƠ BẢN TRONG  
THIẾT KẾ NỀN MÓNG**

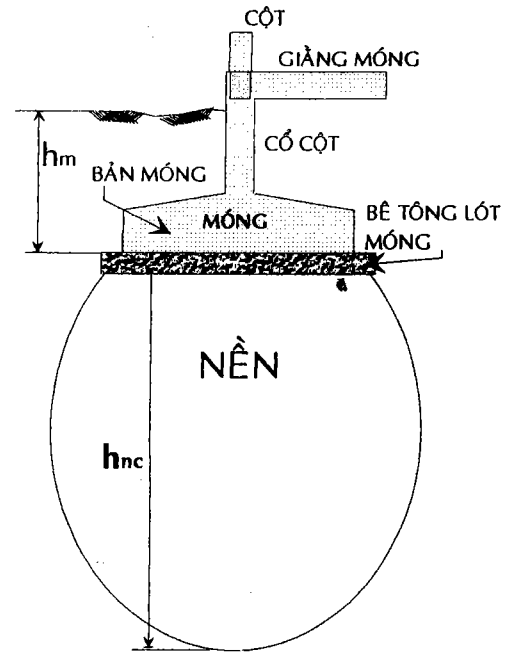
**I. ĐỊNH NGHĨA :**

• Móng là bộ phận liên kết với kết cấu bên trên công trình có nhiệm vụ truyền toàn bộ tải trọng công trình phân bố tải trọng này xuống nền đất.

Bề mặt tiếp xúc với nền đất là mặt móng.

• Nền là vùng đất chịu ảnh hưởng do tải trọng móng truyền xuống, được giới hạn bằng đường cong dạng như bóng đèn tròn, ngoài phạm vi này ứng suất gây ra do móng truyền tới không đáng kể, không gây nên biến dạng đất.

**a) Cấu tạo móng :**



H.1-1

Móng được cấu tạo gồm bản móng hay đài móng hình chữ nhật hay có độ dốc vừa phải để có thể thi công không làm tuột bê tông, trên bản móng có gờ hay không để làm tăng độ cứng của móng, cổ móng là phần trên bản móng và dưới giằng móng. Giằng móng hay đà kiềng là đà liên kết ngang giữa các móng. Giằng móng đặt tại cao độ nền nhà công trình làm 2 chức năng: đỡ tường ngăn và chống độ lún lệch giữa các móng, nếu đà giằng móng dùng để liên kết

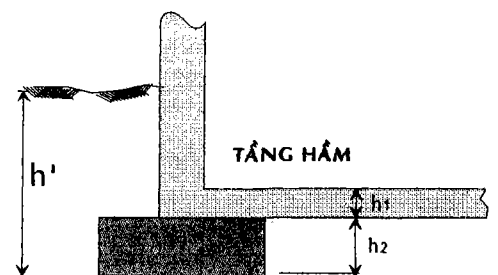
chống lún lệch móng phải có kích thước lớn và có độ cứng tương xứng với cột để có thể đảm nhận được vai trò này. Cổ móng thường được cấu tạo lớn hơn cột từ 5 đến 10 cm để tăng độ cứng và để tạo điều kiện thi công định vị cột được dễ dàng, chiều cao cổ móng được thiết kế để có thể tạo được độ sâu chôn móng ( $h_m$ ) trong đất, đáp ứng được yêu cầu kiến trúc cho hệ thống ống cấp thoát nước, hầm hố ga và để móng có chiều sâu đặt trên nền đất tốt bên dưới, chiều sâu này còn được xem xét đến ảnh hưởng của vị trí mực nước ngầm.

Chiều sâu chôn móng góp phần gia tăng khả năng chịu tải và ổn định của nền đất, trường hợp nhà có tầng hầm chiều cao  $h_m$  được quy đổi như sau:

$$h_m = \frac{2h' + h^*}{3} \quad [1 - 1a]$$

trong đó : 
$$h^* = h_1 + h_2 * \frac{\gamma_{sàn}}{\gamma_{đất}} \quad [1 - 1b]$$

Nếu đất đắp để tôn nền được thi công kỹ lưỡng thì chiều cao  $h_m$  này được kể thêm chiều cao đất đắp.



H.1-2

Đáy móng được cấu tạo một lớp bê tông lót, thường là bê tông đá 4x6 mác 100 để làm sạch đáy hố móng, có tác dụng như là một ván khuôn để đổ bê tông, giữ không để chảy, mất xi măng thấm vào đất.

Cốt thép đặt trong móng phải được kê cao  $2m \div 3cm$  để bê tông có thể bảo vệ tốt lớp thép này, đường kính cốt thép nên dùng  $\varnothing 12$  trở lên.

**b) Nền :**

Chiều sâu vùng đất nền chịu ảnh hưởng trực tiếp của tải trọng còn được gọi là chiều sâu nền chặt  $H_{nc}$ , chiều sâu này được xác định từ điều kiện tính lún của móng, tại đó ứng suất gây lún còn lại bằng  $1/5$  lần ứng suất do trọng lượng bản thân gây ra, hay có thể xác định từ chiều sâu tính bằng công thức của lớp tương đương :

$$H_{nc} = 2.A_w.b$$

Trong một số trường hợp người ta lấy tại đó ứng suất gây lún còn lại bằng  $1/10$  ứng suất gây lún tại đáy móng.

Độ sâu này thông thường là từ 2,5 đến 3 lần bề rộng  $b$  của móng.

**II. CÁC TRẠNG THÁI GIỚI HẠN (TTGH) :**

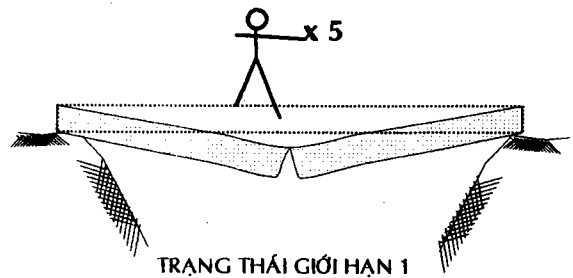
Nói về tính toán theo TTGH người ta chia ra làm 3 trạng thái để tính toán.

a) **TTGH 1** : là trạng thái phá hoại do gãy, đổ vỡ của một kết cấu hay của một công trình, chẳng hạn như một cây dầm sẽ bị gãy khi có 5 người ở trên đó, khi đó nếu sử dụng được người ta chỉ nên sử dụng cho 3 người, với một hệ số an toàn là  $5/3$ , có nghĩa là giá trị sử dụng  $\sigma$  được lấy từ giá trị gây ra phá hoại  $[\sigma_{gh}]$  với hệ số an toàn  $K_{at} : \sigma = \frac{[\sigma_{gh}]}{K_{at}}$

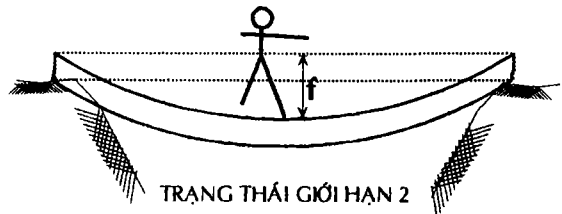
b) **TTGH 2** : là trạng thái giới hạn mà tại đó kết cấu hay công trình không bị phá hoại nhưng có biến dạng lớn làm cho kết cấu, công trình trở nên không bình thường ảnh hưởng đến yêu cầu sử dụng. Do đó người ta quy định một giá trị biến dạng  $[S_{gh}]$  hay  $[f_{gh}]$  và chấp nhận cho kết cấu, công trình làm việc, sử dụng được khi thỏa điều kiện:

$$S < [S_{gh}] \quad \text{hay} \quad f < [f_{gh}]$$

c) **TTGH 3** : là trạng thái giới hạn về tính toán sự hình thành và phát triển khe nứt, trạng thái này chủ yếu được áp dụng cho các cấu kiện dạng bản, vỏ mỏng nhất là đối với hồ nước, sàn mái vv...



H.1-3





Ứng dụng các TTGH này vào trong thiết kế móng và nền như sau:

➤ Đối với bản móng khả năng có thể tính với 3 trạng thái trên, tuy nhiên chủ yếu chỉ cần tính TTGH thứ 1 ngoại trừ một số trường hợp đặc biệt như hầm nước đặt trong đất, tầng ngầm ... cần thiết phải kiểm tra TTGH thứ 3.

➤ Đối với nền, chỉ có 2 là TTGH thứ 1 và TTGH thứ 2. Thí dụ như khi tính trạng thái giới hạn thứ 1 cho nền, được áp dụng cho nền loại đá, đất cứng là loại nền có độ lún nhỏ, các công trình chịu tải trọng ngang lớn cần được giới hạn để tránh hiện tượng trượt ngang hay trượt sâu như các công trình thủy lợi, mái dốc ...

Với  $[P_{ghII}]$  là tải trọng giới hạn gây nên phá hoại của nền,  $[T_{gh}]$  là tải trọng giới hạn gây nên trượt của nền thì khi tính toán theo TTGH thứ 1, áp lực tại đáy móng phải được thiết kế nhỏ hơn với hệ số an toàn là  $K_{at}$ .

$$P_{\text{đáy}} \leq \frac{[P_{ghII}]}{K_{at}} \qquad T_{\text{đáy}} \leq \frac{[T_{gh}]}{K_{at}}$$

HSAT  $K_{at}$  thường dùng = 2 cho SÉT, = 3 cho CÁT và  $> 1,5$  cho trượt ngang hay mái dốc .

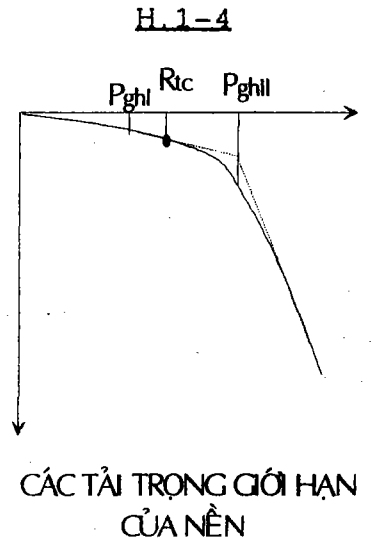
Trạng thái giới hạn thứ II cho nền được áp dụng cho mọi trường hợp đất nền, như được quy định độ lún móng không được vượt quá giới hạn cho phép  $[S_{gh}]$  như cho công trình dân dụng là 8cm :

$$S \leq [S_{gh}] = 8\text{cm}$$

Ngoài ra để đảm bảo được điều kiện làm việc của kết cấu bên trên, quy phạm cũng đã khống chế độ chênh lệch lún tương đối giữa 2 móng cách nhau một khoảng  $L$  là :

$$\omega = \frac{\Delta S}{L} \leq [\omega_{gh}] = 0,002 \div 0,003$$

(xem phụ lục Quy phạm)



Điều kiện để có thể sử dụng Trạng thái giới hạn thứ II cho nền là áp lực đáy móng phải thỏa điều kiện của áp lực tiêu chuẩn  $R^{tc}$ :

$$pd \leq R^{tc} = \frac{m_1 \cdot m_2}{k_{tc}} \cdot \{ A \cdot B_m \cdot \gamma'_I + B \cdot h_m \cdot \gamma'_{II} + D \cdot c \} \quad [1 - 2]$$

trong đó:

$m_1, m_2$ : hệ số điều kiện làm việc của nền đất và của công trình,

$k_{tc}$ : hệ số tin cậy tùy theo phương pháp xác định đặc trưng  $c, \varphi$

( Xem phụ lục tiêu chuẩn TK Nền )

$\gamma'_I, \gamma'_{II}$ : Dung trọng phía trên và dưới đáy móng có xét đến đầy nổi của đất

$B_m, h_m$ : Bề rộng và chiều sâu chôn móng

$A, B, D$ : các hệ số tra bảng theo  $\varphi$

Bảng I-1

**Chương I: Khái niệm cơ bản trong thiết kế nền & móng**

$\varphi^\circ$	Các hệ số			$\varphi^\circ$	Các hệ số		
	A	B	D		A	B	D
0	0	1	3.14	23.5	0.69	3.76	6.31
2	0.03	1.12	3.32	24	0.72	3.87	6.45
3	0.04	1.19	3.41	24.5	0.75	4	6.56
3.5	0.05	1.22	3.46				
4	0.06	1.25	3.51	25	0.78	4.11	6.67
4.5	0.07	1.28	3.56	25.5	0.81	4.24	6.78
				26	0.84	4.37	6.9
5	0.08	1.31	3.61	26.5	0.87	4.51	7.02
5.5	0.09	1.35	3.66	27	0.9	4.65	7.11
6	0.1	1.39	3.71	27.5	0.94	4.79	7.27
6.5	0.11	1.43	3.76	28	0.98	4.93	7.40
7	0.12	1.47	3.81	28.5	1.02	5.08	7.53
7.5	0.13	1.51	3.97	29	1.06	5.24	7.67
8	0.14	1.55	3.93	29.5	1.1	5.41	7.81
8.5	0.15	1.59	3.99				
9	0.16	1.63	4.05	30	1.14	5.59	7.95
9.5	0.17	1.68	4.11	30.5	1.2	5.79	8.16
				31	1.24	5.97	8.25
10	0.18	1.73	4.17	31.5	1.29	6.16	8.4
10.5	0.19	1.78	4.23	32	1.34	6.35	8.55
11	0.2	1.83	4.29	32.5	1.39	6.56	8.71
11.5	0.21	1.88	4.35	33	1.44	6.78	8.87
12	0.23	1.91	4.42	33.5	1.49	6.99	9.01
12.5	0.24	1.99	4.49	34	1.55	7.21	9.21
13	0.25	2.05	4.56	34.5	1.61	7.44	9.4
13.5	0.27	2.11	4.62				
14	0.29	2.17	4.69	35	1.67	7.69	9.59
14.5	0.3	2.23	4.77	35.5	1.71	7.96	9.78\
				36	1.81	8.25	9.98
15	0.32	2.29	4.85	36.5	1.88	8.51	10.18
15.5	0.34	2.36	4.92	37	1.95	8.81	10.38
16	0.36	2.43	5	37.5	2.03	9.11	10.59
16.5	0.37	2.5	5.08	38	2.11	9.41	10.8
17	0.39	2.57	5.15	38.5	2.19	9.76	11.03
17.5	0.41	2.61	5.23	39	2.28	10.1	11.26
18	0.43	2.72	5.31	39.5	2.37	10.16	11.5
18.5	0.45	2.8	5.39				
19	0.47	2.88	5.48	40	2.46	10.81	11.71
19.5	0.49	2.97	5.57	40.5	2.56	11.23	11.99
				41	2.66	11.63	12.25
20	0.51	3.06	5.66	41.5	2.77	12.06	12.51
20.5	0.53	3.15	5.75	42	2.87	12.5	12.77
21	0.55	3.21	5.81	42.5	3	13	13.05
21.5	0.58	3.34	5.91	43	3.12	13.5	13.31
22	0.61	3.44	6.01	43.5	3.21	14	13.61
22.5	0.63	3.54	6.11	44	3.37	14.5	13.96
23	0.66	3.65	6.21	45	3.65	15.6	14.64

### III. ĐIỀU KIỆN VỀ ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH CHO CT THIẾT KẾ MÓNG :

Điều kiện để có thể thiết kế được móng cho công trình là phải biết được đặc điểm cấu tạo địa chất khu vực xây dựng.

Để có thể biết được cấu tạo này cần thiết phải khảo sát, công tác khảo sát địa chất được thực hiện chủ yếu bằng một số phương pháp sau:

- + Khoan lấy mẫu và thí nghiệm xác định các chỉ tiêu
- + Xuyên động SPT
- + Xuyên tĩnh CPT

Số lượng và chiều dài hố khoan tùy thuộc vào các yếu tố sau:

- Cấu tạo địa chất đồng nhất hay phức tạp
- Quy mô và tầm mức quan trọng của công trình
- Phương án móng dự kiến thực hiện.

Nói chung số lượng hố khoan và chiều sâu chủ yếu tùy thuộc vào sự hiểu biết, kinh nghiệm của người làm thiết kế miễn là làm sao có đầy đủ các yếu tố và các chi tiết cho công tác thiết kế để đừng có sai sót, thông thường chiều sâu hố khoan được chọn từ 20 đến 30m cho các công trình loại trung bình.

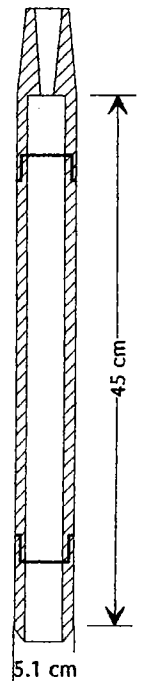
Công tác khoan địa chất nhằm mục đích xác định cấu tạo địa tầng, chiều dày lớp đất và mô tả trạng thái vật lý của lớp đất, mẫu được lấy khi phát hiện được sự thay đổi của địa tầng, nếu địa tầng đồng nhất thường mẫu sẽ được lấy theo khoảng cách 2 mét một mẫu.

Thông thường công tác lấy mẫu thường không đạt được sự nguyên vẹn của mẫu, nhất là là khi đất là loại cát khả năng lấy mẫu sẽ gần như không thực hiện được.

Từ đó xu hướng khảo sát tại hiện trường được quan tâm nhiều hơn để làm cơ sở cho thiết kế.

Bổ sung tương đối hoàn chỉnh cho công tác khoan này là thực hiện thí nghiệm xuyên động SPT (*Standard Penetration Test*). Xuyên động được thực hiện ngay sau khi lấy mẫu trong hố khoan, Mũi khoan được thay thế bằng ống tách (hình vẽ), đường kính 5,1cm, dài 45cm, được đóng bằng búa nặng 140lb (63.5kg) và cho rơi tự do với độ cao 76cm. Người ta đếm số búa cho từng 15cm để ống lún trong đất. 15cm ban đầu không tính chỉ tính số búa cho 2 lần 15 cm sau (30cm) được gọi là số búa tiêu chuẩn *N*. Các kết quả thực nghiệm đã được công bố khá nhiều để cho phép ta tính toán các chỉ tiêu của nền cũng như thiết kế nền móng.

Xuyên động này rất thích hợp cho Cát, và thuận tiện vì thực hiện ngay sau khi lấy mẫu trong khi khoan, tuy nhiên khi gặp đất sét yếu xuyên động không cho ra các giá trị *N*.



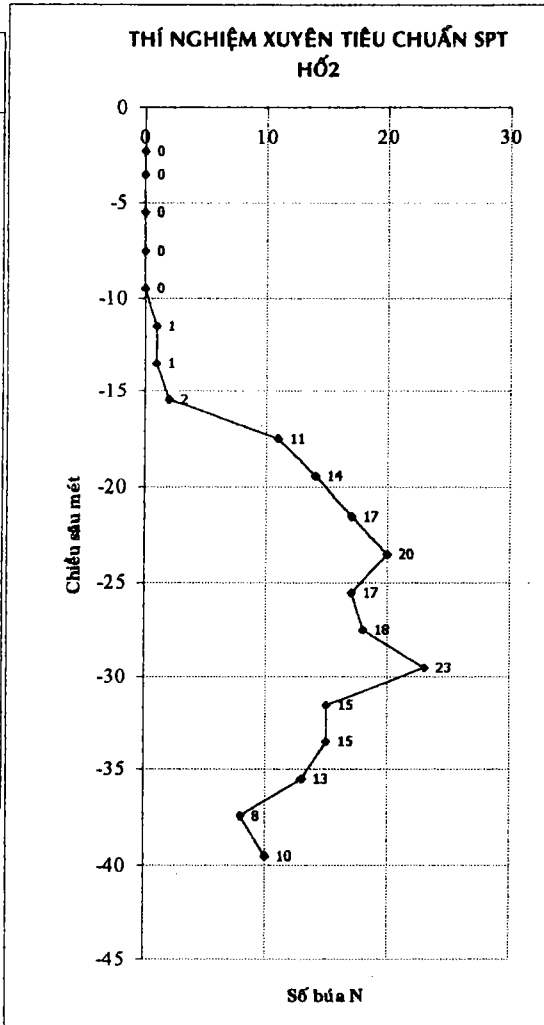
ỐNG TÁCH (SPLIT SPOON)  
DÙNG CHO XUYÊN ĐỘNG

H.1-5

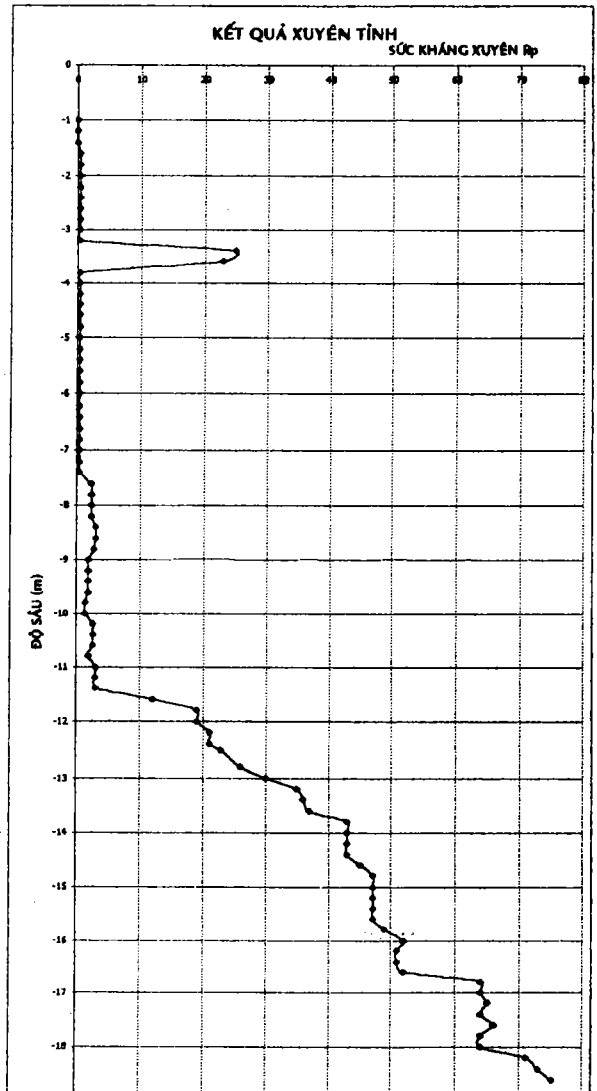
**Chương 1: Khái niệm cơ bản trong thiết kế nền & móng**

Thí dụ: Kết quả từ độ sâu 2.3m đến 9.5m giá trị của N không đo được do đất quá yếu.

ĐỘ SÂU (m)	N
-2.3	0
-3.5	0
-5.5	0
-7.5	0
-9.5	0
-11.5	1
-13.5	1
-15.5	2
-17.5	11
-19.5	14
-21.5	17
-23.5	20
-25.5	17
-27.5	18
-29.5	23
-31.5	15
-33.5	15
-35.5	13
-37.5	8
-39.5	10



Biểu đồ Xuyên tĩnh  $R_{p2}$



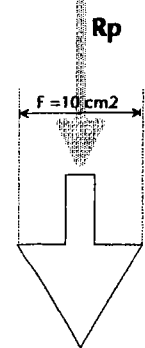
Do đó để bổ xung cho công tác này người

ta dùng Xuyên tĩnh CPT (Cone Penetration Test), Xuyên tĩnh được thực hiện bằng mũi côn có góc đỉnh là  $60^\circ$ , tiết diện  $F=10cm^2$ , đường kính  $3.6cm$  ép xuyên trong đất, người ta đo

sức kháng xuyên này cho từng 0.2m độ sâu, được gọi là sức kháng xuyên tĩnh  $R_p$ , Kết quả xuyên này cho ta thấy sự thay đổi khá nhỏ sức chịu của đất mà công tác khoan không phát hiện được.

Xuyên tĩnh sử dụng rất thích hợp cho công tác thiết kế móng cọc, Tuy nhiên phương pháp này cũng có trở ngại khó thực hiện khi gặp cát hay khi  $R_p > 30000$  kPa, hay với độ sâu khá lớn cũng làm trở ngại cho công tác này.

Công tác xuyên tĩnh được thực hiện với thiết bị riêng, giá thành rẻ hơn khoan do vậy mà người thiết kế nên chú ý đến công tác này nhất là khi dùng giải pháp móng cọc trên nền đất yếu.



MŨI CÔN DÙNG TRONG XUYÊN TĨNH

H. 1-6

Ngoài các phương pháp trên, người ta còn thực hiện một số thí nghiệm như: cắt quay, bần nén, ép nở hông trong hố khoan, các phương pháp này ít được quan tâm sử dụng tại Việt Nam, do thiết bị không nhiều và chỉ được dùng nhiều trong công tác nghiên cứu.

**Các chỉ tiêu cần thiết cho tính toán nền móng:**

**1) Chỉ tiêu vật lý đất :**

Các chỉ tiêu vật lý mà công tác thí nghiệm cho được bao gồm:

a. Dung trọng đất :  $\gamma_t = \frac{W_{đất}}{V_{đất}} (T/m^3; KN/m^3) \quad [1 - 3]$

b. Độ ẩm :  $\omega = \frac{W_{nước}}{V_{hạt}} \% \quad [1 - 4]$

c. Tỷ trọng hạt :  $\Delta = \frac{\gamma_{hạt}}{\gamma_{nước}} \quad \text{với } \gamma_{nước} = 1(T/m^3) = 10(KN/m^3) \quad [1 - 5]$

Từ đó suy ra:

d. Hệ số rỗng :  $\varepsilon = \frac{\Delta \cdot \gamma_n \cdot (1 + \omega)}{\gamma_t} - 1 \quad [1 - 6]$

e. Độ bão hòa :  $G = \frac{\Delta \omega}{\varepsilon} \% \quad [1 - 7]$

Giá trị của dung trọng  $\gamma_t$  trong khoảng 14 đến 22 KN/m<sup>3</sup>

Giá trị của tỷ trọng hạt  $\Delta$  trong khoảng 2,65 đến 2,76.

Trạng thái vật lý của đất được mô tả thông qua các chỉ tiêu như độ chặt tương đối của cát:

$$D_r = \frac{\varepsilon_{max} - \varepsilon}{\varepsilon_{max} - \varepsilon_{min}} \quad [1 - 8]$$

với các trạng thái :

chặt :	$0,67 \leq D_r \leq 1$
trung bình :	$0,33 \leq D_r \leq 0,67$
rời xốp :	$0 \leq D_r \leq 0,33$

Ngoài ra tùy theo loại cát, độ chặt này được xác định trực tiếp từ  $\varepsilon$  không cần phải tính  $D_r$  (xem phụ lục)

- Độ sệt của sét: tùy theo độ chứa nước và chỉ số dẻo A của đất, độ sệt B được tính:

$$B = \frac{\omega - \omega_D}{A} = \frac{\omega - \omega_D}{\omega_N - \omega_D} \quad [1 - 9]$$

Cho ta :

$B < 0$ :	Trạng thái cứng
$0 < B < 0,25$ :	TT nửa cứng

## Chương 1: Khái niệm cơ bản trong thiết kế nền & móng

$0,25 < B < 0,5$  : TT dẻo cứng

$0,5 < B < 0,75$  : TT dẻo mềm

$0,75 < B < 0,1$  : TT dẻo nhão

$B > 1$  : TT nhão

\* Đối với đất bùn, là loại đất yếu, biến dạng rất lớn được xác định như sau:

$$\omega > \omega_N$$

và  $\varepsilon > [\varepsilon]$  = 0,9 cho cát pha  
= 1,1 cho sét pha  
= 1,5 cho sét

\* Đối với loại đất hữu cơ thường có màu xám đến màu đen do xác động vật phân hủy, thường có mùi thối, căn cứ vào hàm lượng hữu cơ này, người ta phân loại:

trên 60% ta có than bùn

từ 10% đến 60% ta có đất lẫn than bùn

dưới 10% ta có đất lẫn chất hữu cơ.

### IV. TẢI TRỌNG VÀ TÁC ĐỘNG :

Quy phạm cho ta phân biệt 2 loại tải trọng :

Tải trọng tiêu chuẩn  $N^{tc}, M^{tc}, H^{tc}$

Tải trọng tính toán  $N^{tt}, M^{tt}, H^{tt}$

\* Tải trọng tiêu chuẩn:

Là giá trị tải trọng được quy định trong quy phạm.

**Thí dụ :** Trọng lượng của bê tông là  $25kN/m^3$

Hoạt tải tác dụng lên sàn là  $140kg/m^2$

\* Tải trọng tính toán:

Bằng tải trọng tiêu chuẩn  $\times$  hệ số vượt tải  $n$

$$N^{tt} = N^{tc} \times n$$

$$M^{tt} = M^{tc} \times n$$

$$H^{tt} = H^{tc} \times n$$

Hệ số vượt tải  $n$  được quy định tùy theo dạng tải trọng.

Trọng lượng bản thân (tĩnh tải)  $n = 1,1$

Tải trọng sử dụng (hoạt tải)  $n = 1.3$  đến  $1.4$

Người ta phân biệt làm 4 dạng tải trọng

1) Tải trọng thường xuyên (tĩnh tải) là tải trọng tác dụng lâu dài thường xuyên như trọng lượng của vật liệu xây dựng (*dead load*).

2) Tải trọng tạm thời dài hạn (hoạt tải) là tải trọng tác dụng không thường xuyên nhưng lâu dài như trọng lượng người và đồ vật sử dụng (*live load*).

3) Tải trọng tạm thời ngắn hạn, tác dụng lên công trình với thời gian rất ngắn như gió, tuyết vv...

4) Tải trọng đặc biệt như động đất.

Hầu hết các tải trọng này thường không xảy ra cùng một lúc, thông thường chỉ một vài tải trọng tác dụng đồng thời, do đó người ta phải thực hiện công tác tổ hợp tải trọng, thành lập các nhóm tải có khả năng xảy ra, các trường hợp chất tải để có thể tìm được các giá trị nguy hiểm nhất cho cấu kiện.

Có 3 dạng tổ hợp chính :

- **Tổ hợp cơ bản:** bao gồm tất cả tải trọng thường xuyên và tất cả tải trọng sử dụng dài hạn và một tải trọng ngắn hạn.
- **Tổ hợp phụ:** bao gồm tất cả tải trọng thường xuyên, tất cả tải trọng tạm thời dài hạn và hai tải trọng tạm thời ngắn hạn, dạng tải trọng này ít gặp vì thường chỉ có một tải trọng tạm thời ngắn hạn là gió.
- **Tổ hợp đặc biệt:** là tổ hợp phụ hay tổ hợp cơ bản cộng thêm tải trọng đặc biệt.

Khi tính toán theo trạng thái giới hạn thứ 1 cho nền và móng tổ hợp cơ bản sẽ được chọn với tải trọng tính toán và trong cấu trúc tổ hợp của các trường hợp chất tải ta lấy tại chân cột giá trị  $N_{max}$  và  $M_{tương ứng}$ .

Khi tính toán theo trạng thái giới hạn thứ hai cho nền nhà công trình (Độ lún móng) tổ hợp tải trọng được chọn là tổ hợp bỏ qua tải trọng tác dụng tạm thời ngắn hạn do biến dạng của nền là biến dạng cố kết, kéo dài theo thời gian, và tải trọng được dùng là tải trọng tiêu chuẩn. Thông thường do khối lượng tính toán tổ hợp khá lớn nên khi tính biến dạng của nền, người ta thường quy đổi trực tiếp kết quả của tải trọng tính toán chia cho hệ số vượt tải chung  $n = 1,2$ .

## **V CÁC VẤN ĐỀ LIÊN QUAN ĐẾN KẾT CẤU CÔNG TRÌNH :**

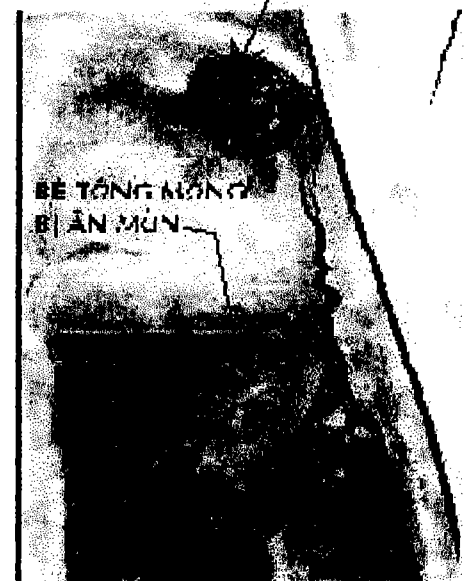
### **1) Công tác bảo vệ và thoát nước đáy móng :**

Móng đặt trong đất thường chịu tác động ăn mòn của các hóa chất có trong nước như muối ở vùng nước mặn, hay phen, đối với vùng đô thị nước thải từ các đường ống thoát lâu ngày ngấm ra cũng làm tác động mạnh đến bê tông của móng.

Thực tế khảo sát một số công trình đã cho thấy tác dụng rất rất nguy hiểm của loại nước thải này như trong hình chụp, Móng bị ăn mòn, làm kích thước giảm, nền đất ngay bên dưới bị yếu, và dẫn đến lún lệch gây nên nghiêng công trình. Người thiết kế cần phải quan tâm đến vấn đề này.

Giải pháp khắc phục hay trước nhất có thể là tăng mác bê tông, hay một số tài liệu cũng có kiến nghị dùng sét đắp và đầm chặt trên bản móng, giải pháp này xem ra cũng hữu lý nhưng khó phù hợp do những điều kiện thi công, khó thực hiện,

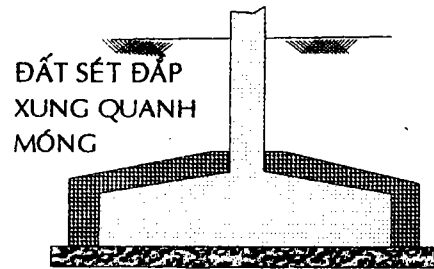
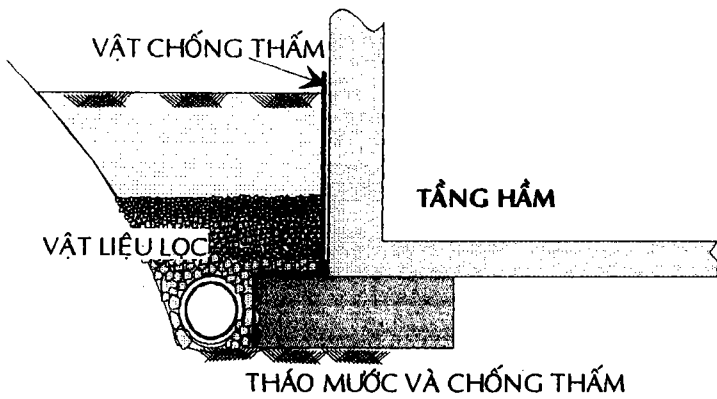
DƯỜNG CỐNG THOÁT NƯỚC



H.1-7

nhất là cho ở những nơi có toàn cát. Ở những nơi bệch lập và cao người ta cũng có thể dùng giải pháp đặt đường ống để tháo nước.

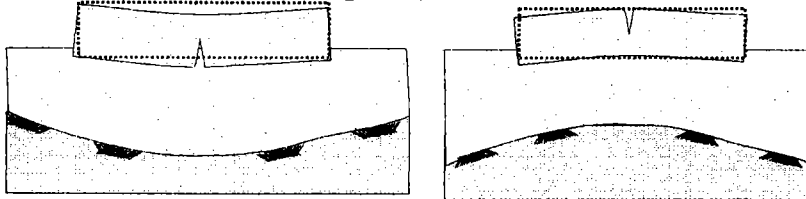
Trường hợp có tầng hầm thì phải dùng đến loại chống thấm trong bê tông.



H.1-8

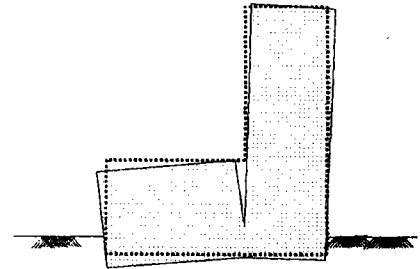
**Giải pháp kết cấu bên trên:**

Đất yếu hay địa chất không đồng nhất thường gây ra lún lệch, khi vượt quá giới hạn cho phép có thể gây ra nứt và mất ổn định của kết cấu, giải pháp để giảm bớt khi gặp các trường hợp này là:



DẠNG LÚN CÔNG TRÌNH DO SỰ PHÂN BỐ LỚP ĐẤT YẾU

H.1-9



DO TẢI TRỌNG CÔNG TRÌNH

+ **Làm cứng kết cấu:** Tăng cường độ cứng của dầm, dầm móng để tải trọng phân bố lại khi có biến dạng chênh lệch lớn, một số các nhà thời Tây xây dựng thời trước đã làm đà kiềng này rất lớn (20x40).

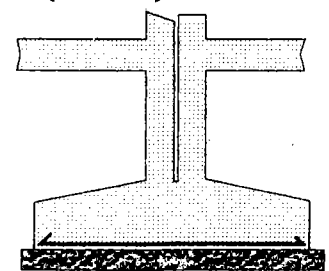
+ **Làm mềm kết cấu:** Cắt công trình thành nhiều đơn nguyên tương ứng với bố cục của tải trọng, của hình dạng công trình. Người ta có thể thực hiện bằng hai cách:

• **Khe co dãn (khe nhiệt):**

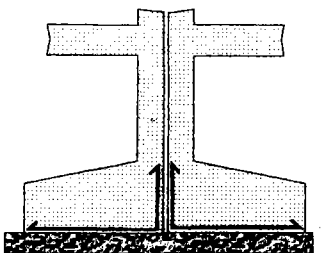
Hai cột riêng trên một bản móng chung, biến dạng chênh lệch giữa các móng được giải quyết một phần, nếu hai khối bị biến dạng lớn thì móng này trở thành khớp.

• **Khe lún:**

Tách rời với hai cột trên hai móng riêng rẽ, giải pháp này giải quyết được triệt để cho hai khối lún biệt lập. Tuy nhiên trở nên phức tạp khi tính toán, móng tại vị trí này bị lệch tâm rất lớn. Tốt nhất chỉ nên áp dụng khi chọn giải pháp móng cọc hay móng băng.



KHE CO DẪN



KHE LÚN

H.1-10



**Chương I: Khái niệm cơ bản trong thiết kế nền & móng**

**Bảng I-2**

**Các đặc trưng của SÉT**

ĐỘ SÉT	GH DẸO	Đặc trưng	Hệ số rỗng e										
			<1	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	>2
B<1	16-18	$\varphi^\circ$	13	12	10								
		c(kPa)	18	13	10								
		E(kPa)	4700	3900	3300								
	19-22	$\varphi^\circ$	10	8	7	6	5						
c(kPa)		26	21	18	14	11							
E(kPa)		5600	4300	3800	3300	2900							
23-26	$\varphi^\circ$			6	5.5	5	4.5						
	c(kPa)			22	19	15	12						
	E(kPa)			4500	3800	3300	3000						
27-30	$\varphi^\circ$				5.5	5	4.5	4					
	c(kPa)				22	18	15	13					
	E(kPa)				4400	3800	3400	3200					
B>1	16-18	$\varphi^\circ$	22	19	17								
		c(kPa)	14	7	4								
		E(kPa)	4300	3500	2800								
	19-22	$\varphi^\circ$	17	15	13	12	11	9					
c(kPa)		18	14	12	10	9	8						
E(kPa)		4200	3300	2600	2100	1800	1600						
23-26	$\varphi^\circ$			14	12	11	10	9	8	8			
	c(kPa)			20	18	14	11	9	7	7			
	E(kPa)			4100	3300	2700	2300	2000	-	-			
27-30	$\varphi^\circ$			14	12	11	10	8.5	8	7.5	7	5	
	c(kPa)			25	18	16	12	10	9	7	6	4	
	E(kPa)			5000	4000	3300	2800	2400	2000	1700	1500	1000	

**Bảng I-3**

**CÁC GIÁ TRỊ THAM KHẢO của ĐẤT SÉT**

ĐẤT	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\Delta$	$\omega\%$	$\omega_N$	$\omega_D$	k(cm/s)	$\varphi^\circ$	c(kPa)	$a_v$ (m <sup>2</sup> /kN)	E(kPa)
<b>SÉT</b> CL&CH	18.2	26.9	39	50	30	3.10 <sup>-10</sup>	13	37	0.00011	7500
	18.2	26.9	45	46	28	2.2.10 <sup>-10</sup>	12	18	0.00017	5000
	18.1	27.1	43	46	27	2.10 <sup>-10</sup>	11	14	0.00021	4000
<b>SÉT</b> PHA SM	21.5	26	15	24	17	4.3E-8	24	20	0.00004	22000
	19	26.6	23	30	20	3.6E-8	20	17	0.00007	12000
	18.5	26.7	27	36	23	3.0E-8	18	14	0.00008	10000
	18.2	26.8	31	29	25	2.8E-8	16	10	0.00009	9000
	18	26.8	34	42	28	2.5E-8	13	7	0.00010	8000
<b>CÁT</b> PHA SM	17.5	26.8	38	45	31	1.0E-8	10	5	0.00012	7000
	20.5	26.6	15	21	15	2.7E-7	22	20	0.00006	18000
	19.2	26.5	20	24	18	2.1E-7	18	25	0.00009	14000
<b>CÁT</b> TRUNG	18.3	26.4	30	31	25	1.1E-7	15	28	0.00018	7800
	20.1	26.5	18	-	-	3.5E-4	38	1	0.00003	40000
<b>CÁT</b> MIN	19.2	26.4	16	-	-	2.0E-4	35	2	0.00004	30000
	19	26.5	26	-	-	3.1E-6	30	-	0.00013	10000
	18.5	26.5	25	-	-	2.2E-6	28	-	0.00017	8000

**TIÊU CHUẨN THIẾT KẾ NỀN NHÀ VÀ CÔNG TRÌNH**

Ngày 1/10/1975 Liên Xô đã ban hành CHNII II-15-74 thay thế cho CHNII II- 2b 1-62 và CHNII II- 2b 1-62\* (tức tiêu chuẩn QPXD - 45 - 70), và 5 tiêu chuẩn chỉ dẫn khác [87,88,89,90,91].

CHNII II-15-74 là một tài liệu tổng hợp, đề cập tới vấn đề xây dựng nhà và công trình trên nhiều loại đất nền khác nhau: đất thường, đất có tính chất không ổn định về kết cấu (đất ướt lún, đất trương nở, v v...), đất có nguồn gốc nhân tạo; đồng thời nêu nhiều thành tựu mới về nhiên cứu khoa học thuộc lĩnh vực "Địa - kỹ thuật" cũng như bổ sung nhiều kinh nghiệm xây dựng nền móng ở Liên Xô. Trong phụ lục này chỉ nêu những điểm cơ bản trong 3 vấn đề: phân loại đất, đá và đánh giá tính chất xây dựng của nó, tính nền theo trạng thái giới hạn và lựa chọn trị số tiêu chuẩn và trị số tính toán của các đặc trưng của đất.

I/ PHÂN LOẠI ĐẤT ĐÁ VÀ ĐÁNH GIÁ TÍNH CHẤT XÂY DỰNG CỦA NÓ.

Việc phân loại và đánh giá tính chất xây dựng của đất đá được tóm tắt trong các bảng sau đây:

**Bảng 1**

**Sơ đồ phân loại đất đá, các đặc trưng cơ học và các đặc trưng khác đánh giá tính chất xây dựng.**

Tên đất đá (sơ đồ phân loại)		Bảng	Đặc trưng cơ học		
Đất đá	Đá nguồn gốc	Macma	Cường độ chống nén tức thời một trục $R_n$ . Hệ số hóa mềm $K_m$ và độ phong hóa $K_p$ (bảng 2)		
		Biến chất			
		Trầm tích			
	Đất	Đất chứa muối	Bảng 11	Hệ số phong hóa $K_{ph}$ (bảng 3) Hệ số rỗng $\epsilon$ , cường độ xuyên tĩnh ( $p_t$ ) và động ( $p_d$ ) (bảng 6) Độ sệt B (bảng 1-3) Cường độ xuyên đơn vị $p_x$ (bảng 8)	
			Đất tàn tích thực vật		Bảng 12
					Đất mùn
		Đất rời	Đất hòn lớn		Bảng 7
			Đất cát		
		Đất loại sét	Đất á cát		Bảng 11
			Đất á sét		
Đất sét					
Đất bùn					
Đất lún ướt					
	Đất trương nở	Bảng 11			

**Bảng 2** Đánh giá tính bền của đá theo  $R_n$ ,  $K_m$  và  $K_p$

Loại đá	Chỉ số
<b>1. Theo cường độ chống nén tức thời một trục <math>R_n</math> (kPa)</b>	
Rất bền	$R_n > 120000$
Bền	$120000 \geq R_n > 50000$
Bền vừa	$50000 \geq R_n > 15000$
Ít bền	$15000 \geq R_n \geq 5000$
Nửa đá	$R_n < 5000$
<b>2. Theo hệ số hóa mềm trong nước <math>K_m</math></b>	
Không hóa mềm	$K_m \geq 0,75$
Hóa mềm	$K_m < 0,75$
<b>3. Theo độ phong hóa <math>K_p</math></b>	
Không phong hóa (liên khối)	Đá thành từng khối liên tục: $K_p = 1$
Phong hóa yếu (nứt nẻ)	Đá thành từng khối không lấn nhau (từng tảng): $1 > K_p \geq 0,9$
Phong hóa	Đá nằm thành đám tích tụ chuyển sang nứt nẻ : $0,9 > K_p \geq 0,8$
Phong hóa mạnh (đá vôi sét, đá macna)	Trong toàn khối, đá nằm dưới dạng mẩu miếng riêng rẽ : $K_p < 0,8$

Chỉ dẫn bảng 2

$R_n$ : cường độ chống nén tức thời một trục của mẫu đá ở trạng thái bão hòa nước.

$K_m$ : hệ số hóa mềm, là tỷ số giữa cường độ chống nén tức thời một trục ở trạng thái bão hòa nước và ở trạng thái khô.

$K_p$ : độ phong hóa, là tỷ số giữa trọng lượng thể tích của mẫu đá bị phong hóa và của mẫu đá cùng loại khi chưa bị phong hóa.

**Bảng 3** Phân loại đất rời

Loại đất hòn lớn và đất cát	Phân bố hạt theo độ lớn (tính bằng % khối lượng đất khô)
<b>1. Đất hòn lớn</b>	
Đất tảng lán (khi lượng hạt sắc cạnh trội hơn, gọi là đất tảng)	Khối lượng các hạt lớn hơn 200mm chiếm > 50%
Đất cuội (khi lượng hạt sắc cạnh trội hơn, gọi là đất dăm)	Khối lượng các hạt lớn hơn 10mm chiếm 50%
Đất sỏi (khi lượng hạt sắc cạnh trội hơn, gọi là đất sạn)	Khối lượng các hạt lớn hơn 2mm chiếm > 50%

**2. Đất cát**

Cát sỏi	Khối lượng các hạt lớn hơn 2 mm chiếm > 25%
Cát to	Khối lượng các hạt lớn hơn 0,5mm chiếm > 50%
Cát vừa	Khối lượng các hạt lớn hơn 0,25mm chiếm > 50%
Cát nhỏ	Khối lượng các hạt lớn hơn 0,1mm chiếm ≥ 0,75%
Cát bụi	Khối lượng các hạt lớn hơn 0,1mm chiếm < 75%

Chỉ dẫn bảng 3.

Để xác định tên đất, phải cộng dồn phần trăm hàm lượng hạt của loại đất nghiên cứu: đầu tiên là các hạt lớn hơn 200mm, sau đó đến các hạt lớn hơn 10mm, tiếp đến là các hạt lớn hơn 2mm, v.v... Tên đất lấy theo chỉ tiêu được thỏa mãn đầu tiên theo thứ tự sắp xếp tên gọi trong bảng.

**Bảng 4**

*Đánh giá mức độ phong hóa của đất hòn lớn (chứa > 10% hạt có cỡ < 2mm)*

Tên đất hòn lớn gọi theo mức độ phong hóa	Hệ số phong hóa $K_{ph}$
Không phong hóa	$0 < K_{ph} \leq 0,5$
Phong hóa yếu	$0,5 < K_{ph} \leq 0,75$
Phong hóa mạnh	$0,75 < K_{ph} < 1$

Chỉ dẫn bảng 4.

Hệ số phong hóa  $K_{ph}$  được định nghĩa như trang 13.

**Bảng 5**

*Đánh giá độ bão hòa của đất hòn lớn và đất cát*

Tên đất hòn lớn và đất cát gọi theo độ ẩm	Độ bão hòa $G$
Ít ẩm	$0 < G \leq 0,5$
Ẩm	$0,5 < G \leq 0,8$
Bão hòa nước	$0,8 < G \leq 1$

Chỉ dẫn bảng 5.

1. Biểu thức tính độ bão hòa  $G$  như sau :

$$G = \frac{\omega \cdot \Delta}{\varepsilon} \quad [1 - 10]$$

trong đó :

$\omega$ : độ ẩm tự nhiên của đất (%)

$\Delta$ : tỷ trọng của đất.

$\varepsilon$ : hệ số rỗng của đất.

2. Biểu thức tính độ ẩm của đất hòn lớn như sau :

$$\omega = \omega_1 - \eta(1 - K_{ph})(\omega_1 - \omega_2) \quad [1 - 11]$$

trong đó :

$\omega_1, \omega_2$  : độ ẩm của hạt độn và phần hòn lớn (những hạt cỡ > 2mm)

$\eta$ : lượng hòn lớn (tính theo số thập phân)

$K_{ph}$ : hệ số phong hóa của đất hòn lớn (bảng 4).

**Bảng 6**

*Đánh giá độ chặt và cường độ của đất cát*

LOẠI CÁT	Độ chặt của cát		
	Chặt	Chặt vừa	Xốp rời
<b>1. Theo hệ số rỗng <math>\varepsilon</math></b>			
Cát sỏi to và vừa	$\varepsilon < 0,55$	$0,55 \leq \varepsilon \leq 0,7$	$\varepsilon > 0,7$
Cát nhỏ	$\varepsilon < 0,6$	$0,6 \leq \varepsilon < 0,75$	$\varepsilon > 0,75$
Cát bụi	$\varepsilon < 0,6$	$0,6 \leq \varepsilon \leq 0,8$	$\varepsilon > 0,8$
<b>2. Theo cường độ xuyên tĩnh của mũi hình nón <math>p_t</math> (kPa)</b>			
Cát to và vừa	$p_t > 15000$	$15000 \geq p_t \geq 5000$	$p_t < 5000$
Cát nhỏ	$p_t > 12000$	$12000 \geq p_t \geq 5000$	$p_t < 4000$
Cát bụi ít ẩm và ẩm	$p_t > 10000$	$10000 \geq p_t \geq 3000$	$p_t < 3000$
Cát bụi bão hòa nước	$p_t > 7000$	$7000 \geq p_t \geq 2000$	$p_t < 2000$
<b>3. Theo cường độ xuyên động quy ước của mũi hình nón khi xuyên động <math>p_d</math> (kPa)</b>			
Cát to và vừa	$p_d > 12500$	$12500 \geq p_d \geq 3500$	$p_d < 3500$
Cát nhỏ ít ẩm và ẩm	$p_d > 12500$	$11000 \geq p_d \geq 3000$	$p_d < 3000$
Cát nhỏ bão hòa nước	$p_d > 8500$	$8500 \geq p_d \geq 2000$	$p_d < 2000$
Cát bụi ít ẩm và ẩm	$p_d > 8500$	$8500 \geq p_d \geq 2000$	$p_d < 2000$

Chỉ dẫn bảng 6.

1. Không cho phép dùng xuyên động để xác định độ chặt của cát bụi bão hòa nước.
2. Khi xuyên đất, dùng mũi xuyên hình nón có góc ở đỉnh là  $60^\circ$  và đường kính 36mm để xuyên tĩnh và 74mm để xuyên động.

**Bảng 7**

*Phân loại đất sét theo chỉ số dẻo A*

Loại đất dính	Chỉ số dẻo
A cát	$1 \leq A \leq 7$
A sét	$7 < A \leq 17$
Sét	$A > 17$

Chỉ dẫn bảng 7.

1. Khi trong đất loại sét có những hạt lớn hơn 2mm, thì thêm vào tên đất có từ "có cuội" ["có dăm"], hoặc "có sỏi" ["có sạn"], nếu lượng chứa các hạt tương ứng chiếm 15 - 25% theo khối lượng, và "có cuội", ["có dăm"] hoặc "có sỏi" ["có sạn"], nếu lượng chứa các hạt đó trong đất tương ứng chiếm 25 - 50% theo khối lượng.
2. Khi có những hạt lớn hơn 2mm chiếm > 50% khối lượng đất thì phải xếp nó vào loại đất hòn lớn.
3. Trị số  $A = \omega_N \cdot \omega_D$  tính theo số thập phân.

**Bảng 8**

*Đánh giá cường độ của đất loại sét theo cường độ xuyên  $p_x$  (kPa)*

Tên đất loại sét theo $p_x$	$P_x$ (kPa)
Rất bền	$P_x > 200$
Bền	$200 > p_x > 100$
Bền vừa	$100 > p_x > 50$
Yếu	$P_x < 50$

Chỉ dẫn bảng 8.

Cường độ xuyên  $p_x$  được xác định bằng cách ép vào mẫu đất một mũi xuyên hình nón có góc ở đỉnh bằng  $30^\circ$  và được xác định theo biểu thức

$$p_x = \frac{P}{h^2} \quad [1 - 12]$$

Trong đó :

$P$  : lực thẳng đứng truyền lên mũi xuyên (kN)

$h$  : chiều sâu lún của mũi xuyên (m).

**Bảng 9**

*Phân loại đất bùn*

Tên loại bùn	Hệ số rỗng $\varepsilon$
Bùn á cát	$\varepsilon > 0,9$
Bùn á sét	$\varepsilon > 1$
Bùn sét	$\varepsilon > 1,5$

Chỉ dẫn bảng 9.

Tên loại bùn được xác định theo chỉ số dẻo  $A$  (bảng 7).

**Bảng 10**

*Nhận biết sơ bộ đất ướt lún*

Chỉ số dẻo $A$	$0,01 \leq A < 0,14$	$0,1 \leq A < 0,14$	$0,14 \leq A < 0,22$
Chỉ số $S$	0,1	0,17	0,24

Chỉ dẫn bảng 10.

1. Chỉ số  $s$  được tính theo biểu thức :

$$S = \frac{\varepsilon_N - \varepsilon}{1 + \varepsilon} \quad [1 - 13]$$

Trong đó :

$\varepsilon$  và  $\varepsilon_N$  : hệ số rỗng của đất ứng với độ ở trạng thái tự nhiên và độ ẩm ở giới hạn nhão.

2. Đất dính (đất hoàng thổ, đất dạng hoàng thổ, một số đất loại sét phủ) có độ bão hòa nước  $G < 0,8$ , sơ bộ được xem như đất ướt lún, khi trị số  $S$  tính được nhỏ hơn trị số nêu trong bảng.

**Bảng 11**

*Nhận biết đất có chứa muối*

Tên đất có chứa muối	Tổng lượng muối dễ hòa tan vừa ít nhất (tính theo % khối lượng đất hong khô)
Đất nửa đá chứa muối	2
Đất hòn lớn chứa muối : - Khi lượng chứa đất độn cát < 40% hoặc lượng chứa sét < 30% - Khi lượng chứa đất độn cát > 40% - Khi lượng chứa đất độn sét > 30%	2  0,5 5
Đất cát chứa muối	0,5
Đất loại sét chứa muối : - á cát và á sét thuộc đất ướt lùn (hoàng thổ và đất dạng hoàng thổ) - á cát và á sét không thuộc loại đất ướt lùn	1 (hoặc 0,3 nếu chỉ có muối dễ hòa tan)  5

Chỉ dẫn bảng 11.

Các loại muối dễ hòa tan gồm có: NaCl, KCl, CaCl<sub>2</sub>, MgCl<sub>2</sub>, NaHCO<sub>3</sub>, Ca(HCO<sub>3</sub>)<sub>2</sub>, Mg(HCO<sub>3</sub>)<sub>2</sub>, Na<sub>2</sub>CO<sub>3</sub>, MgSO<sub>4</sub>, Na<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>, muối hòa tan vừa là CaSO<sub>4</sub>.2H<sub>2</sub>O.

**Bảng 12**

*Phân loại đất chứa tàn tích thực vật*

Tên đất cát và đất loại sét chứa tàn tích thực vật	Lượng chứa tương đối các tàn tích thực vật q (độ than bùn)
<b>1. Đất có chứa tàn tích thực vật.</b>	
Đất cát có tàn tích thực vật	$0,03 < q \leq 0,1$
Đất dính có tàn tích thực vật	$0,05 < q \leq 0,1$
<b>2. Đất dạng than bùn.</b>	
Đất có ít than bùn	$0,1 < q \leq 0,25$
Đất có than bùn vừa	$0,25 < q \leq 0,4$
Đất có nhiều than bùn	$0,4 < q \leq 0,6$
Đất than bùn	$q > 0,6$

Chỉ dẫn bảng 12.

Theo định nghĩa q là tỷ số giữa khối lượng của tàn tích thực vật trong mẫu đất sấy ở 100 - 105°C và trọng lượng phần khoáng vật của nó.

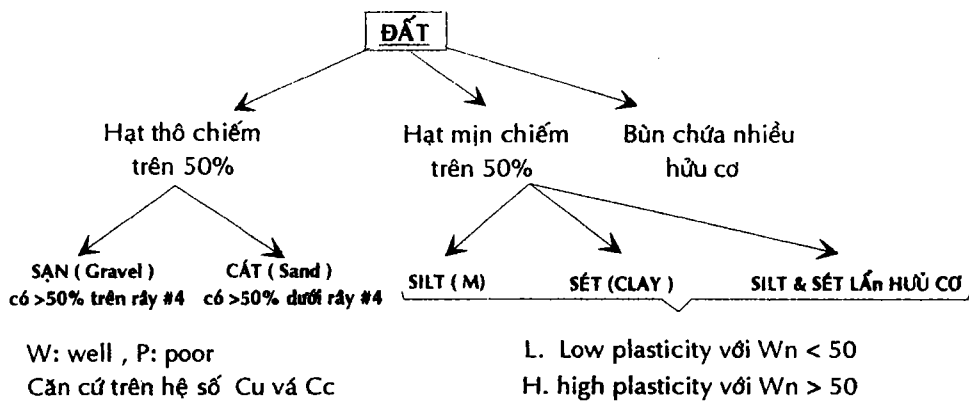
**Bảng 13**

**Phân loại đất đắp**

Tiêu chuẩn phân loại đất đắp	Phân loại đất đắp và các đặc trưng của nó
Theo phương pháp đắp	1. Đắp bằng phương pháp khô (dùng trong giao thông đường bộ hoặc đường sắt, bằng máy ủi hoặc máy cạp, v.v...). 2. Đắp bồi (tạo thành bằng cơ giới hóa thủy lực)
Theo tính đồng nhất về thành phần và cấu trúc	1. Đất đắp theo kế hoạch xây dựng (đất lấp lại) và đất thay thế (đệm). Loại đất này được đặc trưng bởi tính đồng nhất thực tế về thành phần và cấu trúc, tính chịu nén đều. 2. Các bãi thải đất và các phế liệu sản xuất. Loại đất này được đặc trưng bởi tính đồng nhất thực tế về thành phần và cấu trúc, nhưng độ chặt và tính chịu nén không đều. 3. Đất để đóng, phế liệu sản xuất và rác sinh hoạt. Loại đất này được đặc trưng bởi tính không đồng nhất về thành phần và cấu trúc, tính không đồng đều về độ chặt, tính chịu nén và có chứa tạp chất hữu cơ.
Theo nguồn gốc vật liệu chiếm phần chính của đất đắp	1. Đất tự nhiên: đất hòn lớn, đất cát, đất loại sét. 1. Phế liệu sản xuất: xỉ, tro, đất tạo. 3. Chất thải trong sinh hoạt.
Theo độ chặt do trong lượng bản thân gây ra	1. Đã ổn định: quá trình nén chặt do trong lượng bản thân đã kết thúc. 2. Chưa ổn định: quá trình nén chặt do trong lượng bản thân còn đang tiếp diễn.

**PHÂN LOẠI ĐẤT (TCVN 5747 - 1993)**

Căn cứ theo CASAGRANDE mô tả đất như sau:





**Chương 1: Khái niệm cơ bản trong thiết kế nền & móng**

**HỮU CƠ (Organic)** với hàm lượng hữu cơ > 60% (than bùn), từ 60% → 10% lẫn nhiều chất hữu cơ, và **BÙN** khi  $\omega_{TN} > \omega_{Nh}$  và  $\varepsilon > 1.5$

**SÉT (C):** > 50% là hạt **mịn** (dưới rây #200) và trên đường **A**

**SILT (M):** > 50% là hạt **mịn** (dưới rây #200) và dưới đường **A**

- **H (high)** khi  $\omega_N \geq 50$  → **CH** hay **MH** có chứa hữu cơ **OH**
- **L (low)** khi  $\omega_N < 50$  → **CL** hay **ML** có chứa hữu cơ **OL**

**SẠNG (G):** 50% là hạt **thô** (trên rây #200) và trên 50% trên rây #4

- **W:** well khi  $C_u > 4$  và  $1 < C_g < 3$ , ngược lại **P (poor)** → **GW** hay **GP**

**CÁT (S):** 50% là hạt **thô** (trên rây #200) và trên 50% lọt qua rây #4

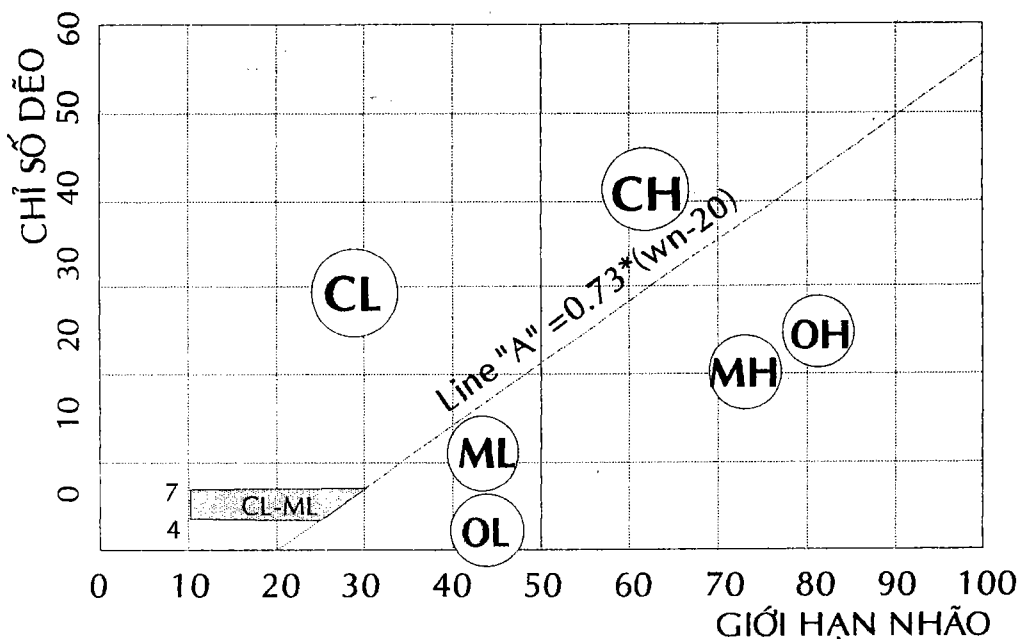
- **W:** (well) khi  $C_u > 6$  và  $1 < C_g < 3$ , ngược lại **P (poor)** → **SW** hay **SP**
- **C** hay **M** khi có chứa trên 12% là đất hạt mịn và căn cứ vào đường "A" →

**GC** hay **GM**

- Trong khoảng từ 5% - 12 % dùng ký hiệu kép → **GW-GC** , **GP-GC**
- **SW-SC** , **SP-SC**

Trong đó :  $C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}}$  : hệ số đồng nhất     $C_G = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$  : hệ số hạng cấp

Giản đồ "đường A"; xác định loại đất hạt mịn **CH; CL; OH; OL; MH; ML**



Thí dụ:

Đất có  $\omega_N = 65\%$ ;  $\omega_D = 42\%$ ;

$$A = \omega_N - \omega_D = 23\%$$

Căn cứ vào đồ thị ta có đất loại **MH**

**Chương 1: Khái niệm cơ bản trong thiết kế nền & móng**

**Theo AASHO ( American Association of State Highway Officials)**

Sau này có tên là AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials)

Gọi G là chỉ số nhóm theo công thức:

$$G = 0.2 \times a + 0.005 \times a \times c + 0.01 \times b \times d$$

Trong đó:  $a = \% \text{ TL lọt qua rây } \#200 - 35$  và không quá 40

$b = \% \text{ TL lọt qua rây } \#200 - 15$  và không quá 40

$c = \omega_N - 40$  và không quá 30

$d = \omega_N - 10$  và không quá 10

NHÓM	ĐẤT HẠT <35% TL lọt qua rây #200							SILT - SÉT >35% TL lọt qua rây #200			
	A - 1		A - 3	A - 2				A - 4	A - 5	A - 6	A - 7 A - 7 - 5 A - 7 - 6
	a	b		A - 2 - 4	A - 2 - 5	A - 2 - 6	A - 2 - 7				
<#10	<50										
<#40	<10	<50	>51								
<#200	<15	<25	<10	<35	<35	<35	<35	>36	>36	>36	>36
WN				<40	>41	<40	>41	<40	>41	<40	>41
A	<6	<6	không đều	<10	<10	>11	>11	<10	<10	>11	>11
G	0		0	0		<4		<8	<12	<16	<20
loại đất	Hỗn hợp Đất		Cát mịn	Sạn và cát pha bụi hay Sét				Bụi (Silt)		Sét	
Đánh giá	TỐT					YẾU ĐẾN XẤU					

Tương quan cho 2 phương pháp trên:

A - 1a	A - 1b	A - 3	A - 2 - 4	A - 2 - 5	A - 2 - 6	A - 2 - 7	A - 4	A - 5	A - 6	A - 7	A - 8
GW	SW	SP	CL	CL	CL	CL	CL	CL	CL	CL	Bùn
GP	SP		ML	ML	ML	ML	ML	ML	ML	ML	Chất
SW	SM			CH		CH		CH		CH	hữu
GM	SC			MH		MH		MH		MH	cơ

**1. Chỉ dẫn chung**

Nền công trình được tính toán theo hai nhóm trạng thái giới hạn:

- Nhóm thứ nhất: dựa vào sức chịu tải.
- Nhóm thứ hai: dựa vào biến dạng (lún, độ võng, v.v...) không gây trở ngại cho việc sử dụng bình thường nhà và công trình.

Tính toán nền theo nhóm trạng thái bị giới hạn thứ nhất được tiến hành trong các trường hợp sau đây:

- Tải trọng nằm ngang đáng kể truyền lên nền (tường chắn, móng của những kết cấu chịu lực chống, v.v...), kể cả trường hợp động đất.
- Móng hoặc công trình nói chung nằm ở mép trái đất hoặc gần các lớp đất có độ nghiêng lớn.
- Nền gồm đất sét bão hòa nước và đất than bùn.
- Nền gồm đá.

Tính toán nền theo nhóm trạng thái thứ hai được tiến hành khi nền gồm đất không phải đá.

**2. Tính toán nền theo biến dạng (nhóm thứ hai)**

**a. Quan niệm về biến dạng.**

Biến dạng thẳng đứng của nền được chia ra như sau:

**1. Theo đặc điểm của biến dạng, được chia ra 4 loại:**

- Độ lún ( $S$ ).
- Ướt lún ( $S_s$ ).
- Trương nở và co ngót ( $S_{tr}$ ).
- Lún sụp.

**2. Theo nguyên nhân gây ra biến dạng, được chia ra làm 2 loại:**

- Do tải trọng: độ lún và ướt lún.
- Không do tải trọng: sụt lún, ướt lún do trọng lượng bản thân, trương nở và co ngót.

**b. Điều kiện tính toán nền theo biến dạng.**

Tính toán nền theo biến dạng phải xuất phát từ điều kiện:

$$S \leq S_{gh}$$

Trong đó:

➤  $S$ : biến dạng chung của nền và nhà hoặc công trình (độ lún, ướt lún, co ngót, v.v...), được xác định bằng tính toán theo các phương pháp tương ứng.

➤  $S_{gh}$ : biến dạng giới hạn cho phép chung của nền và nhà hoặc công trình, quy định theo Bảng I- 18 (và các điều từ 3.63 đến 3.69 của CHNII).

Các đặc trưng của biến dạng biểu thị bởi hai vế của điều kiện trên có thể là:

- Độ lún tuyệt đối  $S_0$  của nền thuộc các móng riêng rẽ.
- Độ lún trung bình  $S_{tb}$  của nền nhà hoặc công trình.

**Chương 1: Khái niệm cơ bản trong thiết kế nền & móng**

- Độ chênh lún tương đối  $\frac{\Delta S}{L}$  của hai móng, tức là tỷ số giữa hiệu chuyển vị thẳng đứng  $\Delta S$  và khoảng cách hai móng  $L$ .
- Độ nghiêng  $i$  của móng hoặc công trình nói chung, tức là tỷ số giữa hiệu lún của những điểm cực biên của móng và chiều rộng hoặc chiều dài của nó.
- Độ võng hoặc độ võng tương đối  $f/L$  (tỷ số giữa độ võng hoặc độ võng và chiều dài của đoạn bị uốn của nhà và công trình)
- Độ cong  $K$  của đoạn bị uốn của nhà và công trình.
- Góc xoắn tương đối  $X$  của nhà và công trình.
- Chuyển vị ngang  $U$  của móng hoặc nhà và công trình.

**Bảng I - 17**

*Biến dạng giới hạn cho phép chung của nền và nhà (công trình)*

Tên và đặc điểm kết cấu của công trình	Trị số biến dạng giới hạn của nền $S_{gh}$			
	Biến dạng tương đối		Độ lún tuyệt đối trung bình và lớn nhất (cm)	
	Loại	Trị số	Loại	Trị số
1. Nhà sản xuất và nhà dân dụng nhiều tầng bằng khung hoàn toàn:				
a) Khung BTCT không có tường chen	Độ chênh lún tương đối	0,002	Độ lún tuyệt đối lớn nhất	8
b) Khung Thép không có tường chen	Như trên	0,004	Như trên	12
c) Khung BTCT có tường chen	Như trên	0,001	Như trên	8
d) Khung Thép có tường chen	Như trên	0,002	Như trên	12
2. Nhà và công trình không xuất hiện ứng lực thêm trong kết cấu do lún không đều	Như trên	0,006	Như trên	15
3. Nhà nhiều tầng không khung, tường chịu lực bằng:				
a. tấm lớn	Võng tương đối	0,0007	Lún $S_{ghub}$	10
b. khối lớn và thể xây bằng gạch	Như trên	0,001	Như trên	10
c. khối lớn và thể xây bằng gạch	Như trên	0,0012	Như trên	10
d. không phụ thuộc vật liệu tường	Nghiêng theo hướng ngang	0,005	Lún trung bình $S_{ghub}$	15

α/ thân silô đứng riêng rẽ, kết cấu toàn khối, đặt trên cùng một bản móng	Nghiêng ngang và dọc	0,003	Lún trung bình $S_{ghub}$	40
β/ như trên, kết cấu lắp ghép	Như trên	0,003	Như trên	30
γ/ nhà làm việc đặt riêng rẽ	Nghiêng ngang và dọc	0,003	Như trên	25
δ/ thân silô đứng riêng rẽ, kết cấu toàn khối	Nghiêng ngang và dọc	0,004	Như trên	25
ρ/ như trên, kết cấu lắp ghép	Như trên	0,004	Như trên	40
b. ống khói có chiều cao H:			Như trên	30
α/ $H \leq 100m$	Nghiêng	0,005	Lún trung bình $S_{tbgh}$	40
β/ $100 < H \leq 200m$	Như trên	$1/2H$	Như trên	30
γ/ $200 < H \leq 300m$	Như trên	$1/2H$	Như trên	20
δ/ $H > 300m$	Như trên	$1/2H$	Như trên	10
c. công trình khác, cao đến 100m và cứng	Nghiêng	0,004	Lún trung bình $S_{tbgh}$	20

### c. Tính toán độ lún S.

Thông thường, độ lún được tính toán dựa trên hai sơ đồ: bán không gian biến dạng tuyến tính với lớp nền lún quy ước (sơ đồ 1) và lớp biến dạng tuyến tính có chiều dày hữu hạn (sơ đồ 2).

#### \* Tính theo sơ đồ 1.

Khi tính độ lún S, vẫn dùng biểu thức :

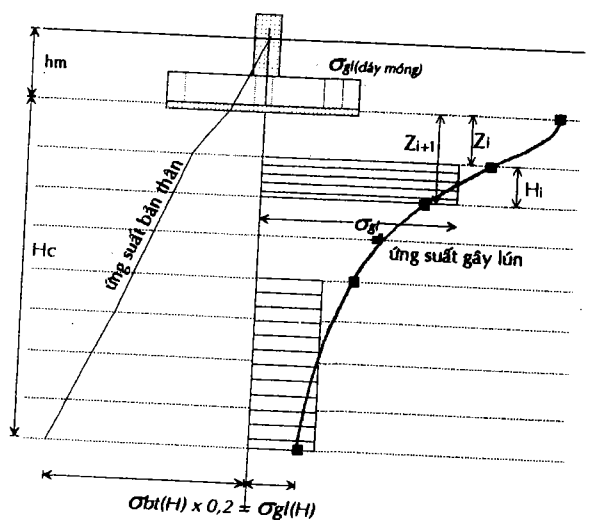
$$S = \beta_o \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\sigma^{gl} \cdot h_i}{E_{oi}} \quad (10)$$

Riêng chiều sâu  $H_c = \sum h_i$  của vùng chịu nén được quy định cụ thể lại như sau:

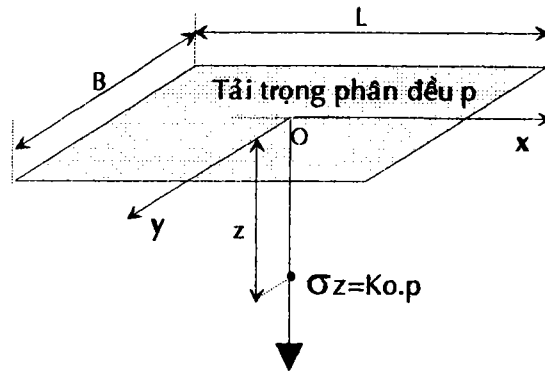
1. Trường hợp đất cát và đất dính,  $H_c$  được chọn tới chiều sâu tại đó có  $\sigma^{gl} = 0,2 \cdot \sigma^{bt}$ .

2. Trường hợp giới hạn dưới của vùng chịu nén tìm được nằm trong lớp đất có môđun biến dạng  $E_o < 50kG/cm^2$ , hoặc nếu lớp đó nằm ngay dưới giới hạn này thì cần được tính vào vùng chịu nén, khi đó  $H_c$  được chọn tới chiều sâu tại đó có  $\sigma_z = 0,1 \times \sigma^{gl}$  đáy móng

3.  $\sigma^{gl} = K_o \times \sigma^{gl}$  đáy móng. Trong đó  $K_o$  là hệ số tra bảng theo  $L/B$  và  $Z/B$



**Chương 1: Khái niệm cơ bản trong thiết kế nền & móng**



Bảng trị số  $K_0$

$m = \frac{z}{b}$	Móng tròn	$n = \frac{L}{B}$ (móng chữ nhật)											Móng băng
		1	1.2	1.4	1.6	1.8	2	2.4	2.8	3.2	4	5	
0.0	1.000	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.2	0.949	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98
0.4	0.756	0.80	0.83	0.85	0.86	0.87	0.87	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88
0.6	0.547	0.61	0.65	0.68	0.70	0.72	0.73	0.74	0.75	0.75	0.75	0.75	0.76
0.8	0.390	0.45	0.50	0.53	0.56	0.58	0.59	0.61	0.62	0.63	0.64	0.64	0.64
1	0.285	0.34	0.38	0.41	0.44	0.46	0.48	0.51	0.52	0.53	0.54	0.55	0.55
1.2	0.214	0.26	0.29	0.33	0.35	0.37	0.39	0.42	0.44	0.45	0.46	0.47	0.48
1.4	0.165	0.20	0.23	0.26	0.28	0.30	0.32	0.35	0.37	0.38	0.40	0.41	0.42
1.6	0.130	0.16	0.19	0.21	0.23	0.25	0.27	0.29	0.31	0.33	0.35	0.36	0.37
1.8	0.106	0.13	0.15	0.17	0.19	0.21	0.22	0.25	0.27	0.29	0.31	0.32	0.34
2	0.087	0.11	0.13	0.15	0.16	0.18	0.19	0.21	0.23	0.25	0.27	0.29	0.31
2.2	0.073	0.09	0.11	0.12	0.14	0.15	0.16	0.19	0.20	0.22	0.24	0.26	0.28
2.4	0.062	0.08	0.09	0.11	0.12	0.13	0.14	0.16	0.18	0.19	0.21	0.23	0.26
2.6	0.053	0.07	0.08	0.09	0.10	0.11	0.12	0.14	0.16	0.17	0.19	0.21	0.24
2.8	0.046	0.06	0.07	0.08	0.09	0.10	0.11	0.12	0.14	0.15	0.17	0.20	0.22
3	0.040	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	0.10	0.11	0.12	0.14	0.16	0.17	0.21
3.2	0.036	0.05	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	0.10	0.11	0.12	0.14	0.16	0.20
3.4	0.032	0.04	0.05	0.06	0.06	0.07	0.08	0.09	0.10	0.11	0.13	0.14	0.19
3.6	0.028	0.04	0.04	0.05	0.06	0.06	0.07	0.08	0.09	0.10	0.12	0.13	0.18
3.8	0.024	0.03	0.04	0.04	0.05	0.06	0.06	0.07	0.08	0.09	0.11	0.12	0.17
4	0.022	0.03	0.04	0.04	0.05	0.05	0.06	0.07	0.08	0.08	0.10	0.11	0.16
4.5	0.020	0.02	0.03	0.03	0.04	0.04	0.05	0.06	0.06	0.07	0.08	0.10	0.14
5	0.015	0.02	0.02	0.03	0.03	0.03	0.04	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.13
6	0.009	0.02	0.02	0.02	0.02	0.03	0.03	0.03	0.04	0.05	0.05	0.06	0.10

**Chương 1: Khái niệm cơ bản trong thiết kế nền & móng**

• **Tính theo sơ đồ 2.**

+ Biểu thức tính toán độ lún như sau :

$$S = B_m \cdot \sigma \cdot M \sum_{i=1}^n \frac{k_i - k_{i-1}}{E_{oi}} \quad (11)$$

trong đó:

$B_m$ : chiều rộng móng chữ nhật hoặc đường kính móng tròn.

$\sigma$ : áp suất toàn phần trung bình trên và dưới móng.

$E_{oi}$ : môđun biến dạng của lớp đất thứ  $i$ .

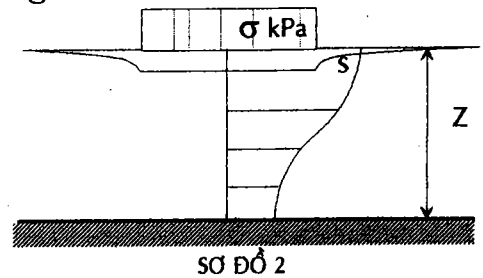
$M$ : hệ số hiệu chỉnh, xác định theo Bảng I - 20, phụ thuộc  $m'$  ( $m'$ : tỷ số giữa chiều dày lớp đàn hồi  $Z_{it}$  và nửa chiều rộng, hoặc bán kính của móng khi chiều rộng của nó bằng 10 - 15m).

$k_i$ : hệ số, xác định theo Bảng I - 19 đối với lớp

thứ  $i$ , phụ thuộc hình dạng đáy móng, tỷ số các cạnh móng chữ nhật ( $n = \frac{L}{B}$ ) và tỷ

số  $m$  giữa chiều sâu đáy lớp  $Z$  và nửa chiều rộng móng ( $m = \frac{z}{B}$ ) hay với bán kính

móng ( $m = \frac{z}{2r}$ ).



Bảng I - 19

Hệ số k

$m = \frac{z}{B}$ Hoặc $m = \frac{z}{2r}$	Hệ số k đối với các móng							Hình bảng khi $L/B > 10$
	H.Tròn bán Kính r	chữ nhật với tỷ số các cạnh $n = L/B$						
		1	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,2	0,090	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,104
0,4	0,179	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,208
0,6	0,266	0,299	0,300	0,300	0,300	0,300	0,300	0,311
0,8	0,348	0,380	0,394	0,397	0,397	0,397	0,397	0,412
1,0	0,411	0,446	0,472	0,482	0,486	0,486	0,486	0,511
1,2	0,461	0,499	0,538	0,556	0,565	0,567	0,567	0,605
1,4	0,501	0,542	0,592	0,618	0,635	0,640	0,640	0,687
1,6	0,532	0,577	0,637	0,671	0,696	0,707	0,709	0,763
1,8	0,558	0,606	0,676	0,717	0,750	0,768	0,772	0,772
2,0	0,579	0,630	0,708	0,756	0,796	0,820	0,830	0,892
2,2	0,596	0,650	0,735	0,789	0,837	0,867	0,883	0,949
2,4	0,611	0,668	0,759	0,819	0,873	0,908	0,932	1,001
2,6	0,624	0,683	0,780	0,884	0,904	0,948	0,977	1,050
2,8	0,635	0,697	0,798	0,867	0,933	0,981	1,018	1,095
3,0	0,645	0,708	0,814	0,887	0,958	1,011	1,056	1,138
3,2	0,653	0,719	0,828	0,904	0,980	1,031	1,090	1,178
3,4	0,661	0,728	0,841	0,920	1,000	1,065	1,122	1,215

**Chương 1: Khái niệm cơ bản trong thiết kế nền & móng**

3,6	0,668	0,736	0,852	0,935	1,019	1,088	1,152	1,251
3,8	0,674	0,744	0,863	0,948	1,036	1,109	1,180	1,285
4,0	0,679	0,751	0,872	0,960	1,051	1,128	1,205	1,316
4,2	0,684	0,757	0,881	0,970	1,065	1,146	1,229	1,347
4,4	0,689	0,762	0,888	0,980	1,078	1,162	1,251	1,376
4,6	0,693	0,768	0,896	0,989	1,089	1,178	1,272	1,404
4,8	0,697	0,772	0,902	0,998	1,100	1,192	1,291	1,431
5,0	0,700	0,777	0,908	1,005	1,110	1,205	1,309	1,456
5,5	0,705	0,786	0,922	1,022	1,132	1,233	1,349	1,506
6,0	0,710	0,794	0,933	1,037	1,151	1,257	1,384	1,550

+ Chiều dày tính toán  $Z_{tt}$  của lớp biến dạng tuyến tính được lấy như sau:

- tới đỉnh lớp đất có môđun biến dạng  $E_o \geq 1000 \text{ kG/cm}^2$ .
- Khi móng có kích thước lớn (chiều rộng hoặc đường kính lớn hơn 10m) với môđun biến dạng  $E_o \geq 100 \text{ kG/cm}^2$ .

$$Z_{tt} = H_o + t \cdot B_m \quad (12)$$

Trong đó  $H_o$  và  $t$  lấy như sau:

- Với nền đất dính:  $H_o = 9m$  và  $t = 0,15$ .
- Với nền đất cát:  $H_o = 6m$  và  $t = 0,10$ .

+ Quy định về lớp biến dạng tuyến tính có chiều dài hữu hạn như sau:

- Trong phạm vi chiều sâu vùng chịu nén  $H_c$  của nền xác định theo sơ đồ 1, có phân bố lớp đất với môđun biến dạng  $E_o \geq 1000 \text{ kG/cm}^2$ .

- Móng có kích thước lớn (chiều rộng hoặc đường kính móng lớn hơn 10m) và môđun biến dạng của đất  $E_o \geq 100 \text{ kG/cm}^2$ , không phụ thuộc chiều sâu của lớp đất có tính nén lún nhỏ.

**Chú ý:** Trong phụ lục 3 của CHNII - 15-74 còn nêu các phương pháp tính độ võng lún ( $S_s$ ), trương nở và co ngót ( $S_{tr}$ ), độ lún xói ngầm của nền đất muối hóa ( $S_x$ ).

**d. Điều kiện để tính độ lún theo hai sơ đồ ở trên**

Áp suất trung bình đáy móng không được vượt quá áp lực tính toán  $R$  tính theo biểu thức:

$$R = \frac{m_1 m_2}{k_{tc}} (Ab \gamma_{II} + Bh \gamma_{II} + Dc_{II}) \quad (13)$$

trong đó :

$m_1, m_2$ : hệ số làm việc điều kiện của nền đất và của nhà hoặc công trình có tác dụng qua lại với nền, lấy theo Bảng I - 19.

$k_{tc}$ : hệ số tin cậy, được chọn tùy theo phương pháp xác định các đặc trưng tính toán của đất.

- nếu trực tiếp thí nghiệm các mẫu đất lấy tại nơi xây dựng thì  $k_{tc} = 1$ .
- Nếu dùng các số liệu cho sẵn trong bảng, dựa vào kết quả thống kê thì  $k_{tc} = 1,1$ .



**Chương 1: Khái niệm cơ bản trong thiết kế nền & móng**

**Bảng I - 20**

**Hệ số M**

Các giới hạn của tỷ số $m' = 2 \times Z/B$ hoặc $m' = Z/r$	Hệ số M
$0 < m' \leq 0,5$	1,00
$0,5 < m' \leq 1$	0,95
$1 < m' \leq 2$	0,90
$2 < m' \leq 3$	0,80
$3 < m' \leq 5$	0,75

**Bảng I - 21**

**Hệ số điều kiện làm việc của nền đất ( $m_1$ ) và của nhà hoặc công trình ( $m_2$ )**

Loại đất	Hệ số $m_1$	Hệ số $m_2$ đối với nhà và công trình có sơ đồ kết cấu ứng với tỷ số giữa chiều dài nhà (công trình) hoặc tầng đơn nguyên của nó với chiều cao $L/H$	
		$\geq 4$	$\leq 1,5$
Đất hòn lớn có độ cát và đất cát, không kể đất phấn và đất bụi	1,4	1,2	1,4
Cát nhỏ :			
- khô và ít ẩm	1,3	1,1	1,3
- bão hòa nước	1,2	1,1	1,3
Cát bụi :			
- khô và ít ẩm	1,2	1,0	1,2
- bão hòa nước	1,1	1,0	1,2
Đất hòn lớn có độ sét và đất sét có độ sét $B \leq 0,5$	1,2	1,0	1,1
Như trên, có độ sét $B > 0,5$	1,1	1,0	1,0

**Chỉ dẫn bảng I - 21**

- Sơ đồ kết cấu cứng là những nhà và công trình mà kết cấu của nó có khả năng đặc biệt để chịu nội lực thêm gây ra bởi biến dạng của nền.
- Đối với nhà có sơ đồ kết cấu mềm thì hệ số  $m_2$  lấy bằng 1.
- Khi tỷ số giữa chiều dài và chiều cao của nhà (công trình) nằm giữa các trị số nói trên thì hệ số  $m_2$  xác định bằng nội suy.

**3. Tính toán nền theo sức chịu tải (nhóm thứ nhất).**

**a. Điều kiện tính toán.**

Tính toán nền theo sức chịu tải dựa vào điều kiện :

$$N \leq \frac{\Phi}{k_{tc}} \quad (14)$$

trong đó:

$N$ : tải trọng tính toán trên nền.

$\Phi$ : sức chịu tải của nền.

$k_{tc}$ : hệ số tin cậy, do cơ quan thiết kế quy định, tùy theo tính chất quan trọng của nhà hoặc công trình, ý nghĩa của nhà hoặc công trình khi tận dụng hết sức chịu tải của nền, mức độ nghiên cứu điều kiện đất, lấy không nhỏ hơn 1,

**b. Xác định sức chịu tải  $\Phi$  :**

**a/ Trường hợp nền đá.**

Sức chịu tải của nền đá được tính theo biểu thức sau đây, không phụ thuộc chiều sâu đặt móng:

$$\Phi = R_n \cdot \bar{B} \cdot \bar{L} \quad (15)$$

Trong đó :

$R_n$ : cường độ nén tức thời của mẫu đá ở trạng thái bão hòa nước.

$\bar{B}, \bar{L}$ : chiều rộng và chiều dài tính đối của móng :

$$\bar{B} = B_m - 2e_B \quad (16)$$

$$\bar{L} = L_m - 2e_L \quad (17)$$

$e_B, e_L$  : độ lệch tâm của điểm đặt hợp lực theo hướng chiều rộng và chiều dài móng.

**$\beta/$  Trường hợp nền đất**

Sức chịu tải của nền đất được xác định trên cơ sở lý thuyết cân bằng giới hạn của môi trường đất, theo phương pháp giải tích hoặc phương pháp đồ giải - giải tích.

**• Phương pháp giải tích**

Trường hợp nền đất đồng nhất, ở trạng thái ổn định, móng có đáy phẳng, trị số phụ tải ở các phía của móng không khác nhau quá 25%, thành phần thẳng đứng của tải trọng được tính theo biểu thức.

$$\Phi = \bar{B} \bar{L} (A_1 \bar{B} \gamma_1 + B_1 h_m \gamma'_1 + D_1 c_1) \quad (18)$$

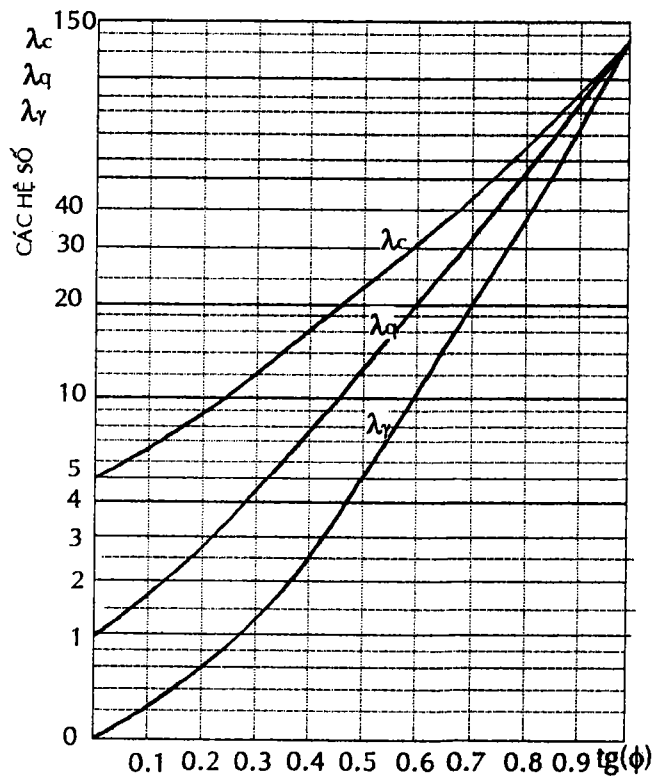
trong đó

$A_1, B_1, D_1$ : các hệ số không thứ nguyên

$$A_1 = \lambda_\gamma i_\gamma n_\gamma \quad (19)$$

$$B_1 = \lambda_q i_q n_q \quad (20)$$

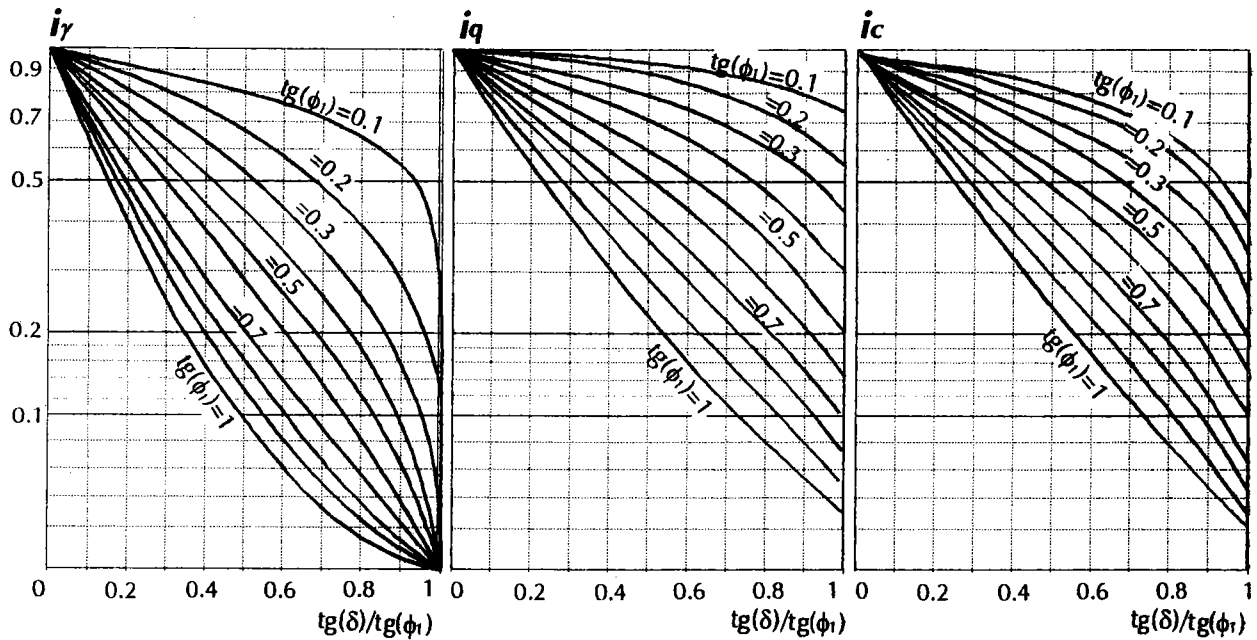
$$D_1 = \lambda_c i_c n_c \quad (21)$$



## Chương 1: Khái niệm cơ bản trong thiết kế nền & móng

$\lambda_\gamma, \lambda_q, \lambda_c$ : các hệ số chịu sức tải, phụ thuộc góc ma sát trong  $\varphi_1$  của nền đất

$i_\gamma, i_q, i_c$ : các hệ số ảnh hưởng góc nghiêng của tải trọng, phụ thuộc góc ma sát trong  $\varphi_1$  của đất nền và góc nghiêng  $\delta$  của tổng hợp lực các tải trọng tại mức đáy móng



$n_\gamma, n_q, n_c$ : các hệ số ảnh hưởng của tỷ số cạnh đáy móng hình chữ nhật:

$$n_\gamma = 1 + \frac{0,25}{n} \quad (22); \quad n_q = 1 + \frac{1,5}{n} \quad (23); \quad n_c = 1 + \frac{0,3}{n} \quad (24); \quad \text{với } n = \frac{L_m}{B_m}$$

$L_m, B_m$ : chiều dài và chiều rộng của móng, trường hợp tổng tải trọng tác dụng

lệch tâm lấy  $n = \frac{\bar{L}}{\bar{B}}$

$\gamma_1, \gamma'_1$ : trọng lượng thể tích của đất ở dưới và trên mặt đáy móng

$c_f$ : lực dính đơn vị của đất.

$h_m$ : chiều sâu đặt móng.

Biểu đồ tra các hệ số góc nghiêng  $i_\gamma, i_q, i_c$

Trường hợp nền đất có lớp sét bão hòa nước được nén chậm và đất than bùn, có  $G \geq 0,85$  và hệ số cố kết  $c_v \leq 1.10^7 \text{ cm}^2/\text{năm}$ , nếu các lớp đất này nằm ở độ sâu dưới 0,75 chiều rộng móng, và trong phạm vi chiều sâu vùng chịu nén của nền không có lớp đất thoát nước hoặc thiết bị thoát nước thì khi xác định  $\varphi$ , bỏ qua trị số của góc ma sát trong  $\varphi_1 = 0$ . Thành phần thẳng đứng  $\Phi$  của sức chịu tải trong trường hợp này, khi chiều sâu đặt móng không lớn hơn chiều rộng móng, được tính như sau:

- Đối với móng băng hoặc móng có  $\frac{L_m}{B_m} > 3$

$$\Phi = \bar{B}\bar{L}[q + (\pi + 1 - 2\delta + \cos\delta)c_1] \quad (25)$$

- Đối với móng hình chữ nhật có  $\frac{L_m}{B_m} \leq 3$

$$\Phi = \bar{B}\bar{L} \cdot \left\{ q + \left[ 5,7 - 0,28\left(\frac{\bar{L}}{\bar{B}} - 1\right) \right] \cdot c_1 \right\} \quad (26)$$

trong đó

$q$ : phụ tải ở phía trên giả thiết bị đẩy trôi.

Thí dụ:

Móng chữ nhật có  $L_m = 2.4\text{m}$ ,  $B_m = 2\text{m}$ , chôn sâu  $h_m = 1.5\text{m}$  chịu tải trọng nghiêng  $\delta = 10^\circ$  và lệch tâm  $e_L = 0.15\text{m}$  và  $e_B = 0.1\text{m}$ . Nền sét có  $\gamma_1 = 18 \text{ kN/m}^3$ ;  $\varphi = 12^\circ$ ,  $c = 18 \text{ kPa}$ .

Thành phần thẳng đứng chịu tải trọng nền:

$$\Phi = \bar{B}\bar{L}(A_1\bar{B}\gamma_1 + B_1h_m\gamma'_1 + D_1c_1)$$

trong đó:

$$\bar{L} = L_m - 2 \times e_L = 2.4 - 2(0.15) = 2.1 \text{ m}$$

$$\bar{B} = B_m - 2 \times e_B = 2 - 2(0.1) = 1.8 \text{ m}$$

$$n = L_m/B_m = 2.4/2 = 1.2$$

$$n_\gamma = 1 + \frac{0.25}{n} = 1 + \frac{0.25}{1.2} = 1.2 ;$$

$$n_q = 1 + \frac{1.5}{n} = 1 + \frac{1.5}{1.2} = 2.25 ;$$

$$n_c = 1 + \frac{0.3}{n} = 1 + \frac{0.3}{1.2} = 1.25$$

với  $\varphi = 12^\circ$ ,  $\text{tg}(\varphi) = 0.213 \rightarrow \lambda_\gamma = 0.8$ ;  $\lambda_q = 3.2$ ;  $\lambda_c = 10$ ;

$$\text{tg}(\delta)/\text{tg}(\varphi) = 0.83 \rightarrow i_\gamma = 0.4$$
;  $i_q = 0.7$ ;  $i_c = 0.5$

ta được:

$$A_1 = 0.8(0.4)(1.2) = 0.384;$$

$$B_1 = 3.2(0.7)(2.25) = 5.04;$$

$$D_1 = 10(0.5)(1.25) = 6.25;$$

$$\Phi = 2.1(1.8) \cdot \{0.384(1.8)(18) + 5.04(1.5)(18) + 6.25(18)\} = 986.7(\text{kN})$$

Dùng hệ số an toàn  $k_{at} = 1.4$ :

$$\rightarrow N^{tt} = 986.7/1.4 \cong 705 \text{ kN}$$

**Phương pháp đồ giải**

- Giải tích (phương pháp mặt trượt trụ tròn). Xác định sức chịu tải của nền đất theo phương pháp này là bảo đảm điều kiện:

$$\frac{\sum Mg}{\sum Mt_r} \geq 1,2 \quad (27)$$

trong đó:

$\sum mg$  : tổng moment của các lực cản trở sự trượt

$\sum mt_r$  : tổng moment của các lực gây trượt.

Phương pháp này được dùng trong các trường hợp sau đây:

1. Nền là đất không đồng nhất.
2. Độ lớn của phụ tải ở các phía của móng sai khác nhau quá 25%.
3. Móng đặt trên, dưới mái đất hoặc trên các lớp đất có độ nghiêng lớn.
4. Có thể xuất hiện trạng thái không ổn định của đất, trừ trường hợp quy định tính theo các biểu thức giải tích (25) và (26) đã nêu ở trên; trong trường hợp này, khi xác định lực chống trượt trên mặt trượt, cần kể tới áp lực nước lỗ rỗng :

$$\tau = (p - u) \operatorname{tg}\varphi_1 + c_1 \quad (28)$$

Khi có cơ sở thích đáng, để đảm bảo an toàn, có thể lấy vị trí số áp lực nước lỗ rỗng  $u$  bằng ứng suất pháp trên mặt trượt ( $u = p$ ), hoặc không kể tới góc ma sát trong ( $\varphi_1 = 0$ ).

Trong trường hợp chung, cho phép xác định  $u$  bằng phương pháp dựa vào lý luận cố kết thấm một hướng, có xét tới sự thay đổi trạng thái của đất, tùy theo sự tăng tải của công trình xây dựng.

c) Trường hợp tải trọng ngang lớn tác dụng lên móng. Trường hợp này cần phải kiểm tra khả năng trượt theo đáy móng.

$$k_{tc} = \frac{\sum Tg}{\sum T_r} \quad (29)$$

Trong đó:

$\sum Tg$  và  $\sum T_r$  : tổng hình chiếu trên mặt trượt của các lực giữ và lực trượt tính toán.

$k_{tc}$  : hệ số tin cậy phải lấy  $\geq 1,2$

Hệ số biến sai:  $v$  cho bởi công thức:

$$v = \frac{\sigma}{\bar{A}}$$

trong đó:

$\bar{A}$  là giá trị bình quân số học (Median):

$$\bar{A} = \frac{1}{n} \sum_1^n A_i$$

$\sigma$  độ lệch chuẩn (Standard deviation)

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_1^n (\bar{A} - A_i)^2}$$

$A_i$ : đặc trưng riêng

$\bar{A}$ : đặc trưng trung bình cộng

$n$ : số mẫu TN

$v$  được quy định  $v < 0.15$  cho chỉ tiêu vật lý

$v < 0.30$  cho chỉ tiêu cơ lý

thoả điều kiện trên cho phép ta xem như 1 đơn nguyên địa chất

Giá trị tiêu chuẩn: là trị trung bình cộng của  $n$  giá trị đo được trong thí nghiệm:

$$A^{tc} = \bar{A} = \frac{\sum A_i}{n}$$

để kiểm tra và loại bỏ các giá trị lớn nhất hay nhỏ nhất,  $A_i$  cần phải thoả điều kiện:

$$|A^{tc} - A_i| < v \cdot \bar{\sigma}$$

trong đó:

$$\bar{\sigma}: \text{độ lệch chuẩn} = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_1^n (A_i - A^{tc})^2}$$

$v$ : tra bảng với xác suất tin cậy về 2 phía  $\alpha = 0.95$ :

Bảng I - 22:

n	6	7	8	9	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30	40
v	2.07	2.18	2.27	2.35	2.41	2.52	2.6	2.67	2.73	2.78	2.82	2.86	2.9	2.93	2.96	3.07

Trường hợp đối với sức chống cắt của đất  $s = \sigma \cdot \text{tg}(\varphi) + c$  được cắt trên  $n$  mẫu đất cho các giá trị tương ứng của  $\sigma_i$ ;  $\tau_i$

$$\text{tg}(\varphi^c) = \frac{1}{\Delta} (n \cdot \sum_1^n \tau_i \cdot \sigma_i - \sum_1^n \tau_i \cdot \sum_1^n \sigma_i)$$

## Chương 1: Khái niệm cơ bản trong thiết kế nền & móng

$$c^{tc} = \frac{1}{\Delta} (n \cdot \sum_1^n \tau_i \cdot \sum_1^n \sigma_i^2 - \sum_1^n \sigma_i \cdot \sum_1^n \tau_i \cdot \sigma_i)$$

$$\Delta = n \cdot \sum_1^n \sigma_i^2 - (\sum_1^n \sigma_i)^2$$

Độ lệch chuẩn của  $c$ ,  $\varphi$  cho bởi:

$$\bar{\sigma}_c = \sigma_\tau \cdot \sqrt{\frac{1}{\Delta} \sum_1^n \sigma_i^2}$$

$$\bar{\sigma}_{tg\varphi} = \sigma_\tau \cdot \sqrt{\frac{n}{\Delta}}$$

$$\sigma_\tau = \sqrt{\frac{1}{n-2} \sum_1^n (\sigma_i \cdot tg(\varphi^{tc}) + c^{tc} - \tau_i)^2}$$

Hệ số biến sai xác định theo công thức trên

### Sai số chuẩn:

$$S_{\bar{\sigma}} = \frac{\bar{\sigma}}{\sqrt{n}}$$

**Khoảng tin cậy:** với mức độ tin cậy nhất định  $R$  (= 99% hay 90% v.v..) ta sẽ có giới hạn ( $>$  và  $<$ ) của giá trị trung bình:

$$\pm t_\alpha \cdot S_{\bar{\sigma}}$$

$N < 30$ : dùng phân phối STUDENT

Giá trị lựa chọn có thể là giới hạn trên  $\bar{A} + t_\alpha \cdot S_{\bar{\sigma}}$  hay giới hạn dưới  $\bar{A} - t_\alpha \cdot S_{\bar{\sigma}}$

**Giá trị tính toán:** được lấy từ giá trị tiêu chuẩn theo hệ số an toàn cho đất  $K_d$

$$A'' = \frac{A^{tc}}{K_d} = A^{tc} \pm t_\alpha \cdot S_{\bar{\sigma}} = A^{tc} \cdot (1 \pm \rho)$$

Đối với các đất trưng ngoài  $c$ ,  $\varphi$ ,  $R_n$ ,  $\gamma$  lấy  $K_d = 1$

Đối với các đất trưng  $c$ ,  $\varphi$ ,  $R_n$ ,  $\gamma$  thì:

$$K_d = \frac{1}{1 \pm \rho}$$

$\rho$ : chỉ số tính toán chính xác cho việc đánh giá giá trị trung bình:  
mang dấu + với  $c$  và  $tg\varphi$

$$\rho = \frac{t_\alpha \cdot S_{\bar{\sigma}}}{A^{tc}}$$

$$\rho = t_\alpha \cdot \nu = t_\alpha \frac{\sigma_{(c,\varphi)}}{c^{tc} \text{ (hay : } tg\varphi^{tc})} \quad \text{và } K = n - 2$$

cho các chỉ tiêu khác:

$$\rho = \frac{t_\alpha \cdot \nu}{\sqrt{n}} = \frac{t_\alpha \cdot \sigma}{\sqrt{n} \cdot A^{tc}} \quad \text{và } K = n - 1$$

**Bảng I - 23**

K	Trị số $t_\alpha$ với độ tin cậy 1 phía $\alpha$ bằng:									
	0.999	0.995	0.975	0.95	0.9	0.85	0.8	0.75	0.7	0.6
1	318.3	63.657	12.7	6.314	3.078	1.963	1.376	1	0.727	0.325
2	22.33	9.925	4.303	2.92	1.886	1.386	1.061	0.816	0.617	0.289
3	10.215	5.841	3.182	2.353	1.638	1.25	0.978	0.765	0.584	0.277
4	7.173	4.604	2.776	2.132	1.533	1.19	0.941	0.741	0.569	0.271
5	5.893	4.032	2.571	2.015	1.476	1.156	0.92	0.727	0.559	0.267
6	5.208	3.707	2.447	1.943	1.44	1.134	0.906	0.718	0.553	0.265
7	4.785	3.499	2.365	1.895	1.415	1.119	0.896	0.711	0.549	0.263
8	4.501	3.355	2.306	1.86	1.397	1.108	0.889	0.706	0.546	0.262
9	4.297	3.25	2.262	1.833	1.383	1.1	0.883	0.703	0.543	0.261
10	4.144	3.169	2.228	1.812	1.372	1.093	0.879	0.7	0.542	0.26
11	3.93	3.055	2.179	1.782	1.356	1.083	0.873	0.695	0.539	0.259
12	3.787	1.977	2.145	1.761	1.345	1.076	0.868	0.692	0.537	0.258
13	3.686	2.921	2.12	1.746	1.337	1.071	0.865	0.69	0.535	0.258
14	3.61	2.878	2.101	1.734	1.33	1.067	0.862	0.688	0.534	0.257
15	3.552	2.845	2.086	1.725	1.325	1.064	0.86	0.687	0.533	0.256
16	3.505	2.819	2.074	1.717	1.321	1.061	0.858	0.686	0.532	0.256
17	3.467	2.797	2.064	1.711	1.318	10.59	0.857	0.685	0.531	0.256
18	3.435	2.779	2.056	1.706	1.315	1.058	0.856	0.684	0.531	0.256
19	3.408	2.763	2.048	1.701	1.313	1.056	0.855	0.683	0.53	0.256
20	3.385	2.75	2.042	1.697	1.31	1.055	0.854	0.682	0.53	0.256

Số lần xác định riêng ( $n$ ) để tính giá trị tiêu chuẩn và giá trị tính toán của đặc trưng cho trường hợp chung, phụ thuộc vào mức độ không đồng nhất của đất và độ chính xác yêu cầu của việc tính toán các đặc trưng, tính theo công thức:

$$n = t_\alpha^2 \frac{v^2}{\rho^2} = S^2 \cdot v^2$$

Giá trị  $t_\alpha$  lấy theo **Bảng I - 22** trên với xác suất tin cậy 1 phía  $\alpha = 0.85$  và số bậc tự do  $n-1$  phải thoả công thức trên.

Trong giai đoạn khảo sát ban đầu khi chưa có số liệu để xác định, chỉ số  $\rho$  và  $v$  có thể lấy theo bảng sau:

**Bảng I - 24**

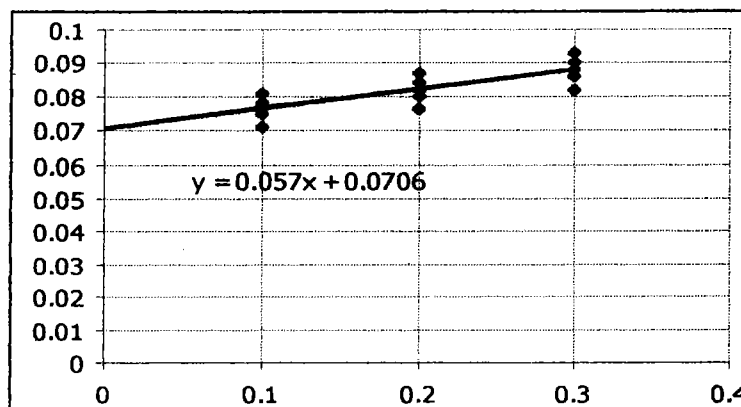
Tên đặc trưng của đất	Hệ số biến sai $v$	Đặc trưng $\rho$
Tỷ trọng	0.01	0.004
Dung trọng	0.05	0.015
Độ ẩm	0.15	0.05
Giới hạn nhão, dẻo	0.15	0.05
Modun biến dạng	0.03	0.10
Sức chống cắt	0.30	0.10
Nén 1 trục	0.10	0.15



**Chương 1: Khái niệm cơ bản trong thiết kế nền & móng**

KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM CẮT trên 5 mẫu có thể được lấy từ các hố khoan khác nhau nhưng trong cùng 1 lớp đất như sau:

	$\sigma_1$ kg/cm <sup>2</sup>	$\tau$ kg/cm <sup>2</sup>
MẪU 1	0.1	0.081
	0.2	0.087
	0.3	0.093
MẪU 2	0.1	0.075
	0.2	0.08
	0.3	0.086
MẪU 3	0.1	0.077
	0.2	0.082
	0.3	0.088
MẪU 4	0.1	0.071
	0.2	0.076
	0.3	0.082
MẪU 5	0.1	0.078
	0.2	0.084
	0.3	0.09



Dùng EXCEL trong menu **"CHART"** để thống kê ta vẽ được các điểm TN như sau:

- Đánh số liệu vào hai cột đứng, sau đó đánh dấu các số liệu này. Vào menu **"CHART"**, trong **"Standart type"** chọn **"XY Scatter"** và trong các loại **"Chart sub-type"** chọn loại vẽ điểm.
- **Data range** đánh dấu **"series in column"**; **"next"**
- Chọn **"Gridline"** đánh dấu **"major gridline"**: để vẽ đường thẳng đứng.
- **"Next"** → **"Finish"**
- Bấm vào **"series"** và **"delete"** để xóa.
- **"clear"** phần **"plot area"** để vùng vẽ trở nên trắng (nền vẽ ban đầu xám)
- Bấm vào **gidlines** đứng, vào **"format gridlines"** chọn **"Patterns"** nét đứt đoạn, và làm như vậy cho **gridlines** ngang.
- Bấm vào 1 điểm trên đồ thị. Bấm nút phải, **"add trendline"** trong menu này để xác định phương trình đường thẳng

chọn **"Type → linear"** và chọn **options → 'display equation on chart'**, **"OK"** trong **"Forecast"** chọn **"Backward"** ..... units để vẽ đường thẳng lui về gốc O

Trên đồ thị sẽ cho ta phương trình của đường thẳng.

Ta suy ra  $c$  và  $tg\varphi$  từ kết quả này.

Kết quả:

$c =$	<b>0.0706</b>
$tg\varphi$	<b>0.057</b>
$\varphi^\circ$	<b>3.2°</b>

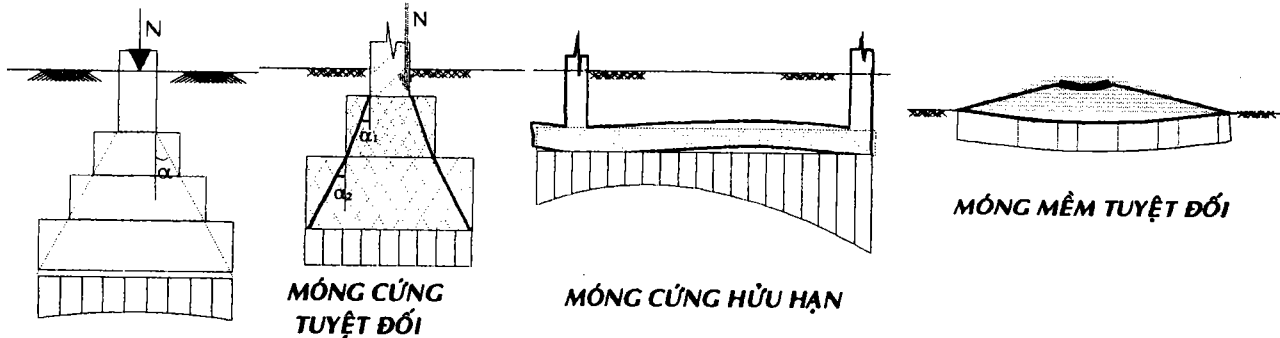
## Chương 2 TÍNH TOÁN MÓNG NÔNG

### I. KHÁI NIỆM VỀ ĐỘ CỨNG MÓNG

♣ Tùy theo cấu tạo của móng và tùy theo mức độ tác dụng hỗ tương giữa nền và móng ta chia làm 3 loại:

- Loại tuyệt đối mềm:

Biến dạng của móng và của nền giống nhau áp lực tiếp xúc không thay đổi



(ta có nền đường, đê, đập v.v. . .)

- Loại tuyệt đối cứng:

Biến dạng của móng không bị ảnh hưởng dưới tác dụng của áp lực tiếp xúc:

Móng tuyệt đối đối cứng xảy ra trong trường hợp các phần tử trong vật liệu móng hoàn toàn chịu nén nghĩa là độ dốc  $\alpha$  của móng phải nhỏ hơn góc truyền lực  $\alpha_0$  cho bởi vật liệu móng.

**SỐ LIỆU**

ĐÁ HỘC XÂY BẰNG VỮA

$$\operatorname{tg} \alpha_0 = 0,5$$

BÊ TÔNG ĐÁ HỘC

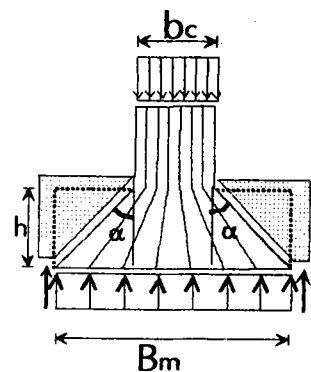
$$\operatorname{tg} \alpha_0 = 0,75$$

BÊ TÔNG

$$\operatorname{tg} \alpha_0 = 1,00$$

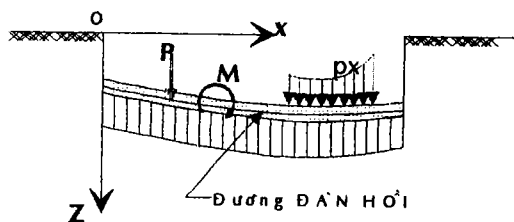
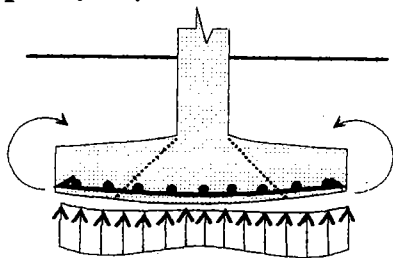
Để tính toán, ta biểu hiện điều kiện trên bằng công thức:

$$B_m \leq b_c + 2.h.\operatorname{tg}(\alpha_0) \quad [2 - 1]$$



- Loại cứng hữu hạn:

Trong đó móng chịu uốn và biến dạng một phần  $\rightarrow$  cần thiết tính toán cốt thép chịu lực.



II. MÓNG NÔNG CHỊU TẢI TRỌNG ĐÚNG TÂM.

1. Giả thiết cơ bản tính toán:

Sự phân bố ứng suất tiếp xúc dưới đáy móng (phản lực nền) thường có dạng parabol hay yên ngựa:

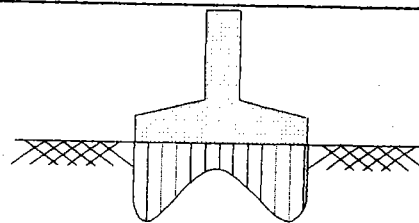
Đơn giản ta coi phân bố đều.

Tính toán theo theo trạng thái giới hạn thứ 2 để phản lực nền (tính với tải trọng tiêu chuẩn) so với tải trọng tiêu chuẩn  $R^{tc}$  thỏa điều kiện:

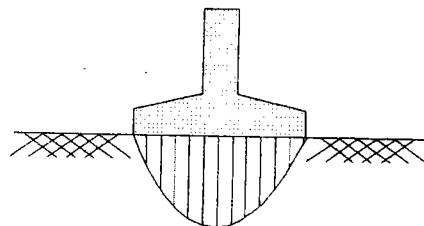
$$\sigma^d \leq R^{tc} = km \cdot [ (A \cdot B_m + B \cdot h_m) \gamma + D \cdot c ]$$

Trong đó  $\gamma$  không tính đầy nổi cho mức nước dao động.

A, B, D tra bảng theo  $\phi$



(a) Móng cứng trên nền Sét



(b) Móng cứng trên nền Cát

2. Tính toán móng băng dưới tường chịu tải trọng đúng tâm

Tải trọng tác dụng ngay cao trình mặt đất:  $N_0^{tt}$ . Tại đáy móng, tải trọng này được tăng lên do trọng lượng móng và trọng lượng đất chung quanh:  $N_m + N_d$ :

$$\text{Ta có: } N^{tt} = N_0^{tt} + (N_m^{tt} + N_d^{tt})$$

Đặt  $W_{qu} = N_m^{tt} + N_d^{tt} = h_m \cdot \gamma_{tb} \cdot F_m$  với  $\gamma_{tb} = 22 \text{ (kN/m}^3\text{)}$  được gọi là **móng khối quy ước** khi bề rộng đáy móng băng là  $B_m$  và tính cho  $1m$  dài của móng băng.

Ta có  $F_m = 1 \times B_m$

Phản lực nền dưới đáy móng xem như đều với:

$$p_d = \frac{N_0^{tt} + -\gamma_{tb} \cdot h_m \cdot F_m}{F_m} = \frac{N_0^{tt}}{B_m} + \gamma_{tb} \cdot h_m$$

Hay:

$$B_m = \frac{N_0^{tt}}{p_d - \gamma_{tb} \cdot h_m}$$

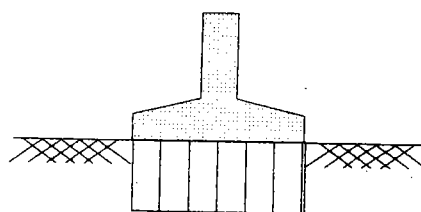
➤ Khi tính toán nền theo trạng thái giới hạn thứ 2 ta thay thế  $N_0^{tt}$  thành  $N_0^{tc}$ , hay có thể tính:

$$N_0^{tc} = \frac{N_0^{tc}}{n : \text{hệ số vượt tải lấy trung bình} = 1.2}$$

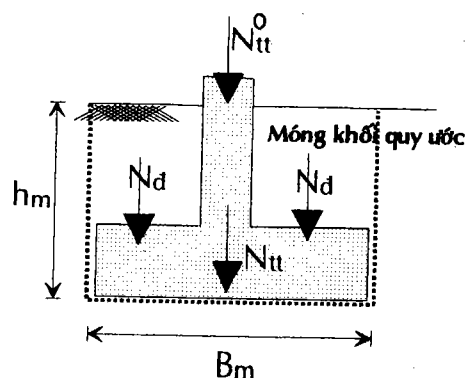
➤ Đồng thời để  $\sigma^d \leq R^{tc}$ , ta sẽ được:

$$B_m \geq \frac{N_0^{tc}}{R^{tc} - \gamma_{tb} \cdot h_m}$$

Thay vào ta được phương trình bậc 2 theo  $B_m$



Phản lực Xem là đều dưới đáy



## Chương 2: Tính toán móng nông

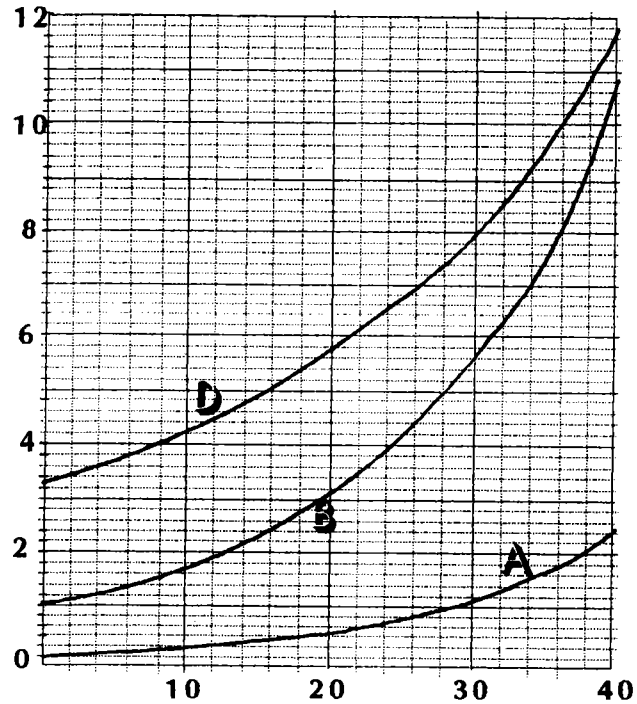
**Bảng tra  $R^{tc}$**

$$R_{tc} = m[(A.B_m + B.h)\gamma + D.c]$$

$$A = \frac{0,25\pi}{\frac{1}{\tan \varphi} - \left(\frac{\pi}{2} - \varphi\right)}$$

$$B = 1 + \frac{\pi}{\frac{1}{\tan \varphi} - \left(\frac{\pi}{2} - \varphi\right)}$$

$$D = \frac{\pi}{1 - \left(\frac{\pi}{2} - \varphi\right) \cdot \tan \varphi}$$



➤ Theo **TERZAGHI**:

▪ Móng băng có bề rộng  $B_m$ :

$$p_{ghl} = \frac{\gamma \cdot B_m}{2} N_\gamma + \gamma \cdot h_m \cdot N_q + c \cdot N_c$$

• Móng chữ nhật có cạnh  $L_m, B_m$ :

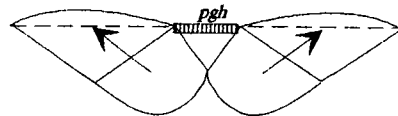
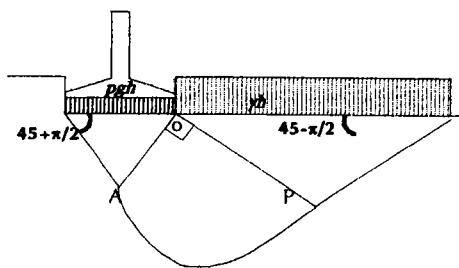
$$p_{ghl} = 0.4\gamma \cdot B_m \cdot N_\gamma + \gamma \cdot h_m \cdot N_q + \left(1 + 0.3 \frac{B_m}{L_m}\right) c \cdot N_c$$

▪ Móng tròn bán kính  $R$ :

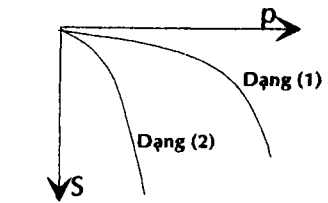
$$p_{ghl} = 0.3\gamma \cdot R \cdot N_\gamma + \gamma \cdot h_m \cdot N_q + 1.3c \cdot N_c$$

Được sử dụng cho hai dạng phá hoại của nền là hình trồi hay cục bộ.  
Ở dạng phá hoại thứ (2) cho loại đất mềm, khi đó dùng  $N_\gamma', N_q', N_c'$

$\phi$	$N_c$	$N_\gamma$	$N_q$	$N_c'$	$N_\gamma'$	$N_q'$
0	5.7	1	0	5.7	1	0
5	7.3	1.6	0.5	6.7	1.4	0.2
10	9.6	2.7	1.2	8	1.9	0.5
15	13	4.4	2.5	9.7	2.7	0.9
20	18	7.4	5	12	3.9	1.7
25	25	13	9.7	15	5.6	3.2
30	37	23	20	19	8.3	5.7
35	58	41	42	25	13	10
40	96	81	100	35	21	19



Dạng phá hoại (1) :  
tổng quát, hình trồi



Dạng phá hoại (2) :  
cục bộ, biến dạng

## Chương 2: Tính toán móng nông

• Trong thực tế người ta thường chọn trước  $h_m$ , sau đó tính  $R^{tc}$ , với  $B_m$  được thử trước = 2m, sau đó tính lại  $B_m$ , và kiểm tra lại điều kiện  $p_d \leq R^{tc}$ . Nếu chưa thoả ta tiến hành chọn lại.

### 3. Tính toán móng chữ nhật $B_m \cdot L$

Trong trường hợp này ta có:  $F_m = B_m \cdot L$

Đặt tỷ số 2 cạnh  $\alpha = L/B_m \rightarrow F_m = \alpha B_m^2$

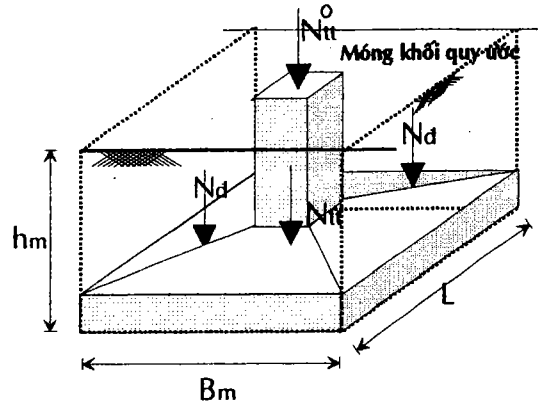
Như vậy:  $N^{tt} = N_0^{tt} + \alpha \cdot B_m^2 \cdot h_m \cdot \gamma_{tb}$   
 $= p_d \cdot \alpha \cdot B_m^2$

Cuối cùng:

$$B_m^2 = \frac{1}{\alpha} \times \frac{N_0^{tt}}{p_d - \gamma_{tb} \cdot h_m}$$

Tính theo áp lực tiêu chuẩn, với  $p_d = R^{tc}$  và thay  $N_0^{tt}$  là  $N_0^{tc}$

$$B_m^2 = \frac{1}{\alpha} \times \frac{N_0^{tc}}{R^{tc} - \gamma_{td} \cdot h_m}$$



• Khi thay  $R^{tc} = km \cdot [(AB_m + B_m h_m) \cdot \gamma + D \cdot c]$  vào công thức trên ta sẽ được phương trình bậc 3 theo  $B_m$ .

• Thực tế người ta cũng thường chọn trước  $h_m$ , sau đó tính  $R^{tc}$ , với  $B_m$  được thử trước = 2m, sau đó tính cho  $L$  và  $B_m$  và kiểm tra lại điều kiện  $p_d \leq R^{tc}$ . Nếu chưa thoả ta tiến hành chọn lại.

### III. MÓNG NÔNG CHỊU TẢI TRONG LỆCH TÂM

Với 3 tải trọng:

Thẳng đứng  $N^{tt}$

Moment  $M^{tt}$

Lực ngang  $H^{tt}$

#### a) Kiểm tra tải trọng ngang $H^{tt}$ :

Tính toán theo trạng thái giới hạn thứ 1, với điều kiện cần phải thoả của trượt ngang, vấn đề này cần phải được hết sức chú ý cho công trình thủy lợi, đối

với công trình nhà dân dụng tải trọng ngang thường không lớn so với tải trọng đứng và thường được kiểm tra như sau:

➢ Khả năng gây trượt:  $H^{tt} +$  áp lực chủ động  $P_a$ :

➢ Khả năng chống trượt bao gồm:

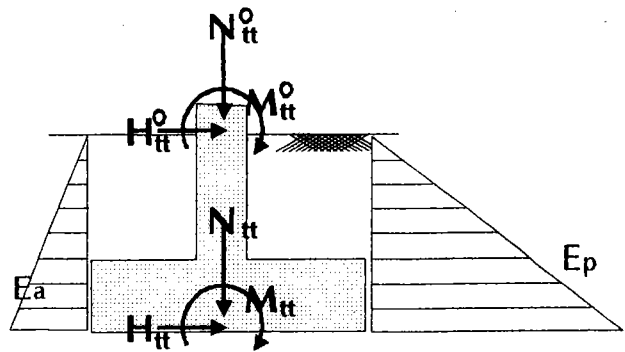
◆ Áp lực bị động  $P_p$

◆ Ma sát bám trượt dưới đáy móng:  $tg(\varphi) \cdot N^{tt} + c \cdot F_m$

➢ Điều kiện cần thoả là:

$$H^{tt} + P_a \leq \frac{P_p + tg(\varphi) \cdot N^{tt} + c \cdot F_m}{K_{at}}$$

Hệ số an toàn  $K_{at}$  thường từ 1.5 đến 2



## Chương 2: Tính toán móng nông

Thông thường người ta chỉ quan tâm đến áp lực bị động  $P_p$  là:

$$H'' \leq \frac{P_p}{K_{at}}$$

### b) Tính toán ổn định nền:

Chọn kích thước  $B_m$ ,  $L$  và chiều sâu đặt móng  $h_m$ , có thể xem như móng chịu tải trọng đúng tâm với  $N^{tc}$  để có kích thước ban đầu:

$$Fm = \frac{N_0^{tc}}{R^{tc} - \gamma_{tb} \cdot h_m}$$

### ➤ Kiểm tra móng cho trường hợp lệch tâm.

$$p_{min}^{max} = \frac{N^{tc}}{F} \pm \frac{M^{tc}}{W}$$

$$p_{min}^{max} = \frac{N^{tc}}{F_m} \left( 1 \pm \frac{6e_L}{L} \pm \frac{6e_B}{B_m} \right)$$

$$e_L = \frac{M_X^{tc}}{N^{tc}} : \text{lệch tâm theo phương } L ; \quad e_B = \frac{M_Y^{tc}}{N^{tc}} : \text{lệch tâm theo phương } B$$

#### Điều kiện:

- Công trình có cần trục > 75 tấn ta phải có:

$$p^{min} \geq 0,25 \cdot R^{tc}$$

$$p^{max} \leq 1,2 R^{tc}$$

- Công trình có cần trục < 35 tấn, ta phải có:

$$p^{min} \geq 0$$

$$\frac{p^{max} + p^{min}}{2} \leq R^{tc}$$

Sau khi thoả điều kiện trên để có thể xem nền còn là biến dạng tuyến tính. Bước tiếp theo là phải tính đến độ lún của móng. Điều kiện cuối cùng cần phải thoả cho trạng thái giới hạn thứ 2 là:

$$S < [S_{gh}] = 8 \text{ cm}$$

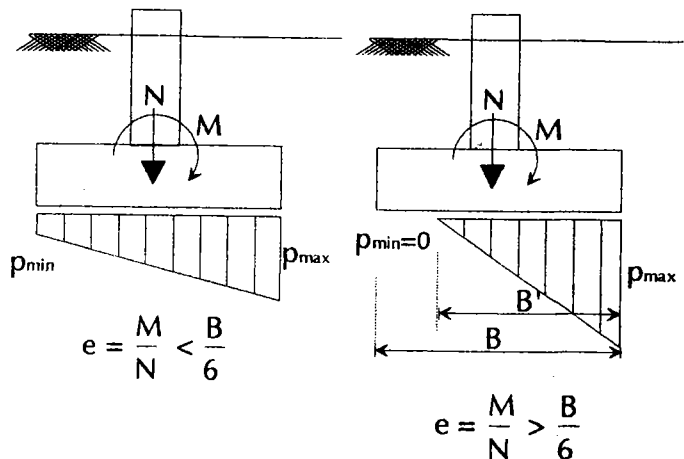
➤ Trong trường hợp trọng tâm lực nằm ngoài lõi hình thoi của tiết diện nghĩa là khi:

$$e_L > \frac{L}{6} \text{ và } e_B > \frac{B_m}{6}$$

khi đó phản lực nền  $p^{min} < 0$ , ta không thể dùng công thức trên mà phải xác định bằng phương pháp cân bằng lực trên cơ sở  $p^{min} = 0$ , thí dụ như trường hợp lệch tâm 1 phương với:

$$e_B = \frac{M^{tc}}{N^{tc}} > \frac{B_m}{6} \Rightarrow B' = 3 \cdot \left( \frac{B_m}{2} - e_B \right)$$

$B'$  được xem như là bề rộng hữu hiệu của móng



## Chương 2: Tính toán móng nông

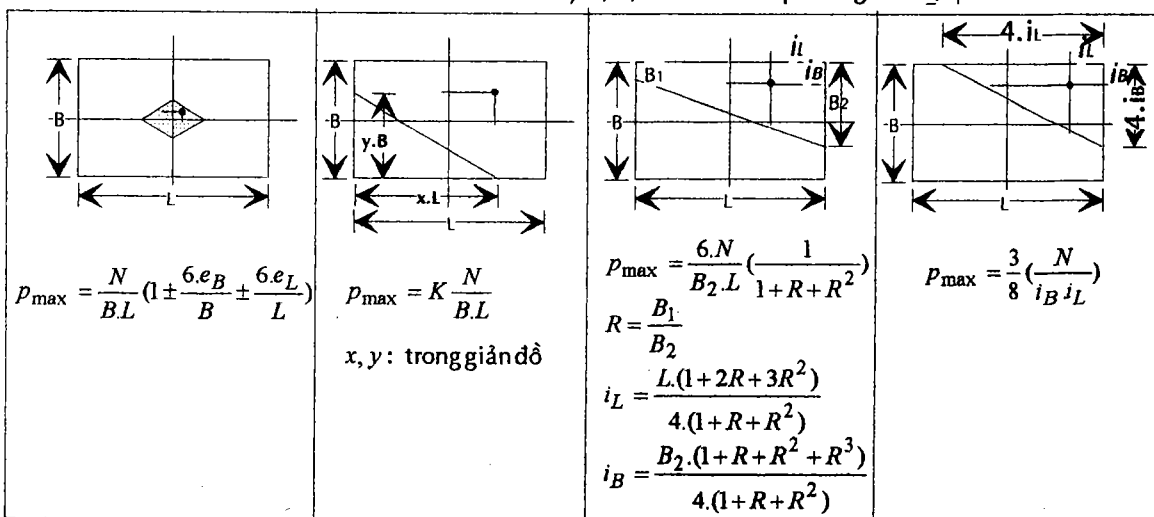
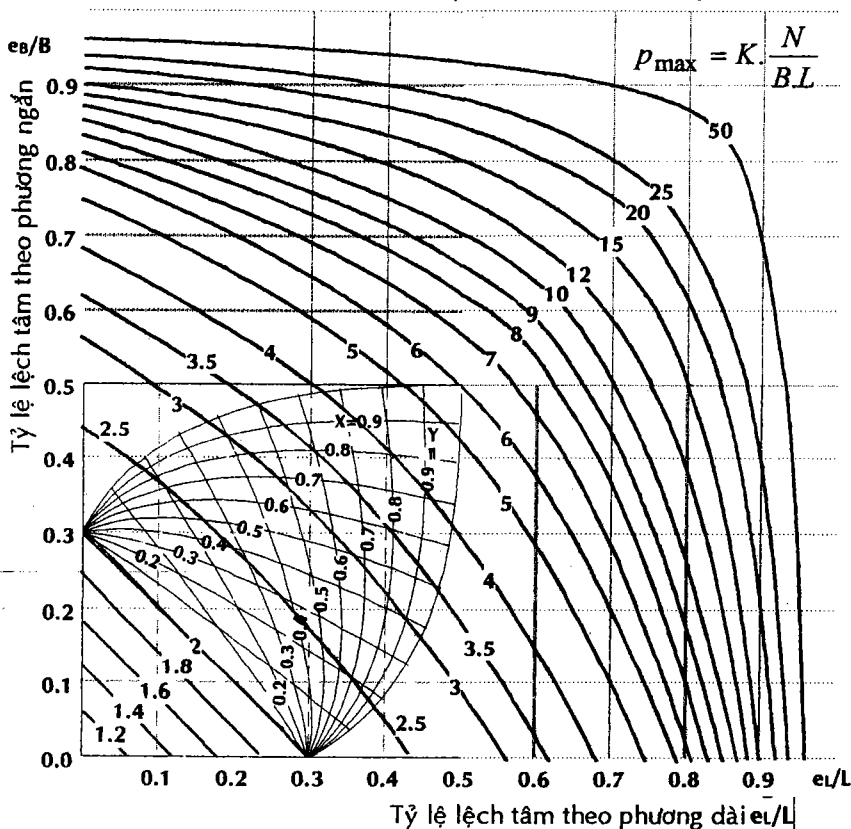
Cân bằng lực  $N^t$  trên với phản lực phân bố tam giác chiều cao  $p^{max}$ , đáy  $B'$  và dọc theo chiều dài  $L$ :

$$N^t = \frac{1}{2} p^{max} B' \cdot L = \frac{3}{2} \left( \frac{B_m}{2} - e_B \right) \cdot L \cdot p^{max}$$

$$\Rightarrow p^{max} = \frac{2 \cdot N^t}{3 \cdot L \cdot \left( \frac{B_m}{2} - e_B \right)}$$

- Trong trường hợp lệch tâm theo hai phương quá lớn, ta phải dùng biểu đồ như sau để xác định:

GIẢN ĐỒ TÍNH TOÁN HỆ SỐ K MÓNG LỆCH TÂM



**IV TÍNH TOÁN KẾT CẤU MÓNG**

**1. Cơ sở tính toán lượng cốt thép chịu uốn.**

Tính cho cốt đơn:

Điều kiện để sử dụng là  $x = \alpha \cdot h_0 = 0,55h_0$

Cho ta  $Z = \gamma_0 \cdot h_0 = 0,9h_0$

Cân bằng Moment với lực cốt thép:

$$F_a \cdot R_a \cdot x \cdot Z = M$$

$$\Rightarrow F_a = \frac{M}{0,9h_0 \cdot R_a}$$

Cân bằng Moment với lực nén bê tông:

$$M = R_u \cdot b \cdot x \cdot Z = R_u \cdot b \cdot \alpha \cdot \gamma_0 \cdot h_0^2$$

$$\Rightarrow h_0 = \sqrt{\frac{1}{\alpha \cdot \gamma_0} \cdot x \cdot \frac{M}{R_u \cdot b}}$$

Cho ta xác định chiều cao hữu ích  $h_0$  của cấu kiện chịu uốn

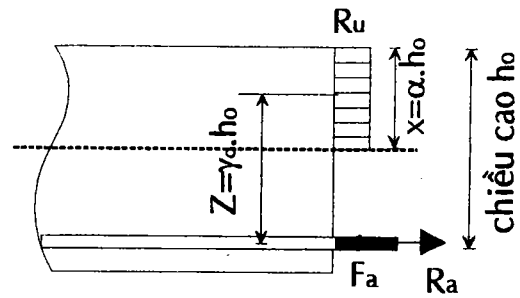
Với  $h = h_0 + a$        $a$ : lớp bảo vệ 3 → 5cm cho móng

- Các trị số : hàm lượng cốt thép nhỏ nhất phải thoả:

$$\mu_{min} = \frac{F_a}{S_{bt}}$$

$$= 0,15\% \text{ cho Mác } 200 \rightarrow 400$$

$$= 0,10\% \text{ cho Mác } 100 \rightarrow 200$$



**ÁP DỤNG ĐỂ TÍNH HÀM LƯỢNG CỐT THÉP TRONG MÓNG**

Dùng tải trọng tính toán và không tính đến trọng lượng móng khối quy ước khi xác định phản lực nền:

$$p_d = \frac{N_0^n}{F_m}$$

➤ Chiều cao hữu ích  $h_0$  được xác định bằng điều kiện xuyên thủng của móng theo đường xiên  $45^\circ$  ta có:

Đáy hình tháp đâm thủng rộng  $b_c + 2 \cdot h_0$

Khi tính ta tính tiết diện xuyên thủng ta tính trên tiết diện trung bình:

$$b_{tb} = b_c + h_0$$

Chu vi trung bình:  $U_{tb} = 2(a_c + b_c + 2 \cdot h_0)$

Lực xuyên thủng được tính là tổng các lực ngoài phạm vi xuyên thủng:

$$P_{xt} = N_0^{tt} - F_{xt} \cdot p_d$$

$F_{xt}$ : diện tích hình tháp đâm thủng:

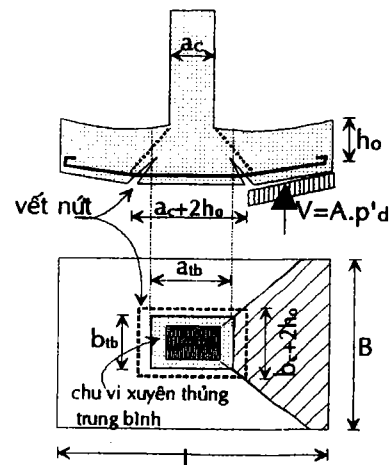
$$F_{xt} = (a_c + 2 \cdot h_0) \cdot (b_c + 2 \cdot h_0)$$

Điều kiện đâm thủng của bê tông

$$P_{xt} \leq 0,75 \cdot R_k \cdot U_{tb} \cdot h_0$$

$R_k$  : Cường độ chịu kéo tính toán của bê tông = 750 kPa cho mác B200

= 0,75 – hệ số thực nghiệm





## Chương 2: Tính toán móng nông

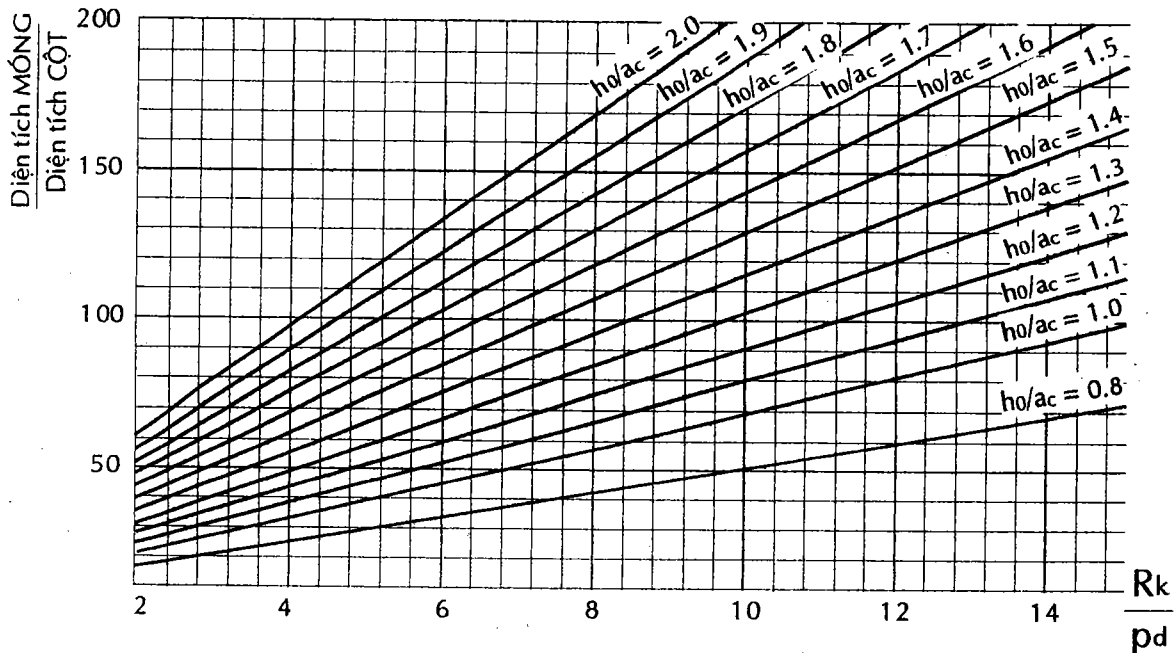
Như vậy chiều cao hữu ích cho bởi phương trình:

$$[F_m - (a_c + 2h_0)^2] p_d = 0.75 R_k \cdot U_{th} \cdot h_0 = 0.75(4)(a_c + h_0)h_0$$

$$\frac{F_m}{F_{cot}} = 3 \frac{R_k}{p_d} \left[ \left( \frac{h_0}{a_c} \right) + \left( \frac{h_0}{a_c} \right)^2 \right] + 1 + 4 \left( \frac{h_0}{a_c} \right) + 4 \left( \frac{h_0}{a_c} \right)^2$$

Phương trình trên được thiết lập thành biểu đồ tra theo  $\frac{F_m}{F_{cot}}$  và  $\frac{R_k}{p_d}$  để suy

ra tỷ số  $\frac{h_0}{a_c}$



### ➤ Cốt thép móng:

Cánh của móng được xem như ngàm tại cổ cột

Moment tại các tiết diện được tính:

➤ Theo phương chiều cạnh  $L$ :  $M_I = 0,125 p_d(L - a_c)^2 \cdot B$

➤ Theo phương chiều cạnh  $B$ :  $M_{II} = 0,125 p_d(B - b_c)^2 \cdot L$

Suy ra lượng cốt thép:

$$F_{dI} = \frac{M_I}{0,9h_0 R_a}$$

$$F_{dII} = \frac{M_{II}}{0,9h_0 R_a}$$

Tính theo điều kiện cốt đơn  $Z_0 = 0,9h_0$

### ➤ Kiểm tra về bám dính cốt thép:

Ứng suất bám dính xung quanh chu vi cọc được cân bằng với lực cắt ngay tại cổ cột  $T_I = \frac{1}{2} \cdot p_d \cdot (B_m - b_c) \cdot L$  theo phương cạnh dài, và  $T_{II} = \frac{1}{2} \cdot p_d \cdot (L - a_c) \cdot B$  theo phương ngắn

$$\tau_d = \frac{T}{\sum_0 Z}$$

Trong đó  $\sum_0$  tổng chu vi toàn bộ cốt thép đáy móng

## Chương 2: Tính toán móng nông

$Z$  - cánh tay đòn =  $0.9h_0$

Điều kiện cần phải thoả:

$$\tau_d \leq [\tau_d]$$

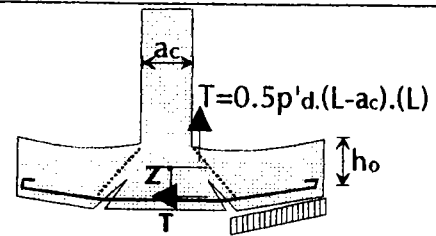
Với  $[\tau_d] = \frac{R_{MAC}}{m}; m = 3 \rightarrow 6$

➤ Để thoả điều kiện ngàm cốt thép trong bê tông, cốt thép phải có chiều dài tối thiểu  $L_0$  chống lại lực kéo trong thép được gọi là chiều dài neo cốt thép:

$$\Phi \cdot \pi \cdot L_0 \cdot [\tau_d] = R_a \cdot F_a = R_a \cdot \pi \cdot \frac{\Phi^2}{4}$$

$$\Rightarrow L_0 = \frac{\Phi}{4} \times \frac{R_a}{[\tau_d]}$$

Gia trị này thường trong khoảng  $(30 - 60)\Phi$



Bám dính xung quanh cốt thép

### CỐT THÉP

Loại cán nóng [OTC 5981 - 61]

- Loại A<sub>I</sub> tròn trơn                       $\varnothing : 6 \rightarrow 40$      $R_a = 2100 \text{ kg/cm}^2 = 210000 \text{ kPa}$
- Loại A<sub>II</sub> có gờ                             $\varnothing : 10 \rightarrow 90$     $R_a = 2700 \text{ kg/cm}^2 = 270000 \text{ kPa}$
- Loại A<sub>III</sub> có gờ                            $\varnothing : 6 \rightarrow 40$      $R_a = 3400 \text{ kg/cm}^2 = 340000 \text{ kPa}$
- Loại A<sub>IV</sub> có gờ                            $\varnothing : 10 \rightarrow 32$     $R_a = 5100 \text{ kg/cm}^2 = 510000 \text{ kPa}$
- Loại A<sub>V</sub> có gờ                             $\varnothing : 10 \rightarrow 18$     $R_a = 6400 \text{ kg/cm}^2 = 640000 \text{ kPa}$

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	Chu vi	TL
6	0.283	0.57	0.85	1.13	1.41	1.70	1.98	2.26	2.54	1.89	0.222
8	0.503	1.01	1.51	2.01	2.51	3.02	3.52	4.02	4.52	2.51	0.395
10	0.385	1.57	2.36	3.14	3.93	4.71	5.50	6.28	7.07	3.14	0.617
12	1.131	2.26	3.39	4.52	5.65	6.79	7.92	9.05	10.2	3.77	0.888
14	1.539	3.08	4.62	6.16	7.69	9.23	10.8	12.3	13.8	4.40	1.208
16	2.011	4.02	6.03	8.04	10.1	12.1	14.1	16.1	18.1	5.03	1.578
18	2.545	5.09	7.63	10.5	12.7	15.3	17.8	20.4	22.9	5.65	1.998
20	3.142	6.28	9.42	12.6	15.7	18.9	22.0	25.1	28.3	6.28	2.466
22	3.801	7.60	11.4	15.2	19.0	22.8	26.6	30.4	34.2	6.91	2.984

### VÀI Ý KIẾN VỀ VẤN ĐỀ CHỌN KÍCH THƯỚC $h_m$ MÓNG

- Chiều sâu chôn móng tối thiểu cho tất cả các công trình (trừ trên nền đá) không nhỏ hơn  $0.50m$ , thường chọn  $1.5m \dots 2m$
- Tùy thuộc vào điều kiện địa chất công trình, địa chất thủy văn.
- Nên chọn móng đặt trong lớp đất chịu lực (vị trí, khả năng chịu lực, trạng thái, biện pháp thi công, độ lún giới hạn)
- Nên chôn sâu móng trong lớp chịu lực và  $> 0.5 m$
- Cố gắng không để dưới đáy móng có một lớp đất mỏng yếu, biến dạng lớn. Dưới đất và nền trên mực nước ngầm, nếu có thể để để thi công và tránh không phải có biện pháp bảo vệ bê tông móng không bị xâm thực

## Chương 2: Tính toán móng nông

Để có ước tính trước các giá trị tiêu chuẩn ( $R_0$ ) không dùng công thức của  $R^{tc}$ , ta có thể tra bảng:

LOẠI ĐẤT	$(R_0)$ kPa		
Đá cuội, sỏi có lẫn cát	600		
Đá dăm	300—500		
Đất cát	Chặt	Chặt vừa	
Cát thô không tùy thuộc vào $\omega$	600	500	
Cát trung không tùy thuộc vào $\omega$	500	400	
Cát mịn:			
- Ít ẩm	400	300	
- Ẩm và no nước	300	200	
Cát bụi:			
- Ít ẩm	300	250	
- Ẩm	200	150	
- No nước:	150	100	
Đất sét	$\epsilon$	Độ sệt B = 0	Độ sệt B = 1
Á sét	0.5	300	300
	0.7	250	200
Á cát	0.5	300	250
	0.7	250	180
	1.0	200	100
Sét	0.5	600	400
	0.6	500	300
	0.8	300	200
	1.0	250	100

Giá trị  $R^{tc}$  trên được điều chỉnh theo bề rộng  $B_m$  và chiều sâu chôn móng  $h_m$

$$R^{tc} = R_0 \cdot m \cdot n$$

➤  $1 < B_m < 5m$ :  $m = 1 + \frac{B_m - 1}{4} \alpha$ ;

$\alpha = 0.5$  cho CÁT;

$\alpha = 0.2$  cho SÉT

➤  $B_m > 5m$ :

$m = 1.5$  cho CÁT;

$m = 1.2$  cho SÉT

➤  $h_m < 1.5m$ :  $n = 0.5 + 0.33(h_m)$

➤  $h_m > 1.5m$ :  $n = 1 - \frac{\gamma}{m \cdot R_0} (h_m - 2) \cdot \beta$

$\beta = 2.5$  cho CÁT

$\beta = 2.0$  cho SÉT pha CÁT

$\beta = 1.5$  cho SÉT

**Chương 2: Tính toán móng nông**

**THỜI GIAN CỐ KẾT**

□ *Tương quan giữa  $U\%$  và  $T_v$  cho bốn trường hợp phân bố tải trọng:*

TRƯỜNG HỢP ( 1 )	TRƯỜNG HỢP ( 2 )	TRƯỜNG HỢP ( 3 )	TRƯỜNG HỢP ( 4 )
<p>Hằng số      Xiên</p> <p>(a)                      (b)</p>	<p>1/2 Hình sin</p>	<p>Hình sin</p>	<p>Hình tam giác</p>

$$u_i = u_1 \quad \text{và} \quad u_i = u_1 + u_1' \frac{H-z}{H}; \quad u_i = u_2 \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot z}{H}\right), \quad u_i = u_3 \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot z}{H}\right);$$

$$u_i = u_4 \frac{z}{H} \quad \text{trên}$$

$$u_i = u_4 \cdot \frac{2H-z}{H}, \quad \text{dưới}$$

Giá trị của  $T_v$  theo  $U\%$

$U\%$	TH (1)	TH (2)	TH (3)	TH (4)
0	0.0	0	0	0
5	0.0017	0.0021	0.0208	0.0247
10	0.0077	0.0114	0.0427	0.0500
15	0.0177	0.0238	0.0659	0.0750
20	0.0314	0.0403	0.0904	0.120
25	0.0491	0.0608	0.117	0.128
30	0.0707	0.0845	0.145	0.157
35	0.0962	0.112	0.175	0.188
40	0.126	0.143	0.207	0.221
45	0.159	0.177	0.242	0.257
50	0.196	0.215	0.281	0.294
55	0.238	0.257	0.324	0.336
60	0.268	0.304	0.371	0.384
65	0.342	0.358	0.425	0.438
70	0.403	0.421	0.488	0.501
75	0.477	0.494	0.562	0.575
80	0.567	0.586	0.652	0.665
85	0.684	0.700	0.769	0.702
90	0.848	0.862	0.933	0.946
95	1.129	1.163	1.214	1.227

## Chương 2: Tính toán móng nông

### CÁC THÍ DỤ TÍNH TOÁN

#### Thí dụ 1:

Thiết kế móng cho cột có  $N^t = 600\text{kN}$

Nền gồm 2 lớp:

Lớp 1: CÁT pha ít sét  $\gamma_1 = 18.5 \text{ kN/m}^3$ ,

$c = 8 \text{ kPa}$ ,  $\varphi = 26^\circ$ , đến độ sâu 3m

Lớp 2: SÉT pha ít cát  $\gamma_2 = 21.5 \text{ kN/m}^3$ ,

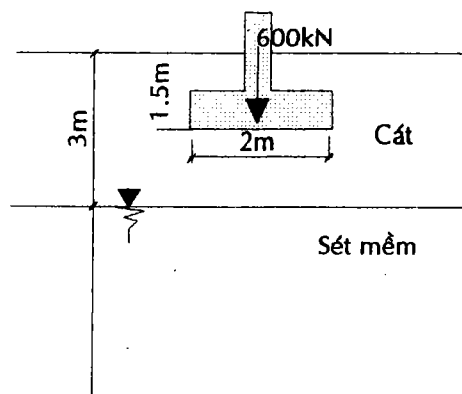
$c = 18 \text{ kPa}$ ,  $\varphi = 12^\circ$ , trạng thái mềm

$a = 0.0025 \text{ (m}^2/\text{kN)}$ ;  $e = 0.95$

➤ Chọn chiều sâu đặt móng là  $h_m = 1.5\text{m}$

➤ Thử  $R^{tc}$  với  $B_m = 2\text{m}$

➤  $R^c = 0.8[(A.B_m + B.h_m)\gamma + D.c] = 0.8\{[(0.72(2) + 4.37(1.5)](18.5) + 6.45(8)\} = 160(\text{kPa})$



➤ Tính toán theo trạng thái giới hạn thứ 2:

➤  $p_d = \frac{600/(1.2)}{2(2)} + 22(1.5) = 158(\text{kPa}) < R_{tc} = 160(\text{kPa})$

➤ Kích thước 2x2m thoả điều kiện về áp lực tiêu chuẩn;

➤ Tính lún

Áp lực gây lún:

$$p_{gl} = p_d - \gamma.h_m = 158 - 18.5(1.5) = 130(\text{kPa})$$

Biến dạng được tính cho lớp đất sét (không tính cho lớp cát) từ độ sâu 1.5m dưới đáy móng đến 3m dưới đáy móng. Ta có bảng tính:

H	Z	Z/B	$k_p$	$\sigma_{bt}$	$\sigma_{gl}$	$\sigma_{tb}$	$h_i$
1.5	0	0	1	27.75	130	100	
3.0	1.5	0.75	0.541	55.5	70.33	60	
3.5	2.0	1.0	0.386	61.25	50.18	38	0.5
4.5	3.0	1.5	0.194	72.75	25.22	20	1
5.5	4.0	2.0	0.114	84.25	14.82		

Độ lún móng:

$$S = \frac{a}{1+e} \cdot \sum(\sigma_{tb} \cdot h_i) = \frac{0.0025}{1.95} [38(0.5) + 20(1)] = 0.05(\text{m}) = 5(\text{cm}) < [8(\text{cm})]$$

KL: Kích thước móng thoả điều kiện tính toán theo TTGH 2

Mức độ cố kết:

Hệ số nén  $a = 0.0025 \text{ m}^2/\text{kN} = 0.25 \text{ cm}^2/\text{kg}$

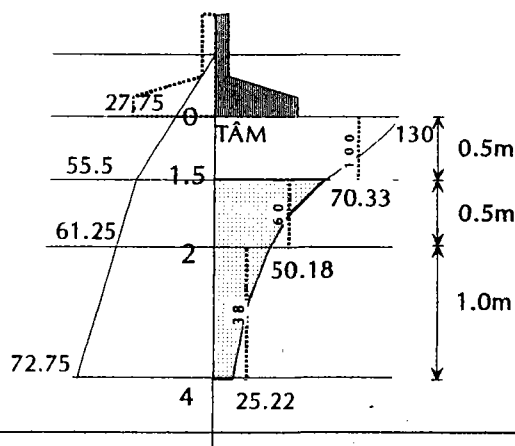
Hệ số thấm  $k = 2 \cdot 10^{-8} \text{ cm/s}$ ,  $\gamma_n = 10^{-3} \text{ kg/cm}^2$

Mức độ cố kết:

$$C_v = \frac{k \cdot (1+e)}{a \cdot \gamma_n} = \frac{2 \cdot 10^{-8} \cdot (1+0.95)}{0.25 \cdot (10^{-3})} = 1.6 \cdot 10^{-4} (\text{m}^2/\text{sec})$$

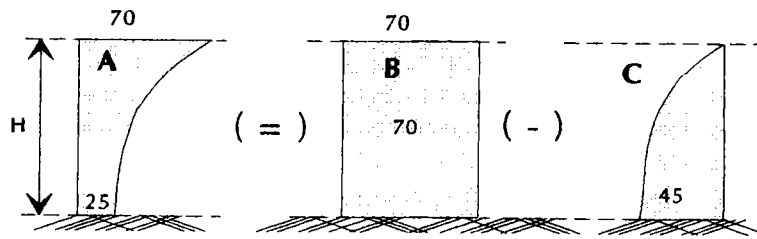
Dự đoán thời gian độ lún đạt được khoảng

85%:



## Chương 2: Tính toán móng nông

Sơ đồ ứng suất gây lún có thể được xem gồm 2 phần các giá trị được lấy tròn.



Trong đó:

$$\text{Diện tích của B} = 70.H$$

$$\text{Diện tích của C} \approx \frac{2}{3}(45).H = 30.H$$

$$\text{Diện tích của A} = (70-25).H = 45.H$$

Mức độ cố kết được lấy trên cơ sở từ 2 diện tích trên:

$$U\%(A) = \frac{70.U\%(B) - 30.U\%(C)}{45} = (1.5)U\%(B) - (0.67)U\%(C)$$

Nếu ta chọn  $T_v = 0.6$  tra bảng ta có:

$$U\%(B) = 81.56 \text{ (Nội suy của Trường hợp 1)}$$

$$U\%(C) = 77.25 \text{ (Nội suy của trường hợp 3)}$$

$$\text{Từ đó: } U\%(A) = (1.5)(81.56) - (0.67)(77.25) = 84.8\%$$

Thời gian tương ứng là:

$$t = \frac{T_v.H^2}{C_v} = \frac{0.6(150)^2}{3.9 \cdot 10^{-5}} = 84 \cdot 10^6 \text{ (sec)} = 2.7 \text{ (năm)}$$

➤ Tính cốt thép cho móng:

$$p_d = \frac{600}{2(2)} = 150 \text{ (kPa)}$$

$$\text{Moment } M = 0.125.p_d.L_m.(B_m - b_c)^2 = 0.125(150)(2 - 0.2)^2 = 60.75 \text{ (kNm)}$$

Chọn chiều cao móng:

$$\text{Ta có } \frac{F_m}{T_{cot}} = \frac{2(2)}{0.2(0.2)} = 100; \quad \frac{R_k}{p_d} = \frac{720}{150} = 5;$$

$$\text{Tra biểu đồ trang 7 ta suy ra: } \frac{h_o}{a_c} = 1.8 \Rightarrow h_o = 1.8(0.2) = 0.36 \text{ (m)}$$

Cốt thép:

$$f_a = \frac{60.75}{0.9(0.36)210000} = 10 \text{ (cm}^2)$$

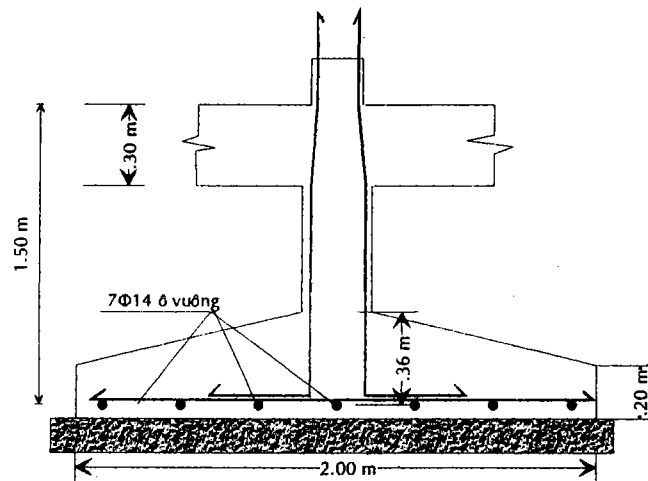
$$\text{chọn } 7\phi 14 = 10.8 \text{ (cm}^2); \text{ Tổng chu vi } \Sigma_o = 7(0.044) = 0.308 \text{ (m)}$$

➤ Kiểm tra chu vi bám dính

$$\text{Lực cắt } T = 0.5(150)(2)(2 - 0.2) = 270 \text{ (kN)}$$

## Chương 2: Tính toán móng nông

$$\tau_d = \frac{T}{\sum \sigma_o \cdot 0.9 \cdot h_o} = \frac{270}{0.308(0.9)(0.36)} = 2700(\text{kPa}) < [6500(\text{kPa})]$$



### Thí dụ 2:

Tính móng của cột chịu tải trọng lệch tâm cột 25x35(cm)

$$N_o'' = 800(\text{kN}), M_o'' = 140(\text{kNm}),$$

$$B^{\#} 200(R_u = 8000\text{kPa}, R_k = 750\text{kPa}); R_a = 210000(\text{kPa})$$

Nền á sét với  $\varepsilon = 0.8$  Tra bảng ta có  $R^{tc} = 225 \text{ kPa}$

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

#### \* Xác định kích thước móng

Diện tích móng :

$$F_m = 1.2 \frac{N^{tc}}{R^{tc} - \gamma_{ib} \cdot h_m} = \frac{800 / (1.2)}{225 - 22 \times 1,8} = 4.3(\text{m}^2)$$

Ta chọn móng chữ nhật  $B_m \times L_m = 2.0 \times 2.4 = 4,8\text{m}^2$ .

Độ lệch tâm:

$$e = \frac{140 / (1.2)}{\frac{800}{1.2} + 22 \cdot (2)(2.4)(1.8)} = \frac{116.7}{856.7} = 0.136(\text{m})$$

$$p_d = \frac{N^{tc} + W_{qu}}{F_m} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$\triangleright \text{Phản lực đất nền } p_d^{max} = \frac{856.7}{4.8} \left(1 + \frac{6 \cdot (0.136)}{2.4}\right) = 239(\text{kPa}) < 1.2(225) = 270(\text{kPa})$$

$$p_d^{min} = \frac{856.7}{4.8} \left(1 - \frac{6 \cdot (0.136)}{2.4}\right) = 117.8(\text{kPa}) > 0$$

Kích thước móng thỏa điều kiện cho tính toán theo trạng thái giới hạn thứ 2

$\triangleright$  Phản lực nền tính theo TTGH1 cho móng:

$$e = \frac{140}{800} = 0.175(\text{m})$$

Phản lực nền bình quân:

## Chương 2: Tính toán móng nông

$$p_d^{tb} = \frac{800}{4.8} = 167(kPa)$$

Chiều cao hữu ích  $h_0$ :

$$\frac{F_m}{F_{cot}} = 55; \quad \frac{R_k}{p_d} = 4.5; \quad \text{tra bảng ta được } \frac{h_0}{a_c} = 1.3 \Rightarrow h_0 = 1.3(0.35) = 0.46(m)$$

chọn lại chiều cao  $h_0 = 0.47m$  và lớp bảo vệ móng  $a = 0.03m$

Phản lực dưới đáy móng:

$$p_d = \frac{N''}{F_m} \left(1 \pm \frac{6.e}{L}\right)$$

$$p_d^{max} = \frac{800}{4.8} \left(1 + \frac{6.(0.175)}{2.4}\right) = 240(kPa)$$

$$p_d^{min} = \frac{800}{4.8} \left(1 - \frac{6.(0.136)}{2.4}\right) = 94(kPa)$$

### Tính cốt thép

➤ Theo phương chiều dài:

Moment theo phương dài do phản lực  $\sigma_{max}$  nên ta có thể lấy trung bình của 2 giá trị  $\sigma_{tb} = 167kPa$  và  $240kPa$  là  $204kPa$  tác dụng trên cánh móng của cạnh  $L_m$ :

$$M_I = 0,125 (204)(2)(2.4-0.35)^2 = 214 \text{ kNm}$$

$$f_a = \frac{214}{0.9(0.47)(210000)} = 2.4(10^{-3})(m^2) = 24(cm^2)$$

Chọn 12  $\varnothing 16$  ( $F_a = 24.1 \text{ cm}^2$ ), tổng chu vi  $\Sigma o = 0.60$  (m)

Lực cắt  $T = 0.5(204)(2)(2.4-0.35) = 418 \text{ kN}$

Bám dính

$$\tau_d = \frac{418}{0.9(0.47)(0.60)} = 1647(kPa) < [6500(kPa)]$$

➤ Theo phương chiều ngang:

Moment theo phương ngang do không có moment nên ta có thể lấy trung bình của giá trị  $\sigma_{tb} = 167kPa$  tác dụng trên cánh móng của cạnh  $B_m$ :

$$M_{II} = 0,125 (167)(2.4)(2-0.25)^2 = 153 \text{ kNm}$$

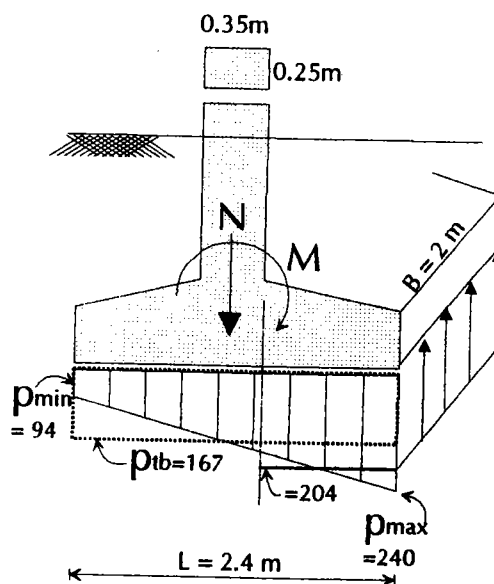
$$f_a = \frac{153}{0.9(0.47)(210000)} = 1.73(10^{-3})(m^2) = 17.3(cm^2)$$

Chọn 12  $\varnothing 14$  ( $F_a = 18.4 \text{ cm}^2$ ), tổng chu vi  $\Sigma o = 0.45$  (m)

Lực cắt  $T = 0.5(167)(2.4)(2-0.25) = 350 \text{ kN}$

Bám dính

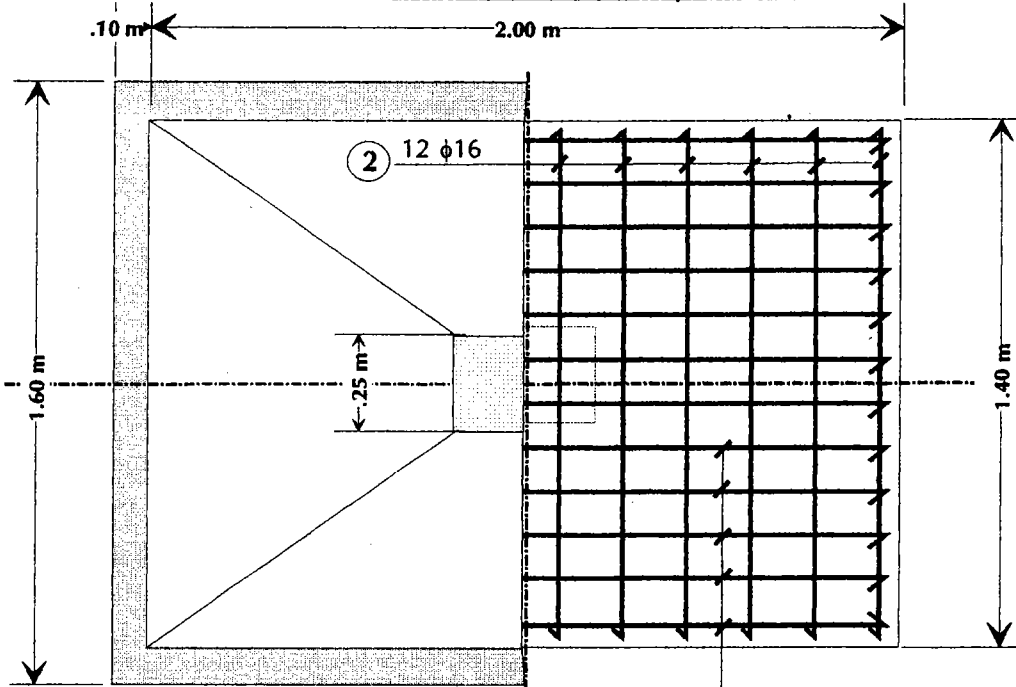
$$\tau_d = \frac{350}{0.9(0.47)(0.45)} = 1842(kPa) < [6500(kPa)]$$



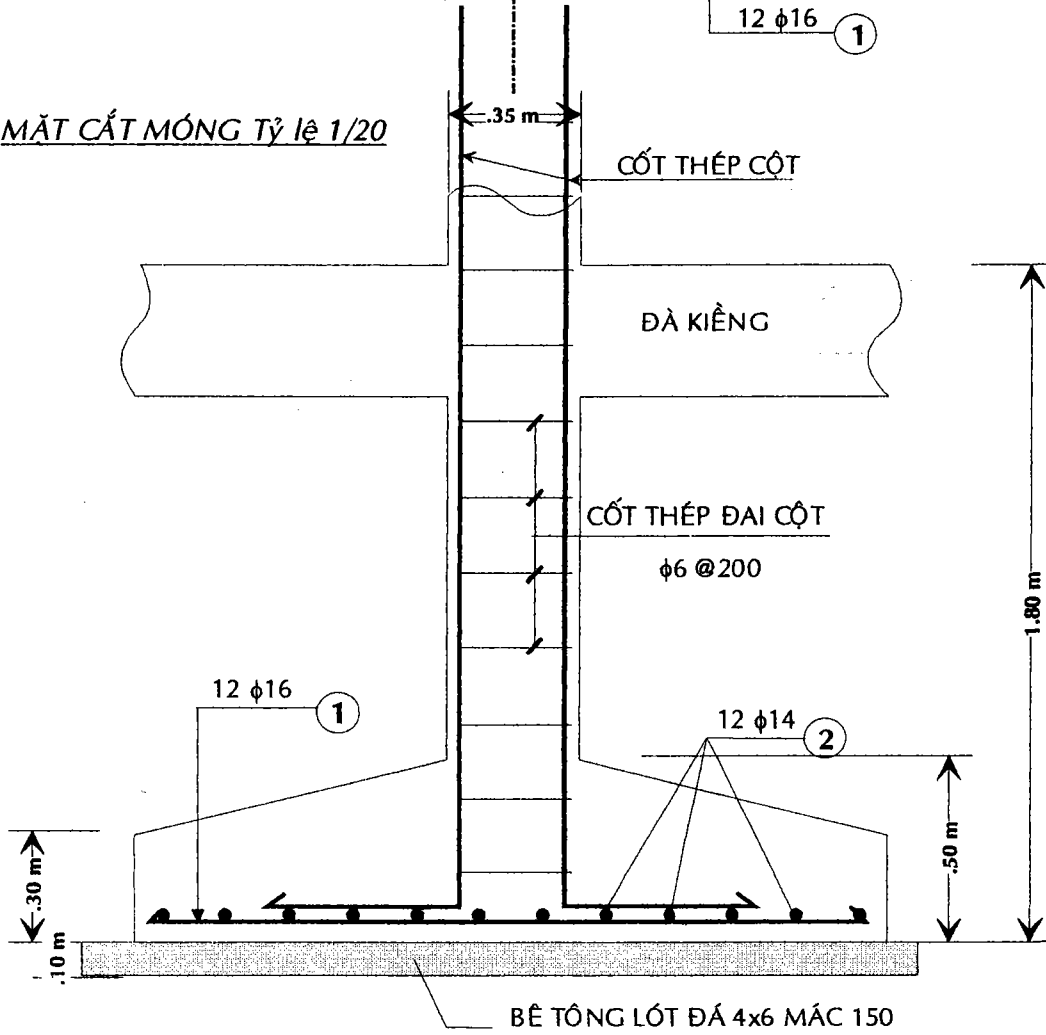


**Chương 2: Tính toán móng nông**

**MẶT BẰNG MÓNG Tỷ lệ 1/20**



**MẶT CẮT MÓNG Tỷ lệ 1/20**



**Thí dụ 3:**

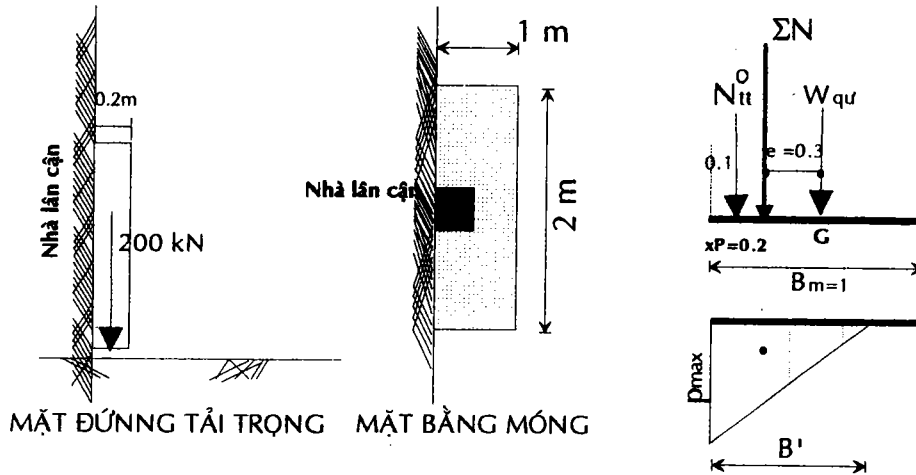
Móng cho cột xây chen:

Tải trọng  $M^t = 240kN$ ,  $N^c = 200 kN$ ; chọn độ sâu đặt móng 1.5m

Kích thước móng được chọn là: 1x2 mét, cột 20x20 cm

Tải trọng tiêu chuẩn nền là  $R^{tc} = 220 kPa$  (đất thuộc loại tốt)

Sơ đồ lực:



Trọng lượng móng khối quy ước:  $W_{qu} = 2(1)(22)(1.5) = 66 kN$

Hợp lực:  $\Sigma N = 200 + 66 = 266 kN$

Vị trí hợp lực:

$$x_p = \frac{200(0.1) + 66(0.5)}{266} = 0.2(m)$$

Lệch tâm của  $\Sigma N$  là:  $e = 0.5 - 0.2 = 0.3 > 1/6.B_m$

Phản lực nền tính theo dạng tam giác:

Chiều rộng hữu hiệu:  $B' = 3\left(\frac{B}{2} - e\right) = 3(0.2) = 0.6(m)$

$$\sigma_{max} = \frac{2 \cdot \Sigma N}{B' \cdot L} = \frac{2(266)}{0.6(2)} = 433(kPa) > 1.2R^{tc} \rightarrow \text{không thoả}$$

Để thoả được điều kiện này thì kích thước được chọn lại là: 0.5x3m và đặt sâu  $h_m = 2m$  (tăng sức chịu tải), tăng kích thước cột lên 20x30 để hướng lực về trọng tâm (tốt nhất là tăng kích thước cột theo phương lệch tâm).

Trọng lượng móng khối quy ước:  $W_{qu} = 3(0.5)(22)(2) = 66 kN$

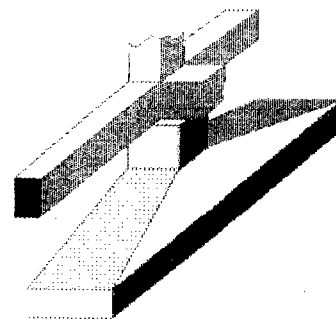
Hợp lực:  $\Sigma N = 200 + 66 = 266 kN$

Vị trí hợp lực:

$$x_p = \frac{200(0.15) + 66(0.25)}{266} = 0.175(m)$$

Lệch tâm của  $\Sigma N$  là:  $e = 0.25 - 0.175 = 0.075 < 1/6.B_m$

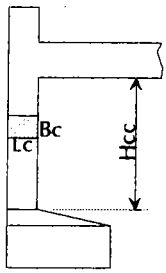
$\sigma_{max} = \frac{266}{0.5(3)} \left(1 + \frac{6(0.075)}{0.5}\right) = 337(kPa)$ , cũng có thể thoả được điều kiện  $1.2R^{tc}$  do chiều sâu đặt móng tăng



## Chương 2: Tính toán móng nông

Theo chỉ dẫn trong sách của A.MIHUL (Bucarest, 1969), thì Moment lệch tâm  $M = N \times e_0$ , được phân thành 2 phần trên cơ sở liên kết ngàm của cổ cột với móng và giằng móng:

$$M = M_c + M_m$$



Tương quan trên được chia theo độ cứng chịu uốn của cổ cột và độ cứng quay của móng:

Độ cứng chịu uốn cổ cột:

$$K_c = \frac{4.EI_c}{H_{cc}}$$

trong đó:

$E, I$ : modul đàn hồi và moment quán tính của vật liệu cổ cột

$H_{cc}$ : chiều cao cổ cột

Độ cứng chịu uốn cổ cột:

$$K_m = C_\varphi . I_m$$

trong đó:

$I_m$ : moment quán tính của tiết diện móng:  $= L_m \times B_m^3 / 12$

$C_\varphi$ : Hệ số nền theo phương quay, theo quy phạm CH 18-58:

$C_\varphi = 2.C_z$  (xem chương các phương pháp xác định hệ số NỀN)

Moment tác dụng lên móng:



$$M_m = \frac{M.K_m}{(K_m + K_c)}$$

Để ý rằng khi  $H_{cc} = 0, K_c \rightarrow \infty$ , lúc bấy giờ xem như móng không chịu moment lúc bấy giờ giằng móng xem như một cái "đai" (TRAP) kiềm tiếp nhận moment:

Áp lực dưới móng được tính là phân đều.

Thí dụ: với độ lệch tâm  $e_0 = 0.3m$  của thí dụ trên,  $N = 266kN$ , kích thước cột  $0.2 \times 0.2m$ , kích thước

móng  $2 \times 1m$ , chiều cao cổ cột  $H_{cc} = 1.2m$ , hệ số nền  $C_z = 12000kN/m^3$  ta được:  
 $M = 0.3 \times 266 = 79.8 kNm$

$$K_c = \frac{4(21E6)(0.2)(0.2)^3}{1.2(12)} = 9333.3(kNm)$$

$$K_m = \frac{2(12000)(2)(1)^3}{12} = 4000(kNm)$$

$$M_m = \frac{79.8(4000)}{(9333.3 + 4000)} = 23.9(kNm) \Rightarrow e = \frac{46.1}{266} = 0.09(m)$$

$$p_{max} = \frac{266}{2} \cdot \left(1 + \frac{6(0.09)}{1}\right) = 204.8(kPa)$$

$$p_{min} = \frac{266}{2} \cdot \left(1 - \frac{6(0.09)}{1}\right) = 61.2(kPa)$$

## Chương 2: Tính toán móng nông

Theo cách chỉ dẫn của T. MAGNEL (*Stabilité des Constructions*) đề xuất tính móng lệch tâm có xét đến độ cứng của cổ cột và móng như sau:

$M_g$  moment gây ra tại gót móng là cho cổ cột có độ cứng  $EI$  quay một góc  $\alpha$  :

$$\alpha = \frac{M_g \cdot H_{cc}}{4 \cdot E \cdot I}$$

Tương ứng với góc quay này móng cũng sẽ cũng có độ quay  $\alpha$ , và nếu phản lực dưới đáy móng là  $p_{max}$  và  $p_{min}$ , hệ số nền  $C_z$  thì ta có:

$$\alpha = \frac{p_{max} - p_{min}}{C_z \cdot L_m}$$

Đồng thời Moment tương ứng với phản lực trên là:

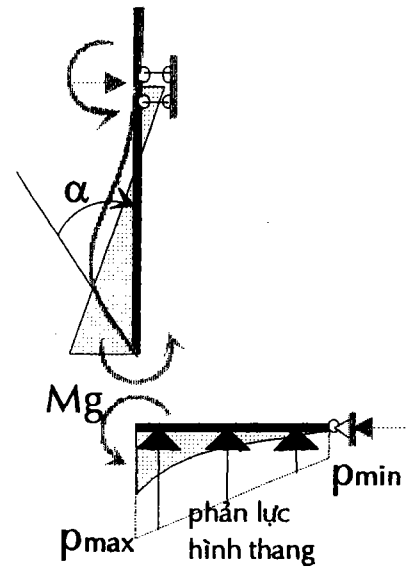
$$M_g = \left[ \frac{1}{2} p_{min} + \frac{1}{3} (p_{max} - p_{min}) \right] B_m^2 \cdot L_m$$

Giải hệ thống phương trình trên ta được:

$$p_{max} = \frac{N}{L_m \cdot B_m} \left\{ \frac{4 \cdot B_m^4 \cdot C_z \cdot H_{cc} + 48 E \cdot I}{B_m^4 \cdot C_z \cdot H_{cc} + 48 E \cdot I} \right\} = \frac{N}{L_m \cdot B_m} \left( 1 + \frac{3 \cdot \beta}{1 + \beta} \right)$$

$$p_{min} = \frac{N}{L_m \cdot B_m} \left\{ \frac{-2 \cdot B_m^4 \cdot C_z \cdot H_{cc} + 48 E \cdot I}{B_m^4 \cdot C_z \cdot H_{cc} + 48 E \cdot I} \right\} = \frac{N}{L_m \cdot B_m} \left( 1 - \frac{3 \cdot \beta}{1 + \beta} \right)$$

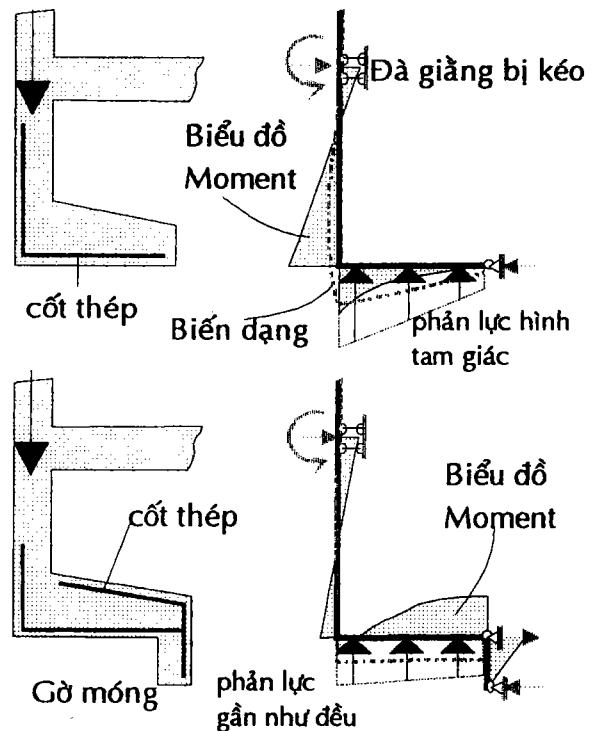
trong đó:  $\beta = \frac{B_m^4 \cdot H_{cc} \cdot C_z}{4 \cdot E \cdot (a_c \cdot b_c^3)}$  diễn tả độ cứng của móng so với cột.



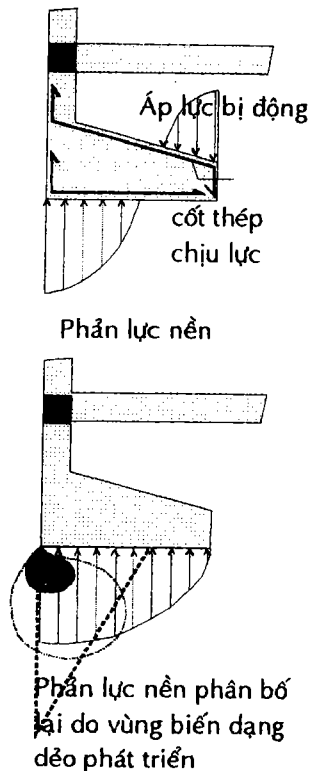
Một điều mà tác giả nhận thấy rằng việc tăng độ cứng của móng tạo liên kết cứng với bản móng để truyền Moment đến giằng móng sẽ làm cho phản lực dưới đáy móng có thể thỏa, tuy rằng sự phân bố còn chênh lệch khá lớn đôi khi vượt quá khả năng giới hạn. Nếu tại mép móng một bản đứng như một cái gờ, khi đó phần lớn moment sẽ dồn vào gờ móng, áp lực dưới đáy móng sẽ phân đều hơn.

Với cách bố trí như trên cần thiết phải làm tốt phần đất tại mép móng để chống phản lực ngang khá lớn.

**KL:** Như vậy với kích thước của một móng chân vịt rất khó có thể đáp ứng được với điều kiện tính toán theo, nếu không xét đến liên kết ngàm của cổ cột vào móng. **Dấu sao thì điều này cũng nên tránh.**



Thực tế cho thấy rằng một số các thiết kế được ghi nhận mặc dù tính toán không thỏa với móng dạng chân vịt này, công trình vẫn tồn tại có thể vì những lý do sau:

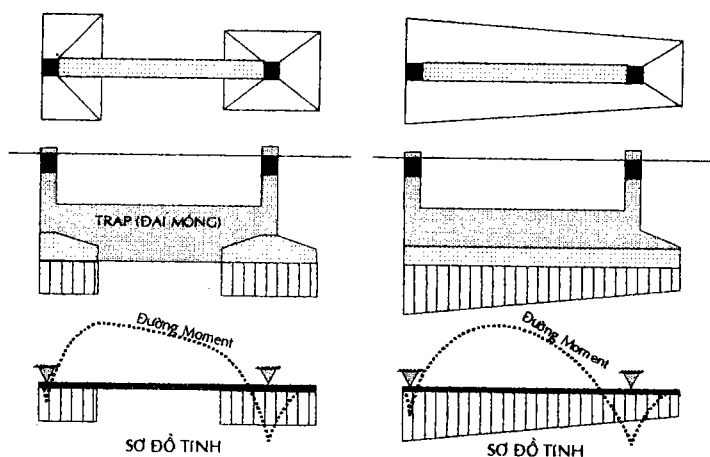


- Công trình tải trọng không lớn và đất nền thuộc loại rất tốt với  $p_{ghu}$  rất cao
- Khi móng làm việc một phần phía trên của đất có tham gia tạo nên áp lực bị động bên trên, áp lực này rất đáng kể nhất là khi thi công đắp đất được hoàn chỉnh, trường hợp này đã có một số thiết kế tính toán đến và bố trí cốt thép chịu moment bên trên.
- Phản lực nền ngay tại gót được phân bố lại khi đạt đến trạng thái chảy dẻo, biểu đồ ứng suất có dạng cong, điều này đã đặt công trình trên một tư thế rất dễ mất ổn định khi bị rung, chấn động hay khi bị thấm ướt do nước thải, thực tế điều này đã xảy ra rất nhiều cho một số căn nhà có thiết kế như vậy. Chẳng hạn như nhà số 802 đường Điện Biên Phủ Q3 đã được gia cố, nhà số đường 378 Vinh viễn Q10 được gia cố móng và được lấy lại thẳng bằng sau đó lên tầng, nhà số 97-99 Điện Biên Phủ Q Bình Thạnh được gia cố sửa chữa và được lên tầng, hay căn nhà 5 tầng khu nhà ở Nam Long (Thanh Lộc) vv...

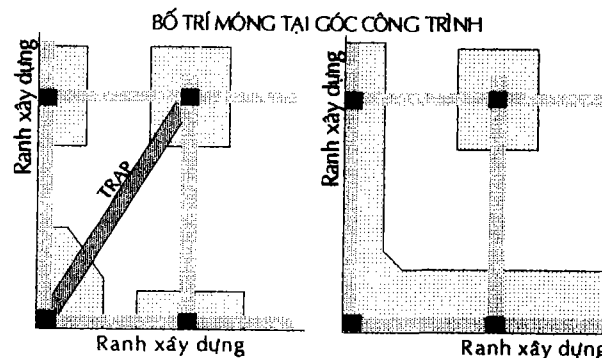
**GIẢI PHÁP XỬ LÝ:**

Hầu hết các tài liệu đều ít có đặt thí dụ cho tính toán móng loại này, riêng một số sách của Pháp cũ như "Traite' de béton armé"-A.GUERIN tập 3 (1963) chỉ dẫn thiết kế móng này trên khối bê tông hay trên một cột cong để tạo nên đúng tâm móng, Một số tác giả thiết kế loại móng công sơn hay đặt trên móng đó hai cột. Với giải pháp này thì đà kiềng phải có kích thước rất lớn mới có thể chịu được lực cắt do cột gây ra.

Giải pháp phổ biến nhất mà hầu hết các sách phương Tây đều đưa ra là móng băng dọc theo ranh công trình hay móng kép, móng phối hợp và nhất là dùng đai móng (*Trap footing*).

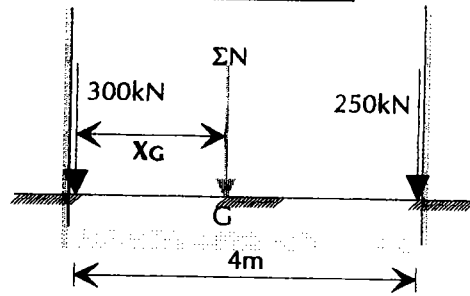


Một số giải pháp hình dạng móng phối hợp, móng kép và trường hợp móng tại góc:



**Chương 2: Tính toán móng nông**  
**THÍ DỤ TÍNH TOÁN MÓNG PHỐI HỢP:**

Sơ đồ tính:



➤ Trọng tâm lực:

$$X_G = \frac{250(4)}{300 + 250} = 1.8(\text{met})$$

Móng dạng hình thang:

Xác định trọng tâm móng:

Ta chia diện tích móng thành hai phần  $F_1$  và  $F_2$ :

$$F_1 = 2(4)/2 = 4\text{m}^2 \text{ với trọng tâm } x_1 = 4/3$$

$$F_2 = 1(4)/2 = 2\text{m}^2 \text{ với trọng tâm } x_2 = 2(4/3)$$

$$F_m = 4+2 = 6\text{m}^2 \text{ với trọng tâm là } x_m$$

Ta có:

$$x_m = \frac{F_1 \cdot x_1 + F_2 \cdot x_2}{F_1 + F_2} = \frac{(4/3) \cdot 4 + 2 \cdot (4/3) \cdot 2}{6} = 1.77(\text{met})$$

Có thể xem như là trùng nhau.

(Như vậy chọn kích thước móng để cho hai trọng tâm này trùng nhau không dễ dàng gì vì phải chọn hai giá trị  $B_1$  và  $B_2$ ).

Khi đó phản lực nền xem như đồng đều dưới đáy móng.

$$\sigma_d = \frac{\sum N}{F_m} = \frac{550}{6} = 91.7(\text{kPa})$$

Phản lực nền tính trên chiều dài  $L_m$  móng sẽ có dạng hình thang do hai bề rộng  $B_1$  và  $B_2$  khác nhau:

$$\sigma_{d1} = p_d \cdot B_1 = 91.7(2) = 183.4(\text{kPa})$$

$$\sigma_{d2} = p_d \cdot B_2 = 91.7(1) = 91.7(\text{kPa})$$

Phương trình của tải phân bố này được viết như sau:

$$\sigma_d(x) = \sigma_{d1} - \frac{\sigma_{d1} - \sigma_{d2}}{L_m} \cdot x = 183.4 - 23 \cdot x$$

Xác định moment và lực cắt tại tọa độ  $x$ :

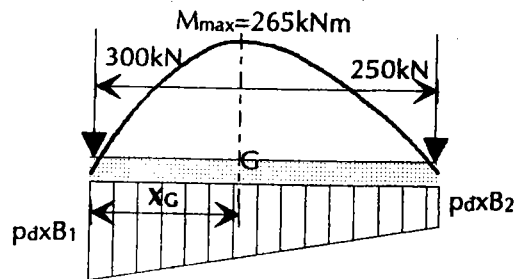
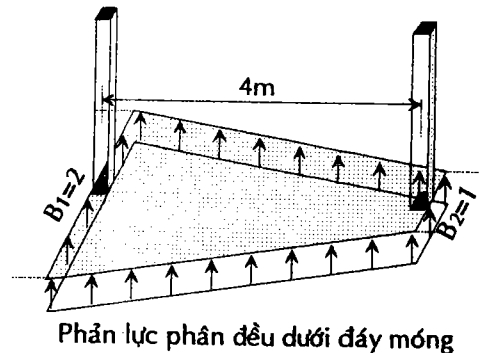
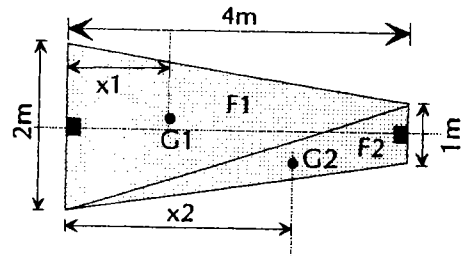
$$M(x) = N_1 \cdot x - \int p(u) \cdot (x - u) \cdot du = 300 \cdot x - 91.7 \cdot x^2 + 3.8 \cdot x^3$$

$$Q(x) = 300 - 183.4x + 11.4x^2$$

Vị trí moment cực đại tương ứng với  $Q = 0$ :

$$300 - 183.4x + 11.4x^2 = 0 \Rightarrow x = 1.84 \text{ m}$$

Tính chính xác ta sẽ có vị trí trọng tâm lực  $\Sigma N$  là  $x = 1.8\text{m}$ .



## Chương 2: Tính toán móng nông

Moment cực đại:

$$M = 300(1.8) - 91.7(184)^2 + 3.8(1.8)^3 = 265 \text{ kNm}$$

► Tính cốt thép móng:

Chọn chiều cao móng  $h_0$ :

Tiết diện móng có thể chọn 2 cách:

a) Hình chữ nhật cao 0.5 m,  $h_0 = 0.47\text{m}$ :

Cốt thép dọc:

$$f_{al} = \frac{M}{0.9(h_0)(R_a)} = \frac{265}{0.9(0.47)(210000)} = 2.9E-3(m^2) = 29(cm^2)$$

Ta chọn  $10\phi 20 (=31cm^2)$

Cốt thép ngang:

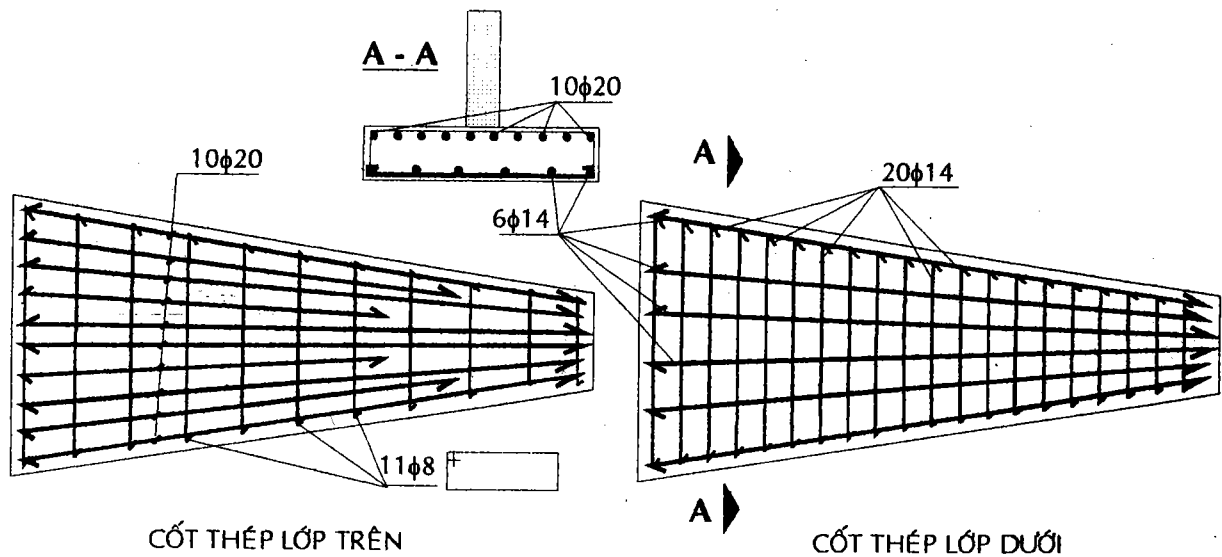
Được tính trên đoạn 1 mét theo phương dài và tại vị trí lớn nhất  $B_1 = 2\text{m}$ :

Moment  $M_{II}$ :

$$M_{II} = 0.125(91.7)(1)(2-0.2)^2 = 37(kNm)$$

$$f_{a2} = \frac{37}{0.9(0.47)(210000)} = 4.2E-4(m^2) = 4.2(cm^2)$$

Ta chọn  $4\phi 14 (=4.5cm^2)$  /mét dài @ 250 tại cột 1 @ 300 tại cột 2 :



b) Hình chữ T ngược với chiều cao đà 0.8m,  $h_0 = 0.77\text{m}$ , bề ngang đà là 0.3m và chiều dày mép là 0.2m

Cốt thép dọc:

$$f_{al} = \frac{M}{0.9(h_0)(R_a)} = \frac{265}{0.9(0.77)(210000)} = 1.8E-3(m^2) = 18(cm^2)$$

Ta chọn  $6\phi 20 (=18.6cm^2)$

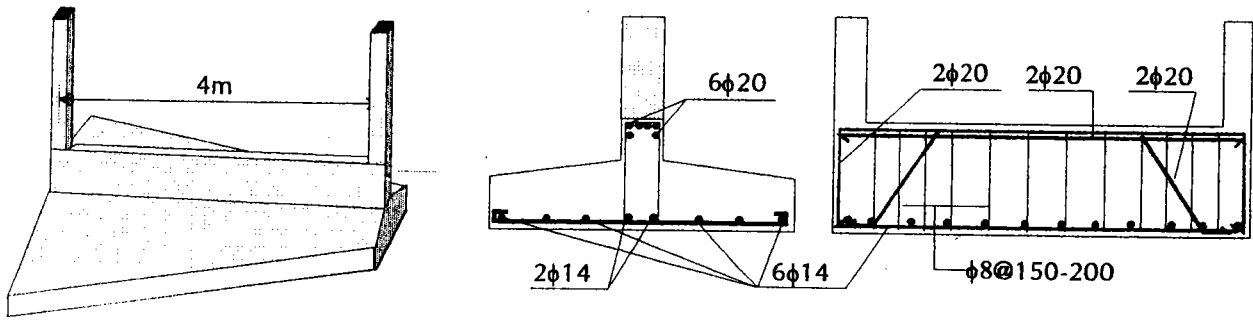
Cốt thép ngang:

Với chiều cao cánh móng  $h_0 = 0.32\text{m}$

## Chương 2: Tính toán móng nông

$$f_{a2} = \frac{37.2}{0.9(0.32)(210000)} = 6.1E-4(m^2) = 6.1(cm^2)$$

Ta chọn  $5\phi 14 @ 200 (=6cm^2)$  / mét dài



KL: Chọn tiết diện theo phương án 2 tốt hơn

### Ghi chú:

Lựa chọn kích thước móng theo hình dạng như trên có lợi là phản lực đáy móng xem như là đều, tuy nhiên khi tính moment thì phản lực phân bố theo hình thang do 2 bề rộng  $B_1$  và  $B_2$  khác nhau, chưa kể là có khó khăn trong việc lựa chọn 2 kích thước này để cho trọng tâm móng trùng với trọng tâm lực.

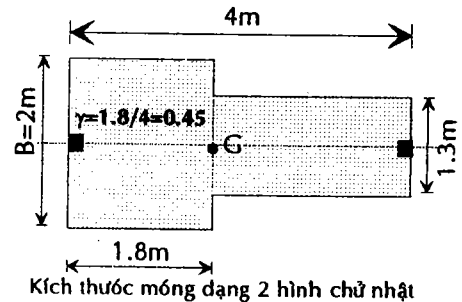
Để thuận lợi và nhanh chóng cho việc tính toán các trường hợp này, tác giả đã thiết lập được tương quan giữa các kích thước cho một móng hình chữ T (là 2 hình chữ nhật lớn và nhỏ thay cho hình thang) và được tính như sau:

➤ Xác định trọng tâm G lực.

➤ Tính  $\gamma = \frac{x_G}{L_m}$ .

➤ Chọn lấy 1 kích thước của B của hình chữ nhật thứ lớn, Theo tính toán thì lấy ranh 2 hình chữ nhật ngay tại trọng tâm lực  $\Sigma N$  là tối ưu nhất. Nghĩa là ta sẽ chọn  $\alpha = \gamma$  ( $\alpha$  là tỷ số cạnh dài hình chữ nhật lớn /  $L_m$ ).

➤ Tra biểu đồ ta xác định được tỷ số  $\beta$  cho cạnh ngắn của hình chữ nhật thứ 2 là:  $\beta \times B$ .



$$\text{Khi } \alpha = \gamma \text{ thì } \beta = \left(\frac{\gamma}{1-\gamma}\right)^2$$

$$\text{Diện tích móng } F_m = \left(\frac{\gamma}{1-\gamma}\right) B.L$$

➤ Ta có:

Moment cực đại :

$$M_{max} = \frac{\gamma}{2}(1-\gamma) \cdot \bar{m}$$

$$\text{với } \bar{m} = (\Sigma N).L$$



**Ứng dụng cho bài toán trên là:**

- $X_G = 1.8m \rightarrow \gamma = \frac{1.8}{4} = 0.45$ , chọn ranh giới ngay tại tâm móng,  $\rightarrow$  ta được  $\beta = 0.65$ .
- Chọn  $B = 2$  mét ta có cạnh ngắn còn lại là  $0.65(2) = 1.3m$
- Diện tích của móng:

$$F_m = \left(\frac{0.45}{1-0.45}\right) \cdot (2)(4) = 6.55(m^2)$$

(lớn hơn so với phương án trước)

- Phản lực nền:

$$\sigma_d = \frac{(300+250)}{6.55} = 84(kPa)$$

- Moment cực đại ngay tại tâm G:

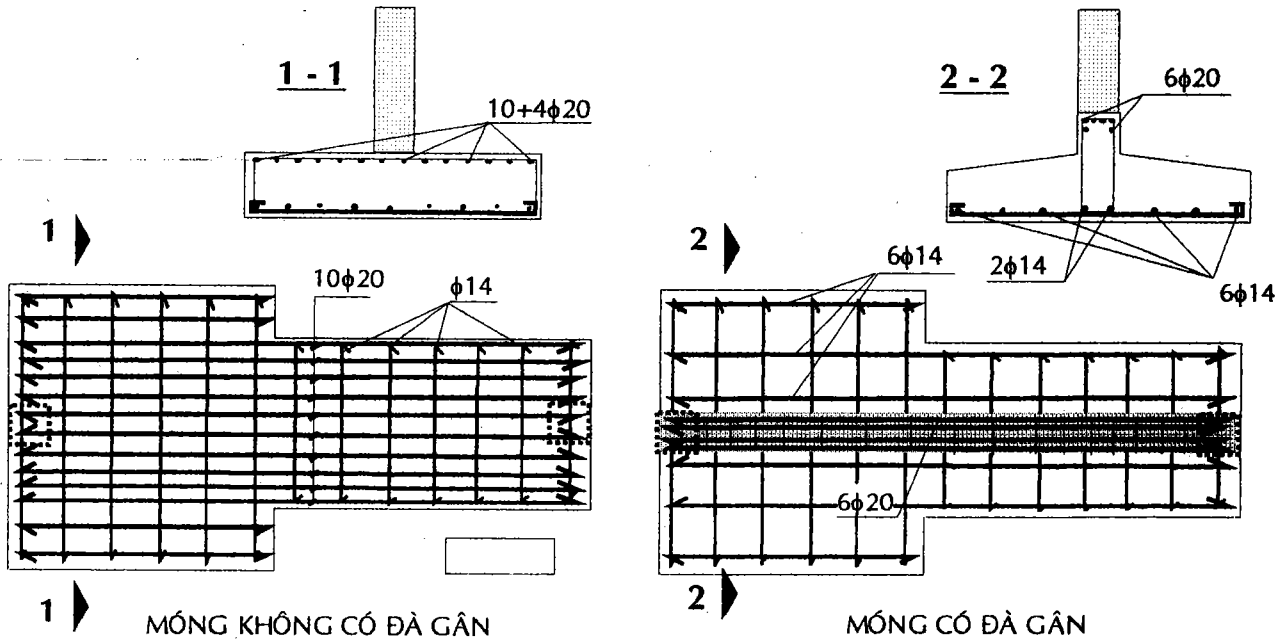
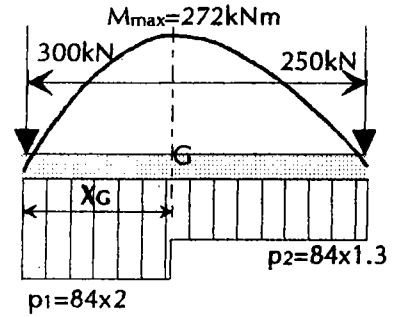
$$M = \frac{0.45}{2}(1-0.45)(300+250)(4) = 272(kNm)$$

(có lớn hơn so với phương án trước nhưng tương đương, không đáng kể)

**Cốt thép dọc:**

$$f_{ai} = \frac{M}{0.9(h_o)(R_a)} = \frac{272}{0.9(0.47)(210000)} = 3E-3(m^2) = 30(cm^2)$$

Ta chọn  $10\phi 20 (=31cm^2)$  trên bề rộng  $1.3m @ 135$



1 MÓNG KHÔNG CÓ ĐÀ GÂN

2 MÓNG CÓ ĐÀ GÂN

**Cốt thép ngang:**

Được tính trên đoạn 1 mét theo phương dài chủ yếu cho cánh  $B = 2m$ :

## Chương 2: Tính toán móng nông

Moment  $M_{II}$ :

$$M_{II} = 0.125(84)(1)(2 - 0.2)^2 = 34(kNm)$$

$$f_{a2} = \frac{34}{0.9(0.47)(210000)} = 3.8E-4(m^2) = 3.8(cm^2)$$

Ta chọn  $4\phi 14 (=4.5cm^2)@ 250$ :

Ta cũng có thể tính tương tự cho tiết diện ngang của móng hình chữ T ngược.

Một phương pháp khác ứng dụng trong trường hợp đơn giản khi hai đầu móng cùng chịu tải trọng là  $P$ . Tính toán theo phương pháp dầm trên nền đàn hồi, phản lực dưới đáy móng sẽ phân bố không đều và có dạng cong như yên ngựa, và tùy thuộc vào độ mảnh  $\lambda$  cho bởi:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_z B}{4.E.J}} (1/m)$$

trong đó:

$C_z$  - hệ số nền có thể lấy  $= 40.p_{ghl}$  với độ lún ước tính là 2.5cm

$B$  - bề rộng móng

$E, J$  - modun đàn hồi và moment quán tính của tiết diện móng

Phản lực nền và Moment tại các điểm 0, A, B cho bởi giản đồ theo công thức:

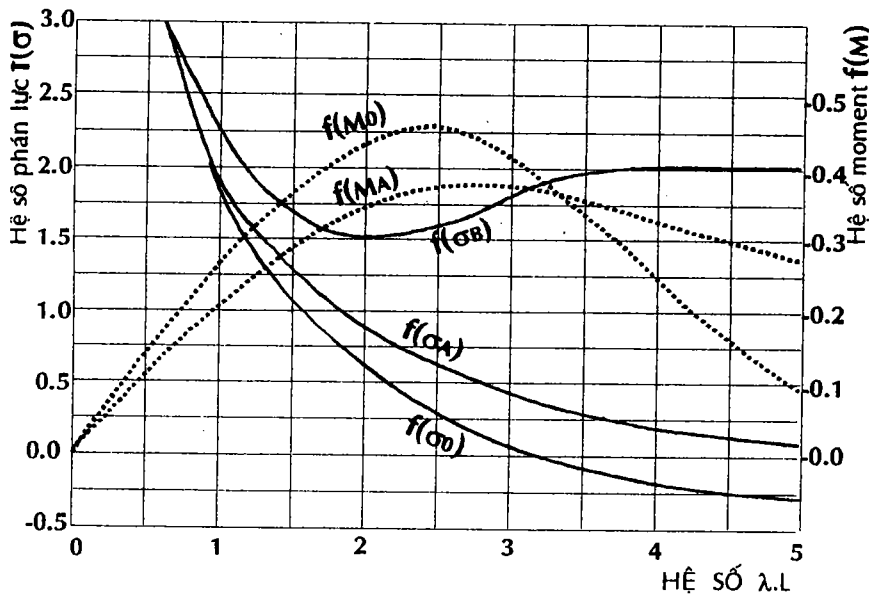
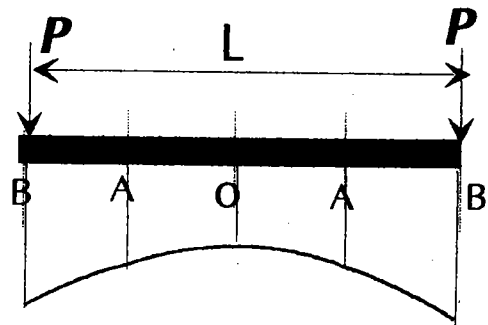
$$\sigma_0 = \frac{P}{B} \lambda \cdot (f\sigma_0); \quad M_0 = \frac{P}{\lambda} \cdot f(M_0)$$

$$\sigma_A = \frac{P}{B} \lambda \cdot (f\sigma_A); \quad M_A = \frac{P}{\lambda} \cdot f(M_A)$$

$$\sigma_B = \frac{P}{B} \lambda \cdot (f\sigma_B); \quad M_B = 0$$

trong đó các hệ số  $(f\sigma_0), (f\sigma_A), (f\sigma_B); (fM_0), (fM_A)$  tra theo  $\lambda L$ :

Từ phản lực nền vẽ từ các hệ số trên, ta có thể tính được moment dọc theo trục móng và có thể lấy trung bình để tính cho moment ngang cánh móng.



Thí dụ:

$$C_z = 15000 \text{ kN/m}^3$$

$$E = 21 \cdot 10^6 \text{ kPa}$$

$$J = 0.02 \text{ m}^4$$

$$B = 2m \text{ và } L = 4m$$

Độ mảnh:

$$\lambda = \sqrt{\frac{15000(2)}{4 \cdot (21) \cdot 10^6 \cdot 0.02}} = 0.366(1/m);$$

$\lambda L = 0.366(4) = 1.46$  tra bảng ta có:

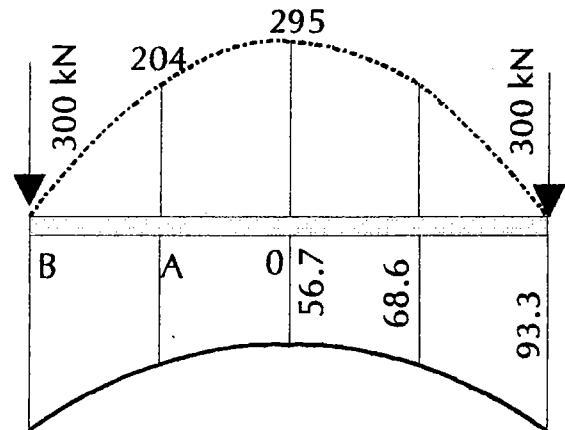
$$\sigma_0 = \frac{P}{B} \lambda \cdot (f\sigma_0) = \frac{300}{2} (0.366) \cdot (1.05) = 56.7(kPa)$$

$$\sigma_A = \frac{P}{B} \lambda \cdot (f\sigma_A) = \frac{300}{2} (0.366) \cdot (1.25) = 68.6(kPa)$$

$$\sigma_B = \frac{P}{B} \lambda \cdot (f\sigma_B) = \frac{300}{2} (0.366) \cdot (1.7) = 93.3(kPa)$$

$$M_A = \frac{P}{\lambda} \cdot (fM_A) = \frac{300}{0.366} \cdot (0.25) = 204(kNm)$$

$$M_0 = \frac{P}{\lambda} \cdot (fM_0) = \frac{300}{0.366} \cdot (0.36) = 295(kNm)$$



Thi công móng kép



Trường hợp 2 cột tải trọng không bằng nhau, tác giả dùng máy tính vẽ thành biểu đồ theo công thức của HETENYI áp dụng cho tải trọng P tác dụng ngay đầu dầm:

$$\sigma_1 = \frac{P}{B} \lambda \cdot (f\sigma_1); \quad M_1 = 0$$

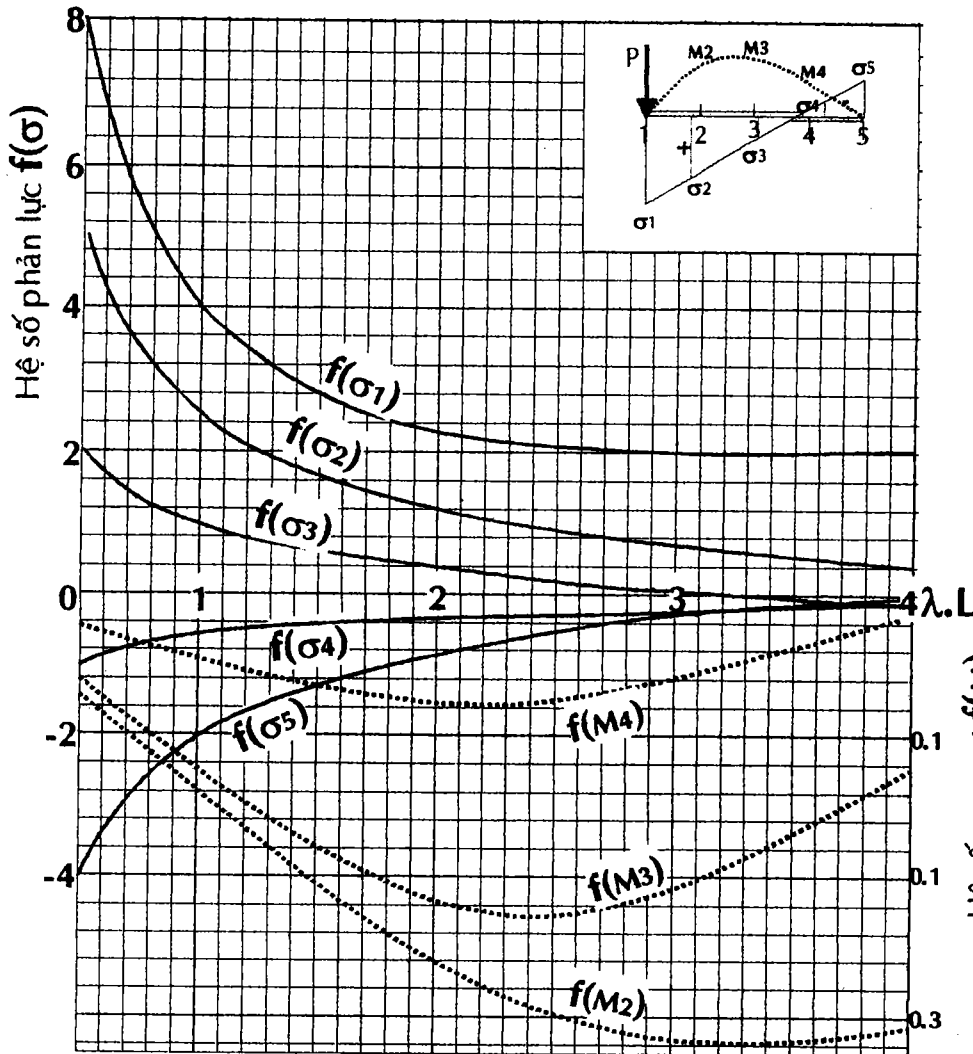
$$\sigma_2 = \frac{P}{B} \lambda \cdot (f\sigma_2); \quad M_2 = \frac{P}{\lambda} \cdot f(M_2)$$

$$\sigma_3 = \frac{P}{B} \lambda \cdot (f\sigma_3); \quad M_3 = \frac{P}{\lambda} \cdot f(M_3)$$

$$\sigma_4 = \frac{P}{B} \lambda \cdot (f\sigma_4); \quad M_4 = \frac{P}{\lambda} \cdot f(M_4)$$

$$\sigma_5 = \frac{P}{B} \lambda \cdot (f\sigma_5); \quad M_5 = 0$$

## Chương 2: Tính toán móng nông



**Thí dụ:**

$$\begin{aligned}
 P_1 &= 350 \text{ kN} \\
 P_2 &= 300 \text{ kN} \\
 C_z &= 30000 \text{ m}^3/\text{kN} \\
 B &= 2 \text{ m}; L = 4 \text{ m} \\
 \lambda &= 0.35 \text{ m}^{-1} \\
 \lambda.L &= 1.4
 \end{aligned}$$

**Tra bảng:**

$$\begin{aligned}
 f(\sigma_1) &= 3 \\
 f(\sigma_2) &= 1.7 \\
 f(\sigma_3) &= 0.6 \\
 f(\sigma_4) &= -0.5 \\
 f(\sigma_5) &= -1.4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f(M_2) &= 0.19 \\
 f(M_3) &= 0.17 \\
 f(M_4) &= 0.06
 \end{aligned}$$

**Phản lực nền:**

$$\sigma_1 = \frac{0.35}{2} [350(3) + 300(-1.4)] = 110.3 \text{ (kPa)}; \quad M_1 = 0$$

$$\sigma_2 = \frac{0.35}{2} [350(1.7) + 300(-0.5)] = 77.9 \text{ (kPa)}; \quad M_2 = \frac{1}{0.35} [350(0.19) + 300(0.06)] = 241.4 \text{ (kNm)}$$

$$\sigma_3 = \frac{0.35}{2} [350(0.6) + 300(0.6)] = 68.3 \text{ (kPa)}; \quad M_3 = \frac{1}{0.35} [350(0.17) + 300(0.17)] = 315.7 \text{ (kNm)}$$

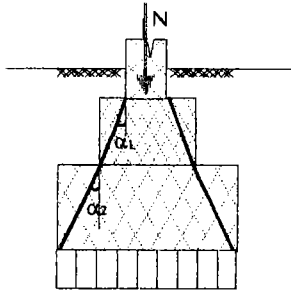
$$\sigma_4 = \frac{0.35}{2} [350(-0.5) + 300(1.7)] = 58.6 \text{ (kPa)}; \quad M_4 = \frac{1}{0.35} [350(0.06) + 300(0.19)] = 222.8 \text{ (kNm)}$$

$$\sigma_5 = \frac{0.35}{2} [350(-1.4) + 300(3)] = 71.8 \text{ (kPa)}; \quad M_5 = 0$$

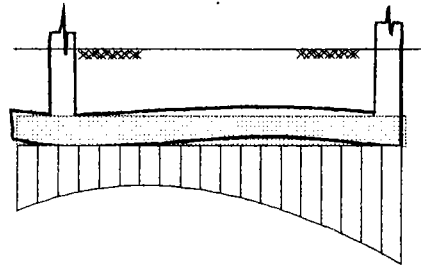
I. KHÁI NIỆM MÓNG MỀM

1-1. KHÁI NIỆM:

Như đã được mô tả:



MÓNG CỨNG TUYỆT ĐỐI



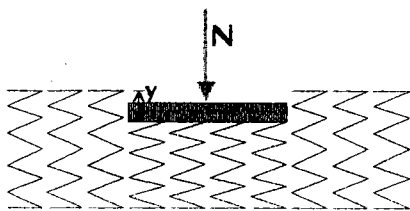
MÓNG CỨNG HỮU HẠN



MÓNG MỀM TUYỆT ĐỐI

1-2. MÔ HÌNH NỀN BIẾN DẠNG:

a. Mô hình nền Winkler (1867):



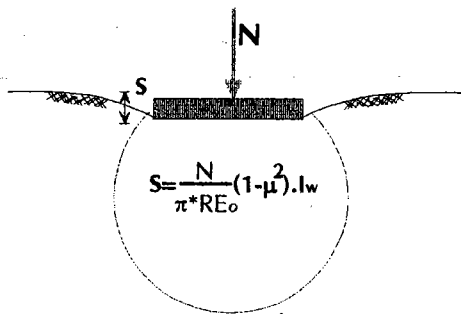
$$p = C_z \cdot y$$

MÔ HÌNH NỀN WINKLER

“Phản lực nền tỷ lệ với chuyển vị móng”  
được mô hình là dây lò xo có độ cứng  $K = C_z \cdot F$

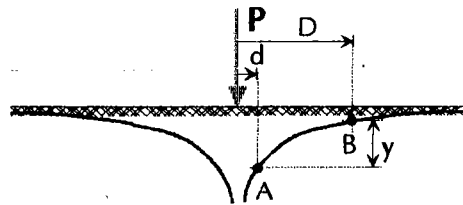
b. Mô hình bán không gian đàn hồi:

“Ứng dụng lý thuyết đàn hồi từ lời giải Boussinesq và Flamant xem nền có modun biến dạng  $E_o$  và hệ số nở hông  $\mu$ ”



$$s = \frac{N}{\pi \cdot R E_o} (1 - \mu^2) \cdot l w$$

MÔ HÌNH NỀN BIẾN DẠNG TUYẾN TÍNH



Độ lún của AB:

$$y = P \cdot \frac{2(1 - \mu^2)}{\pi \cdot E_o} \ln\left(\frac{D}{d}\right)$$

c. Các mô hình khác như:

Mô hình nền màng của Filonenko-Borodits:

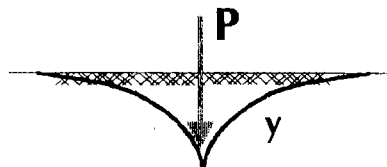
Với hệ số nền c và lực căng h, độ lún:  $y = A e^{\left(-\frac{c}{h}\right)x}$

Đã được O.A.Xavinov ứng dụng

Mô hình nền tấm của V.G.Vlaxov

Giống mô hình nền Winkler có xét đến ứng suất cắt (ma sát giữa các lò xo) và biến dạng nền theo phương trình:

$$y = A e^{\left(-\sqrt{\frac{c}{2t}}\right)x}$$



## II. DẦM TRÊN NỀN ĐÀN HỒI:

### 2-1. Độ cứng của dầm:

Được xác định bằng thông số độ mảnh  $\lambda$ :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_z \cdot B}{4 \cdot E \cdot J}} \quad (m^{-1})$$

$E, J$ : Modun đàn hồi và moment kháng uốn của tiết diện móng

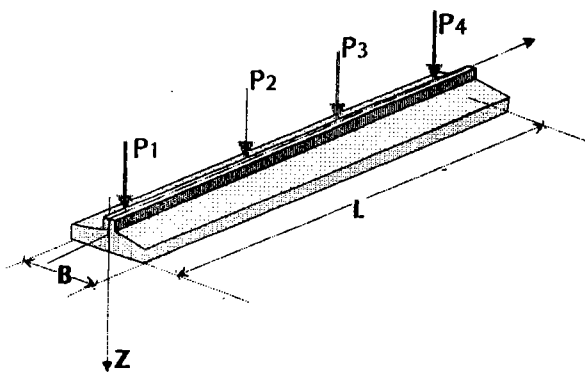
➤  $\lambda L \leq \frac{\pi}{4}$ : Dầm tuyệt đối cứng  $\Rightarrow$  Ứng suất

phân bố theo đường thẳng.

➤  $\frac{\pi}{4} < \lambda L \leq \pi$ : dầm móng cứng hữu hạn

➤  $\lambda L > \pi$ : dầm móng chịu uốn, móng mềm

Kinh nghiệm cho thấy  $\lambda L \leq \frac{\pi}{2}$  có thể xem như móng tuyệt đối cứng.



### 2-2. Phương trình vi phân đường đàn hồi:

$$EJ \cdot \frac{\partial^4(z)}{\partial(x^4)} = -q(x) - C_z \cdot B \cdot z$$

Nghiệm phương trình trên là hàm Hyperbolic:

$$z(x) = a_1 \cdot F_1 + a_2 \cdot F_2 + a_3 \cdot F_3 + a_4 \cdot F_4$$

Tương ứng với các điều kiện biên  $x = 0$  là

các giá trị  $y_0, \theta_0, M_0, Q_0$  thì lời giải tổng quát của phương trình trên sẽ là:

$$z(x) = \frac{q}{k} + z_0 F_1(\lambda x) + \frac{1}{\lambda} \theta_0 F_2(\lambda x) - \frac{1}{\lambda^2 EJ} M_0 F_3(\lambda x) + \frac{1}{\lambda^3 EJ} Q_0 F_4(\lambda x)$$

trong đó:

$$F_1 = \cosh(\lambda x) \cos(\lambda x)$$

$$F_2 = \frac{1}{2} [\cosh(\lambda x) \sin(\lambda x) + \sinh(\lambda x) \cos(\lambda x)]$$

$$F_3 = \frac{1}{2} [\sinh(\lambda x) \sin(\lambda x)]$$

$$F_4 = \frac{1}{4} [\cosh(\lambda x) \sin(\lambda x) - \sinh(\lambda x) \cos(\lambda x)]$$

Phương trình độ dốc:

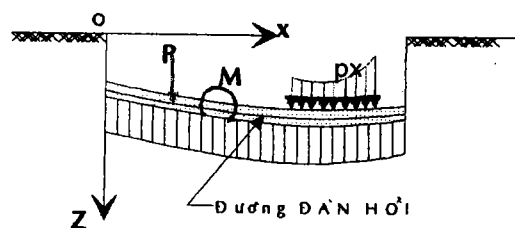
$$\theta(x) = 4\lambda z_0 F_4(\lambda x) + \theta_0 F_1(\lambda x) - \frac{1}{\lambda EJ} M_0 F_2(\lambda x) + \frac{1}{\lambda^2 EJ} Q_0 F_3(\lambda x)$$

Phương trình moment

$$M(x) = -\frac{k}{\lambda^2} z_0 F_3(\lambda x) - \frac{1}{\lambda^2} \theta_0 F_4(\lambda x) - M_0 F_1(\lambda x) + \frac{1}{\lambda} Q_0 F_2(\lambda x)$$

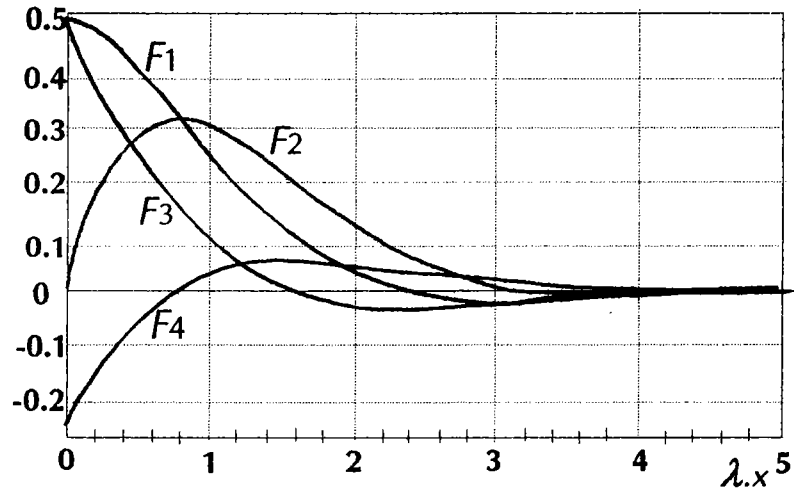
Phương trình lực cắt

$$Q(x) = -\frac{k}{\lambda} z_0 F_2(\lambda x) + \frac{k}{\lambda^2} \theta_0 F_3(\lambda x) - 4\lambda M_0 F_4(\lambda x) - Q_0 F_1(\lambda x)$$



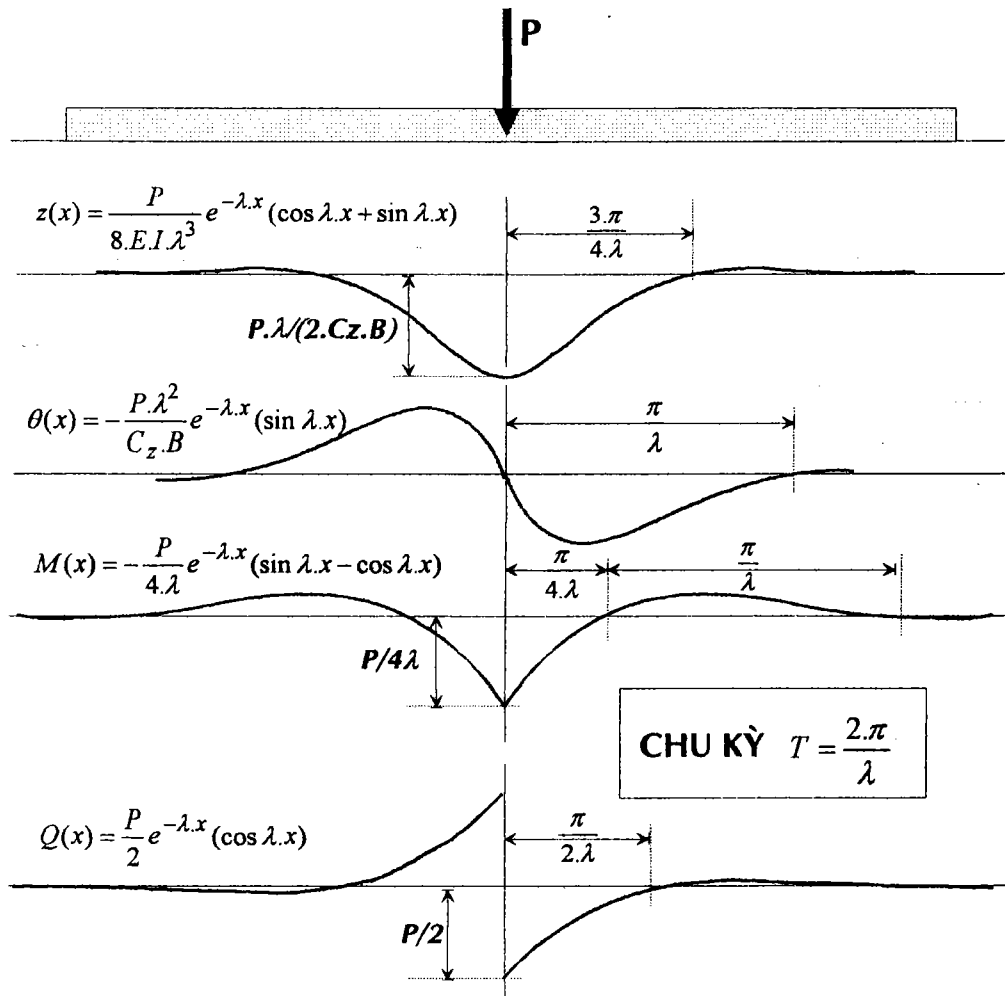
## Chương 2: Tính toán móng nông

### Các hàm hyperbolic $F_1, F_2, F_3, F_4$



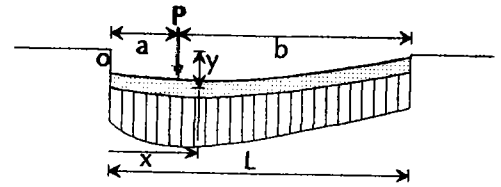
### 2.3. Dầm vô hạn chịu tải trọng tập trung P:

Tại 0.5 bước sóng độ võng bằng  $0.04 Z_{max}$  nên khi dầm xem như vô hạn khi có  $L > 2\pi/\lambda$



**2.4. Công thức của HETENYI:**

Trong trường hợp dầm hữu hạn có chiều dài  $L$ , chịu tác dụng lực tập trung  $P$  tại vị trí  $a, b$ . Hentenyi thiết lập công thức tính chuyển vị  $Z_x$ , moment  $M_x$ , lực cắt  $Q_x$  như sau:



$$Z_x = \frac{\lambda.P}{k.C} \{ 2 \cosh(\lambda.x) \cos(\lambda.x) \cdot [\sinh(\lambda.L) \cos(\lambda.a) \cosh(\lambda.b) - \sin(\lambda.L) \cosh(\lambda.a) \cos(\lambda.b)] +$$

$$+ [\cosh(\lambda.x) \sin(\lambda.x) + \sinh(\lambda.x) \cos(\lambda.x)] [\sinh(\lambda.L) (\sin(\lambda.a) \cosh(\lambda.b) - \cos(\lambda.a) \sinh(\lambda.b))$$

$$+ \sin(\lambda.L) (\sinh(\lambda.a) \cos(\lambda.b) - \cosh(\lambda.a) \sin(\lambda.b))] \}$$

$$M_x = \frac{P}{2.C} \{ 2 \sinh(\lambda.x) \sin(\lambda.x) \cdot [\sinh(\lambda.L) \cos(\lambda.a) \cosh(\lambda.b) - \sin(\lambda.L) \cosh(\lambda.a) \cos(\lambda.b)] +$$

$$+ [\cosh(\lambda.x) \sin(\lambda.x) - \sinh(\lambda.x) \cos(\lambda.x)] [\sinh(\lambda.L) (\sin(\lambda.a) \cosh(\lambda.b) - \cos(\lambda.a) \sinh(\lambda.b))$$

$$+ \sin(\lambda.L) (\sinh(\lambda.a) \cos(\lambda.b) - \cosh(\lambda.a) \sin(\lambda.b))] \}$$

$$Q_x = \frac{P}{C} \{ \cosh(\lambda.x) \sin(\lambda.x) + \sinh(\lambda.x) \cos(\lambda.x) [\sinh(\lambda.L) \cos(\lambda.a) \cosh(\lambda.b) - \sin(\lambda.L) \cosh(\lambda.a) \cos(\lambda.b)]$$

$$+ \sinh(\lambda.x) \sin(\lambda.x) [\sinh(\lambda.L) (\sin(\lambda.a) \cosh(\lambda.b) - \cos(\lambda.a) \sinh(\lambda.b))$$

$$+ \sin(\lambda.L) (\sinh(\lambda.a) \cos(\lambda.b) - \cosh(\lambda.a) \sin(\lambda.b))] \}$$

Với  $C = \sinh^2(\lambda.L) \cdot \sin^2(\lambda.L)$ .

Nếu  $x < a$  thì dùng công thức trên và  $x$  tính từ 0, ngược lại nếu  $x > a$  thì thay  $a$  bằng  $b$  và tính  $x$  ngược lại.

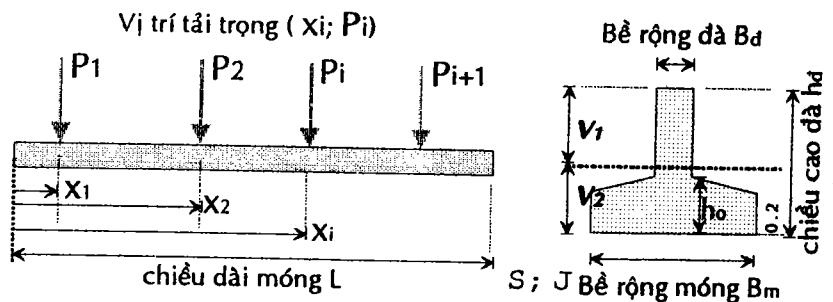
Công thức trên đã được viết thành chương trình **MGBANGS.EXE** để tính toán cho một móng băng có tiết diện hình chữ T ngược, theo đặc tính hình học như sau:

- Chiều dài móng băng  $L$ .
- Bề rộng móng băng  $B$ .
- Bề rộng đà móng  $B_d$ .
- Chiều cao đà móng  $H_d$ .

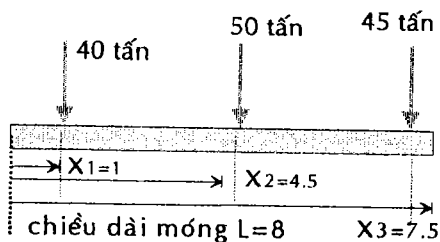
Để đơn giản công tác nhập số liệu, các kích thước còn lại của tiết diện sẽ được lấy mặc định như chiều cao mép 2 bên

cạnh móng là  $20cm$ . Chiều cao  $h_o$  của cánh lấy theo công thức của Caquot:

$$h_o = \frac{B_m - B_d}{4}$$



Sơ đồ tải trọng:



Thí dụ:

Tiết diện móng băng:

$B = 2m$

$B_d = 0.3m$

Chiều cao đà:  $H_d = 0.7m$

Hệ số nền  $C_z = 15000(kN/m^3)$



## Chương 2: Tính toán móng nông

Lưu ý: Password cho chương trình này là "leanhhoang"

\*\*\*DAC TINH TIET DIEN MONG BANG\*\*\*

\*\*\*KICH THUOC : (met)

Chieu dai mong = 8      AP LUC NEN C(T/m2) =? 9

Be rong mong = 2       $k_z = C_z \cdot B(T/m^2) = 3000.0$  (tri số nhập là 1500)

Be rong da/M = .3      So tai trong P =? 3

Chieu cao da/M = .7

Chieu cao mong = 40      Lamda = 0.350

Chieu day mep = 20      AP LUC NEN pa = 7.8 T/M2

VI TRI TT (Met) VA TAI TRONG (Tan)

X( 1)	X( 2)	X( 3)
? 1	? 4.5	? 7.5
P( 1)	P( 2)	P( 3)
? 40	? 50	? 45

\*\*\*KET QUA :

Dien tích S = 7200      cm<sup>2</sup> = 0.720 m<sup>2</sup>

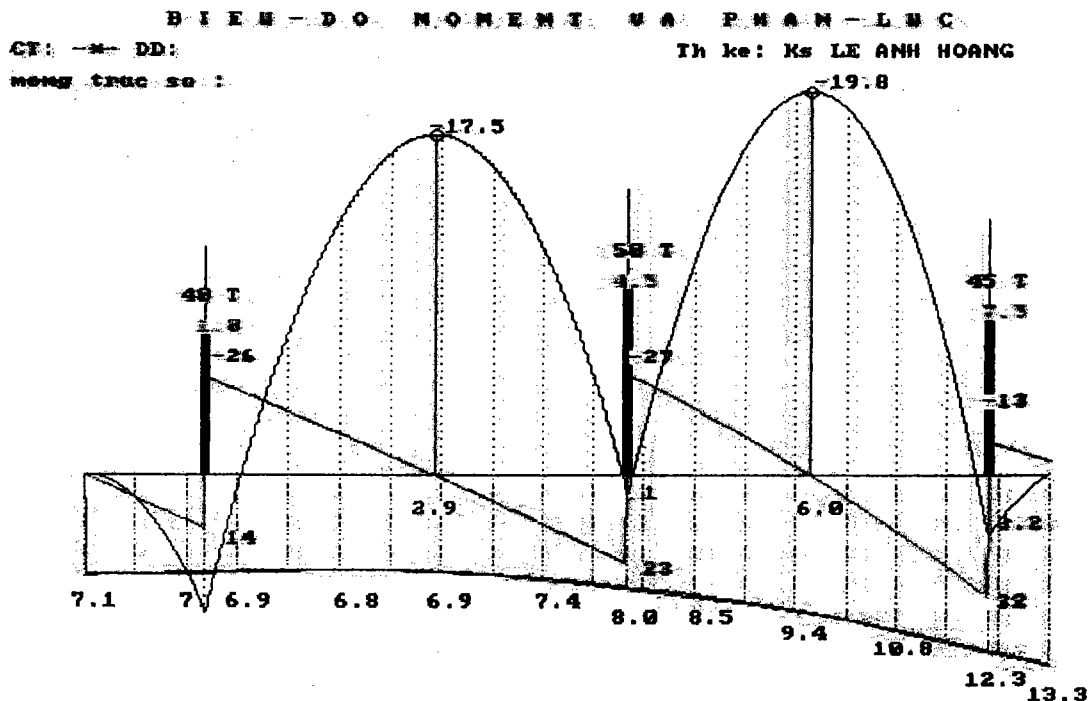
V1 = 48.77      cm = 0.488 m

V2 = 21.23      cm = 0.212 m

Moment k/uon LXX = 1885830      cm<sup>4</sup> = 0.0189 m<sup>4</sup>

[Y]:CHON LAI

[ENTER]:TIEP



Kết quả được ghi thành file:

## Chương 2: Tính toán móng nông

06-12-2000 Chương trình tính toán được viết bởi Th.s LE ANH HOANG

KET - QUA TÍNH MÓNG BANG

CÔNG TRÌNH :

ĐỊA ĐIỂM :

MÓNG TRỤC :

THIẾT KẾ :

**\*\*ĐẶC TÍNH TIẾT DIỆN MÓNG BANG\*\***

**\*\*KÍCH THƯỚC :** (cm)

Chiều dài móng = 800                      DIỆN TÍCH = 0.720 m<sup>2</sup>

Bề rộng móng = 200                        V1 = 0.488 m

Bề rộng đáy/M = 30                        V2 = 0.212 m

Chiều cao đáy/M = 70                      MOMENT I<sub>XX</sub> = 0.0189 m<sup>4</sup>

Chiều cao móng = 40

Chiều dày mép = 20

HE SỐ NÉN C<sub>z</sub> = 1500 T/M<sup>3</sup>

Lambda\*L = 2.800

ÁP LỰC NÉN p<sub>a</sub> = 8.4 T/M<sup>2</sup>

TAI TRONG:

P1( 1.0m) P2( 4.5m) P3( 7.5m)

40.0T    50.0T    45.0T

K E T - Q U A

\*\*\*\*\*O\*\*\*\*\*

**\*\* MOMENT VÀ PHÂN LỰC TẠI CÁC NÚT TỌA ĐỘ \*\***

(B = 2.00 : L = 8.0 : Lambda\*L = 2.800)

X(m):	p(T/m <sup>2</sup> ):	Qd(T):	Qt(T):	M(Tm):	Fa(cm <sup>2</sup> ):	Loại sắt	td :	Muy%
0.0 :	7.1 :	0.0 :	0.0 :	0.0 :	7.5 :	+2φ16+φ14	1 :	0.05 :
1.0@	7.0 :	14.1 :	-25.9 :	7.1 × 0.7	5.4 :	+2φ16	2 :	0.18 :
2.9 :	6.9 :	46.0 :	0.0 :	-17.5 :	20.2 :	+2φ18+2φ16+2φ18	3 :	0.67 :
4.5@	8.0 :	23.2 :	-26.8 :	1.0 × 0.7	0.8 :	+2φ14	4 :	0.03 :
6.0 :	9.6 :	63.3 :	0.0 :	-19.7 :	23.1 :	+2φ20+2φ18+2φ18	5 :	0.77 :
7.5@	12.3 :	31.8 :	-13.2 :	3.2 × 0.7	2.4 :	+2φ14	6 :	0.08 :
8.0 :	13.3 :	-7.6 :	0.0 :	0.0 :	7.5 :	+2φ16+φ14	7 :	0.05 :

Sắt dọc F<sub>ad</sub> = 7.5 : 5φ14@ 200 | Sắt ngang F<sub>a</sub> 8.2 : φ18@200

BETON #250 : Cốt thép R<sub>a</sub> = 2100kg/cm<sup>2</sup>

(Vị trí @ ứng với vị trí của cốt tại trong)

### GHI CHÚ:

- Hệ số 0.7 được nhân do thép của dầm nằm bên dưới bản móng
- Chương trình chỉ có thể chạy được cho số tải trong <11

### **2.5 Phương pháp giải gần đúng**

Khi xem dầm là tuyệt đối cứng, phản lực dưới đáy móng xem như phân bố theo quy luật thẳng, khi đó ta tính tổng lực ΣN, vị trí đặt lực, và suy ra lệch tâm e<sub>0</sub>.

Dùng công thức SBVL xác định giá trị p<sub>max</sub>, p<sub>min</sub>:

$$p_{\min}^{\max} = \frac{\Sigma N}{L} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e_0}{L} \right)$$

Giá trị trên là phản lực phân bố theo chiều dài L, phản lực phân bố trên diện tích đáy sẽ được chia cho bề rộng móng.

## Chương 2: Tính toán móng nông

Tính toán:

Tổng lực  $\Sigma N = 400 + 500 + 450 = 1350 \text{ kN}$

Vị trí:

$$x_N = \frac{400(1) + 500(4.5) + 450(7.5)}{\Sigma N} = 4.56(m)$$

Lệch tâm:

$$e_0 = 8/2 - x_N = 0.46 (m)$$

Phản lực nền:

$$p_{\min}^{\max} = \frac{\Sigma N}{L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e_0}{L}\right)$$

$$p_{\max} = 227.3 (kN/m)$$

$$p_{\min} = 110.2 (kN/m)$$

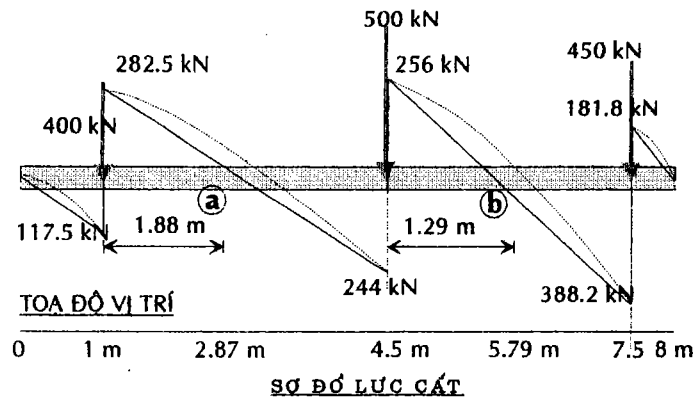
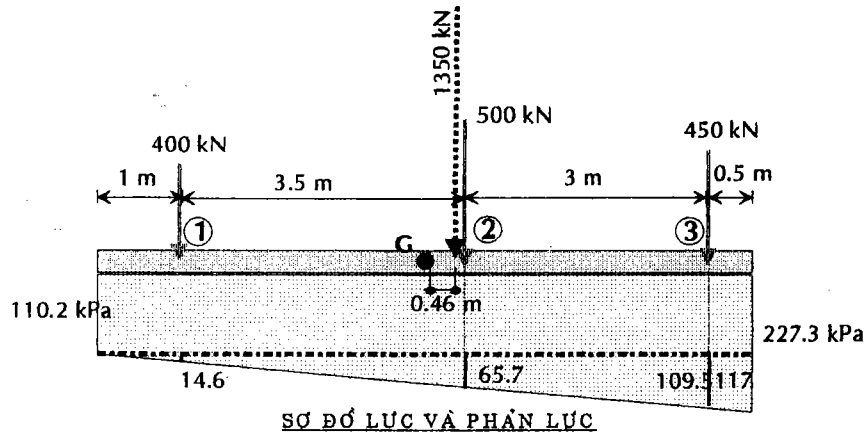
ta tính các giá trị tăng  $\Delta p$  của  $p$  tại các vị trí đặt lực:  
độ dốc của phản lực:

$$\alpha = \frac{p_{\max} - p_{\min}}{L} = 14.6$$

Tại điểm 1:  $\Delta p_1 = \alpha \cdot (1) = 14.6$

Tại điểm 2:  $\Delta p_2 = \alpha \cdot (4.5) = 65.7$

Tại điểm 3:  $\Delta p_3 = \alpha \cdot (7.5) = 109.5$



## Chương 2: Tính toán móng nông

### Tính lực cắt Q:

Tại điểm 1:

$$Q_1T = -p_{\min}(1) + \frac{1}{2}(14.6)(1) = -117.5(kN)$$

$$Q_1P = Q_1T + 400 = 282.5(kN)$$

Tại điểm 2:

$$Q_2T = Q_1P - p_{\min}(4.5 - 1) + \frac{1}{2}(14.6 + 65.7)(4.5 - 1) = -244(kN)$$

$$Q_2P = Q_2T + 500 = 256(kN)$$

Tại điểm 3:

$$Q_3T = Q_2P - p_{\min}(7.5 - 4.5) + \frac{1}{2}(65.7 + 109.5)(7.5 - 4.5) = -338.2(kN)$$

$$Q_3P = Q_3T + 450 = 111.8(kN)$$

Do sự phân bố lực là hàm bậc nhất nên lực cắt Q có dạng bậc 2 tuy nhiên gần đúng ta có thể nối thành đường thẳng để xác định vị trí  $Q = 0$ , theo tỷ lệ tam giác:

Vị trí  $Q = 0$  trong khoảng điểm 1  $\rightarrow$  2:

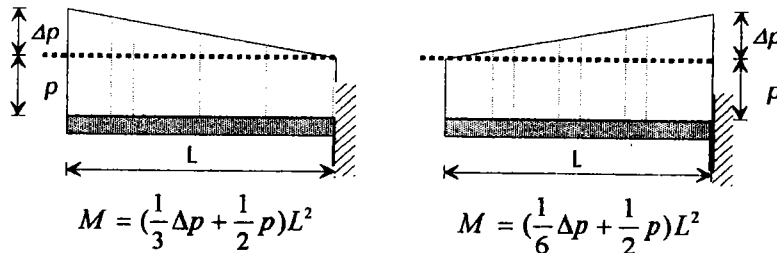
$$a = \frac{(3.4 - a)}{Q_2T} \cdot Q_1P \Rightarrow a = 1.88(m)$$

Vị trí  $Q = 0$  trong khoảng điểm 2  $\rightarrow$  3:

$$b = \frac{(3 - b)}{Q_3T} \cdot Q_2P \Rightarrow b = 1.29(m)$$

### Tính Moment M:

Do tải trọng phân bố hình thang nên Moment tại điểm ngầm tính theo công thức:



Tại điểm 1:

$$M_1 = -\left(\frac{1}{6}\Delta p \cdot 1 + \frac{1}{2}p_{\min}\right)(1)^2 = -57.5(kNm)$$

Tại điểm a:

$$\Delta p_a = (1 + 1.88)(14.6) = 42$$

$$M_a = 400(a) - \left(\frac{1}{6}\Delta p_a + \frac{1}{2}p_{\min}\right)(1 + 1.88)^2 = 236.8(kNm)$$

Tại điểm 2:

$$M_2 = 400(4.5 - 1) - \left(\frac{1}{6}\Delta p_2 + \frac{1}{2}p_{\min}\right)(4.5)^2 = 62.2(kNm)$$

Tại điểm b:

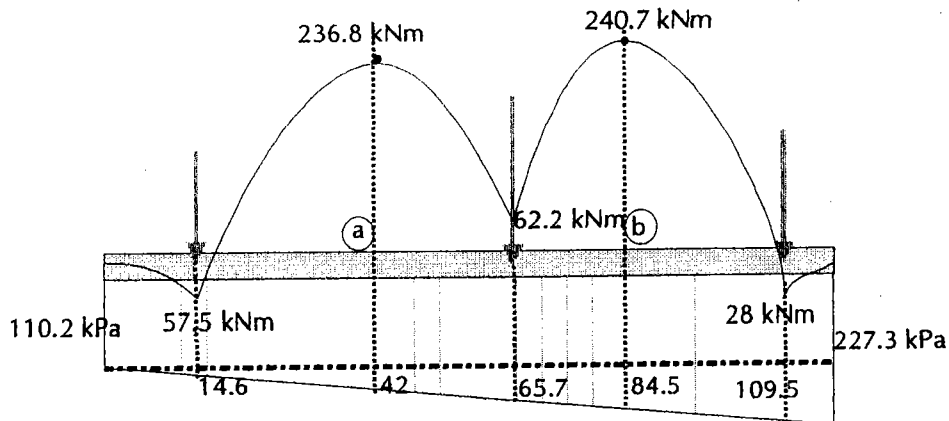
$$\Delta p_b = (4.5 + 1.29)(14.6) = 84.5$$

$$M_b = 400(4.5 - 1 + b) + 500(b) - \left(\frac{1}{6}\Delta p b + \frac{1}{2}p_{\min}\right)(4.5 + 1.29)^2 = 240.7 \text{ (kNm)}$$

Tại điểm 3:

$$M_3 = 400(7.5 - 1) + 500(7.5 - 4.5) + \left(\frac{1}{6}\Delta p 3 + \frac{1}{2}p_{\min}\right)(7.5)^2 = -28 \text{ (kNm)}$$

Kết quả cho thấy có sự chênh lệch tuy không lớn giữa 2 cách tính. Sự sai biệt



**SƠ ĐỒ MOMENT VÀ PHẢN LỰC**

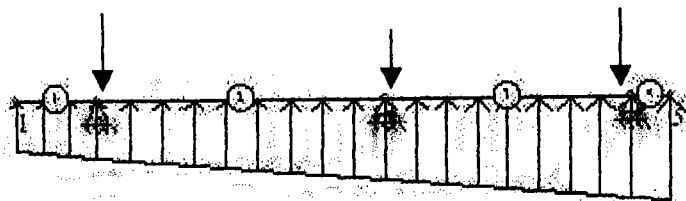
này sẽ gia tăng khi hệ số nền  $C_z$  (kN/m<sup>3</sup>) lớn, đất loại tốt làm cho móng trở nên mảnh hơn, phản lực dưới đáy móng cong nhiều. Do đó cách tính khi xem tuyệt đối cứng chỉ phù hợp khi nền thuộc loại yếu  $C_z < 15000$  (kN/m<sup>3</sup>)

**2.6 Phương pháp xem như dầm lật ngược:**

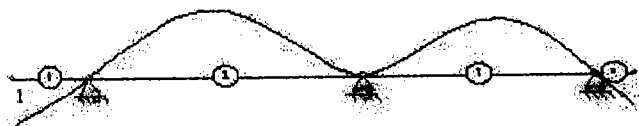
Khi móng băng được xem như là dầm lật ngược với vị trí các cột là các gối tựa lật ngược và tải trọng là lực phân bố lấy từ phản lực nền như hình vẽ:

Tính với  $E = 21E6$  (kN/m<sup>2</sup>),  $I = 0.0189$  m<sup>4</sup>,  $S = 0.72$  m<sup>2</sup>,

Kết quả giải bằng chương trình OSSA2D cho ta:

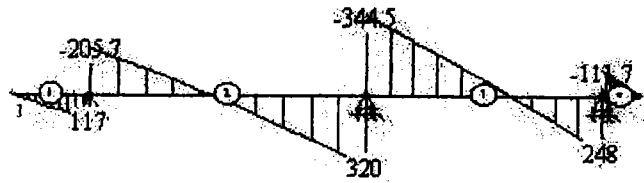


Chuyển vị móng:

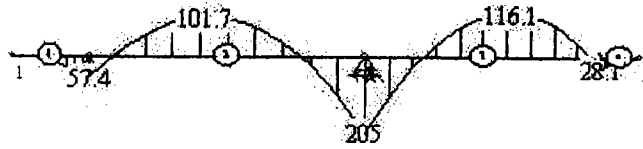


## Chương 2: Tính toán móng nông

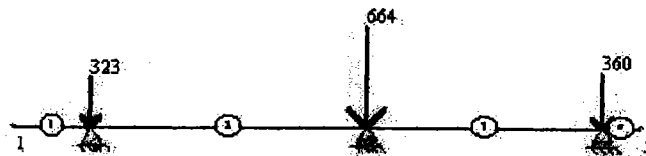
Lực cắt Q:



Moment:



Phản lực:



Kết quả cho thấy có sự sai biệt rất lớn này nhất là các phản lực ngay tại các gối tựa không bằng các tải trọng ban đầu, điều này rất dễ hiểu là do chuyển vị ngay tại nút thứ (2) = 0 dẫn đến phản lực ngay tại điểm này lên đến 664 kN, đồng thời đường cong đàn hồi cũng không phù hợp vì có dạng hình sin, khác với thực tế có dạng vòng.

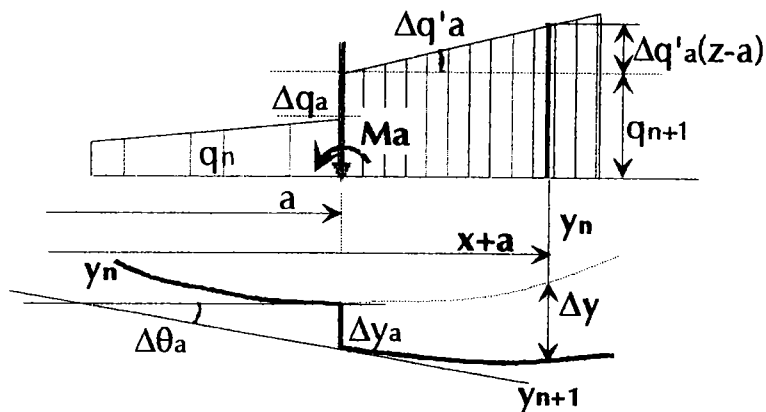
### 2.7 Phương trình thông số ban đầu:

- Để giải phương trình vi phân:

$$y'' = -\frac{M}{E.J} \text{ hay } E.J = \frac{\partial^2 y}{\partial x^2}$$

với điều kiện ban đầu của dầm tại  $x=0$  là chuyển vị  $y_0$  và góc xoay  $\theta_0$ , hai ẩn số này sẽ được giải từ hai hệ phương trình mô tả độ võng và Moment của dầm là:

Dầm sẽ được chia thành nhiều đoạn, tại các vị trí thay đổi của tải trọng, ta thiết lập phương trình chuyển vị và moment cho từng đoạn, tại 1 đoạn bất kỳ ta có:



## Chương 2: Tính toán móng nông

$$z_{i+1} = z_i + (\Delta z_a - \frac{\Delta y_a}{C_z B}) \cdot f(A)[\lambda \cdot (x-a)] + (\frac{\Delta \theta_a}{C_z B} - \frac{\Delta q_a}{\lambda \cdot C_z B}) \cdot f(B)[\lambda \cdot (x-a)] +$$

$$- 4 \cdot \frac{\Delta M_a}{C_z B} \cdot f(C)[\lambda \cdot (x-a)] - 4 \cdot \frac{\Delta Q_a}{\lambda \cdot C_z B} \cdot f(D)[\lambda \cdot (x-a)]$$

$$M_{i+1} = M_i + (\Delta z_a - \frac{\Delta y_a}{C_z B}) \cdot f(C)[\lambda \cdot (x-a)] + (\Delta \theta_a - \frac{\Delta q_a}{\lambda}) \cdot f(D)[\lambda \cdot (x-a)] +$$

$$+ \Delta M_a \cdot f(A)[\lambda \cdot (x-a)] - \frac{\Delta Q_a}{\lambda} \cdot f(B)[\lambda \cdot (x-a)]$$

### **2.8 Thí dụ:**

Áp dụng phương trình thông số ban đầu Tính dầm dài 4 mét, trên nền có  $C_z = 15.000 \text{ kN/m}^3$ ,  $\lambda = 0.44$ . Moment  $M$  tại vị trí  $a = 1$  mét. Dùng phần mềm MAPPLEV để giải:

$$M_i = \frac{(C_z \cdot B) \cdot z_i}{\lambda^2} f(C) + \frac{(C_z \cdot B) \cdot \theta_i}{\lambda^3} f(D) + M_{oi} \cdot f(A) + \frac{P_{oi}}{\lambda} \cdot f(B)$$

Điều kiện:  $z_1 = z_0$ ;  $z_2 = 0$ ;  $\theta_1 = \theta_0$ ;  $\theta_2 = 0$ ;  $M_{o1} = 0$ ;  $M_{o2} = M$

$$Q_i = \frac{1}{2} \cdot \frac{C_z z_i \cdot \cosh(\lambda x) \sin(\lambda x)}{\lambda} + \frac{1}{2} \cdot \frac{C_z z_i \cdot \sinh(\lambda x) \cos(\lambda x)}{\lambda} + \frac{1}{2} \cdot \frac{C_z \theta_i \cdot \sinh(\lambda x) \sin(\lambda x)}{\lambda^2} +$$

$$M_{oi} \lambda \cdot \sinh(\lambda x) \cos(\lambda x) - M_{oi} \lambda \cdot \cosh(\lambda x) \sin(\lambda x)$$

Thay  $i = 1$  ta được giá trị  $M_a$

$$M_a = \frac{1}{4} \frac{C_z (2\lambda z_0 \cdot \sinh(\lambda x) \sin(\lambda x) + \theta_0 \cosh(\lambda x) \sin(\lambda x) - \theta_0 \sinh(\lambda x) \cos(\lambda x))}{\lambda^3}$$

$$M_b = M_a + M_1 \text{ (thay } I = 2, \text{ và } x = y = L - a = b)$$

$$M_b = \frac{1}{4} \frac{(2C_z \lambda z_0 \cdot \sinh(\lambda x) \sin(\lambda x) + C_z \theta_0 \cosh(\lambda x) \sin(\lambda x) - C_z \theta_0 \sinh(\lambda x) \cos(\lambda x))}{\lambda^3} +$$

$$4M \cosh(\lambda y) \cos(\lambda y) = 0$$

Thay  $x = L$  và  $y = L - a$  ta được hệ phương trình thứ 1

Tương tự như trên ta có :

$$Q_a = \frac{1}{2} \frac{C_z (2\lambda z_0 \cdot \cosh(\lambda x) \sin(\lambda x) + z_0 \sinh(\lambda x) \cos(\lambda x) - \theta_0 \sinh(\lambda x) \sin(\lambda x))}{\lambda^2}$$

$$Q_b = \frac{1}{2} \frac{(2C_z \lambda z_0 \cdot \cosh(\lambda x) \sin(\lambda x) + C_z z_0 \cdot \sinh(\lambda x) \cos(\lambda x) - C_z \theta_0 \sinh(\lambda x) \sin(\lambda x))}{\lambda^3} +$$

$$2M\lambda \cdot \sinh(\lambda y) \cos(\lambda y) - 2M\lambda \cdot \cosh(\lambda y) \sin(\lambda y) = 0$$

Thay  $x = L$  và  $y = L - a$  ta được hệ phương trình thứ 2

Thay số và giải 2 phương trình trên ta được:

$$Z_0 = -0.004432$$

$$\theta_0 = 0.002625$$

# TÍNH MÓNG BẰNG THEO PHƯƠNG PHÁP JEMOSKIN

## I. CƠ SỞ TÍNH TOÁN:

Dựa trên mô hình nền biến dạng tuyến tính, với lực tập trung  $P$  gây ra độ lún tại  $M$  có tọa độ  $x$ :

$$\Delta s = \frac{2.P(1-\mu_o^2)}{\pi.E_o} \ln\left(\frac{d}{x}\right) = f(x)$$

Từ hàm  $f(x)$  ta sử dụng như một đường ảnh hưởng như sau:

Muốn xác định độ lún tại điểm  $k$ , ta cho lực đơn vị  $X_k=1$  tác dụng tại  $k$ , đường biểu diễn  $f(x)$  cho ta tại điểm  $i$ ,  $s_i = f(x_k-x_i)$ , độ lún tại điểm  $k$  do lực  $P_i$  đặt tại điểm  $k$  gây ra là

$$s_{ki} = P_i \cdot s_i = P_i \cdot f(x_k-x_i)$$

Xuất phát từ đó ta giải bài toán:

Với tải trọng phân bố bất kỳ, để xác định độ lún tại điểm  $k$ , tọa độ  $x_k$ . Ta xem lực phân bố tại điểm  $i$  ( $s_i$ ), là lực tập trung  $p(x \pm x_i) \cdot dx$  [tính tọa độ gốc tại  $k$ ] gây ra độ lún tại điểm  $k$  là:

$$s_{ki} = \int_{x_i-a}^{x_i+b} p(x \pm x_k) \cdot dx \cdot f(x_k-x_i)$$

hay

$$s_{ki} = \int_0^{x_i-a} p(x-x_k) \cdot dx \cdot f(x_k-x_i) + \int_0^{x_i+b} p(x+x_k) \cdot dx \cdot f(x_k-x_i)$$

Ứng dụng cho trường hợp bài toán không gian xem lực phân bố trên diện tích là  $b \times c$  (đối với dầm,  $b$  là bề rộng,  $c$  là khoảng chia trên chiều dài) được xem là lực tập trung. Quá trình tích phân được viết dưới dạng:

$$s_{ki} = \frac{(1-\mu_o^2)}{\pi \cdot E_o \cdot c} (F_{ki})$$

trong đó:

$F_{ki}$ : là hàm số tích phân lấy theo  $b/c$  và  $x/c$ .

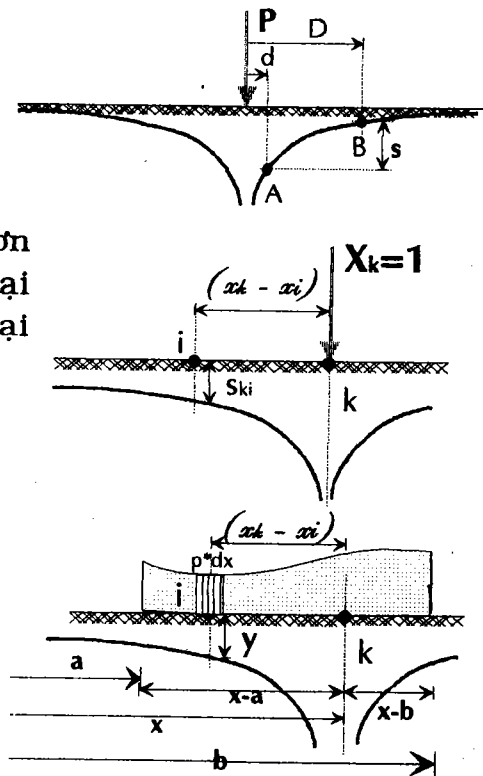
$x$ : là khoảng cách từ  $k$  tới  $i$ .

Bảng tra  $F_{ki}$  (Bảng tra trang 79)

## II. SƠ ĐỒ TÍNH TOÁN:

Tính dầm trên nửa không gian đàn hồi ta chia dầm ra làm  $n$  đoạn mỗi đoạn bằng  $c$ , tốt nhất chọn  $c = b$  (bề rộng móng). Tại tâm diện tích  $b \times c$  ta đặt các thanh tựa giả tạo, như vậy mỗi đoạn dầm sẽ tựa lên trên nền bằng các thanh giả tạo này.

Để có thể xem hệ thống là khung siêu tĩnh, ta thêm vào đó các thanh liên kết ngang để hệ có thể bất biến hình theo phương này.



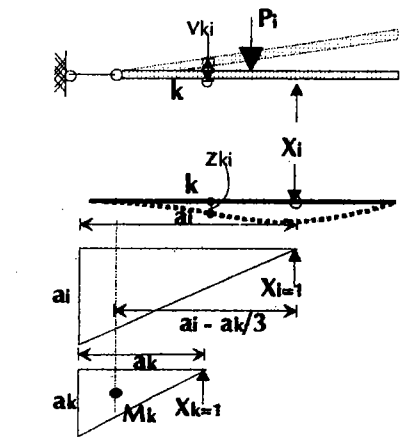
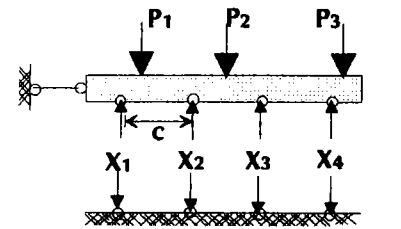
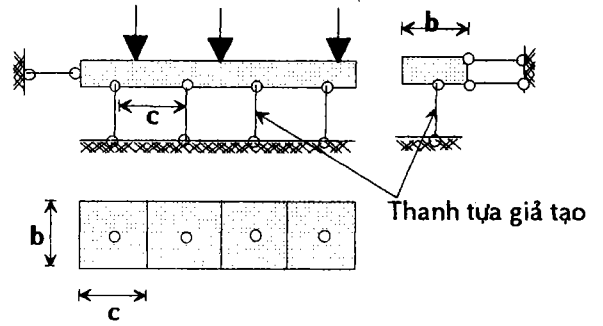


## Chương 2: Tính toán móng nông

Gọi  $X_1, X_2, X_3, X_i, \dots$  là các nội lực của các thanh liên kết đứng.

Tại đầu dầm ta sẽ có góc quay  $\theta_0$  và độ lún  $z_0$ , là các giá trị cần xác định cùng với  $n$  nội lực tại các thanh, tổng cộng  $n+2$  ẩn số và ta cần phải có  $n+2$  phương trình.

Tách hệ thống thành 2 hệ độc lập, đối với dầm: **biến dạng của dầm là do các lực  $X_i$  và ngoại lực  $P_i$  gây ra.** Đối với nền: **chuyển vị nền là do các lực  $X_i$  gây ra.**



Điều kiện để thiết lập phương trình là chuyển vị tại một vị trí  $k$  bất kỳ của dầm phải bằng chuyển vị của nền tương ứng (ngược dấu).

Từ đó Phương trình chính tắc được viết trên cơ sở tổng hai chuyển vị này bằng không:

$$\delta_{11} \cdot X_1 + \delta_{12} \cdot X_2 + \delta_{13} \cdot X_3 + \delta_{1n} \cdot X_n + \dots + z_0 + a_1 \cdot \theta_0 + \Delta_{1p} = 0$$

$$\delta_{21} \cdot X_1 + \delta_{22} \cdot X_2 + \delta_{23} \cdot X_3 + \delta_{2n} \cdot X_n + \dots + z_0 + a_2 \cdot \theta_0 + \Delta_{2p} = 0$$

$$\delta_{31} \cdot X_1 + \delta_{32} \cdot X_2 + \delta_{33} \cdot X_3 + \delta_{3n} \cdot X_n + \dots + z_0 + a_3 \cdot \theta_0 + \Delta_{3p} = 0$$

$$\delta_{n1} \cdot X_1 + \delta_{n2} \cdot X_2 + \delta_{n3} \cdot X_3 + \delta_{nn} \cdot X_n + \dots + z_0 + a_n \cdot \theta_0 + \Delta_{np} = 0$$

$$X_1 + X_2 + X_3 + X_n + \dots = \sum P_i$$

$$a_1 \cdot X_1 + a_2 \cdot X_2 + a_n \cdot X_n + \dots = \sum M_p$$

trong đó:

$z_0, \theta_0$ : chuyển vị và góc xoay tại đầu dầm, ẩn số cần phải xác định

$\Delta_{kp}$ : chuyển vị tại điểm  $k$  do các ngoại lực  $P$  gây ra, là số hạng tự do của  $k$

$\delta_{ki}$ : chuyển vị tại  $k$  khi cho lực  $X_i=1$  đặt tại  $i$  gây ra

$$\delta_{ki} = z_{ki} + v_{ki}$$

trong đó:

$z_{ki}$ : độ lún của nền tại  $k$  khi cho lực  $X_i=1$  đặt tại  $i$  gây ra

$$z_{ki} = \frac{(1 - \mu_o^2)}{\pi \cdot E_o \cdot c} F_{ki}$$

$v_{ki}$ : chuyển vị của dầm tại  $k$  khi cho lực  $X_i=1$  đặt tại  $i$  gây ra

Độ võng  $v_{ki}$  của dầm được tính theo công thức Maxwell\_Mohr:

$$v_{ki} = \int \frac{M_k \cdot M_i}{E \cdot J} dx$$

Với biểu đồ moment có dạng hình tam giác do các lực đơn vị gây ra ta có:

Nếu  $a_i > a_k$ :

## Chương 2: Tính toán móng nông

$$v_{kl} = \frac{a_k^2}{2} \left( a_l - \frac{a_k}{3} \right) \frac{1}{E.J} = \frac{a_k^2 (3a_l - a_k)}{6.E.J} = \frac{c^3}{6.E.J} \cdot \left( \frac{a_k}{c} \right)^2 \left( 3 \frac{a_l}{c} - \frac{a_k}{c} \right)$$

Nếu  $a_l < a_k$ : hoán vị  $a_l$  bằng  $a_k$  trong công thức trên, và ta có  $\omega_{kl}$  nên ta có  
Cuối cùng ta viết dưới dạng:

$$v_{kl} = \frac{c^3}{6.E.J} \omega_{kl}$$

$\omega_{kl}$  - được thành lập bảng tra theo  $a_l/c$  và  $a_k/c$

để thuận lợi trong tính toán, ta nhân toàn bộ phương trình cho  $\left( \frac{\pi.E_o.c}{1-\mu_o^2} \right)$ , khi đó  $\delta_{kl}$  xem như độ lún quy ước:

$$\delta_{kl} = F_{kl} + \alpha.\omega_{kl}$$

trong đó

$$\alpha = \frac{\pi.E_o.c^4}{6.E.J(1-\mu_o^2)}$$

Đồng thời giá trị của  $z_o$  và  $\theta_o$ , sau khi được giải ra phải được nhân trả về với  $\left( \frac{1-\mu_o^2}{\pi.E_o.c} \right)$

### • Bài toán đối xứng:

Trong trường hợp bài toán có tải đối xứng, góc quay tại giữa dầm  $\theta_o = 0$ , khi đó ta chia dầm thành làm 2 phần đối xứng tại giữa, tại đó xem như là ngàm quy ước với chuyển vị  $z_o$ , và không có phương trình chứa moment (phương trình cuối cùng) số lượng ẩn số sẽ giảm đi phân nửa. Tuy nhiên điều quan trọng cần lưu ý là khi xác định độ võng  $\omega$  của dầm chỉ cần xác định độ võng do các lực  $X_i$  và  $P_i$  một bên gây ra, ngược lại khi tính độ lún  $F_{kl}$  phải tính cả hai bên (vì đối với nền phần đối xứng bên kia vẫn ảnh hưởng qua, không có khái niệm "ngàm" đối với nền)

Thí dụ:

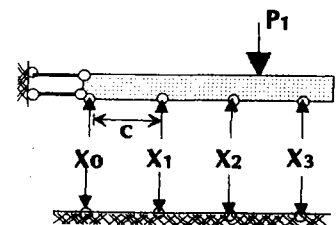
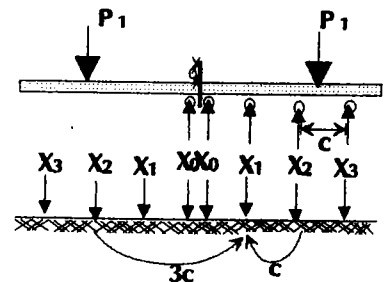
Tính với trường hợp có  $b/c = 2$ .

$F_{12}$  = (độ lún tại điểm 1 khi lực đặt tại điểm 2, trường hợp đối xứng ta có điểm 2 bên phải cách điểm 1 là  $c$  và điểm 2 bên trái cách điểm 1 là  $3c$ ), do đó:

$$F_{12} = F(1) + F(3) = 0.929 + 0.330 = 1.259$$

Trường hợp bố trí  $X_o$  ngay tại điểm giữa ngàm quy ước, thì ta phải đặt tại đó mỗi bên một lực  $X_o$

$$F_{00} = F(0) + F(0) = 2.F(0) = 2 \cdot 2.406 = 4.812$$



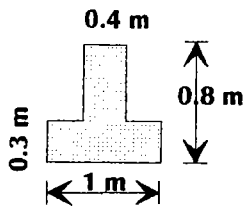
### III. TRÌNH TỰ TÍNH TOÁN:

1. Thiết lập sơ đồ tính toán:
2. Lập hệ cơ bản, tính hệ số  $\alpha$
3. Tính các hệ số  $\delta_{kl}$ ,  $\Delta_{kp}$  và lập phương trình chính tắc,

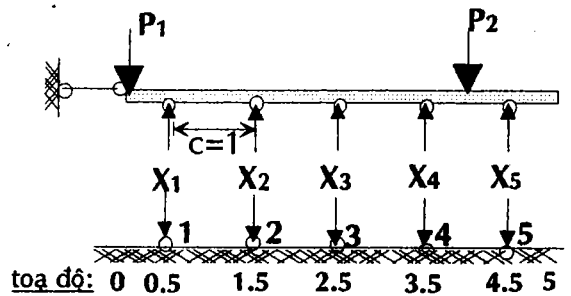
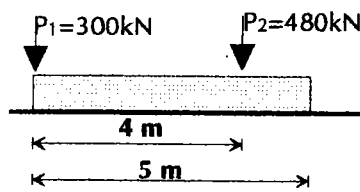
4. Giải phương trình, dùng chương trình HT\_X\_PT.EXE để giải.
5. Vẽ các biểu đồ cần thiết.

#### IV. VÍ DỤ TÍNH TOÁN:

Tiết diện móng



sơ đồ tải trọng:



$$J = 0.0256 \text{ m}^4; \quad E = 21.E6 \text{ kPa}$$

$$\text{Nền đất có: } E_0 = 10E3 \text{ kPa}; \quad \mu_0 = 0.3$$

Chia dầm móng thành 5 đoạn, mỗi đoạn  $c = 1 \text{ mét}$ , ta có  $b/c = 1$

$$\alpha = \frac{\pi \cdot E_0 \cdot c^4}{6 \cdot E \cdot J (1 - \mu_0^2)} = \frac{3.14 (10e3) (1^4)}{6 (21e6) (0.0256) (1 - 0.3^2)} \approx 0.01$$

Phương trình chính tắc:

$$\delta_{11} \cdot X_1 + \delta_{12} \cdot X_2 + \delta_{13} \cdot X_3 + \delta_{14} \cdot X_4 + \delta_{15} \cdot X_5 + z_0 + a_1 \cdot \theta_0 + \Delta_{1p} = 0$$

$$\delta_{21} \cdot X_1 + \delta_{22} \cdot X_2 + \delta_{23} \cdot X_3 + \delta_{24} \cdot X_4 + \delta_{25} \cdot X_5 + z_0 + a_2 \cdot \theta_0 + \Delta_{2p} = 0$$

$$\delta_{31} \cdot X_1 + \delta_{32} \cdot X_2 + \delta_{33} \cdot X_3 + \delta_{34} \cdot X_4 + \delta_{35} \cdot X_5 + z_0 + a_3 \cdot \theta_0 + \Delta_{3p} = 0$$

$$\delta_{41} \cdot X_1 + \delta_{42} \cdot X_2 + \delta_{43} \cdot X_3 + \delta_{44} \cdot X_4 + \delta_{45} \cdot X_5 + z_0 + a_4 \cdot \theta_0 + \Delta_{4p} = 0$$

$$\delta_{51} \cdot X_1 + \delta_{52} \cdot X_2 + \delta_{53} \cdot X_3 + \delta_{54} \cdot X_4 + \delta_{55} \cdot X_5 + z_0 + a_5 \cdot \theta_0 + \Delta_{5p} = 0$$

$$X_1 + X_2 + X_3 + X_4 + X_5 = P_1 + P_2 = 300 + 480$$

$$a_1 X_1 + a_2 X_2 + a_3 X_3 + a_4 X_4 + a_5 X_5 = b_1 \cdot P_1 + b_2 \cdot P_2 = 0 \cdot (300) + 4 \cdot (480)$$

Tính  $\delta_{hi} = F_{hi} + \alpha \cdot \omega_{hi} = F_{hi} + 0.01 \times \omega_{hi}$  Tra bảng  $F_{hi}$  ứng với cột  $b/c = 1$

$$\delta_{11} = F_{11} + 0.01 \times \omega_{11}$$

$$= F \text{ (khoảng cách từ } 1 \rightarrow 1 \text{ là } 0 + 0.01 \times \omega \text{ (toạ độ } 1, \text{ toạ độ } 1) = F(0) + 0.01 \times \omega (0.5 ; 0.5)$$

$$= 3.53 + 0.01 \times 0.25 = 3.533$$

$$\delta_{12} = F \text{ (từ } 1 \rightarrow 2 = 1) + 0.01 \times \omega (0.5, 1.5)$$

$$= 1.04 + 0.01 \times 1 = 1.05$$

$$\delta_{13} = F \text{ (từ } 1 \rightarrow 3 = 2) + 0.01 \times \omega (0.5, 2.5)$$

$$= 0.51 + 0.01 \times 1.75 = 0.528$$

$$\delta_{14} = F \text{ (từ } 1 \rightarrow 4 = 3) + 0.01 \times \omega (0.5, 3.5)$$

$$= 0.34 + 0.01 \times 2.5 = 0.365$$

$$\delta_{15} = F \text{ (từ } 1 \rightarrow 5 = 4) + 0.01 \times \omega (0.5, 4.5)$$

$$= 0.25 + 0.01 \times 3.25 = 0.283$$

$$\delta_{22} = F \text{ (từ } 2 \rightarrow 2 = 0) + 0.01 \times \omega (1.5, 1.5)$$

$$= 3.53 + 0.01 \times 6.75 = 3.598$$

$$\delta_{23} = F \text{ (từ } 2 \rightarrow 3 = 1) + 0.01 \times \omega (1.5, 2.5)$$

$$= 1.04 + 0.01 \times 13.5 = 1.175$$

## Chương 2: Tính toán móng nông

$$\delta_{24} = F (\text{từ } 2 \rightarrow 4 = 2) + 0.01 \times \omega (1.5, 3.5)$$

$$= 0.51 + 0.01 \times 20.25 = 0.713$$

$$\delta_{25} = F (\text{từ } 2 \rightarrow 5 = 3) + 0.01 \times \omega (1.5, 4.5)$$

$$= 0.34 + 0.01 \times 27 = 0.61$$

$$\delta_{33} = F (\text{từ } 3 \rightarrow 3 = 0) + 0.01 \times \omega (2.5, 2.5)$$

$$= 3.53 + 0.01 \times 31.25 = 3.843$$

$$\delta_{34} = F (\text{từ } 3 \rightarrow 4 = 1) + 0.01 \times \omega (2.5, 3.5)$$

$$= 1.04 + 0.01 \times 50 = 1.54$$

$$\delta_{35} = F (\text{từ } 3 \rightarrow 5 = 2) + 0.01 \times \omega (2.5, 4.5)$$

$$= 0.51 + 0.01 \times 68.75 = 1.198$$

$$\delta_{44} = F (\text{từ } 4 \rightarrow 4 = 0) + 0.01 \times \omega (3.5, 3.5)$$

$$= 3.53 + 0.01 \times 85.75 = 4.388$$

$$\delta_{43} = F (\text{từ } 4 \rightarrow 5 = 1) + 0.01 \times \omega (3.5, 4.5)$$

$$= 1.04 + 0.01 \times 122.5 = 2.265$$

$$\delta_{55} = F (\text{từ } 5 \rightarrow 5 = 0) + 0.01 \times \omega (4.5, 4.5)$$

$$= 3.53 + 0.01 \times 182.25 = 5.383$$

Chuyển vị do tải trọng  $P$  đối với dầm:

$$\Delta_{1P} = -0.01 \times \omega_{1P=300} - 0.01 \times \omega_{1P=480} = -0.01 \times \omega (0.5, 0) - 0.01 \times \omega (0.5, 4)$$

$$(P = 300 \text{ có tọa độ } = 0 \text{ nên } \omega_{kP=300} = 0, \text{ ta chỉ còn tính cho } \omega_{kP=300})$$

$$= 0 - 0.01 \times 2.875 = -0.029$$

$$\Delta_{2P} = -0.01 \times \omega (1.5, 4) = -0.01 \times 23.625 = -0.236$$

$$\Delta_{3P} = -0.01 \times \omega (2.5, 4) = -0.01 \times 59.375 = -0.594$$

$$\Delta_{4P} = -0.01 \times \omega (3.5, 4) = -0.01 \times 104.13 = -1.041$$

$$\Delta_{5P} = -0.01 \times \omega (4.5, 4) = -0.01 \times 152 = -1.52$$

Ta có hệ thống phương trình (đối xứng):

$X_1$	$X_2$	$X_3$	$X_4$	$X_5$	$Z_0$	$\theta_0$	$\Delta_{kP}$
3.53	1.05	0.53	0.37	0.28	1	0.5	-0.03
	3.60	1.18	0.71	0.61	1	1.5	-0.23
		3.84	1.54	1.20	1	2.5	-0.59
			4.39	2.27	1	3.5	-1.04
				5.35	1	4.5	-1.52
					0	0	+780
						0	+1920

Dùng chương trình HX\_X\_PT.EXE giải ra ta được:

$$X_1 = 177 \text{ kN} \rightarrow \sigma_1 = X_1 / (b \times c) = 177 \text{ kPa}$$

$$X_2 = 151 \text{ kN} \rightarrow \sigma_2 = 151 \text{ kPa}$$

$$X_3 = 145 \text{ kN} \rightarrow \sigma_3 = 145 \text{ kPa}$$

## Chương 2: Tính toán móng nông

$$X_4 = 139 \text{ kN} \rightarrow \sigma_4 = 139 \text{ kPa}$$

$$X_5 = 168 \text{ kN} \rightarrow \sigma_5 = 168 \text{ kPa}$$

$$z_0 = -887 \rightarrow z_0 = -0.025 \text{ m}$$

$$\theta_0 = -143 \rightarrow \theta_0 = -0.004 \text{ radian}$$

### TÍNH MOMENT

$$M_{0.5} = 300 \times 0.5 = 150 \text{ kNm}$$

$$M_{1.0} = 300 \times 1 - 177 \times 0.5 = 212 \text{ kNm}$$

$$M_{1.5} = 300 \times 1.5 - 177 \times 1 = 273 \text{ kNm}$$

$$M_{2.0} = 300 \times 2 - 177 \times 1.5 - 151 \times 0.5 = 259 \text{ kNm}$$

$$M_{2.5} = 300 \times 2.5 - 177 \times 2 - 151 \times 1 = 244 \text{ kNm}$$

$$M_{3.0} = 300 \times 3 - 177 \times 2.5 - 151 \times 1.5 - 145 \times 0.5 = 159 \text{ kNm}$$

$$M_{3.5} = 300 \times 3.5 - 177 \times 3 - 151 \times 2 - 145 \times 1 = 72 \text{ kNm}$$

$$M_{4.0} = 300 \times 4 - 177 \times 3.5 - 151 \times 2.5 - 145 \times 1.5 - 139 \times 0.5 = -84 \text{ kNm}$$

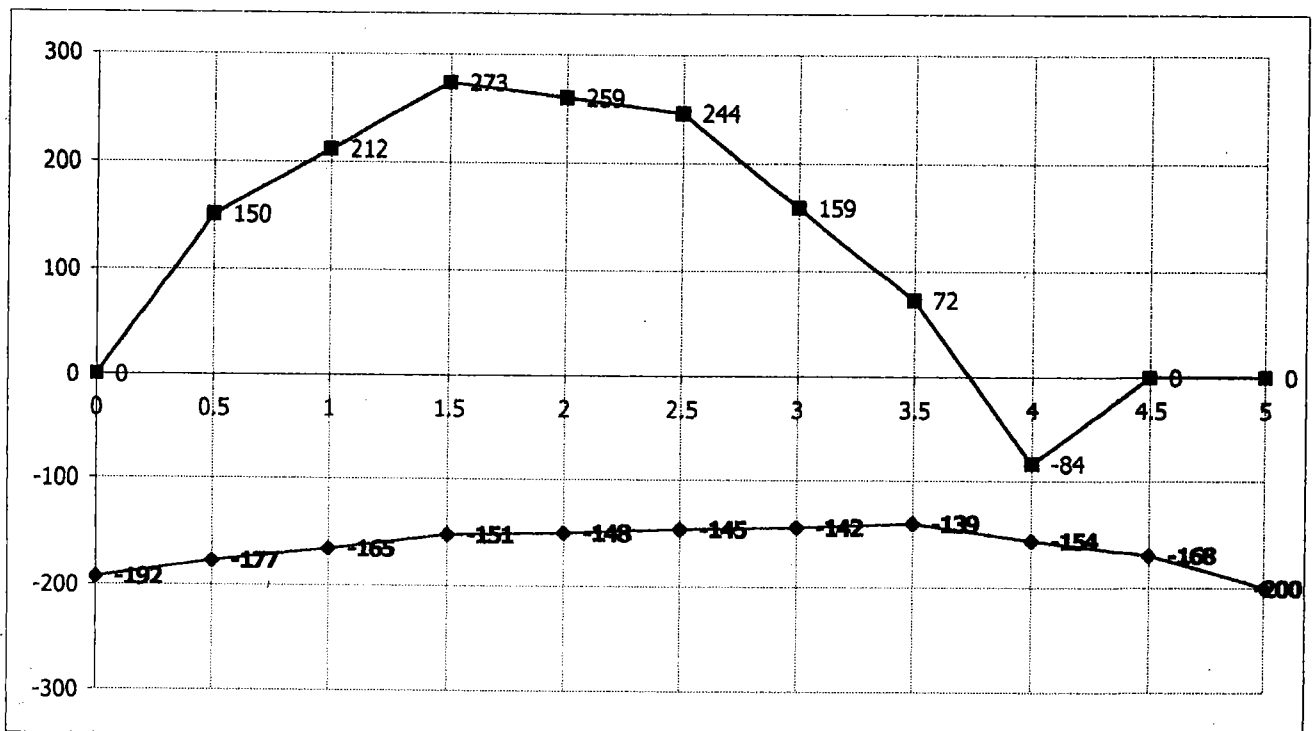
$$M_{4.5} = 300 \times 4.5 - 177 \times 4 - 151 \times 3 - 145 \times 2 - 139 \times 1 + 480 \times 0.5 = 0 \text{ kNm}$$

Kết quả vẽ từ EXCEL:

### SO SÁNH VỚI PP TÍNH THEO NỀN ĐÀN HỒI WINLLER (HỆ SỐ NỀN $C_o$ )

Công thức Xavinov cho

$$C_o = 1.7 \frac{E_o}{(1 - \mu_o^2)} = 18700 (\text{kPa} / \text{M})$$



Áp lực trung bình suy từ biểu đồ được vẽ trong EXCEL là:  $\sigma = 162 (\text{kPa})$

## Chương 2: Tính toán móng nông

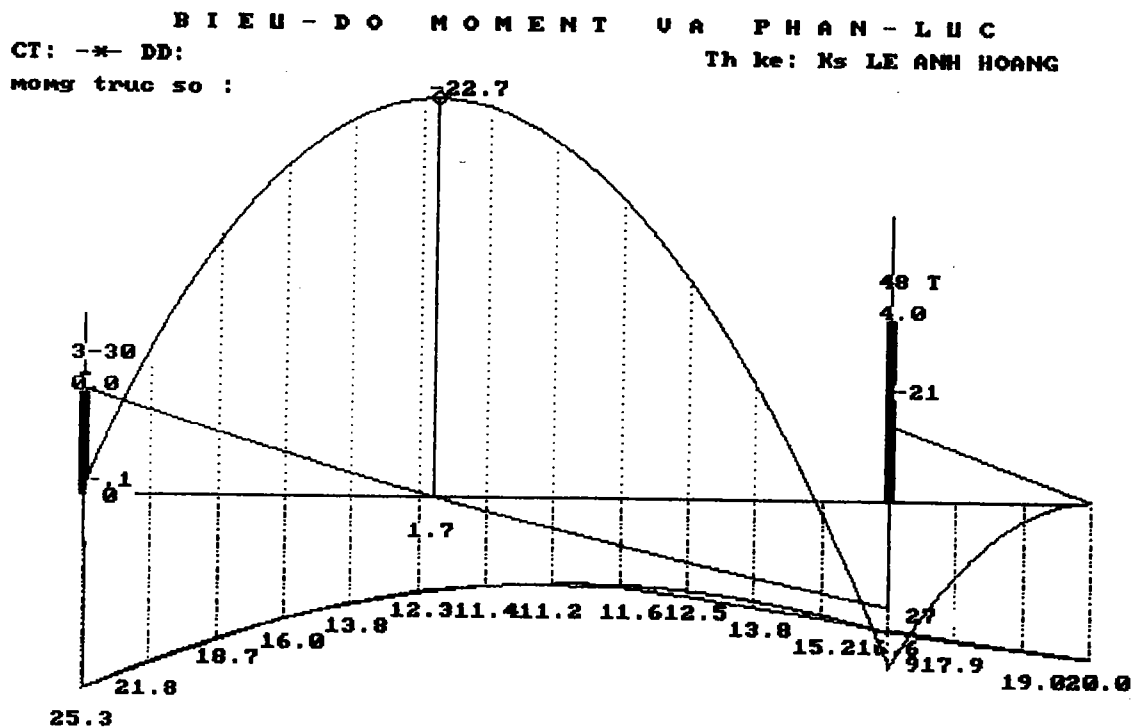
$$C_z = 18700 \left\{ 1 + \frac{2(1+5)}{5} \right\} \sqrt{\frac{162}{20}} = 180951 (\text{kPa}/M) \approx 18100T/m^3$$

Dùng chương trình MGBANGS.EXE ta được kết quả:

Áp lực nền lớn nhất  $\sigma^{max} = 253 \text{ kPa}$  và  $200 \text{ kPa}$

Áp lực nền nhỏ nhất  $\sigma^{min} = 112 \text{ kPa}$

$M_{max} = 227 \text{ kNm}$  và  $95 \text{ kNm}$



### Kết luận:

Sự khác biệt 2 phương pháp tính xuất phát từ:

- 1) Lý thuyết nền biến dạng tuyến tính với modun đàn hồi  $E_0$  cho phản lực nền tương đối không sai biệt do ảnh hưởng lẫn nhau. Lý thuyết nền biến dạng cục bộ với hệ số nền  $C_z$  cho phản lực nền sai biệt khá lớn do quan niệm cục bộ nhất là khi nền thuộc loại tốt ( $E_0 = 10000 \text{ kPa}$ )
- 2) Tương quan để suy từ  $E_0$  ra  $C_z$  còn có sai biệt.

Bảng tra  $F_k$  theo  $x_k/c$  và  $x_i/c$

Stk/đai	0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5	5.5	6	6.5	7	7.5	8	8.5	9	9.5	10
0.5	0.25	0.625	1	1.375	1.75	2.125	2.5	2.875	3.25	3.625	4	4.375	4.75	5.125	5.5	5.875	6.25	6.625	7	7.375
1		2	3.5	5	6.5	8	9.5	11	12.5	14	15.5	17	18.5	20	21.5	23	24.5	26	27.5	29
1.5			6.75	10.125	13.5	16.875	20.25	23.625	27	30.375	33.75	37.125	40.5	43.875	47.25	50.625	54	57.375	60.75	64.125
2				16	22	28	34	40	46	52	58	64	70	76	82	88	94	100	106	112
2.5					31.25	40.625	50	59.375	68.75	78.125	87.5	96.875	106.25	115.63	125	134.38	143.75	153.13	162.5	171.88
3						54	67.5	81	94.5	108	121.5	135	148.5	162	175.5	189	202.5	216	229.5	243
3.5							85.75	104.13	122.5	140.88	159.25	177.63	196	214.38	232.75	251.13	269.5	287.88	306.25	324.63
4								128	152	176	200	224	248	272	296	320	344	368	392	416
4.5									182.25	212.63	243	273.38	303.75	334.13	364.5	394.88	425.25	455.63	486	516.38
5										250	287.5	325	362.5	400	437.5	475	512.5	550	587.5	625
5.5											332.75	378.13	423.5	468.88	514.25	559.63	605	650.38	695.75	741.13
6												432	486	540	594	648	702	756	810	864
6.5													549.25	612.63	676	739.38	802.75	866.13	929.5	992.88
7														686	759.5	833	906.5	980	1053.5	1127
7.5															843.75	928.13	1012.5	1096.9	1181.3	1265.6
8																1024	1120	1216	1312	1408
8.5																	1228.3	1336.6	1445	1553.4
9																		1458	1579.5	1701
9.5																			1714.8	1850.1
10																				2000

Bảng tra  $F_k$  theo khoảng cách từ h tới I và theo b/c

x/c	0.5	0.7	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5
0	5	4.27	3.53	2.9	2.42	2.08	1.87	1.7	1.54	1.43	1.32
1	1.077	1.062	1.032	0.988	0.94	0.894	0.848	0.802	0.756	0.71	0.6639
2	0.519	0.515	0.508	0.488	0.468	0.477	0.467	0.456	0.446	0.436	0.4252
3	0.342	0.34	0.338	0.335	0.331	0.328	0.324	0.321	0.317	0.314	0.31
4	0.253	0.252	0.251	0.25	0.249	0.248	0.246	0.245	0.244	0.242	0.241
5	0.202	0.202	0.201	0.2	0.199	0.199	0.198	0.197	0.196	0.195	0.1946
6	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.165	0.165	0.165	0.165
7	0.14	0.14	0.14	0.14	0.14	0.14	0.14	0.14	0.14	0.14	0.14
8	0.13	0.13	0.13	0.13	0.13	0.13	0.13	0.12	0.12	0.12	0.12
9	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11
10	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1

## TÍNH TOÁN

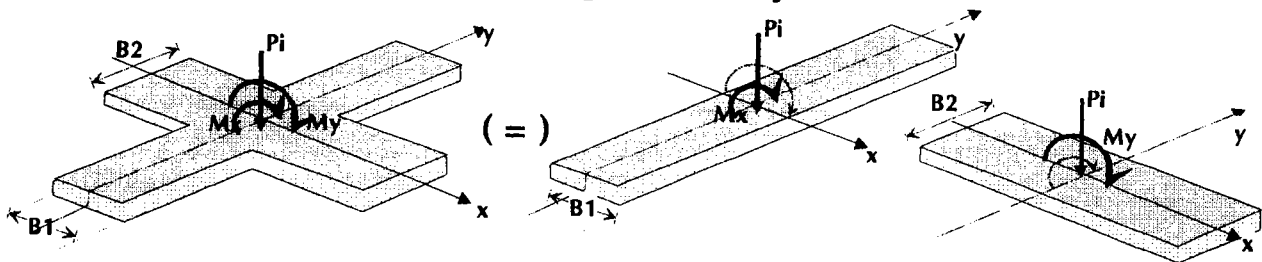
### Móng băng giao nhau

Móng băng giao nhau là hệ thống các móng băng giao nhau tại vị các cột



Phương pháp tính toán tiện lợi nhất là tách hai móng riêng biệt, tại đó tải trọng cũng được tách ra làm 2 phần riêng biệt cho từng phương móng băng. Thí dụ như tại cột  $i$  có lực tập trung  $P_i$  được phân thành  $P_i^{(ngang)}$  và  $P_i^{(dọc)}$ , moment  $M_{l(x)}$  được phân thành  $M_{l(x)}^{(ngang)}$  và  $M_{l(x)}^{(dọc)}$ , moment  $M_{l(y)}$  được phân thành  $M_{l(y)}^{(ngang)}$  và  $M_{l(y)}^{(dọc)}$

Vấn đề khó khăn là xác định sự phân bố này như sau:



➤ Tại mỗi nút phát sinh ra 6 ẩn số cần xác định và như vậy nếu có  $n$  cột thì sẽ có tất cả là  $6.n$  ẩn số.

➤ Các ẩn số là:  $P_i^{(ngang)}$  &  $P_i^{(dọc)}$ ,  $M_{l(x)}^{(ngang)}$  &  $M_{l(x)}^{(dọc)}$ ,  $M_{l(y)}^{(ngang)}$  &  $M_{l(y)}^{(dọc)}$

➤ Để xác lập 6 phương trình cho 6 ẩn số trên, ta có 6 điều kiện cân bằng:

1.  $P_i = P_i^{(ngang)} + P_i^{(dọc)}$
2.  $M_{l(x)} = M_{l(x)}^{(ngang)} + M_{l(x)}^{(dọc)}$
3.  $M_{l(y)} = M_{l(y)}^{(ngang)} + M_{l(y)}^{(dọc)}$
4.  $\sigma_i^{(ngang)} = \sigma_i^{(dọc)}$  (phản lực tại cột  $i$  khi tính theo 2 phương bằng nhau)
5. Góc xoay  $\theta_x$  của băng dọc = góc xoắn  $\alpha_y$  của băng ngang
6. Góc xoay  $\theta_y$  của băng ngang = góc xoắn  $\alpha_x$  của băng dọc.



## Chương 2: Tính toán móng nông

Với cách làm như trên vấn đề cũng đã trở nên rất là phức tạp không những với khối lượng quá lớn của 6.n phương trình mà còn là vấn đề tính toán góc xoắn do moment gây ra.

Và với cách làm như vậy vẫn còn những khuyết điểm như sau:

- 1) Khi tách ra phần giao nhau đã tính trùng lặp và như vậy từ điều kiện bằng nhau của phần lực dưới chân cột làm cho áp lực tại nơi này tăng gấp đôi.
- 2) Chưa xét đến độ cứng tại phần giao nhau.
- 3) Chưa xét đến ảnh hưởng lẫn nhau giữa 2 băng thẳng góc

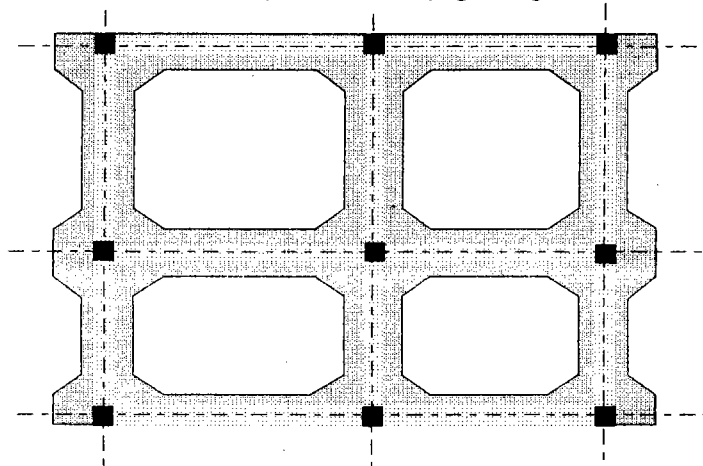
Cho dù vậy để giải quyết được vấn đề, người ta xem như tại chân cột, hai móng giao nhau liên kết khớp từ đó các ẩn số sẽ giảm đi trên cơ sở là moment theo phương nào thì móng băng theo phương đó chịu không phân chia moment khi đó chỉ còn lại điều kiện hai điều kiện:

1.  $P_i = P_i^{(ngang)} + P_i^{(dọc)}$
2.  $\sigma_i^{(ngang)} = \sigma_i^{(dọc)}$

Hay nói khác đi vấn đề chỉ còn là **phân tải trọng đứng  $P_i$**  cho 2 phương ngang và dọc và giải quyết thêm vấn đề trùng lặp 2 lần tại chân cột như sau:

- Mở rộng tại chân cột để tiết diện tại chân cột tăng gấp đôi hay vát xiên

Dưới chân cột được mở rộng bằng vát xiên



- Nếu dưới móng là cọc thì thuận lợi nhất là tăng chiều dài cọc hay số lượng cọc tại chân cột.

Với cách làm này phương trình chỉ còn là 2.n phương trình, như vậy khối lượng này vẫn là lớn. Bằng thuật toán chỉ xem 1 loại ẩn số là  $P_i^{(dọc)}$  và  $P_i^{(ngang)} = P_i - P_i^{(dọc)}$  ta sẽ đơn giản lại còn có n phương trình tương ứng với n cột.

Phương pháp tính được thực hiện như sau:

Xét móng băng dọc với các lực  $P_i^{(dọc)}$  còn là ẩn số:

$\sigma_{ij}^{dọc}$  - phản lực nền tại i do lực đơn vị đặt tại j gây ra theo móng băng dọc

$\bar{\sigma}_{ij}^{dọc}$  - phản lực nền tại i do moment đơn vị đặt tại j gây ra theo móng băng dọc

## Chương 2: Tính toán móng nông

$\sigma_{ik}^{ngang}$  - phản lực nền tại  $i$  do lực đơn vị đặt tại  $k$  gây ra theo móng băng ngang

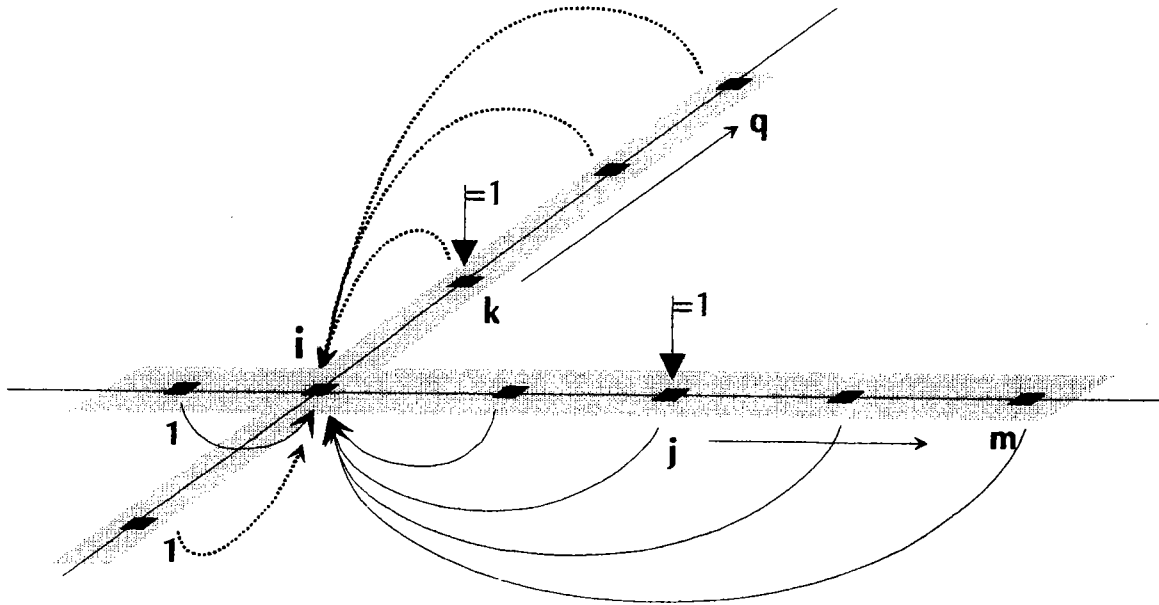
$\bar{\sigma}_{ik}^{ngang}$  - phản lực nền tại  $i$  do moment đơn vị đặt tại  $k$  gây ra theo móng băng ngang

Và ở đây một lần nữa chỉ xem tác dụng của lực đứng là quan trọng còn moment xem như ảnh hưởng không lớn để có thể bỏ qua và chỉ tính toán với lực  $P_i$  (điều này cũng rất hợp lý đối với các công trình dân dụng), ta chỉ quan tâm đến 2 trị số  $p_{ij}^{doc}$  và  $p_{ik}^{ngang}$

Như vậy với lưới cột có  $m$  hàng dọc và  $q$  hàng ngang ( $n = m \cdot q$ ):

$j$  được thay đổi từ 1 đến  $m$  trên phương dọc

$k$  được thay đổi từ 1 đến  $q$  trên phương ngang



Sơ đồ tính hệ số  $p_{ij}$  tại điểm  $i$  theo 2 phương

Phương trình chính tắc được thiết lập trên cơ sở phản lực  $p_i$  tại cột  $i$  theo phương ngang và dọc bằng nhau:

Phương dọc:

$$P_1^{(dọc)} \cdot \sigma_{1j}^{(dọc)} + \dots + P_i^{(dọc)} \cdot \sigma_{ij}^{(dọc)} + (P_1^{(dọc)} - P_1) \cdot \sigma_{1k}^{(ngang)} + \dots + (P_i^{(dọc)} - P_i) \cdot \sigma_{ik}^{(ngang)} = 0$$

Hay:

$$P_1^{(dọc)} \cdot \sigma_{1j}^{(dọc)} + \dots + P_i^{(dọc)} \cdot \sigma_{ij}^{(dọc)} + P_1^{(dọc)} \cdot \sigma_{1k}^{(ngang)} + \dots + P_i^{(dọc)} \cdot \sigma_{ik}^{(ngang)} = P_1 \cdot \sigma_{1k} + \dots + P_i \cdot \sigma_{ik}$$

Thành phần  $P_i$  tác dụng trên trục ngang lập thành bậc tự do của hệ phương trình.

Để cho việc tính toán tiện lợi người ta thường dùng bảng tra cho lực tập trung  $P$  khi xác định phản lực  $\sigma$ :

$$\sigma = \sigma \cdot \frac{P \cdot \lambda}{b}$$

hay dùng công thức của Hetenyi:

## Chương 2: Tính toán móng nông

$$\sigma_x = \frac{P.\lambda}{b} \{ 2 \cosh(\lambda.x) \cos(\lambda.x) \cdot [\sinh(\lambda.L) \cos(\lambda.a) \cosh(\lambda.b) - \sin(\lambda.L) \cosh(\lambda.a) \cos(\lambda.b)] + \\ + [\cosh(\lambda.x) \sin(\lambda.x) + \sinh(\lambda.x) \cos(\lambda.x)] [\sinh(\lambda.L) (\sin(\lambda.a) \cosh(\lambda.b) - \cos(\lambda.a) \sinh(\lambda.b)) \\ + \sin(\lambda.L) (\sinh(\lambda.a) \cos(\lambda.b) - \cosh(\lambda.a) \sin(\lambda.b))] \}$$

trong đó  $\lambda = \sqrt{\frac{C_z.b}{4.EJ}}$

Phương pháp tính như trên đã được lập trình để có thể sau khi lựa chọn các kích thước của móng băng giao nhau, nhập các giá trị của  $P_i$  theo hàng cột ta sẽ có kết quả các giá trị  $\sigma_i^{(ngang)}$  và  $\sigma_i^{(dọc)}$ . Tuy nhiên do yêu cầu phục vụ cho công tác giảng dạy nên chương trình này được tách ra là 2 chương trình:

1. Chương trình thứ 1 là "PHAN\_T\_T.exe" chương trình này tính các hệ số  $\sigma_y$  theo phương dọc và  $\sigma_{ik}$  theo phương ngang, các lực ban đầu  $P_i$  tạo nên số hạng tự do của phương trình
2. Sau khi chạy chương trình thứ 1 ta sẽ có các hệ số  $\sigma_y$  chú ý rằng khi  $i = j$  (hệ số nằm trên đường chéo)  $\sigma_y$  là tổng số của hệ số tính theo phương dọc và phương ngang. Người sử dụng buộc phải viết ra các hệ số này và nhập vào chương trình "HT\_X\_PT.exe" để ra kết quả giá trị  $P_i^{(dọc)}$  từ đó suy ra  $P_i^{(ngang)}$ , xem thí dụ tính toán

Các hình chụp móng băng giao nhau được thiết kế cho chung cư Đình bộ Lĩnh & Chu văn An Phường 26 Q Bình Thạnh TP Hồ chí Minh.



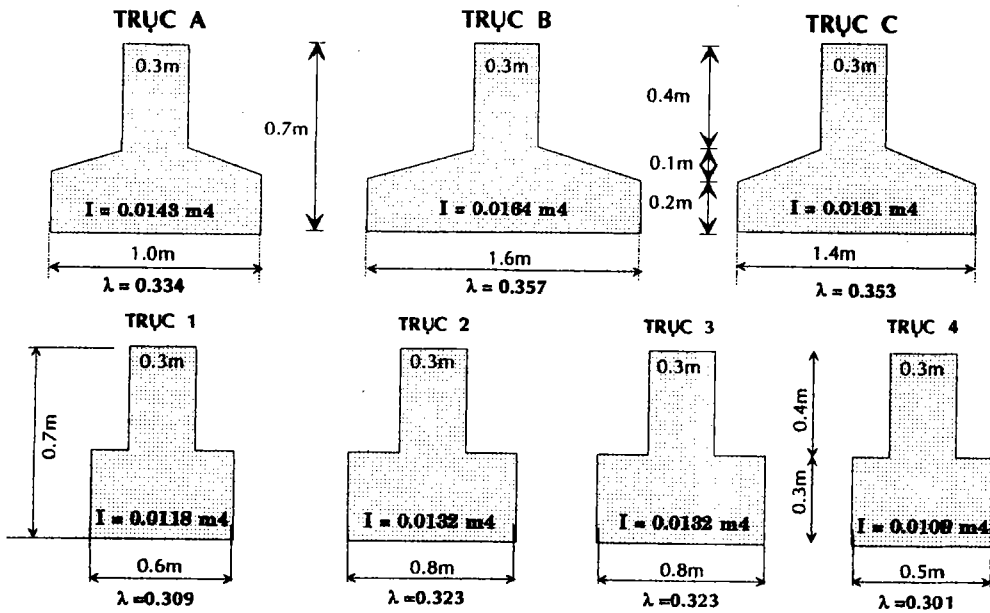
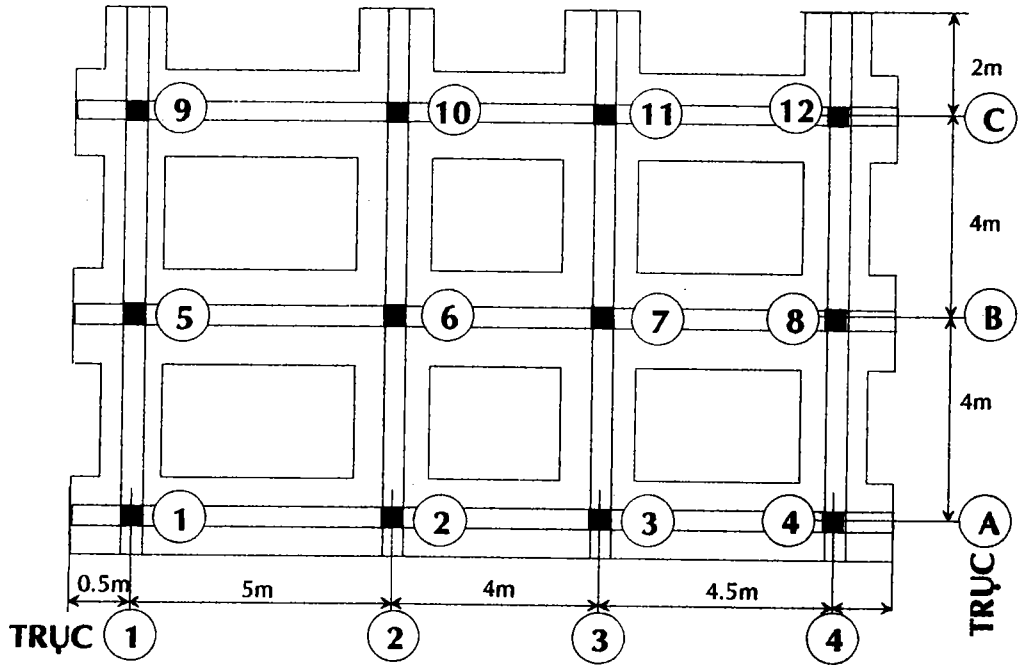
**Chương 2: Tính toán móng nông**

**Bài tập MÓNG BĂNG GIAO NHAU (PHAN T. T. ĐOC)**

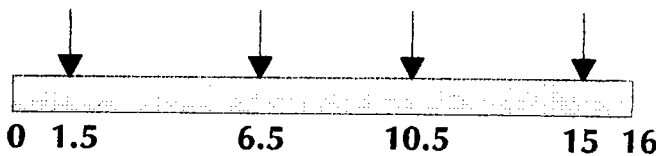
**TẢI TRỌNG**

- $P(1) = 30 T$
- $P(2) = 48 T$
- $P(3) = 52 T$
- $P(4) = 28 T$
- $P(5) = 55 T$
- $P(6) = 80 T$
- $P(7) = 85 T$
- $P(8) = 50 T$
- $P(9) = 50 T$
- $P(10) = 30 T$
- $P(11) = 75 T$
- $P(12) = 45 T$

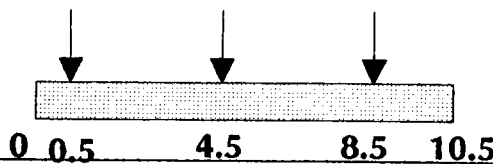
$C_z = 1500 T/m^3$



Toạ độ móng băng theo phương dài:



Toạ độ móng băng theo phương ngắn:



**Chương 2: Tính toán móng nông**

Dùng chương trình CHIATAIS.EXE, kết quả cho bởi bảng (kết quả này không giới hạn phạm vi ảnh hưởng  $2 \times \lambda$ ):

**Theo phương dài:**

TRỤC THỨ : A--\* L = 16 m; B = 1 m; lammda = .344 1/m

	( 1) 1.50	( 2) 6.50	( 3) 10.50	( 4) 15.00
1	0.271	0.010	-0.013	0.001
2	0.008	0.174	0.056	-0.019
3	-0.013	0.056	0.174	0.015
4	0.001	-0.019	0.015	0.353

TRỤC THỨ : B--\* L = 16 m; B = 1.6 m; lammda = .361 1/m

	( 5) 1.50	( 6) 6.50	( 7) 10.50	( 8) 15.00
5	0.174	0.003	-0.007	0.001
6	0.003	0.117	0.031	-0.011
7	-0.007	0.031	0.118	0.004
8	0.001	-0.010	0.004	0.228

TRỤC THỨ : C--\* L = 16 m; B = 1.4 m; lammda = .353 1/m

	( 9) 1.50	( 10) 6.50	( 11) 10.50	( 12) 15.00
9	0.197	0.005	-0.009	0.001
10	0.005	0.130	0.037	-0.013
11	-0.009	0.037	0.131	0.007
12	0.001	-0.013	0.007	0.258

**Theo phương ngắn:**

TRỤC THỨ : 1--\* L = 10.5 m; B = 0.6 m; lammda = .309 1/m

	( 1) 0.50	( 5) 4.50	( 9) 8.50	
1	0.760	0.080	-0.066	P( 1)= 30.0
5	0.080	0.280	0.082	P( 5)= 55.0
9	-0.066	0.082	0.366	P( 9)= 50.0
hstd	= 23.937	=21.931	=20.844	

**Ghi chú:** "hstd": là hệ số tự do. Của phương trình thứ 1 là 23.937,  
phương trình thứ 5 là 21.931  
phương trình thứ 9 là 20.844

TRỤC THỨ : 2--\* L = 10.5 m; B = 0.8 m; lammda = .323 1/m

	( 2) 0.50	( 6) 4.50	(10) 8.50	
2	0.587	0.050	-0.046	P( 2)= 48.0
6	0.050	0.219	0.058	P( 6)= 80.0
10	-0.046	0.058	0.278	P(10)= 70.0
hstd	= 28.960	=24.026	=21.902	

**Chương 2: Tính toán móng nông**

**TRỤC THỨ : 3--\* L = 10.5 m; B = 0.8 m; lammda = .323 1/m**

	( 3) 0.50	( 7) 4.50	(11) 8.50	
3	0.587	0.050	-0.046	P( 3)= 52.0
7	0.050	0.219	0.058	P( 7)= 85.0
11	-0.046	0.058	0.278	P(11)= 75.0
hstd	= 31.328	=25.615	=23.399	

**TRỤC THỨ : 4--\* L = 10.5 m; B = 0.5 m; lammda = .301 1/m**

	( 4) 0.50	( 8) 4.50	(12) 8.50	
4	0.897	0.106	-0.082	P( 4)= 28.0
8	0.106	0.328	0.101	P( 8)= 50.0
12	-0.082	0.101	0.437	P(12)= 45.0
hstd	= 26.721	=23.934	=22.418	

Như vậy ta sẽ có 12 phương trình với 12 ẩn số là các lực  $P_i^{doc}$ , với các hệ số là  $hs(i,j)$ .

Do hệ đối xứng nên  $hs(i,j) = hs(j,i)$ , với  $i=1 \rightarrow 12, j=1 \rightarrow 13$

$hs(i,13)$  là " **hệ số tự do của phương trình thứ i** " = **hstd (i)**

Thí dụ:  $hs(5,13)$ : **hệ số tự do của phương trình thứ 5 = hstd (5) = 21.931**

Khi  $i = j$ , thì  $hs(i,j) = hs(i,j)$  của phương dọc +  $hs(i,j)$  của phương ngang

Thí dụ:  $hs(3,3) = 0.174 + 0.587 = 0.761$  v.v...

Ta có hệ phương trình tuyến tính (đối xứng):

Pt	$P_1^{doc}$	$P_2^{doc}$	$P_3^{doc}$	$P_4^{doc}$	$P_5^{doc}$	$P_6^{doc}$	$P_7^{doc}$	$P_8^{doc}$	$P_9^{doc}$	$P_{10}^{doc}$	$P_{11}^{doc}$	$P_{12}^{doc}$
1	1.03											
2	0.01	0.76										
3	-0.01	0.06	0.76									
4	0	-0.02	0.02	1.25								
5	0.08	0	0	0	0.45							
6	0	0.05	0	0	0	0.34						
7	0	0	0.05	0	-0.01	0.03	0.34					
8	0	0	0	0.11	0	-0.01	0	0.56				
9	-0.07	0	0	0	0.08	0	0	0	0.56			
10	0	-0.05	0	0	0	0.06	0	0	0	0.41		
11	0	0	-0.05	0	0	0	0.06	0	-0.01	0.04	0.41	
12	0	0	0	-0.08	0	0	0	0.10	0	-0.01	0	0.69
13	23.94	28.96	31.33	26.72	21.93	24.03	25.61	23.93	20.84	21.90	23.40	22.42

Dùng chương trình HT\_X\_PT.EXE với bài toán đối xứng ta được:

$P_1^{doc} = 22.51$  Tấn;  $\rightarrow P_1^{ngang} = 30 - 22.51 = 7.49$  Tấn

$P_2^{doc} = 34.71$  Tấn;  $\rightarrow P_2^{ngang} = 48 - 34.71 = 13.29$  Tấn

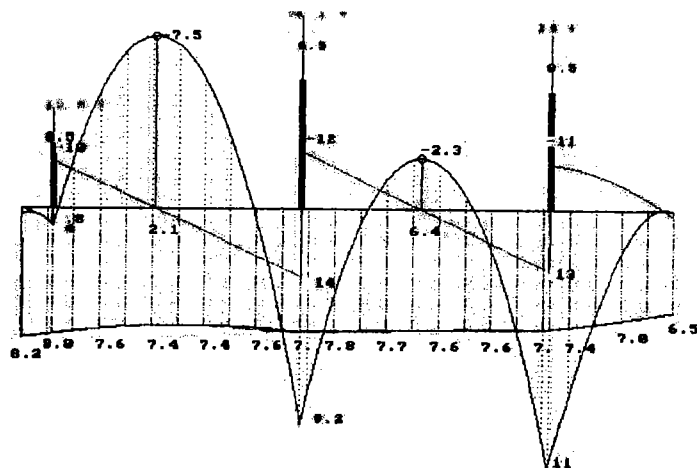
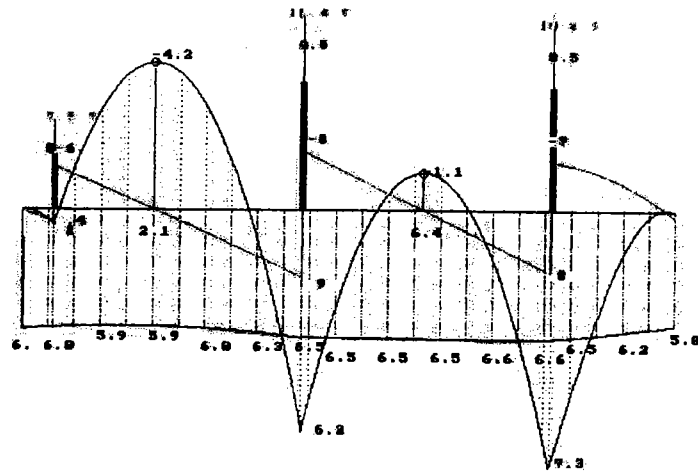
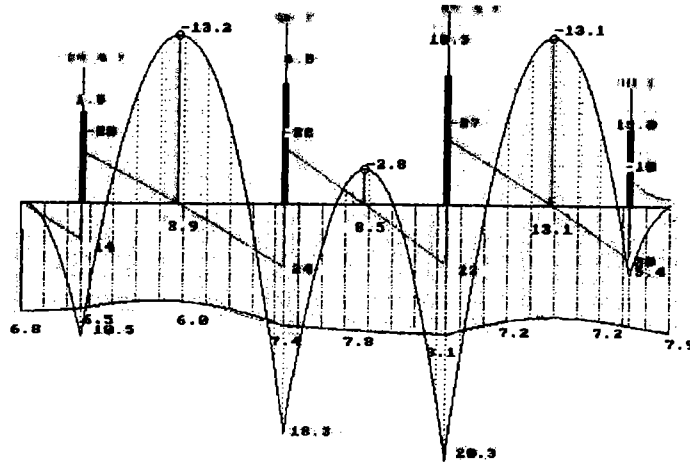
$P_3^{doc} = 37.72$  Tấn;  $\rightarrow P_3^{ngang} = 52 - 37.72 = 14.28$  Tấn

$P_4^{doc} = 20.51$  Tấn;  $\rightarrow P_4^{ngang} = 28 - 20.51 = 7.49$  Tấn



## Chương 2: Tính toán móng nông

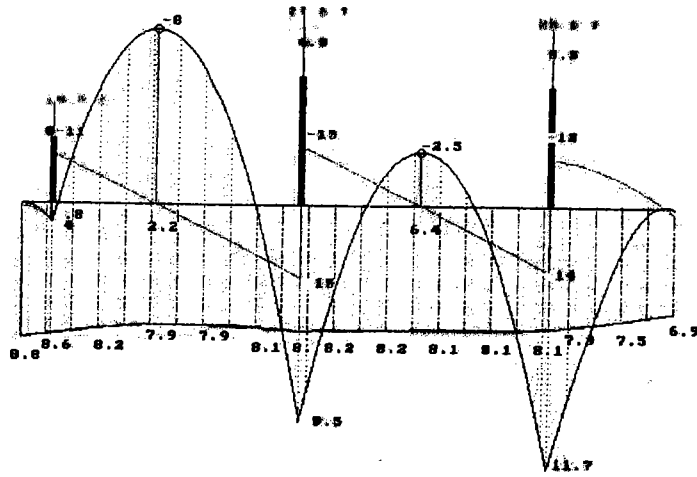
BIÊN-ĐỒ MOMENT VÀ PHẢN-LỰC  
 CT: MÔNG BĂNG GIÀO NHỮU - 9- 99:                      Th.ko: Ks LÊ ANH HOÀNG  
 Móng loại số : B C



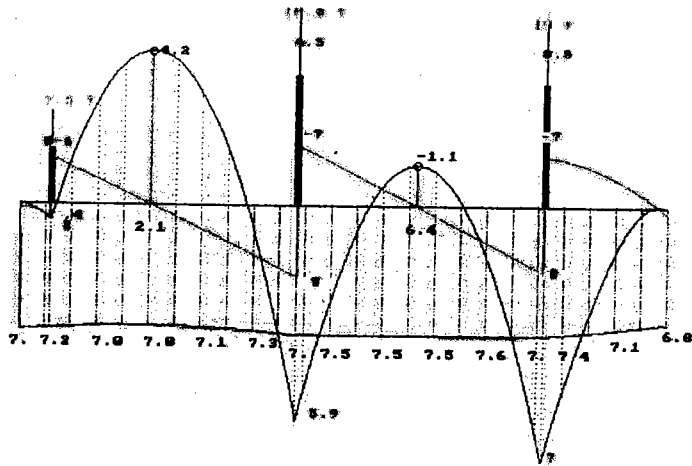


## Chương 2: Tính toán móng nông

BIỂU ĐỒ MOMENT VÀ PHẢN LỰC  
 ST: PHÒNG DẠNG GIẢI NHỮU - 88 - ĐD: Th.kc: Ks LÊ ANH HOÀNG  
 HỌNG TRƯU SỐ: 8.8



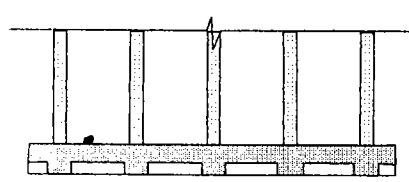
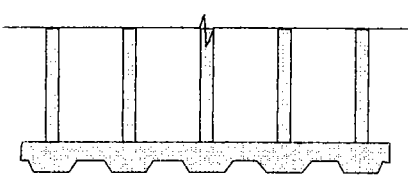
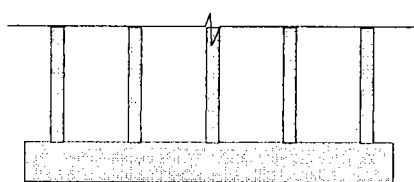
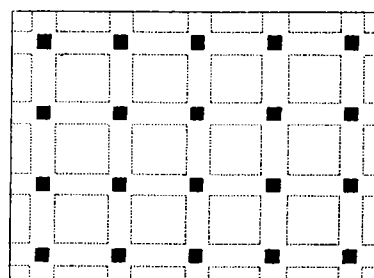
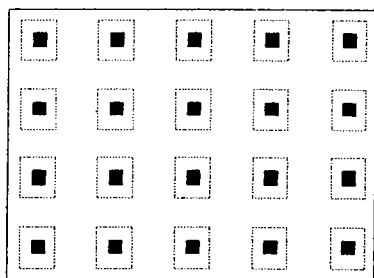
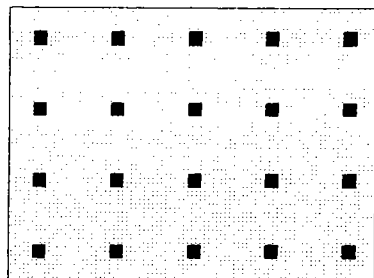
BIỂU ĐỒ MOMENT VÀ PHẢN LỰC  
 ST: PHÒNG DẠNG GIẢI NHỮU - 88 - ĐD: Th.kc: Ks LÊ ANH HOÀNG  
 HỌNG TRƯU SỐ: 8.8



## TÍNH TOÁN MÓNG BÈ

Móng bè là bản lớn dưới cột rộng theo 2 phương

Lợi ích của móng bè là thi công trên mặt đất, đào không sâu và trên một mặt bằng lớn, tận dụng lớp đất tốt bên trên. Tại thành phố Hồ chí Minh, khu vực thuận lợi nhất cho thiết kế móng bè là khu vực phía Tây Nam thuộc quận 11 đến Tân Bình qua quận Gò Vấp, có cấu tạo là lớp Sét pha sạn Laterite cứng.



Ngoài ra móng bè còn dùng tận dụng để làm tầng hầm, tuy nhiên về mặt tính toán có phần phức tạp. Và khi thi công khó có thể đổ bê tông 1 lần liên tục vì khối lượng lớn của bê tông và do đó phải có dải pháp ngừng.

Hình dạng và loại móng bè:

- Móng bè phẳng
- Móng bè Nấm
- Móng bè có gân
- Móng bè dạng hộp

Đôi khi móng bè được hình thành do liên kết các móng đơn với kích thước phủ đầy mặt bằng công trình, tại đó người ta liên kết với nhau bằng mối nối liên kết mềm tạo thành khớp liên tục.

Bề dày móng bè từ 0.5 mét đến 2 mét với 2 phương chịu lực, cốt thép được bố trí 2 lớp, lớp trên được giữ bởi các giá đỡ

### 1. KHẢ NĂNG CHỊU TẢI CỦA MÓNG BÈ:

Móng bè được thiết kế để giảm độ lún do áp lực phân bố trên móng bè nhỏ đi, độ lún này được kể đến như sau:

- Độ lún do cố kết và kể cả đến độ lún do thứ cấp
- Độ lún trực tiếp khi chất tải hay còn được gọi là độ lún đàn hồi.

Móng bè phải được thiết kế để có khả năng chống trượt sâu, hay lún sâu cho biến dạng lớn.



Do diện tích rộng lớn, nên độ lún này không đồng đều, do đó cần phải tính toán nhiều vị trí khác nhau.

Khả năng chịu tải giới hạn của móng bè tính theo công thức:

$$P_{ghl} = c.N_c.s_c.i_c.d_c + \gamma.h_m.N_q.s_q.i_q.d_q + \frac{1}{2}\gamma.B.N_\gamma.s_\gamma.i_\gamma.d_\gamma$$

Theo De Beer (1970):  $s_c = 1 - \frac{B_m}{L_m} \cdot \frac{N_q}{N_c}$ ;  $s_q = 1 - \frac{B_m}{L_m} \cdot \text{tg}(\varphi)$ ;  $s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B_m}{L_m}$

Theo Hansen (1970):  $d_c = 1 - 0.4 \frac{h_m}{B_m}$ ;  $d_q = 1 - 2 \text{tg}(\varphi) \cdot [1 - \sin(\varphi)]^2 \cdot \frac{h_m}{B_m}$ ;  $d_\gamma = 1$

Theo Meyerhof (1981):  $i_c = i_q = (1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ})^2$ ;  $i_\gamma = (1 - \frac{\beta^\circ}{\varphi})^2$ ;  $\beta^\circ$  là góc nghiêng tải trọng

Công thức trên được dùng với hệ số an toàn  $2 \rightarrow 3$

Móng bè có thể sử dụng các công thức đơn giản như sau:

➤ Cát và cát pha sạn (Meyerhof 1965):

$$P_a = \frac{N}{0.08} \left( \frac{\Delta H_a}{25} \right) K_d$$

Trong đó:

$$K_d = 1 + 0.33 \frac{h_m}{B_m}$$

$\Delta H_a$ : độ lún cho phép như 2.5cm, 4cm, 6cm, 8cm

➤ Với xuyên tĩnh CPT ta có thể dùng công thức:

$$c_u = \frac{R_p - \gamma.h}{N_k}$$

Trong đó:

$N_k = 5$  đến  $75$ , tuy nhiên hầu hết dùng từ  $15$  đến  $20$  và có thể lấy tùy thuộc vào chỉ số dẻo  $A$ :

$$N_k = 13 + 0.11.A$$

## Chương 2: Tính toán móng nông

- Cho sét ( $\varphi = 0$ ) và dùng công thức Meyerhof - Hensen - Vésic:

$$p_{ghl} = 5.14.c_u.(1 + s'_c + d'_c - i'_c) + \gamma.h_m$$

nếu bỏ qua các hệ số về hình dạng  $s'_c, d'_c, i'_c$  thì ta được đơn giản hơn:

$$p_{ghl} = 5.14.c_u + \gamma.h_m$$

- Cho cát ( $c = 0$ ) có thể suy ra  $\varphi$  (theo biểu đồ trang B2) và  $N$  theo công thức

$$N = \frac{R_p}{4} \text{ sau đó tính theo các công thức trên.}$$

- Cũng có thể dùng theo công thức tính giá trị  $N_q, N_\gamma$  của Terzaghi mà Schemertmann (1978) là:

$$0.8N_q = 0.8N_\gamma \approx R_p$$

Với  $R_p$  lấy trong khoảng  $B/2$  và  $1.1 \times B$  dưới đáy móng.

- Khi  $h_m < 1.5 \times B$  thì ta có thể dùng:

$$\text{Cát: } p_{ghl} (\text{kg/cm}^2) = 48 - 0.009(300 - R_p)^2$$

$$\text{Sét: } p_{ghl} (\text{kg/cm}^2) = 5 + 0.34R_p$$

### 2. TÍNH TOÁN MÓNG BÈ:

Tính toán móng bè có thể dựa trên 2 cách tính:

- **A) Phương pháp móng tuyệt đối cứng:**

Do móng bè có kích thước lớn theo bề ngang cũng như bề dày do đó có thể xem là móng bản tuyệt đối cứng.

Độ cứng của bản còn được xác định từ độ mảnh  $t$ :

$$t = \frac{(1 - \mu^2) \cdot \pi \cdot E_o \cdot B_m \cdot L_m^3}{4(1 - \mu_o^2) E \cdot J} \approx 10 \frac{E_o}{E} \cdot \frac{L_m^3}{h_o^3} < 1$$

Các bước tính toán như sau:

- a) Tính tổng lực nén  $\Sigma N$  do các cột truyền xuống móng:

$$\Sigma N = N_1 + N_2 + \dots + N_i$$

- b) Xác định vị trí trọng tâm của các lực, tức là vị trí tổng lực  $\Sigma N$

- c) Lựa chọn kích thước  $L_m$  và  $B_m$  của móng bè, sau cho trọng tâm móng gần trùng với trọng tâm lực. Suy ra độ lệch tâm  $e_B, e_L$

- d) Tính phân lực nền theo công thức sức bền vật liệu khi xem móng là tuyệt đối cứng

$$\sigma_d = \frac{\Sigma N}{B_m \cdot L_m} \pm \frac{M_x \cdot y}{J_y} \pm \frac{M_y \cdot x}{J_x}$$

Trong đó:

$$J_y = \frac{1}{12} \cdot B_m \cdot L_m^3: \text{moment quán tính của diện tích móng đối với trục } x$$

$$J_x = \frac{1}{12} \cdot L_m \cdot B_m^3: \text{moment quán tính của diện tích móng đối với trục } y$$

$$M_x = \Sigma N \cdot e_L; \text{ Moment quanh trục } x$$

$$M_y = \Sigma N \cdot e_B; \text{ Moment quanh trục } y$$

## Chương 2: Tính toán móng nông

- e) So sánh ứng suất lớn nhất này phải nhỏ hơn với giá trị chịu tải  $p_a = \frac{P_{ghl}}{HSAT}$
- f) Chia móng bè thành từng dải theo phương  $x$ , hay theo phương  $y$  bằng các đường trung bình giữa các cột, ta được các bề rộng  $B_{IB}$  (chia dọc theo  $L_m$ ) hay  $B_{IL}$  (chia dọc theo  $B_m$ )

Áp lực truyền dưới một dải móng  $i$ :

$$\sum N_i = \sigma_{tb} \cdot B_{IB} \cdot L_m \text{ hay } p_i = \sigma_{tb} \cdot B_{IL} \cdot B_m$$

trong đó:

$$\sigma_{tb} = \frac{\sum N}{B_m \cdot L_m}$$

Giá trị  $\sigma_i$  này có thể lấy từ giá trị trung bình của 4 góc dải  $i$ .

- g) Tổng áp lực  $\sum N_d$  lấy trực tiếp từ các cột trên dải  $i$  sẽ không bằng với  $\sum N_i$  do các lực cắt bên hông dải dả không được đưa vào tính toán, do đó phản lực này phải được hiệu chỉnh bằng tổng lực bình quân:

$$\sum N_{tb} = \frac{\sum N_i + \sum N_d}{2}$$

Áp lực trung bình sẽ được hiệu chỉnh sẽ là:

$$\sigma_{tb}^* = \frac{\sum N_{tb}}{B_{IB} \cdot L_m} \text{ hay } \sigma_{tb}^* = \frac{\sum N_{tb}}{B_{IL} \cdot B_m}$$

Và hệ số áp lực được điều chỉnh là:

$$F = \frac{\sum N_{tb}}{\sum N_i}$$

Hệ này sẽ được nhân cho các giá trị của các lực  $N_i$  trên dải  $i$  này, xem dải như là một móng băng thường và dùng các giá trị đã được điều chỉnh  $F \cdot N_i$  để tính toán

- h) Kiểm tra xuyên thủng:

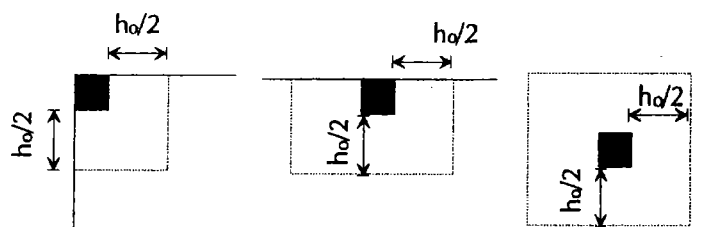
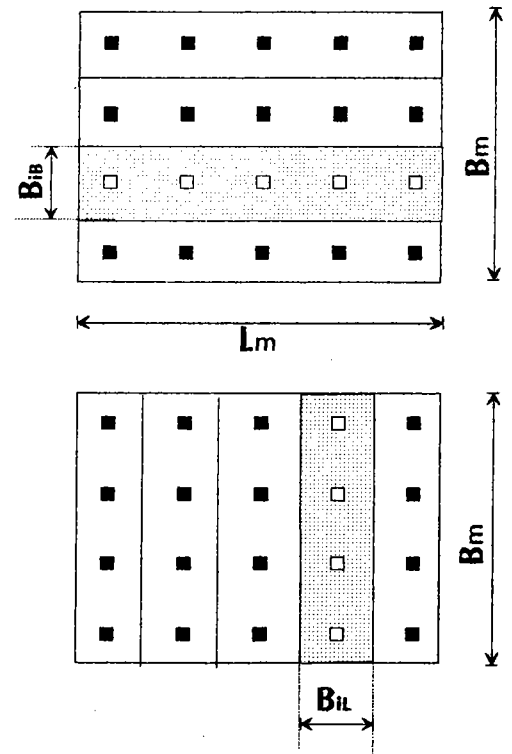
Với chiều dày  $h_o$  của móng bè, kiểm tra xuyên thủng sẽ được tiến hành trên cơ sở chu vi xuyên thủng hay trên các cạnh quanh cột tùy theo vị trí các cột

- Tại góc  $u_{tb} = h_o + 2 \cdot \text{cạnh cột}$
- Tại cạnh  $u_{tb} = 2 \cdot h_o + 3 \cdot \text{cạnh cột}$
- Tại giữa  $u_{tb} = 4 \cdot h_o + \text{chu vi cột}$ .

Kiểm tra xuyên thủng với lực lớn nhất  $N_{max}$ :

$$N_{max} \leq 0.75 \cdot R_k \cdot u_{tb} \cdot h_o$$

- i) Cốt thép của móng bè được tính từ các giá trị Moment khi dải bài toán móng băng.



## Chương 2: Tính toán móng nông

### B) Phương pháp tính gần đúng từ hệ số nền:

Trong trường hợp móng bè là bản phẳng không có đà gân, theo phương pháp tính gần đúng của ACI Code là:

a) Tính độ cứng  $D$ :

$$D = \frac{E.h^3}{12(1-\mu^2)}$$

Trong đó:

$E, \mu$ : Modun đàn hồi và hệ số poisson của bê tông móng.

$h$ : chiều dày móng bè.

b) Tính chiều dài độ cứng hữu hiệu  $L$  theo hệ số nền  $C_z$ :

$$L = \sqrt[4]{\frac{D}{C_z}}$$

Khi đó vùng ảnh hưởng của 1 cột sẽ là  $4.L$

c) Tại 1 điểm bất kỳ  $M$  được xác định theo tọa độ cực  $(r, \theta)$ , so với chân cột sẽ có moment bán kính  $M_r$  (trên một đơn vị bề rộng bản) và moment tiếp thẳng góc với bán kính là  $M_t$  (trên một đơn vị bề rộng bản) được xác định theo công thức:

$$M_r = -\frac{N}{4} \left[ Z_4 - \left( \frac{1-\mu}{r} \right) \cdot Z'_3 \right]$$

$$M_t = -\frac{N}{4} \left[ \mu \cdot Z_4 + \left( \frac{1-\mu}{r} \right) \cdot Z'_3 \right]$$

$$\Delta H = \frac{N.L^2}{8.D} : \text{chuyển vị thẳng đứng tại chân cột}$$

$$\Delta H = \frac{N.L^2}{4.D} \cdot Z_3 : \text{chuyển vị thẳng đứng tại điểm } M$$

$$Q = -\frac{N}{4.L} Z'_4 : \text{Lực cắt}$$

Trong đó:

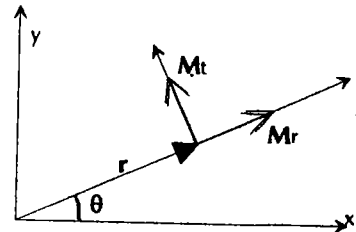
$Z_i$ : là các hệ số xác định từ các hàm Hyperbolic [HETENYI, 1946] và được thiết lập thành biểu đồ tra theo tỷ số  $x = \frac{r}{L}$ .

d) Moment  $M_r$  và  $M_t$  được chuyển đổi thành moment  $M_x$  và  $M_y$  như sau:

$$M_x = M_r \cdot \cos^2(\theta) + M_t \cdot \sin^2(\theta)$$

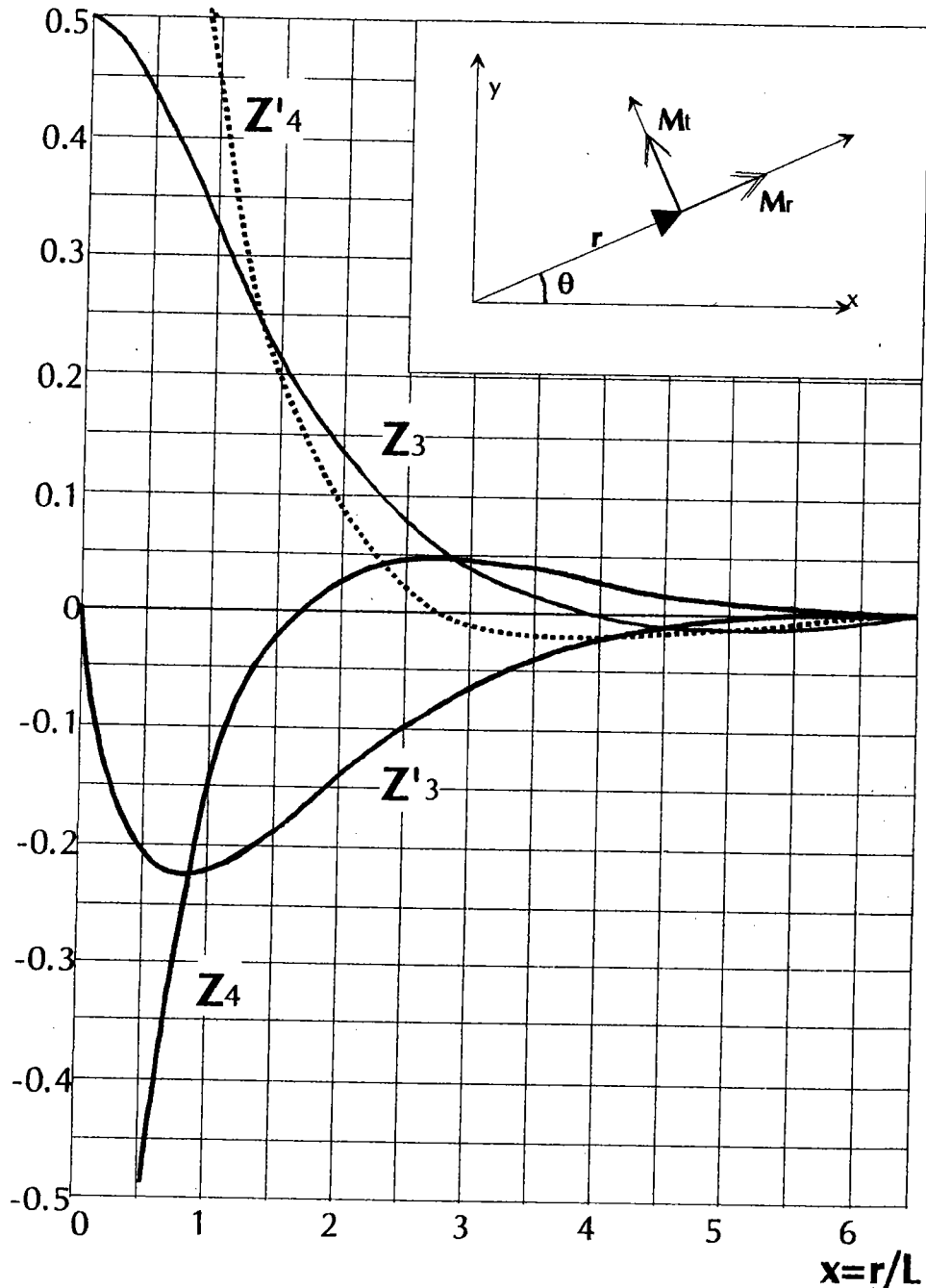
$$M_y = M_r \cdot \sin^2(\theta) + M_t \cdot \cos^2(\theta)$$

$M_x, M_y$ : moment theo phương  $x$  và  $y$  của bản tính trên một đơn vị chiều rộng bản.



## Chương 2: Tính toán móng nông

Bản tra các hệ số  $Z_i$  theo  $x = r/L$



### THÍ DỤ TÍNH TOÁN:

Móng bè rộng 16.5 mét, dài 21.5 mét, cột tiết diện 50x50cm, áp lực cho phép của đất nền là 60 kPa

Diện tích móng  $F_m = (16.5)(21.5) = 354.75 \text{ m}^2$

Moment quán tính:

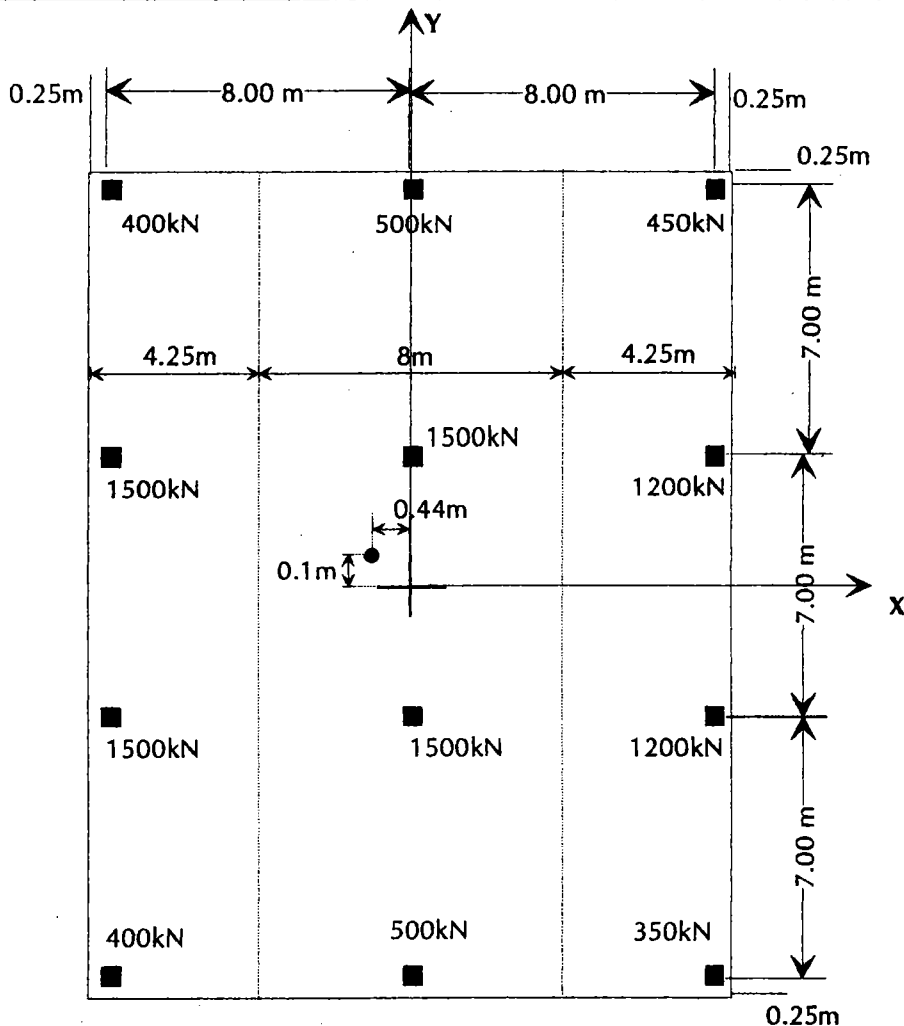
$$J_1 = (1/12)B_m.L_m^3 = (1/12)(16.5)(21.5)^3 = 13665 \text{ m}^4$$

$$J_2 = (1/12)L_m.B_m^3 = (1/12)(21.5)(16.5)^3 = 8050 \text{ m}^4$$

Tổng tải trọng:

$$\Sigma N = 350 + 2(400) + 450 + 2(500) + 2(1200) + 4(1500) = 11000 \text{ kN}$$

## Chương 2: Tính toán móng nông



Tọa độ trọng tâm lực:

$$X' = \frac{\sum N_i \cdot x_i}{\sum N} = 7.814(m)$$

$$Y' = \frac{\sum N_i \cdot y_i}{\sum N} = 10.85(m)$$

Độ lệch tâm:

$$e_x = X' - \frac{B}{2} = 7.814 - 8.25 = -0.44(m)$$

$$e_y = Y' - \frac{L}{2} = 10.85 - 10.75 = 0.1(m)$$

Moment:

$$M_Y = (11000)(0.44) = 4840 \text{ kNm}$$

$$M_X = (11000)(0.1) = 1100 \text{ kNm}$$

Áp lực bình quân:

$$\sigma^{tb} = \frac{\sum N}{B_m \cdot L_m} = \frac{11000}{354.75} = 31(kPa)$$

Ứng suất tính tại các điểm A, B, C, D, E, F theo công thức:



## Chương 2: Tính toán móng nông

$$\sigma_d = \frac{\sum N}{B_m \cdot L_m} \pm \frac{M_x \cdot y}{J_y} \pm \frac{M_y \cdot x}{J_x} = \frac{11000}{354.75} \pm \frac{4840 \cdot y}{8050} \pm \frac{1100 \cdot x}{13665} = 31 \pm 0.6(x) \pm 0.086(y)$$

- Tại A:  $\sigma^A = 31 + 0.6(8.25) + 0.08(10.75) = 36.81 \text{ kPa}$
- Tại B:  $\sigma^B = 31 + 0.6(0) + 0.08(10.75) = 31.86 \text{ kPa}$
- Tại C:  $\sigma^C = 31 - 0.6(8.25) + 0.08(10.75) = 26.91 \text{ kPa}$
- Tại D:  $\sigma^D = 31 - 0.6(8.25) - 0.08(10.75) = 25.19 \text{ kPa}$
- Tại E:  $\sigma^E = 31 + 0.6(0) - 0.08(10.75) = 30.14 \text{ kPa}$
- Tại F:  $\sigma^F = 31 + 0.6(8.25) - 0.08(10.75) = 35.09 \text{ kPa}$

### TÍNH TOÁN MOMENT VÀ LỰC CẮT CHO TỪNG DẢI:

Chia móng bê thành 3 móng băng:

➤ AGFH rộng  $B_{UL} = 4.25 \text{ m}$ ; áp lực trung bình  $\sigma^{tb} = (\sigma^A + \sigma^F)/2 \cong 36 \text{ kPa}$

Tổng áp lực trên dải:

$$\sum N_i^{tb} = \sigma^{tb} (B_{UL} \cdot L_m) = 36(4.25)(21.5) = 3290 \text{ kN}$$

Tổng lực trên dải:

$$\sum N_i = 400 + 1500 + 1500 + 400 = 3800 \text{ kN}$$

Tổng lực trung bình:

$$\sum N^* = (3800 + 3290)/2 = 3545 \text{ kN}$$

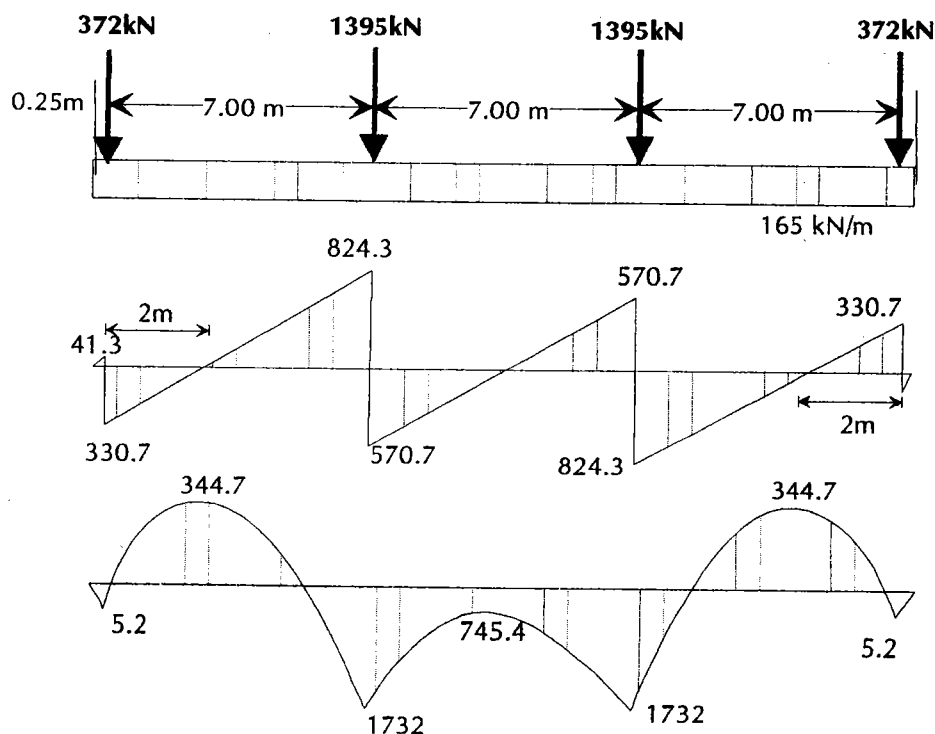
Hệ số điều chỉnh:

$$F_1 = \frac{3545}{3800} = 0.93$$

Tải trọng trên băng này được điều chỉnh là: 372 kN; 1395 kN; 1395 kN; 372 kN

Phản lực nền hiệu chỉnh cho tính toán:

$$\sigma^{l*} = 3545/21.5 = 165 \text{ kN/m}$$



## Chương 2: Tính toán móng nông

➤ GIJH rộng  $B_{2L} = 8 \text{ m}$ ; áp lực trung bình  $\sigma^{2tb} = (\sigma^B + \sigma^E)/2 \cong 31 \text{ kPa}$

Tổng áp lực trên dải:

$$\Sigma N_2^{tb} = \sigma^{2tb}(B_{2L} \cdot L_m) = 31(8)(21.5) = 5332 \text{ kN}$$

Tổng lực trên dải:

$$\Sigma N_2 = 500 + 1500 + 1500 + 500 = 4000 \text{ kN}$$

Tổng lực trung bình:

$$\Sigma N^* = (4000 + 5332)/2 = 4666 \text{ kN}$$

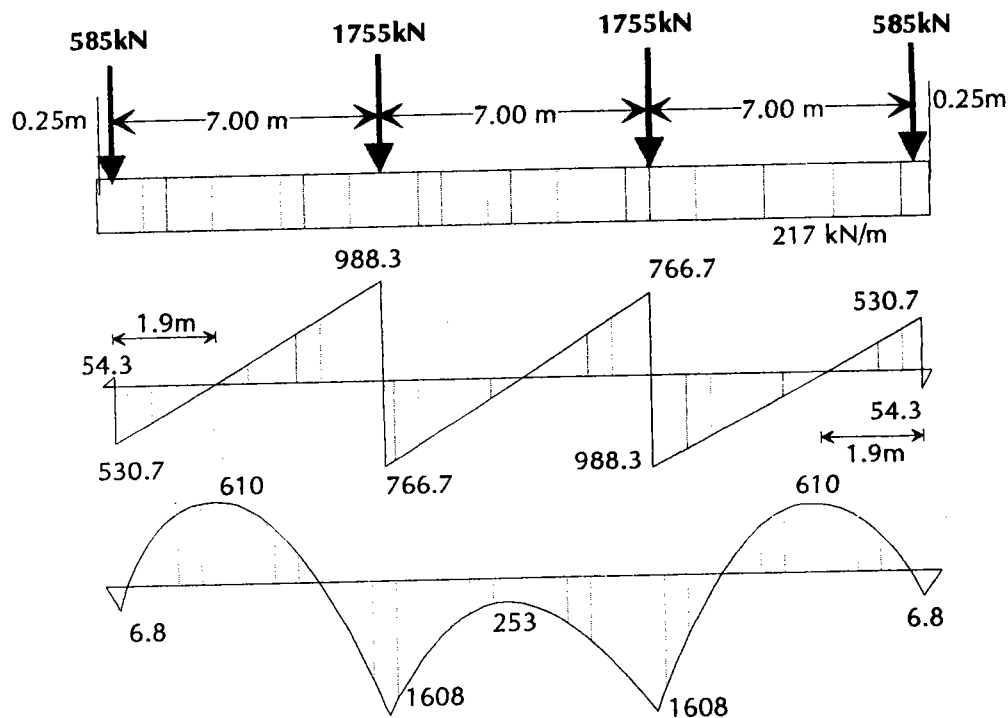
Hệ số điều chỉnh:

$$F_1 = \frac{4666}{4000} = 1.17$$

Tải trọng trên băng này được điều chỉnh là: 585 kN; 1755 kN; 1755 kN; 585 kN

Phản lực nền hiệu chỉnh cho tính toán:

$$\sigma^{2*} = 4666/21.5 = 217 \text{ kN/m}$$



➤ ICDJ rộng  $B_{3L} = 4.25 \text{ m}$ ; áp lực trung bình  $\sigma^{3tb} = (\sigma^C + \sigma^D)/2 \cong 26 \text{ kPa}$

Tổng áp lực trên dải:

$$\Sigma N_3^{tb} = \sigma^{3tb}(B_{3L} \cdot L_m) = 26(4.25)(21.5) = 2376 \text{ kN}$$

Tổng lực trên dải:

$$\Sigma N_3 = 450 + 1200 + 1200 + 350 = 3200 \text{ kN}$$

Tổng lực trung bình:

$$\Sigma N^* = (3200 + 2376)/2 = 2788 \text{ kN}$$

Hệ số điều chỉnh:

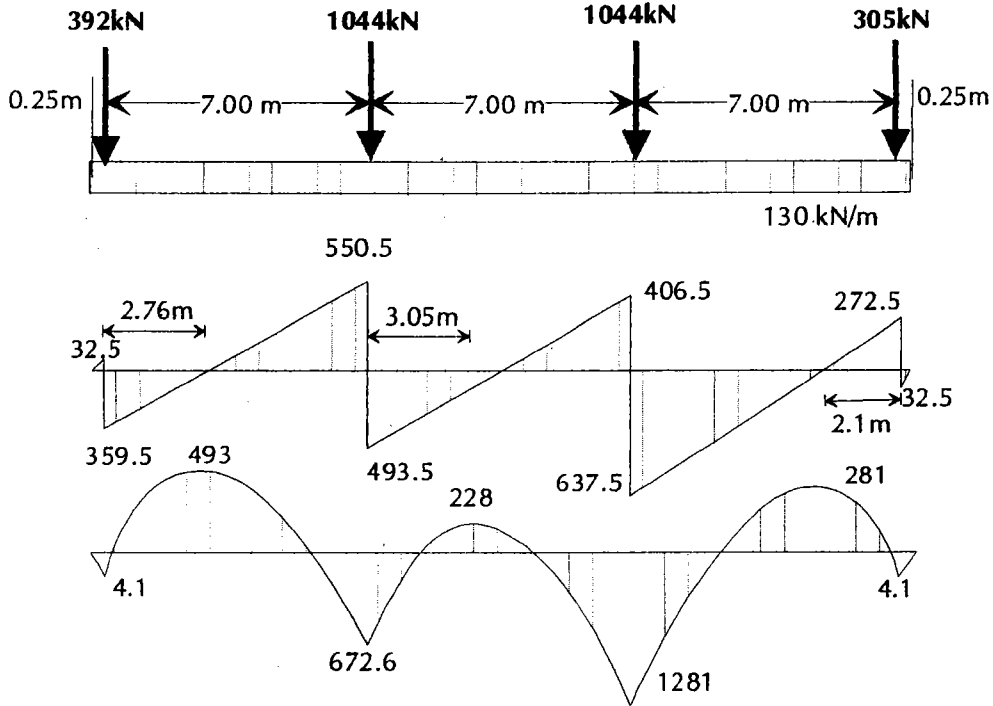
$$F_1 = \frac{2788}{3200} = 0.87$$

## Chương 2: Tính toán móng nông

Tải trọng trên bảng này được điều chỉnh là: 392 kN; 1044 kN; 1044 kN; 305 kN

Phản lực nền hiệu chỉnh cho tính toán:

$$\sigma^{3*} = 2788/21.5 = 130 \text{ kN/m}$$

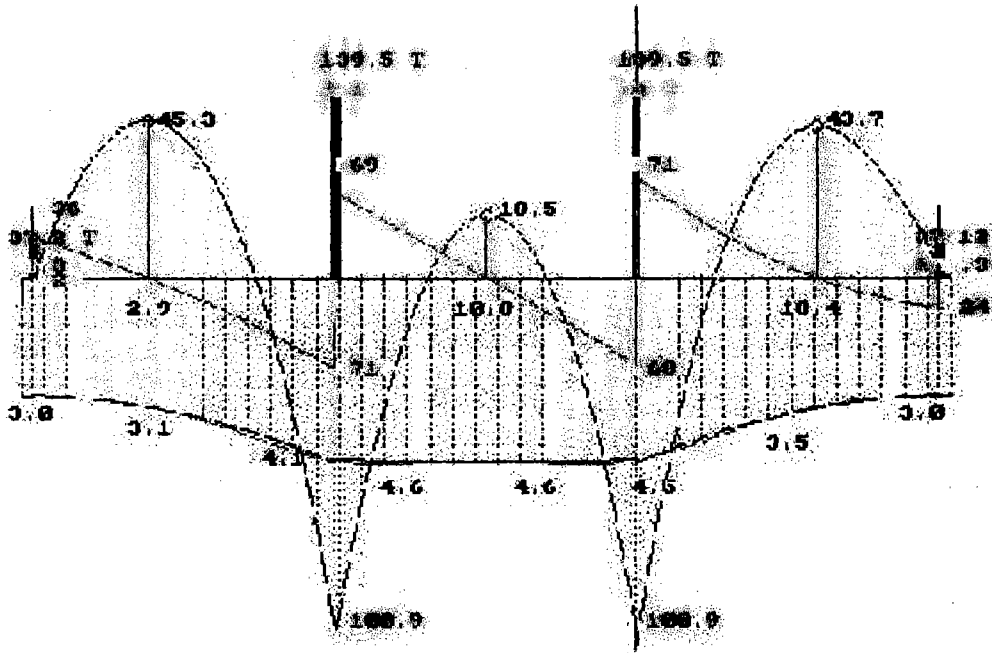


Nếu đưa vào hệ số nền  $C_z$  lấy từ công thức:

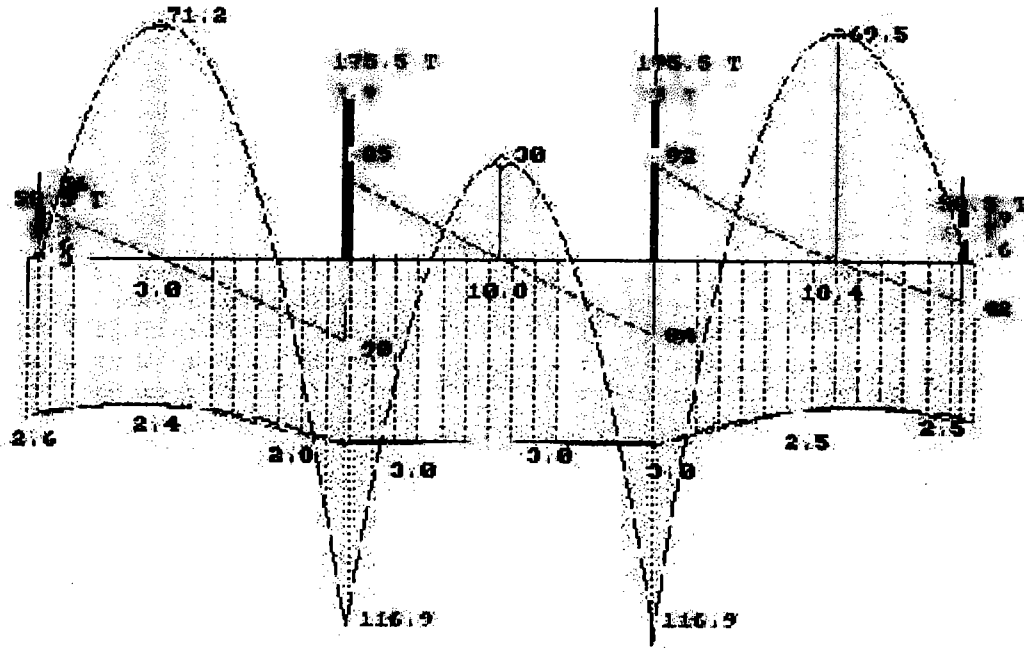
$$C_z = 40 \cdot p_a \cdot (HSAT) = 40(60)(3) = 7200 (\text{kN/m}^3)$$

Kết quả tính từ hệ số nền này là:

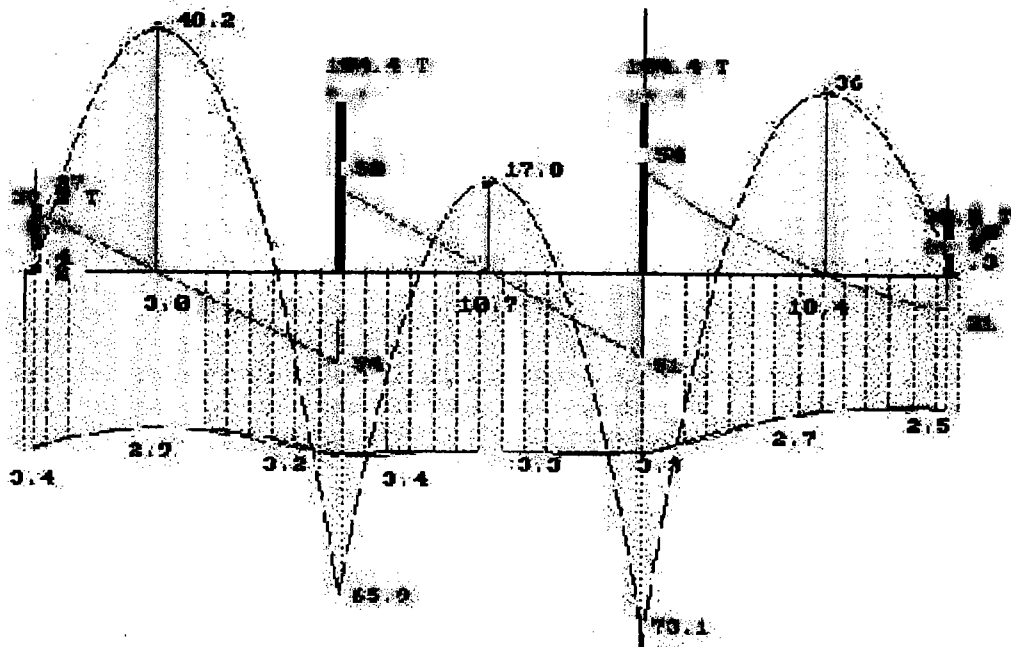
Móng băng AGHD



Nóng băng GIJH



Móng băng ICDJ



## Chương 2: Tính toán móng nông

### Kết cấu móng bè:

Chọn chiều dày bản là 90cm, lớp bảo vệ 5cm,  $h_o = 85\text{cm}$ .

$E = 21\text{E}6 \text{ kPa}$ ;  $E_o = 10\text{E}3 \text{ kPa}$ ,  $\mu_o = 0.3$

□ Độ cứng của bản:

$$t \approx 10 \frac{E_o}{E} \cdot \frac{L_m^3}{h_o^3} = 10 \cdot \frac{10e3}{21e6} \cdot \frac{16.5^3}{0.9^3} = 29.3 > 1$$

Móng không thuộc dạng tuyệt đối cứng, việc tính toán phản lực nền theo quy luật đường thẳng như trên không hợp lý, có thể nên tính theo phương pháp gần đúng của ACI Code

□ Kiểm tra xuyên thủng:

Căn cứ vào giá trị tải trọng và vị trí tải trọng trên ta thấy xuyên thủng nguy hiểm nhất cho cột 1500kN tại cạnh móng bè:

Lực xuyên thủng: 1500kN,  $R_k = 800 \text{ kPa}$

Chu vi xuyên thủng:  $u_{tb} = 2 \times h_o + 3 \times a_c = 2(0.85) + 3(0.5) = 3.2 \text{ m}$

Khả năng chống xuyên thủng:  $0.75(800)(3.2)(0.85) = 1632\text{kN} > 1500\text{kN}$

→ Thoả điều kiện xuyên thủng.

□ Cốt thép móng:

#### ➤ Cốt thép lớp trên:

Cho dải AGFH lấy moment  $M = 344.7 \text{ kN.m}$  tính cho cốt thép lớp trên

$$f_{a_1^T} = \frac{344.7}{0.9(0.85)(210000)} = 2.28e-3(\text{m}^2) = 23\text{cm}^2$$

Chọn  $\phi 18@250$

Cốt thép này được bố trí luôn cho cả các dải GIJH và ICDJ

Cốt thép lớp phía trên theo phương ngang móng được chọn là  $\phi 16@250$

#### ➤ Cốt thép lớp dưới:

Cho dải AGFH lấy moment  $M = 1732 \text{ kN.m}$  tính cho cốt thép lớp dưới

$$f_{a_1^D} = \frac{1732}{0.9(0.85)(210000)} = 1.08e-2(\text{m}^2) = 108\text{cm}^2$$

Chọn  $\phi 25@200$

Cho dải GIJH lấy moment  $M = 1608 \text{ kN.m}$  tính cho cốt thép lớp dưới

$$f_{a_2^D} = \frac{1608}{0.9(0.85)(210000)} = 1.00e-2(\text{m}^2) = 100\text{cm}^2$$

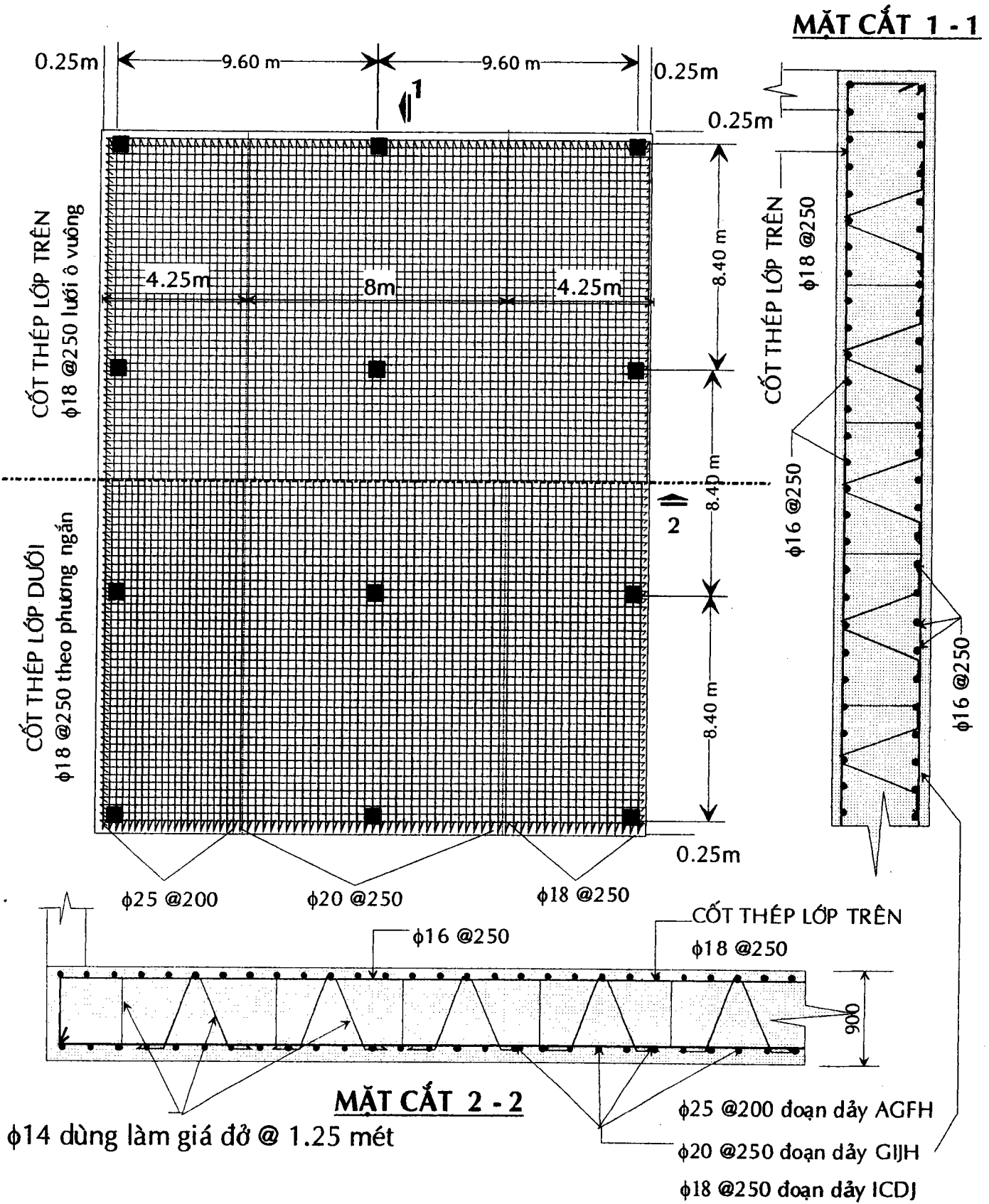
Chọn  $\phi 20@250$

Cho dải ICDJ lấy moment  $M = 1732 \text{ kN.m}$  tính cho cốt thép lớp dưới

$$f_{a_3^D} = \frac{1281}{0.9(0.85)(210000)} = 7.97e-3(\text{m}^2) = 79.7\text{cm}^2$$

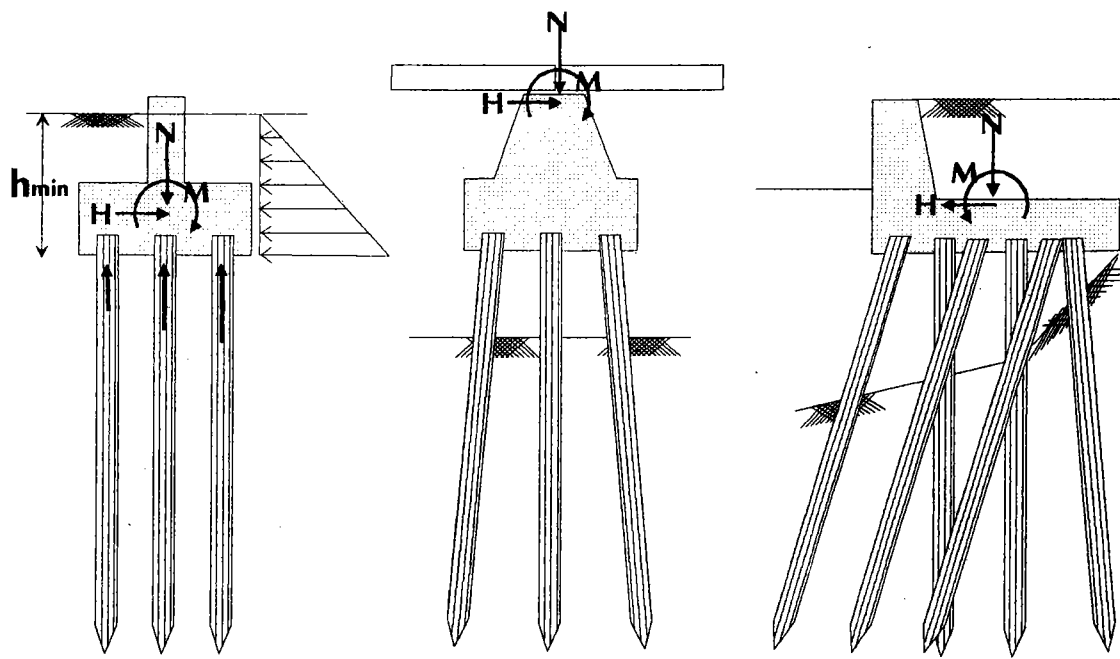
Chọn  $\phi 18@250$

Cốt thép lớp phía dưới theo phương ngang móng cũng được chọn là  $\phi 16@250$



# MÓNG CỌC

Được dùng phổ biến nhất trong trường hợp tải trọng công trình khá lớn, hay trong điều kiện địa chất yếu, giải pháp móng cọc luôn là được xem là giải pháp thuận lợi nhất do đặc tính phóng phú về cấu tạo và vật liệu của cọc.



MÓNG CỌC ĐÀI THẤP

MÓNG CỌC ĐÀI CAO

## 1) YÊU CẦU SỬ DỤNG:

Phân loại móng cọc theo điều kiện làm việc được chia thành 2 loại:

### a) Móng cọc dài thấp:

Là móng cọc trong đó các cọc chịu hoàn toàn chỉ chịu nén và không chịu uốn, với tải trọng do cột truyền xuống bao gồm lực đứng  $N$ , moment  $M$  và lực ngang  $H$ , trong đó lực ngang  $H$  được cân bằng với áp lực bị động của đất theo độ sâu đặt móng tối thiểu:

$$h_{min} = 0.7 \cdot \text{tg}(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) \sqrt{\frac{2H}{\gamma \cdot B}} \quad [2-1]$$

trong đó

$\gamma$ ,  $\varphi$  - dung trọng và ma sát đất trong phạm vi chiều sâu chôn móng

$B$  - bề rộng theo phương thẳng góc với lực ngang  $H$

Moment  $M$  của tải trọng được cân bằng với các phản lực trên đầu cọc khi với số lượng cọc trên 1 cọc trong dài, các phản lực của cọc với cánh tay đòn  $x_i$  tạo nên các moment cân bằng với moment của tải trọng, khả năng có thể xảy ra là cọc bị nhỏ. Do đó nếu chỉ có 1 cọc thì không có khả năng chống lại moment này và khi

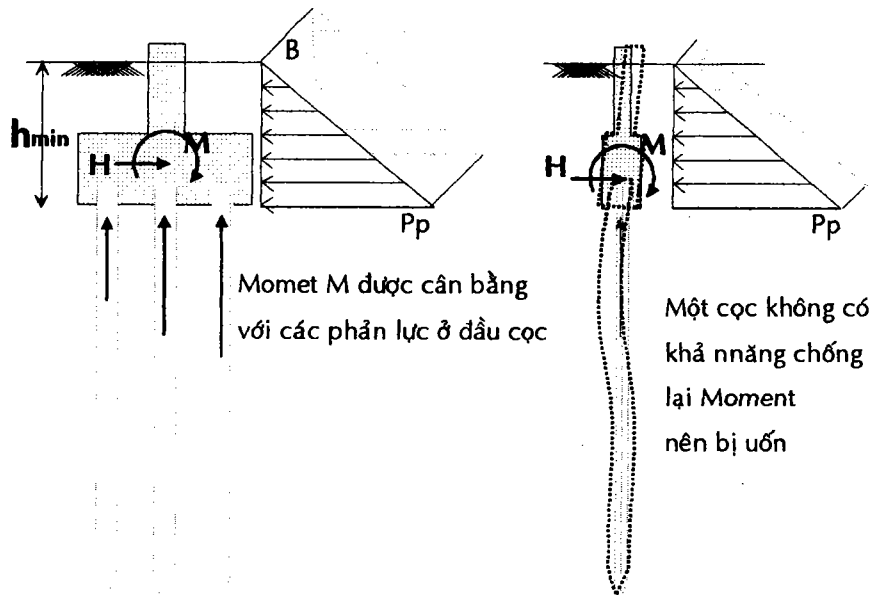
### Chương 3: Móng Cọc

đó cọc sẽ bị uốn và không được xem là móng dài thấp, đồng thời do bề ngang cọc nhỏ nên bỏ qua áp lực bị động, bài toán sẽ được kiểm tra cọc chịu tải ngang và Moment.

Với chiều sâu chôn móng  $> h_{min}$  và số lượng cọc  $> 1$  cho phép ta tính toán như móng cọc dài thấp, Moment  $M$  được cân bằng với các lực nén hay nhổ trong cọc.

#### b) Móng cọc dài cao:

Khi chiều sâu chôn móng nhỏ hơn  $h_{min}$  móng cọc được tính theo dạng móng cọc dài cao theo đó các cọc sẽ chịu uốn nên và như vậy ta tính toán theo móng cọc dài cao để xác định nội lực trong cọc.

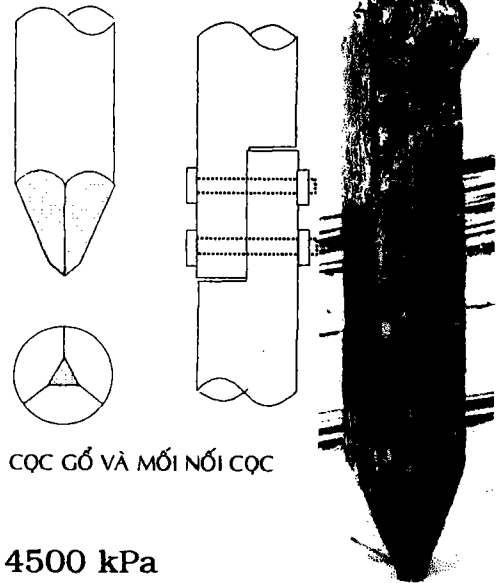


#### 1) CẤU TẠO CỌC:

Tùy theo vật liệu, cọc được chia thành các loại cọc như sau:

##### 2.1 Cọc gỗ:

- Dùng trong công trình nhỏ tạm thời
- Nhẹ vận chuyển, cấu tạo đơn giản dễ nối cọc.
- Sức chịu tải nhỏ, dễ bị mục chỉ được sử dụng trong điều kiện thấp hơn mực nước ngầm 50cm, hình bên cho ta thấy cây cọc gỗ vẫn còn tốt sau thời gian sử dụng trên 30 năm được lấy lên tại Phường 3 Q. Bình Thạnh (Khu Kênh Rạch Cầu Bông ngày 29-2-2000).
- Đường kính  $D$  từ 20 đến 30 cm chiều dài tối đa có thể thực hiện được là 15 mét
- Khả năng chịu nén của gỗ được lấy là  $R_g = 4500$  kPa
- Điều kiện sử dụng là gỗ phải không cong 2 chiều, độ cong một chiều không quá 1%
- Vùng phía Bắc VN có thói quen dùng cọc tre, loại tre được dùng là tre đực, lõi đặc, vùng phía Nam có thói quen dùng củi tràm, với đường kính gốc 100cm, đường kính ngọn 6cm, dài 4 mét đóng với mật độ 25 cây/m<sup>2</sup> đôi khi đóng với mật độ cao hơn khi kích thước củi khá nhỏ, khả năng chịu tải rỗng có thể dùng theo kinh nghiệm là 60 đến 70 kPa, tuy nhiên cần phải





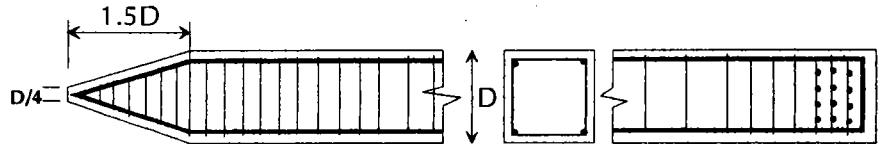
### Chương 3: Móng Cọc

chú ý đến độ lún của nhóm cừ tràm này, nhất là khả năng biến dạng thứ cấp có thể lớn hơn biến dạng cố kết có thể có của đất bùn sét.

- Tính theo vật liệu:
- $P_{c(VL)} = k.m.R_g.F_c$
- Trong đó  $km = 0.7$

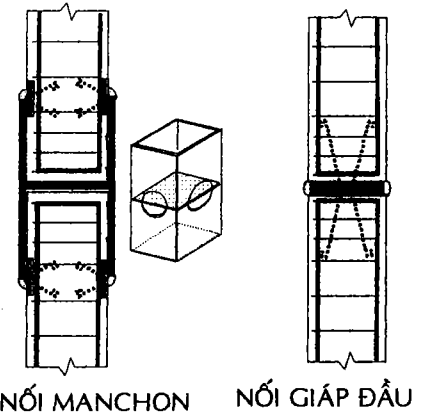
#### 2.2 Cọc bê tông cốt thép:

- Được sử dụng rộng rãi với kích thước tùy ý
- Tải trọng tối đa được khuyến cáo



CỌC BÊ TÔNG CỐT THÉP

- không nên quá 1000kN, tốt nhất là 800kN
- Kích thước chế tạo là 20x20; 25x25; 30x30; 40x40... nếu sử dụng tải lớn hơn 1000kN tốt nhất là dùng cọc khoan nhồi.
- Cốt thép bố trí trong cọc theo quy phạm không được nhỏ hơn 0.3% đến 0.4%
- Tuy nhiên để bảo đảm cho điều kiện sử dụng cọc lớn hơn khả năng chịu tải cọc theo đất nền thông thường người ta bố trí cốt thép như sau:



NỐI MẠCHON NỐI GIÁP ĐẦU

Cọc 20x20 dùng 4φ14, Cọc 25x25 dùng 4φ16, Cọc 30x30 dùng 4φ18 ...

Khả năng chịu tải theo vật liệu được tính theo công thức:

$$P_{VL} = k.m.(R_n.F_c + m_{ct}.R_{ct}.F_{ct}) \quad [2-2]$$

trong đó:

$R_n$ - cường độ chịu nén của bê tông.

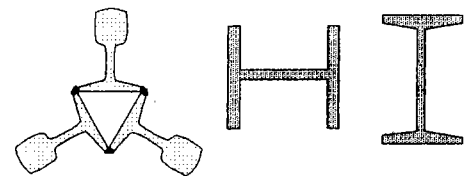
$F_c$ - tiết diện cọc

$R_{ct}$ - cường độ chịu nén của thép = 210000 đến 360000 kPa

$m_{ct}$ - hệ số điều kiện làm việc của thép thường được lấy = 1

$k.m$ - hệ số về điều kiện làm việc của vật liệu, được lấy = 0.7

$F_{ct}$ - diện tích của cốt thép bố trí trong cọc.



TIẾT DIỆN CỌC THÉP

#### 2.3 Cọc thép

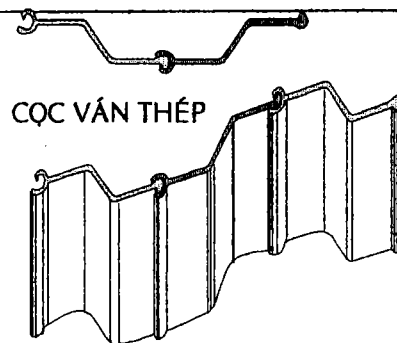
Do tính kháng uốn tốt, cọc thép được dùng cho các công trình vĩnh cửu, công trình chịu tải trọng đứng lớn, hay công trình chịu tải trọng ngang như bến cảng, phổ biến nhất là cọc dạng bản.

- Tải trọng tối đa 1000 kN

### Chương 3: Móng Cọc

- Dài không hạn định, dễ nối, có thể xuyên qua các chướng ngại vật hay sét cứng nhất là xuyên qua lớp sạn laterit
- Phải có biện pháp chống rỉ,
- Dễ thi công, với búa loại rung hay ép
- Sức chịu tải theo vật liệu:

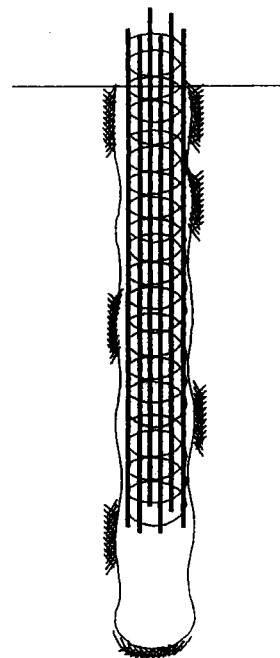
$$P_{VL} = m_{ct} \cdot R_{ct} \cdot F_c \quad [2-3]$$



#### 2.5 Cọc khoan nhồi:

Bằng thiết bị khoan với đường kính từ 60 đến 120 cm tạo thành hố khoan sâu với sự hỗ trợ của mùn khoan (betonit) tạo cho thành hố khoan thẳng đứng không bị sụp, sau đó đổ bê tông và đặt cốt thép với chiều dài = 2/3 chiều dài cọc hay lớn hơn chiều sâu ngàm uốn  $L_M$

Quá trình thi công cọc khoan nhồi phải được kiểm tra tránh khuyết tật theo đúng yêu cầu đặt ra của quy phạm (xem quy định kiểm tra thi công móng cọc khoan nhồi)



#### 2.4 Cọc hỗn hợp

Loại cọc này ít được phổ biến, chủ yếu cho công trình tạm thời, cọc hỗn hợp bao gồm 2 thành phần, phần dưới là gỗ đặt dưới mực nước ổn định 0.5m, phần trên là bê tông

### 2) CẤU TẠO ĐÀI CỌC

Đài cọc được cấu tạo để liên kết các cọc lại với nhau, các cọc thường được chôn trong đài móng theo 2 cách:

- khoảng cách  $e$  giữa 2 cọc là  $3D$ , cọc chống chịu mũi giảm xuống còn  $2D$ , cọc xiên là  $1.5D$
- khoảng cách từ mép móng đến mép đài lớn hơn  $\frac{1}{2}D$
- độ sâu chôn cọc vào trong đài phải lớn hơn  $2D$  và không lớn hơn 120cm với đầu cọc nguyên
- với đầu cọc được đập bể, chiều dài của cốt thép cọc chõ phải dài từ  $30\phi$  đến  $40\phi$ , và phần ngàm cọc trong đài từ 10cm đến 15cm.

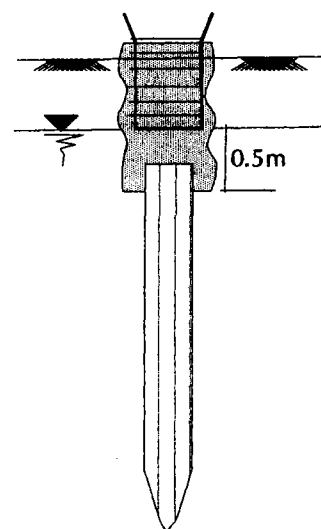
#### 3-1) BỐ TRÍ CỌC:

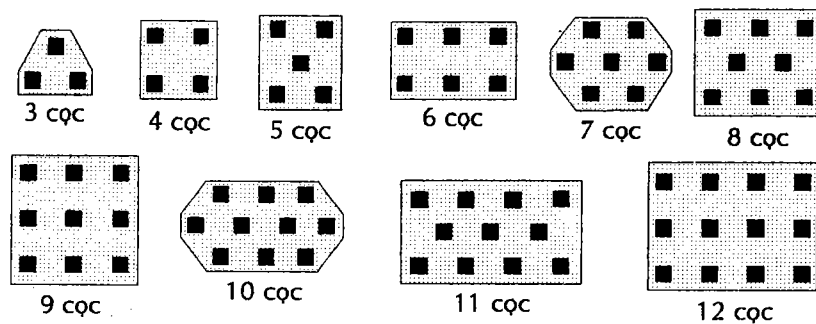
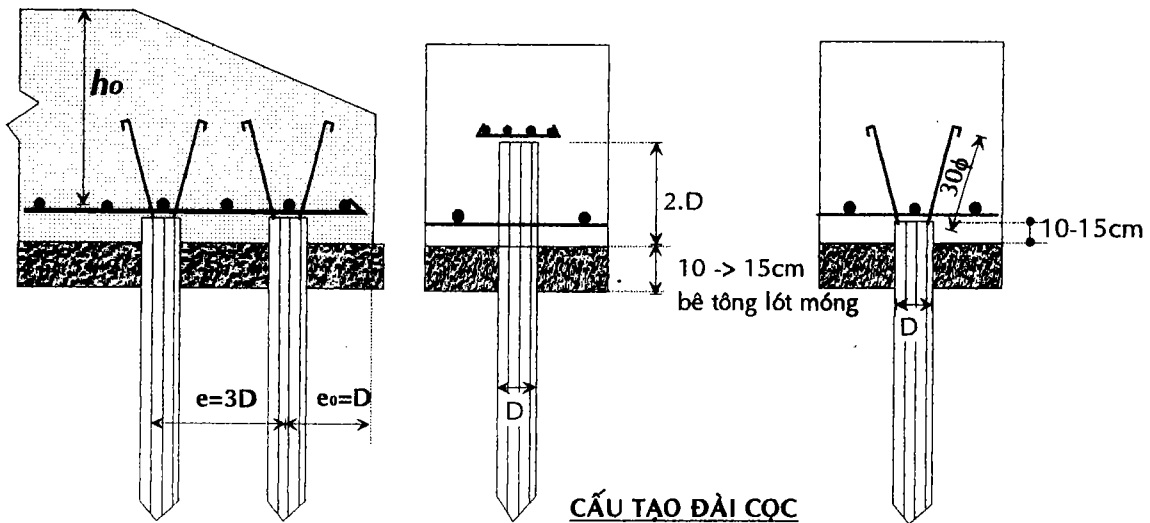
Số lượng cọc được chọn trên cơ sở:

$$n_{cọc} = (1.2 \rightarrow 1.4) \frac{\text{Tải trọng thẳng đứng}}{\text{khả năng sử dụng 1 cọc}}$$

và tùy theo giá trị moment gây nên lệch tâm để chọn số lượng cọc tăng thêm theo cách bố trí cọc tương ứng.

CỌC KHOAN NHỒI





Cách bố trí cọc

3-2) XUYÊN THÙNG ĐÀI CỌC:

Việc kiểm tra xuyên thủng vào đài cọc cho móng cọc bao gồm 2 dạng:

a) Cổ cột với đài:

Kiểm tra xuyên thủng cổ cột vào đài cũng giống như trong tính toán móng nông, tại đây lực xuyên thủng  $P_{xt}$  bao gồm tổng các phản lực trên đầu cọc ngoài phạm vi xuyên thủng

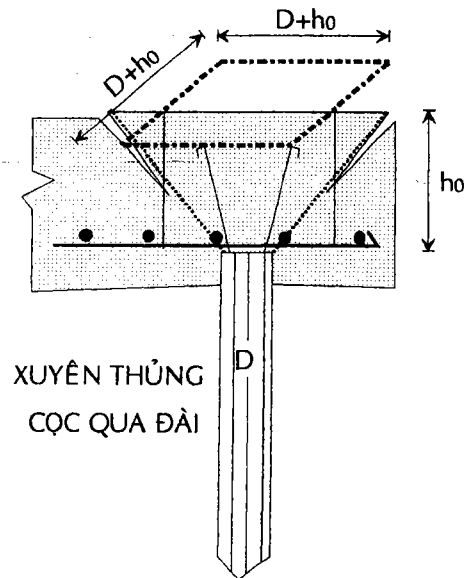
b) Cọc với đài cọc:

Cọc cũng có khả năng xuyên thủng đài cọc với phản lực trên đầu cọc, ta sẽ tính toán với phản lực trên đầu cọc nào lớn nhất  $P_{c(max)}$  và trên chu vi xuyên thủng là  $4(D+h_0)$ :

$$P_{c(max)} \leq 0.75.R_k \cdot 4 \cdot (D+h_0) \cdot h_0 = 3 \cdot (D+h_0) \cdot h_0 \cdot R_k \quad [2-4]$$

Việc xác định  $P_{c(max)}$  từ sự cân bằng của các đầu cọc với tải trọng  $N$  và moment  $M$  trong phần tính toán móng cọc đài thấp (mục 5)

**Điều cần quan tâm là khi bố trí cọc chỉ có 1 hàng thì khi đó đài cọc trở thành dầm trên hàng cọc, lúc bấy giờ lực xuyên thủng trở thành lực cắt ngang, và như vậy tính toán như dầm chịu lực cắt.**



**3-3) HIỆU ỨNG NHÓM**

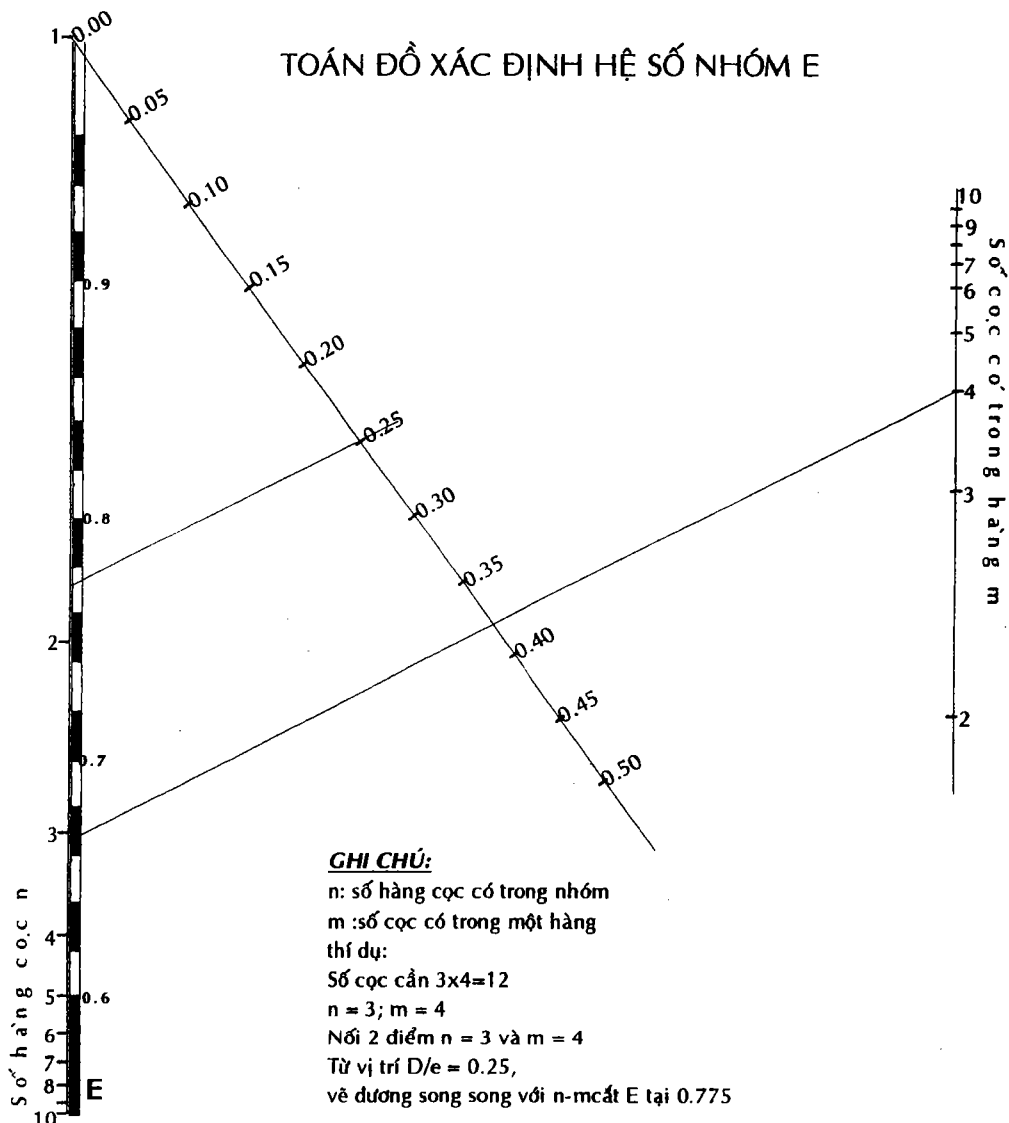
Quy phạm khuyến cáo cần phải chú ý đến hiệu ứng của nhóm cọc, khi cọc làm việc trong 1 nhóm do tác dụng ảnh hưởng lẫn nhau làm cho khả năng chịu tải của cọc giảm, hệ số hiệu ứng này tùy thuộc vào khoảng cách  $e$  của cọc và cách bố trí cọc trong nhóm ( $n$  hàng, mỗi hàng  $m$  cọc, tổng số cọc =  $m.n$ ), ta có:

$$N = E.(n.m).P_c \quad [2-5a]$$

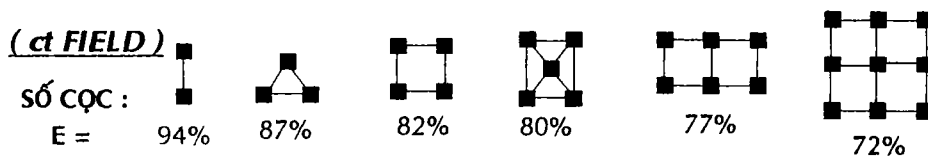
Trong đó  $E$  - hệ số nhóm  $< 1$ , được xác định theo ct Converse-Labarre:

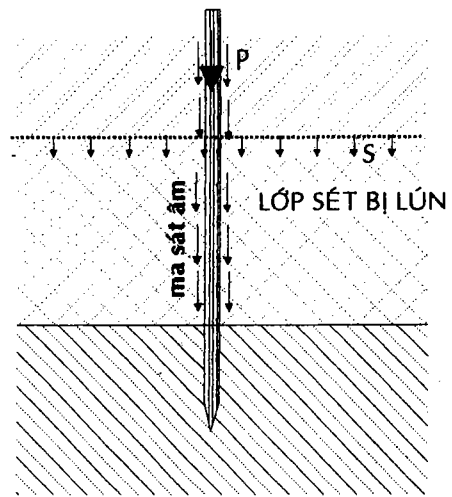
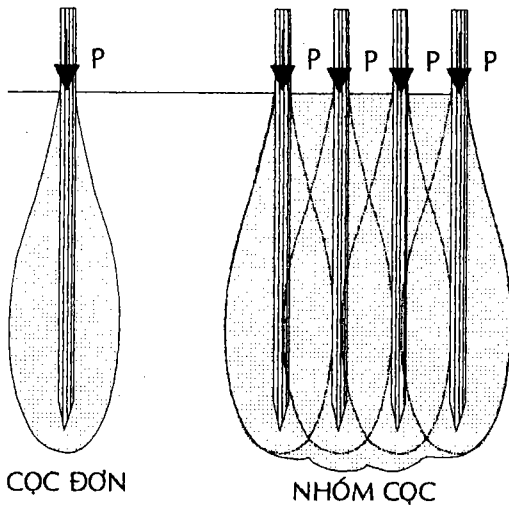
$$E = 1 - \arctg\left(\frac{D}{e}\right) \cdot \frac{(n-1).m + (m-1).n}{90.m.n} \quad [2-5b]$$

công thức trên được thiết lập thành toán đồ như sau:



Đơn giản nhất có thể dùng theo công thức FIELD:





**3-4) MA SÁT ÂM:**

Trong điều kiện cọc xuyên qua lớp đất yếu, có thể do tác động của tải trọng ngoài (tải trọng nền nhà, kho hàng) hay do trọng lượng bản thân (đất đắp đang trong quá trình cố kết phổ biến nhất ở các mố cầu) sẽ gây nên biến dạng cho lớp đất yếu này, quá trình biến dạng của đất lồi kéo cọc gây nên hiện tượng ma sát âm làm giảm khả năng chịu tải của cọc. Hiệu ứng nhóm tác dụng lẫn nhau giữa các cọc cũng là một dạng của ma sát âm.

**3) KHẢ NĂNG CHỊU TẢI CỌC ĐƠN:**

Khả năng chịu tải cọc đơn được xác định từ 2 yếu tố là do vật liệu và do đất nền.

**4-1) Do vật liệu cọc**

Khả năng chịu tải cọc theo vật liệu được từ các công thức trên, khả năng chịu tải này (trong điều kiện đóng hay ép) phải được thiết kế lớn hơn sức mang cực hạn của nền để có thể đóng hoặc ép được đến chiều sâu thiết kế mà không làm cọc bị phá hoại, tuy nhiên cũng không nên quá dư để gây nên lãng phí.

Khi sử dụng sẽ lấy từ giá trị của đất nền với một hệ số an toàn cho phép.

**4-2) Do đất nền**

Để tính khả năng chịu tải của cọc dựa theo đất nền, chiều sâu địa chất công trình phải được xác định đủ nhằm bảo đảm cho yêu cầu thiết kế, chiều sâu địa chất này phải được khảo sát không được nhỏ hơn 6 mét dưới mũi cọc hay 10 lần đường kính cọc, lớp đất có thể xem là đất tốt với  $N(búa) > 50-100$ .

Các phương pháp tính toán dựa trên cơ sở đặc tính cơ học của đất được xác định từ phòng thí nghiệm hay hiện trường.

Với 1 cọc đơn đặt sâu trong đất được ổn định bằng Ma sát trượt bên hông và sức kháng ở mũi cọc.

Được viết dưới dạng tổng quát:

$$Q_{gh} = Q_{mũi} + Q_f \quad [2-6]$$

trong đó:

$Q_{mut}$  - khả năng chịu tải ở mũi cọc.

$Q_f$  - khả năng bám trượt bên hông.

Được xác định từ các thành phần

$$Q_{gh} = q_m \cdot F_c + u \cdot L \cdot f_s \quad [2-7]$$

trong đó:

$q_m$  - là áp lực giới hạn tại mũi cọc.

$f_s$  - sức bám trượt hông xung quanh cọc

$F_c, u, L$  - tiết diện, chu vi và chiều dài cọc

Nếu cọc có mũi đặt trên nền đất tốt và chủ yếu dựa vào khả năng này và không tính đến khả năng bám trượt xung quanh cọc ta gọi là cọc chống. Ngược lại khả năng chống không đáng kể có thể bỏ qua và chỉ chủ yếu dựa vào khả năng bám trượt xung quanh cọc, khi đó ta gọi là cọc treo hay cọc ma sát.

► Khả năng chịu giới hạn tại mũi cọc:

Cọc xuyên qua lớp đất có tới chiều sâu  $Z$  và  $\gamma$  tương ứng, khả năng giới hạn tại mũi là:

$$q_m = Z \cdot \gamma \cdot N_q + 1.3 \cdot c \cdot N_c + 0.3 \cdot D \cdot \gamma \cdot N_\gamma \quad [2-8]$$

Trong đó  $D$  là đường kính cọc, Do kích thước của  $D$  quá nhỏ so với chiều sâu  $Z$  tại mũi cọc nên ta có thể bỏ qua công thức trên chỉ còn:

$$q_m = Z \cdot \gamma \cdot N_q + 1.3 \cdot c \cdot N_c \quad [2-9]$$

Các hệ số  $N_c, N_q$  tra bảng theo  $\varphi$

► Theo CAQUOT - KÉRISEL (1955) thì:

$$N_q = 10^{N \cdot \lg(\varphi)} \quad [2-10]$$

trong đó

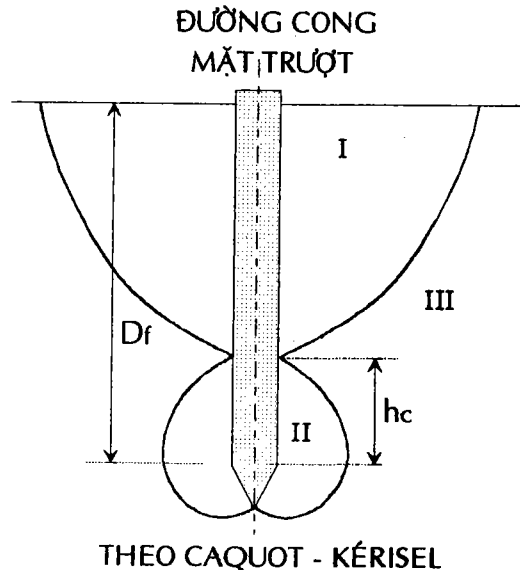
$N = 3.7$  cho cọc có đường kính 0.2 mét

$N = 2.7$  cho cọc có đường kính 0.32 mét

Với đường kính > 0.32 mét thì

$$N_q = \operatorname{tg}^2 \left\{ \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right\} \cdot e^{\pi \cdot \operatorname{tg} \varphi} \quad [2-11]$$

Ghi chú: Giá trị  $N_q$  của Caquot-Kérisel thay đổi theo mặt trượt tại mũi cọc, và như vậy trong điều kiện được giới thiệu này, quan hệ chiều sâu cho  $h_c = \frac{B}{4} \cdot N_q^{\frac{2}{3}}$ . Các giá trị của  $N_c, N_q, N_\gamma$  có thể tra theo bảng:



$\varphi$	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
$N_\gamma$	0	0.3	1	2.3	4.9	10.7	21.8	47.9	112	299
$N_q$	1	1.6	2.5	3.9	6.4	10.7	18.4	33.3	64.2	
$N_c$	5.14	6.5	8.3	11	14.8	20.7	30.1	16.1	75.3	

### Chương 3: Móng Cọc

➤ Khả năng bám trượt xung quanh cọc

Được tính trên chiều dài  $Z = D_f - h_m$  bao gồm sức ma sát hông và lực dính  $c$ .  
Người ta có thể tách ra làm hai trường hợp này để dễ tính toán.

a) Đất cát:

Để chống được chuyển vị cọc trong đất, bản thân trọng lượng của đất gây nên sức ép hông nghiêng một góc  $\delta$  so với mặt ngang, và tạo nên ma sát xung quanh cọc, áp lực phân bố theo dạng tam giác là:

$$f_s = \gamma \cdot Z \cdot K_p \cdot \sin \delta \quad [2-12]$$

trong đó:

$K_p$  - hệ số áp lực ngang.

Tổng lực ma sát này tính cho chu vi  $u$  của cọc là:

$$Q_f = u \cdot f_s \cdot \frac{Z}{2} = u \cdot (K_p \cdot \sin \delta) \cdot \gamma \cdot \frac{Z^2}{2} \quad [2-13]$$

$\delta$  - chính là ma sát giữa cọc và đất thường được lấy  $= 2/3\varphi$

Caquot thiết lập bảng tính cho giá trị  $K_p \cdot \sin(\varphi)$  và  $K_p \cdot \sin(2/3\varphi)$  như sau:

$\varphi^\circ$	0	10	15	20	25	30	35	40	45
$K_p \cdot \sin(\varphi)$	0	0.285	0.567	1.03	1.81	3.21	5.85	11.3	23.7
$K_p \cdot \sin(2/3\varphi)$	0	0.186	0.364	0.64	1.10	1.88	3.27	5.9	11.4

b) Đất dính:

Trong trường hợp đất dính với giá trị  $c$ ,  $\varphi$  của sức chống cắt của đất, người ta thay vào đó sức bám trượt hông quy đổi về góc giá trị  $\frac{c}{\text{tg}(\varphi)}$ . Khi đó biểu thức của lực bám dính hông là:

$$f_s = K_p \cdot \frac{c}{\text{tg}(\varphi)} \cdot \sin \delta = c \cdot K_c \quad [2-14]$$

$$\text{với } K_c = (1 + \sin \varphi) \cdot e^{2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \cdot \text{tg} \varphi}$$

và được thiết lập theo bảng:

$\varphi^\circ$	0	10	15	20	25	30	35	40	45
$K_c(\varphi)$	1	1.6	2.06	2.7	3.26	5.01	7.27	10.36	18.0
$K_c(2/3\varphi)$	1	1.24	1.43	1.67	2.00	2.47	3.14	4.04	5.39

Khi  $\varphi = 0$ , với đất sét thuần túy ta được  $f_s = c$ .

Thực nghiệm của Caquot - Kérisel cho ta giá trị:

$$f_s = \frac{1 + c^2}{1 + 7 \cdot c^2} \cdot c \quad [2-15]$$

Hệ số an toàn thông dụng được đề nghị lấy như sau: cho  $Q_{\text{mút}}$  là 2 và  $Q_f$  là 3

➤ Theo MEYERHOF (1953):

Khả năng chịu tải cực hạn tại mũi cọc cho bởi:

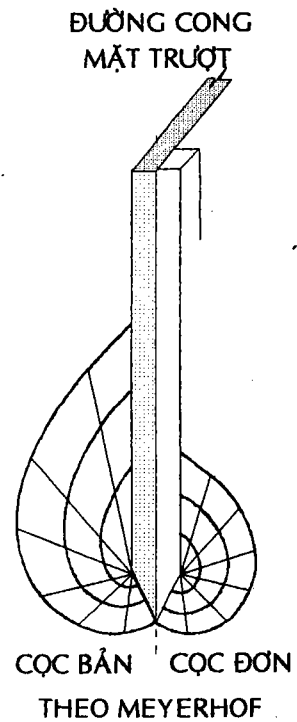
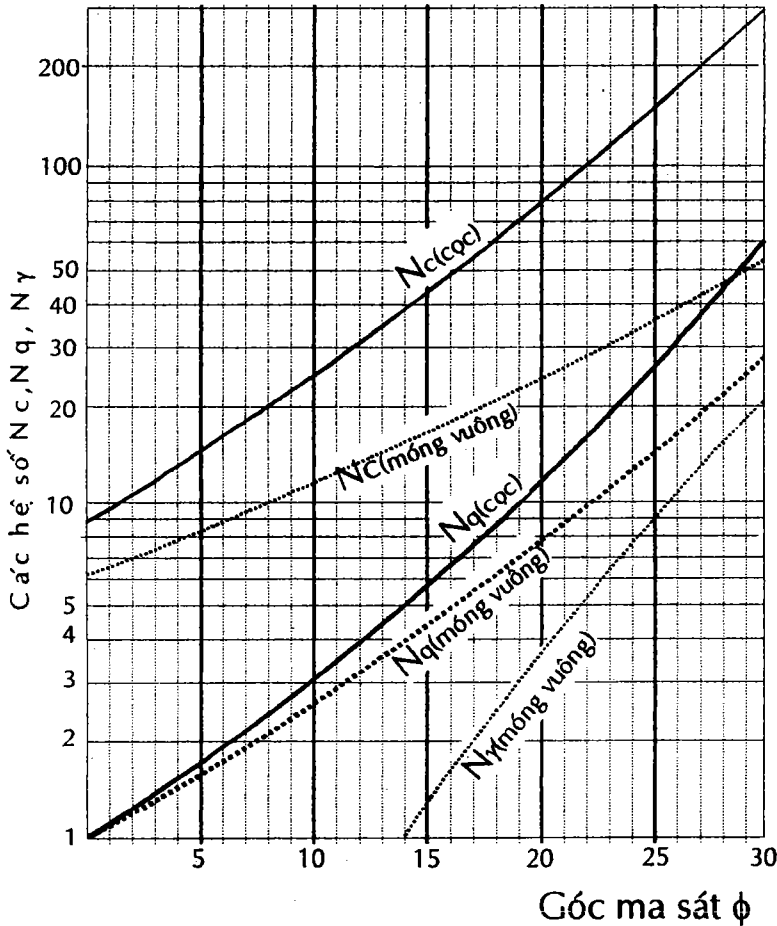
### Chương 3: Móng Cọc

$$q_m = K_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot N_q + c \cdot N_c \quad [2-16]$$

trong đó:

$K_s$  - hệ số áp lực đất trong vùng trượt dưới mũi cọc

$N_q, N_c$  - tra theo biểu đồ:



Khả năng bám trượt trên một đơn vị diện tích xung quanh cọc:

$$f_s = c_a + p_s \cdot \sin \delta \quad [2-17]$$

trong đó:

$c_a$  - lực dính giữa cọc và đất  $\leq \alpha \cdot c_u$ .

$p_s$  - áp lực hông của đất lên cọc

$$f_s = \frac{K_o \cdot \gamma \cdot Z}{2} \cdot \text{tg} \delta \quad [2-18]$$

$K_o$  - hệ số áp lực trung bình trên thành cọc

$\delta$  - ma sát giữa cọc và đất

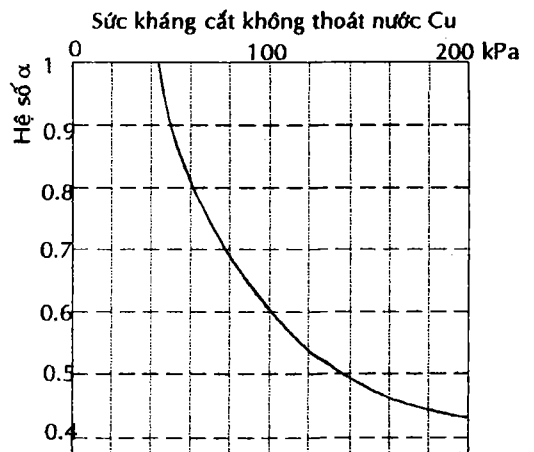
Meyerhof phân tích tính toán trong 2 trường hợp đặc biệt:

➤ SÉT ( $\phi = 0$ ):

$N_q = 1; N_c = 9 \rightarrow 10, K_s = 1, \delta = 0$ , ta được:

$$q_m = \gamma \cdot Z + 9,5c \quad [2-19]$$

$$f_s = c_a = \alpha \cdot c_u \quad [2-20]$$





➤ CÁT (c = 0):

$K_s = 0.5$  cho đất cát rời = 1 cho cát chặt

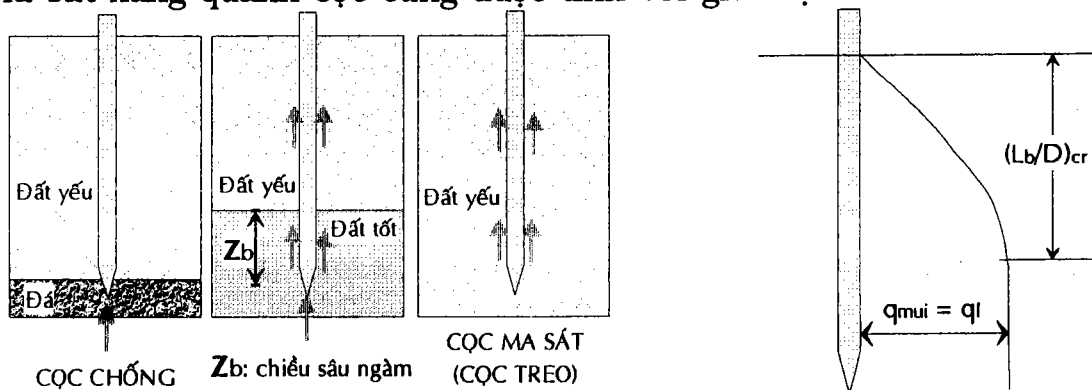
$$q_m = K_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot N_q \quad [2-21]$$

$$K_o = (0.5 \rightarrow 1) \cdot K_s$$

Năm 1976 trị số  $N_c, N_q$  được đề nghị thay thế bằng  $N'_c, N'_q$  cho trường hợp cát như sau:

Sức chịu nôi của cọc tăng theo độ sâu ngàm của mũi cọc trong lớp đất tốt theo tỷ số  $Z_b/D$  nhưng không vượt quá giá trị tối đa  $(Z_b/D)_{cr}$  khi vượt quá giá trị này thì  $q_m$  không tăng. Trị số tối hạn  $(Z_b/D)_{cr}$  này tùy thuộc vào góc ma sát  $\varphi$  của cát và tương quan này không xét khi  $\varphi < 30^\circ$

Ma sát xung quanh cọc cũng được tính với giới hạn chiều sâu như trên được



viết như sau:

$$f_s = \sigma' \cdot K_s \cdot tg(\varphi_a) \quad [2-22]$$

$K_s \cdot tg(\varphi_a)$  được thành lập biểu đồ theo  $\varphi$  (trang 15)

**ĐỂ TÍNH KHẢ NĂNG CHỊU TẢI CỦA CỌC ĐƠN, TA CÓ THỂ TÍNH THEO 6 PHƯƠNG PHÁP:**

**4-2-1 PHƯƠNG PHÁP TRA BẢNG THỐNG KÊ:**

Phương pháp này dựa trên quy phạm CHNII 2.02.03.85 của Liên xô.

Sức chịu tải cọc đơn được dùng là:

$$Q_a = \frac{Q_{tc}}{K_{at}} \quad [2-23]$$

trong đó  $K_{at}$  là hệ số an toàn được lấy là

- 1.4 cho móng trên 21 cọc
- 1.55 cho móng 11 đến 20 cọc
- 1.65 cho móng từ 6 đến 10 cọc
- 1.75 cho móng có dưới 6 cọc

$Q_{tc}$  được xác định gồm 2 thành phần là khả năng chịu mũi và khả năng bám trượt bên hông:

$$Q_{tc} = m_R \cdot q_m \cdot F_c + u \cdot \sum m_f \cdot f_{st} \cdot L_i \quad [2-24]$$

trong đó:

$m_R$  - hệ số điều kiện làm việc tại mũi cọc lấy = 0.7 cho sét; = 1 cho cát

$m_f$  - Hệ số điều kiện làm việc của đất bên hông lấy

### Chương 3: Móng Cọc

$= (0.9 - 1)$  cho cọc;  $= 0.6$  cọc khoan nhồi

$q_m$  - khả năng chịu mũi của cọc tra bảng

$f_{st}$  - khả năng bám trượt xung quanh cọc

$F_c$  - tiết diện cọc

$L_u, u$  - chiều dài phân đoạn và chu vi cọc

Bảng tra sức chống của đất  $q_m$  tại mũi cọc

Độ sâu tại mũi cọc (m)	SỨC CHỐNG MŨI CỌC $q_m$ (T/m <sup>2</sup> )						
	Đất cát chặt vừa						
	SỎI	THỎ	-	TRUNG	MIN	BỤI	-
	Đất sét với độ sệt B						
	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6
3	750	<u>660</u> (400)	300	<u>310</u> (200)	<u>200</u> (120)	110	60
4	830	<u>680</u> (510)	380	<u>320</u> (250)	<u>210</u> (160)	125	70
5	880	<u>700</u> (620)	400	<u>340</u> (280)	<u>220</u> (200)	130	80
7	970	<u>730</u> (690)	430	<u>370</u> (330)	<u>240</u> (220)	140	85
10	1050	<u>770</u> (730)	500	<u>400</u> (350)	<u>260</u> (240)	150	90
15	1170	<u>820</u> (750)	560	<u>440</u> (400)	290	165	100
20	1260	850	620	<u>480</u> (450)	320	180	110
25	1340	900	680	520	350	195	120
30	1420	950	740	550	380	210	130
35	1500	1000	800	600	410	225	140

Ghi chú:

- 1) Với ô có 2 trị số thì số trên cho Cát, số dưới cho Sét
- 2) Các giá trị trung gian được lấy theo nội suy
- 3) Đối với Cát chặt thì trị số trong bảng tăng 30%
- 4) Loại đất không có trong bảng là Cát rời, Sét nhão, cát pha ( $\varepsilon > 0.7$ ), sét pha ( $\varepsilon > 1$ )

Bảng tra khả năng bám trượt của đất  $f_s$  tại bên hông cọc:

Độ sâu trung bình của lớp đất (m)	KHẢ NĂNG BẮM TRƯỢT BÊN HÔNG CỌC (T/M <sup>2</sup> )								
	Đất cát chặt vừa								
	Thô &TB	Mịn	Bụi	-	-	-	-	-	-
	Đất sét có độ sệt B								
	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
1	3.5	2.3	1.5	1.2	0.5	0.4	0.4	0.3	0.2
2	4.2	3.0	2.1	1.7	0.8	0.7	0.5	0.4	0.4
3	4.8	3.5	2.5	2.0	1.1	0.8	0.7	0.6	0.5
4	5.3	3.8	2.7	2.2	1.6	0.9	0.8	0.7	0.5
5	5.6	4.0	2.9	2.4	1.7	1.0	0.8	0.7	0.6
6	5.8	4.2	3.1	2.5	1.8	1.0	0.8	0.7	0.6
8	6.2	4.4	3.3	2.6	1.9	1.0	0.8	0.7	0.6

### Chương 3: Móng Cọc

10	6.5	4.6	3.4	2.7	1.9	1.0	0.8	0.7	0.6
15	7.2	5.1	3.8	2.8	2.0	1.1	0.8	0.7	0.6
20	7.9	5.6	4.1	3.0	2.0	1.2	0.8	0.7	0.6
25	8.6	6.1	4.4	3.2	2.0	1.2	0.8	0.7	0.6
30	9.3	6.6	4.7	3.4	2.1	1.2	0.9	0.8	0.7
35	10	7.0	5.0	3.6	2.2	1.3	0.9	0.8	0.7

\* Khi tính  $f_s$  phải chia chiều dày lớp đồng nhất thành các lớp nhỏ không quá 2 mét  
 Đối với cọc trong đất yếu với độ sệt  $B < 0.6$  và cát có  $D_r < 0.33$  (trạng thái rời)  
 thì quy phạm khuyến cáo nên xác định theo phương pháp nén thử tĩnh.

Riêng đối với cọc khoan nhồi, trị số  $q_m$  được xác định theo phương pháp sau:

➤ Trường hợp trong CÁT:

$$q_m = 0.75 \cdot \beta \cdot (\gamma' \cdot D \cdot A_k^0 + \alpha \cdot \gamma_1 \cdot L \cdot B_k^0) \quad [2-25]$$

trong đó:

$A_k^0, B_k^0$  - tra bảng theo  $\varphi$

$\gamma', \gamma_1$  - dung trọng của đất dưới và trên mũi cọc

$L, D$  - chiều dài cọc và đường kính cọc.

Bảng tra các hệ số  $\alpha$  &  $\beta$  và  $A_k^0, B_k^0$  theo góc ma sát  $\varphi^0$

Các hệ số		Giá trị các hệ số $\alpha$ & $\beta$ và $A_k^0, B_k^0$ theo ma sát $\varphi^0$								
		23	25	27	29	31	33	35	37	39
$A_k^0$		9.5	12.6	17.3	24.4	34.6	48.6	71.3	108	163
$B_k^0$		18.6	24.8	23.8	45.5	64	87.6	127	185	260
Trị số $\alpha$ khi $L/D =$	4	0.78	0.79	0.8	0.82	0.84	0.85	0.85	0.86	0.87
	5	0.75	0.76	0.77	0.79	0.81	0.82	0.83	0.84	0.85
	7.5	0.68	0.7	0.7	0.74	0.76	0.78	0.8	0.82	0.84
	10	0.62	0.65	0.67	0.7	0.73	0.75	0.77	0.79	0.81
	12.5	0.58	0.64	0.63	0.67	0.7	0.73	0.75	0.77	0.80
	15	0.55	0.58	0.61	0.65	0.68	0.71	0.73	0.76	0.79
	17.5	0.51	0.55	0.58	0.62	0.66	0.69	0.72	0.75	0.78
	20	0.49	0.53	0.57	0.61	0.65	0.68	0.72	0.75	0.78
	22.5	0.46	0.51	0.55	0.6	0.64	0.67	0.71	0.74	0.77
>25	0.44	0.49	0.54	0.59	0.63	0.67	0.7	0.74	0.77	
Trị số $\beta$ khi $D =$	<0.8m	0.31	0.31	0.29	0.27	0.26	0.25	0.24	0.28	0.28
	<4m	0.25	0.21	0.23	0.22	0.21	0.2	0.19	0.18	0.17

➤ Trường hợp trong SÉT:

Nếu cọc khoan nhồi đặt trong đất sét trị số  $q_m$  được tra bảng theo độ sệt  $B$ .

Chiều sâu mũi cọc (m)	KHẢ NĂNG CHỊU MŨI $q_m$ (T/M <sup>2</sup> ) CỦA CỌC KHOAN NHỒI theo độ sệt $B$ đất sét						
	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6
3	85	75	65	50	10	30	25
5	100	85	75	65	50	40	35
7	115	100	85	75	60	50	45
10	135	120	105	95	80	70	60
12	155	140	125	110	95	80	70

**Chương 3: Móng Cọc**

15	180	165	150	130	100	100	80
18	210	190	170	150	130	115	95
20	230	240	190	165	145	125	105
30	330	300	260	230	200		
40	450	400	350	300	250		

**4-2-2 PHƯƠNG PHÁP TÍNH THEO CƯỜNG ĐỘ C, φ:**

Dựa trên lý thuyết về cân bằng giới hạn nhiều tác giả đã đưa ra nhiều công thức tính cho phù hợp cho một số điều kiện về địa chất:

**a) Công thức của Caquot - Kérisel:**

$$Q_a = \frac{l}{K_{at}} \left\{ F_c [\gamma \cdot L \cdot S_2 \cdot S'_2 + \frac{c}{\text{tg}(\varphi)} (S_2 - 1)] + \frac{u \cdot L}{2} \left[ \frac{\gamma \cdot L}{2} S'_3 + c_o \cdot S'_5 \right] \right\} \quad [2-26]$$

trong đó:

c, φ - lực dính và ma sát dưới mũi cọc.

c<sub>o</sub>, φ<sub>o</sub> - lực dính và ma sát trung bình trên mũi cọc và theo chiều dài cọc các hệ số S<sub>2</sub>, S'<sub>2</sub>, S'<sub>3</sub> và S'<sub>5</sub> cho bởi bảng:

φ°	10°	12°5'	15°	17°5'	20°	22°5'	25°	27°5'	30°	32°5'	35°	37°5'
S <sub>2</sub>	2.47	3.10	3.94	5.10	6.40	8.15	10.6	14.1	18.4	24.5	33.3	45.4
S' <sub>2</sub>	1.01	1.01	1.02	1.03	1.04	1.05	1.07	1.09	1.11	1.13	1.16	1.19
S' <sub>3</sub>	0.28	0.4	0.57	0.78	1.03	1.35	1.81	2.41	3.21	4.3	5.85	8.1
S' <sub>5</sub>	1.60	1.8	2.06	2.36	2.7	3.1	3.62	4.25	5.01	6.05	7.27	9.6

**b) Công thức Meyerhof:**

Tiêu chuẩn VN 205-1998 cho phép tính khả năng chịu tải của cọc đơn theo công thức của Meyerhof trong đó biểu đồ tra N<sub>q</sub> lấy theo Berezantsev (1961):

Khả năng chịu tải cực hạn:

$$Q_u = Q_m + Q_s = q_m \cdot F_c + u \cdot f_s \cdot L_c \quad [2-27]$$

Khả năng chịu tải cho phép sử dụng hệ số an toàn = 3 cho mũi và = 2 cho ma sát

➤ Để tính khả năng bám trượt xung quanh ta dùng công thức:

$$f_s = c_a + \sigma' \cdot K_s \cdot \text{tg}(\varphi_a) \quad [2-28]$$

trong đó:

c<sub>a</sub> - lực dính giữa cọc và đất lấy = (0.7 - 1) × c

φ<sub>a</sub> - Ma sát giữa cọc và đất lấy = (0.7 - 1) × φ

σ' - áp lực hữu hiệu thẳng đứng = γ · Z

K<sub>s</sub> - có thể lấy = 1.2 × (1 - sin φ)

➤ Để tính khả năng chịu mũi cọc ta dùng

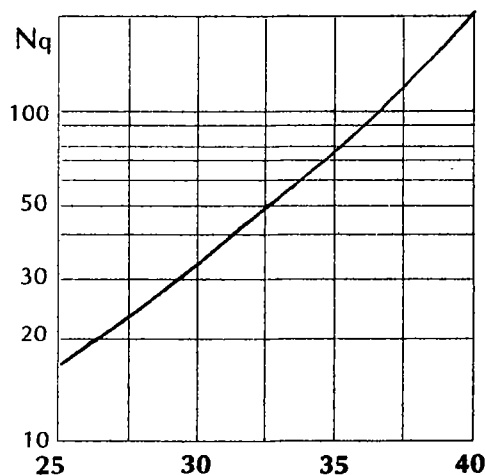
công thức:

$$q_m = c \cdot N_c + \gamma' \cdot Z \cdot N_q + \gamma' \cdot D \cdot N_\gamma \quad [2-29]$$

trong đó:

N<sub>c</sub>, N<sub>q</sub>, N<sub>γ</sub> - tra biểu đồ theo ma sát φ

Giá trị của φ<sub>a</sub> khi φ > 15° có thể lấy như sau:



BẢNG TRẢ N<sub>q</sub> theo Ma sát φ

### Chương 3: Móng Cọc

$$\varphi_a = 0.75.\varphi + 10^\circ \text{ cho cọc đóng}$$

$$\varphi_a = \varphi - 3^\circ \text{ cho cọc khoan nhồi}$$

Công thức của Meyerhof có thể tách ra thành 2 dạng tương ứng cho 2 loại đất sét ( $\varphi=0$ ) và cát ( $c=0$ )

➤ Cọc trong Sét:

$$Q_u = c.N_c.F_c + u.\alpha.c.L_c \quad [2-30]$$

trong đó:

$c$  - lực dính không thoát nước

$\alpha = (0.3 \rightarrow 0.45)$  cho sét cứng và cọc khoan nhồi

=  $(0.6 \rightarrow 0.8)$  cho sét mềm và cọc khoan nhồi

=  $(0.8 \rightarrow 1)$  cho cọc ép

$$N_c = 9$$

➤ Cọc trong Cát:

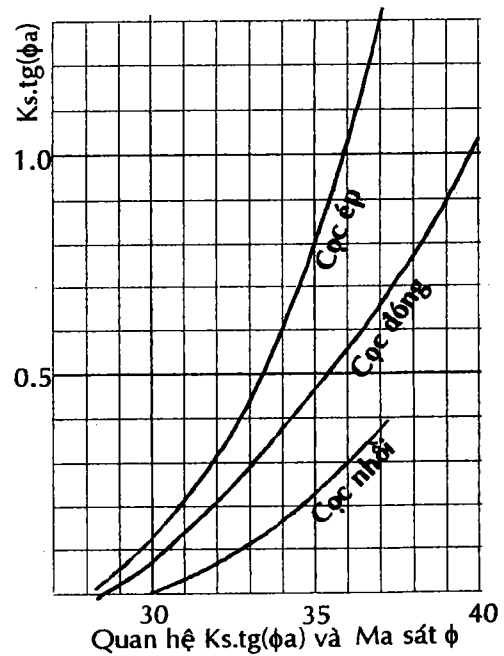
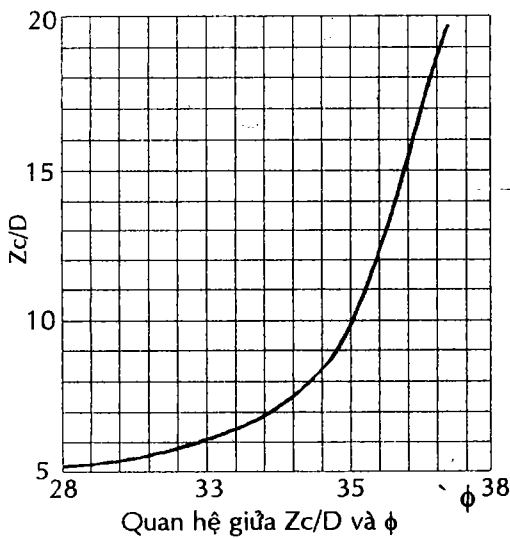
$$Q_u = \gamma'.Z.F_c.N_q + u.K_s.\sigma'.\text{tg}(\varphi_a).L_c \quad [2-31]$$

trong đó:

$K_s$  - hệ số áp lực ngang ở trạng thái nghỉ, được tra bảng, có thể lấy

= 0.5 cho cọc khoan nhồi

$\sigma'$  - ứng suất hữu hiệu ở độ sâu tính toán ma sát bên tác dụng lên cọc



\*\*\*\* Cường độ tính toán chịu tải dưới mũi cọc và ma sát bên trong đất cát ở những độ sâu lớn hơn độ sâu giới hạn  $Z_c$  thì chỉ lấy bằng giá trị tương ứng với giá trị tại độ sâu giới hạn.

Chiều sâu giới hạn được xác định theo biểu đồ từ quan hệ giữa  $Z_c/D$  và  $\phi$

### Chương 3: Móng Cọc

$N_q$  - Hệ số tra từ biểu đồ hay bảng:

$\varphi^\circ$	20	25	28	30	32	34	36	38	40	42	45
$N_q$ (cọc đóng)	8	12	20	25	35	45	60	80	120	160	230
$N_q$ (cọc khoan)	4	5	8	12	17	22	30	40	60	80	115

Tham khảo công thức của Benabencq (1911) trong cát:

$$Q_u = \gamma' \cdot Z \cdot \text{tg}^4(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) + \frac{1}{2} \gamma' \cdot Z^2 \cdot \text{tg}^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) \cdot u \cdot L_c \approx \gamma' \cdot L_c \cdot (A + B \cdot L_c) \quad [2-32]$$

trong đó: trị số A và B được thành lập bảng:

D	Góc ma sát trong $\varphi^\circ$							
	Hệ số	10	15	20	25	30	25	40
Cọc 25cm	A	0.369	0.526	0.760	1.111	1.645	2.487	3.874
	B	0.125	0.227	0.371	0.574	0.865	1.291	1.930
Cọc 30cm	A	0.531	0.758	1.095	1.600	2.368	3.582	5.579
	B	0.150	0.272	0.445	0.689	1.038	1.549	2.316

#### 4-2-3 PHƯƠNG PHÁP TÍNH TỪ KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM XUYÊN ĐỘNG:

Xuyên động (SPT) được thực hiện bằng ống tách đường kính 51cm, dài 45cm, đóng bằng búa rơi tự do nặng 140lb (64kg), với chiều cao rơi là 76 cm, đếm số búa để đóng cho từng 15cm ống lún trong đất (3 lần đếm), 15cm đầu không tính, chỉ dùng giá trị số búa cho 30cm sau là  $N$  (búa), được xem như là số búa tiêu chuẩn  $N$ .

Quy phạm cho phép dùng công thức của Meyerhof (1956):

$$Q_u(kN) = K_1 \cdot N \cdot F_c + K_2 \cdot N_{tb} \cdot u \cdot L_c \quad [2-33]$$

trong đó:

$K_1 = 400$  cho cọc đóng và  $=120$  cho cọc khoan nhồi

$K_2 = 2$  cho cọc đóng và  $=1$  cho cọc khoan nhồi

$N$  - số búa dưới mũi cọc

$N_{tb}$  - số búa trung bình suốt chiều dài cọc

Hệ số an toàn áp dụng cho công thức trên là 2.5 - 3.0

#### 4-2-4 PHƯƠNG PHÁP TÍNH TỪ KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM XUYÊN TÍNH:

Xuyên tĩnh được thực hiện bằng mũi côn tiết diện 10 cm<sup>2</sup>, góc đỉnh 60°, xuyên trong đất để đo sức chống xuyên  $R_p$  cho từng 20cm sâu đất.

Từ giá trị  $R_p$  này Quy phạm cho phép tính  $q_m$  và  $f_s$  như sau:

$$q_m = K_r \cdot R_p \quad [2-34]$$

trong đó:

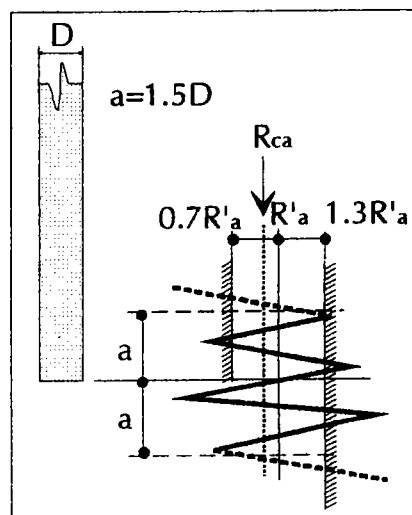
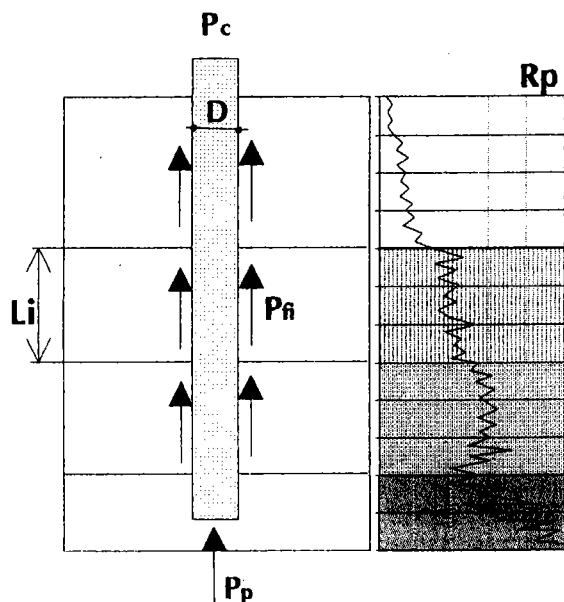
$R_p$ : Giá trị khả năng chống xuyên tại mũi cọc:

$K_r$  - hệ số tra theo loại đất và loại cọc:

trung bình = 0.5 cho cọc thường

= 0.3 cho cọc khoan nhồi

Hệ số an toàn cho mũi được lấy = 3



$$f_s = \frac{R_{pi}}{\alpha_i} \quad [2-35]$$

được tính cho từng lớp  $i$  mà cọc xuyên qua tương ứng với  $R_{pi}$ , hệ số  $\alpha$  này thay đổi khá lớn:

Cọc bê tông  $\alpha = 30 \rightarrow 40$  cho sét từ yếu đến cứng  
 = 150 cho cát

Cọc khoan nhồi  $\alpha = 15 \rightarrow 35$  cho sét từ yếu đến cứng  
 = 80  $\rightarrow$  120 cho cát.

Hệ số an toàn cho ma sát được lấy = 2

Bảng tra các hệ số tính theo phương pháp xuyên tĩnh

LOẠI ĐẤT	Rp (kPa)	Hệ số $K_c$		Hệ số $\alpha$				Giá trị cực đại $F_s$			
				Cọc nhồi		Cọc đóng		Cọc nhồi		Cọc đóng	
		Cọc nhồi	Cọc đóng	Bê tông	thép	Bê tông	Thép	Bê tông	thép	Bê tông	thép
Sét nhão, bùn	<2000	0.45	0.5	30	30	30	30	15	15	15	15
Sét cứng vừa	2000-5000	0.35	0.45	40	80	40	80	(80)	(80)	(80)	35
Sét cứng	>5000	0.45	0.55	60	120	60	120	(80)	(80)	(80)	35
Cát chảy	<2500	0.4	0.5	(60)*	150	(60)	(120)	35	35	35	35
Cát chặt vừa	2500-10000	0.4	0.5	120	200	80	60	(120)	(80)	(120)	80
Cát chặt	>1000	0.3	0.4	180	250	1000	(200)	80	35	80	80
				150	(300)	150	(300)	(150)	(120)	(150)	120
				200		200		120	80	120	

- Cần hết sức thận trọng khi lấy giá trị ma sát bên của thành cọc trong đất sét mềm và bùn vì khi tác dụng một tải trọng nhỏ trên đất sét này hay ngay cả khi với tải trọng bản thân cũng làm cho đất bị lún và tạo nên **ma sát âm**.

### Chương 3: Móng Cọc

- Các giá trị trong ngoặc được sử dụng khi:
  - ✓ Đối với cọc đóng có tác dụng làm chặt đất khi đóng
  - ✓ Đối với cọc khoan nhồi, thành hố khoan được giữ tốt, khi thi công không gây nên phá hoại thành hố và bê tông đạt chất lượng cao.

#### 4-2-5 PHƯƠNG PHÁP XÁC ĐỊNH TỪ THÍ NGHIỆM NÉN TÍNH CỌC:

Là phương pháp chính xác nhất cho ta xác định khả năng chịu tải của cọc đơn, tuy nhiên phương pháp này thực hiện phức tạp và tốn nhiều kinh phí.

Quy định đòi hỏi phải tiến hành công tác thử tĩnh này trên cơ sở tỷ lệ so với số lượng cọc thiết kế.

Tương quan độ lún  $S$  theo lực ép  $P$  cho ta xác định giá trị phá hoại của cọc  $Q_u$  như biểu đồ:

Hệ số an toàn  $K_{at}$  được dùng là:

- 1.25 cho móng trên 21 cọc
- 1.4 cho móng 11 đến 20 cọc
- 1.5 cho móng từ 6 đến 10 cọc
- 1.6 cho móng có dưới 6 cọc

Cấp tải trọng thực hiện bằng  $1/10 Q_u$  (được dự trừ)

Trị số giới hạn của  $Q_u$  được xác định như sau:

- Trong điều kiện đất tốt giá trị  $Q_u$  được xác định ngay trên đoạn cong rõ rệt của biểu đồ
- Trong điều kiện đất yếu, biểu đồ thể hiện là đường cong đều thì giá trị  $Q_u$  được chọn tại độ lún  $\Delta = 0.1 \times [S_{gh}]$

Trong trường hợp tải trọng của cọc quá lớn không thể thực hiện để đạt đến giá trị xác định tải trọng giới hạn thì ta có thể dùng phương pháp của Hội Kỹ thuật Nền móng Canada như sau:

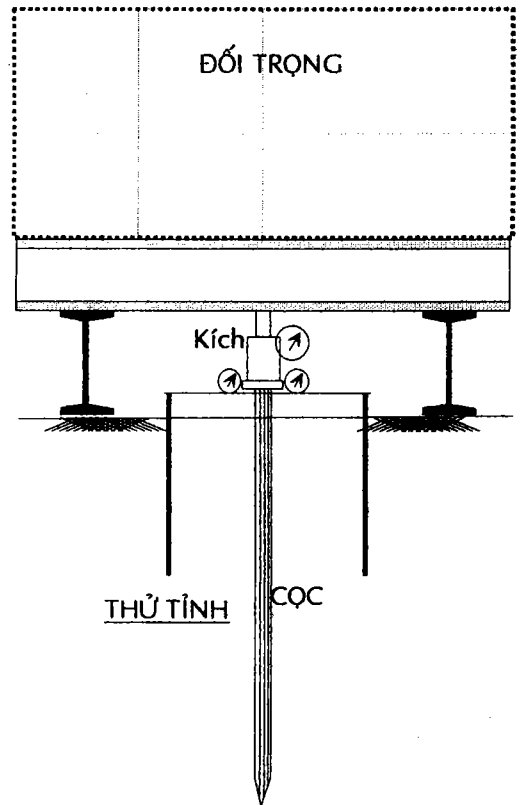
$Q_u$  được xác định tại giao điểm của biểu đồ với đường thẳng

$$S = \delta + \frac{D}{30} = \frac{P.L_c}{E.F_c} + \frac{D}{30} \quad [2-36]$$

$\delta$  - là độ biến dạng đàn hồi của cọc dưới tác dụng của cấp tải  $P$

Kinh nghiệm cho thấy giá trị sử dụng  $Q_a$  cho các loại cọc như sau:

Cọc gỗ	$\phi$ cm	16	20	24	26	28	30	32	36	40	
	$Q_a(T)$	8	12	17	20	23	27	30	39	48	
Cọc bê tông	D cm	20x20		25x25		30x30		35x35		45x45	
	$Q_a(T)$	14		22		32		56		72	





### Chương 3: Móng Cọc

#### 4-2-6 PHƯƠNG PHÁP XÁC ĐỊNH TỪ THÍ NGHIỆM THỬ ĐỘNG:

Công tác thử động được thực hiện cho trường hợp thi công cọc bằng búa đóng. Búa được chọn để có thể tương quan với khả năng chịu tải giới hạn của cọc.

➤ Năng lượng búa:

$$E_b^* \geq 25Q_u \quad [2-37]$$

và thoả điều kiện:

$$E_b^* = \frac{W_b + W_c}{K} \quad [2-38]$$

trong đó:

$W_b$  - trọng lượng búa

$W_c$  - trọng lượng cọc và mũ chụp đầu cọc

$K$  - hệ số cho bởi bảng:

Loại búa	Cọc gỗ	Cọc thép	Cọc bê tông
Loại búa song động Hay Diezen ống	5.0	5.5	5.0
Loại búa đơn động	3.5	4.0	5.0
Búa trọng lực	2.0	2.5	5.0

Nói chung bất-kỳ loại búa nào khi được sản xuất đều có chỉ dẫn phương pháp tính thử tải động.

➤ Độ chối quả:

Đối với đất sét với đặc tính nhạy do các màng nước bao xung quanh hạt sẽ bị phá hoại khi đóng búa, làm cho đất bị phá hoại cấu trúc và trở nên yếu đi, do đó càng đóng nhanh trong đất sét, cọc càng dễ xuống, độ chối tăng lên, người ta gọi đây là độ chối quả. Ngưng lại một thời gian, đóng tiếp sẽ khó xuống hơn do đất sét có khả năng phục hồi.

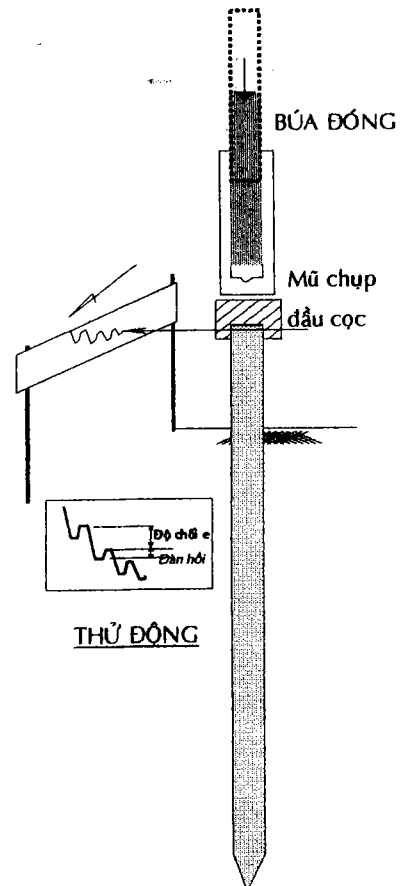
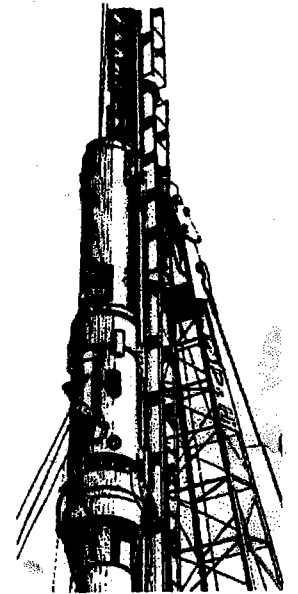
Ngược lại trong đất cát, càng đóng nhanh càng khó xuống do ứng suất bị dồn nén ngay tại mũi cọc trở nên rất cứng và cản trở cọc khó xuống được, ta cũng có độ chối quả, ngưng lại thời gian chờ để đất cát bên dưới dãn ra, cọc đóng dễ xuống hơn.

Do đó khi thi công đóng cọc, tốc độ đóng cho sét nên được thực hiện nhanh còn cho đất cát, tốc độ đóng phải được thực hiện chậm hơn

Để thử độ chối của cọc khi đóng ta cần phải nghỉ một thời gian như sau: 3 ngày cho cát và 5 - 7 ngày cho sét.

Đo độ chối của 1 búa được lấy là trung bình của 10 búa liên tiếp, ta suy ra sức chịu cực hạn của cọc theo các công thức sau:

Các ký hiệu trong các công thức này là:



### Chương 3: Móng Cọc

$Q_u$  - khả năng chịu tải tới hạn cọc (**Tấn**)

$E, F_c, L$  - Modun đàn hồi, tiết diện và chiều dài cọc

$e$  - độ chồi cọc

$e_d$  - độ chồi đàn hồi cọc

$W_b$  - Trọng lượng búa rơi

$W_c$  - trọng lượng cọc và mũ đệm

$H$  - chiều cao rơi của búa =  $E_b^*/W_b$

$\rho^2$  - hệ số phục hồi khi va chạm.

$K$  - hệ số an toàn khi sử dụng

$E_b^*$  - năng lượng 75kg búa

➤ Công thức tổng quát:

$$Q_u = \frac{E.F_c}{L} \left[ -(e+e_d) + \sqrt{(e+e_d)^2 + \frac{2.L.W_b.(W_b + \rho^2.W_c)H}{E.F_c.(W_b + W_c)}} \right]; \text{ HSAT } K = 2 \quad [2-39]$$

➤ Công thức Rectanbacher:

$$Q_u = \frac{E.F_c}{L} \left[ (-e) + \sqrt{e^2 + \frac{2.L.W_b^2.H}{E.F_c.(W_b + W_c)}} \right]; \text{ HSAT } K = 4 \quad [2-40]$$

➤ Công thức HILEY:

Được quy phạm cho phép sử dụng

$$Q_u = 0.7 \cdot \frac{W_b.H}{e+e_n+e_c} \cdot \frac{W_b + \rho^2.W_c}{W_b + W_c}; \text{ HSAT } K = 2 \quad [2-41]$$

$$\rho^2 = 0.25 \text{ cho cọc thép}$$

$$= 0.1 \text{ cho cọc khác}$$

$$e_n = 2.5 \text{ mm cho đất trung bình}$$

$$= 5 \text{ mm cho đất mềm}$$

$$e_c = \frac{Q_u L}{E.F_c}$$

➤ Công thức Hà Lan:

$$Q_u = \frac{1}{e} \cdot \frac{W_b^2.H}{W_b + W_c}; \text{ HSAT } K = 6 \quad [2-42]$$

➤ Công thức hãng chế tạo búa Delmaq:

$$Q_u = \frac{W_b^2.H}{(e + \lambda.L).(W_b + W_c)}; \text{ HSAT } K = 2 \quad [2-43]$$

$\lambda$  - Là hệ số đàn hồi của cọc và đất cho 1m chiều dài cọc

$$= 0.3 \text{ cho cọc bê tông}$$

$$= 0.6 \text{ cho cọc gỗ}$$

➤ Công thức Gêxêvanôp

Được quy phạm kiến nghị sử dụng:

### Chương 3: Móng Cọc

$$Q_u = k.m. \left\{ -\frac{n.F_c}{2} + \sqrt{\left(\frac{n.F_c}{2}\right)^2 + \frac{n.F_c}{e} W_b.H + \frac{W_b + 0.2W_c}{W_b + W_c}} \right\} \quad [2-44]$$

$$k.m = 0.7$$

$n = 150 \text{ T/m}^2$  cho cọc bê tông đóng có mũ đệm

$n = 100 \text{ T/m}^2$  cho cọc gỗ đóng không có mũ đệm

Khi độ chối nhỏ hơn 2mm:

$$Q_u = \frac{k.m}{2\theta} \cdot \frac{2e+c}{e+c} \left[ \sqrt{1 + \frac{8W_b.H(e+c)}{(2e+c)^2} \frac{W_b}{W_b+W_c} \theta} - 1 \right] \quad [2-45]$$

$c$  - là độ chối đàn hồi giữa cọc và đất

$$\theta = \left[ \frac{n_o}{F_c} \cdot \chi^2 + \frac{n_h}{\Omega} (1 - \chi^2) \right] \frac{Q_o}{Q_o + q} \sqrt{\frac{2.g.H}{100}}$$

$n_o = 0.0025 \text{ sec.m/tấn}$  và  $n_h = 0.25 \text{ sec.m/tấn}$

$\chi = \frac{\text{sức chịu tải mũi cọc}}{\text{sức chịu tải toàn bộ}}$ ; có thể lấy bằng 0.5

$g = 9.81 \text{ m/s}^2$  và  $H$  là chiều cao rơi

#### 5) TÍNH TOÁN MÓNG CỌC ĐÀI THẤP

➤ Ý nghĩa vấn đề:

Móng cọc đài thấp là móng cọc được cấu tạo với đài cọc nằm trong đất tại độ sâu  $h_m$ , theo đó phải thỏa các điều kiện làm việc như sau:

a) Tải trọng ngang  $H$  phải được cân bằng với áp lực bị động của đất để cho cọc không bị tác dụng của lực ngang mà chỉ hoàn toàn làm việc chịu nén.

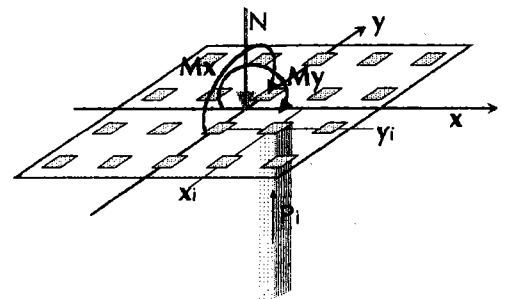
b) Moment ngoại lực được cân bằng bởi các phản lực tại đầu cọc với các tọa độ  $x_i$  của cọc.

c) Riêng đối với móng chỉ có một cọc đặt đúng tâm thì cần thiết phải xem là cọc đơn chịu moment và tải trọng ngang

Do đó điều kiện để xem như là móng cọc đài thấp là cọc phải được bố trí có trên 2 cọc để chống lại moment và chiều sâu chôn móng phải  $> h_{min}$  để chống lại lực ngang.

Phản lực lớn nhất đầu cọc có khoảng cách xa nhất do đài truyền xuống là:

$$P_{MAX, MIN} = \frac{N}{n} \pm \frac{M_y}{\sum x_i^2} \cdot x_{max} \pm \frac{M_x}{\sum y_i^2} \cdot y_{max} \quad [2-46]$$



Trong đó:

$M_x$  - moment theo phương trục  $y$

$M_y$  - moment theo phương trục  $x$

$x_i$  - tọa độ phương  $x$  của cọc thứ  $i$  so với vị trí tải trọng

$y_i$  - tọa độ phương  $y$  của cọc thứ  $i$  so với vị trí tải trọng

Điều kiện cần phải kiểm tra để thỏa là:

$$P_{MAX} \leq Q_a$$

### Chương 3: Móng Cọc

Trong trường hợp cọc có khả năng bị nhổ  $P_{MIN} < 0$  Khi đó phải tính đến khả năng chống nhổ của cọc, khả năng này có thể lấy bằng khả năng bám trượt của cọc + trọng lượng của cọc (không tính đến khả năng chịu mũi)

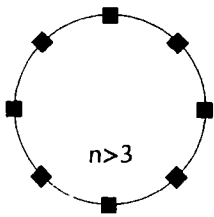
Các trường hợp đặc biệt cho khi cọc được bố trí trên chu vi theo Wallace E. Wilson:

➤ Trên chu vi vòng tròn bán kính  $R$  và rải đều  $n$  cọc. Giá trị  $\sum x_i^2$  cho bởi:

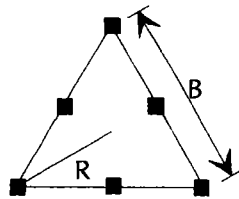
$$\sum x_i^2 = \frac{R^2}{2} \left\{ n \left[ 1 + \frac{1}{3} \operatorname{tg}^2 \left( \frac{180^\circ}{n} \right) \right] + \frac{2}{3} n \operatorname{tg}^2 \left( \frac{180^\circ}{n} \right) \right\} \quad [2-47]$$

➤ Trên chu vi đa giác  $m$  cạnh, với  $n$  cọc:

$$\sum x_i^2 = \frac{B^2}{8} \left\{ n \left[ \cot^2 \left( \frac{180^\circ}{m} \right) + \frac{1}{3} \right] + \frac{2m^2}{3n} \right\} \quad [2-48]$$

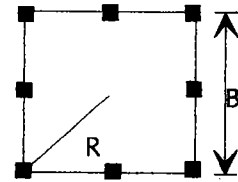


$$\sum x_i^2 = \frac{n \cdot R^2}{2} = \frac{n \cdot D^2}{8}$$



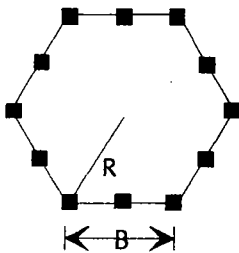
$$\begin{aligned} \sum x_i^2 &= \left( n + \frac{9}{n} \right) R^2 \\ &= \left( n + \frac{9}{n} \right) \frac{B^2}{12} \end{aligned}$$

$n > 3$  và  $= bs3$



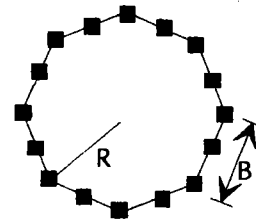
$$\begin{aligned} \sum x_i^2 &= \left( n + \frac{8}{n} \right) \frac{2R^2}{3} \\ &= \left( n + \frac{8}{n} \right) \frac{B^2}{6} \end{aligned}$$

$n > 4$  và  $= bs4$



$$\begin{aligned} \sum x_i^2 &= \left( \frac{5}{9}n + \frac{4}{n} \right) R^2 \\ &= \left( \frac{5}{9}n + \frac{4}{n} \right) \frac{3B^2}{4} \end{aligned}$$

$n > 6$  và  $= bs6$



$$\begin{aligned} \sum x_i^2 &= \left[ n + 0.0572 \left( n + \frac{128}{n} \right) \right] \frac{R^2}{2} \\ &= \left( 0.77n + \frac{16}{3n} \right) B^2 \end{aligned}$$

$n > 8$  và  $= bs8$

➤ Kiểm tra độ lún móng cọc:

□ Kiểm tra độ lún móng cọc cơ bản được dựa trên việc tính toán của móng khối quy ước, móng khối này được xác định như sau:

### Chương 3: Móng Cọc

Từ mép ngoài của cọc biên kẻ đường xiên góc  $\frac{\varphi_{tb}}{4}$ , trong đó  $\varphi_{tb}$  được lấy là giá trị trung bình của các lớp đất qua chiều dài  $L$  cọc:

$$\varphi_{tb} = \frac{\varphi_1 \cdot h_1 + \varphi_2 \cdot h_2 + \dots + \varphi_i \cdot h_i}{L}; \quad \text{với } L = h_1 + h_2 + \dots + h_i \quad [4-49]$$

Diện tích móng khối quy ước là:

$$F_{qu} = [B_1 + 2 \cdot L_{coc} \cdot \text{tg}(\frac{\varphi_{tb}}{4})] \cdot [L_1 + 2 \cdot L_{coc} \cdot \text{tg}(\frac{\varphi_{tb}}{4})] \quad [2-50]$$

trong đó:

$B_1, L_1$  - khoảng cách 2 cọc biên tính trên bề rộng và bề dài của đài cọc;

Với khoảng cách 2 cọc là  $3D$ , thì:

Theo phương ngang có  $n$  cọc:  $B' = (n-1) \cdot 3D + D$

Theo phương dài có  $m$  cọc:  $L' = (m-1) \cdot 3D + D$

Tổng tải trọng đứng trên đáy móng khối quy ước:  $N_1^{tc} = N^{tc} + W_{qu}$

Lệch tâm  $e = M_1^{tc} / N_1^{tc}$

Phản lực dưới móng khối quy ước:

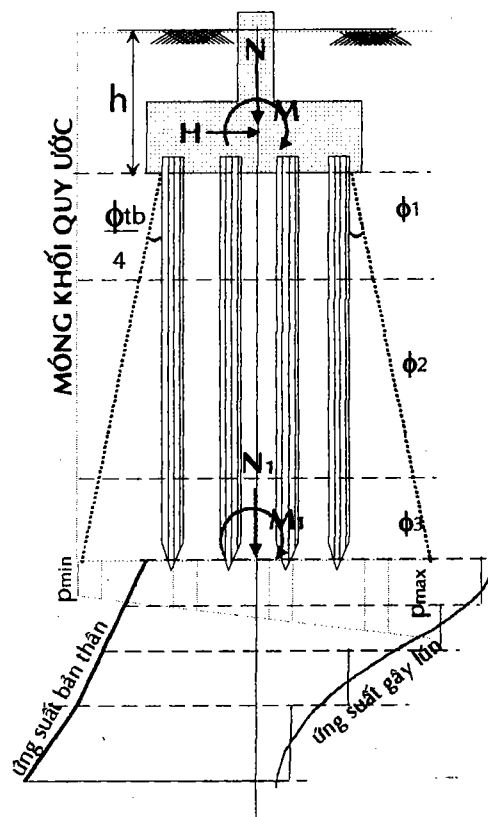
$$\sigma_{\min}^{\max} = \frac{N_1^{tc}}{F_m} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

Điều kiện cần phải thoả cho bước tính toán độ lún là:

$$\sigma_{\max} \leq 1.2R^{tc}$$

$$\sigma_{\max} \geq 0$$

$R^{tc}$  được lấy theo công thức của quy phạm tính toán nền nhà và công trình.



□ Độ lún của móng cọc được tính theo phương pháp cộng từng lớp

➤ Kiểm tra chọc thủng cọc vào đài:

$$P_{c(max)} \leq 0.75 \cdot R_k \cdot 4 \cdot (D + h_o) \cdot h_o = 3 \cdot (D + h_o) \cdot h_o \cdot R_k \quad [2-51]$$

#### Kiểm tra cốt thép cọc trong quá trình thi công cấu lắp

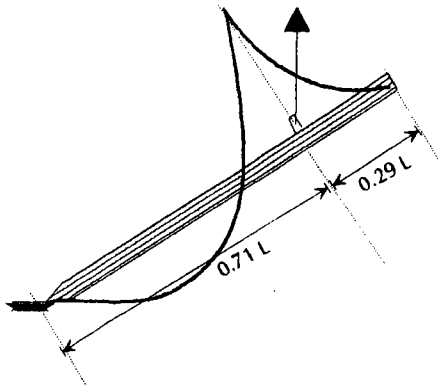
Cọc sẽ được cấu lắp để vận chuyển và thi công do đó trong khi chế tạo nếu cọc quá dài cần phải bố trí móc cấu, móc cấu có thể là 1, 2 hay 3 tùy theo chiều dài cọc. Quá trình cấu lắp sẽ gây nên moment uốn trong cọc do trọng lượng bản thân của cọc gây ra.

Vị trí cấu móc và moment uốn trong cọc được tính như sau:

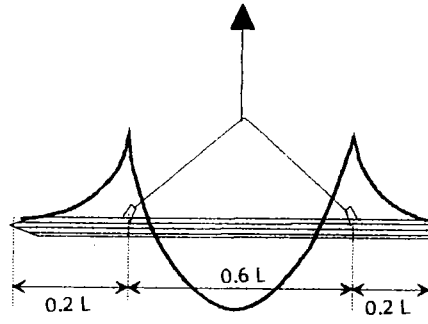
a) cho 1 móc cấu: vị trí móc  $0.29L$ ,  $M = \frac{p \cdot L^2}{24}$  [2-52]

b) cho 2 móc cấu: vị trí móc  $0.2L$ ,  $M = \frac{p \cdot L^2}{50}$  [2-53]

### Chương 3: Móng Cọc



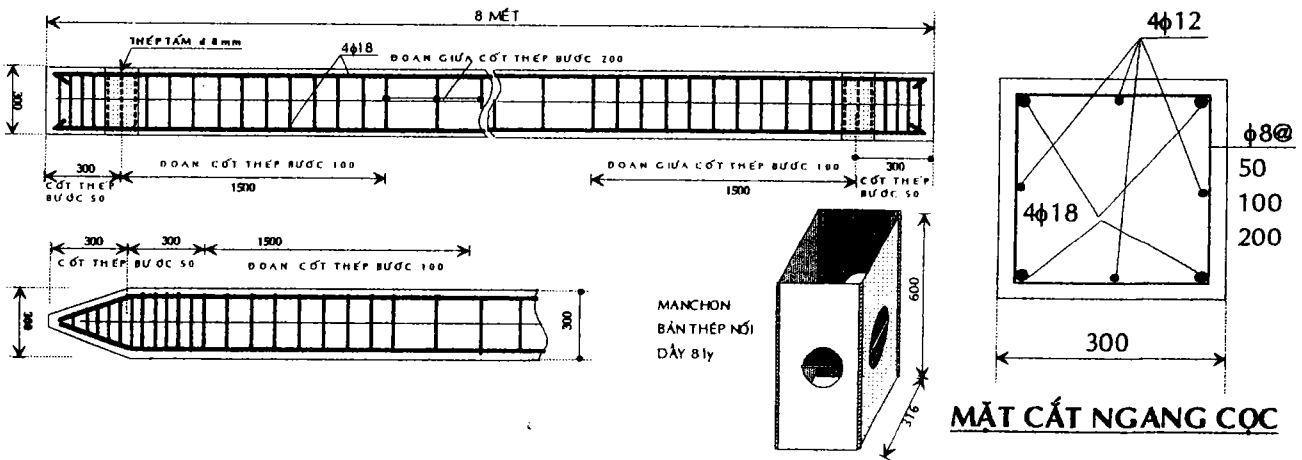
Cầu lắp 1 móc cầu



Cầu lắp 2 móc cầu



Cọc bê tông cốt thép  $D = 30 \times 30$  cm



### Chương 3: Móng Cọc

#### CÁC BƯỚC THIẾT KẾ MÓNG CỌC:

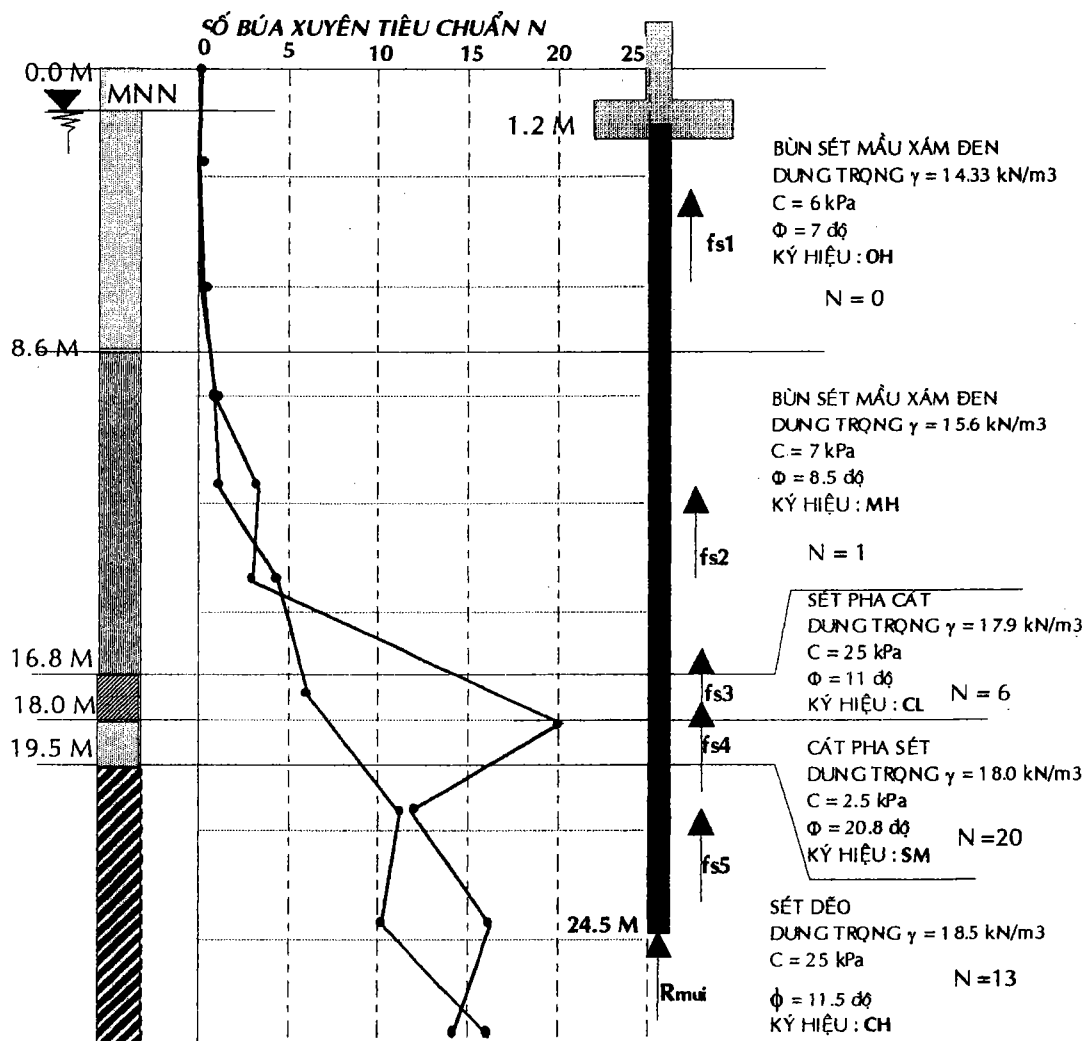
Trước khi vào thiết kế móng cọc, ta phải thực hiện mô tả và đánh giá đặc trưng của địa chất công trình. Các đặc trưng này được thể hiện như sau:

a) Vẽ sơ đồ mặt cắt địa chất tổng hợp theo đó phải được tổng hợp từ các hố khoan, chiều sâu bình quân của các lớp đất, chỉ tiêu của từng lớp đất, nhất là đối với các chỉ tiêu  $c$ ,  $\phi$  phải được thống kê từ số liệu thí nghiệm của các mẫu được xem là chung của 1 lớp đất.

Mặt cắt địa chất được vẽ trong đó mô tả:

- Độ sâu của lớp đất, ký hiệu phân loại đất theo TCVN 5747.
- Mô tả trạng thái vật lý đất, màu sắc và tóm tắt các chỉ tiêu sau:
  - ✓ Dung trọng đất.
  - ✓ Ma sát  $\phi$ , lực dính  $c$
  - ✓ Số búa xuyên tiêu chuẩn  $N$ , nếu cần vẽ biểu đồ thể hiện  $N$ .
  - ✓ Modul biến dạng  $E_0$  hay hệ số nén tương đối  $a_0$ .
  - ✓ Vị trí mực nước ngầm

Thí dụ:



b) Lập sơ đồ tải trọng bao gồm:

Tải đứng  $N^{tt}$ , Moment  $M^{tt}$ , Tải ngang  $H^{tt}$ ,

**1) BƯỚC 1:**

**CHỌN CHIỀU SÂU ĐẶT MÓNG THỎA ĐIỀU KIỆN MÓNG CỌC ĐÀI THẤP:**

Chọn chiều sâu chôn móng thỏa điều kiện cân bằng của tải ngang và áp lực bị động:

$$h_m > 0.7 \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \sqrt{\frac{2H^{\text{tt}}}{\gamma \cdot B_m}}$$

Trong đó:

$H^{\text{tt}}$  - Tải trọng ngang tính toán.

$\gamma$  - Dung trọng có tính đầy nổi của đất trên đáy đài.

Chọn một giá trị của  $B_m (= 2m)$  là bề rộng theo phương thẳng góc với phương tải trọng ngang  $H^{\text{tt}}$ .

**2) BƯỚC 2:**

**CHỌN KÍCH THƯỚC CỌC:**

a) Kích thước cọc:

Chọn tiết diện cọc (thí dụ: 25x25 cm) tiết diện cốt thép tương ứng với kích thước cọc.

Chọn chiều dài làm việc của cọc, căn cứ vào điều kiện địa chất và phương án hạ cọc để có thể hạ được cọc đến chiều sâu thiết kế.

Cọc được chôn vào đài 0.5 mét bằng cách đập bể đầu cọc và chờ thép râu.

Chọn mác bê tông và loại thép,

Thí dụ:  $R_n = 11000 \text{ kPa}$ ;  $R_a = 210000 \text{ kPa}$ ;

b) Tính khả năng chịu tải của cọc theo vật liệu:

$$P_c^{\text{VL}} = km(R_a \cdot F_a + R_n \cdot F_c)$$

c) Tính khả năng chịu tải theo nền:

Thông thường theo các báo cáo địa chất được thực hiện phổ biến hiện nay, ta có thể tính khả năng chịu tải của cọc theo 3 cách:

- ✓ 1. Tính theo phương pháp thống kê tra bảng. Phương pháp này thường có trở ngại bị hạn chế do số liệu bảng tra có giới hạn, nhất là đối với loại đất có  $B > 1$ , trường hợp này ta lấy  $f_s = 0.7c$ .

Công thức:

$$Q_a = km(m_R q_m \cdot F_c + m_f \cdot u \cdot \sum f_i \cdot L_i)$$

- ✓ 2. Tính theo các công thức dựa vào đặc trưng độ bền  $c$ ,  $\varphi$  của đất nền. Phương pháp này tính ra cho các kết quả dao động khá lớn
- ✓ 3. Tính theo số liệu xuyên động tiêu chuẩn  $N$ . Phương pháp này dễ sử dụng do từ các kết quả thực nghiệm và được đánh giá là đáng tin cậy.

Từ 3 kết quả tính toán trên, ta quyết định chọn một giá trị tính toán  $Q_a$  (thường phương pháp thứ 3 cho ra kết quả nhỏ).

So sánh giá trị  $Q_u$  (giá trị cực hạn theo nền) với giá trị  $P_c^{\text{VL}}$  đã tính ở trên, điều cần thiết là  $P_c^{\text{VL}} > Q_u$  để có thể hạ cọc đến độ sâu thiết kế mà không làm bể kết cấu của cọc và lấy giá trị  $P_c = Q_a$  này làm cơ sở kiểm tra, ngoại trừ trường



### Chương 3: Móng Cọc

hợp cọc chống trên nền đá thì giá trị  $Q_u$  rất lớn, khi đó sẽ lấy  $P_c = P_c^{VL}$  cho thiết kế.

#### 3) BƯỚC 3:

##### SỐ LƯỢNG CỌC VÀ BỐ TRÍ CỌC:

Ước tính số lượng cọc bằng cách gia tăng tải trọng thẳng  $N^{tt}$  đứng lên 1.2 → 1.4 tùy theo giá trị của  $M^{tt}$  lớn hay nhỏ và khối móng quy ước trên đài cọc:

$$n = \frac{1.4(N^{tt})}{P_c}$$

Sau đó chọn số cọc  $n$ , thường dùng cách bố trí cọc với khoảng cách 3 lần đường kính cọc. Kiểm tra lại bề rộng  $B_m$  (chiều thẳng góc với phương  $H^{tt}$ ) có tương xứng với giá trị  $B_m$  đã được lấy sơ bộ trong bước 1, nếu nhỏ hơn phải tính lại  $h_{min}$ , và chọn lại  $h_m$

Tính hệ số nhóm  $E$

#### 4) BƯỚC 4:

##### KIỂM TRA TẢI TRỌNG TÁC DỤNG LÊN CỌC:

a) Tính tải trọng tác dụng lên đáy đài:

$$N_d^{tt} = N^{tt} + W_{qu} \text{ (trọng lượng móng khối quy ước tính trên đáy đài cọc)}$$

$M^{tt}$  Xem như không đổi khi đã coi như lực ngang  $H^{tt}$  được cân bằng với áp lực bị động của đất.

a) Tính tải trọng tác dụng bình quân lên đầu cọc:

$$P_c^{tb} = \frac{N^{tt}}{n_{cọc}}$$

b) Tải trọng lớn nhất tác dụng lên cọc biên ( $x_{max}$ )

$$P_c^{max} = P_c^{tb} + \frac{M^{tt}}{\sum x_i^2} x_{max}$$

Tính  $\sum x_i^2$  và suy ra  $P_c^{max}$  của cọc.

So sánh  $P_c^{max}$  với giá trị  $P_c$  đã được tính trong BƯỚC 2 tương quan này phải được xét kèm theo hệ số nhóm  $E$

#### 5) BƯỚC 5:

##### KIỂM TRA ỔN ĐỊNH CỦA MÓNG KHỐI QUY ƯỚC DƯỚI MŨI CỌC:

Việc tính toán và kiểm tra trong bước này được thực hiện theo giá trị tiêu chuẩn của tải trọng

Tính góc ma sát trung bình theo chiều dài cọc:

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

Bề rộng móng khối quy ước:

$$B_1 = B' + 2tg\left(\frac{\varphi_{tb}}{4}\right)L_c$$

### Chương 3: Móng Cọc

Trong đó:

$B'$  - là khoảng cách xa nhất của hai biên của hai cọc xa nhất.

$$N^{tc} = N^{tt}/1.2; H^{tc} = H^{tt}/1.2; M^{tc} = M^{tt}/1.2$$

Khối lượng móng khối quy ước được tính đến độ sâu mũi cọc là  $W_m$

Tải trọng tác dụng tại đáy móng khối quy ước:

$$N_d^{tc} = N^{tc} + W_m$$

Lệch tâm:

$$e = \frac{M^{tc}}{N_d^{tc}}$$

Phản lực bình quân dưới đáy móng:

$$\sigma^{tb} = \frac{N_d^{tc}}{F_{m\text{ong}Q\text{u}\text{y}\text{u}\text{oc}}}$$

Phản lực dưới móng khối quy ước:

$$\sigma_d^{max} = \sigma^{tb} \left(1 + \frac{6.e}{B_1}\right)$$

$$\sigma_d^{min} = \sigma^{tb} \left(1 - \frac{6.e}{B_1}\right)$$

Tải trọng tiêu chuẩn dưới móng khối quy ước ngay tại mũi cọc:

$$R^{tc} = km(A.B_1.\gamma + B.h_d.\gamma_{tb} + D.c)$$

với:

$\gamma_{tb}$  - Dung trọng bình quân của các lớp đất trên mũi cọc:

$$\gamma_{tb} = \frac{\sum \gamma_i . h_i}{\sum h_i}$$

$\gamma$  - Dung trọng lớp đất dưới mũi cọc:

Điều kiện để có thể tính toán độ lún của móng là

$$\sigma^{max} \leq 1.2R^{tc}$$

#### 6) BƯỚC 6:

##### TÍNH LÚN NHÓN CỌC:

Tính và vẽ ứng suất do trọng lượng bản thân theo độ sâu  $Z$ :

Độ sâu $Z$	...	...	...	$Z_{m\grave{u}\text{t}}$	...	...	m
$\sigma^{bt}$	...	...	...	$\sigma_{m\grave{u}\text{t}}^{bt}$	...	...	...kPa

Ứng suất gây lún tại của móng khối quy ước tại độ sâu  $Z_{m\grave{u}\text{t}}$

$$\sigma^{gl} = \sigma^{tb} - \sigma_{m\grave{u}\text{t}}^{bt}$$

Phân bố ứng suất gây lún từ dưới đáy móng khối quy ước ( $Z > Z_{m\grave{u}\text{t}}$ )

Dùng bảng tra các hệ số tính ứng suất

Tỷ lệ 2 cạnh  $L/B$ :

Tra hệ số  $k_0$  theo  $L/B$  và  $Z/B$ , ( $Z$  này tính kể từ dưới mũi cọc)

$$\sigma = k_0 . \sigma^{gl}$$

### Chương 3: Móng Cọc

Độ sâu $>Z_{mul}$	
$(Z-Z_{mul})/B$	
Hệ số $k_0$	
$\sigma^{gl}$ kPa	
$\sigma^{gl}$ (trung bình)	
Chiều dầy lún	

Tính  $\sigma^{gl}$  trung bình cho chiều dầy từng lớp  $h_i$

Độ lún:

$$S = \frac{\beta_0}{E_0} \sum \sigma_i^{gl} \cdot h_i$$

#### 7) BƯỚC 7:

#### KIỂM TRA XUYÊN THủng ĐÀI CỌC:

Chọn chiều dầy  $h_0$

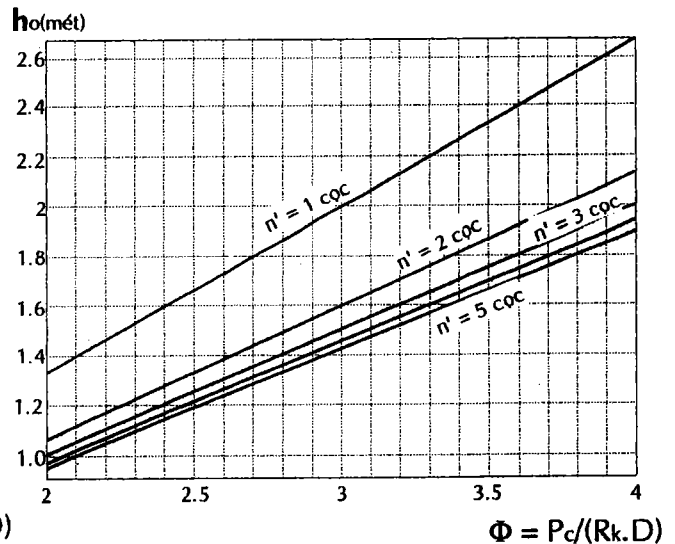
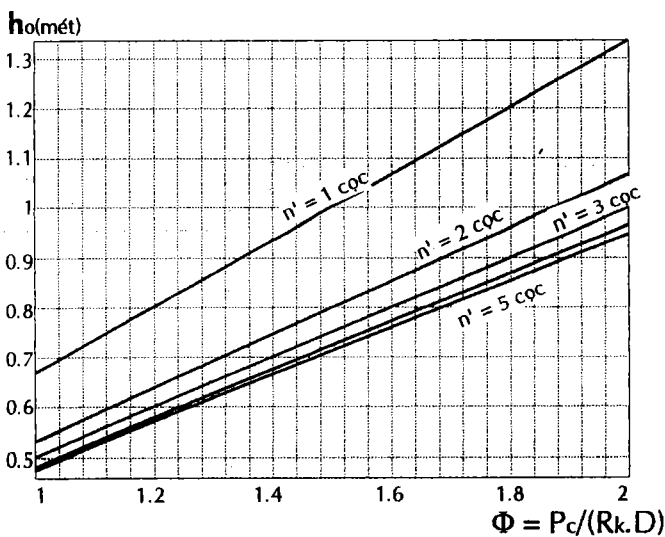
Lực xuyên thủng là tổng các lực trung bình tác dụng lên đầu cọc ngoài phạm vi xuyên thủng và tính với giá trị trung bình:

$$P_{xt} = n_{(ngoài\ phạm\ vi\ xuyên\ thủng)} \cdot P_c^{tb}$$

Điều kiện xuyên thủng:

$$P_{xt} \leq 0.75 \cdot R_k \cdot u_{tb} \cdot h_0$$

Để có thể tính toán ta chọn  $h_0$  theo biểu đồ sau:



$n'$  trong biểu đồ là số lượng cọc ở 1 bên cột khi ta xem như đài cọc ngầm ở chân cột nếu số lượng cọc ở vùng này có 2 dầy thì ta lấy  $n'$  là số cọc trong một dầy và trị số  $P_c$  được nhân 2:

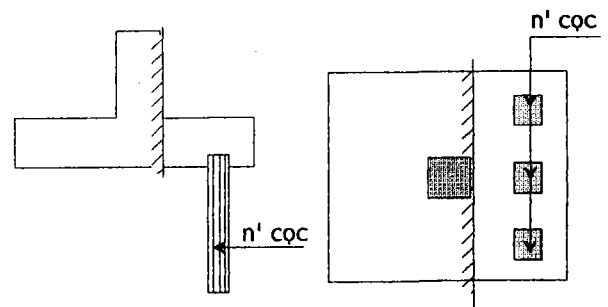
#### TÍNH CỐT THÉP ĐÀI MÓNG:

Tính Moment  $M$  tại ngầm chân cột

Diện tích cốt thép:

$$F_a = \frac{M}{0.9 \cdot h_0 \cdot R_a}; \Rightarrow \text{Chọn thép}$$

Bước cuối cùng là kiểm tra lại cốt thép trong cọc khi cấu lắp.

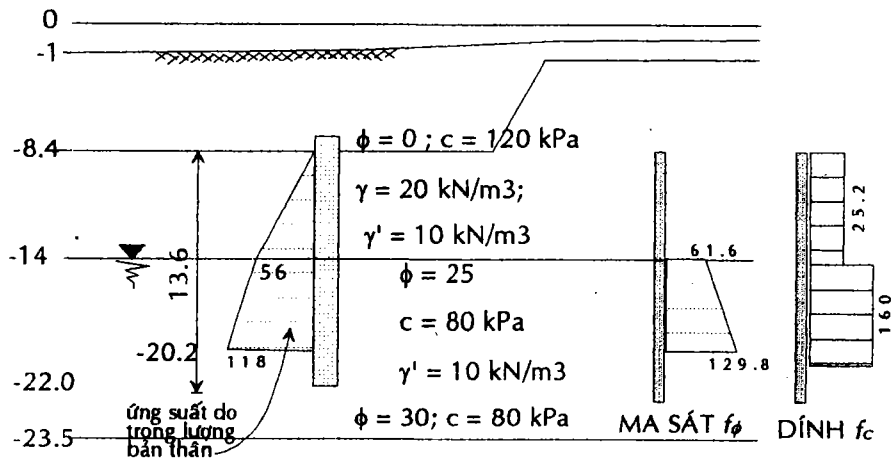


### Chương 3: Móng Cọc

#### THÍ DỤ 1:

#### TÍNH THEO CÔNG THỨC CAQUOT:

Xác định khả năng chịu tải của cọc tròn đường kính 1 mét trong lớp đất được mô tả như hình vẽ:



➤ Sức chịu nôi:

$$q_m = 1.3c.N_c + N_q \cdot \sum \gamma \cdot L_i$$

trong đó:

$$\gamma = 20 \Rightarrow \gamma' = 10 \text{ kN/m}^3; L_t = 13.6 \text{ m}$$

$$\varphi = 30^\circ \Rightarrow N_q = 18.4; N_c = 30.1; c = 80 \text{ kN/m}^2$$

$$q_m = 1.3 \cdot (80) \cdot (30.1) + 18.4 \cdot (10) \cdot (13.6) = 5633 \text{ (kN/m}^2)$$

Khả năng chịu mũi cọc:

$$Q_m = \pi \left( \frac{D^2}{4} \right) \cdot q_m = 3.14 \frac{1^2}{4} \cdot 5633 = 4422 \text{ (kN)}$$

➤ Sức bám trượt:

1. Chiều sâu  $h_c$  cần thiết để củng cố khả năng chịu nôi:

$$h_c = \frac{D}{4} N_q^{2/3} = \frac{1}{4} \cdot 18.4^{2/3} = 1.8 \text{ (m)}$$

Như vậy chỉ tính khả năng bám trượt dọc theo chiều dài cọc:  $13.6 - 1.7 = 11.8 \text{ m}$

Ứng suất do trọng lượng bản thân:

$$\text{Tại độ sâu 14m } \sigma^{bt} = (14 - 8.4)(20 - 10) = 56 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Tại độ sâu 22m } \sigma^{bt} = 56 + (20.2 - 14)(10) = 118 \text{ kN/m}^2$$

2. Ma sát hông:

a) Từ chiều sâu 8.4m đến 14.0m:

$$\varphi = 3^\circ \approx 0; \text{ ta có } K_p \cdot \sin \delta = 0$$

như vậy  $f_s = 0$

b) Từ chiều sâu 14.0m đến 20.2m (dài 6.2m) :

$$\varphi = 25^\circ; \delta = 2/3 \times 25 = 16.7^\circ; \text{ ta có } K_p \cdot \sin \delta = 1.1$$

$$\text{tại độ sâu 14m: } f_{s1} = 56 \cdot (1.1) = 61.6 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{tại độ sâu 20.2m: } f_{s2} = 118 \cdot (1.1) = 129.8 \text{ kN/m}^2$$

### Chương 3: Móng Cọc

Lực ma Sắt dọc theo chu vi cọc:

$$Q_{f\varphi} = 3.14(1)(6.2) \frac{(61.6 + 129.8)}{2} = 1863(kN)$$

#### 3. Bám dính:

a) Từ chiều sâu 8.4m đến 14m:

$$\varphi = 3^\circ \cong 0; f_c = c_u \frac{1 + c_u^2}{1 + 7c_u^2} = 12 \frac{1 + 12^2}{1 + 7(12)^2} = 25.2(kN/m^2)$$

b) Từ chiều sâu 14m đến 20.2m:

$$\varphi = 25^\circ; \delta = 2/3 \times 25^\circ = 16.7^\circ \text{ ta có } K_c = 2.0; c = 80(kN/m^2)$$

$$f_{c2} = c \cdot K_c = 80(2) = 160(kN/m^2)$$

Lực bám dính dọc theo chu vi cọc:

$$Q_{fc} = 3.14(1)[(5.6(25.2) + 6.2(160))] = 3558(kN)$$

Tổng khả năng bám trượt:

$$Q_f = Q_{f\varphi} + Q_{fc} = 1863 + 3558 = 5421(kN)$$

➤ Khả năng chịu tải cho phép cọc:

$$Q_a = \frac{Q_m}{2} + \frac{Q_f}{3} = \frac{4422}{2} + \frac{5421}{3} = 4018(kN)$$

➤ Khả năng chịu tải này trừ đi trọng lượng đáy nổi của bản thân trong lượng cọc:

$$Q = 4018 - (25 - 10)(13.6)(3.14) \frac{l^2}{4} = 3858(kN)$$

➤ Ứng suất gây ra trên bê tông cọc:

$$\sigma_b = \frac{3858}{3.14(1)^2} \approx 5000(kPa)$$

Ứng suất này dư thừa cho mác bê tông là 250 (11000 kPa)

#### THÍ DỤ 2:

Cọc 30×30 cm với cốt đai 4φ18 mác Bê tông 250 dài 12 mét đóng trong đất nền như sau:

(Tính theo phương pháp thống kê tra bảng)

1) Khả năng chịu tải theo vật liệu:

$$P_c^{VL} = km(R_a \cdot F_a + R_n \cdot F_c)$$

với:

$$R_a = 210000 \text{ kPa}; R_n = 11000 \text{ kPa}$$

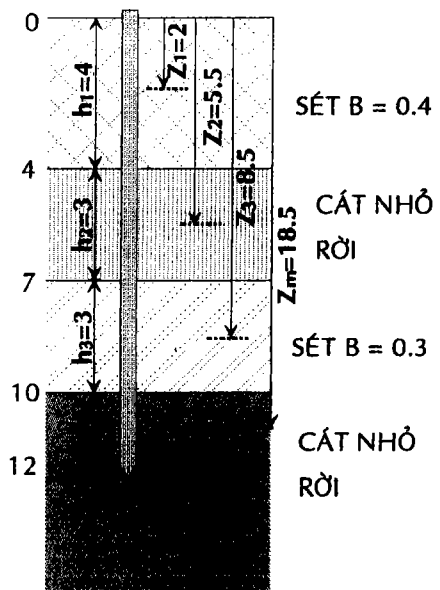
$$F_a = 4 \times 2.545 = 10.18E-4 \text{ m}^2; F_c = 0.3 \times 0.3 = 0.09 \text{ m}^2$$

$$P_c^{VL} = 0.7[(210000(10.18E-4) + 11000(0.09))] = 840(kN)$$

2) Khả năng chịu tải theo đất nền:

$$Q_a = km(m_R q_m \cdot F_c + m_f \cdot u \cdot \sum f_i \cdot L_i)$$

với:



### Chương 3: Móng Cọc

$$h_1 = 4m; Z_1 = 2m; \text{Sét } B = 0.4; \Rightarrow f_1 = 2.1T/m^2 = 21 \text{ kPa}$$

$$h_2 = 3m; Z_2 = 5.5m; \text{Cát nhỏ}; \Rightarrow f_2 = 4.0T/m^2 = 40 \text{ kPa}$$

$$h_3 = 3m; Z_3 = 8.5m; \text{Sét } B = 0.3; \Rightarrow f_3 = 4.4T/m^2 = 44 \text{ kPa}$$

$$h_4 = 2m; Z_4 = 11.5m; \text{Cát chặt}; \Rightarrow f_4 = 8.5(1.3)T/m^2 = 85 \text{ kPa}$$

$$Z_{\text{mũi}} = 12m; \text{cát chặt}; \Rightarrow q_m = 430T/m^2 = 4300 \text{ kPa}$$

$$Q_a = 0.7\{4300(0.09) + 0.9(1.2)[21(4) + 40(3) + 44(3) + 85(2)]\} = 653.4(\text{kN})$$

Ta dùng  $P_c = 653.4 \text{ kN}$  để kiểm tra tải tác dụng lên đầu cọc

#### THÍ DỤ 3:

Cọc khoan nhồi có đường kính  $D = 1.2 \text{ mét}$ , đặt  $14\phi 14$ , mác bê tông 300

$$F_a = 21.54E-4 \text{ m}^2; R_a = 270000 \text{ kPa}$$

$$F_c = 1.13 \text{ m}^2; R_n = 13000 \text{ kPa}$$

#### 1) Khả năng chịu tải theo vật liệu:

$$P_c^{VL} = km(R_a.F_a + R_n.F_c) = 0.7[270000(21.54E-4) + 13000(1.13)] = 10690(\text{kN})$$

#### 2) Khả năng chịu tải theo đất nền:

a) Tính khả năng chịu mũi cọc:

$$q_m = 0.75.\beta.(\gamma.D.A_k^0 + \alpha.\gamma_1.L.B_k^0)$$

Tra bảng

$$\phi = 35^\circ, \text{ tra bảng } \rightarrow A_k^0 = 71.3; B_k^0 = 127.0$$

$$\text{Với: } \frac{L}{D} = \frac{11.4}{1.2} \approx 9.5 \Rightarrow \alpha = 0.776$$

$$D = 1.2 \Rightarrow \beta = 0.194$$

Dung trọng trung bình của đất bên hông

cọc:

$$\gamma_1 = \frac{16.4(4.4) + 19(1.5) + 17(4.5) + 21(1)}{4.4 + 1.5 + 4.5 + 1} = 17.4(\text{kN/m}^3)$$

Thay vào công thức trên ta được:

$$q_m = 2690 \text{ kPa}$$

b) Tính khả năng bám trượt bên hông cọc:

với:

$$h_1 = 4.4m; Z_1 = 2.2m; \text{Sét mềm } B = 0.6; \Rightarrow f_1 = 1.65T/m^2 = 16.5 \text{ kPa}$$

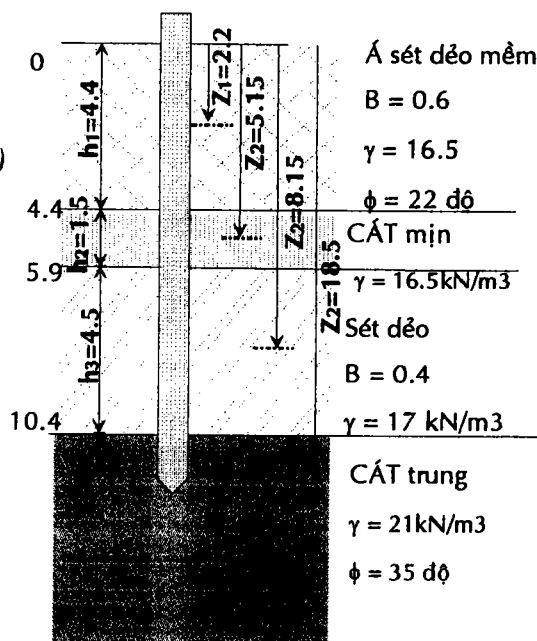
$$h_2 = 1.5m; Z_2 = 5m; \text{Cát mịn} \Rightarrow f_2 = 4.0T/m^2 = 40 \text{ kPa}$$

$$h_3 = 4.5m; Z_3 = 8m; \text{Sét dẻo } B = 0.4; \Rightarrow f_3 = 3.3T/m^2 = 33 \text{ kPa}$$

$$h_4 = 1m; Z_4 = 11m; \text{Cát trung} \Rightarrow f_4 = 6.5T/m^2 = 65 \text{ kPa}$$

Cọc khoan nhồi trong dung dịch sét lấy  $m_f = 0.6; u_c = 3.14(1.2) = 3.78m$

$$Q_a = 0.7\{2690(1.13) + 0.6(3.78)[16.5(4.4) + 40(1.5) + 33(4.4) + 65(1)]\} = 2680(\text{kN})$$



### Chương 3: Móng Cọc

#### THÍ DỤ 4:

Thiết kế cho móng chịu tải trọng như sau:

$$N^t = 3000 \text{ kN}$$

$$M^t = 350 \text{ kNm}$$

$$H^t = 160 \text{ kN}$$

Đất nền:

Từ 0 mét đến 4 mét: á sét dẻo mềm:

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3; \phi = 14^\circ; \varepsilon = 0.85; B = 0.5$$

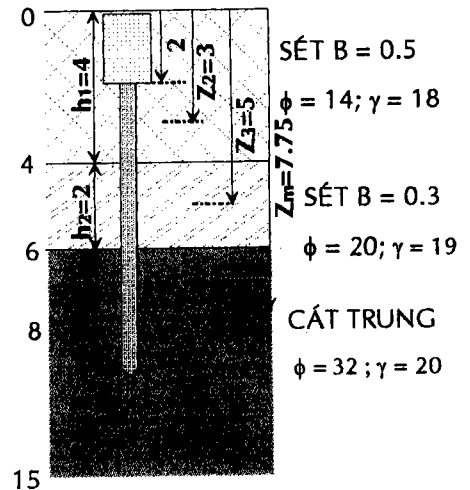
Từ 4 mét đến 6 mét: sét dẻo:

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3; \phi = 20^\circ; c = 1 \text{ kPa}; B = 0.3$$

Từ 6 mét đến 15 mét: cát trung:

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3; \phi = 32^\circ; \varepsilon = 0.5$$

Mức nước ngầm xem như ngay tại mặt đất.



#### 1) Chọn chiều sâu đặt móng thỏa điều kiện móng cọc dài thấp:

Chọn chiều sâu chôn móng thỏa điều kiện cân bằng của tải ngang và áp lực bị động:

$$h_m > 0.7 \operatorname{tg}(45^\circ - \frac{\phi}{2}) \sqrt{\frac{2H^t}{\gamma' B_m}}$$

với:

$$H^t = 160 \text{ kN};$$

$$\gamma' = (18-10) = 8 \text{ kN/m}^3;$$

$$\text{Chọn } B_m = 2 \text{ m};$$

$$h_m > 0.7 \operatorname{tg}(45^\circ - \frac{14}{2}) \sqrt{\frac{2(160)}{(18-10)(2)}} = 2.44 \text{ (m)}$$

$$\text{Chọn } h_m = 2.5 \text{ mét}$$

#### 2) Chọn kích thước cọc:

a) Kích thước cọc:

Kích thước cọc được chọn là: 25x25 cm cốt thép 4φ16, dài 8 mét, chôn vào dài 0.5 mét còn lại dài 7.5 mét

$$R_a = 210000 \text{ kPa}; F_a = 8.04E-4 \text{ m}^2$$

$$R_n = 11000 \text{ kPa}; F_c = 0.25 \times 0.25 = 0.0625 \text{ m}^2$$

b) Khả năng chịu tải theo vật liệu:

$$P_c^{VL} = km(R_a F_a + R_n F_c) \\ = 0.7 [210000(8.04E-4) + 11000(0.0625)] = 1663 \text{ (kN)}$$

c) Khả năng chịu tải theo đất nền:

$$Q_a = km(m_R q_m F_c + m_f u \sum f_i L_i)$$

với:

$$L_1 = 1.5 \text{ m}; Z_1 = 3.3 \text{ m}; \text{Sét B} = 0.5; \Rightarrow f_1 = 2.0T/\text{m}^2 = 20 \text{ kPa}$$

$$L_2 = 2 \text{ m}; Z_2 = 5 \text{ m}; \text{Sét B} = 0.3; \Rightarrow f_2 = 4.0T/\text{m}^2 = 40 \text{ kPa}$$

$$L_3 = 4 \text{ m}; Z_3 = 8 \text{ m}; \text{Cát trung}; \Rightarrow f_3 = 6.2T/\text{m}^2 = 62 \text{ kPa}$$

### Chương 3: Móng Cọc

$Z_{mũi} = 10m$ ; cát trung;  $\Rightarrow q_m = 400T/m^2 = 4000 \text{ kPa}$

$km = 1$ ;  $m_f = 0.9$ ;  $u = 0.25 \times 4 = 1 \text{ mét}$

$$Q_a = 4000(0.0625) + 0.9(1)[20(1.5) + 40(2) + 62(4)] = 572(\text{kN})$$

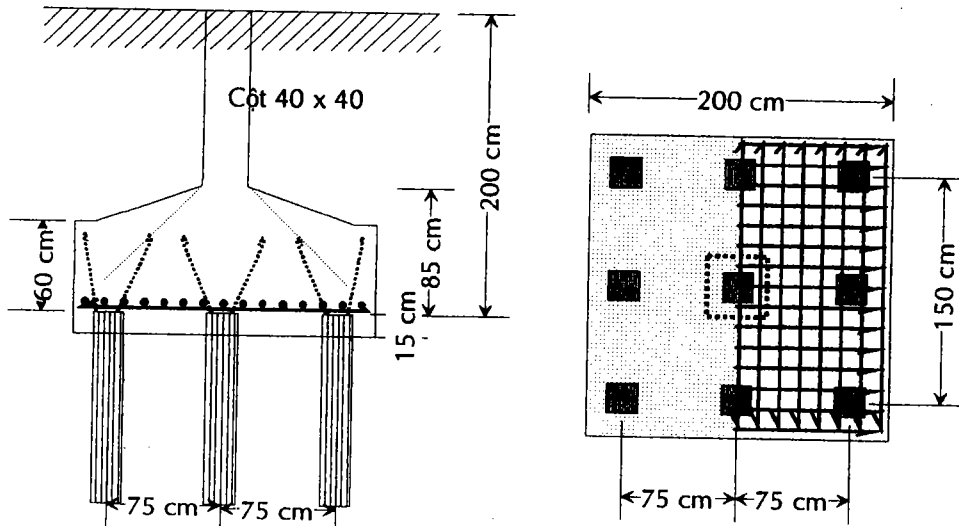
Ta dùng  $P_c = 572 \text{ kN}$  để kiểm tra tải tác dụng lên đầu cọc

#### 3) Số lượng cọc và bố trí cọc:

Ước tính số lượng cọc:

$$n = \frac{1.4(N''')}{P_c} = \frac{1.4(3000)}{572} = 7.3$$

Chọn 9 cọc, bố trí 3x3 cọc; hệ số nhóm  $E = 0.72$



#### 4) Kiểm tra tải trọng tác dụng lên cọc:

a) Tải trọng tác dụng lên đáy đài:

$$N^{tt} = 3000 + 2(2)(2.5)(22-10) = 3120 \text{ kN}$$

$$M^{tt} = 350 \text{ kNm}$$

c) tải trọng tác dụng bình quân lên đầu cọc:

$$P^{tb} = \frac{3120}{9} = 347(\text{kN})$$

d) Tải trọng lớn nhất tác dụng lên cọc biên ( $x_{max} = 0.75m$ )

$$P^{max} = P^{tb} + \frac{M^{tt}}{\sum x_i^2} x_{max}$$

với:

$$\sum x_i^2 = 3\{(-0.75)^2 + (0)^2 + (0.75)^2\} = 3.375 \text{ m}^2$$

$$P^{max} = 347 + \frac{350}{3.375} \cdot 0.75 = 425(\text{kN})$$

So với  $P_c^N = 572(0.72) = 412 \text{ kN}$  tương quan này có thể chấp nhận được.

#### 5) Kiểm tra xuyên thủng đài cọc:

Với kích thước cột  $a_c = 0.4m$ ;  $h_o = 0.85m$ ;  $u_{xt} = (0.4+0.85) \times 4 = 5 \text{ mét}$



### Chương 3: Móng Cọc

Lực xuyên thủng là tổng các lực trung bình tác dụng lên đầu cọc ngoài phạm vi xuyên thủng (ta có 8 cọc):

$$P_{xt} = 347(8) = 2776 \text{ kN}$$

Điều kiện xuyên thủng:

$$P_{xt} \leq 0.75.R_k.U_{ib}.h_o$$

với:

$$R_k = 880 \text{ kPa};$$

$$2778(\text{kN}) \leq 0.75(880)(5)(0.85) = 2805(\text{kN})$$

Vậy điều kiện xuyên thủng của cọc vào đài thỏa.

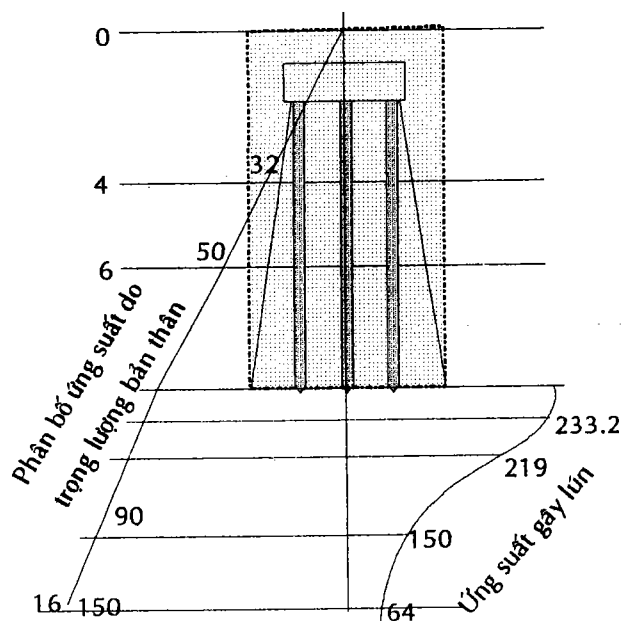
#### 6) Kiểm tra ổn định dưới mũi cọc của móng khối quy ước:

Tính góc ma sát trung bình theo chiều dài cọc:

$$\varphi_{ib} = \frac{14(1.5) + 20(2) + 32(4)}{7.5} = 25^\circ \Rightarrow \frac{\varphi_{ib}}{4} = 6.3^\circ$$

Bề rộng móng khối quy ước:

$$B_l = B + 2tg\left(\frac{\varphi_{ib}}{4}\right)L_c = (2 - 0.25) + 2(0.11).(7.5) = 3.4(\text{m})$$



Khối lượng móng khối quy ước:

$$W_{qu} = 3.4(3.4)(10)(22-10) = 1387 \text{ kN}$$

$$N_d^{tc} = 3000/(1.2) = 2500 \text{ kN}$$

$$N_d^{tc} = 2500 + 1387 = 3887 \text{ kN}$$

$$M_d^{tc} = 3500/(1.2) = 292 \text{ kNm}$$

Lệch tâm:

$$e = 292/3887 = 0.075 \text{ mét}$$

Phản lực bình quân dưới đáy móng:

$$\sigma^{tb} = 3887/(3.4)(3.4) = 336.2 \text{ kPa}$$

Phản lực dưới móng khối quy ước:

### Chương 3: Móng Cọc

$$\sigma_d^{max} = \sigma^{tb} \left(1 + \frac{6.e}{B'}\right) = 336.2 \left(1 + \frac{6(0.075)}{3.4}\right) = 381 \text{ (kPa)}$$

$$\sigma_d^{min} = \sigma^{tb} \left(1 - \frac{6.e}{B'}\right) = 336.2 \left(1 - \frac{6(0.075)}{3.4}\right) = 292 \text{ (kPa)}$$

Tải trọng tiêu chuẩn dưới móng khối quy ước:

$$R^c = km(A.B_1.\gamma + B.h_d.\gamma_{tb} + D.c)$$

với:

Dung trọng bình quân trên mũi cọc:

$$\gamma'_{tb} = \frac{(18-10)(4) + (19-10)(2) + (20-10)(4)}{10} = 9 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$\varphi = 32^\circ$ ; tra bảng ta được:  $A = 1.34$ ;  $B = 6.35$ ;  $D = 8.55$

$c = 1 \text{ kPa}$ .

$$R^c = 0.7[1.34(3.4)(10) + 6.35(10)(9) + 8.55(1)] = 438 \text{ kPa}$$

Ta có  $\sigma^{max} = 381 < 438 \text{ kPa}$  Thỏa điều kiện để tính lún

#### 7) Tính lún nhón cọc:

Ứng suất do trọng lượng bản thân theo độ sâu:

Độ sâu Z	0	1	4	6	10	16 m
$\sigma^{bt}$	0	8	32	50	90	150 kPa

Ứng suất gây lún tại móng khối quy ước tại độ sâu  $Z = 10\text{m}$  ( $\sigma^{bt} = 90 \text{ kPa}$ )

$$\sigma^{gl} = 336.2 - 90 = 246.2 \text{ kPa}$$

Phân bố ứng suất gây lún từ dưới đáy móng khối quy ước ( $Z > 10\text{m}$ )

Tỷ lệ 2 cạnh (lấy 1/4 hình vuông)  $L'/B' = 1.7/1.7 = 1$ , tra bảng tính  $k_{góc}$  tại:

Độ sâu >10	0 (10)	1 (11)	2 (12)	4 (14)	6 (16)
$(Z-10)/B'$	0	0.5	1.2	2.4	3.6
Hệ số $k_g$	0.25	0.226	0.152	0.064	0.033
$4.k_g$	1	0.892	0.61	0.26	0.13
$\sigma^{gl}$ (kPa)	246.2	219.6	150.2	64	32 [= 0.2(150)]
$\sigma^{gl}$ (trung bình)	232	185	107	48	kPa
Chiều dày lún	1	1	2	2	mét

Modun biến dạng cho loại đất cát trung tại dưới mũi cọc là  $E_o = 25000 \text{ kPa}$

Độ lún:

$$S = \frac{\beta_o}{E_o} \sum \sigma_i^{gl} . h_i = \frac{0.8}{25000} [(232(1) + 185(1) + 107(2) + 48(2))] = 0.023 = 2.3 \text{ (cm)} < 8 \text{ (cm)}$$

Thỏa điều kiện về biến dạng.

#### 8) Tính cốt thép móng:

Tải trọng lớn nhất tác dụng lên 3 cọc biên:  $P_c^{max} = 425 \text{ kN}$ , cánh tay đòn lực là  $x = x_{max} - b_c/2 = 0.75 - 0.2 = 0.55 \text{ cm}$

$$\text{Moment } M = 425(3)(0.55) = 701 \text{ kNm}$$

Diện tích cốt thép:

$$F_a = \frac{701}{0.9(0.85)(210000)} = 44E-4 \text{ (m}^2\text{)} = 44 \text{ (cm}^2\text{)}$$

**Chọn 15 $\Phi$ 20 @140**

### Chương 3: Móng Cọc

#### THÍ DỤ 5:

Thiết kế móng cho ống khói trên bệ cọc  
 Tiết diện cọc 30x30 cm dài 7 mét, cốt thép 4Φ18,

Đài cọc hình vành khăn

Tải trọng tiêu chuẩn:

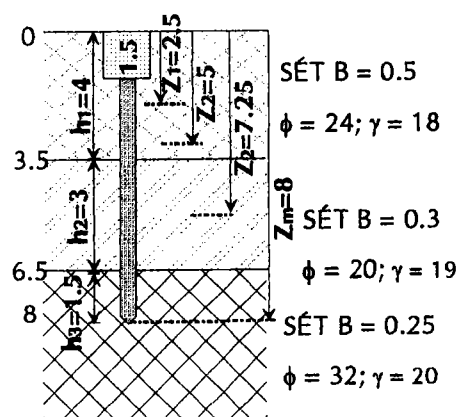
$$N^{tc} = 18000 \text{ kN}$$

$$M^{tc} = 7500 \text{ kNm}$$

Độ sâu chôn móng  $h_m = 1.5 \text{ m}$

Cấu tạo địa chất như sau:

- ♦ 0 mét đến 3.5 mét: sét pha cát dẻo,  
 $B = 0.5; \phi_1 = 24$
- ♦ 3.5 mét đến 6.5 mét sét dẻo,  
 $B = 0.3; \phi_2 = 21$
- ♦ 6.5 mét đến 12 mét sét dẻo cứng,  
 $B = 0.25; \phi_3 = 17, E_0 = 18000 \text{ kPa}$



15

1) Khả năng chịu tải theo vật liệu:

$$F_a = 4 \times 2.545 = 10.18E-4 \text{ m}^2; R_a = 210000 \text{ kPa}$$

$$F_c = 0.3 \times 0.3 = 0.09 \text{ m}^2; R_n = 11000 \text{ kPa}$$

$$P_c^{vl} = km(R_a \cdot F_a + R_n \cdot F_c)$$

$$= 0.7[210000(10.18E-4) + 11000(0.09)] = 842.6 \text{ (kN)}$$

2) Khả năng chịu tải theo đất nền:

$$Q_a = km(m_R q_m \cdot F_c + m_f \cdot u \cdot \sum f_i \cdot L_i)$$

với:

$$L_1 = 2\text{m}; Z_1 = 2.5\text{m}; \text{Sét } B = 0.5; \Rightarrow f_1 = 1.85T/\text{m}^2 = 18.5 \text{ kPa}$$

$$L_2 = 3\text{m}; Z_2 = 5\text{m}; \text{Sét } B = 0.3; \Rightarrow f_2 = 4.0T/\text{m}^2 = 40 \text{ kPa}$$

$$L_3 = 1.5\text{m}; Z_3 = 7.25\text{m}; \text{Sét } B = 0.25; \Rightarrow f_3 = 5.1T/\text{m}^2 = 51 \text{ kPa}$$

$$Z_{mũi} = 8\text{m}; \text{Sét } B = 0.25; \Rightarrow q_m = 380T/\text{m}^2 = 3800 \text{ kPa}$$

$$km = 1; m_R = 1; m_f = 0.9; u = 4(0.30) = 1.2 \text{ mét}$$

$$Q_a = 3800(0.09) + 0.9(1.2)[18.5(2) + 40(3) + 51(1.5)] = 594 \text{ (kN)}$$

Ta dùng  $P_c = 594 \text{ kN}$  để kiểm tra tải tác dụng lên đầu cọc

3) Kích thước móng:

$$\text{Diện tích hình vành khăn: } F_m = 3.14(7.6^2 - 2.4^2)/4 = 41 \text{ m}^2$$

$$\text{Trọng lượng móng khối quy ước: } W_{qu} = 41(1.5)(22) = 1353 \text{ kN}$$

$$\text{Tải trọng ngay tại đáy móng: } W_d^{tc} = 18000 + 1353 = 19353 \text{ kN}$$

4) Kiểm tra tải trọng tác dụng tại mũi cọc:

Tải trọng bình quân tác dụng lên đầu cọc (tất cả 50 cọc):

$$P_c^{tb} = \frac{19353}{50} = 387 \text{ (kN)}$$

### Chương 3: Móng Cọc

Tải trọng lớn nhất lên cọc biên ( $x_{max} = 3.5m$ )

$$P^{max} = P^{tb} + \frac{M''}{\sum x_i^2} x_{max}$$

Vòng thứ nhất  $n = 10; R = 1.5m; \Rightarrow \sum x_i^2 = \frac{n.R^2}{2} = \frac{10(1.5)^2}{2} = 11.25(m^2)$

Vòng thứ hai  $n = 16; R = 2.5m; \Rightarrow \sum x_i^2 = \frac{n.R^2}{2} = \frac{16(2.5)^2}{2} = 50(m^2)$

Vòng thứ ba  $n = 24; R = 3.5; \Rightarrow \sum x_i^2 = \frac{n.R^2}{2} = \frac{24(3.5)^2}{2} = 147(m^2)$

$$\sum x_i^2 = 11.25 + 50 + 147 = 208.25(m^2)$$

$$P^{max} = 387 + \frac{7500}{208.25} 3.5 = 513(kN) < 594 kN$$



5) Kiểm tra ứng suất của móng khối quy ước

Góc ma sát trung bình:

$$\varphi^{tb} = \frac{24(2) + 21(3) + 17(1.5)}{2 + 3 + 1.5} = 21^\circ$$

$$\operatorname{tg}\left(\frac{\varphi^{tb}}{4}\right) = 0.09$$

Bán kính móng khối quy ước:

### Chương 3: Móng Cọc

$$R_l = R + L_c \cdot \operatorname{tg}\left(\frac{\varphi^{ib}}{4}\right) = (3.5 + 0.15) + 6.5(0.09) = 4.25(m)$$

Diện tích móng khối quy ước kể luôn lỗ rỗng:

$$F_{qu} = 3.14(4.25)^2 = 56.7 \text{ m}^2$$

Dung trọng trung bình móng khối quy ước được lấy là  $20 \text{ kN/m}^3$

Khối lượng móng khối quy ước:

$$W_{qu} = 56.7(6.5 + 1.5)(20) = 9088 \text{ kN}$$

Tải trọng tính đến móng khối quy ước:

$$N_d^{tc} \Rightarrow 18000 + 9088 = 27088 \text{ kN}$$

$$M_d^{tc} = 7500 \text{ kNm}$$

Áp lực trung bình dưới đáy móng khối quy ước:

$$\sigma^{ib} = \frac{27088}{56.7} = 478 \text{ (kPa)}$$

Áp lực lớn nhất dưới đáy móng khối quy ước:

$$\sigma^{max} = \sigma^{ib} + \frac{M_d^{tc}}{W} = 478 + \frac{7500}{60.2} = 602 \text{ (kPa)}$$

$$\text{(trong đó } W = \frac{\pi \cdot R^3}{4} = 60.2 \text{ (m}^3 \text{))}$$

Áp lực tiêu chuẩn dưới đáy móng khối quy ước:

$$R^{tc} = km(A \cdot B_1 \cdot \gamma + B \cdot h_d \cdot \gamma_{ib} + D \cdot c)$$

với:

Dung trọng bình quân trên mũi cọc:

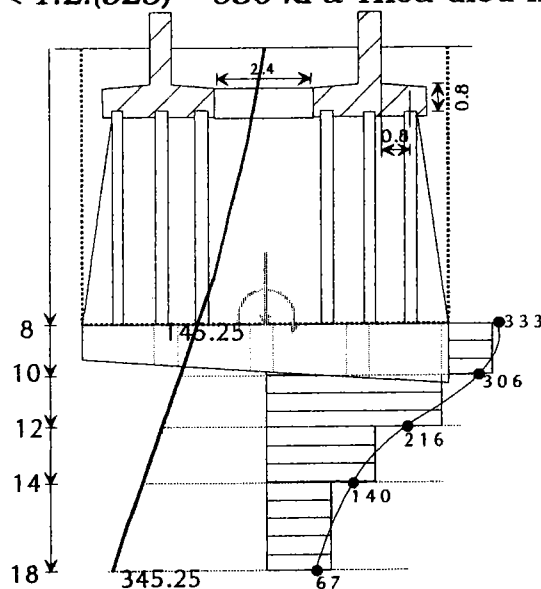
$$\gamma_{ib} = \frac{(17.5)(3.5) + (18)(3) + (20)(1.5)}{8} = 18.2 \text{ (kN/m}^3 \text{)}$$

$\varphi = 17^\circ$ ; tra bảng ta được:  $A = 0.4$ ;  $B = 2.58$ ;  $D = 5.15$

$c = 55 \text{ kPa}$ ,  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ ,  $B_m = \sqrt{56.7} = 7.5 \text{ mét}$

$$R^{tc} = 0.7[0.4(7.5)(18.2) + 2.58(8)(20) + 5.15(55)] = 525 \text{ kPa}$$

Ta có  $\sigma^{max} = 602 < 1.2 \cdot (525) = 630 \text{ kPa}$  Thỏa điều kiện tính lún



### Chương 3: Móng Cọc

#### 6) Tính lún dưới đáy móng khối quy ước:

Ứng suất do trọng lượng bản thân theo độ sâu:

Độ sâu Z	0	3.5	6.5	8	10	12	14	18m
$\sigma^{bt}$	0	61.25	115.25	145.25	185.25	225.25	265.25	345.25 kPa

Ứng suất gây lún tại móng khối quy ước tại độ sâu  $z=8m$  ( $\sigma^{bt} = 145.25$  kPa)

$$\sigma^{gl} = 478 - 145.25 \approx 333 \text{ kPa}$$

Phân bố ứng suất gây lún từ dưới đáy móng khối quy ước ( $Z > 10m$ )

Diện tích móng hình tròn:

Độ sâu > 8	0 (8)	2 (10)	4 (12)	6 (14)	10 (18)
R/(Z-8)	0	2.125	1.06	0.7	0.43
Hệ số $k_{TR}$	1	0.92	0.65	0.44	0.2
$\sigma^{gl}$ kPa	333	306	216	140	67 [= 0.2(345.25)]
$\sigma^{gl}$ (trung bình)	486	261	178	104	kPa
Chiều dày lún	2	2	2	4	mét

Modun biến dạng :

$$E_o = 18000 \text{ kPa}$$

Độ lún:

$$S = \frac{\beta_o}{E_o} \sum \sigma_i^{gl} \cdot h_i = \frac{0.8}{18000} [(320(2) + 261(2) + 178(2) + 104(4))] = 0.023 = 7.7E-2(m) < 8(cm)$$

Thỏa điều kiện về biến dạng.

Góc quay:

$$\text{Lấy } \mu_o = 0.4$$

$$\text{tg}(\theta) = \frac{3(1-\mu_o^2)M_d^{tc}}{4R^3 \cdot E_o} = \frac{3(1-0.4^2)7500}{4(4.25)^3 \cdot 18000} = 0.034 < [\omega_{gh}] = 0.04$$

#### 7) Tính cốt thép móng.

Để đơn giản tính toán ta xem như móng chỉ làm việc theo phương bán kính R ( $M_R$ ), không xét đến moment tiếp tuyến  $M_T$ . Cắt vành khăn ra thành hình rẽ quạt có chứa 3 cọc biên để tính toán.

Lực lớn nhất tác dụng lên 3 cọc với hệ số vượt tải  $n = 1.2$ :

$$P_{max} = 3(513)(1.2) = 1134 \text{ kN}$$

Moment tính đến vị trí ngàm tại vách (cánh tay đòn = 0.8m):

$$M = 1134(0.8) = 907 \text{ kNm}$$

Tiết diện cốt thép:

$$F_a = \frac{907}{0.9(0.8)(210000)} = 60E-4(m^2) = 60(cm^2)$$

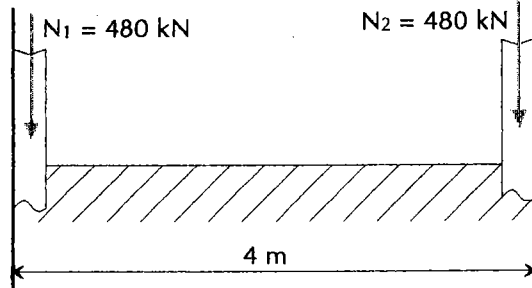
$$\text{Thép bố trí hướng tâm } 24\phi 18 = 61 \text{ cm}^2$$

**THÍ DỤ 6:**  
**CỌC BỐ TRÍ THEO HÀNG**

Cọc dùng 20×20 cm dài 3 đoạn 8 mét = 24 mét,

Đất nền loại sét lực dính  $c = 18 \text{ kPa}$ , ma sát  $\varphi = 0^\circ$ ,

Tải trọng hai biên là  $N_1 = 480 \text{ kN}$ ;  $N_2 = 40 \text{ kN}$ , do thi công xây chen nên chỉ có thể ép cọc cách biên xây dựng 70 cm.



**1) Sức chịu tải 1 cọc:**

Với:

$$F_c = 0.2(0.2) = 0.4 \text{ m}^2; L_c = 23.5 \text{ m}; u = 4(0.2) = 0.8 \text{ m}$$

$$N_c = 9$$

$$Q_a = \frac{1}{HSAT} (c \cdot N_c \cdot F_c + u \cdot c \cdot L_c) = \frac{1}{2} [(18(9)(0.04) + 0.8(18)(23.5)) = 172 (\text{kN})$$

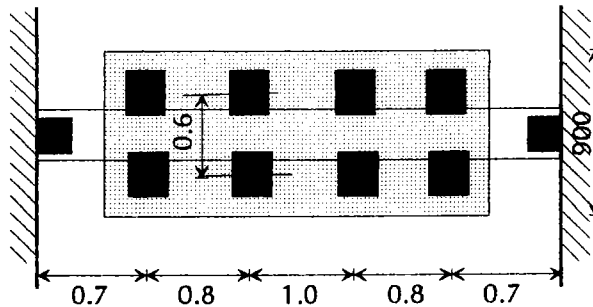
**2) Chọn số lượng cọc:**

$$n = \frac{480 + 400}{144} = 6.1$$

chọn  $n = 8$  cọc

Bố trí:

Chiều sâu móng 2 mét



**3) Phản lực tác dụng lên cọc:**

Hợp lực:

$$\Sigma N = 480 + 400 = 880 \text{ kN}$$

Cánh tay đòn:

$$x_N = \frac{400(4)}{880} = 1.82 (\text{m})$$

Lệch tâm:  $e = 2 - 1.82 = 0.18 \text{ m}$

$$\text{Moment } M = \Sigma N x e = 880(0.18) = 158 \text{ kNm}$$

### Chương 3: Móng Cọc

$$\Sigma x_i^2 = 2(1.3)^2 + 2(0)^2 + 2(0.5)^2 = 3.88 \text{ m}^2$$

Phần lực lớn nhất tại cọc thứ 1 ( $x_1 = 1.3$ ):

$$P_1 = \frac{880}{8} + \frac{152}{3.88} \cdot (1.3) = 161 \text{ (kN)} < Q_a = 172 \text{ (kN)}$$

Phần lực tại cọc thứ 2 ( $x_2 = 0.5$ ):

$$P_2 = \frac{880}{8} + \frac{152}{3.88} \cdot 0.5 = 130 \text{ (kN)}$$

Phần lực tại cọc thứ 3 ( $x_3 = -0.5$ ):

$$P_3 = \frac{880}{8} + \frac{152}{3.88} \cdot (-0.5) = 90 \text{ (kN)}$$

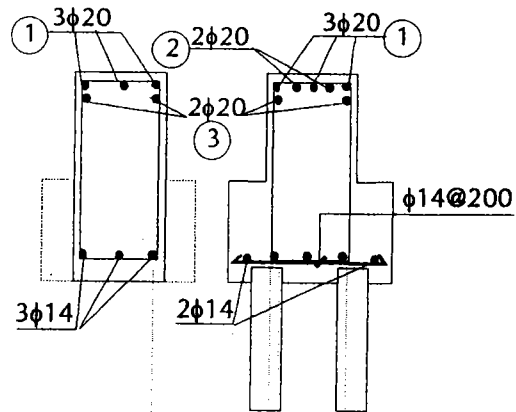
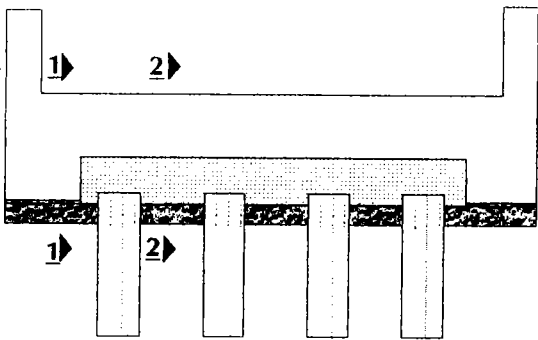
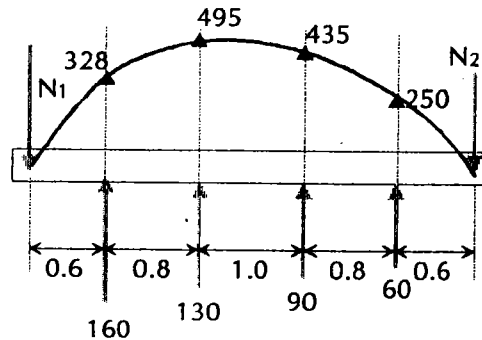
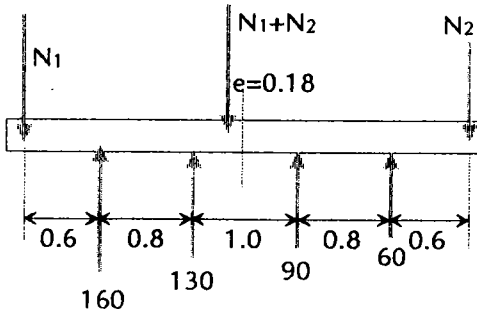
Phần lực tại cọc thứ 4 ( $x_4 = -1.3$ ):

$$P_4 = \frac{880}{8} + \frac{152}{3.88} \cdot (-1.3) = 59 \text{ (kN)}$$

#### 4) Kết cấu móng cọc:

Sơ đồ tải trọng:

Chọn kích thước đà:



MẶT CẮT 1-1 MẶT CẮT 2-2

Lực cắt  $Q = 480 \text{ kN}$  ngay tại chân cọc.

Điều kiện về lực cắt:

$$Q \leq 0.75 \cdot R_k \cdot b \cdot h_o \Rightarrow h_o = \frac{Q}{0.75 \cdot R_k \cdot b} = \frac{480}{0.75(880)(0.4)} = 1.8 \text{ (m)}$$

Chiều cao  $h_o$  quá lớn do đó ta chọn  $h_o = 1.0 \text{ m}$  và tính toán cốt đai chịu cắt.

$$R_{oa} = 0.8(210000) = 168000 \text{ kPa.}$$



### Chương 3: Móng Cọc

Chọn cốt đai  $\phi 8 = 0.5 \text{ cm}^2$ , hai nhánh =  $1 \text{ cm}^2$ , @ =  $0.15 \text{ m}$ .

Điều kiện:

$$0.75.R_k.b.h_o = 264 < Q = 480 < 0.25.R_n.b.h_o = 0.25(11000)(0.4)(1) = 1100$$

$$u_H = R_{ad}.N_d.F_d \cdot \frac{8.R_k.h.h_o^2}{Q^2} = 16800(2)(0.5E-4) \cdot \frac{8(880)(0.4)(1)^2}{480^2} = 0.2(\text{m}) = 20(\text{cm})$$

$$u_{max} = \frac{1.5.R_k.b.h_o^2}{Q} = \frac{1.5(880)(0.4)(1)^2}{480} = 1.1(\text{m})$$

Ta chọn  $\phi 8@150$

$$q_d = \frac{R_{ad}.N_d.F_d}{@} = \frac{168000(2)(0.5)}{0.15} = 112(\text{kN})$$

Lực kéo của cốt đai:

$$Qd = 2.8.h_o.\sqrt{Rk.b.qd} = 2.8.(1)\sqrt{880(0.4)(112)} = 556(\text{kN}) > 480 \text{ kN}$$

Cốt đai  $\phi 8@150$  đủ khả năng chịu tải, tuy nhiên cần bổ cốt dọc  $\phi 20$  xuyên xuống đáy để tăng cường.

#### 5) Tính cốt thép dầm móng:

Tính moment:

Do quy tải thành lực tập trung với moment  $M_o = 158 \text{ kNm}$ , giả thiết moment này sẽ chia đều lên 4 đầu cột là  $158/4 = 39.5 \text{ kNm}$

Tại tiết diện 1:  $M_1 = 480(0.6) + 39.5 = 328 \text{ kNm}$

Tại tiết diện 2:  $M_2 = 480(1.4) - 160(2)(0.8) + 39.5(2) = 495 \text{ kNm}$

Tại tiết diện 3:  $M_3 = 480(2.4) - 160(2)(1.8) - 30(2)(1) + 39.5(3) = 435 \text{ kNm}$

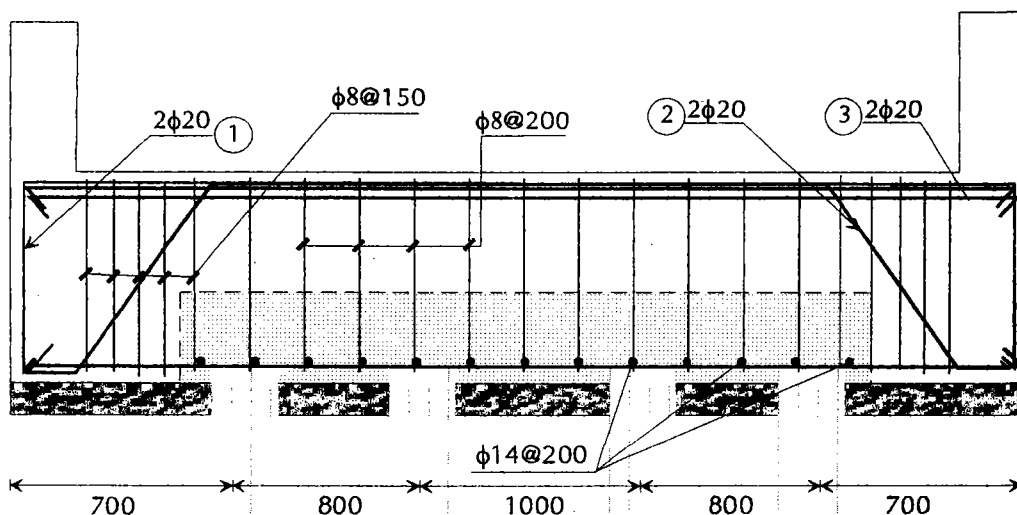
Tại tiết diện 4:  $M_4 = 480(3.2) - 160(2)(2.6) - 130(2)(1.8) - 90(2)(0.8) + 158 = 250 \text{ kNm}$

Moment lớn nhất  $M_{max} = 495 \text{ kNm}$

Cốt thép:

$$F_a = \frac{495}{0.9(1)(270000)} = 20E-4(\text{m}^2) = 20(\text{cm}^2)$$

Chọn  $7\phi 20 = 21.98 \text{ cm}^2$



### Chương 3: Móng Cọc

#### ♦ XÁC ĐỊNH $P_c$ BẰNG PHƯƠNG PHÁP ĐÀN HỒI:

Xem cọc như là thanh gối tựa đàn hồi với hệ số cứng là  $K_c$  được xác định theo công thức của TSUTÔVIT (Xem tài liệu về "CÁCH XÁC ĐỊNH HỆ SỐ NỀN")

$$K_z = (K_{zn} + K_{zb}) \cdot \nu$$

$$K_z = [2400(0.04) + 720(19.5)] \cdot 0.8 = 11136 \text{ (kN/m)}$$

Kết quả thử tải một số cọc trong điều kiện đất nền như trên tại Q Bình Thạnh cho được  $K_z = 10000 \text{ kN/m}$

Lập sơ đồ tính như hình vẽ với các thanh đàn hồi thay cho hai cọc, do đó có độ cứng là  $2K_z = 20000 \text{ kN/m}$ . Dùng phần mềm FEAP để giải.

Mô tả sơ đồ:

- ♦ Phần tử thứ 1, 2, 3, 4 là các thanh đàn hồi được chọn như sau:

$$E_1 = 20000 \text{ kPa}$$

$$L = 1\text{m}; A = 1\text{m}^2$$

$$J_1 = (1)(1)^3/12 = 0.083 \text{ m}^4$$

Hai đầu khớp,

Tại nút 1, 2, 3, 4 lock theo 2 phương x và y

- ♦ Phần tử thứ 5, 9 là có đặc tính như sau:

$$E_2 = 21E6 \text{ kPa.}$$

$$J_2 = 0.033 \text{ m}^4$$

Nút 5 lock theo phương x

- ♦ Phần tử thứ 6, 7, 8 là có đặc tính như sau:

$$E_3 = 21E6 \text{ kPa.}$$

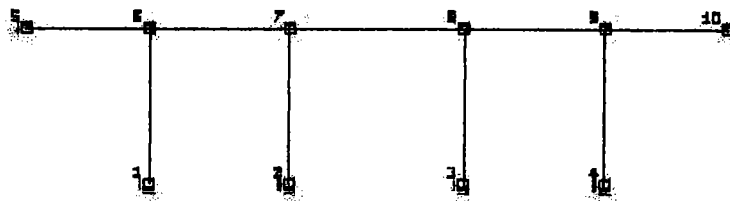
$$J_3 = 0.048 \text{ m}^4$$

Phương pháp này giải quyết được sai sót khi quy về lực tập trung của phương pháp tính đơn giản như trên.

Kết quả giải từ FEAP cho được

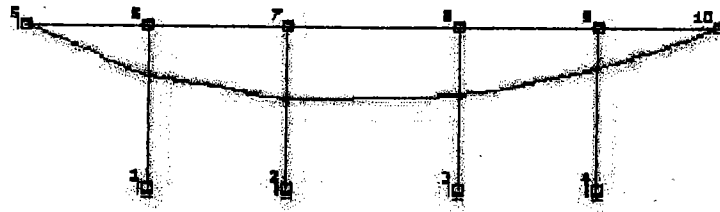
Vị trí	1	2	3	4
Phân lực cọc	138	119	98	85
Moment	336	489	464	280

Sơ đồ kết cấu:

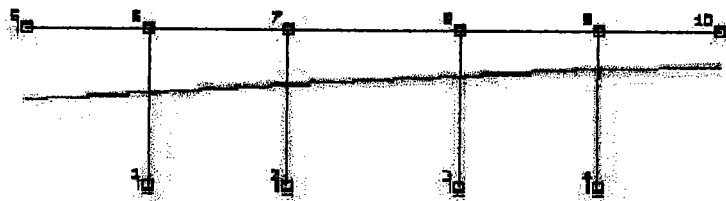


GEOMETRY (L = 2.17E-01)

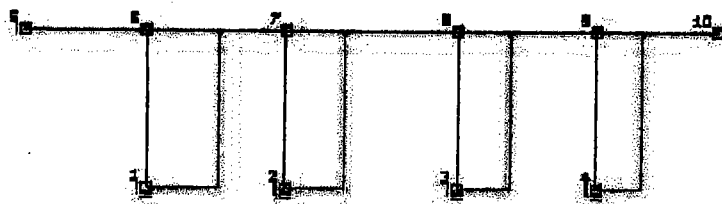
### Chương 3: Móng Cọc



MOMENT (C<sub>1</sub> = 2.35E+02)



DISP.LC1 (C<sub>1</sub> = 7.44E-03)



NORMAL FORCE (C<sub>1</sub> = 1.45E+02)

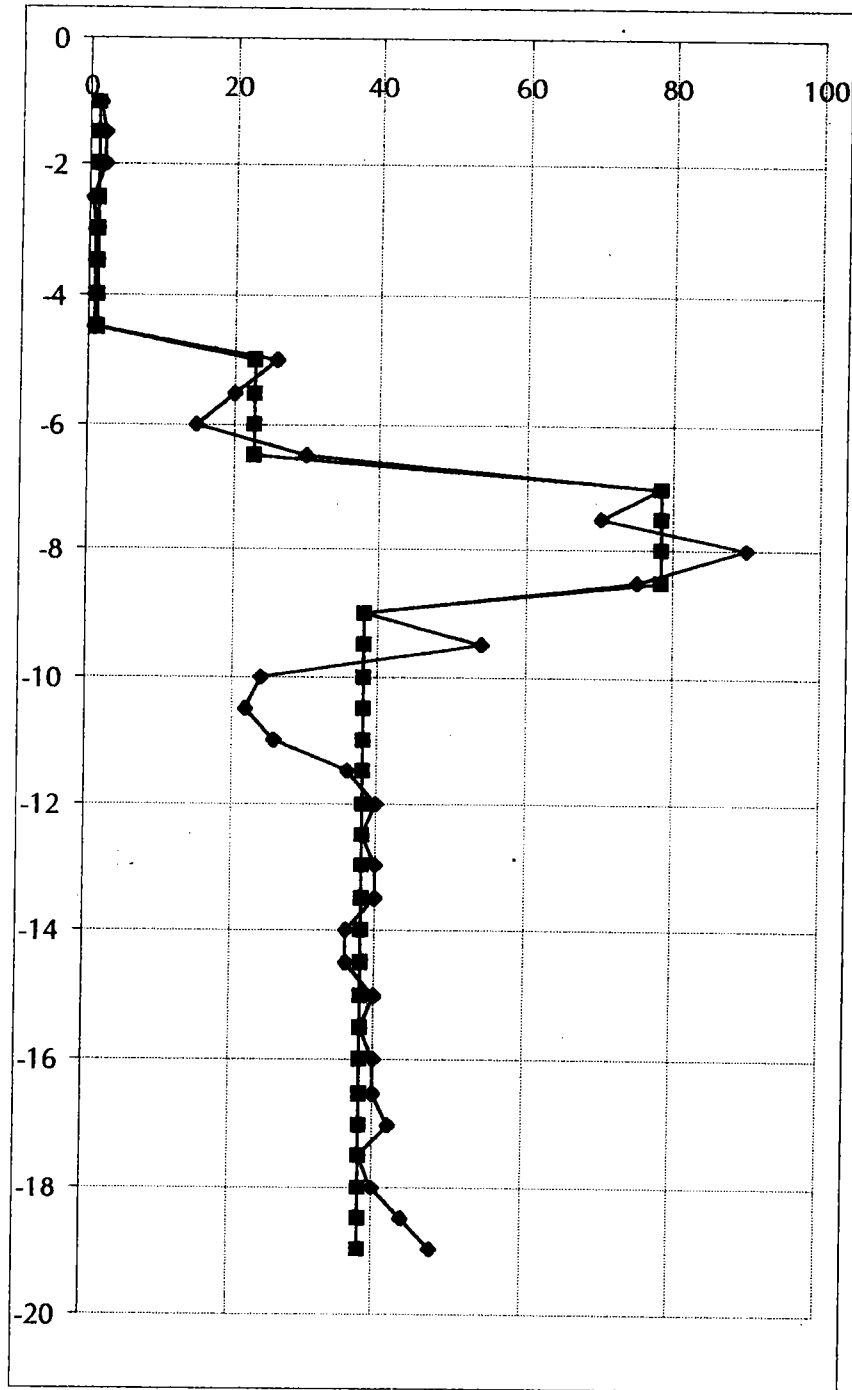
#### THÍ DỤ 7:

Khảo sát đất nền tại Cty Việt Long Q8 bằng phương pháp xuyên tĩnh ta được kết quả sau:

- Căn cứ khả năng kháng xuyên  $R_p$  ta có thể phân biệt thành 4 lớp đất.
- Với các giá trị của  $R_p$  không tăng theo chiều sâu, cho ta đánh giá đất thuộc loại sét.

### Chương 3: Móng Cọc

➤ Kết quả được phân tích như sau:



- Lớp 1:  $R_{p1} = 125 \text{ kPa}$  tương ứng với độ sệt  $B_1 = 1.26$ : sét nhão
- Lớp 2:  $R_{p2} = 2280 \text{ kPa}$  tương ứng với độ sệt  $B_2 = 0.7$ : sét mềm
- Lớp 3:  $R_{p3} = 7830 \text{ kPa}$  tương ứng với độ sệt  $B_3 = -0.7$ : sét cứng
- Lớp 4:  $R_{p4} = 3810 \text{ kPa}$  tương ứng với độ sệt  $B_4 = 0.3$ : sét trung bình

Công thức tính độ sệt:  $B = 1.3 - 0.026.R_p$

Thiết kế cọc  $25 \times 25$  đến độ sâu 12 mét, cọc dài 10 mét

$$L_1 = 2.5\text{m}; f_{s1} = \frac{R_{p1}}{\beta_1} = \frac{125}{30} = 4(\text{kPa})$$

### Chương 3: Móng Cọc

$$L_2 = 2.0m; f_{s2} = \frac{R_{p2}}{\beta_2} = \frac{2280}{40} = 57(kPa)$$

$$L_3 = 2.0m; f_{s3} = \frac{R_{p3}}{\beta_3} = \frac{125}{80} = 98(kPa)$$

$$L_4 = 3.5m; f_3 = \frac{R_{p4}}{\beta_4} = \frac{3810}{40} = 95(kPa)$$

Khả năng chịu mũi với ( $HSAT = 3$ )

$$q_m = \frac{Rp}{2} = \frac{3810}{2} = 1905(kPa)$$

$$Q_m = \frac{1}{3} 1905(0.25)(0.25) = 39.7(kN)$$

Khả bám dính bên hông (chu vi  $u_c = 1m$ ):

$$Q_f = \frac{1}{2} [2.5(4) + 2(57) + 2(98)] = 326.3(kN)$$

Tổng cộng:

$$Q_a = 39.7 + 326.3 = 266(kN)$$

- Căn cứ vào độ sệt  $B$  tra bảng theo phương pháp thống kê như sau:

$$Q_u = km(m_R q_m \cdot F_c + m_f \cdot u \cdot \sum f_i \cdot L_i)$$

với:

$$L_1 = 2.5m; Z_1 = 3m; \text{Sét } B = 1.26; \Rightarrow f_1 = 0.2T/m^2 = 2kPa$$

$$L_2 = 2m; Z_2 = 5.5m; \text{Sét } B = 0.7; \Rightarrow f_2 = 1.0T/m^2 = 10 kPa$$

$$L_3 = 2m; Z_3 = 7.5m; \text{Sét } B = 0.7; \Rightarrow f_3 = 6.2T/m^2 = 62 kPa$$

$$L_4 = 3.5m; Z_4 = 10.25m; \text{Sét } B = 0.3; \Rightarrow f_3 = 4.6T/m^2 = 46 kPa$$

$$Z_{mũi} = 12m; \text{Sét } B = 0.3; \Rightarrow q_m = 370T/m^2 = 3700 kPa$$

$$km = 0.7; m_f = 0.9; u = 4(0.25) = 1 \text{ mét}$$

$$Q_u = 0.7 \times (3700(0.25 \times 0.25) + 0.9(1.0)[2(2.5) + 10(2) + 62(3.5)]) = 314.4(kN)$$

Ta dùng  $P_c = 266 kN$  để kiểm tra tải tác dụng lên đầu cọc



XUYÊN TÍNH HÀ LAN

CỌC ĐƠN CHỊU TẢI TRỌNG NGANG

7) PHƯƠNG PHÁP TÍNH:

Tải trọng truyền xuống móng bao gồm:

Tải trọng đứng:  $N^t$

Moment:  $M^t$

Tải trọng ngang:  $H^t$

Với một cọc chịu tải trọng như trên cọc sẽ bị uốn, biến dạng theo một đường cong đàn hồi. Dọc theo chiều dài cọc áp lực ngang của đất được lấy theo tỷ lệ với đường cong này như là HỆ SỐ NỀN theo phương ngang:

$$\sigma_x = C_x \cdot x$$

Trong đó:

$\sigma_x$  - áp lực ngang (kPa)

$C_x$  - Hệ số nền theo phương ngang (kPa/m)

$x$  - biến dạng của cọc theo phương ngang

Phương trình vi phân đường cong đàn hồi của cọc cho bởi:

$$E \cdot J \frac{d^4 x}{dz^4} + C_x \cdot D \cdot x = 0$$

Trong đó:

$D$  - đường kính cọc

Cứng giống như phương trình dầm trên nền đàn hồi, ta đặt độ mảnh  $\lambda$  là:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_x \cdot D}{4E \cdot J}} (m^{-1})$$

Thực nghiệm cho thấy là khi chiều sâu cọc  $> \frac{3}{\lambda}$ , cọc xem như là dài vô tận.

Phương trình tổng quát đường đàn hồi của cọc:

$$x(z) = e^{\lambda \cdot z} \cdot [a_1 \cos(\lambda \cdot Z) + a_2 \sin(\lambda \cdot Z)] + e^{-\lambda \cdot z} \cdot [a_3 \cos(\lambda \cdot Z) + a_4 \sin(\lambda \cdot Z)]$$

Moment uốn tại chiều sâu  $z$  do lực ngang  $H^t$  theo công thức:

$$M_{(z)} = \frac{H^t}{\lambda} \cdot A$$

Moment uốn tại chiều sâu  $z$  do Moment  $M^t$  theo công thức:

$$M_{(z)} = M^t \cdot B$$

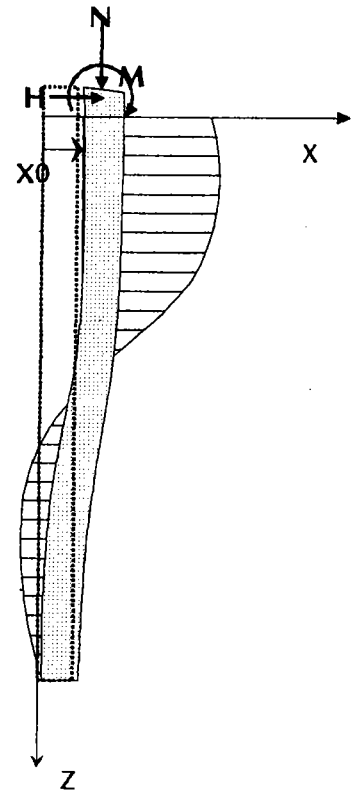
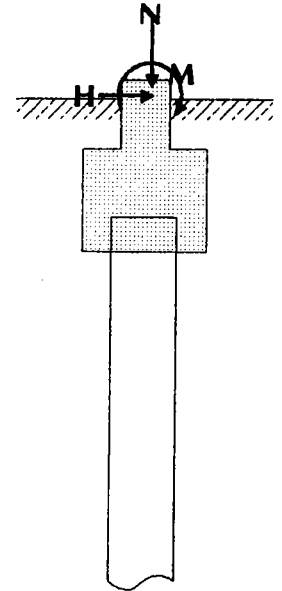
Trong đó:

$$A = e^{-\lambda \cdot z} \cdot \sin(\lambda \cdot z)$$

$$B = e^{-\lambda \cdot z} \cdot [\sin(\lambda \cdot z) + \cos(\lambda \cdot z)]$$

Ta được

$$M_{(z)} = \frac{H^t}{\lambda} \cdot \left( A + \frac{M^t}{H^t} \lambda \cdot B \right)$$



### Chương 3: Móng Cọc

$$M_{(z)} = \frac{H''}{\lambda} \cdot e^{-\lambda z} \cdot \{ \sin(\lambda z) + \beta \cdot [(\sin(\lambda z) + \cos(\lambda z))] \}$$

Đặt  $\beta = \frac{M''}{H''} \lambda$ : được gọi là hệ số lệch tâm

Và  $C_1 = e^{-\lambda z} [\sin(\lambda z) + \beta \cdot (\sin(\lambda z) + \cos(\lambda z))]$

$$M_{(z)} = \frac{H''}{\lambda} \cdot C_1$$

Lực cắt ngang cọc:

$$H_{(z)} = \frac{dM_{(z)}}{dz}$$

$$H_{(z)} = H'' \cdot e^{-\lambda z} \cdot [\cos(\lambda z) - (1 + 2\beta) \cdot \sin(\lambda z)]$$

Moment lớn nhất tại vị trí tương ứng với  $H_{(z)} = 0$  tương ứng với:  
 $\cos(\lambda z) = (1 + 2\beta) \sin(\lambda z)$

hay:

$$\lambda z = \text{arctg}\left(\frac{1}{1 + 2\beta}\right)$$

#### CÁC TRƯỜNG HỢP TỔNG QUÁT:

♦ Đầu cọc ngàm chịu tải trong ngang  $H''$ :

Chuyển vị cọc:

$$x_{(z)H} = \frac{H''}{C_x \cdot D} \lambda \cdot e^{-\lambda z} \cdot [\cos(\lambda z) + \sin(\lambda z)]$$

Moment:

$$M_{(z)H} = -\frac{H''}{2\lambda} \cdot e^{-\lambda z} \cdot [\cos(\lambda z) - \sin(\lambda z)]$$

Lực cắt ngang cọc:

$$H_{(z)H} = H'' \cdot e^{-\lambda z} \cdot \cos(\lambda z)$$

♦ Đầu cọc tự do chịu tải trong ngang  $H''$ :

Chuyển vị cọc:

$$x_{(z)H} = \frac{2 \cdot H''}{C_x \cdot D} \lambda \cdot e^{-\lambda z} \cdot \cos(\lambda z)$$

Moment:

$$M_{(z)H} = \frac{H''}{\lambda} \cdot e^{-\lambda z} \cdot \sin(\lambda z)$$

Lực cắt ngang cọc:

$$H_{(z)H} = H'' \cdot e^{-\lambda z} \cdot [\cos(\lambda z) - \sin(\lambda z)]$$

♦ Đầu cọc tự do chịu Moment  $M''$ :

Chuyển vị cọc:

### Chương 3: Móng Cọc

$$x_{(z)M} = \frac{2.M''}{C_x \cdot D} \lambda^2 \cdot e^{-\lambda \cdot Z} \cdot [\cos(\lambda \cdot Z) - \sin(\lambda \cdot Z)]$$

Moment:

$$M_{(z)M} = M'' \cdot e^{-\lambda \cdot Z} \cdot [\sin(\lambda \cdot Z) + \cos(\lambda \cdot Z)]$$

Lực cắt ngang cọc:

$$H_{(z)M} = -2.M'' \lambda \cdot e^{-\lambda \cdot Z} \cdot \sin(\lambda \cdot Z)$$

Thí dụ:

$$H'' = 10 \text{ kN}; M'' = 50 \text{ kNm}; N'' = 250 \text{ kN}$$

Cọc tròn đường kính  $\Phi = 50 \text{ cm}$

Hệ số nền theo phương ngang  $C_x = 5000 \text{ kPa/m}$

Ta có: 
$$J = \frac{\pi \cdot \Phi^4}{4} = 3 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$$

Modun đàn hồi cọc bê tông  $E = 21 \cdot 10^6 \text{ kPa}$

Bề rộng chịu tải ngang trong trường hợp này được lấy = 1.5 lần đường kính cọc

$$D = 1.5 \times 0.5 = 0.75 \text{ m}$$

Độ cứng cọc theo phương ngang:

$$\lambda = \left( \frac{C_x \cdot D}{4 \cdot E \cdot J} \right)^{0.25} = \frac{5000(0.75)}{4(21e6)(3e-3)} = 0.35 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

Hệ số lệch tâm:

$$\beta = \frac{M''}{H''} \lambda = \frac{50}{10} \cdot 0.35 = 1.75$$

cho ta chiều sâu  $M_{max}$ :

$$Z_{(o)} = \frac{1}{\lambda} \left[ \text{arctg} \left( \frac{1}{1 + 2 \cdot \beta} \right) \right]^{\text{rad}} = \frac{\text{arctg} \left( \frac{1}{1 + 2 \cdot 1.75} \right)^{\text{rad}}}{0.35} = 0.62 \text{ (m)}$$

$$\lambda \cdot Z = 0.35(0.62) = 0.217$$

thay vào phương trình của  $C_1$  ta được:

$$C_1 = e^{-0.217} [\sin(0.217) + 1.75 \cdot (\sin(0.217) + \cos(0.217))] = 1.85$$

Moment lớn nhất:

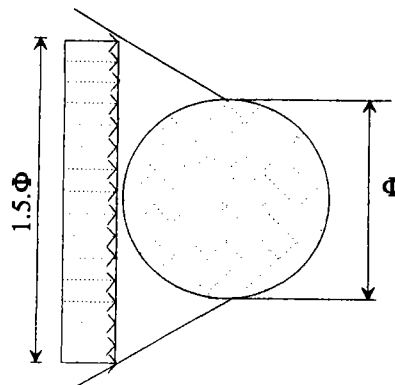
$$M_{(max)} = \frac{H''}{\lambda} C_1 = \frac{10}{0.35} \cdot 1.85 = 53 \text{ (kNm)}$$

Phương trình Moment:

$$M_{(z)} = \frac{10}{0.35} \cdot e^{-0.35Z} \cdot [\sin(0.35Z) + 1.75 \cdot (\sin(0.35Z) + \cos(0.35Z))]$$

Chuyển vị ngang tổng cộng trong bài thí dụ trên (đầu cọc tự do):

$$x_{(z)} = \frac{2}{C_x \cdot D} \lambda \cdot e^{-\lambda \cdot Z} \cdot \{ \lambda \cdot M'' [\cos(\lambda \cdot Z) - \sin(\lambda \cdot Z)] + H'' \cdot \cos(\lambda \cdot Z) \}$$





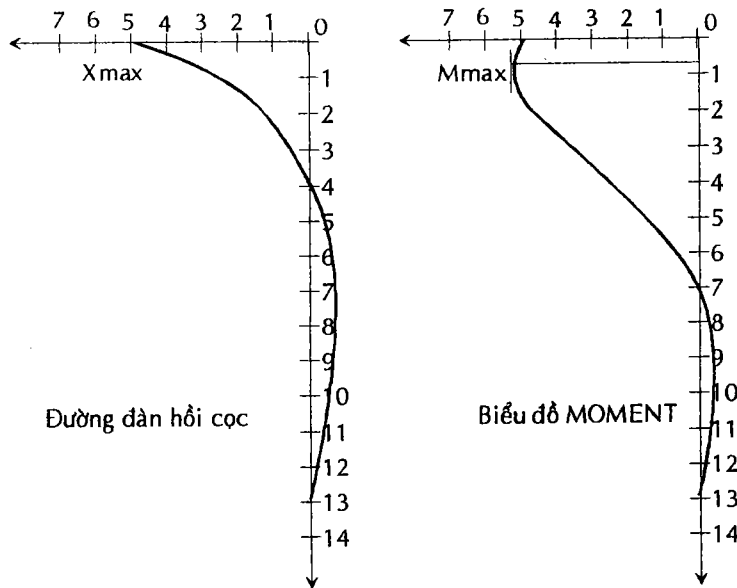
### Chương 3: Móng Cọc

Lớn nhất tại vị trí  $Z = 0$ :

$$x_{(Z=0)} = \frac{2}{C_x \cdot D} \lambda \cdot (\lambda \cdot M'' + H'')$$

ta được:

$$x_{(Z=0)} = \frac{2}{5000(0.75)} 0.35 \cdot [0.35(50) + 10] = 5.1E-3(m) = 5.1(mm)$$



sử dụng chương trình COC\_NG.EXE ta được kết quả sau:

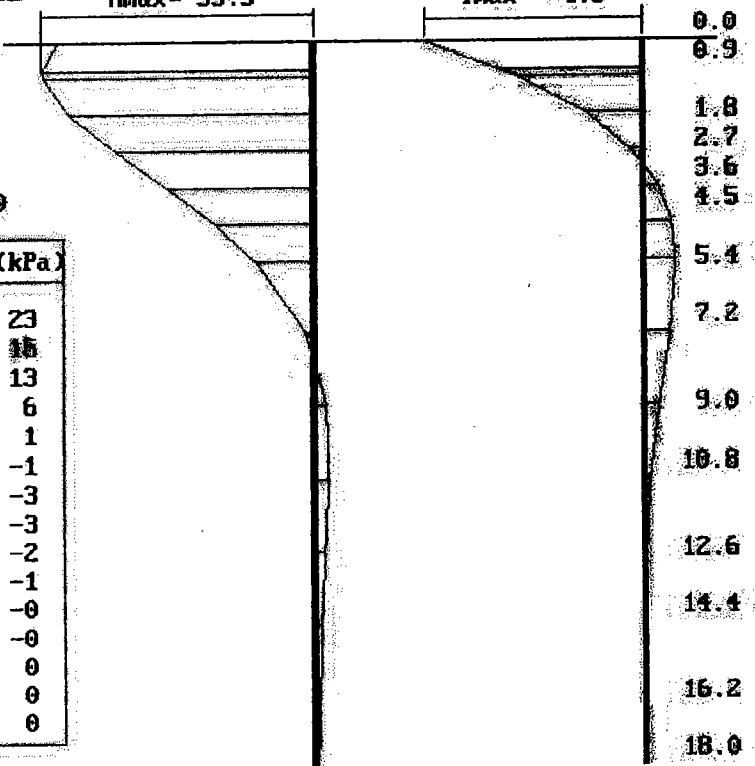
**C.1 CỌC CHỊU TẢI TRONG NGANG**  
\*Tg LÊ ANH HOÀNG\*

\*\*\*\*\*  
MOMENT N(kNm) = 50  
TẢI TRONG NGANG H(kN) = 10  
TẢI TRONG DUNG N(kN) = 250  
ĐƯỜNG KINH CỌC (cm) = 50  
CHIỀU DÀI CỌC (Met) = 18  
HỆ SỐ NỀN C<sub>x</sub>(kN/m<sup>3</sup>) = 5000

**BIỂU ĐỒ MOMENT (kNm)**  
M<sub>max</sub> = 53.3

**BIÊN DẠNG (mm)**  
Y<sub>max</sub> = 4.6

TD	Z(M)	M(kNm)	BD(mm)	p(kPa)
0	0.00	50.00	4.6	23
1	0.90	53.26	3.1	15
2	0.99	53.05	2.7	13
3	1.80	47.87	1.2	6
4	2.70	38.79	0.3	1
5	3.60	28.74	-0.3	-1
6	4.50	19.44	-0.6	-3
7	5.40	11.77	-0.6	-3
8	7.20	2.01	-0.5	-2
9	9.00	-1.76	-0.3	-1
10	10.80	-2.24	-0.1	-0
11	12.60	-1.53	-0.0	-0
12	14.40	-0.72	0.0	0
13	16.20	-0.19	0.0	0
14	18.00	0.04	0.0	0



### Chương 3: Móng Cọc

#### Tính toán kiểm tra cấu tạo của cọc bê tông:

Cọc  $\Phi 50\text{cm}$  cốt thép  $5\phi 25$

◆ Trục trung hoà:

◆  $W_b + nW_a = 0$

◆ trong đó :

$W_b$  - Moment tĩnh của bê tông:

$$W_b = \frac{\Phi}{2} a^2 - \frac{\pi \Phi^2}{2 \cdot 4} a + \frac{2 \Phi^3}{3 \cdot 8}$$

$W_a$  - Moment tĩnh của cốt thép:  $W_a = m \cdot F_a \cdot a$

Trong đó:

$m$  - số thanh thép = 5

$F_a = 4.91 \text{E-}4 \text{ m}^2$

Thay vào phương trình trên ta được (lấy  $n = 15$ )

$$\frac{\Phi}{2} a^2 - \frac{\pi \Phi^2}{2 \cdot 4} a + \frac{2 \Phi^3}{3 \cdot 8} - n \cdot m \cdot F_a \cdot a = 0$$

$$\frac{50}{2} a^2 - \frac{3.14 \cdot 50^2}{2 \cdot 4} a + \frac{2 \cdot 50^3}{3 \cdot 8} - 15(5)(4.91) \cdot a = 0$$

$$a^2 - 54a + 416.7 = 0 \Rightarrow a = 9.3(\text{cm})$$

Moment quán tính của tiết diện:

$$J = J_b + J_a$$

$$J_b = \frac{\Phi^4}{128} \left[ 2\theta(1 + 4 \cos 2(\theta)) - \frac{14}{3} \sin(2\theta) - \frac{1}{6} \sin(4\theta) \right]$$

$$J_a = n \left( \frac{m \cdot F_a \cdot \Phi^2}{8} + m \cdot F_a \cdot a^2 \right)$$

Trong đó:

$$\cos(\theta) = \frac{a}{\frac{\Phi}{2}} = \frac{9.3}{25} \Rightarrow \sin(2\theta) = 0.691; \quad \sin(4\theta) = 0.999; \quad \theta = 1.19(\text{radian})$$

$$J_b = \frac{50^4}{128} \left[ 2(1.19)(1 + 4 \cdot (0.372)^2) - \frac{14}{3} \cdot 0.691 + \frac{1}{6} \cdot 0.99 \right] = 31215(\text{cm}^4)$$

$$J_a = 15 \left( \frac{5 \cdot (4.91) \cdot 40^2}{8} + 5 \cdot (4.91) \cdot (9.3)^2 \right) = 15(7033) = 105495(\text{cm}^4)$$

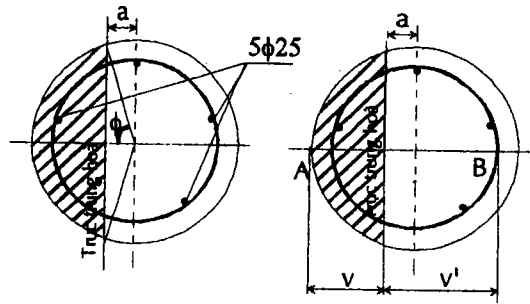
$$J = 31215 + 105495 = 136710(\text{cm}^4)$$

#### Kiểm tra Ứng suất trong cọc:

Ứng suất trung bình:

$$\sigma^{tb} = \frac{M}{F_{td}} = \frac{250}{3.14 \cdot (25)^2 + 15 \cdot (4.91) \cdot (5)} = 1073(\text{kPa})$$

Ứng suất cực đại cho bê tông:



$$\sigma_b = \sigma^{tb} + \frac{M}{\frac{J}{V}} = 1073 + \frac{53\left(\frac{\Phi}{2} - a\right)}{J} = 1073 + \frac{53(0.25 - 0.093)}{136716E-8} = 1073 + 686 = 7829(\text{kPa})$$

$$< R_n = 8800 \text{ kPa}$$

$$\frac{\sigma_a}{n} = \sigma^{tb} + \frac{M}{\frac{J}{V'}} = 1073 + \frac{53\left(\frac{\Phi_o}{2} + a\right)}{J} = 1073 + \frac{53(0.2 + 0.093)}{136716E-8} = 1073 - 11358 = -10285(\text{kPa})$$

$$\sigma_a = 15(-10285) = -154283(\text{kPa})$$

$$< R_a = 210000 \text{ kPa}$$

### **8) CÁCH XÁC ĐỊNH HỆ SỐ NỀN NGANG CỌC:**

Khi khảo sát tác dụng của áp lực ngang trên cọc, Terzaghi đã rút ra được nhân định như sau:

➤ Hệ số nền theo phương ngang  $C_x$  sẽ giảm theo thời gian như là lý thuyết cố kết bần nển.

➤ Biến dạng ngang của cọc sẽ gia tăng như là cố kết bần nển

➤ Hệ số nền theo phương ngang và chuyển vị ngang cọc trong đất cát không tùy thuộc vào thời gian.

➤ Hệ số nền theo phương ngang và chuyển vị ngang cọc trong đất cát gia tăng theo độ sâu.

➤ Hệ số nền theo phương ngang trong đất sét cố kết thường tương đương với hệ số nền theo phương thẳng đứng và không thay đổi theo chiều sâu. Đối với sét cố kết trước thì hệ số nền có thể gia tăng hoặc không đổi hay có thể giảm theo độ sâu.

Trị số  $C_x$  thuận lợi nhất là có thể được tính từ khả năng chịu tải cho phép  $p_a$  của đất nền:

$$C_x = F_{wl} \cdot (HSAT) \cdot C_m \cdot C \cdot q_a$$

Trong đó:

$F_{wl}$  - Hệ số hình dạng cọc = 1 cho hình vuông

= 1.3 → 1.7 cho cọc tròn

$C_m$  - Hệ số tùy thuộc vào trạng thái làm việc của mặt trước và mặt bên của cọc, chẳng hạn như khi kích thước cọc nhỏ thì phản lực ngang của đất sẽ tác dụng trên mặt trước và 2 nửa mặt bên  $C_m = 2$  mặt, tuy nhiên khi kích thước cọc khá lớn giới hạn là  $D = 0.457\text{m}$  thì trạng thái này không như vậy nữa và bằng

$$C_m = 1 + \left(\frac{0.457}{D}\right)^{0.75} \text{ và } \geq 1.5 \text{ và khi } D > 1.2 \text{ mét thì } C_m = 1.25 .$$

$C = 40$  với độ lún là 2.54 cm

$C = 80$  với độ lún là 1.2 cm

$C = 170$  với độ lún là 0.6 cm

### Chương 3: Móng Cọc

- Nếu ta lấy  $q_a = q_u$  thì:

$$C_x = 2(3)(40)q_u = 240q_u \text{ (kPa/m)}$$

- DAVISION và ROBINSON năm 1965 đề nghị lấy  $C_x = 233.c_u$
- API (1984) đề nghị lấy khả năng chịu tải theo phương ngang =  $(8-12) \times c$  theo đó thì  $C_x = 360 \times C_m \times c$ , giá trị này không phù hợp lắm.

- Chúng ta có thể tính  $C_x$  từ Modun cát tuyến  $E_s$  như sau:

- ❖ Thí nghiệm nén 3 trục với cát tuyến giữa 0 và 0.25 đến 0.5 của ứng suất đường chéo không gian

- ❖ Lấy từ kết quả SPT hay CPT:

$$E_s = 650 \times N$$

- ❖ Thí nghiệm nén cố kết với hệ số nén tương đối  $a_o$ :

$$E_s = \frac{3(1-2\mu)}{a_o}$$

Theo PYKE và BEIKAE (1983):

$$C_x = \frac{1.8E_s}{B} \text{ cho SÉT}$$

$$C_x = \frac{E_s}{B} \text{ cho CÁT}$$

Trong trường hợp cho CÁT và khi thí nghiệm nén 3 trục với độ lún tương đối = 0.01 thì theo GLICK(1948) ta tính độ cứng của nền:

$$K_x = \frac{22.4E_s(1-\mu)}{(1+\mu)(3-4\mu)[2\ln(2L_c/B) - 0.433]}$$

- Theo DM-7.2 của NAFAC đề nghị dùng:

$$C_x = \frac{f.Z}{D}$$

trong đó:

$f$  - hệ số tra bảng

$D$  - đường kính cọc

$Z$  - chiều sâu

Kết quả tốt nhất có thể dùng là  $(Z/D)^n$  khi  $n$  trong khoảng 0.4 đến 0.7

Loại đất	$q_u$	$D_r$	$f$
Đất hạt mịn	20		200
	40		350
	60		550
	80	15	800
Đất hạt thô		30	800
	110	40	1400
	150	50	2000
	190	60	2800
	230	70	3400
	270	80	4200
	310	90	4900

### Chương 3: Móng Cọc

Trị số tham khảo cho  $C_x$  với cọc < 0.5m và chiều sâu khoảng 3 – 6m

Loại đất	$C_x(MN/m^3)$
Sạn pha cát chặt	220 – 400
Cát thô trung bình chặt	157 – 300
Cát trung	110 – 280
Cát nện và silt	80 – 200
Sét ẩm, cứng	60 – 220
Sét bảo hoà cứng	30 – 110
Sét ẩm, trung bình	39 – 140
Sét bảo hoà, trung bình	10 – 80
Sét mềm	2 – 40

Theo B.L. McCORKLE, kỹ sư hội ASCE, Hệ số áp lực bị động  $P_p$  và hệ số nền ngang  $C_x$  cho bởi:

LOẠI ĐẤT	N (SPT)	" $P_p$ " (ksf)	" $P_p$ " (kN/m <sup>2</sup> )	" $C_x$ " (ksf)	" $C_x$ " (kN/m <sup>3</sup> )
Sét rất mềm	< 2	< 0.3	< 14	< 15	< 2300
Sét mềm	2 – 4	0.3 – 0.6	14 – 28	15 – 30	2300 – 4620
Sét trung	4 – 8	0.6 – 1.2	28 – 56	30 – 60	4620 – 9240
Sét cứng	8 – 15	1.2 – 2.4	56 – 113	60 – 120	9240 – 18500
Sét rất cứng	15 – 30	2.4 – 4.8	113 – 225	120 – 240	18500 – 37000
Sét rắn	> 30	> 4.8	> 225	> 240	> 37000
Cát rất rời	< 5	< 0.6	< 28	< 10	< 155
Cát rời	5 – 10	0.6 – 1.2	18 – 56	10 – 20	1550 – 3100
Cát trung	10 – 30	1.2 – 2.4	56 – 113	20 – 60	3100 – 9300
Cát chặt	30 – 50	2.4 – 4.8	113 – 225	60 – 120	9300 – 18500
Cát rất chặt	> 50	> 4.8	> 225	> 120	> 18500

Các số liệu trên được giới thiệu trong tạp chí tháng 5 – 1969, đồng thời cũng đưa ra một phương pháp xác định nhanh chóng chuyển vị cọc ngắn khi xem cọc này là tuyệt đối cứng:

➤ Với tỷ số chiều dài/đường kính không quá 10, và giả thiết rằng áp lực ngang tỷ lệ với chuyển vị ngang của cọc.

➤ Chiều dài của cọc cho bởi phương trình:

$$1.39.P_p.D.L_c^2 - 2.95.H.L_c - 4.44(M + M_e) = 0$$

➤ Chuyển vị ngang của cọc ngay tại mặt đất cho bởi:

$$\Delta = \frac{550.H}{C_x.D.L_c^2} \left( 1.33 \frac{L_o}{L_c} + 1 \right) (cm)$$

**Phương pháp này thuận lợi cho việc thiết kế các trụ chôn trong đất.**

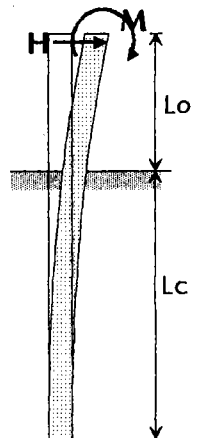
Thí dụ:

$M = 400 \text{ kNm}$ ;  $H = 18 \text{ kN}$ ;  $L_o = 20 \text{ m}$ ;  $D = 0.9 \text{ m}$ ;  $N$  (búa) = 8 trong đất sét.

Tra bảng ta có:

$$K_p = 56 \text{ kN/m}^2; K_o = 9240 \text{ kN/m}^3$$

Chiều sâu chôn tối thiểu:



**Chương 3: Móng Cọc**

$$1.39.(56).(0.9).L_c^2 - 2.95.(18).L_c - 4.44(400) = 0$$

$$\Rightarrow L_c = 5.4(m)$$

Chuyển vị tại mặt đất:

$$\Delta = \frac{550.(18)}{9240.(0.9).(5.4)^2} \left(1.33 \frac{20}{5.4} + 1\right) = 0.24(cm)$$

**9) TÍNH TOÁN THEO QUY PHẠM SNIP II-17-77:**

➤ Hệ nền  $C_z$  cho mặt bên hông cọc có thể được tính theo công thức:

$$C_z (kN/m^3) = K_n (kN/m^4) . Z(m)$$

$K_n$  - là hằng số tỷ lệ cho bởi:

◆ LOẠI ĐẤT	Cọc đóng	Cọc nhồi
◆ Sét, á sét chảy dẻo ( $0.75 < B \leq 1$ )	650 - 2500	500 - 2000
◆ Sét, á sét dẻo mềm ( $0.5 < B \leq 0.75$ ) Cát bụi ( $0.6 < \varepsilon \leq 0.8$ )	2500 - 5000	2000 - 4000
◆ Sét, á sét dẻo quánh ( $0 < B \leq 0.5$ ) Á cát cứng ( $B < 0$ ) Cát mịn ( $0.6 < \varepsilon \leq 0.75$ ) Cát trung ( $0.55 < \varepsilon \leq 0.7$ )	5000 - 8000	4000 - 6000
◆ Sét, á sét cứng ( $B < 0$ ) Cát thô ( $0.55 < \varepsilon < 0.7$ )	8000 - 13000	6000 - 10000

➤ Chuyển vị ngang  $\Delta_n$  và góc xoay  $\theta$  thỏa điều kiện:

$$\Delta_n \leq [\Delta_{gh}]$$

$$\theta \leq [\theta_{gh}]$$

➤ Hệ số biến dạng tính từ công thức:

$$\alpha = \sqrt[3]{\frac{K_n . b_c}{E . J}} (m^{-1})$$

trong đó

$b_c$  - chiều rộng quy ước cọc

+ khi  $D \geq 0.8$  thì  $b_c = D + 1$

+ khi  $D < 0.8$  thì  $b_c = 1.5 \times D + 0.5$

➤ Chuyển vị ngang và góc xoay của cọc được tính theo công thức:

$$\Delta_n = x_0 + \theta_0 . L_0 + \frac{H . L_0^3}{3E . J} + \frac{M . L_0^2}{2E . J}$$

$$\theta = \theta_0 + \frac{H . L_0^2}{2E . J} + \frac{M . L_0}{E . J}$$

Trong đó

$x_0$  và  $\theta_0$  là chuyển vị ngang và góc quay ngay tại mặt đất:

$$x_0 = H_0 . \delta_{HH} + M_0 . \delta_{HM}$$

$$\theta_0 = H_0 . \delta_{MH} + M_0 . \delta_{MM}$$

### Chương 3: Móng Cọc

Trong đó:

$H_0$  – Lực ngang ngay tại mặt đất

$M_0$  – Moment ngay tại mặt đất

$\delta_{HH}$  – Chuyển vị ngang ngay tại mặt đất (m/kN) do  $H_0 = 1$  gây ra

$\delta_{HM}$  – Chuyển vị ngang ngay tại mặt đất (1/kN) do  $M_0 = 1$  gây ra

$\delta_{MH}$  – Góc xoay ngay tại mặt đất (1/kN) do  $H_0 = 1$  gây ra

$\delta_{MM}$  – Góc xoay ngay tại mặt đất (1/kNm) do  $M_0 = 1$  gây ra

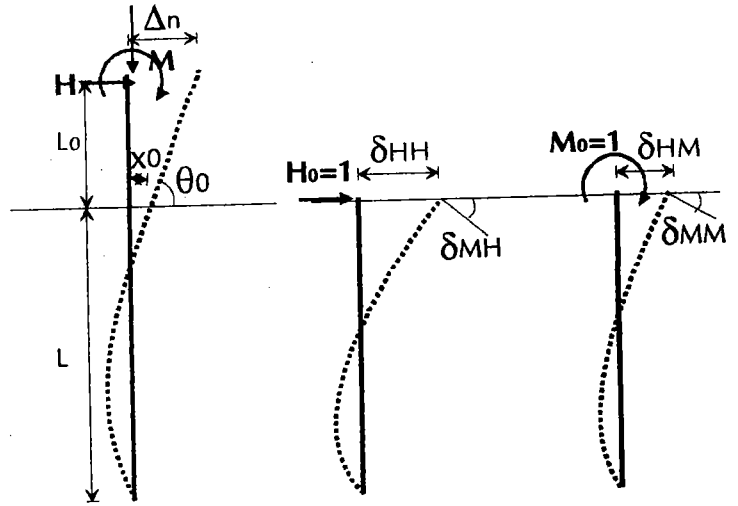
Đặc tính đối xứng cho ta  $\delta_{HM} = \delta_{MH}$  và được tính bởi công thức:

$$\delta_{HH} = \frac{1}{\alpha^3 \cdot EJ} A_0$$

$$\delta_{HM} = \delta_{MH} = \frac{1}{\alpha^2 \cdot EJ} B_0$$

$$\delta_{MM} = \frac{1}{\alpha \cdot EJ} C_0$$

Trong đó  $A_0$ ;  $B_0$ ;  $C_0$  cho bởi bảng:



SƠ ĐỒ TẢI TRỌNG TRÊN CỌC

$L_c = \alpha \cdot L$	Cọc tựa trên đất			$L_c = \alpha \cdot L$	Cọc tựa trên đất		
	$A_0$	$B_0$	$C_0$		$A_0$	$B_0$	$C_0$
0.5	72.004	192.026	576.243	1.7	6.375	5.189	5.133
0.6	50.007	111.149	278.069	1.8	5.730	4.156	4.299
0.7	36.745	70.023	150.278	1.9	5.190	3.878	3.679
0.8	28.140	46.943	88.279	2.0	4.737	3.418	3.213
0.9	22.244	33.008	55.307	2.2	4.032	2.756	2.591
1.0	18.030	24.106	36.486	2.4	3.526	2.327	2.227
1.1	14.916	18.160	25.123	2.6	3.163	2.048	2.013
1.2	12.552	14.041	17.944	2.8	2.905	1.869	1.889
1.3	10.717	11.103	13.235	3.0	2.727	1.758	1.818
1.4	9.266	8.954	10.050	3.5	2.502	1.641	1.757
1.5	8.101	7.349	7.838	>4	2.441	1.621	1.751
1.6	7.151	6.129	6.268				

➤ Khi tính toán ổn định nền theo phương ngang ta phải kiểm tra điều kiện:

$$\sigma_x \leq \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \frac{4}{\cos \varphi_1} (\sigma'_v \cdot \text{tg} \varphi_1 + \xi \cdot c_1)$$

Trong đó:

$$\eta_1 = 0.7 \rightarrow 1$$

$$\eta_2 = \frac{\text{Moment tải trọng thường xuyên} + \text{Moment tải trọng tạm thời}}{2.5 \times \text{Moment tải trọng thường xuyên} + \text{Moment tải trọng tạm thời}}$$

### Chương 3: Móng Cọc

$\sigma_v$  - ứng suất hữu hiệu theo phương thẳng đứng tại độ sâu  $Z$

$\xi = 0.3$  cho cọc thường; và  $= 0.6$  cho cọc khon nhồi

$\sigma_x$  - Áp lực tính toán tại độ sâu  $Z$

Khi  $L_e \leq 2.5$ , ta tính tại 2 vị trí:  $Z = L/3$  và  $Z = L$

Khi  $L_e > 2.5$ , ta tính tại 1 vị trí:  $Z = 0.85/\alpha$

➤ Áp lực ngang  $\sigma_x$ ; moment  $M_z$ , lực cắt  $Q_z$  tại tiết diện  $Z$  cho bởi:

$$\sigma_x = K_n \cdot Z \left( x_0 A_1 - \frac{\theta_0}{\alpha} B_1 + \frac{M_0}{\alpha^2 \cdot EJ} C_1 + \frac{H_0}{\alpha^3 \cdot EJ} D_1 \right)$$

$$M_z = \alpha^2 EJ \cdot x_0 A_3 - \alpha \cdot EJ \cdot \theta_0 B_3 + M_0 C_3 + \frac{H_0}{\alpha} D_3$$

$$Q_z = \alpha^3 EJ \cdot x_0 A_4 - \alpha^2 \cdot EJ \cdot \theta_0 B_4 + \alpha \cdot M_0 C_3 + H_0 D_3$$

trong đó

$K_n$  - hằng số tỷ lệ theo bảng tra trên.

$A_1; B_1; C_1; D_1; A_3; B_3; C_3; D_3; A_4; B_4; C_4; D_4$  là các hệ số tra bảng:

$Z_c = \alpha \cdot Z$	CÁC HỆ SỐ											
	$A_1$	$B_1$	$C_1$	$D_1$	$A_3$	$B_3$	$C_3$	$D_3$	$A_4$	$B_4$	$C_4$	$D_4$
0	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	1
0.1	1	0.1	0.005	0	0	0	1	0.1	-0.005	0	0	1
0.2	1	0.2	0.02	0.001	-0.001	0	1	0.2	-0.020	-0.003	0	1
0.3	1	0.3	0.045	0.005	-0.005	-0.001	1	0.3	-0.045	-0.009	-0.001	1
0.4	1	0.4	0.08	0.011	-0.011	-0.002	1	0.4	-0.080	-0.021	-0.003	1
0.5	1	0.5	0.125	0.021	-0.021	-0.005	0.999	0.5	-0.125	-0.042	-0.008	0.99
0.6	0.999	0.6	0.180	0.036	-0.036	-0.011	0.998	0.6	-0.180	-0.072	-0.016	0.997
0.7	0.999	0.7	0.245	0.057	-0.057	-0.020	0.996	0.699	-0.245	-0.114	-0.030	0.994
0.8	0.997	0.799	0.32	0.085	-0.085	-0.034	0.992	0.799	-0.320	0.171	-0.051	0.989
0.9	0.995	0.899	0.405	0.121	-0.121	-0.055	0.985	0.897	-0.404	-0.243	-0.082	0.980
1.0	0.992	0.997	0.499	0.167	-0.167	-0.083	0.975	0.994	-0.499	-0.333	-0.125	0.967
1.1	0.987	1.095	0.604	0.222	-0.222	-0.122	0.960	1.090	-0.603	-0.433	-0.138	0.946
1.2	0.979	1.192	0.718	0.288	-0.287	-0.173	0.938	1.183	-0.716	-0.575	-0.257	0.917
1.3	0.969	1.287	0.841	0.365	-0.365	-0.238	0.907	1.273	-0.838	-0.730	-0.356	0.876
1.4	0.955	1.379	0.974	0.456	-0.455	-0.319	0.866	1.358	-0.967	-0.910	-0.479	0.821
1.5	0.937	1.468	1.115	0.560	-0.559	-0.420	0.881	1.437	-1.105	-1.116	-0.630	0.747
1.6	0.913	1.553	1.264	0.678	-0.676	-0.543	0.739	1.507	-1.248	-1.350	-0.815	0.652
1.7	0.882	1.633	1.421	0.812	-0.808	-0.691	0.646	1.566	-1.396	-1.643	-1.036	0.529
1.8	0.848	1.706	1.584	0.961	-0.956	-0.867	0.530	1.612	-1.547	-1.906	-1.299	0.374
1.9	0.795	1.770	1.752	1.126	-1.118	-1.074	0.385	1.640	-1.699	-2.227	-1.608	0.181
2.0	0.735	1.823	1.924	1.308	-1.295	-1.314	0.207	1.646	-1.848	-2.578	-1.966	-0.057
2.2	0.575	1.887	2.272	1.720	-1.693	-1.906	-0.271	1.575	-2.125	-3.360	-2.849	-0.692
2.4	0.347	1.874	2.609	2.105	-2.141	-2.663	-0.941	1.352	-2.339	-4.228	-3.973	-1.592
2.6	0.033	1.755	2.907	2.724	-2.621	-3.600	-1.877	0.917	-2.437	-5.140	-5.355	-2.821



### Chương 3: Móng Cọc

2.8	-0.385	1.490	3.128	3.288	-3.103	-4.718	-3.408	0.197	-2.346	-6.023	-6.990	-4.445
3.0	-0.928	1.037	3.225	3.858	-3.541	-6.000	-4.688	-0.891	-1.969	-6.765	-8.840	-6.520
3.5	-2.928	-1.272	2.463	4.980	-3.919	-9.544	-10.34	-5.854	1.074	-6.789	-13.69	-13.83
4.0	-5.853	-5.941	-0.927	4.548	-1.614	-11.73	-17.92	-15.08	9.244	-0.358	-15.61	-23.14

➤ Moment ngàm tính toán  $M_{ng}$  khi cọc ngàm trong đài và đầu cọc không bị xoay tính theo công thức:

$$M_{ng} = - \frac{\delta_{HH} + L_0 \cdot \delta_{MM} + \frac{L_0^2}{2 \cdot EJ} H}{\delta_{MM} + \frac{L_0}{EJ}} H$$

Ap dụng tính toán cho bài toán trước:

Đất có  $\varphi = 0$ ;  $c = 10 \text{ kPa}$ ;  $K_n = 5000 \text{ kPa/m}^2$ ;  $H = 10 \text{ kn}$ ;  $M = 50 \text{ kNm}$   
 $EJ = 21E6 \times 3E-3 = 63000$ ;  $b_c = 1.5D + 0.5 \text{ m}$

➤ Hệ số biến dạng:

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{5000 \cdot (1.5D + 0.5)}{63000}} = 0.63 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

➤  $\alpha^2 = 0.4$ ;  $\alpha^3 = 0.25$

➤  $\alpha \cdot L = 0.63 \cdot 15 = 9.45 > 4$  tra bảng:  $A_0 = 2.441$ ;  $B_0 = 1.621$ ;  $C_0 = 1.751$

➤ Tính các hệ số chuyển vị:

$$\delta_{HH} = \frac{1}{(0.25)^3 \cdot 63000} \cdot 2.441 = 1.5E-4$$

$$\delta_{HM} = \delta_{MH} = \frac{1}{(0.4)^2 \cdot 63000} \cdot 1.621 = 6.4E-5$$

$$\delta_{MM} = \frac{1}{(0.63) \cdot 63000} \cdot 1.751 = 4.4E-5$$

➤ Chuyển vị và góc xoay ngay tại mặt đất:

$$x_0 = 10 \cdot (1.5E-4) + 50 \cdot (6.4E-5) = 4.7E-3 \text{ (m)}$$

$$\theta_0 = 10 \cdot (6.4E-5) + 50 \cdot (4.4E-5) = 2.84E-3 \text{ (radian)}$$

So với tính toán trên là  $x_0 = 5.1E-3 \text{ m}$

➤ Kiểm tra ứng suất bên hông cọc:

$$\sigma_x \leq \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \frac{4}{\cos \varphi_1} (\sigma'_v \cdot \tan \varphi_1 + \xi \cdot c_1) = 1 \cdot (4) [0.6(10)] = 24 \text{ (kPa)}$$

➤ Tính ứng suất, moment và lực cắt:

Vị trí tính toán:  $Z = 0.85/0.63 = 1.35 \text{ mét}$ ;  $\rightarrow Z_e = 0.85$

Tra bảng ta có:

$A_1 = 0.997$ ;  $B_1 = 0.799$ ;  $C_1 = 0.320$ ;  $D_1 = 0.085$

$A_3 = -0.085$ ;  $B_3 = 0.034$ ;  $C_3 = 0.992$ ;  $D_3 = 0.799$

$A_4 = -0.320$ ;  $B_4 = 0.710$ ;  $C_4 = -0.051$ ;  $D_4 = 0.989$

### Chương 3: Móng Cọc

$$\sigma_x = 5000.(1.35)(4.7E-3(-0.085)) - \frac{2.84E-3}{0.63}(0.799) + \frac{50}{(0.4).63000}0.32 + \frac{10}{(0.25).63000}0.085$$

$$= 21(\text{kPa}) < 24(\text{kPa})$$

$$M_z = (0.63)^2 63000.(4.7E-3)(-0.085) - 0.63.(63000).(2.84E-3)(0.034) + 50(0.992) + \frac{10}{0.63}0.799$$

$$= 49.5(\text{kNm})$$

$$Q_z = 0.25(63000).(4.7E-3)(-0.32) - 0.4.(63000).(2.84E-3)(0.171) + 0.63.(50)(0.051) + 10(0.989)$$

$$= -24.4(\text{kN})$$

KHẢ NĂNG CHỊU TẢI NGANG của cọc đơn tính cho chuyển vị ngang 0.625 cm của cọc:

➤ Theo Mc. NULTY (1956):

LOẠI CỌC	Đầu cọc	Loại đất	$P_x$ (kN)
GỖ (Đk 30 cm)	Tự do	CÁT	7.5
		SÉT trung bình	7.5
Bê tông	Ngâm	CÁT	22.5
		SÉT trung bình	20.0
	Tự do	CÁT trung bình	35.0
		CÁT mịn	27.5
	Ngâm	SÉT trung bình	25.0

➤ Theo Quy phạm

Cho cọc ngâm trong dài và có chuyển vị ngang  $\Delta_n = 1$  cm

LOẠI ĐẤT TỪ ĐÀI CỌC ĐẾN ĐỘ SÂU $1.5L_c$	Độ sâu ngâm $L_c$		$P_x$ (kN)					
	B.T	GỖ	CỌC BÊTÔNG			CỌC GỖ		
			30	35	40	28	30	32
	Khoảng cách		30	35	40	28	30	32
Cát chặt vừa Á sét, Sét dẻo	4D	4.5D	60	70	80	26	28	28
Cát xốp và cát hạt bụi, Á sét dẻo, á cát, á sét và sét dẻo mềm	7D	5D	25	30	35	14	15	16
Á sét và á sét dẻo chảy, bùn	8D	6D	10	15	20	5	5	6

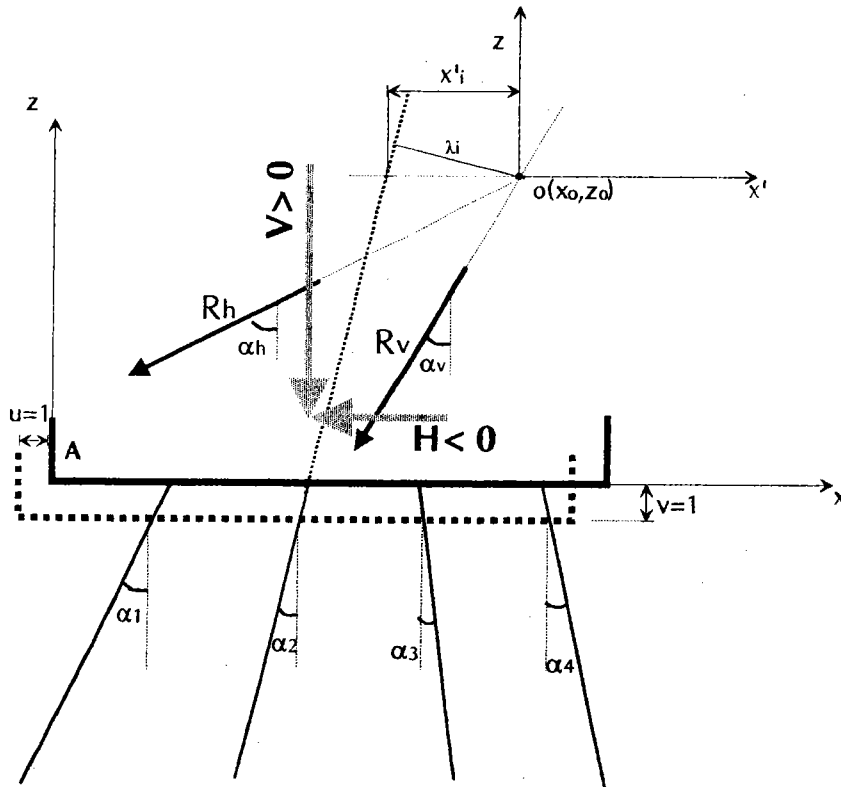
MÓNG CỌC ĐÀI CAO

10. PHƯƠNG PHÁP TÍNH:

TRƯỜNG HỢP TỔNG QUÁT

Theo phương pháp của NOKKENTVED:

Dựa trên nguyên lý tính toán như sau:



- Cho đài cọc chuyển vị ngang  $u = 1$ , ta có  $R_h$  là tổng phản lực trên các đầu cọc.
- Cho đài cọc chuyển vị ngang  $v = 1$ , ta có  $R_v$  là tổng phản lực trên các đầu cọc.
- $R_h$  và  $R_v$  cắt nhau tại O được gọi là **tâm đàn hồi**.
- Chuyển vị dọc trục của cọc  $i$  là:

$$\frac{\partial L_i}{L_i} = \frac{P_i}{E_i \cdot F_i}$$

Khi  $u = 1$  với  $\alpha_i$  là góc xiên của cọc  $i$  thì:

$$P_i = \frac{E_i \cdot F_i}{L_i} \cdot 1 \cdot \cos \alpha_i$$

Đặt  $K_i = \frac{E_i \cdot F_i}{L_i}$ , ta được:  $P_i = K_i \cdot \cos \alpha_i$

Khi  $v = 1$  thì:

$$P_i = K_i \cdot \sin \alpha_i$$

### Chương 3: Móng Cọc

Chuyển vị đơn vị	$v = 1$	$u = 1$
Phản lực trong cọc Thành phần thẳng đứng Thành phần ngang	$P_i = K_i \cdot \cos(\alpha_i)$ $P_{iv} = K_i \cdot \cos^2(\alpha_i)$ $P_{ih} = K_i \cdot \sin(\alpha_i) \cdot \cos(\alpha_i)$	$P_i = K_i \cdot \sin(\alpha_i)$ $P_{iu} = K_i \cdot \sin(\alpha_i) \cdot \cos(\alpha_i)$ $P_{ih} = K_i \cdot \sin^2(\alpha_i)$
Phản lực	$R_v = \frac{\sum K_i \cdot \cos^2(\alpha_i)}{\cos(\alpha_v)}$	$R_h = \frac{\sum K_i \cdot \sin(\alpha_i) \cdot \cos(\alpha_i)}{\cos(\alpha_h)}$
Góc lệch	$\text{tg}(\alpha_v) = \frac{\sum K_i \cdot \sin(\alpha_i) \cdot \cos(\alpha_i)}{\sum K_i \cdot \cos^2(\alpha_i)}$	$\text{tg}(\alpha_h) = \frac{\sum K_i \cdot \sin^2(\alpha_i)}{\sum K_i \cdot \sin(\alpha_i) \cdot \cos(\alpha_i)}$

Như vậy hai đường thẳng  $R_v$  và  $R_h$  cắt nhau tại O độc lập với tải trọng mà chỉ phụ thuộc vào góc xiên của cọc

Trong hệ trục tọa độ Axz tọa độ của O:

$$X_o = \frac{\text{tg}(\alpha_h) \sum K_i \cdot \cos^2(\alpha_i) \cdot x_i - \sum K_i \cdot \cos^2(\alpha_i) \cdot \text{tg}(\alpha_i) \cdot x_i}{\text{tg}(\alpha_v) \sum K_i \cdot \cos^2(\alpha_i) - \sum K_i \cdot \cos^2(\alpha_i) \cdot \text{tg}(\alpha_i)}$$

$$Z_o = \frac{\sum K_i \cdot \cos^2(\alpha_i) \cdot x_i - \sum K_i \cdot \cos^2(\alpha_i) \cdot \text{tg}(\alpha_i) \cdot x_i}{\text{tg}(\alpha_h) - \text{tg}(\alpha_v)}$$

Ứng dụng cho góc quay  $\theta_i$  của cọc xung quanh O với khoảng cách  $\lambda_i$ :

Lực tác dụng trên đầu cọc  $i$  là:

$$P_i = K_i \cdot \theta_i \cdot \lambda_i$$

được chia thành 2 thành phần:

➤ Thẳng đứng:  $P_{iv} = K_i \cdot \theta_i \cdot \lambda_i \cdot \cos(\alpha_i)$

➤ Ngang:  $P_{ih} = K_i \cdot \theta_i \cdot \lambda_i \cdot \sin(\alpha_i)$

Điều kiện cân bằng tĩnh học:

$$\sum P_{iv} \cdot K_i \cdot \theta_i \cdot \cos(\alpha_i) = 0$$

$$\sum P_{ih} \cdot K_i \cdot \theta_i \cdot \sin(\alpha_i) = 0$$

$$M = \sum K_i \cdot \lambda_i \cdot \theta = \theta \cdot I_o$$

Như vậy:  $\theta = \frac{M}{I_o}$  và  $I_o = \sum K_i \cdot \lambda_i^2 = K_i \cdot \cos^2(\alpha_i) \cdot x_i'^2$

Trong đó:  $x_i' = x_i - x_o + Z \cdot \text{tg}(\alpha_i)$

Như vậy lực tác dụng trên đầu cọc là:

$$P_i = K_i \cos \alpha_i \left[ \frac{V}{\sum K_i \cos^2 \alpha_i} \frac{\text{tg} \alpha_h - \text{tg} \alpha_i}{\text{tg} \alpha_h - \text{tg} \alpha_v} + \frac{H}{\sum \cos^2 \alpha_i \cdot \text{tg} \alpha_i} \frac{\text{tg} \alpha_i - \text{tg} \alpha_v}{\text{tg} \alpha_h - \text{tg} \alpha_v} + \frac{M \cdot x_i'}{I_o} \right]$$

### Chương 3: Móng Cọc

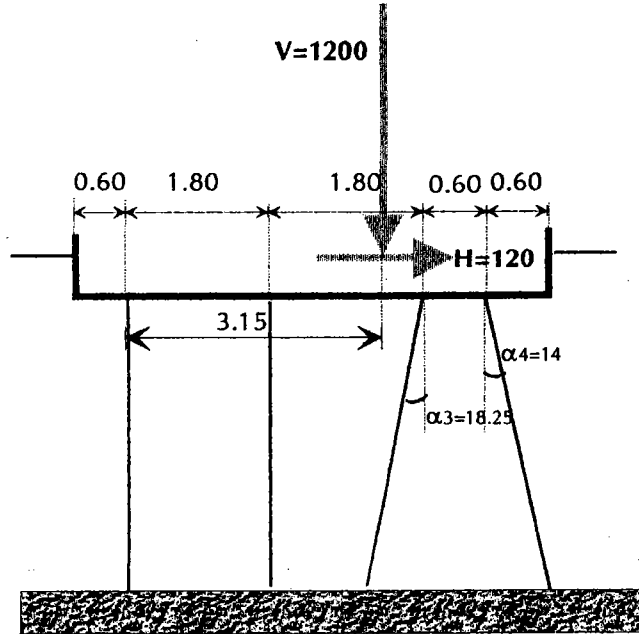
Trường hợp đặc biệt:

➤ Cọc đối xứng và cùng tiết diện:

$$P_i = \cos \alpha_i \left[ \frac{V}{\sum \cos^2 \alpha_i} + \frac{H \cdot \text{tg} \alpha_i}{\sum \cos^2 \alpha_i \cdot \text{tg} \alpha_i} + \frac{M \cdot x_i'}{I_o} \right]$$

#### 11. ÁP DỤNG:

Tải trọng:  $V = 1200 \text{ kN}$ ;  $H = 120 \text{ kN}$



Dùng phần mềm EXCEL thiết lập bảng tính như sau:

#### PHƯƠNG PHÁP NOKKENTVED

số cọc	xi	N= 1200		H= 120		cos <sup>2</sup> (αi)*tg(αi)	cos <sup>2</sup> (αi)*tg <sup>2</sup> (αi)	xi*cos <sup>2</sup> (αi)	xi*cos <sup>2</sup> (αi)*tg(αi)
		α	cos(αi)	cos <sup>2</sup> (αi)	tg(αi)				
1	0	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	1.8	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.80	0.00
3	3.6	18.42	0.95	0.90	0.34	0.30	0.10	3.24	1.09
4	4.2	-14.00	0.97	0.94	-0.25	-0.24	0.06	3.95	-0.99
Σ				3.842		0.066	0.160	8.995	0.094

"1"    "2"    "3"    "4"    "5"    "6"    "7"    "8"    "9"

"a"  $\text{tg}(\alpha_v) = 0.017$  (6)/(4)       $R = 143.482$  (b)/(a)

"b"  $\text{tg}(\alpha_h) = 2.447$  (7)/(6)

"c"  $MS(x) = 142.5$  (b)/(a)-1     $TS(x) = 334.519$  (5)\*(8)/(4)-(9)/(6)

"d"  $MS(Z) = 2.43$  (b)-(a)     $TS(Z) = 0.904$  (8)/(4)-(9)/(6)

### Chương 3: Móng Cọc

\*e\*     $X_0 = 2.3478 \text{ TS}(x)/\text{MS}(x)$

$x(N) = 0.802$

" $x(N) - X_0$ "

\*f\*     $Z_0 = 0.372 \text{ TS}(Z)/\text{MS}(Z)$

$M_0 = 1007.288$

$N \cdot x(N) + H \cdot Z_0$

số cọc	xi	a	tg(αi)	x'l	cos <sup>2</sup> αi	lo=xi*cos <sup>2</sup> αi	tg(ah)-tg(αi)	tg(αi)-tg(αv)
1	0	0.00	0.00	-2.35	1.00	5.512	2.45	-0.017
2	1.8	0.00	0.00	-0.55	1.00	0.300	2.45	-0.017
3	3.6	18.42	0.34	1.38	0.90	1.707	2.11	0.318
4	4.2	-14.00	-0.25	1.76	0.94	2.913	2.70	-0.268

$l_0 = \text{SUM}(l_{01,2,3,4}) = 10.432$

<b>P1=</b>	<b>74.99</b>
<b>P2=</b>	<b>248.80</b>
<b>P3=</b>	<b>611.15</b>
<b>P4=</b>	<b>305.40</b>

$$P_i = \cos(\alpha_i) \left[ \frac{N}{\sum \cos^2(\alpha_i)} \cdot \frac{\text{tg}(\alpha_h) - \text{tg}(\alpha_i)}{\text{tg}(\alpha_h) - \text{tg}(\alpha_v)} + \frac{H}{\sum \cos^2(\alpha_i) \cdot \text{tg}(\alpha_i)} \cdot \frac{\text{tg}(\alpha_i) - \text{tg}(\alpha_v)}{\text{tg}(\alpha_h) - \text{tg}(\alpha_v)} + \frac{M \cdot x_i}{I_0} \right]$$

## GIA CỐ NỀN

### I. KHÁI NIỆM:

Khi nền thiên nhiên không đủ khả năng chịu tải, tải trọng giới hạn quá nhỏ hơn 30 kPa, biến dạng có khả năng lớn cho dù sau đó dức chịu tải có tăng, đồng thời tải trọng công trình không thuộc loại quá lớn nhưng diện tích mặt bằng lớn như nhà kho, đường xá, khi đó người ta nghĩ đến giải pháp gia cố nền.

Các giải pháp gia cố nền bao gồm nhiều giải pháp được sử dụng các vật liệu đơn giản như dùng cát cho đến sử dụng các vật liệu chế tạo như vải nhựa v.v... nhằm tăng khả năng chịu tải, chống trượt và giảm biến dạng nền.

Phương pháp được dùng phổ biến là:

➤ Đầm chặt.

Là giải pháp cải tạo đơn giản nhất cho trường hợp đất mới đắp, đất không phải là đất sét bão hoà. Tốt nhất là đất pha cát xốp, độ bão hoà < 60%

➤ Đóng cừ tràm (phổ biến ở đồng bằng Nam bộ).

Dùng cho móng có tải trọng nhỏ không lớn, cho các nhà phố từ 3 sàn trở lại, cừ tràm là loại vật liệu phổ biến ở đồng bằng Nam bộ có thể tồn tại không bị mục khi ở dưới nước, dài 4 → 5 mét đường kính gốc 120mm đường kính ngọn 70mm, đường kính trung bình 85mm, được đóng với mật độ 25 cây/m<sup>2</sup> Nếu được lựa chọn kỹ lưỡng và kiểm soát được quá trình thi công trên cơ sở tính toán đầy đủ thì cừ tràm vẫn có thể dùng cho các chung cư (mặt bằng rộng) 5 tầng.

➤ Đệm cát.

Phổ biến nhất là dùng đệm cát, đệm cát được sử dụng tốt nhất cho các công trình như kho bãi, nền đường với mặt bằng rộng lớn, khả năng trôi cát không xảy ra.

➤ Giếng cát.

Với công trình có tải trọng khá lớn, người ta dùng cọc cát, cọc vôi, v.v... với vai trò rút nước kèm theo chất tải để nén chặt.

Từ những thập niên 70 sau này, các giải pháp gia cố được nghiên cứu khá công phu để đưa vào đó một số các vật liệu công nghệ thay thế cho các vật liệu đơn thuần như cát... như là vách thấm nhựa, vải địa kỹ thuật để gia cố và chống trượt nền.

➤ Đất có cốt.

Để tăng cường chống trượt trong nền đất, người ta đặt trong đất các vật liệu tham gia chống cắt đất, các vật liệu này có thể là các vỏ xe phế thải được liên kết thành chuỗi, hay sợi thép, sợi vải v.v...

## Chương 4: Gia cố nền

Giải pháp này thường được bố trí chống trượt sau lưng tường chống, các taluy đường.

Năm 1985 chúng tôi đã cho thực hiện lần đầu tiên giải pháp này bằng cách sử dụng lỗ ổ được chẻ làm 4 đan lại thành những tấm vĩ  $40\text{ cm}^2$  để gia cố cho nền làm con đường băng qua rạch Văn Thánh rộng 250m vào khu du lịch Văn Thánh, lòng sông sâu 5 mét, thủy triều lên xuống 3mét và bao thành cái hồ cho khu giải trí này.



### II. CỬ TRÀM:

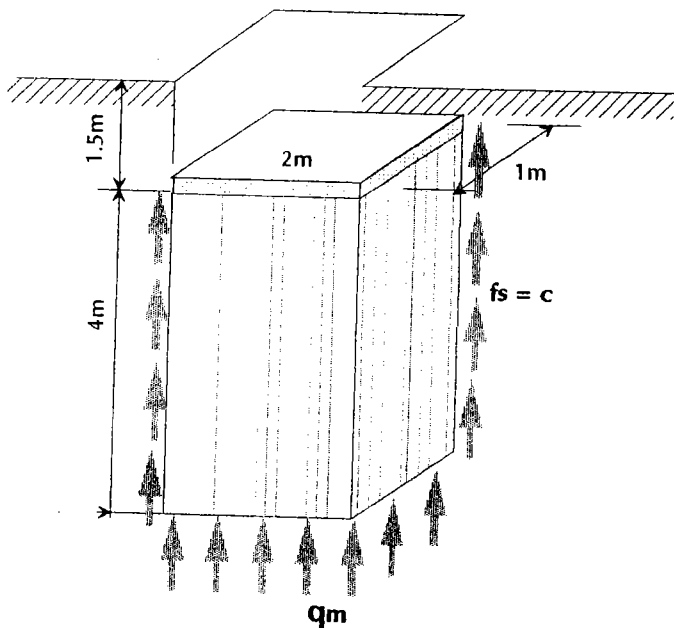
Sử dụng rất có hiệu quả cho địa chất có lớp bùn mỏng < 5 m, khi đó cử tràm làm việc như cây cọc chịu trên đất tốt. Một số nơi khu vực thành phố hồ chí Minh có được điều kiện như vậy. Như ở Q4 hay Q1 dọc theo bến Chương Dương hầu hết được cấu tạo trên là lớp bùn sét chiều dày có thay đổi có nơi chỉ 5 mét, hay cá biệt phía Nam ngã tư Hàng Xanh lớp bùn sét chỉ dày có 3 mét trên lớp đất cát, đây là điều kiện rất thuận lợi cho việc sử dụng cử tràm này, còn khi dùng phải chú ý đến biến dạng nền dưới cọc tràm, một phần là do hệ số rỗng đất này rất lớn (>1.8) đồng thời khả năng biến dạng thứ cấp khá lớn và cũng thường xấp xỉ bằng với biến dạng cố kết.

#### > Khả năng chịu tải:

Vẫn còn rất nhiều tranh cãi xung quanh việc xác khả năng chịu tải của cử tràm, theo chúng tôi cách hay nhất là theo chỉ dẫn của sách NAVFAC DM7, mà ngày xưa trước năm 1975 TS Phan ngọc Thế thường hay dùng.

Theo chỉ dẫn của cách tính này thì cọc làm việc được như là 1 bó, có diện tích đáy của móng ( $\varphi = 0$ ) và chiều dài của cọc. Điều này cũng rất hữu lý là vì do bản thân cọc không thẳng, cong, khi đóng đan chéo lẫn nhau liên kết thành một khối, bó. Sức mang của bó cọc lúc này gồm 2 phần là:

$$Q_u = Q_m + Q_f$$





## Chương 4: Gia cố nền

- Thành phần chịu mũi  $Q_m$ :

$$Q_m = q_m \cdot F_m$$

Trong đó  $q_m$  có thể xác định theo công thức:

$$q_m = \gamma \cdot Z \cdot N_q + c \cdot N_c$$

với  $\varphi = 0$ , ta có  $N_q = 1$  và  $N_c = 9$

- Thành phần bám dính  $Q_f$ :

$$Q_f = f_s \cdot F_{xq} = U \cdot L \cdot f_s$$

Thành phần bám dính  $f_s$  này có thể lấy bằng lực dính  $c$

$$f_s = c$$

Như vậy theo chỉ dẫn này thì khả năng chịu tải sẽ tính cho từng móng riêng rẽ do  $F_m$  khác nhau có nghĩa là trên một đơn vị diện tích sức chịu tải móng sẽ khác nhau.

### ➤ Tính biến dạng:

Vấn đề của cọc tràm là độ lún của móng sẽ là bao nhiêu (trong lớp bùn sét) chứ không phải là chịu lực được bao nhiêu như nhiều người vẫn nghĩ. Ở đây nếu như chúng ta xem như là móng khối quy ước thì có một số vấn đề như sau:

- Móng khối quy ước (bó cử) làm việc nhờ chủ yếu vào lực bám dính xung quanh  $Q_f$ , do đó nếu đưa toàn bộ tải trọng xuống thẳng dưới đáy mũi cử thì trường hợp này không hợp lý nên ứng suất tính ra tại mũi cử vượt rất nhiều so với khả năng chịu tải nền dưới mũi cử do đó không kiểm tra điều kiện này.
- Do tải trọng truyền thẳng xuống mũi cử không trừ đi thành phần bám dính xung quanh tạo nên ứng suất tại mũi cử lớn hơn so với thực tế do đó khi tính lún sẽ cho giá trị lớn hơn. Tuy nhiên do độ lún thứ cấp của đất bùn này rất lớn nên thực tế quan sát được cho thấy độ lún tính như trên tương đương với độ lún thực của công trình.



Chung cư Đình bộ Lĩnh 5 tầng  
Dùng móng băng trên cử tràm

Như vậy chúng ta cần thiết tính lún và tính theo như phương pháp của móng khối quy ước

**III. ĐỆM CÁT:**

Được dùng khá hiệu quả cho nền đường trên nền đất bùn sét bão hoà nước. tuy nhiên giải pháp này còn bị hạn chế rất nhiều do chiều sâu đệm cát ảnh hưởng đến điều kiện thi công.

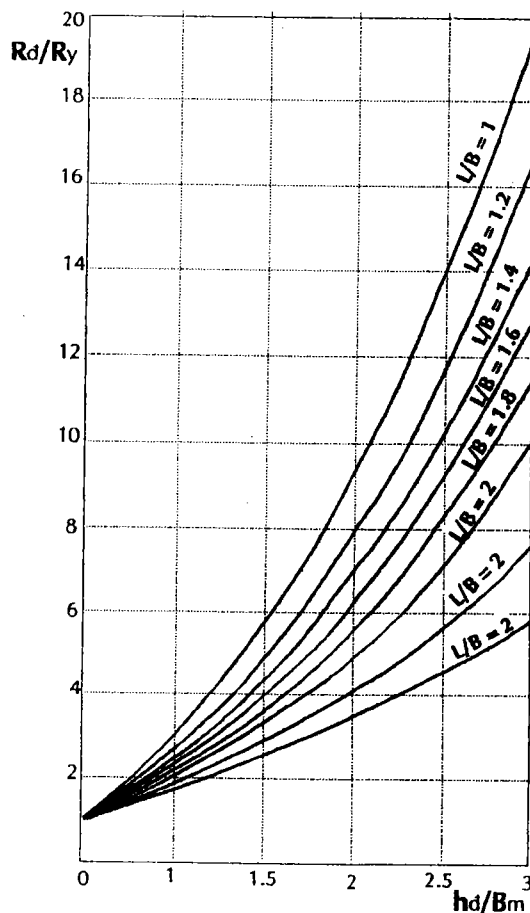
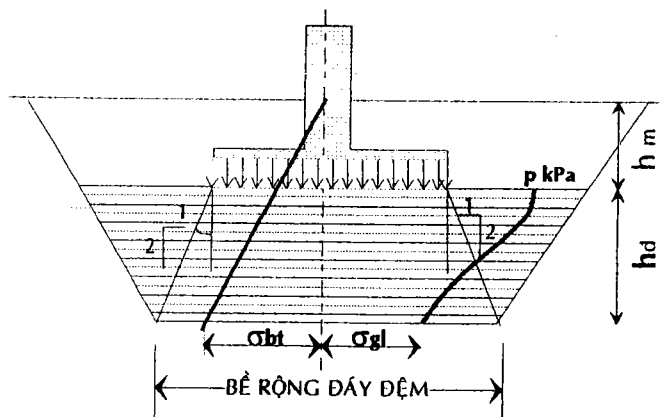
Hầu hết các đường qua khu vực đất yếu tại Thành phố Hồ chí Minh như Điện biên Phủ, Đinh bộ Lĩnh, đường Đ2 đều dùng giải pháp này.

Trong một số các địa chất ở vùng mực nước ngầm sâu không sử dụng được cho cừ tràm như khu vực đường 26/3 Q Gò Vấp là vùng thấp cận bên dưới, lớp trên cấu tạo bằng lớp sét yếu màu đen ẩm không bão hoà thích hợp cho đệm cát và khi đào không bị ngập nước.



➤ **Tính toán đệm cát:**

Cát dùng làm đệm là loại cát thô sạch, khi đầm chặt khả năng chịu tải tối thiểu là 200 kPa. Chiều dày đệm cát được xác định theo biểu đồ:



Do đó điều kiện quyết định kích thước và chiều dày đệm cát tùy thuộc vào ứng suất còn lại dưới đáy đệm cát tác dụng lên lớp đất yếu.

Điều kiện cần phải thoả là ngay tại đáy đệm cát "Ứng suất gây lún còn lại cộng với ứng suất do trọng lượng bản thân < Khả năng chịu tải của lớp đất yếu"

$$\sigma_a^{bt} + \sigma_a^{gl} < R^c_y$$

Trong đó

$\sigma_a^{bt}$  - Ứng suất do trọng lượng bản thân tại đáy đệm

$\sigma_a^{gl}$  - Ứng suất gây lún tại đáy đệm

### Chương 4: Gia cố nền

$R_y^{lc}$  - Tải trọng tiêu chuẩn ngay tại lớp đất yếu được xác định theo bề rộng  $B_{dy}$  của diện tích tính quy như sau:

$$F_{dy} = \frac{N^{lc}}{\sigma_{gl_d}} \text{ và với } F_{dy} = B_{dy} \cdot L_{dy} \text{ hay } B_{dy} = \sqrt{F_{dy}}$$

Điều kiện cuối cùng phải được kiểm tra là độ lún  $S < S_{gh}$

#### IV. GIẾNG CÁT

Mục đích làm tăng nhanh và gia tải để nền đất lún phần lớn độ lún trước khi sử dụng công trình.

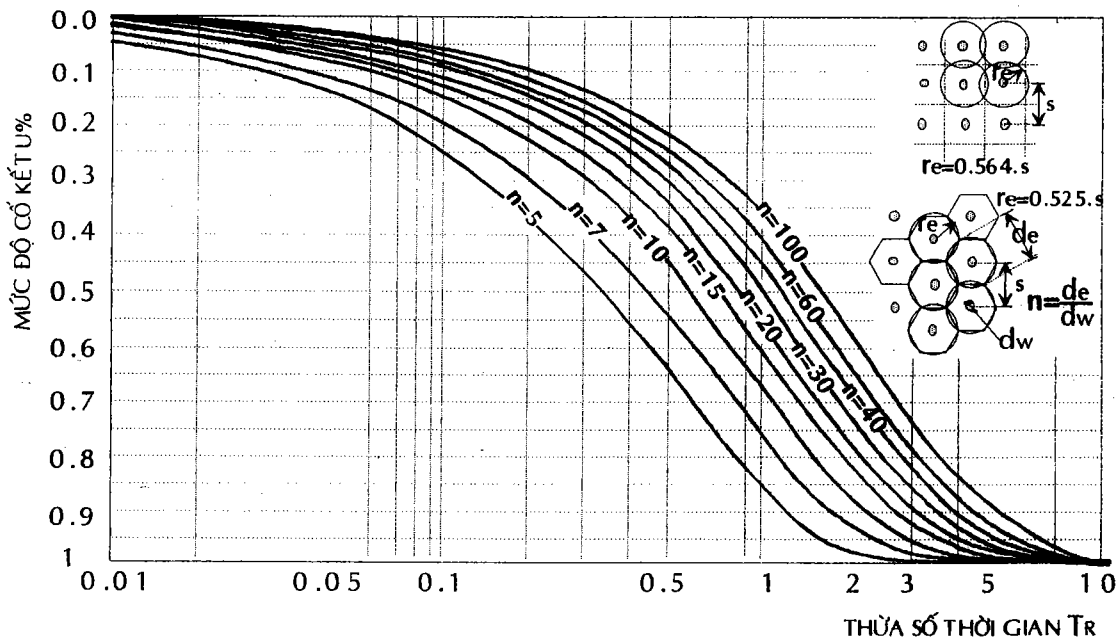
Cát là vật liệu phổ biến được đóng xuống nền tới chiều sâu  $H$  cần nén chặt thông qua ống thép tạo thành đường kính  $d_c$  cọc cát,

Giếng cát được đóng theo mạng tam giác đều để tạo nên vùng ảnh hưởng kín hơn, bán kính ảnh hưởng của giếng cát là:

$$R = 0.525 \times L_c$$

Trong đó:

$L_c$  - khoảng cách 2 giếng cát thường được lấy =  $5 d_c; 7 d_c; 10 d_c; 15 d_c$  để thuận lợi cho việc tính toán tra biểu đồ.



Để hỗ trợ cho công tác tính toán giếng cát, công tác thí nghiệm phải thật kỹ lưỡng khi thí nghiệm nén cốt kết mềm đất. Thí nghiệm này phải được báo cáo chi tiết hệ số cố kết  $C_v$  cho từng cấp tải trọng theo thời gian.

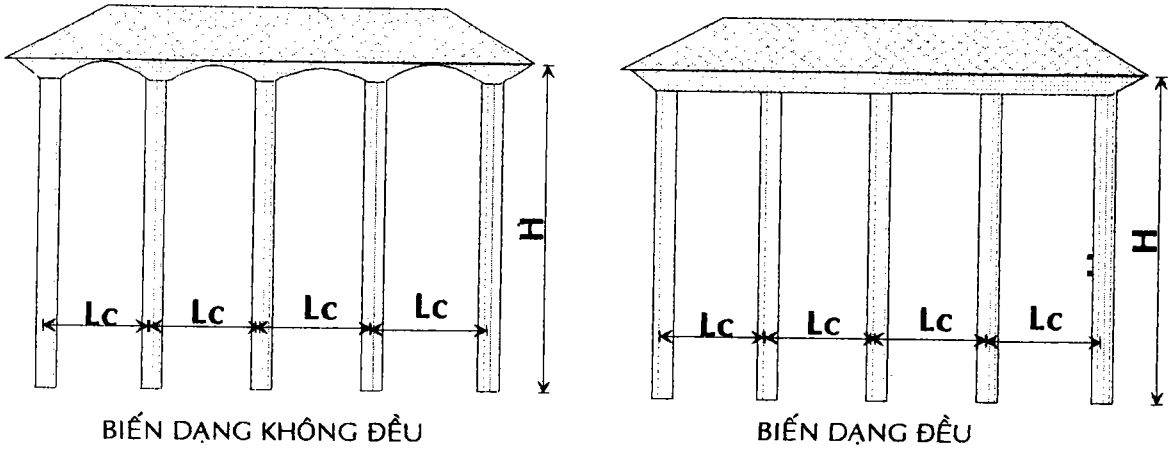
Độ lún của nền gia tải giếng cát có hai dạng độ lún đồng đều và không đồng đều tuy nhiên khi quá trình cố kết  $> 50\%$  thì hai dạng gần như nhau.

Công thức của Evgenêv kiến nghị:

$$S = \left( \frac{\varepsilon_0 - \varepsilon_1}{1 + \varepsilon_0} - \frac{d_c^2}{L^2} \right) H$$

Bảng tra  $U_R\%$  theo  $T_R$  và  $n$  khoảng cách 2 cọc cát

## Chương 4: Gia cố nền



Thừa số cố kết theo phương đứng:

$$T_z = \frac{C_v \cdot t}{H^2}$$

Thừa số cố kết theo phương xuyên tâm:

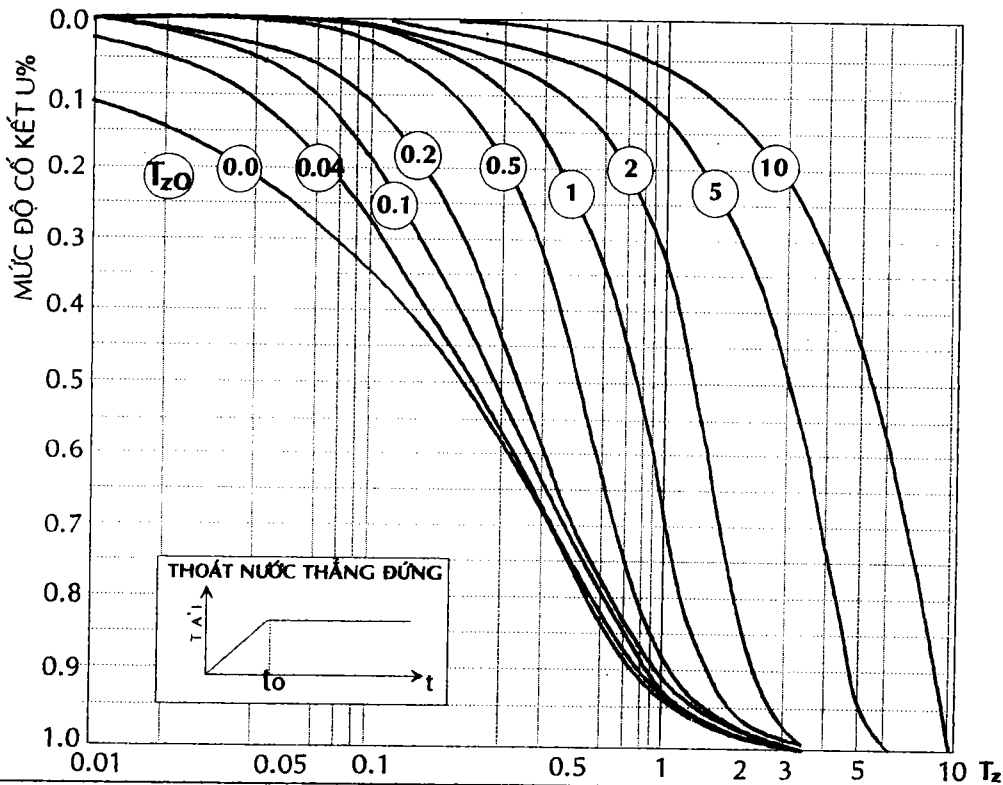
$$T_R = \frac{C_R \cdot t}{R^2}$$

Chọn thời gian chất tải  $t$ , tính ra  $T_z$  và  $T_R$  tương ứng theo đồ thị cho ra  $U_z\%$  và  $U_R\%$ ; Mức độ cố kết tổng hợp sẽ là

$$(1 - U\%) = (1 - U_R\%)(1 - U_z\%)$$

Ta có thể xác định lại  $\varepsilon$  tương ứng sau thời gian  $t$  này nhờ vào đường cong nén lún  $\varepsilon - p$ . Từ đó tính ra sức chịu tải mới để chất tải đợt 2.

➤ Khi thời gian chất kéo dài đến thời gian  $t_0$  mới đạt được tải trọng cần thiết, ta tính các thừa số thời gian  $T_{z0}$  và  $T_{R0}$  và sử dụng các toán đồ sau:



### Chương 4: Gia cố nền

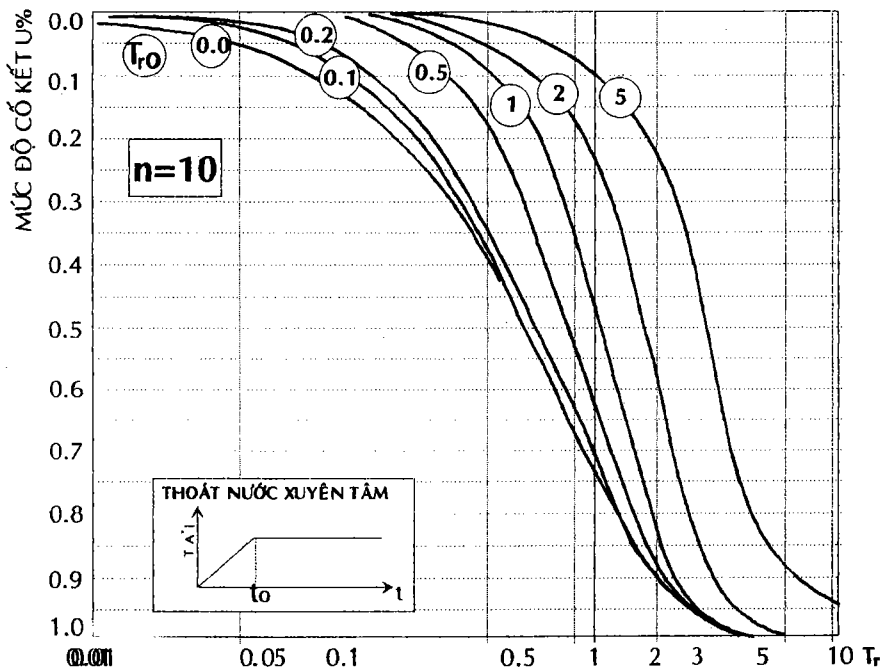
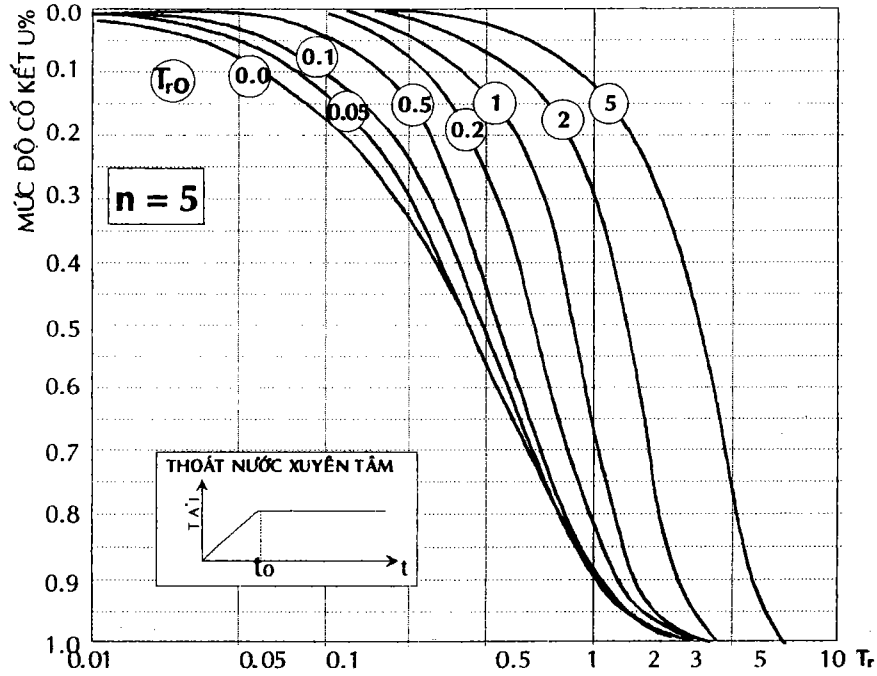
Thừa số cố kết theo phương đứng:

$$T_{z0} = \frac{C_v \cdot t_0}{H^2}$$

Điều kiện thoát nước thẳng đứng tương ứng với hai giá trị  $T_z$  và  $T_{z0}$  cho ta xác định  $U(z)\%$  thẳng đứng

Thừa số cố kết theo phương xuyên tâm:  $T_{R0} = \frac{C_R \cdot t_0}{R^2}$

Biểu đồ cho ta xác định tương ứng với 2 trường hợp  $n = 5$  và  $n = 10$  của thoát nước xuyên tâm



## Chương 4: Giai cố nền

### VÍ DỤ TÍNH TOÁN

Địa chất công trình:

Đất loại bùn sét dẻo 10 mét, mực nước ngay tại mặt đất:

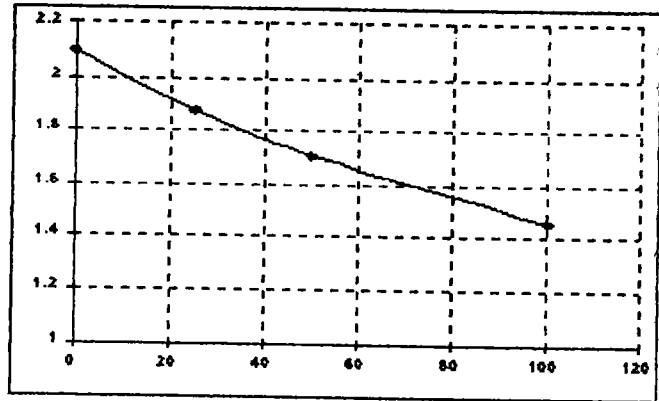
- ♦ Dung trọng  $\gamma = 14.5 \text{ kN/m}^3$ ;  $c = 6.5 \text{ kPa}$ ;  $\varphi = 0$ ;  $\epsilon_0 = 2.096$
- ♦ Thí nghiệm cố kết:

Áp lực kPa	0	25	50	100
Hệ số rỗng	2.096	1.914	1.705	1.414

Hệ số nén:

$$a_{01} = \frac{2.096 - 1.704}{50(1 + 2.096)} = 2.53E - 3 (\text{m}^2 / \text{kN})$$

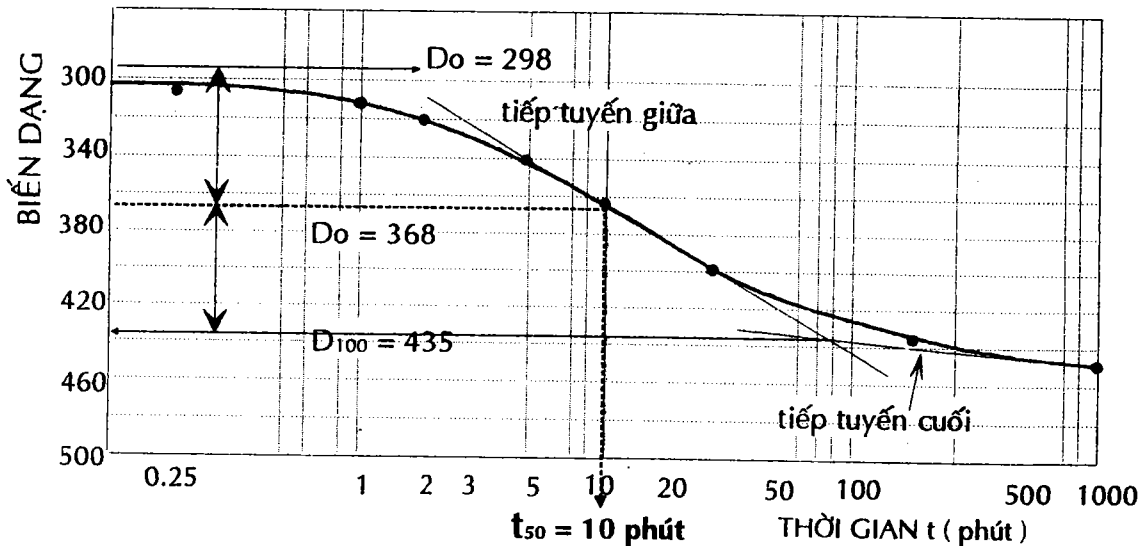
$$a_{02} = \frac{1.704 - 1.414}{(100 - 50)(1 + 1.704)} = 2.15E - 3 (\text{m}^2 / \text{kN})$$



- ♦ Biến dạng theo thời gian:

Chiều cao mẫu  $H = 2 \text{ cm}$ , thoát nước hai chiều.

Thời gian (phút)	0.25	1	2	5	10	30	180	900
Độ lún $10^{-3} \text{ cm}$	305	318	320	340	375	400	435	450



Hệ số cố kết ( $t_{50} = 10 \text{ phút}$ ;  $S_{50} = 0.368 \text{ cm}$ ):

$$C_v = \frac{0.197 \cdot H^2}{t_{50}} = \frac{0.197 \left( \frac{2 - 0.368}{2} \right)^2}{10(60)} = 2.18E - 4 (\text{cm}^2 / \text{sec}) = 2.18E - 8 (\text{m}^2 / \text{sec})$$

Hệ số cố kết theo phương ngang:  $C_r = 2 \cdot C_v = 4.36 E - 8 \text{ m}^2 / \text{sec}$

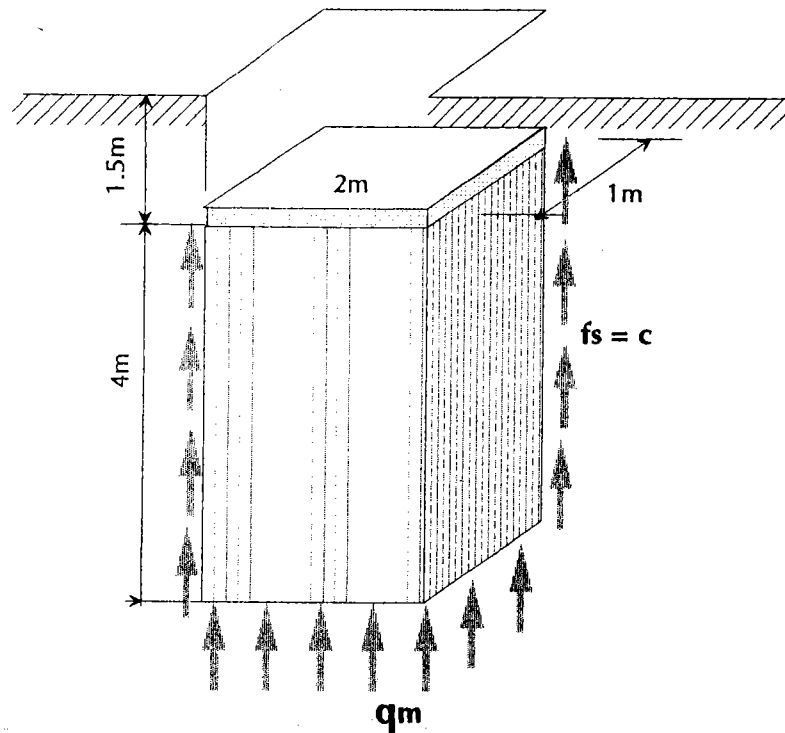
Hệ số thấm:

$$k_z = C_v \cdot a_v \cdot \gamma_n = (2.18E - 8)(2.53E - 3)(10) = 5.5E - 10 (\text{m} / \text{sec})$$

## Chương 4: Giai cố nền

### 1. MÓNG CỪ TRÀM

- Tải trọng  $N^t = 140 \text{ kN}$ ;
- Kích thước móng  $F_m = 1 \times 2 = 2 \text{ m}^2$ ; độ sâu chôn móng  $h_m = 1.5 \text{ m}$
- Cọc tràm đường kính thân trung bình  $\phi_{tb} = 8 \text{ cm}$ , dài 4 m; đóng 25 cây/ $\text{m}^2$



a) Tính khả năng chịu tải:

Xem cọc làm việc chung thành một bó như móng sâu theo "DESIGN MANUAL NAVFAC DM - 7", diện tích đáy  $F_m = 2 \text{ m}^2$ , chiều cao 4 m, diện tích xung quanh  $F_{xq} = 2 \times (1+2) \times 4 = 24 \text{ m}^2$ :

➤ Khả năng chịu mũi:

$$Q_m = q_m \cdot F_m = (\gamma \cdot Z \cdot N_q + c \cdot N_c) \times F_m$$

Với:

$$\varphi = 0 \Rightarrow N_q = 1; N_c = 9$$

$$\gamma = (14.5 - 10) = 4.5 \text{ kN/m}^3; c = 6.5 \text{ kPa}; Z = 4 + 1.5 = 5.5 \text{ m}; F_m = 2 \text{ m}^2.$$

$$Q_m = \{4.5(5.5)(1) + 6.5(9)\} \times (2) = 166.5 \text{ kN}$$

➤ Khả năng bám dính xung quanh:

$$Q_f = F_{xq} \cdot f_s$$

Với:

$$f_s = c = 6.5 \text{ kPa}; F_{xq} = 24 \text{ m}^2.$$

$$Q_f = 24(6.5) = 156 \text{ kN}$$

Lấy HSAT = 2:

$$Q_a = \frac{166.5}{2} + \frac{156}{2} = 160(\text{kN}) > N^t = 140 \text{ kN}$$

Như vậy tải trọng  $N^t$  này tương ứng với  $p_a = 70 \text{ kPa}$

## Chương 4: Giai cố nền

b) Tính độ lún cử tràm:

➤ Tải trọng tiêu chuẩn:  $N^{tc} = N^t / 1.2 = 140 / 1.2 = 120 \text{ kN}$

➤ Tính đến độ sâu dưới đáy mũi cọc:  
 $N_d^{tc} = 120 + 1(2)(5.5)(22-10) = 252 \text{ kN}$

Ứng suất gây lún tại đáy mũi cọc:

$$\sigma_{gl} = \frac{N_d^{tc}}{F_m} - \gamma' \cdot Z = \frac{252}{1(2)} - 4.5(5.5) \approx 100 \text{ (kPa)}$$

Bảng tính với  $L/B = 2$  (tính đến độ sâu  $Z = 8.5 \text{ m}$ )

$$(\sigma^{bt}_{(8.5 \text{ m})}) = 4.5 \cdot 8.5 = 38.25 \text{ kPa}$$

$Z - H_d$	0	0.5	1.0	2.0	3.0 m
$(Z - H_d)/B$	0	0.5	1.0	2.0	3.0
$K_o$	1	0.8	0.481	0.19	0.1
$\sigma_{gl}$	100	80	48	19	10
$\sigma_{gl} \text{ (tb)}$	90	64	57.5	14.5	
$h_i$	0.5	0.5	1	1	

Modun biến dạng:

$$E_{oTN} = \frac{\beta_o}{a_o} = \frac{0.8}{2.53E-3} = 316 \text{ (kPa)}$$

Quy đổi theo Agisêv (trang 174) với hệ số  $m = 2 \rightarrow E_o = 2 \times 316 = 632 \text{ kPa}$

➤ Độ lún:

$$S = \frac{\beta_o}{E_o} \cdot \sum \sigma_{gl} \cdot h_i = \frac{0.8}{632} [(90(0.5) + 64(0.5) + 57.5(1) + 10(1))] = 0.365 \text{ (m)} = 0.183 \text{ m} = 18.3 \text{ cm}$$

Kết quả tính được cho độ lún rất lớn. Thực tế cho thấy hầu hết các công trình tính toán và làm việc tải trọng trong khoảng từ  $60 \rightarrow 70 \text{ kPa}$  đều có độ lún gần như tính toán này, mặc dù kết quả thử tải trên diện tích  $1 \text{ m}^2$  cử tràm (25 cây) đều đạt đến một giá trị phá hoại là  $125 \rightarrow 150 \text{ kPa}$  tương ứng với độ lún thử nghiệm đo được là  $10 \rightarrow 15 \text{ mm}$ .

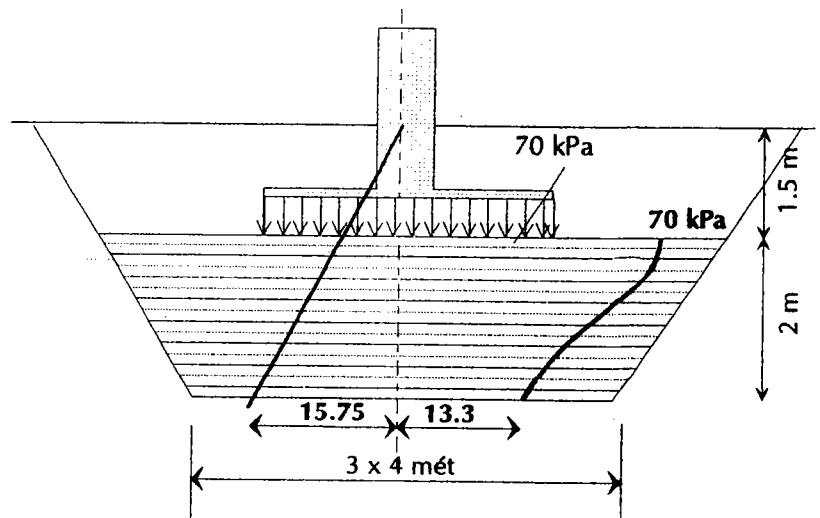
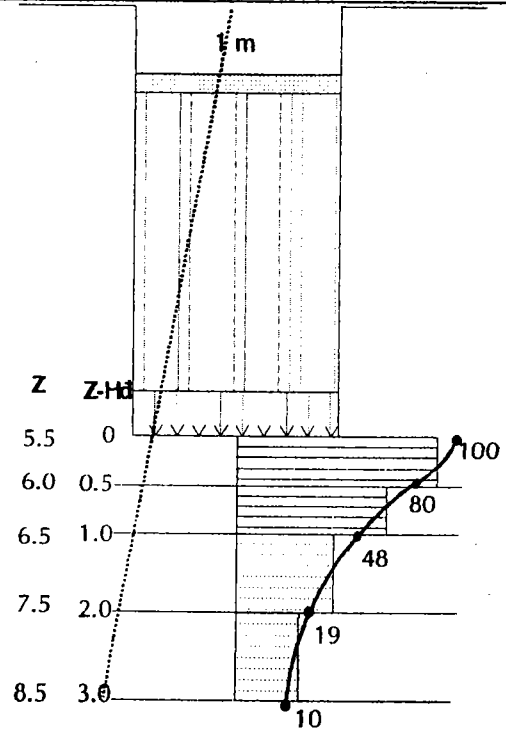
Do đó không nên dùng cử tràm cho các công trình nhà ở trên 3 tầng hay công trình có tải trọng lớn, khả năng lún lệch, nghiêng rất dễ xảy ra, và nếu có dùng cử tràm thì cũng nên dự trừ khả năng lún này

### 2. MÓNG ĐỆM CÁT

➤ Chọn cát đệm loại hạt thô vớ  $R^d = 200 \text{ kPa}$ , khả năng chịu tải của đất nền như trên:

$$p_a = \frac{7.4}{2} \cdot c = 3.7(6.5) = 24 \text{ (kPa)}$$

Tỷ số  $\frac{R^d}{p_a} \approx 8$ ; với  $\frac{L}{B} = 2$ ; tra





## Chương 4: Giai cố nền

bảng ta được:

$$K \approx 2 \Rightarrow h_d = 2(1) = 2 \text{ mét}$$

Lấy theo đường truyền lực 2/1 (hay 60°) kích thước đáy đệm là:

$$B_d = B + h_d = 1 + 2 = 3 \text{ m}$$

$$L_d = L + h_d = 2 + 2 = 4 \text{ m}$$

➤ Kiểm tra ứng suất dưới đáy đệm:

$$N^{tc} = 116 \text{ kN}$$

$$W_{qu} = 1(2)(1.5)(22-10) = 36 \text{ kN}$$

$$N_m^{tc} = 116 + 36 = 152 \text{ kN}$$

Ứng suất dưới đáy móng:

$$\sigma_m = 152/2 - 45(1.5) = 70 \text{ kN/m}^2$$

Tại độ sâu  $Z = 2$  dưới đáy móng, ( $L/B = 2$ ;  $Z/B = 2$ )  $\Rightarrow K_o = 0.19$

$$\sigma_d^{gl} = 0.19(70) = 13.3 \text{ kPa}$$

Ứng suất bản thân tại đáy:

$$\sigma_d^{bt} = 4.5(1.5 + 2) = 15.75 \text{ kPa}$$

Tổng ứng suất:

$$\sigma_t = 13.3 + 15.75 = 29 \text{ kPa}$$

Diện tích tương đương trên lớp đất yếu, dưới lớp đệm cát:

$$F_y = 116/30 = 3.86 \text{ m}^2 \Rightarrow B_y = 2 \text{ mét}$$

Tải trọng tiêu chuẩn:

$$R^{tc} = (A.B_m + B.h_m)(\gamma) + D.c$$

với  $\varphi = 0$ ; ta có  $A = 0$ ;  $B = 1$ ;  $D = 3.14$

$$B_m = B_y = 2; h_m = 1.5$$

Ta được:

$$R_y = 1(1.5)(14.5 - 10) + 3.14(6.5) = 27 \text{ (kPa)}$$

So với tổng ứng suất tại đáy đệm  $\sigma_t = 29 \text{ kPa}$ , tương quan này có thể chấp nhận

➤ Tính lún dưới đáy đệm cát:

Ứng suất gây lún dưới đáy móng:

$$\sigma^{gl} = 76 - 4.5(1.5) \approx 70 \text{ kPa}$$

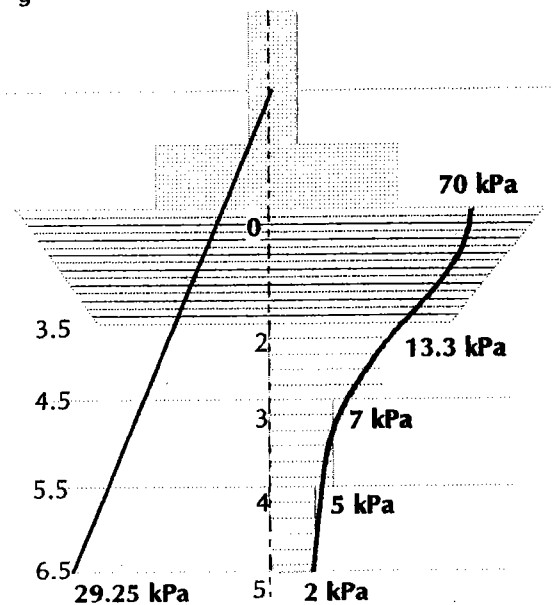
$Z - h_m$	0	2	3	4	5 m
$(Z - h_m)/B$	0	2	3	4	5
$K_o$	1	0.19	0.1	0.05	0.3
$\sigma_{gl}$	70	13.3	7	3.5	2
$\sigma_{gl} (tb)$	-	10	5	3	
$H_i$	-	1	1	1	

$$S = a_o \cdot \sum \sigma^{gl}_i \cdot h_i = (2.53E-3) [(10(1) + 5(1) + 3(1))] = 0.045 \text{ (m)} = 4.5 \text{ cm}$$

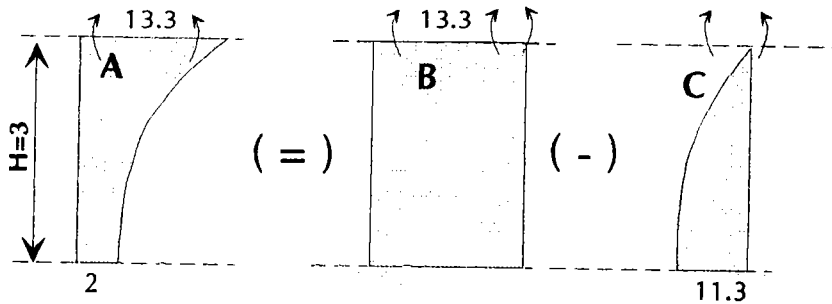
➤ Thời gian cố kết:

$$C_v = 2.18E-8 \text{ m}^2/\text{sec} = 1.88E-3 \text{ m}^2/\text{ngày}$$

Thoát nước 1 chiều,  $H_{(thoát nước)} = 3 \text{ mét}$ .



## Chương 4: Giai cố nền



$$dt(B) = 13.3 \times H; dt(C) = 2/3 \times 11.3 \times H = 7.5 \times H$$

$$dt(A) = dt(B) - dt(C) = 13.3 \times H - 7.5 \times H = 5.8 \times H$$

Mức độ cố kết:

$$U\%(A) = \frac{13.3U\%(B) - 7.5U\%(C)}{5.8} = 2.3U\%(B) - 1.3U\%(C)$$

Chọn  $T_v = 0.6$  ta có  $U\%(B) = 81.56$ ;  $U\%(C) = 77.25$

$$\Rightarrow U\%(A) = (2.3)(81.56) - (1.3)(77.25) = 87\%$$

Độ lún sẽ đạt được:

$$S_t = 4.5(87\%) = 3.9 \text{ cm}$$

Tương ứng với thời gian:

$$t = \frac{T_v H^2}{C_v} = \frac{0.6(3)^2}{1.88E-3} = 2872(\text{ngày}) = 7.8(\text{năm})$$

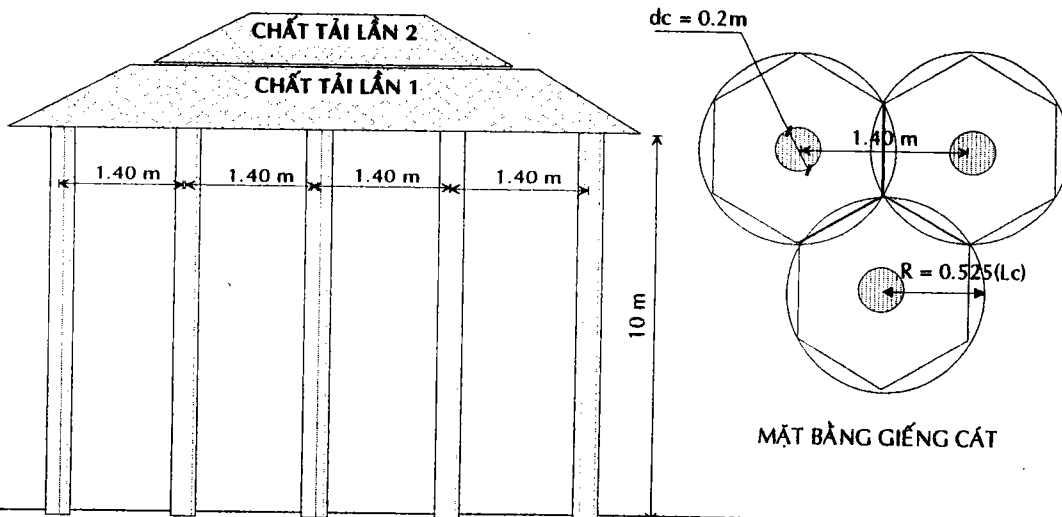
Giải pháp đệm cát cho kết quả về biến dạng rất là khả quan, tuy đối với các công trình dân dụng, việc thực hiện rất là khó khăn do độ sâu đào lớn, như thí dụ trên là phải đào sâu 3.5 mét cho mặt bằng móng chỉ có 1x2 mét để long cát. Giải pháp này chỉ thuận lợi khi ứng dụng cho công trình kho bãi hay nền đường vì nặt bằng rộng tương xứng với chiều sâu đào.

### 3. MÓNG GIẾNG CÁT

➤ Chọn kích thước giếng cát:

$\phi = 20 \text{ cm}$ , đóng sâu 10 mét, khoảng cách  $7 \times d_c = 1.4 \text{ mét}$ .

Bán kính ảnh hưởng là:  $R = 0.525 \times 1.4 = 0.725 \text{ m}$



**NỀN MÓNG**

180

Th.S Lê anh Hoàng

#### Chương 4: Giải cố nền

➤ Tải trọng tiêu chuẩn của đất nền như đã tính ở trên:

$R^c = 27 \text{ kPa}$  tương ứng với lớp đất gia tải là:  $h_{gt} = 27/18 = 1.5 \text{ mét}$

Thời gian đắp chiều cao  $1.5 \text{ mét}$  cát không đáng kể xem như  $t_0 = 0$

Thời gian chất tải  $t = 3 \text{ tháng} = 7.8E+6 \text{ sec}$

➤ Độ lún khi chất tải:

Với tải trọng chất tải  $27 \text{ kPa}$  hệ số rỗng  $\varepsilon$  có thể đạt được là  $1.85$  (suy từ biểu đồ nén lún), do đó độ lún cuối cùng là:

$$S = \left( \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{1 + \varepsilon_1} - \frac{d_c^2}{L_c^2} \right) H$$

trong đó:

$$\varepsilon_2 = 1.85; \varepsilon_1 = 2.096; d_c = 0.2 \text{ m}; L_c = 7.d_c; H = 10 \text{ m}$$

$$\rightarrow S \cong 0.6 \text{ m} = 60 \text{ cm}$$

➤ Tính hệ số thời gian:

$$T_z = \frac{C_v.t}{H^2} = \frac{(7.8E+6)(2.18E-8)}{10^2} = 0.0017 \text{ Tra bảng: } U_z\% = 5\%$$

$$T_R = \frac{C_R.t}{R^2} = \frac{(7.8E6)(4.36E-8)}{0.735^2} = 0.63 \text{ Tra biểu đồ với } n = 7: U_R\% = 65\%$$

Công thức:

$$(1 - U\%) = (1 - U_z\%)(1 - U_R\%) = (1 - 0.05)(1 - 0.65) = 0.033$$

$$U\% = 1 - 0.033 = 67\% \rightarrow S_{(3 \text{ tháng})} = 67\%(60) = 40 \text{ cm}$$

Chú ý: với tải trọng  $p = 27 \text{ kPa}$ , theo kết quả nén lún thì hệ số rỗng đạt được là  $1.85$ , do đó nếu dùng tấm thoát nước thì độ lún sẽ nhiều hơn do không có lượng cát chiếm trong đất. Lúc đó  $S = 79 \text{ cm}$

➤ Tương ứng độ lún đạt được này với hệ số rỗng sẽ là:

$$\varepsilon = 2.096 - (2.096 - 1.85)(65\%) = 1.9356$$

Ta có thể suy ra thì  $c = 7 \text{ kPa}$ ,  $\varphi = 7.5^\circ$

➤ Khả năng chịu tải nền:

Với  $\varphi = 7.5^\circ$ ,  $\rightarrow A = 0.13; B = 1.5; D = 3.97; \gamma' = 15.7 - 10 = 5.7 \text{ kN/m}^3$

$$R^c = (0.13)(2)(5.7) + (1.5)(1.5)(5.7) + 3.97(7) \approx 56(\text{kPa})$$

Tương đương với chiều cao  $3 \text{ mét}$  cát

➤ Chất tải lần thứ 2 với chiều dày tăng thêm là  $1.5 \text{ mét}$ , thời gian chất tải  $t = 4 \text{ tháng} = 10^7 \text{ sec}$

➤ Hệ số cố kết tăng lên  $C_v = 1.26 E-8 \text{ m}^2/\text{sec}$ ;  $C_R = 2.32 E-8 \text{ m}^2/\text{sec}$ , theo cấp tải kế tiếp từ kết quả TN

➤ Hệ số nén giảm tương ứng với tải trọng  $50 \text{ kPa}$ :  $\alpha_0 = 2.15E-3 \text{ m}^2/\text{kN}$

➤ Độ lún nền với tải trọng  $56 \text{ kPa}$  tương quan từ đường cong nén lún cho ta

$$\varepsilon = 1.72$$

### Chương 4: Giai cố nền

$$S = \left( \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{1 + \varepsilon_1} - \left( \frac{d_c}{L_c} \right)^2 \right) H = \left( \frac{1.936 - 1.72}{1 + 1.936} - \left( \frac{1}{7} \right)^2 \right) (10 - 0.4) = 0.58(m) = 58(cm)$$

➤ Thừa số thời gian:

$$T_z = \frac{C_v \cdot t}{H_z^2} = \frac{(1.26E-8)(1E7)}{(10 - 0.4)^2} = 0.0013 \quad \rightarrow U_z\% = 4\%$$

$$T_R = \frac{C_v \cdot t}{R^2} = \frac{(2.32E-8)(1E7)}{(0.735)^2} = 0.43 \quad \rightarrow U_R\% = 50\%$$

Công thức:

$$(1 - U\%) = (1 - U_z\%)(1 - U_R\%) = (1 - 0.04)(1 - 0.50) = 0.48$$

$$U\% = 1 - 0.48 = 52\% \rightarrow S_{(3 \text{ tháng})} = 52\%(58) = 30 \text{ cm}$$

➤ Sau thời gian 4 tháng của lần 2 hệ số rỗng sẽ là:

$$\varepsilon = 1.936 - (1.936 - 1.72)(52\%) = 1.82$$

Khi đó giá trị độ bền có thể đạt được:

$$c = 8 \text{ kPa}; \varphi = 8.5^\circ$$



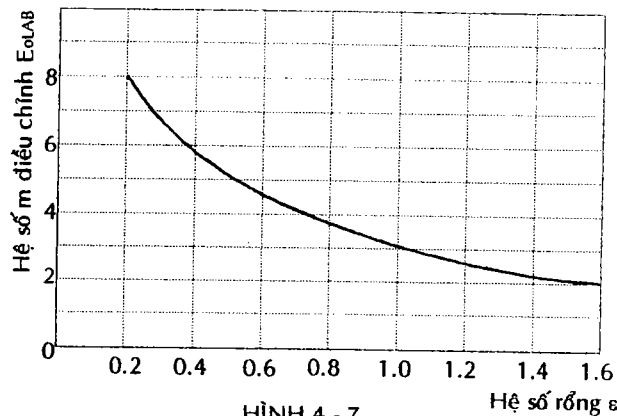
Ariweb [Agisêv] đề nghị hiệu chỉnh từ  $E_{OTN} \rightarrow E_{OBN}$  bằng hệ số  $m$  tùy theo hệ số rỗng  $\varepsilon$  của của đất theo công thức:

$$E_{OBN} = m \cdot E_{OLAB}$$

$E_{OBN}$  - đúng với thực tế

$E_{OLAB}$  - Tính từ thí nghiệm nén không nở hông trong phòng.

$m$  - hệ số điều chỉnh theo giản đồ:



HÌNH 4 - 7

**CÁCH XÁC ĐỊNH Hệ số nền  $C_z$**

**I. Định nghĩa:**

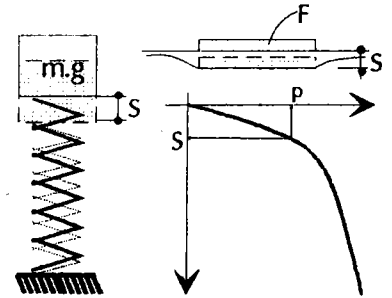
Độ cứng của lò so:

$$K = \frac{P}{S} \text{ (kg/m, kN/m)} \quad [1]$$

Ứng dụng trong đất nền:

Quan hệ áp lực  $p$  trên bản nền và độ lún  $S$  khi chịu tải cho bởi đường cong trong phạm vi tuyến tính:

$$C_z = \frac{P}{S} \text{ (kN/m}^3\text{)} \quad [2a]$$



Được gọi là **HỆ SỐ NỀN**.

$$K_z = \frac{P \cdot F_m}{S} \text{ (kN/m}^3\text{)} \quad [2a]$$

Được gọi là **ĐỘ CỨNG** phương đứng  $Z$

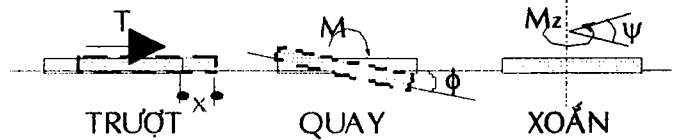
Theo các phương khác là:

Trượt:

$$K_x = \frac{T}{x} = \frac{t \cdot F_m}{x} = C_x \cdot F_m \quad [3a]$$

Quay:

$$K_\phi = \frac{M}{\phi} = C_\phi \cdot I_x \quad [3b]$$



Xoắn:

$$K_\psi = \frac{M_z}{\psi} = C_\psi \cdot I_z \quad [3c]$$

**2. Lý thuyết biến dạng nền:**

a. Bài toán Boussinesq cho lực tập trung  $P$ , tại 1 điểm trong môi trường bán không gian tuyến tính:

Ứng suất thẳng đứng tại 1 điểm  $M$ :

$$\sigma_z = -\frac{3P}{2\pi} \cdot \frac{Z^3}{\rho^5} \quad [4]$$

Chuyển vị:

$$\omega = \frac{P}{2\pi} \cdot \frac{(1+\mu)}{E_s} \cdot \left[ \frac{Z^2}{\rho^5} + (1-\mu) \cdot \frac{2}{\rho} \right] \quad [5]$$

trong đó :  $E_s$  - Modun biến dạng tuyến tính

$\mu$  - hệ số nở hông = 0.25—0.3

với  $\sin \beta = \frac{r}{\rho}$  và  $\cos \beta = \frac{Z}{\rho}$

thay vào:

$$\omega_M = \frac{P}{2\pi} \cdot \frac{(1+\mu)}{E_s} \cdot \sin \beta \cdot (\cos^2 \beta + 2 \cdot (1-\mu)) \quad [6]$$

đặt:  $f(\beta) = \sin \beta \cdot (\cos^2 \beta + 2 \cdot (1-\mu)) \quad [7]$

Khi  $\beta = 90^\circ$ , ta có biến dạng trên mặt:

Tương ứng  $f(90^\circ) = 2(1-\mu)$ , ta được:

$$\omega_M = \frac{P}{\pi \cdot E_s} \cdot \left( \frac{1-\mu^2}{r} \right) \quad [8]$$

với  $\mu = 0.25 - 0.3$  thì:

$$\omega_M = 0.3 \cdot \frac{P}{E_s \cdot r} \quad [9]$$

Từ công thức:  $\omega_M = \frac{P}{2\pi} \cdot \frac{(1+\mu)}{E_s} \cdot f(\beta)$

Ta có thể xác định các vị trí của  $\beta$  để cho chuyển vị này bằng chuyển vị bề mặt theo điều kiện:  $f(\beta) = f(90^\circ)$ , tương ứng:

$$\sin \beta \cdot [\cos^2 \beta + 2 \cdot (1-\mu)] = 2 \cdot (1-\mu)$$

với  $\mu = 0.25$  ta được  $\beta = 55^\circ$

$$\omega_M = 0.2 \times \frac{P}{E_s \cdot r} \cdot [\sin \beta \cdot (1.5 + \cos^2 \beta)] \quad [10]$$

Như vậy trong khoảng từ  $55^\circ$  đến  $90^\circ$  nền không biến dạng, và biến dạng nền là biến dạng hình chóp đỉnh  $110^\circ$

Khi  $r < 0.1 \cdot Z$ : (càng sâu dưới trục P):

$$\omega_M = 0.5 \times \frac{P}{E_s \cdot Z} \quad [11a]$$

Khi  $r > 10 \cdot Z$ : (càng xa với trục P):

$$\omega_M = 0.3 \times \frac{P}{E_s \cdot r} \quad [11b]$$

b. Tải phân đều:

**.Tiết diện tròn:**

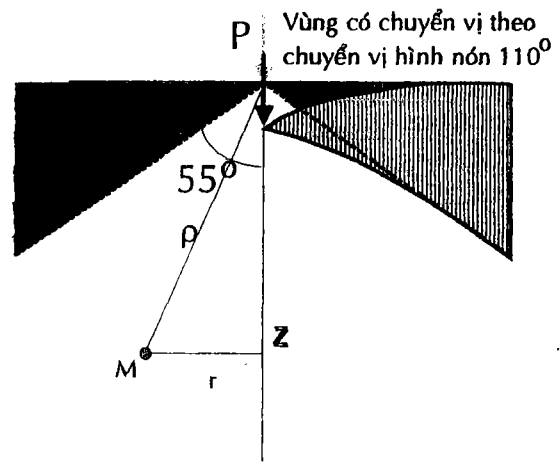
Tải trong phân đều trên tiết diện vòng tròn cho chuyển vị những điểm trên trục qua tâm móng:

$$\omega_M = \frac{p \cdot Z}{E_s} \cdot (1+\mu)(1-\cos \beta_o) \left[ \frac{2 \cdot (1-\mu)}{\cos \beta_o} + 1 \right] \quad [12]$$

Chuyển vị ngay dưới tâm móng ( $\beta = 90^\circ$ )

$$\omega_M = 2 \cdot \frac{p \times R}{E_s} (1-\mu^2) \quad [13]$$

Như vậy theo định nghĩa ta có:

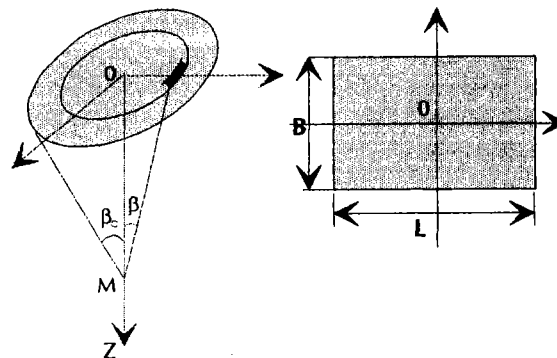


$$C_z = \frac{p}{\omega_o} = \frac{E_s}{2 \times R \cdot (1 - \mu^2)} \quad [14]$$

**.Tiết diện chữ nhật:**

Chuyển vị tại tâm móng:

$$\omega_o = \frac{4}{\pi} \frac{pL}{E_s} (1 - \mu^2) \left[ \frac{B}{L} \ln \left( \frac{1 + \sqrt{1 + m^2}}{m} \right) + \ln \left( m + \sqrt{1 + m^2} \right) \right] \quad [15]$$



Khi móng hình vuông cạnh 2.B ( m =1):

$$\omega_o = 2.24 \frac{pB}{E_s} (1 - \mu^2) \quad [16a]$$

Khi móng băng cạnh 2.B ( m = 0.05 ):

$$\omega_o = 5.97 \frac{pB}{E_s} (1 - \mu^2) \quad [16b]$$

Tổng quát:

$$w_o = I_M \cdot \frac{pB}{E_s} (1 - \mu^2) \quad [17]$$

trong đó:

$I_M$  - hệ số tùy thuộc vào hình dạng và độ cứng móng

Ta có Hệ số nền:

$$C_z = \frac{p}{\omega_o} = \frac{1}{I_M} \cdot \frac{E_s}{B \cdot (1 - \mu^2)} \quad [18]$$

Bảng tra  $I_M$

$I_M$	Móng cứng tuyệt đối	Móng mềm trị Tg/bình
MÓNG TRÒN	<b>0.88</b>	<b>0.85</b>
MÓNG VUÔNG	<b>0.82</b>	<b>0.95</b>
MÓNG CN		
<b>L/B=0.5</b>	<b>1.06</b>	<b>1.06</b>
<b>L/B=2</b>	<b>1.31</b>	<b>1.2</b>
<b>L/B=5</b>	<b>1.83</b>	<b>1.7</b>
<b>L/B=10</b>	<b>2.25</b>	<b>2.1</b>
MÓNG BĂNG	<b>2.96</b>	<b>3.4</b>

Tổng quát cho các trường hợp khác:

$$C_z = \chi_z \cdot \frac{E_s}{1 - \mu^2} \cdot \frac{1}{\sqrt{F}} \quad [19a]$$

$$C_x = \chi_x \cdot \frac{E_s}{(1 - \mu \cdot \chi_x)(1 + \mu)} \cdot \frac{1}{\sqrt{F}} \quad [19b]$$

$$C_\varphi = \chi_\varphi \cdot \frac{E_s}{1 - \mu^2} \cdot \frac{1}{\sqrt{F}} \quad [19c]$$

Bảng tra  $\chi_z, \chi_x, \chi_\varphi$

$m = L/B$	$\chi_z$	$\chi_x$	$\chi_\varphi$
0.2	1.22	1.62	0.53
0.33	1.13	1.65	0.53
0.5	1.09	1.72	0.54
1	1.06	1.98	0.5
1.5	1.07	2.24	0.45
2	1.09	2.5	0.42
3	1.13	2.97	0.37
5	1.22	3.59	0.29

- Theo TRAUB (Ý):

$$C_z = C_o \cdot d^\alpha \cdot p^\beta \quad [ 20 ]$$

Trong đó:  $C_o$  - Hệ số thực nghiệm khi cho  $\alpha = 1$  và  $\beta = 1$   
 $\alpha = 0.75, \beta = 0.25$  sét nén được  
 $\alpha = 0.25, \beta = 0.75$  cát ít nén

- Theo KOLER & SCHEIDIG:

- Móng rộng trên nền chịu nén hạn chế:

$$C_z = \frac{E_o}{Z} \quad [ 21a ]$$

- Móng vuông rộng a:

$$C_z = \frac{\alpha \cdot E_o}{a} \quad \begin{matrix} Z = \infty : \alpha = 2 \\ Z = a : \alpha = 3 \end{matrix} \quad [ 21b ]$$

- Móng băng rộng b:

$$C_z = \frac{\beta \cdot E_o}{b} \quad \begin{matrix} Z = \infty : \alpha = 0.54 \\ Z = b : \alpha = 1.82 \end{matrix} \quad [ 22c ]$$

- Theo VOGT:

- Móng tròn:

$$C_z = 1.392 \cdot \frac{E_o}{\sqrt{F}} \quad [ 23a ]$$

- Móng chữ nhật:

$$C_z = 1.33 \cdot \frac{E_o}{\sqrt[3]{b^2 \cdot a}} \quad [ 23b ]$$

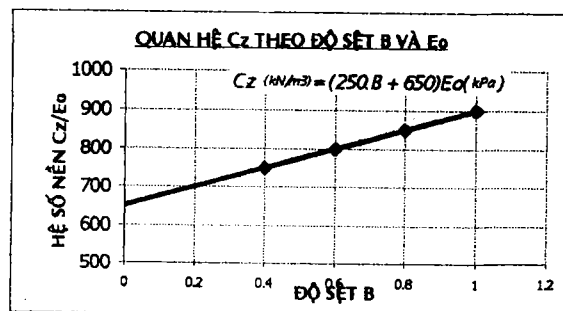
- Theo Viện Khoa Học VN Áp dụng cho đất dính:

Công thức:

$$C_z (kN/m^3) = (250 \cdot B + 650) E_o (kPa) \quad [ 24 ]$$

trong đó :

$B$  - độ sệt đất dính





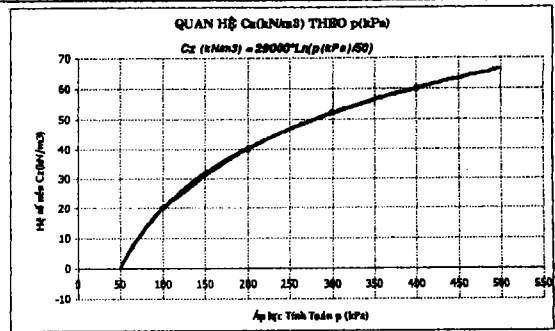
**3. Quy phạm CH 18-58:**

a. Cho móng có  $F < 10m^2$ :

$$\begin{aligned} C_\phi &= 2.C_z \\ C_x &= 0.7.C_z \\ C_\psi &= 1.5.C_z \end{aligned} \quad [ 25 ]$$

$C_z$  được lấy từ giá trị tính toán của đất nền:

Ptính toán	kPa	= 100	200	300	400
$C_z \cdot 10^3$	$kN/m^3$	= 20	40	50	60



b. Nếu  $F > 10m^2$  thì hệ số được nhân cho  $\sqrt{\frac{10}{F}}$

**4. Phương pháp SAVINOV:**

Dựa trên nền bán không gian đàn hồi tuyến tính như trên thì khi tăng  $B$  thì  $C_z \rightarrow 0$  và khi  $B$  nhỏ thì  $C_z$  rất lớn. Theo BARKAN thì cho rằng  $B$  tăng thì  $C_z$  giảm nhưng không như công thức trên.

SAVINOV đề nghị dùng công thức làm giảm đi ảnh hưởng của kích thước móng:

$$C_z = C_o \cdot \left[ 1 + \frac{2(a+b)}{\Delta.F} \right] \cdot \sqrt{\frac{p}{p_o}} \quad [ 26a ]$$

$$C_x = 0.7 \times C_o \cdot \left[ 1 + \frac{2(a+b)}{\Delta.F} \right] \cdot \sqrt{\frac{p}{p_o}} \quad [ 26b ]$$

$$C_\phi = C_o \cdot \left[ 1 + \frac{2(a+3b)}{\Delta.F} \right] \cdot \sqrt{\frac{p}{p_o}} \quad [ 26c ]$$

trong đó:

$a, b, F$  : chiều dài & chiều rộng và diện tích móng

$p$  áp lực đáy móng

$p_o = 20$  kPa

$C_o$  - hệ số nền tương ứng  $p_o$  Hay dùng ct O.Ia SEKHTER:

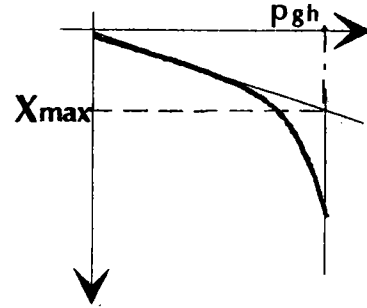
$$C_o = 1.7 \times \frac{E_o}{1 - \mu^2} \quad [ 27 ]$$

LOẠI ĐẤT		$C_o$ (kN/M <sup>3</sup> )
Không cứng	Sét và sét pha TT Nhão ( $B > 0.75$ ) cát pha sét nhão ( $B > 1$ )	6000
Ít cứng	Sét và sét pha TT dẻo mềm ( $B > 0.75$ ) cát pha sét dẻo ( $0.5 < B < 1$ ) Cát mịn rời bão hoà ( $E > 0.8$ )	8000 10000 12000
Cứng t.bình	Sét và sét pha dẻo cứng ( $0.25 < B < 0.5$ ) Cát pha sét dẻo ( $0 < B < 0.5$ ) Cát mịn trung bình-chặt Cát nhỏ, trung đến to, chặt và ẩm	20000 16000 14000 18000
Cứng	Sét và sét pha cứng ( $B < 0$ ) Cát pha sét cứng ( $B < 0$ ) Đất hòn lớn	30000 22000 26000

**5. Từ thí nghiệm bàn nén:**

Hệ số nền được xác định từ bàn nén, điều khó khăn là thực hiện đo các giá trị của  $S$  theo  $p$ , ngoài trừ những trường hợp bàn nén có kích thước nhỏ như  $B = 45\text{cm}, 60\text{cm}, 75\text{cm}$  hay nhỏ nhất là  $30\text{cm}$ .

Đồ thị diễn tả quan hệ  $p$  và  $S$ :



$k_s$  được xem như là không đổi từ biến dạng  $x_{max}$  tương ứng với giá trị  $p_{gh}$  được xác định trong quan hệ tuyến tính.

$$p_{gh} = k_s \cdot (x_{max}) \quad [28]$$

TERZAGHI năm 1955 đề nghị xác định hệ số nền từ TN bàn nén  $B_1 = 0.3$  mét và tính:

$$\text{SÉT: } C_z = C_z \text{plate} \cdot \frac{B_1}{B} \quad [29a]$$

$$\text{CÁT: } C_z = C_z \text{plate} \cdot \left( \frac{B+B_1}{2B} \right)^2 \quad [29b]$$

Sau đó điều chỉnh cho móng chữ nhật có  $m = \frac{L}{B}$  trên nền sét cứng và cát chặt trung bình:

$$C_z = C_z' \cdot \frac{m+0.5}{1.5 \cdot m} \quad [29c]$$

VESIC' (1961) kiến nghị tính theo công thức:

$$C_z = 0.65 \cdot 12 \sqrt{\frac{E_s \cdot B^2}{E_f \cdot I_f} \cdot \frac{1}{B} \cdot \frac{E_s}{1-\mu^2}} \quad [30a]$$

trong đó:  $E_s, E_f$  - Modun đàn hồi của đất và vật liệu móng

$B, I_f$  - bề rộng và moment quán tính tiết diện móng

Hệ số  $0.65 \cdot \sqrt[12]{\text{căn bậc 12}}$  thường = 1 khi đó :

$$C_z = \frac{1}{B} \cdot \frac{E_s}{1-\mu^2} \quad [30b]$$

tương đương công thức  $C_z = \omega_m \cdot \frac{1}{B} \cdot \frac{E_s}{1-\mu^2}$

Giá trị  $C_z (\text{kN/m}^3)$  theo Terzaghi:

Loại Đất

Cát $\gamma (\text{kN/m}^3)$	13	16	19
Ấm	6.400-19.200	19.200—96.000	96.000—320.000
Bảo hoà	8.000	25.000	100.000
<b>Sét qu (<math>\text{kPa}</math>)</b>	<b>100--200</b>	<b>200—400</b>	<b>400—800</b>
$C_z = 160 \times q_u$	16.000-32.000	32.000—64.000	64.000—128.000

**Chuyên đề Nền Móng - HỆ SỐ NỀN**

LOẠI ĐẤT	$C_z$ (kN/m <sup>3</sup> )
Sét rất mềm	5.000 - 30.000
Sét mềm	20.000 - 45.000
Sét trung	40.000 - 90.000
Sét cứng	70.000 - 200.000
Sét pha cát	28.000 - 450.000
Cát lẫn bột	70.000 - 225.000
Cát rời	100.000 - 250.000
Cát chặt	500.000 - 900.000
Cát chặt và sạn	1.000.000 - 2.000.000

**3. Tính từ Modun biến dạng  $E_s$**

Biến dạng trực tiếp khi tiếp xúc (Immediate settlement) của móng chữ nhật  $L \times B$  theo lý thuyết đàn hồi của Timoshenko và Goodier:

$$S = p \cdot B' \cdot m \cdot \frac{(1 - \mu^2)}{E_s} \left( I_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} I_2 \right) \cdot I_f \quad [31]$$

trong đó:  $B' = \frac{B}{2}$ ,

$m = 1$  tính tại góc;  $= 4$  tính tại tâm

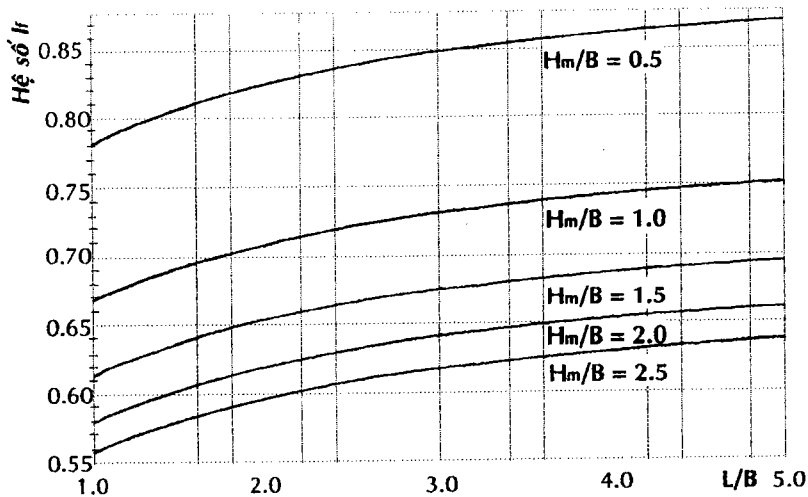
$$I_1 = \frac{1}{\pi} \left[ M \cdot \text{Ln} \frac{(1 + \sqrt{M^2 + 1}) \sqrt{M^2 + N^2}}{M(1 + \sqrt{M^2 + N^2 + 1})} + \text{Ln} \frac{(M + \sqrt{M^2 + 1}) \sqrt{1 + N^2}}{M(1 + \sqrt{M^2 + N^2 + 1})} \right] \quad [32]$$

$$I_2 = \frac{N}{2\pi} \arctan \left( \frac{M}{N \sqrt{M^2 + N^2 + 1}} \right) \quad [33]$$

với:  $M = \frac{L}{B}$  và  $N = \frac{H_{nc}}{B'}$ ;

$H_{nc}$  chiều sâu vùng nén chặt dưới đáy móng.

$I_f$ : Hệ số tùy thuộc vào độ sâu chôn móng  $H_m$  và  $M = L/B$ , theo biểu đồ của J.E Bowles:



## Chuyên đề Nền Móng - HỆ SỐ NỀN

Trong thực hành, hầu hết các móng đều chịu uốn, ngay cả khi móng rất dầy. Một vài lý thuyết chỉ dẫn rằng trên cơ sở móng tuyệt đối cứng với phản lực nền đều, độ lún giảm đi 7%, do đó chúng ta có thể hiệu chỉnh bằng 93% công thức trên.

Công thức tính cho  $I_f$  có thể viết gần đúng:

$$I_f = \frac{4}{3} \frac{0.36 \log_{10}\left(\frac{L}{B}\right) + 1}{\log_{10}\left(\frac{Hm}{B}\right) + 0.3 \log_{10}\left(\frac{L}{B}\right) + 2} \quad [ 34 ]$$

Trong điều kiện chiều sâu nền lún  $H_{nc}$  lớn hơn 5 lần  $B$  ( $N \geq 10$ ), tác giả thống kê và đơn giản công thức [ 32 ] & [ 33 ] như sau:

$$S = p.B \frac{(1 - \mu^2)}{E_s} \cdot I_{LB} \cdot I_f$$

$$\text{với } I_{LB} = \frac{1}{23} \left[ \ln\left(\frac{N}{2}\right) + 8 \right] \cdot \ln(12M) \quad [ 35 ]$$

và khi chọn  $N = 20$  thì có thể rút gọn lại:

$$I_{LB} = \log_{10}(12M) \quad [ 36 ]$$

\*Như vậy hệ số nền xác định theo biến dạng đàn hồi là:

$$C_Z = \frac{p}{S} = \frac{1}{B} \frac{E_s}{(1 - \mu^2) I_{LB} \cdot I_f} \quad [ 37 ]$$

Nếu bỏ qua ảnh hưởng do chiều sâu đặt móng thì

$$C_Z = \frac{1}{B} \frac{E_s}{(1 - \mu^2) \log_{10}\left(\frac{12L}{B}\right)} \quad [ 38 ]$$

So sánh với  $I_w$ :

	<b>Log(12M)</b>	$I_w(\text{cứng})$	$I_w(\text{thinh})$
MÓNG VUÔNG	<b>1.08</b>	0.82	0.95
MÓNG CN			
$L/B=0.5$	<b>1.25</b>	1.06	1.2
$L/B=2$	<b>1.38</b>	1.20	1.31
$L/B=5$	<b>1.78</b>	1.7	1.83
$L/B=10$	<b>2.07</b>	2.1	2.25
MÓNG BĂNG	<b>2.78</b>	3.4	2.96

### 5. Phương Pháp Xác Định $E_s$

Giá trị Modun biến dạng  $E_s$  và hệ số poisson  $\mu$  sơ bộ cho bởi bảng:

Đất	SÉT					CÁT			CÁT FA SẠN		SILT
	Rất mềm	Mềm	Tr. bìn h	Cứng	Pha cát	Pha bột	Rời	Chặt	Rời	Chặt	
$E_s(\text{MPa})$	5-2	5-25	15-50	50-100	25-250	5-20	10-25	50-81	50-150	100-200	2-20

**Chuyên đề Nền Móng - HỆ SỐ NÉN**

$\mu$	Loại đất
0.5--0.5	Hầu hết cho loại sét
0.45--0.5	Sét bảo hòa
0.3--0.4	Cát--trung bình và chặt
0.2--0.35	Cát--rời đến trung bình

Đối với sét :

Nén thường và nhạy:

$$E_s = (200 - -500) \times s_u \quad [ 39 a ]$$

Sét nén thường không nhạy và hơi nén trước:

$$E_s = (700 - -1200) \times s_u \quad [ 39 b ]$$

Sét nén trước:

$$E_s = (1500 - -2000) \times s_u \quad [ 39 c ]$$

Tất cả mọi phương pháp thí nghiệm trong phòng đều cho phép xác định giá trị  $E_s$ :

- Thí nghiệm nén 1 trục:

$$E_s = (4 - -13) E_s(\text{unconfined}) \quad [ 40 a ]$$

- Thí nghiệm nén 3 trục:

$$E_s = (1 - -1.5) E_s(\text{triaxial}) \quad [ 40 b ]$$

- Sét và Silt với chỉ số dẻo  $I_p > 30$

$$E_s = (100 - -500) s_u \quad [ 40c ]$$

- Sét pha Silt hay cát với chỉ số dẻo  $I_p < 30$

$$E_s = (500 - -1500) s_u \quad [ 40d ]$$

- Tổng quát cho Sét các loại:

$$E_s = K \cdot s_u \quad [ 40e ]$$

$$K = 4200 - 142.5 \cdot I_p + 1.73 I_p^2 - 0.007 I_p^3$$

- **Tính theo SPT và CPT:**

Đất	$N$ (SPT)	$R_p$ (CPT)
Cát (Nén thường)	$E_s = 500(N+15)$ $= 7000 \sqrt{N}$ $= 6000 \cdot N$ -----	$E_s = (2 - -4) R_p$ $= 8000 N$ ----- $= 1.2(3 D_f^2 + 2) R_p$
Cát (Bảo hòa)	$E_s = 250(N+15)$ ----- -----	$E_s = K \cdot R_p$ $e=1.0 \quad K=3.5$ $e=0.6 \quad K=7.0$
Cát	$E_s = (2.600 - -2.900) N$	
Cát nén trước	$E_s = 40.000 + 1.050 N$	$E_s = (6 - -30) R_p$

**Chuyên đề Nền Móng - HỆ SỐ NỀN**

<b>Cát pha sạn</b>	$E_s = 1.200(N+6)$ $= 600(N+6) \quad N \leq 15$ $= 600(N+6) + 2.000 \quad N > 15$	
<b>Cát pha sét</b>	$E_s = 320(N+15)$	$E_s = (3--6)R_p$
<b>Silt pha sét</b> <b>Hay cát</b>	$E_s = 300(N+6)$	$E_s = (1--2)R_p$
<b>Sét mềm</b>		$E_s = (3--8)R_p$

Tổng quát tương quan giữa xuyên tĩnh  $R_p$  và module thí nghiệm nén 1 chiều trong phòng:

$$E' = \alpha \cdot R_p \quad [ 41 ]$$

Theo COSTET và SANGLERAT (1975)

Đất Sét ít dẻo	$R_p < 0.7 \text{ Mpa}$	$3 < \alpha < 8$
	$0.7 < R_p < 2 \text{ Mpa}$	$2 < \alpha < 5$
	$R_p > 2 \text{ Mpa}$	$1 < \alpha < 2.5$
Đất Bột ít dẻo	$R_p < 2 \text{ Mpa}$	$3 < \alpha < 6$
	$R_p > 2 \text{ Mpa}$	$1 < \alpha < 3$
Đất sét và bột rất dẻo	$R_p < 2 \text{ Mpa}$	$2 < \alpha < 6$
Đất bột nhiều hữu cơ	$R_p < 1.2 \text{ Mpa}$	$2 < \alpha < 8$
Than bùn và sét hữu cơ	$R_p < 0.7 \text{ Mpa}$	
	$50 < w < 100$	$1.5 < \alpha < 4$
	$100 < w < 200$	$1 < \alpha < 1.5$
	$w > 200$	$0.4 < \alpha < 1$
Đất vôi	$2 < R_p < 3$	$2 < \alpha < 4$
Đất cát	$R_p < 5$	$\alpha = 2$
	$R_p < 10$	$\alpha = 1.5$

Nhiều tác giả đã đề xuất các tính gần đúng suy từ khả năng chịu tải nền giống như QP CH 18-58:

$$C_z (kN/m^3) = 40 \times (HSAT) \times p_a \quad [ 42 ]$$

$p_a$  trong công thức trên được xác định từ  $p_a = \frac{P_{gh}}{HSAT}$

Trong đó  $p_{gh}$  được tính toán như là tải trọng phá hoại gây nên độ lún  $S = 2.54 \text{ cm}$

**Chuyên đề Nền Móng - HỆ SỐ NỀN**

Với độ lún phá hoại  $S = 0.6\text{cm}, 1.2\text{ cm}, 2\text{cm}$  một cách bảo thủ thay thế hệ số 40 là 160, 83, 50 vv..., nhưng với biến dạng nhỏ, cách tính trên được xem là hợp lý.

Dạng tổng quát nhất cho cả 2 trường hợp hệ số nền đứng và ngang là:

$$C_z = A_s + B_s \cdot H^n \quad [ 43 ]$$

trong đó  $A_s$ : hệ số tương ứng cho các trường hợp thẳng đứng hay ngang

$B_s$ : hệ số thay đổi theo chiều sâu.

$H$ : chiều dày lớp đất trên đáy móng

$n$ : số mũ cho  $C_s$  để điều chỉnh tốt nhất khi dùng bản nén hay các dữ liệu khác

Phương trình trên thường dùng thích hợp tương ứng với công thức khả năng chịu tải nền:

$$p_{gh} = c \cdot N_c \cdot s_c + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma + \gamma \cdot H \cdot N_q \cdot s_q$$

Tương quan giữa hai công thức trên cho thấy:

$$A_s = C_o \cdot (c \cdot N_c \cdot s_c + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma) \quad [ 44a ]$$

$$B_s \cdot H^1 = C_o \cdot (\gamma \cdot N_q \cdot s_q) \cdot H^1 \quad [ 44b ]$$

Ta có thể dựa vào ý nghĩa này để tính  $C_z$  từ công thức Terzghi hay Hansen. Hệ số 40 được giải thích rằng công thức  $p_{gh}$  xảy ra tại  $S = 2.54\text{ cm}$  với không có HSAT. Trong mối quan hệ này  $C_z$  không tăng trong biên chiều cao  $H$ , chúng ta có thể thêm vào  $B_s$  và  $H$  một trong hai cách:

Cách 1:  $B_s \times \arctan\left(\frac{H}{D}\right) \quad [ 45 a ]$

Cách 2:  $\frac{B_s}{D^n} H^n = B'_s \cdot H^n \quad [ 45b ]$

Trong đó  $D$ : chiều sâu chú ý lớn nhất như chiều dài cọc

$n$ : số mũ ước tính tốt nhất có thể chọn

Trị số  $x_{max}$  trong công thức [ 28 ] có thể thí nghiệm nén 3 trục lấy từ tương quan độ biến dạng  $\varepsilon_{max}$  khi bị phá hoại:

$$x_{max} = \varepsilon_{max} \cdot (1.5 - -2) \cdot B \quad [ 45c ]$$

Bảng giá trị của  $C_z$  dùng hướng dẫn và so sánh khi dùng công thức gần đúng:

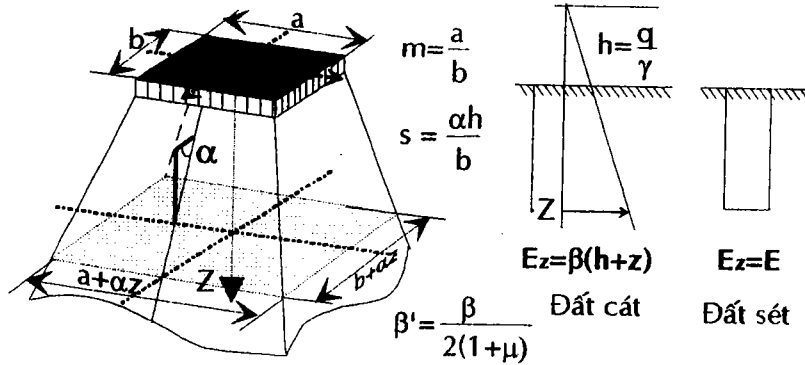
<b>Đất</b>	<b><math>C_z(\text{kN/m}^3)</math></b>
Cát mịn	10.000 - 15.000
Cát rời	4.800 - 16.000
Cát trung	96.000 - 80.000
Cát chặt	64.000 - 128.000
Đất đắp cát, sạn (cần TN)	10.000 - 20.000
Sét $200\text{ kPa} \geq q_a$	12.000 - 24.000
$800\text{ kPa} \geq q_a \geq 200$	14.000 - 48.000
$q_a \geq 800\text{ kPa}$	$\geq 48.000$

Ngoài ra cho SÉT thuần túy với lực dính không thoát nước :

$$C_z = 300 \cdot c_u \quad [ 45c ]$$

**4. Phương Pháp PAUW:**

Giả thiết rằng móng hình chữ nhật ab chịu tải trọng đều p và phân bố trong đất theo quy luật đường thẳng nghiêng 1 góc  $\alpha$



Modun đàn hồi  $E_s$  thay đổi theo chiều sâu  $z$ :

$$E_s = \beta(h+z) \quad [ 46 ]$$

trong đó  $\beta$  - thừa số gia tăng theo chiều sâu  
 $h$  - chiều cao tương đương của tải hông  
 $= E_0/\beta$  tương ứng  $z = 0$   
 $z$  độ sâu dưới đáy móng

$E_0$  = modun đàn hồi của đất tại chiều sâu đặt móng . Cho cát  $E_0 = 0$ , và nếu có tải hông  $q_h$  thì chiều cao tương đương  $h = \frac{q_h}{\gamma}$ . Cho trường hợp đất dính

khác  $h = \frac{q_h}{\gamma} + \frac{E_0}{\beta}$

Gia trị của  $\beta$  và  $E_0$  được tra theo bảng 4

Từ công thức:

$$E = \frac{dP}{dF \cdot dz} \Rightarrow P = \frac{(a+\alpha \cdot z)(b+\alpha \cdot z)}{dz^2} E_s \cdot dF \cdot dz \quad [ 37 ]$$

và biến dạng mặt móng cho bởi:

$$\delta_o = \frac{P}{\beta} \int_0^\infty \frac{dz}{(a+\alpha \cdot z)(b+\alpha \cdot z)(h+z)} \quad [ 38 ]$$

Đặt :  $m = \frac{a}{b}$ ,  $s = \frac{\alpha \cdot h}{b}$ , và  $w = \frac{\alpha \cdot z}{b}$

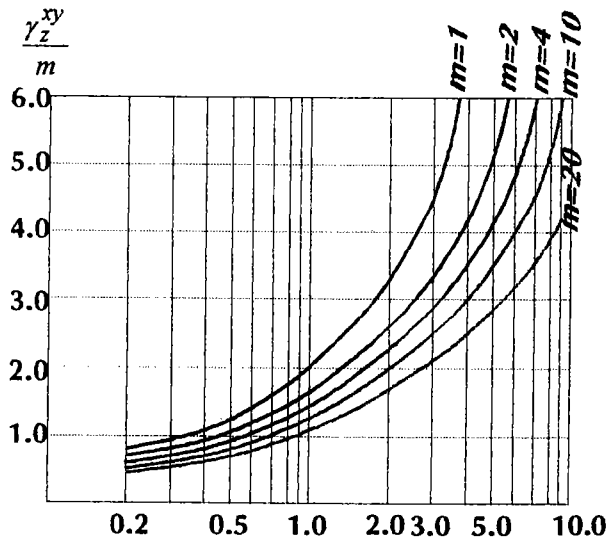
Người ta thường dùng với  $\alpha = 1$

Công thức trở thành:

$$C_z = \frac{P}{\delta_o} = \frac{\beta \cdot b^2}{\int_0^\infty \frac{dw}{(m+w)(1+w)(s+w)}} = \beta \cdot b^2 \cdot \gamma_z^{xy} \quad [ 39a ]$$

$\frac{\gamma_z^{xy}}{m}$  được suy từ biểu đồ cho các trường hợp  $a/b = 1, 2, 4, 10, 20$  (móng băng), và theo  $s = h/b$ :





Hệ số nền ngang tương ứng :

$$C_x = \beta' \cdot b^2 \cdot \gamma_z^{xy} \quad [ 39 b ]$$

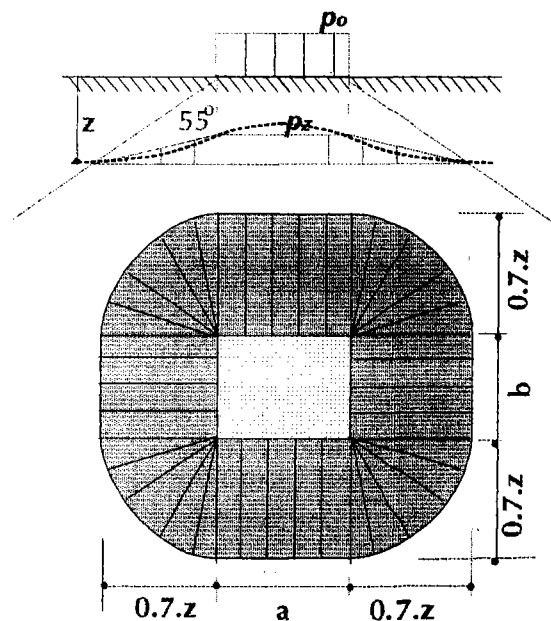
trong đó  $\beta' = \beta \cdot \frac{1}{2 \cdot (1 + \mu)}$  [ 39c ]

Giá trị  $E_0$  và  $\beta$  bảng 4

LOẠI ĐẤT	$E_0(kPa)$	$\beta(kN/m^3)$
Cát chặt và Sạn	0	70—115
Cát chặt	0	40—57.5
Cát rời	0	70—140
Cát rời pha bột	700	57.5—115
Cát chặt pha bột	2100	23—45
Sét nửa cứng	5600—10500	1—3
Sét dẻo cứng	2800—5600	1—3
Sét dẻo mềm	1400—2800	1—3

Phương pháp của PAUW dựa trên cơ sở phân bố ứng suất đồng đều tại chiều sâu Z theo quy luật đường xiên 1/2, sự phân bố này xét ra sẽ hợp lý hơn khi xem như hình thang được giới hạn bằng góc xiên  $55^\circ$  và có giá trị đều trong phạm vi diện tích  $a \cdot b$  như hình 7:

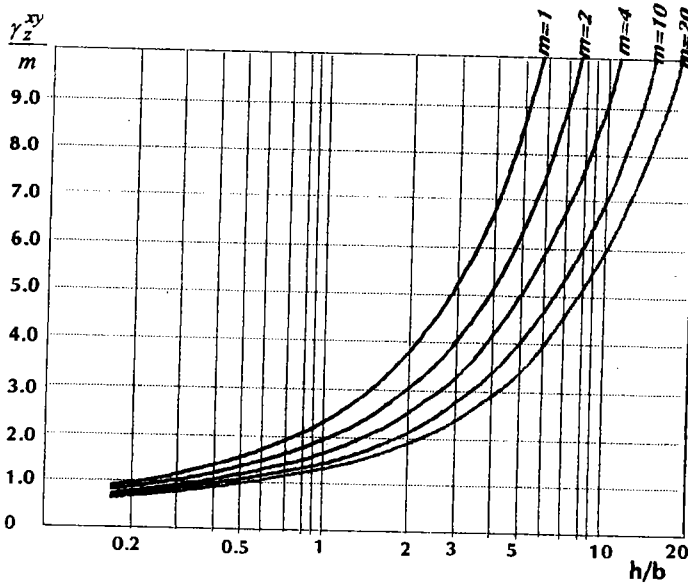
Từ đó chúng tôi đề nghị cải biên phương pháp của PAUW và lấy tích phân cho dạng phân bố hình thang thay cho ct [37]:



$$\delta_o = \frac{P}{\beta} \int_0^\infty \frac{3 \cdot dw}{(6.4w^2 + 2.86 \cdot w(m+1) + 3m)(s+w)}$$

[ 40 ]

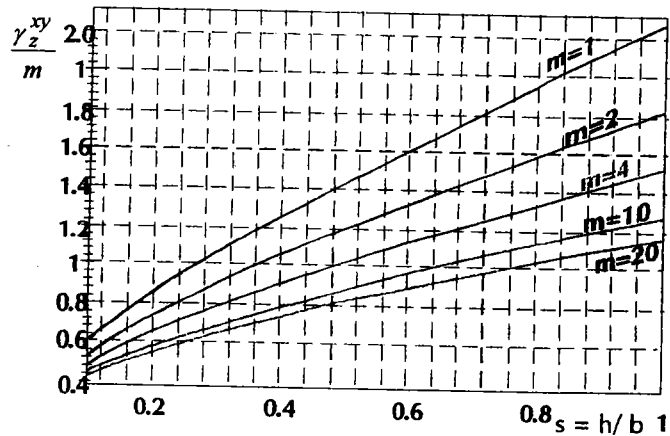
và  $\gamma_z^{xy}$  tra theo biểu đồ:



Để công tác tra bảng thuận lợi hơn ta triển khai phạm vi sử dụng theo chiều sâu h:

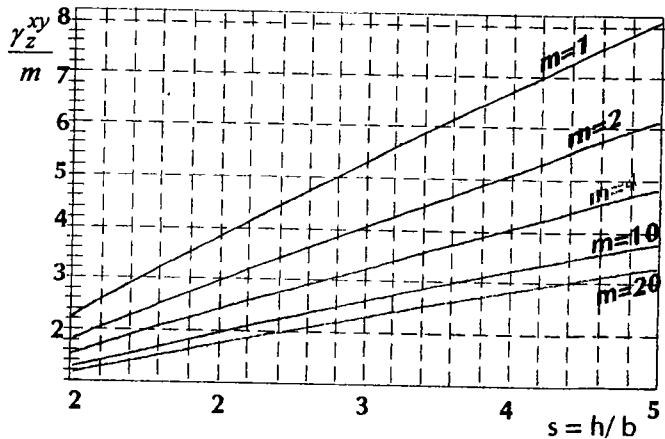
a.  $h/b < 1$ : phổ biến cho móng bè:

$$\frac{\gamma_z^{xy}}{m} = \frac{9H}{2B} \frac{L}{\ln\left(\frac{2L}{5B}\right)} + 0.37$$



b.  $1 < h/b < 5$ : móng đơn:

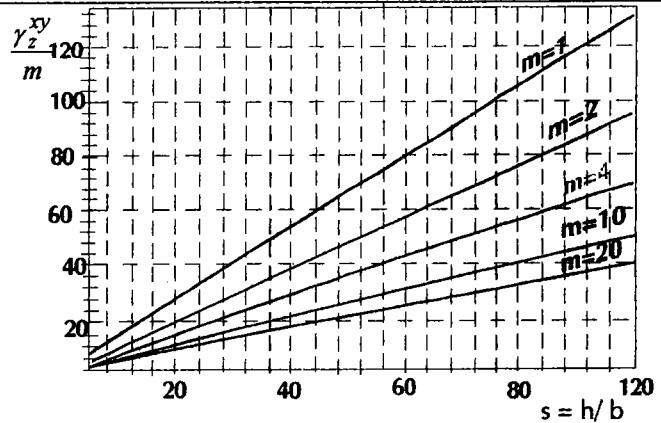
$$\frac{\gamma_z^{xy}}{m} = \frac{5H}{2B} \frac{L}{\ln\left(\frac{L}{5B}\right)} + 0.76$$



c.  $h/b > 5$  : móng sâu, móng cọc:

$$\frac{\gamma_z^{xy}}{L} = \frac{7H}{4B} + 2$$

$$\frac{L}{B} = \frac{Ln(\frac{2L}{25B})}{25B}$$



**5. Độ cứng cọc đơn:**

Dựa trên một số kết quả thí nghiệm BARKAN kiến nghị xác định độ cứng của cọc treo như sau:

$$K_z = n.C' \quad [ 41a ]$$

$$K_x = \xi.C_x.F \quad [ 41b ]$$

$$K_\phi = C' \cdot \sum r_i^2 \quad [ 41c ]$$

trong đó  $n$  - số cọc

$r_i$  - Khoảng cách từ cọc đến trọng tâm móng

$C'$  - Hệ số kháng đàn hồi 1 cọc

$$C' = \eta.U.L \quad [ 41d ]$$

$u$   $L$  - chu vi và chiều dài cọc

$\xi = 2$  cho cọc bê tông cốt thép

$\eta$  - hệ số phụ thuộc vào khoảng cách cọc và nền đất.

Khi cọc trong khoảng ( 4  $\rightarrow$  5 ) D trị số  $\eta$  theo BARKAN:

Đất sét dẻo yếu  $5000 \text{ kN/m}^3$

Đất cát  $10000 \text{ kN/m}^3$

Hệ số  $C_x$  mặt bên cọc:  $C_x(\text{kN/m}^3) = \alpha.L$

trong đó  $L$  - chiều dài cọc

$\alpha$  - tra theo bảng 5:

Sét, sét pha (  $0.75 < B \leq 1$  )  $\alpha = 650 - 2500 \text{ kN/m}^4$

Sét, sét pha dẻo mềm (  $0.5 < B \leq 0.75$  )

Cát bụi (  $0.6 < \varepsilon \leq 0.8$  )  $\alpha = 2500 - 5000 \text{ kN/m}^4$

Sét, sét pha dẻo cứng (  $0 < B \leq 0.5$  )

Cát mịn (  $0.6 < \varepsilon \leq 0.75$  )

Cát trung (  $0.55 < \varepsilon \leq 0.7$  )  $\alpha = 5000 - 8000 \text{ kN/m}^4$

Sét, cứng (  $B \leq 0$  )

Cát thô (  $0.55 < \varepsilon \leq 0.7$  )  $\alpha = 8000 - 13000 \text{ kN/m}^4$

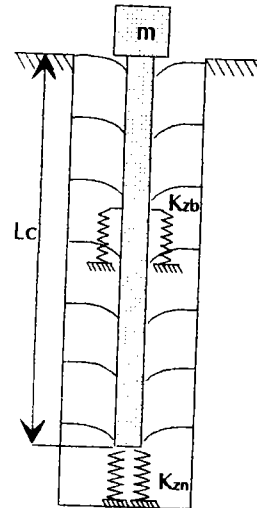
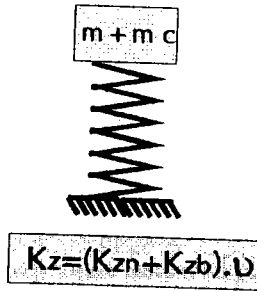
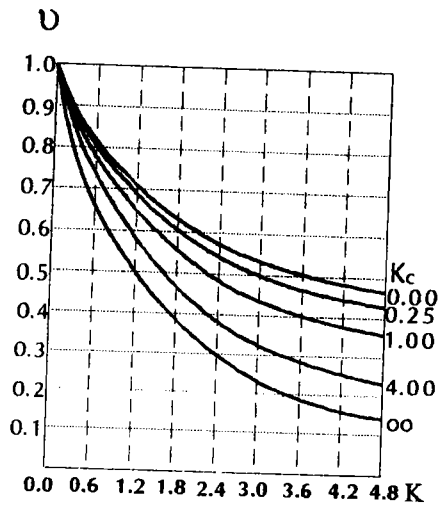
Công thức của **TSUOVIT** xác định độ cứng của 1 cọc như sau:

$$K_z = (K_{zn} + K_{zb}).\nu \quad [ 42 ]$$

trong đó

$K_{zn}$  - độ cứng dưới mũi cọc

$K_{zb}$  - độ cứng bên hông cọc



$$K_{zn} = C_z \cdot F_c \quad [43a]$$

$$K_{zb} = C_x F_{xq}^b \quad [43b]$$

$$C_x = 0.3 \cdot C_z \quad [43c]$$

$$F_{xq}^b = 4L\sqrt{F_c} \quad \text{trong đó} \quad F_c = n_{coc} \cdot F$$

Hệ số  $U$  trong công thức được xác định theo hai hệ số  $K_c$  và  $H$

$$K_c = \frac{K_{zn}}{K_{zb}} \quad \text{và} \quad H = \frac{K_{zn} + K_{zb}}{E \cdot F_c} \cdot L_c \quad [44]$$

và tra theo biểu đồ trên.

### 6. Ví dụ tính toán:

Ước tính hệ số Nền  $C_z$  cho các thông số sau:

$B = 1.22m$ ;  $L = 1.83m$  độ sâu đặt móng  $H_m = 0.6m$ .

$q_a = 200 \text{ kPa}$  (đất cát pha sét đến độ sâu 10m).

$E_s = 11700 \text{ kPa}$

Tính toán **HỆ SỐ NỀN** trên cơ sở tỷ số  $C_z = \frac{p}{\Delta S}$  trong đó  $S$  là độ lún trực tiếp khi chất tải, ( Tiêu chuẩn VN gọi là tính theo **pp lớp biến dạng tuyến tính** ) cần phân biệt độ lún này khác với độ lún do **cố kết thấm**

- Tính độ lún trực tiếp khi đặt tải ( *Immediate settlement* ):

Theo công thức BOWLES (1987) :

$$\Delta S = qB' \frac{(1-\mu^2)}{E_s} m \cdot I_s \cdot I_F$$

$B' = 0.5B$  tại tâm móng và  $= B$  tại góc

$m = 4$  tại tâm và  $= 1$  tại góc, chọn  $\mu = 0.25 \rightarrow 0.3$

$$I_s = I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} \cdot I_2$$

Trong đó  $I_1$  và  $I_2$  là công thức của Steinbrenner

tra bảng theo  $\frac{H}{B}$  và  $\frac{L}{B}$ ,  $H$  là chiều sâu ảnh hưởng =  $5B$

Độ lún tại tâm:

$$\frac{H}{B} = 10; \frac{L}{B} = \frac{1.83}{1.22} = 1.5, \rightarrow I_1 = 0.584; I_2 = 0.023$$

$$I_s = 0.584 + \frac{1 - 2 \times 0.3}{1 - 0.3} 0.023 = 0.597$$

Biểu đồ ảnh hưởng theo chiều sâu

$$\frac{H_m}{B} = \frac{0.61}{1.22} = 0.5 \text{ cho ta } I_f = 0.8$$

$$\Delta S = q \times \frac{1.22}{2} \frac{1 - 0.3^2}{11720} 4 \times 0.597 \times 0.8 = 9.05 \times 10^{-5} \cdot q$$

$$C_z = \frac{q^*}{\Delta S} = 11050 \text{ kN/m}^3$$

Độ lún tại góc:

Tương tự như trên cho điểm góc:

$$\frac{H}{B} = 5; \frac{L}{B} = \frac{1.83}{1.22} = 1.5, \rightarrow I_1 = 0.496; I_2 = 0.045$$

$$I_s = 0.496 + \frac{1 - 2 \times 0.3}{1 - 0.3} 0.045 = 0.522 \text{ và } I_f = 0.8$$

$$C_z = \frac{q}{\Delta S} = 25280 \text{ kN/m}^3$$

Giá trị trung bình của

$$C_z = \frac{4 \times 11500 + 25280}{5} = 13896 \text{ kN/m}^3$$

• Ước tính theo công thức [42] với  $HSAT = 2$ :

$$C_z = 40 \cdot HSAT \cdot q_a = 40 \cdot 2 \cdot 200 = 16000 \text{ kN/m}^3$$

• Do trị số  $I_1$  và  $I_2$  khá phức tạp của, tác giả đề nghị dùng công thức gần đúng như sau:

$$\Delta S = p \cdot B \frac{(1 - \mu^2)}{E_s} \log\left(\frac{12L}{B}\right) \cdot I_D$$

trong đó: 
$$I_D = \frac{4}{3} \frac{0.36 \log\left(\frac{L}{B}\right) + 1}{\log\left(\frac{Hm}{B}\right) + 0.3 \log\left(\frac{L}{B}\right) + 2}$$

Cuối cùng ta được  $C_z = 10.506 \text{ kN/m}^3$

• CT VOGT:

$$C_z = 1.33 \frac{E_s}{\sqrt[3]{B^2 L}} = 1.33 \frac{11700}{1.396} = 11.140 \text{ kN/m}^3$$

• Theo lý thuyết bán không gian đàn hồi đẳng hướng:

**Chuyên đề Nền Móng - HỆ SỐ NỀN**

$$C_z = \chi_z \cdot \frac{E_s}{(1-\mu^2)} \frac{1}{\sqrt{BL}} = 8.402 \text{ kN/m}^3$$

➤ Cọc 20\*20 cm dài 24 mét trong nền bùn sét trạng thái nhão  $c = 8 \text{ kPa}$ ,  $\phi = 7^\circ$   
 Khả năng chịu tải giới hạn nền có thể tính được :

$$P_{gh} \# 60 \text{ kPa} \Rightarrow C_z = 40 \cdot 60 = 2400 \text{ kN/m}^3$$

$$\Rightarrow C_x = 0.3 \cdot 2400 = 720 \text{ kN/m}^3$$

$$F_{cọc} = 0.04 \text{ m}^2, F_{xq} = 19.2 \text{ m}^2$$

$$K_{zn} = 2400 \cdot 0.04 = 96, K_{zb} = 720 \cdot 19.2 = 13824$$

$$K_C = 96/13824 = 0.007$$

$$H = (13824+96) \cdot 24 / (14.500.000 \cdot 0.04) = 0.5$$

$$v = 0.8 \rightarrow K_z = (13824+96)(0.8) = 11.136 \text{ kN/m}$$

➤ Tính hệ số nền theo phương pháp XAVINOV:

Kích thước móng  $B = 5\text{m}$ ,  $L = 9\text{m}$

Nền cát hạt to

Áp lực lên móng phân đều với  $p = 60 \text{ kPa}$ .

Tra bảng với  $p_o = 20 \text{ kPa} \rightarrow C_o = 180 \text{ kPa}$

Áp dụng công thức [26]:

$$C_z = 180 \cdot \left(1 + \frac{2(9+5)}{1 \times 9 \times 5}\right) \cdot \sqrt{\frac{60}{20}} = 510 \text{ (kPa/m)}$$

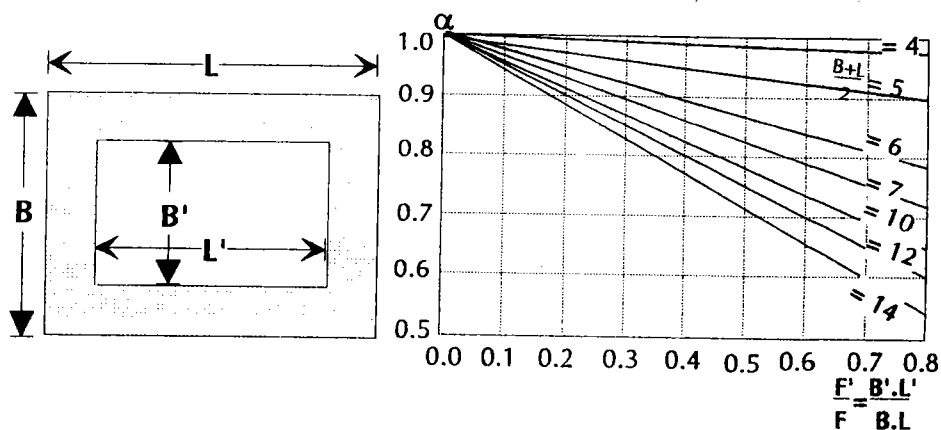
$$C_\phi = 180 \cdot \left(1 + \frac{2(9+3 \times 5)}{1 \times 9 \times 5}\right) \cdot \sqrt{\frac{60}{20}} = 650 \text{ (kPa/m)}$$

$$C_x = 0.7 \times 180 \cdot \left(1 + \frac{2(9+5)}{1 \times 9 \times 5}\right) \cdot \sqrt{\frac{60}{20}} = 370 \text{ (kPa/m)}$$

**Phương pháp**

Xavinov có giới thiệu tiết diện móng rộng ở giữa như hình vành khăn, khi đó các hệ số trên sẽ giảm đi với hệ số  $\alpha < 1$  cho bởi đồ thị:

Thí dụ nếu móng trên có lỗ hình chữ nhật  $B' = 2\text{m}$ ,  $L' = 6\text{m}$  thì:



$$\frac{F'}{F} = \frac{6 \times 2}{9 \times 5} = 0.27; \quad \frac{B+L}{2} = 7$$

Bảng tra cho  $\alpha = 0.9$

Các giá trị trên còn lại là:

$$C_z = 460 \text{ (kPa/m)}; \quad C_\phi = 590 \text{ (kPa/m)}; \quad C_x = 330 \text{ (kPa/m)}$$

## *SỬ DỤNG XUYÊN ĐỘNG & XUYÊN TÍNH*

### **Cho tính toán nền móng công trình**

Th.sĩ **LÊ ANH HOÀNG**

BỘ MÔN NỀN MÓNG

ĐHKT Tp Hồ Chí Minh

(Bài viết cho báo SAIGÒN ĐẦU TƯ XÂY DỰNG (Sở Xây Dựng TP HCM) tháng 5 - 1999 có sửa đổi và bổ xung các thí dụ).

#### **I. DẪN NHẬP:**

Khoan khảo sát, lấy mẫu thí nghiệm lâu nay được xem là công tác cơ bản để thăm dò địa chất phục vụ trong việc tính toán nền móng công trình. Tuy nhiên công tác này vẫn luôn bộc lộ những nhược điểm như: đặc tính nguyên dạng của mẫu đã hoàn toàn không đúng được điều kiện như ở trong lòng đất, cũng như trong công tác thí nghiệm xác định các chỉ tiêu, các giá trị về vật lý vẫn được tin tưởng nhiều hơn so với các giá trị cơ lý, trong đó chỉ tiêu chủ yếu  $c, \varphi$  quyết định về khả năng chịu lực còn rất nhiều phức tạp. Từ 2 chỉ tiêu này qua nhiều công thức tính khác nhau, nhất là khi tính cho cọc đã cho thấy các kết quả sai biệt nhau rất lớn. Từ đó nhiều thí nghiệm ngoài hiện trường được triển khai nghiên cứu áp dụng như: xuyên động, xuyên tĩnh, cắt quay, bần nén, ép hông v.v.. trong đó đặc biệt xuyên động và xuyên tĩnh được chú ý hơn cả.

- **Xuyên động thuận lợi hơn nhờ thiết bị đi kèm theo dàn khoan, thực hiện ngay trong lúc đang khoan thử khi địa tầng thay đổi hay trước khi lấy mẫu. Xuyên động sử dụng phổ biến là xuyên tiêu chuẩn của Mỹ (STANDARD PENETRATION TEST, viết tắt SPT) có cấu tạo là một ống tách đường kính 5cm dài trên 45cm được đóng bằng búa nặng 63.5kg, rơi tự do 76cm. Khi đóng số búa để xuyên 15cm đầu không tính, chỉ tính số búa cho 30cm sau, tuy nhiên để tham khảo khi báo cáo người thực hiện cần phải ghi đầy đủ số búa cho từng 15cm chứ không nên chỉ ghi có số búa N cho 30cm sau. Thí nghiệm được nghiên cứu đầu tiên bởi Terzaghi. Peck từ đầu thập niên 50, sau này nhiều tác giả ở nhiều quốc gia khác nhau đã nghiên cứu thêm không những để bổ xung và hoàn chỉnh mà còn thiết lập một số chuẩn riêng, tuy nhiên SPT của K. Peck vẫn được xem là phổ biến và được chuẩn hoá thành ASTM D 1586 từ năm 1958**

- **Xuyên tĩnh (CONE PENETRATION TEST, viết tắt CPT) đòi hỏi phải có thiết bị riêng có cấu tạo chuẩn là mũi côn  $60^\circ$  tiết diện  $10\text{cm}^2$  được xuyên với tốc độ  $0.02\text{m/sec}$ , vài mũi xuyên như của Hà Lan cấu tạo 2 tầng, đầu tiên cho sức kháng xuyên mũi sau đó cho sức kháng xuyên mũi + lực bám trượt thành bên của ống dài 130cm. Kết quả cho được là sức kháng xuyên  $R_p$  và sức kháng bám trượt hông  $f_s$ . Thí nghiệm xuyên tĩnh có ưu điểm là thể hiện khả năng của nền theo từng chiều sâu 20cm (tiêu chuẩn ASTM D 3441).**

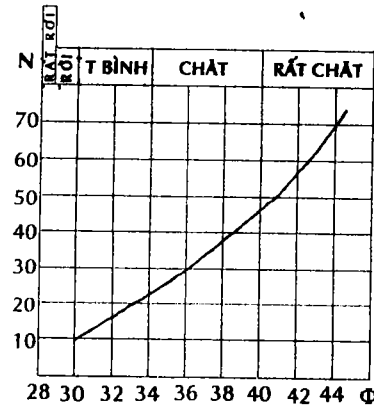
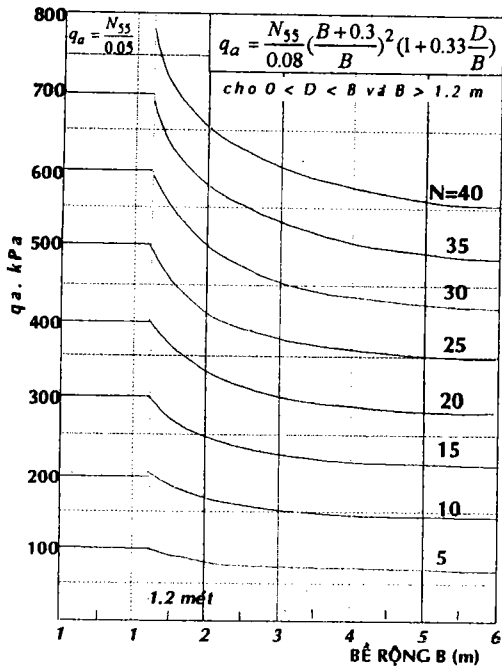
**2. KHẢ NĂNG CHỊU TẢI NỀN:**

**• Tính theo xuyên động SPT:**

Xuyên động SPT được dùng để xác định sự tương quan cho các giá trị  $\gamma$ ,  $c$ ,  $\phi$ ,  $D_r$  (cát),  $q_u$  (sét), và được ứng dụng để ước tính khả năng chịu tải và Module biến dạng  $E_s$ .

Từ những thập niên 50 Terzaghi và Peck đã dùng xuyên động trong việc xác định sức chịu của nền với một nhận định rất đáng tin cậy khi áp dụng trong nền CÁT còn đối với nền SÉT có mức độ thận trọng hơn, và đã thiết lập sức chịu tải nền cát với sự khống chế về độ lún là 0,1 inch (= 2.5cm)

Tương quan giữa N đối với độ chặt cũng ma sát  $\phi$  cho bởi biểu đồ:



Năm 1962 W.C. Teng đã đơn giản hóa biểu đồ trên bằng công thức:

$$p_a = 34.5(N - 3) \left( \frac{0.305B + 1}{0.7B} \right) \text{ (kPa)} \quad [1]$$

Công thức MEYERHOF (1956-1974) cho tương quan để tính khả năng chịu tải nền khi khống chế độ lún 2.5cm:

Cho  $B < 1.2\text{ m}$

$$q_a = 20 \times N \times K_d \quad [1a]$$

Cho  $B \geq 1.2\text{ m}$

$$q_a = 12.5 \times N \times \left( \frac{B+0.3}{B} \right)^2 \times K_d \quad [1b]$$

Móng bè bề rộng B:

$$q_a = 12.5 \times N \times K_d \quad [1c]$$

trong đó:

$$K_d = \left( 1 + 0.33 \times \frac{D}{B} \right) \text{ và } \leq 1,33.$$

Theo MEYERHOF (1965) PARRY (1977) đề nghị khả năng chịu tải tới hạn của đất cát  $q_{ult}$

$$q_{ult} = 30 \times N \quad [2]$$



Thí dụ:

Cho  $N = 30$ , chiều sâu  $h_m = 1m$ , chiều rộng  $B_m = 3m$

Dùng giản đồ tính  $p_a \rightarrow p_a = 425 (kPa)$

Công thức:

$$p_a = 12.5N \left( \frac{B+0.3}{B} \right)^2 \left( 1 + 0.33 \frac{D}{B} \right) = 500 (kPa)$$

Trên cơ sở tính từ thông số  $N_q$  và  $N_\gamma$  là hàm số của  $\varphi$  ta suy ngược ra:

$$\varphi = 25 + 28 \sqrt{\frac{N}{q}} \quad [3]$$

trong đó:

$\bar{q}$  - là áp lực hữu hiệu của bản thân tại vị trí trung bình  $N$

Các công thức trên dựa trên độ lún móng 2.5cm, trên cơ sở xem biến dạng là tuyến tính thì với biến dạng lớn  $S > 2.5cm$  tải trọng sẽ là"

$$p'_a = p_a \frac{S}{2.5} \quad [4a]$$

Peck (1974) hiệu chỉnh đường cong Terzaghi-Peck thêm vào ảnh hưởng của nước như sau:

$$q_{na} = C_w (0.41)N \quad [4b]$$

trong đó:  $C_w$  - hệ số điều chỉnh do ảnh hưởng bởi nước = 0.5  $\rightarrow$  1

$$C_w = 0.5 + 0.5 \frac{d_w}{H_m + B} \quad [4c]$$

trong đó:  $d'_w$  - là chiều sâu mực nước dưới đáy móng

• **Tính theo xuyên tĩnh (CPT):**

Tương tự như xuyên động, xuyên tĩnh cũng có thể xác định tương quan giữa các chỉ tiêu như trên.

Cho  $B < 1.2 m$ :

$$q_a = \frac{R_p}{30} (kPa) \quad [5a]$$

Cho  $B \geq 1.2 m$ :

$$q_a = \frac{R_p}{50} \times \left( \frac{B+0.3}{B} \right)^2 \quad [5b]$$

Trong đất sét, khả năng chống cắt không thoát nước  $c_u$  có thể tính theo công thức của BEGEMENN (1974):

$$s_u = \frac{R_p - p_o}{N_c} \quad [6]$$

trong đó:  $p_o$  - Áp lực hữu hiệu.

$N_c$  - Hệ số thay đổi từ 5 đến 70, thường dùng 13.4.

**Chuyên đề Nền Móng - XUYỀN ĐỘNG & XUYỀN TÍNH**

**Ghi chú:** Theo trường phái tính toán của phương Tây, đối với sét, đất dính thí nghiệm nén 1 trục ( $q_u$ ) được chú trọng, vì thí nghiệm này đơn giản, nhanh (giống như mọi vật liệu khác) ít sai sót nên được sử dụng rất nhiều.

Cho đất sét thuần túy lực dính không thoát nước  $c_u = \frac{q_u}{2}$ , tương ứng với tiêu

chuẩn chảy dẻo của VON-MISES  $k = \frac{q_u}{\sqrt{3}}$  và khả năng chịu tải nền:

$$q_a = q_u + \frac{\gamma \cdot D}{3} \quad [7]$$

Nếu bỏ qua  $\frac{\gamma \cdot D}{3}$ , và lấy bằng  $q_u$  thì rất là đơn giản trong thực hành, thực tế cho thấy sử dụng trị số này hiệu quả và tin tưởng hơn là dùng công thức tính từ các đặc trưng  $c$ , và  $\phi$  cho móng nông.

**Tiêu chuẩn CH 48-72**

$R_o^c$  tính cho  $B = 1m$  và  $D = 2m$

$R_p$	1	2	3	4	5	6	Mpa
$R_o^c$	120	220	310	400	490	580	Kpa

Ta có thể tóm tắt để đơn giản cho việc sử dụng như sau:

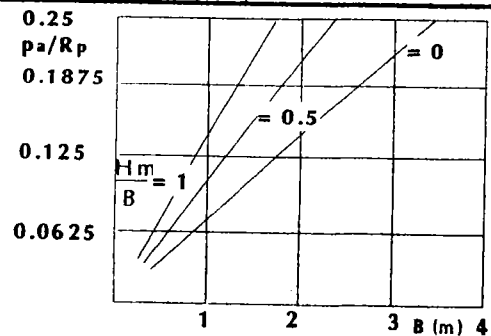
**TRƯỜNG HỢP CHO SÉT:**

**Bảng 1**

TRẠNG THÁI ĐẤT	$\gamma_{bh}$ kN/m <sup>3</sup>	$R_p$ .kPa	N búa	$Q_u$ kPa	$P_u$ (bằng) 2.85 $q_u$	$P_u$ (vuông) 3.7 $q_u$	$P_a$ (HSAT=2 ) Mbằng. mvuông	
<b>RẤT MỀM:</b> Xuyên bàn tay một cách dễ dàng	16.2	300	2	25	71	92	32	45
<b>MỀM:</b> Xuyên ngón cái ngấp một cách dễ dàng	17.8	700	4	50	142	185	65	90
<b>Tr.BÌNH:</b> Xuyên ngón tay vài lông hơi mạnh	2.06	1500	8	100	285	370	130	180
<b>CỨNG:</b> Xuyên ngón tay với lực lớn mạnh	21.4	3000	15	200	570	740	260	360
<b>RẤT CỨNG:</b> Rạch bằng móng tay một cách dễ dàng	21.8	6000	30	400	1140	1480	520	720
<b>RẮN:</b> Rạch bằng móng tay một cách khó khăn								

Tương quan giữa  $R_p$  và  $N$  cho trường hợp sét là  $R_p = (0.15 - 0.2) \cdot N$  Mpa

Quy phạm của Ấn Độ có giới thiệu bảng tra  $p_a/R_p$  theo bề rộng  $B$  và độ sâu chôn móng  $H_m/B$



**TRƯỜNG HỢP CHO CÁT :**

**bảng 2**

TRẠNG THÁI ĐẤT	$\gamma_m$ kN/m <sup>3</sup>	$R_p$ Kpa	N búa	$\phi$ ( độ )	$D_r$ ( % )	$P_a$ (kPa )
<b>RẤT RỜI</b>						
	15	1000	4	28.5	0.15	50
<b>RỜI</b>						
	16.2	3000	10	30	0.35	120
<b>Tr.BÌNH (-)</b>						
	178	6000	20	32.5	0.5	240
<b>Tr.BÌNH (+)</b>						
	208	9000	30	36	0.65	380
<b>CHẶT (-)</b>						
	208	16000	40	38.5	0.75	510
<b>CHẶT (-)</b>						
	214	20000	50	40.5	0.85	640
<b>RẤT CHẶT</b>						

**Tương quan giữa  $R_p$  và N cho trường hợp đất Sét:  $R_p = (0.25-0.5).N$  Mpa**

**3. TƯƠNG QUAN ĐỐI VỚI  $c, \phi$ :**

Tương quan của góc ma sát  $\phi$  trong nền cát cho bởi đồ thị hay bảng 3 theo chiều sâu h:

Góc ma sát trong  $\phi^\circ$

Bảng 3

$R_p$ (Mpa)	1	2	4	7	12	20	30
H < 2m	28	30	32	34	36	38	40
2m → 5m	27	29	31	33	35	37	39
H > 5m	26	28	30	32	34	36	38

Theo lý thuyết DE BEER ma sát  $\phi$  của CÁT ( $c=0$ ) được xác định tuần tự như sau:

➤ Tính  $V_{bd} = \frac{R_p}{\gamma \cdot h}$  [8]

khí tra bảng 4, nếu  $\phi < 30^\circ$  lấy  $\phi = 30^\circ$ ,

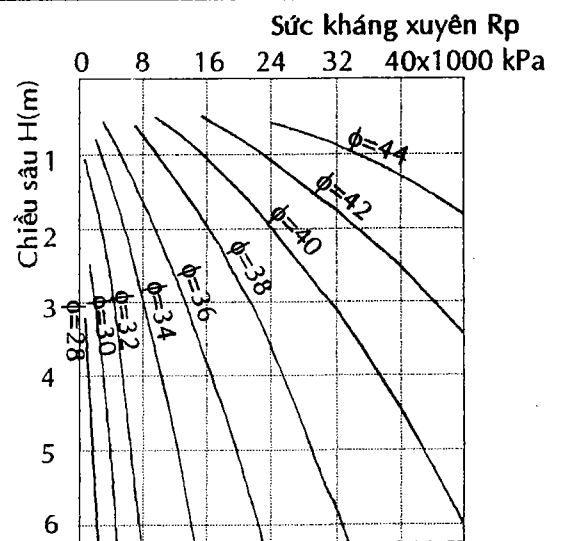
Trường hợp đất dính, tính từ hai trị số  $R_{p1}$  và  $R_{p2}$  tương ứng với hai vị trí  $\gamma \cdot h_1$  và  $\gamma \cdot h_2$ .

➤ Tính  $V_{bd}'' = \frac{R_{p2} - R_{p1}}{\gamma \cdot h_1 - \gamma \cdot h_2}$ , [9a]

tra bảng 4 ra  $\phi$ .

Ta có :

$\frac{c}{\tan(\phi)} = \frac{\gamma \cdot h_1 \cdot R_{p2} - \gamma \cdot h_2 \cdot R_{p1}}{R_{p2} - R_{p1} - \gamma \cdot h_2 + \gamma \cdot h_1}$  [9b] ➔ lực dính c



bảng 4

$V_{bd}''$	7.52	7.99	8.51	10.42	12.08	15.35	18.24	24.12	29.45	40.64	51.14	65.18	73.95
$\varphi'$	0	1	2	5	7	10	12	15	17	20	22	24	25
$V_{db}$	84.19	110.8	116.75	595.28	1164.91								
$\varphi'$	26	28	30	37	40								

Thí dụ:

$$R_{p1} = 500 \text{ kPa}, \dots, \gamma \cdot h_1 = 25.52 \text{ kPa}$$

$$R_{p2} = 800 \text{ kPa}, \dots, \gamma \cdot h_2 = 33.28 \text{ kPa}$$

$$V_{bd}'' = \frac{800 - 500}{33.28 - 25.52} = 33.66 \implies \varphi = 19.30^\circ$$

$$\frac{c}{\tan \varphi} = \frac{25.52 \times 800 - 33.28 \times 500}{800 - 500 - 22.28 - 25.52}$$

$$\implies c = 4,3 \text{ kPa}$$

**Theo lý thuyết L'HERMINIER**

Dùng cho cát để xác định ma sát hông  $\varphi$  và ma sát hông  $\varphi_s$  theo hệ số:

$$b R(\varphi) = \frac{R_p}{\gamma \cdot h} \quad [ 8 ]$$

Tra bảng 5 suy ra  $\varphi, \varphi_s$ .

Bảng 5:

b.R( $\varphi$ )	7.6	11.5	17.6	27.1	42.1	66	105	168	274	454	766
$\varphi_s$ ( $^\circ$ )	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30
$\varphi$ ( $^\circ$ )	15	18	20.5	23	26	28.5	31	34	36	39	41

Đối với sét thuần túy ( $\varphi=0$ ) sức kháng cắt không thoát nước  $c = c_u$  đã được giới thiệu theo công thức [ 4 ], đơn giản hơn dùng công thức của Hà Lan:

$$c = \frac{R_p}{20} \quad [ 9 ]$$

Ngoài ra độ sệt  $B (I_L)$  của sét tính theo  $R_p$  (TROFIMENKO & BOROKOV):

$$B = I_L = 1.3 - 0.026 \cdot R_p \quad [ 10 ]$$

**4. KHẢ NĂNG CHỊU TẢI CỌC ĐƠN:**

Tiêu chuẩn Xây dựng VN cho phép tính khả năng chịu tải giới hạn của cọc:

$$P_{ult} = R_c \cdot F_c + U_c \cdot \sum L_i \cdot f_{si} \quad [ 11 ]$$

trong đó:

$R_c$  - Khả năng chịu mũi cọc

$F_c$  - tiết diện ngang của cọc.

$U_c$  - chu vi cọc

$L_i$  - chiều dài cọc trong lớp thứ  $i$

$f_{si}$  - khả năng bám trượt bên hông cọc trong lớp thứ  $i$ .

Dùng với HSAT = 2 - 3

Tính  $R_c$  và  $f_{st}$  theo kết quả xuyên tĩnh  $R_p$  cho 2 trường hợp:

- Cho sét thuần túy:

$$\begin{aligned} f_{si} &= \alpha \cdot c_{ui} \\ R_c &= N_c \cdot c_u \end{aligned} \quad [ 12a ]$$

trong đó:

$\alpha$  - tra bảng theo  $c_{ui}$

và  $N_c = 9.0$

$c_u$  - lực dính không thoát nước =  $\frac{R_p}{15}$

$R_p$  lấy trung bình trong khoảng  $2D$  dưới mũi cọc ( Công thức này được lấy từ CT MEYERHOF trước đó  $N_c = 9.5$ ).

- Cho đất cát :

$$\begin{aligned} f_{si} &= \frac{R_{pi}}{\beta_i} = K_1 \cdot R_{pi} \\ R_c &= K_c \cdot R_p \end{aligned} \quad [ 12b ]$$

trong đó  $K_1 = 0.01-0.005$  cho cát rời đến chặt

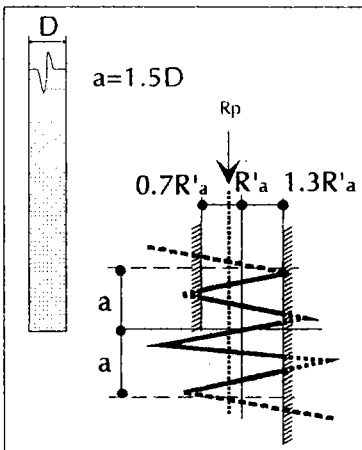
$K_c = 0.5$

Trong mọi điều kiện  $R_c$  không quá 15 MPa

Tổng quát các hệ số của  $R_c$  và  $f_{st}$  tra theo bảng 6

LOẠI ĐẤT	$R_p$ (Mpa)	$K_c$	$\beta_i$
<b>Sét mềm</b>	<2	0.5	30
<b>Trung bình</b>	2—5	0.45	40
<b>Cứng</b>	>5	0.55	60
<b>Cát rời</b>	<2.5	0.5	80
<b>Cát trung bình</b>	2.5—10	0.5	100
<b>Cát chặt</b>	>10	0.4	150

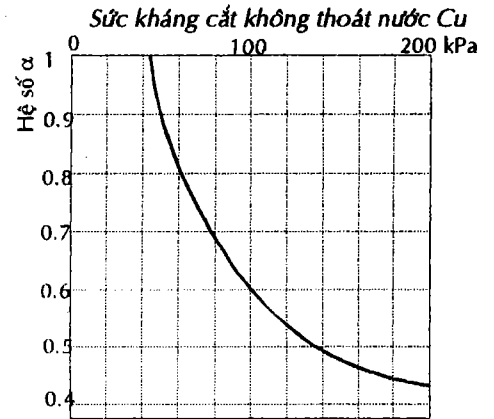
Công thức BUSTAMANTE:



$$P_a = \frac{1}{3} \cdot 0.5 R_p \cdot F_c + \frac{1}{2} \cdot U_c \cdot \sum f_{si} \cdot L_i \quad \text{với} \quad f_{si} = \frac{R_p}{\beta_i} \quad [ 13 ]$$

Trị số của  $R_p$  được lấy trong khoảng  $2a = 3D$  ( trên & dưới mũi cọc  $a$  ) và được lấy trung bình phạm vi như sau:

$R'_a$  là trị số kháng xuyên ngay tại mũi cọc, phần trên mũi khoảng  $a$ ,  $R_p$  lấy giá trị khống chế trong khoảng  $0.7 R'_a \rightarrow 1.3 R'_a$ , phần dưới mũi khoảng  $a$ ,  $R_p$  lấy giá trị không lớn hơn  $1.3 R'_a$



Giá trị  $\beta_i$  :

<b>Đất sét</b>	<b>Rp(Mpa)</b>	<b><math>\beta_i</math></b>
Mền	<1	30
TB	1-5	40
Cứng	>5	80
<b>Đất cát</b>	<b>Rp(Mpa)</b>	<b><math>\beta_i</math></b>
Rời	<5	150
TB	5-12	120-200
Chặt	>12	300

Trong tiêu chuẩn cũng cho phép sử dụng đến trị số SPT, dựa trên công thức MEYERHOF (1956), Năm 1967 được bổ xung rõ hơn:

Khả năng chịu mũi cọc:

$$P_{pu} = 40.N.F_c \cdot \frac{L_c}{D} \leq 380.N.F_c \quad [ 14 ]$$

$$P_{pu} = 120.N.F_c \quad \text{cho cọc khoan nhồi}$$

$L_c$ : chiều dài đoạn cọc nằm trong lớp chịu lực.

Khả năng bám trượt thành bên:

$$f_{si} = \chi_m \cdot N \quad [ 15 ]$$

$\chi_m = 2$  cho cọc có thể tích lớn

$\chi_m = 1$  cho cọc có thể tích nhỏ

và theo SHIOI & FIKUNI (1982) khả năng chịu tải tới hạn của mũi cọc :

$$P_{ult} = q_{ult} \cdot F_c \quad [ 16 ]$$

trong đó:

$$q_{ult} = 6 \cdot \frac{L_c}{D} \cdot N \leq 30 \cdot N: \quad \text{cọc ống rỗng}$$

$$q_{ult} = (10 + 4 \cdot \frac{L_c}{D}) \cdot N \leq 30 \cdot N: \quad \text{cọc ống đặc}$$

$$q_{ult} = 10 \cdot N \quad \text{cọc khoan trong cát}$$

Sức bám trượt hông:

$$P_{si,u} = U_c \cdot \sum f_{si} \cdot L_i \quad [ 17 ]$$

$$f_{si} = 2 \cdot N \quad \text{cho cát}$$

$$f_{si} = 10 \cdot N \quad \text{cho sét}$$

### 5. MÔ ĐUN BIẾN DẠNG $E_s$ :

Giá trị Modun biến dạng  $E_s$  và hệ số poisson  $\mu$  sơ bộ cho bởi bảng:

$\mu$	<b>Loại đất</b>
0.3--0.5	Hầu hết cho loại sét
0.45--0.5	Sét bão hòa
0.3--0.4	Cát--trung bình và chặt
0.2--0.35	Cát--rời đến trung bình

<b>Đất</b>	<b>Es, Mpa</b>
<b>Sét</b>	
Rất mềm	2--15
Mềm	5--25
Tr. bình	15--50
Cứng	50--100
Pha cát	25--250
<b>Cát</b>	
Pha bột	5--20
Rời	10--25
Chặt	50--81
<b>Cát có sạn</b>	
Rời	50--150
Chặt	100--200
<b>Silt</b>	2--20

Đối với sét :

Nén thường và nhạy:

$$E_s = (200 - -500) \times s_u \quad [ 18 a ]$$

Sét nén thường không nhạy và hơi nén trước:

$$E_s = (700 - -1200) \times s_u \quad [ 18 b ]$$

Sét nén trước:

$$E_s = (1500 - -2000) \times s_u \quad [ 18 c ]$$

Tất cả mọi phương pháp thí nghiệm đều cho phép xác định giá trị  $E_s$ :

- Thí nghiệm nén 1 trục:

$$E_s = (4 - -13) E_{s(1.truc)} \quad [ 19 a ]$$

- Thí nghiệm nén 3 trục:

$$E_s = (1 - -1.5) E_{s(3.truc)} \quad [ 19 b ]$$

- Tính theo SPT và CPT:

<b>Đất</b>	<b>N (SPT)</b>	<b>Rp (CPT)</b>
<b>Cát (Nén thường)</b>	$E_s = 500(N+15)$ $= 7000 \sqrt{N}$ $= 6000 \cdot N$ -----	$E_s = (2--4)R_p$ $= 8000 N$ ----- $= 1.2(3 D_f^2 + 2)R_p$
<b>Cát (Bảo hoà)</b>	$E_s = 250(N+15)$ ----- -----	$E_s = K \cdot R_p$ $e=1.0 \quad K=3.5$ $e=0.6 \quad K=7.0$
<b>Cát nén trước</b>	$E_s = 40000 + 1050N$	$E_s = (6--30)R_p$

**Chuyên đề Nền Móng - XUYỀN ĐỘNG & XUYỀN TÍNH**

<b>Cát pha sạn</b>	$E_s = 1200(N+6)$ $= 600(N+6) \quad N \leq 15$ $= 600(N+6) \quad N > 15$	
<b>Cát pha sét</b>	$E_s = 320(N+15)$	$E_s = (3-6)R_p$
<b>Silt pha sét hay cát</b>	$E_s = 300(N+6)$	$E_s = (1-2)R_p$
<b>Sét mềm</b>		$E_s = (3-8)R_p$

Tổng quát tương quan giữa xuyên tĩnh  $R_p$  và module thí nghiệm nén 1 chiều trong phòng:

$$E' = \alpha \cdot R_p \quad [ 20 ]$$

**Theo COSTET và SANGLERAT (1975)**

<b>Đất Sét ít dẻo</b>	$R_p < 0.7 \text{Mpa}$	$3 < \alpha < 8$
	$0.7 < R_p < 2 \text{Mpa}$	$2 < \alpha < 5$
	$R_p > 2 \text{Mpa}$	$1 < \alpha < 2.5$
<b>Đất Bột ít dẻo</b>	$R_p < 2 \text{Mpa}$	$3 < \alpha < 6$
	$R_p > 2 \text{Mpa}$	$1 < \alpha < 3$
<b>Đất sét và bột rất dẻo</b>	$R_p < 2 \text{Mpa}$	$2 < \alpha < 6$
<b>Đất bột nhiều hữu cơ</b>	$R_p < 1.2 \text{Mpa}$	$2 < \alpha < 8$
<b>Than bùn và sét hữu cơ</b>	$R_p < 0.7 \text{Mpa}$	
	$50 < w < 100$	$1.5 < \alpha < 4$
	$100 < w < 200$	$1 < \alpha < 1.5$
	$w > 200$	$0.4 < \alpha < 1$
<b>Đất vôi</b>	$2 < R_p < 3$	$2 < \alpha < 4$
<b>Đất cát</b>	$R_p < 5$	$\alpha = 2$
	$R_p < 10$	$\alpha = 1.5$

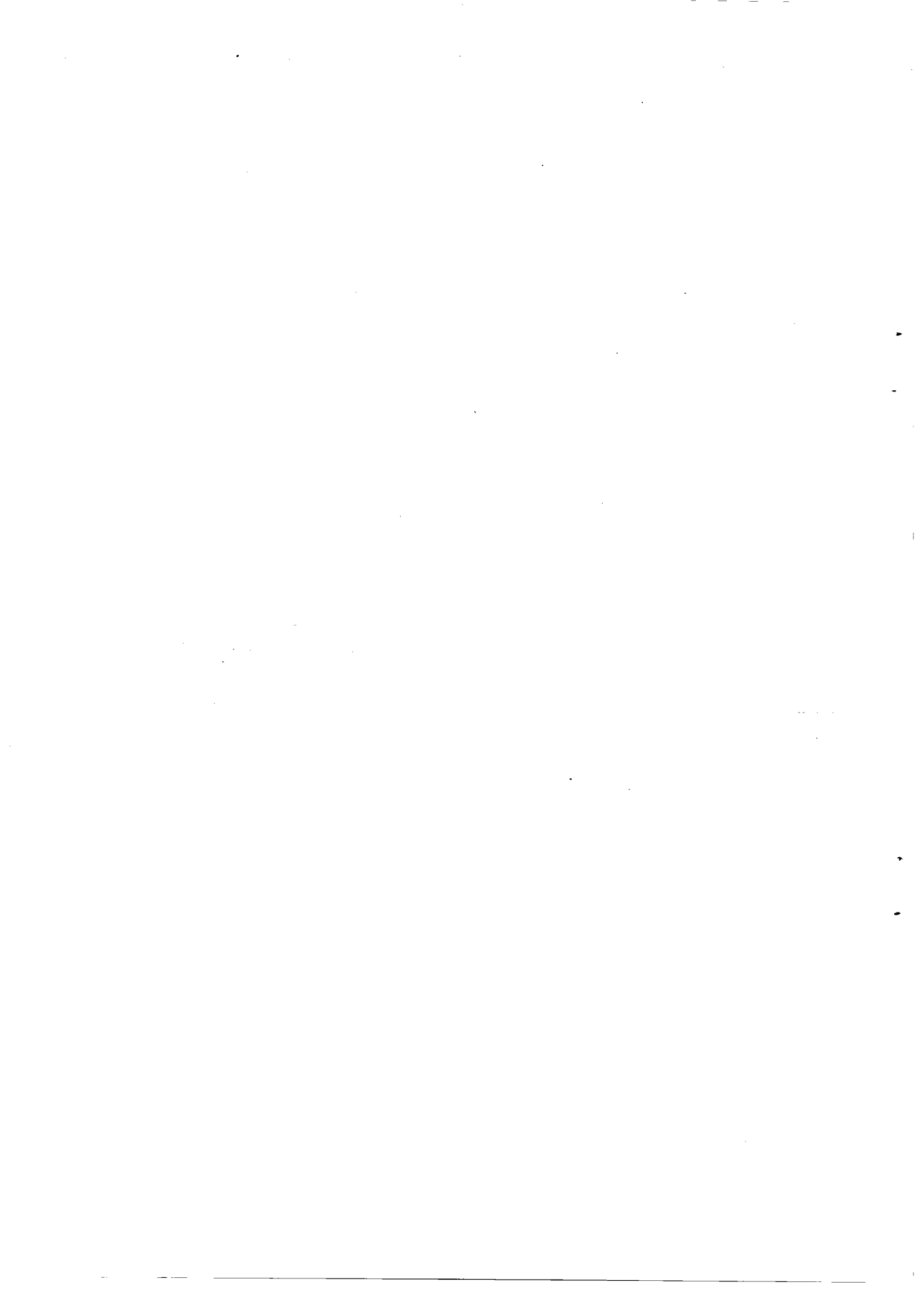
## 6. KẾT LUẬN

Xuyên động SPT đã được sử dụng ở khu vực phía Nam từ những thập niên 60-70, các bậc tiền bối hoạt động trong lĩnh vực nền móng lúc bấy giờ như TS Phan ngọc Thế rất chú trọng đến số liệu này, mặc dù việc áp dụng còn rất đơn sơ, cũng chỉ đơn thuần dựa trên sách *FOUNDATION ENGINEERING* của R.P Peck mà nay đã được dịch sang tiếng Việt. Đến nay việc sử dụng cả 2 phương pháp này đã trở nên không thể thiếu được trong hầu hết các đơn vị tư vấn nước ngoài và đã được tiêu chuẩn VN, vì đã có rất nhiều các kết quả nghiên cứu được công bố hoàn chỉnh. Trong quyển "Móng cọc trong thực tế xây dựng của S. PRAKASH & H D. SHARMA" có nhận định rằng Xuyên động và các vấn đề của nó vẫn là thí nghiệm hiện trường phổ biến nhất, có tới 80 → 90% các thiết kế thông dụng tại Mỹ đã thành công trong việc sử dụng đánh giá bằng SPT. Tuy nhiên việc sử dụng các tham số này cần có sự thận trọng. Chẳng hạn như khi tính cọc cho công



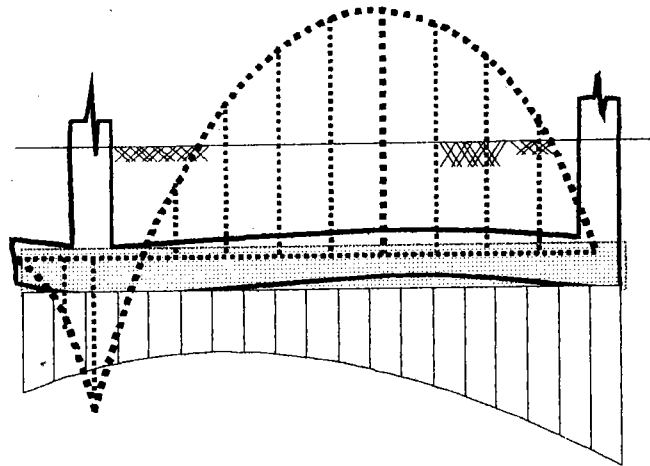
trình CHỢ AN ĐÔNG 2, công ty FRANKI đã chỉ dùng đến trị số  $N$  một cách rất là thô bạo: Từ  $N$  của lớp đất dày 4-5m suy ra giá trị  $R_p$  từng 20cm với hệ số 0.2, sau đó dùng hệ số  $\beta_1 = 130$  để tính  $f_{st}$  mà không xét đến chi tiết  $N$ .

Thực tế hiện nay nhiều đơn vị khảo sát có thực hiện TN SPT nhưng rất nhiều đơn vị thiết kế đã không lưu tâm đến, ngay cả như xuyên tính cũng không thấy cần thiết. Dem so với giá khoan, đơn giá của xuyên tính thấp hơn từ 2 đến 3 lần, với tỷ lệ này nếu bớt đi 1 hố khoan để thay vào đó 3 hố xuyên tính thì công tác khảo sát sẽ cho kết quả chuẩn xác hơn. Xuyên tính diễn tả đặc tính chịu lực của lớp đất một cách tường minh nhờ giá trị  $R_p$  từng 20cm của lớp đất, chính nhờ điều này mà giúp cho người thiết kế xác định được chính xác vị trí cần đặt móng cũng như vị trí mũi cọc. Chúng tôi kiến nghị cần thiết đưa 2 phương pháp này vào tính toán nền móng và để có được những đúc kết thực tế hơn cho phù hợp với điều kiện tại VN. Do điều kiện bài báo có giới hạn chúng tôi không thể trình bày hết các ví dụ này, và cũng rất mong nhận được các đóng góp phong phú hơn cho những thông tin này.

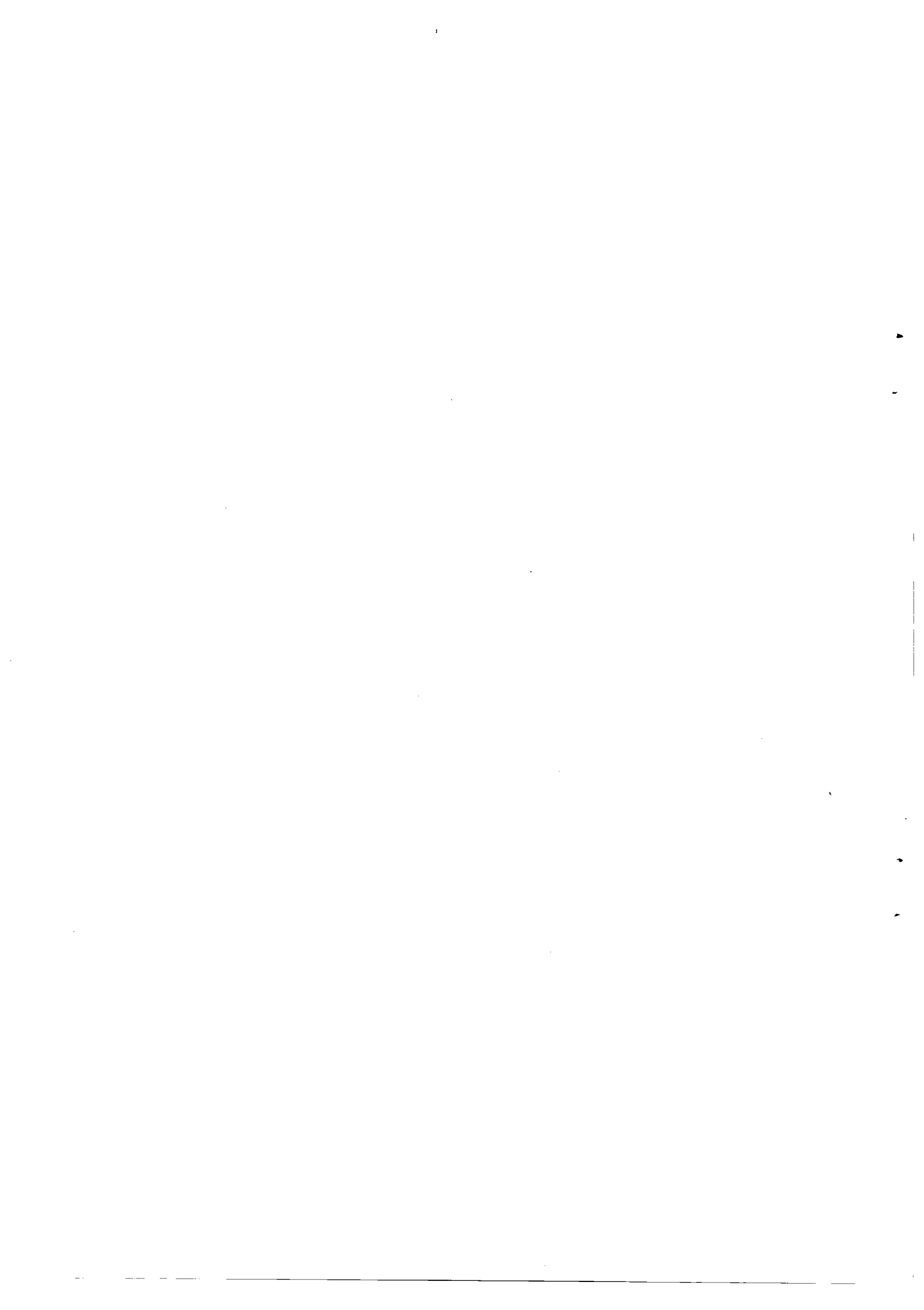


BỘ MÔN ĐỊA CƠ NỀN MÓNG

# Hướng dẫn ĐỒ ÁN NỀN MÓNG

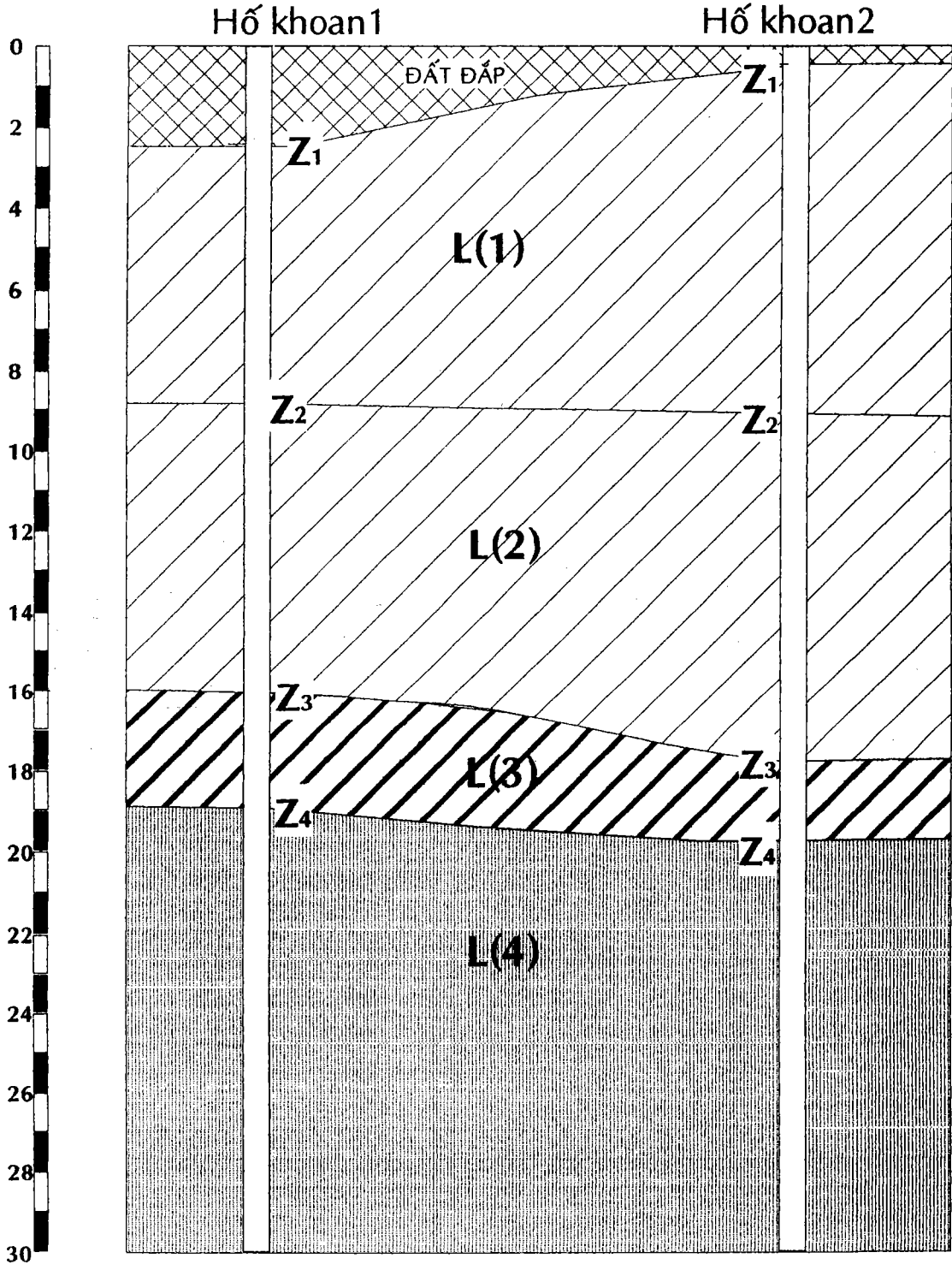


GVHD: Th.s *Lê anh Hoàng*



**I. Sơ đồ địa chất**

Địa chất cấu tạo được suy từ 2 hố khoan  $H_1$  và  $H_2$  gồm 4 lớp đất chính:  $L(1)$  từ độ sâu  $Z_1$ ,  $L(2)$  từ độ sâu  $Z_2$ ,  $L(3)$  từ độ sâu  $Z_3$ ,  $L(4)$  từ độ sâu  $Z_4$ . Độ sâu đáy hố khoan là 30m (lớp mặt trên cùng là đất đắp), Mục nước ngầm xem như ngay tại đáy lớp đất đắp này.



Theo thứ tự trong danh sách, Tên SV tương ứng với số liệu địa chất và sơ đồ:

Số liệu địa tầng và chiều sâu  $Z_1, Z_2, Z_3, Z_4$  cho bởi bảng:

		<b>CHIỀU SÂU LỚP ĐẤT</b>												
Số TT Tên	Hố khoan số 1				Hố khoan số 2				<b>LỚP ĐẤT</b>				Sinh viên	
	$Z_1$	$Z_2$	$Z_3$	$Z_4$	$Z_1$	$Z_2$	$Z_3$	$Z_4$	L(1)	L(2)	L(3)	L(4)		
1	1	8	16	19	1	7	14	20	OH1	MH1	CH1	SC1		
2	1	8	16	19	1	7	14	20	OH2	MH2	CH2	SC2		
3	0.5	9	16	19	1	6	14	20	OH3	MH3	CH3	SC3		
4	0.5	9	16	19	1	6	14	20	OH4	MH4	CH4	SC4		
5	0.5	8	17	19	1	8	14	20	OH5	MH5	CH5	SC5		
6	0.5	8	17	18	1	8	14	20	OH6	MH6	CH6	SC6		
7	1.5	8	16	18	0.5	7	14	20	OH7	MH7	CH7	SC7		
8	1.5	8	16	18	0.5	7	14	20	OH8	MH8	CH8	CH1		
9	1.5	8	18	20	0.5	8	15	18	OH1	OH2	SC1	CH2		
10	1.5	6	16	20	0.5	8	15	18	OH2	OH3	SC2	CH3		
11	0.5	6	16	20	0.5	8	15	18	OH3	OH4	SC3	CH4		
12	0.5	7	16	20	0.5	8	15	18	OH4	OH5	SC4	CH5		
13	0.5	7	17	20	0.5	8	15	18	OH5	OH6	SC5	CH6		
14	0.5	7	16	18	0.5	8	14	20	OH6	MH1	SC6	CH7		
15	0.5	7	16	18	2.5	7	14	20	OH7	MH2	SC7	CH1		
16	0.5	6	15	22	2.5	7	14	20	MH1	MH3	SC8	CH2		
17	0.5	6	15	22	2.5	9	16	20	MH2	MH4	SC7	CH3		
18	0.5	6	16	18	2.5	9	15	20	MH3	MH5	SC6	CH4		
19	0.5	6	16	18	2.5	9	12	20	MH4	MH6	SC5	CH5		
20	1	6	16	19	2.5	9	12	20	MH5	MH7	SC4	CH6		
21	1	6	19	19	2.5	9	12	20	MH6	MH1	SC3	CH7		
22	1	7	19	19	1	8	12	20	MH7	MH2	SC2	SC1		
23	1	6	16	19	1	9	14	20	OH8	MH3	SC1	SC2		
24	1	6	18	19	1.5	10	14	20	OH7	MH4	CH1	SC3		
25	1	6	18	19	1.5	10	14	22	OH6	MH5	CH2	SC4		
26	0.5	6	16	19	2	9	12	22	OH5	MH6	CH3	SC5		
27	0.5	6	18	18	2	9	12	22	OH4	MH7	CH4	SC6		
28	1.5	6	18	18	0.5	9	12	20	OH3	MH8	CH5	SC7		
29	1.5	7	16	19	0.5	9	18	20	OH2	MH7	CH6	SC8		
30	1.5	7	18	19	0.5	9	15	20	OH1	MH6	CH7	SC7		
31	1.5	7	18	19	0.5	9	15	18	OH3	MH5	CH8	SC5		
32	1.5	9	18	20	0	8	15	19	OH5	MH4	SC1	SC2		
33	1.5	9	18	22	0	8	15	20	OH7	MH3	SC2	SC3		
34	1.5	7	18	22	0	10	15	21	OH8	MH2	SC3	SC4		
35	2	7	22	22	0	10	15	21	OH6	MH1	SC4	SC5		

36	2	7	22	22	0.5	9	18	21	OH4	OH5	SC5	SC6	
37	2	9	17	20	0.5	9	18	25	OH2	OH1	SC6	SC7	
38	0	9	17	21	0.5	9	18	25	OH3	OH4	SC7	CL8	
39	0	9	18	21	0.5	7	20	25	OH4	MH8	SM7	CL7	
40	0	7	18	20	0.5	7	20	25	OH5	MH7	SM6	CL6	
41	1	5	18	21	1.5	7	18	18	OH6	MH6	SM5	CL5	
42	1	4	18	18	2.5	7	16	25	OH7	MH5	SM4	CL4	
43	1	4	18	19	2.5	7	16	25	OH8	MH4	SM3	CL3	
44	1	6	18	20	2	10	16	24	MH1	MH3	SM2	CL2	
45	1	8	18	21	2	10	24	24	MH2	MH2	SM1	CL1	
46	1	10	18	22	2	10	16	23	MH3	MH1	CL2	CL2	
47	2	12	18	23	2	9	23	23	MH4	MH2	CL3	CL3	
48	2	4	18	20	2.5	9	22	22	MH5	MH3	CL4	CL4	
49	2	4	18	19	2.5	9	16	22	MH6	MH4	CL5	CL5	
50	2	4	18	23	2.5	7	16	21	OH1	MH5	SC1	CL6	
51	0.5	6	17	22	2.3	10	16	21	OH2	MH6	SC2	CL7	
52	0.7	8	17	21	2.1	10	16	19	OH3	MH5	SC3	CH1	
53	0.9	10	17	20	1.9	10	18	19	OH4	MH4	SC4	CH2	
54	1.1	12	18	19	1.7	10	18	19	OH5	MH3	SC5	CH3	
55	1.3	11	18	21	1.5	13	20	20	OH6	MH2	SC6	CH4	
56	1.5	10	18	21	1.3	13	18	18	OH7	MH1	SC7	CH5	
57	1.7	9	18	21	1.1	11	20	22	OH8	MH2	SC8	CH6	
58	1.9	8	18	22	0.9	11	19	20	OH7	MH3	CH1	CL7	
59	2.1	10	18	23	0.7	13	19	21	OH6	MH4	CH2	CL6	
60	2.3	10	18	24	0.5	15	19	22	OH5	MH5	CH3	CL5	
61	1.5	10	18	25	0.3	16	19	23	OH4	MH6	CH4	CL4	
62	1.5	9	18	22	0.5	15	24	24	OH3	MH7	CH5	CL3	
63	1.5	8	18	19	0.8	14	19	25	OH2	MH8	CH6	CL2	
64	1.5	10	16	18	1.1	13	19	25	MH1	OH4	CH7	CL1	
65	1	11	16	16	1.4	12	23	23	MH2	OH3	MH8	CH2	
66	1	12	17	18	1.7	12	19	21	MH3	OH2	MH3	CH3	
67	1	13	18	20	2	15	19	19	MH4	OH1	MH4	CH4	

Trong đó OH, MH, CH, CL, SC, SM là ký hiệu của các lớp L(1), L(2), L(3), L(4) kèm theo chỉ số từ 1 ... 8, các loại đất này cho bởi kết quả cắt trực tiếp và nén lún như sau:

Thí dụ: Đất loại OH2:

$\sigma$ (kPa)	10	20	30	10	20	30
$\tau$ (kPa)	7.1	8	9	7.5	8	9

**Cắt trực tiếp cho loại đất OH từ 1...8**

$\tau$	$\sigma_1 = 10\text{kPa}; \sigma_2 = 20\text{kPa}; \sigma_3 = 30\text{kPa};$					
	Hố khoan 1			Hố khoan 2		
OH1	6.5	7.5	8.25	6.2	7.5	7.84
OH2	7.1	8	9	7.5	8	9
OH3	6.2	7	8	6.5	6.97	7.84
OH4	6.45	8	8.52	7	7.48	8.5
OH5	7	7.5	8	6.5	8	8.5
OH6	6.5	7	8	7.5	8	9.5
OH7	6.1	7	7.5	6	6.74	8
OH8	6.5	7	8	6.5	7.5	8.5

**Thí nghiệm nén lún đất loại OH**

OH hố số 1

Áp suất	e
25 kPa	2.450
50 kPa	2.250
100 kPa	2.050
200 kPa	1.750
400 kPa	1.450
800 kPa	

OH hố số 2

Áp suất	e
25 kPa	2.650
50 kPa	2.480
100 kPa	2.150
200 kPa	1.850
400 kPa	1.750
800 kPa	

**Cắt trực tiếp cho loại đất MH từ 1...8**

Lực cắt $\tau$	$\sigma_1 = 10\text{kPa}; \sigma_2 = 20\text{kPa}; \sigma_3 = 30\text{kPa};$					
	Hố khoan 1			Hố khoan 2		
MH1	7.94	8.5	9.5	7.16	8	9
MH2	7.87	8	9.5	7.28	8.5	8.97
MH3	8.325	8.743	9.11	8.596	8.751	9
MH4	6.45	7.42	8.5	7.2	8.26	8.84
MH5	7.6	8.21	9.5	8.28	8.75	9.68
MH6	7.29	8	9	6.8	7.48	8
MH7	7.94	8.5	9.5	7.5	8.5	9.5
MH8	8.06	8.58	9.5	7.9	8.65	9.5

**Thí nghiệm nén lún đất loại MH**

MH hố số 1

Áp suất	e
25 kPa	2.290
50 kPa	2.136
100 kPa	1.928
200 kPa	1.670
400 kPa	1.350
800 kPa	

MH hố số 2

Áp suất	e
25 kPa	2.166
50 kPa	2.025
100 kPa	1.826
200 kPa	1.554
400 kPa	1.276
800 kPa	

**Cắt trực tiếp cho loại đất CH từ 1...8**

Lực cắt $\tau$	$\sigma_1 = 30\text{kPa}; \sigma_2 = 50\text{kPa}; \sigma_3 = 70\text{kPa};$					
	Hố khoan 1			Hố khoan 2		
CH1	15.6	17.4	19.5	17.1	18.7	21
CH2	17.7	19.2	20	16.5	18	21
CH3	15.8	17.7	19	17.4	19.2	20
CH4	14.8	16	17	16.4	17.3	18.7
CH5	14.7	16	19	15.5	16.8	18
CH6	14.8	17	20	15.8	17.7	18.4
CH7	15.3	18.7	20	16.6	17	18.4
CH8	16.6	17	17.6	15	17	20

**Thí nghiệm nén lún đất loại CH**

CH hố số 1

Áp suất	e
25 kPa	0.914
50 kPa	0.882
100 kPa	0.844
200 kPa	0.792
400 kPa	0.738
800 kPa	0.683

CH hố số 2

Áp suất	e
25 kPa	0.954
50 kPa	0.92
100 kPa	0.89
200 kPa	0.84
400 kPa	0.784
800 kPa	0.731



**Cắt trực tiếp cho loại đất SC từ 1...8**

Lực cắt $\tau$	$\sigma_1 = 50\text{kPa}; \sigma_2 = 100\text{kPa}; \sigma_3 = 150\text{kPa};$					
	Hố khoan 1			Hố khoan 2		
SC1	41.1	50.3	65	35.7	53.8	62
SC2	32	44	52	36	46	56
SC3	37	50	60	35	45	55
SC4	34	47	58	35	42	54
SC5	34	50	62	36	47	58
SC6	32	45	52	38	48	58
SC7	33	43	53	37	48	56
SC8	34	45	57	37.5	46	55.4

**Thí nghiệm nén lún đất loại SC**

C1 hố số 1

Áp suất	e
25 kPa	0.658
50 kPa	0.645
100 kPa	0.62
200 kPa	0.589
400 kPa	0.552
800 kPa	0.513

SM hố số 1

Áp suất	e
25 kPa	0.676
50 kPa	0.655
100 kPa	0.626
200 kPa	0.594
400 kPa	0.556
800 kPa	0.527

**Cắt trực tiếp cho loại đất CL từ 1...8**

Lực cắt $\tau$	$\sigma_1 = 50\text{kPa}; \sigma_2 = 100\text{kPa}; \sigma_3 = 150\text{kPa};$					
	Hố khoan 1			Hố khoan 2		
CL1	44.7	51.6	54	42	49.5	56.9
CL2	51	65	77.2	50	59.2	73.5
CL3	49	58	71.4	47	61	69.1
CL4	50	56.9	65.6	50	63.3	71.4
CL5	49	58	75.5	47	60	67.6
CL6	47	58.3	68.6	48	61.5	69.7
CL7	51	59.2	67.4	50	62	70
CL8	52	58	70.5	49	62.7	74.1

**Thí nghiệm nén lún đất loại CL**

CL hố số 1

Áp suất	e
25 kPa	0.763
50 kPa	0.746
100 kPa	0.72
200 kPa	0.685
400 kPa	0.644
800 kPa	0.599

CL hố số 2

Áp suất	e
25 kPa	0.776
50 kPa	0.765
100 kPa	0.747
200 kPa	0.72
400 kPa	0.689
800 kPa	0.655

**Cắt trực tiếp cho loại đất SM từ 1...8**

Lực cắt $\tau$	$\sigma_1 = 100\text{kPa}; \sigma_2 = 200\text{kPa}; \sigma_3 = 300\text{kPa};$					
	Hố khoan 1			Hố khoan 2		
SM1	52	110	149	52	99	148
SM2	55	110	147	55	110	150
SM3	56	105	152	54	110	152
SM4	58	115	154	58	100	149
SM5	59	104	148	56	96	134
SM6	52	91	136	54	100	137
SM7	51	98	149	50	91	139
SM8	51	97	128	51	87	138

**Thí nghiệm nén lún đất loại SM**

SM hố số 1

Áp suất	e
25 kPa	0.614
50 kPa	0.585
100 kPa	0.549
200 kPa	0.501
400 kPa	0.455
800 kPa	0.401

SM hố số 2

Áp suất	e
25 kPa	0.594
50 kPa	0.562
100 kPa	0.529
200 kPa	0.483
400 kPa	0.44
800 kPa	0.391

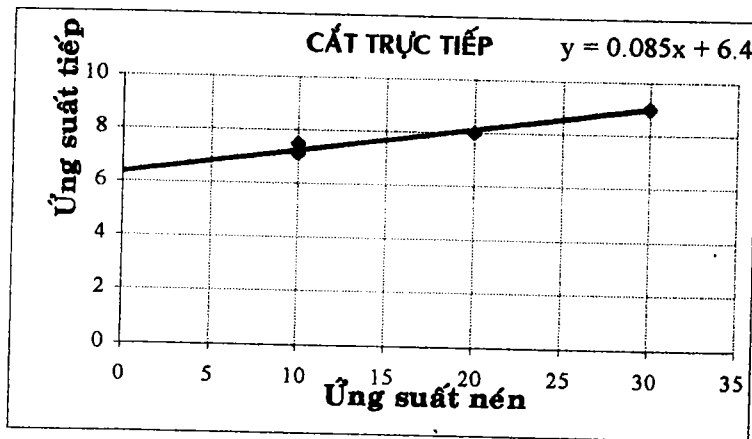
Thiết lập lại cấu tạo đặc trưng của địa chất trong đó các độ sâu  $Z_i$  của từng lớp đất được lấy trung bình từ 2 hố khoan.

Vẽ đường đặc trưng chống cắt của từng loại đất của từng lớp, thí dụ với đất loại OH2 như trên (*hướng dẫn trong giáo trình NỀN MÓNG*):

$$c = 6.4 \text{ kPa}$$

$$tg(\varphi) = 0.085$$

$$\varphi = 4.9^\circ$$



Vẽ 2 đường cong nén lún từ kết quả nén lún cho từng lớp đất, tính hệ số nén lún theo từng cấp tải trọng, sau đó lấy trung bình cho từng cấp từ hai hố khoan này.

**THIẾT LẬP CÁC CHỈ TIÊU VẬT LÝ:**

Các chỉ tiêu vật lý cho từng lớp đất được thiết lập trên cơ sở sau:

- Giả thiết rằng toàn bộ lớp đất có độ bão hoà  $G\%$  (còn ký hiệu là  $S\%$ ) = 97%
- Hệ số rỗng ban đầu  $\varepsilon$  (hay  $e$ ) được lấy trung bình của 2 giá trị đầu tiên trong thí nghiệm nén lún (tương ứng với áp suất **25 kPa**) như đối với loại đất OH chung, được lấy  $\varepsilon_0 = \frac{1}{2} \times (2.450 + 2.650) = 2.550$
- Tỷ trọng hạt  $\Delta$  (hay  $G$ ) có thể chọn cho hầu hết các loại đất từ 2.65 ... 2.7
- Từ đó suy ra các chỉ tiêu còn lại như:
- Giả sử chọn cho đất loại OH: với  $G\% = 97\%$ ,  $\varepsilon_0 = 2.55$ ,  $\Delta = 2.68$ , ta tính:
- Dung trọng tự nhiên  $\gamma_t$ :

$$\gamma_t = \frac{\Delta \cdot \gamma_n (1 + \omega)}{1 + \varepsilon_0} = \frac{\gamma_n (\Delta + \Delta \cdot \omega)}{1 + \varepsilon_0} = \frac{\gamma_n (\Delta + G \cdot \varepsilon_0)}{1 + \varepsilon_0} = \frac{10 \times (2.68 + 0.97 \times 2.55)}{1 + 2.55} = 14.5 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

- Độ ẩm tự nhiên  $\omega_{tn}$ :

$$\omega_m = \frac{G \times \varepsilon_0}{\Delta} = \frac{0.97 \times 2.55}{2.68} = 0.92 = 92\%$$

- Trạng thái vật lý cho loại đất dính cần cứ vào các giới hạn Atterberg bao gồm Giới hạn Nhão  $\omega_N$  (hay  $LL$ ), Giới hạn Dẻo  $\omega_D$  (hay  $PL$ ), chỉ số dẻo  $A$  hay  $(PI)$ , độ sệt  $B$  hay  $(I)$  trong đó GHN ( $\omega_N$ ), GHD ( $\omega_D$ ) được chọn sao cho tương ứng với tên từng loại đất.

Gia trị Tham khảo

	$\Delta$ (T/m <sup>3</sup> )	GHN		GHD	
OH	2.68 - 2.71	60 - 70	30 - 40		
MH	2.68 - 2.72	60 - 70	30 - 40		
CH	2.68 - 2.70	50 - 60	25 - 35		
SC	2.68 - 2.72	35 - 45	15 - 30		
CL	2.65 - 2.68	40 - 50	20 - 30		
SM	2.68 - 2.72	KHÔNG ĐỀU			

- Cuối cùng thiết lập bảng tổng kết cho bốn lớp đất như sau: (có thể có trường hợp chỉ có 3 lớp đất hay có trường hợp hai lớp đất trên và dưới giống tên nhau)

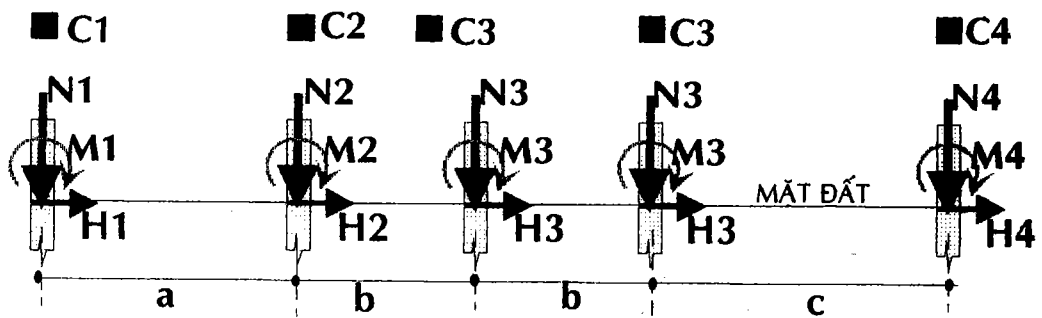
Ký hiệu	Độ sâu	$\gamma_{tn}$ (kN/m <sup>3</sup> )	Độ ẩm $\omega_{tn}$	Hệ số rỗng $\varepsilon_0$	Tỷ trọng $\Delta$	Độ bão hòa %	Giới hạn Atterberg			Độ sệt B	Cắt trực tiếp	
							$\omega_N$	$\omega_D$	A		c (kPa)	$\phi^\circ$
OH	Z <sub>1</sub>					97						
...	Z <sub>2</sub>					97						
...	Z <sub>3</sub>					97						
...	Z <sub>4</sub>					97						

Các đặc trưng về nén lún:

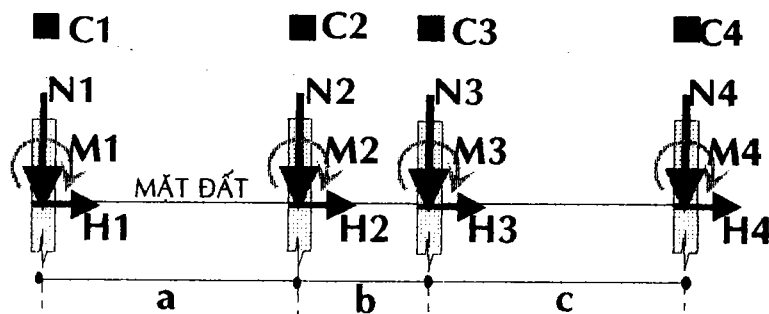
Hệ số nén	$a_{o1}$ (m <sup>2</sup> /kN)	$a_{o2}$ (m <sup>2</sup> /kN)	$a_{o3}$ (m <sup>2</sup> /kN)	$a_{o4}$ (m <sup>2</sup> /kN)	$a_{o5}$ (m <sup>2</sup> /kN)
Lớp 1					
Lớp 2					
Lớp 3					
Lớp 4					

**II. Sơ đồ tải trọng:**

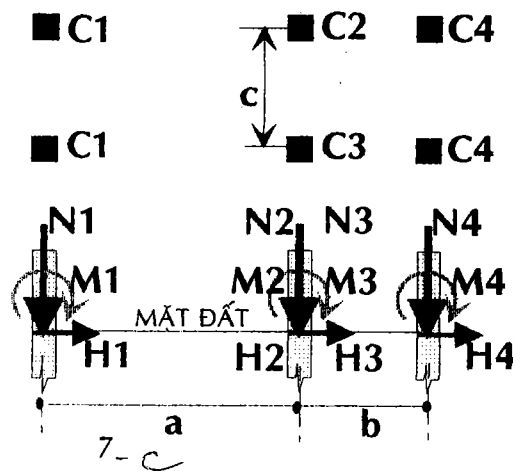
**Sơ đồ 1:**



**Sơ đồ 2:**



**Sơ đồ 3:**



7-c

Bảng số liệu của 3 sơ đồ với tải trọng tính toán đơn vị Tấn:

	a (m)	b (m)	c (m)	N1(T)	M1(T/m)	H1(T)	N2(T)	M2(T/m)	H2(T)	N3(T)	M3(T/m)	H3(T)	N4(T)	M4(T/m)	H4(T)	
1	4	3	5	50	12	3	35	8	3	28	-5	2	58	-8	4	SD 1
2	4	3	5	55	12	3	30	8	3	25	-6	2	55	-10	4	SD 1
3	4	3	5	60	14	5	30	10	4	25	-6	2	52	-10	4	SD 1
4	4	3	5	65	14	5	35	10	4	28	-8	4	50	-12	5	SD 1
5	4	3	5	58	12	3	28	8	3	35	-5	3	50	-8	4	SD 1
6	4	3	5	55	12	3	25	8	3	30	-6	3	55	-10	4	SD 1
7	4	3	5	52	14	5	25	10	4	30	-6	2	60	-10	4	SD 1
8	4	3	5	50	14	5	28	10	4	35	-8	4	65	-12	5	SD 1
9	4	3	5	28	5	2	58	8	4	50	-12	4	35	-8	3	SD 1
10	4	3	5	25	6	2	55	10	4	55	-12	4	30	-8	3	SD 1
11	6	3	4	50	12	3	35	8	3	28	-5	2	58	-8	4	SD 1
12	6	3	4	55	12	3	30	8	3	25	-6	2	55	-10	4	SD 1
13	6	3	4	60	14	5	30	10	4	25	-6	2	52	-10	4	SD 1
14	6	3	4	65	14	5	35	10	4	28	-8	4	50	-12	5	SD 1
15	6	4	4	58	12	3	28	8	3	35	-5	2	50	-8	4	SD 1
16	6	4	4	55	12	3	25	8	3	30	-6	2	55	-10	4	SD 1
17	6	4	4	52	14	5	25	10	4	30	-6	2	60	-10	4	SD 1
18	6	4	4	50	14	5	28	10	4	35	-8	4	65	-12	5	SD 1
19	3.5	5	3.5	28	5	2	58	8	4	50	-12	4	35	-8	3	SD 1
20	3.5	5	3.5	25	6	5	55	10	4	55	-12	4	30	-8	3	SD 1
21	4	3	5	50	12	3	35	8	3	28	-5	2	58	-8	4	SD 2
22	4	3	5	55	12	3	30	8	3	25	-6	2	55	-10	4	SD 2
23	4	3	5	60	14	5	30	10	4	25	-6	2	52	-10	4	SD 2
24	4	3	5	65	14	5	35	10	4	28	-8	4	50	-12	5	SD 2
25	4	3	5	58	12	3	28	8	3	35	-5	2	50	-8	4	SD 2
26	4	3	5	55	12	4	25	8	3	30	-6	2	55	-10	4	SD 2
27	4	3	5	52	14	5	25	10	4	30	-6	2	60	-10	4	SD 2
28	4	3	5	50	14	5	28	10	4	35	-8	4	65	-12	5	SD 2
29	4	3	5	28	5	2	58	8	4	50	-12	4	35	-8	3	SD 2
30	4	3	5	25	6	2	55	10	4	55	-12	4	30	-8	3	SD 2
31	6	3	4	50	12	3	35	8	3	28	-5	2	58	-8	4	SD 2
32	6	3	4	55	12	3	30	8	3	25	-6	2	55	-10	4	SD 2
33	6	3	4	60	14	5	30	10	4	25	-6	2	52	-10	4	SD 2
34	6	3	4	65	14	5	35	10	4	28	-8	4	50	-12	5	SD 2
35	6	4	4	58	12	3	28	8	3	35	-5	2	50	-8	4	SD 2
36	6	4	4	55	12	3	25	8	3	30	-6	2	55	-10	4	SD 2
37	6	4	4	52	14	5	25	10	4	30	-6	2	60	-10	4	SD 2
38	6	4	4	50	14	5	28	10	4	35	-8	4	65	-12	5	SD 2
39	3.5	5	3.5	28	5	2	58	8	4	50	-12	4	35	-8	3	SD 2
40	3.5	5	3.5	25	6	2	55	10	4	55	-12	4	30	-8	3	SD 2
41	4	6	4	25	6	2	55	10	4	55	-12	4	30	-8	3	SD 2
42	4	6	4	30	8	2	60	12	4	65	-12	4	35	-10	3	SD 2

Hướng dẫn **Đồ Án Nền Móng**

Th.s Lê anh Hoàng BM Địa cơ Nền Móng

43	4	6	4	35	10	2	65	14	4	55	-12	4	30	-12	3	SD 2
44	5	2	5	55	12	3	30	8	3	25	-6	2	55	-10	4	SD 2
45	5	2	5	65	8	2	26	6	2	32	-6	2	60	-8	2	SD 2
46	5.5	3.5	4	60	14	3	30	10	4	25	-6	2	52	-10	4	SD 2
47	5.5	3.5	4	65	14	3	35	10	4	28	-8	4	50	-12	5	SD 2
48	5.5	3.5	4	58	12	2	28	8	3	35	-5	2	50	-8	4	SD 2
49	5.5	3.5	4	55	12	3	25	8	3	30	-6	2	55	-10	4	SD 2
50	5.5	3.5	4	52	14	5	25	10	4	30	-6	2	60	-10	4	SD 2
51	5.5	3.5	4	50	14	5	28	10	4	35	-8	4	65	-12	5	SD 2
52	5	4	4	35	6	2	55	-10	4	55	-12	4	30	-8	3	SD 3
53	5	4	4	40	8	2	60	-12	4	65	-12	4	35	-10	3	SD 3
54	5	4	4	40	10	2	65	-12	4	55	-12	4	30	-8	3	SD 3
55	5	3	4	35	12	4	50	-8	3	55	-6	2	25	-10	4	SD 3
56	6	3	4	40	6	4	60	-8	2	65	8	2	26	-6	2	SD 3
57	6	3	4	45	14	3	65	-10	4	55	-6	2	28	-10	4	SD 3
58	6	3	4	50	14	3	65	-10	4	58	-8	4	30	-8	5	SD 3
59	5	3.5	4.5	52	12	2	58	-8	3	58	-5	2	30	-8	4	SD 3
60	5	3.5	4.5	55	12	2	65	-8	3	60	-6	2	35	-10	4	SD 3
61	5	3.5	4.5	52	14	3	65	-10	4	60	-6	2	30	-10	4	SD 3
62	5	3.5	4.5	50	14	3	60	-10	4	55	-8	4	35	-8	5	SD 3
63	4.6	3	5.4	50	12	3	35	8	3	30	-5	2	58	-8	4	SD 1
64	4.6	3	5.4	55	12	3	30	8	3	30	-6	2	55	-10	4	SD 1
65	4.6	3	5.4	60	14	2	30	10	4	28	-6	2	52	-10	4	SD 1
66	4.6	3	5.4	65	14	5	35	10	4	30	-8	4	50	-12	5	SD 1
67	4.6	3	5.4	58	12	5	28	8	3	28	-5	2	50	-8	4	SD 1

### III. Thực hiện:

❖ THUYẾT MINH

Thuyết minh được trình bày gồm 2 phần:

1. Địa chất công trình:

Bao gồm vẽ mặt cắt địa chất, vẽ đường chống cắt, vẽ đường cong nén lún, lựa chọn các chỉ tiêu vật lý và lập bảng tổng kết các đặc trưng như đã được hướng dẫn.

2. Thiết kế 2 phương án móng:

Vẽ sơ đồ tải trọng.

a) phương án 1: **Móng cọc**

Chọn ra 2 cột để thiết kế:

Theo trình tự:

➤ Chọn chiều sâu chôn móng (chung cho 2 cột) sao cho móng thoả điều kiện móng cọc dài thấp.

➤ Chọn kích tiết diện cọc, chiều dài cọc bao gồm nhiều đoạn cọc, cốt thép trong cọc. Cốt thép này sẽ được kiểm tra trong quá trình vận chuyển, cấu lắp ở phần cuối. Tính toán khả năng chịu tải của 1 tim cọc, tính theo phương pháp tra bảng. Nếu độ sệt  $B > 1$  thì có thể lấy  $f_s \leq c$

- Xác định số lượng cọc cần thiết, chọn kích thước dài (dài rộng cao), giả tiết thêm kích thước của cọc.
- Kiểm tra tải trọng tác dụng lên đầu cọc lớn nhất phải nhỏ hơn khả năng chịu tải của 1 cọc có hệ số nhóm E.
- Kiểm tra ứng suất dưới mũi cọc, và tính độ lún dưới mũi cọc phải  $< 8\text{cm}$
- Tính toán cốt thép trong đài cọc và kiểm tra xuyên thủng của cọc trên đài cọc.

b) Phương án 2: **Móng băng trên nền gia cố**

Nền gia cố có thể chọn:

1. Nền gia cố cọc tràm:

Lựa chọn cọc tràm  $\Phi (8...10\text{cm})$  dài  $4...5\text{ mét}$ , đóng  $25\text{ cây}/\text{m}^2$ , tính khả năng chịu tải cho  $1\text{m}^2$  để xác định kích thước cần thiết cho móng băng, sau đó tính lại khả năng chịu tải này trên toàn bộ diện tích của móng băng.

Chọn tiết diện của móng băng (chiều cao đà gán  $h_d$ , chiều cao bản đáy  $h_0$ )  
 Tính hệ số  $\lambda \times L$ , hệ số nền của cọc tràm tính trên diện tích  $1\text{m}^2$  có thể lấy từ số liệu thực nghiệm là  $1200 \dots 1800\text{ T}/\text{m}^3$ .

Giải bài toán móng băng trên nền đàn hồi (bỏ qua moment), xác định phản lực lớn nhất dưới đáy móng băng, và đem so với khả năng chịu tải của cọc tràm

Tính toán cốt thép từ nội lực trong móng băng.

Kiểm tra ứng suất dưới mũi cọc tràm và tính toán độ lún

2. Nền gia cố bằng giếng cát và chất tải nhiều đợt

Chọn kích thước và khoảng cách giếng cát.

Tính toán giá trị chất tải, và thời gian chất tải.

Thông số được chọn như sau:

**Hệ số cố kết** phổ biến cho đất loại OH và MH là

Cấp tải  $< 50\text{ kPa} \Rightarrow C_v = (5 \rightarrow 6) \times 10^{-4}\text{ cm}^2/\text{s}$ ,  $k_z = (3 \rightarrow 8) \times 10^{-7}\text{ cm}/\text{s}$

Cấp tải  $< 100\text{ kPa} \Rightarrow C_v = (3 \rightarrow 5) \times 10^{-4}\text{ cm}^2/\text{s}$ ,  $k_z = (1 \rightarrow 5) \times 10^{-8}\text{ cm}/\text{s}$

Cấp tải  $< 200\text{ kPa} \Rightarrow C_v = (1 \rightarrow 3) \times 10^{-4}\text{ cm}^2/\text{s}$ ,  $k_z = (5 \rightarrow 10) \times 10^{-9}\text{ cm}/\text{s}$

Hệ số thấm theo phương ngang  $k_x = (1.5 \dots 2) \times k_z$

Xác định khả năng chịu tải sau từng cấp gia tải: dựa vào hệ số rỗng  $\epsilon$  sau thời gian chất tải để suy ra  $c$ ,  $\phi$ .

Xác định hệ số nền sau khi chất tải theo công thức:

$$C_z = K \times p_{ghl}$$

theo đó  $K = 40$  khi độ lún là  $2.5\text{cm}$

$K = 80$  khi độ lún là  $5\text{cm}$

$P_{ghl}$  được tính theo công thức Terzaghi

Chọn kích thước và tiết diện móng tính toán móng băng trên nền đàn hồi như trường hợp trên

Theo **sơ đồ 3** có thể tính là móng bè dưới 6 cọc hay là móng băng giao nhau

**3. Nền gia cố cọc bê tông (móng băng trên hàng cọc):**

Cọc có thể chọn với kích thước nhỏ hơn của phương án 1 để có thể bố trí theo hàng

Xác định khả năng chịu tải 1 cọc.

Chọn cách bố trí và kích thước móng băng.

Giải bài toán móng băng trên hàng cọc như sau:

➤ Tính độ cứng 1 cọc theo công thức Tsutôvit (xem ví dụ trong chương các phương pháp xác định hệ số nền) trong đó lưu ý đến các xác định  $C_z$  của từng lớp đất. Quy các cọc thành hệ các thanh đàn hồi dưới móng băng.

➤ Dùng phần mềm FEAP giải để xác định nội lực trong hệ:

➤ Lực nén trong các thanh đàn hồi quy trở lại thành lực nén trên 1 cọc phải < sức chịu tải trên đầu cọc.

➤ Nội lực trong móng băng để suy ra cốt thép trong móng.

**Lưu ý:** ✦ Khi tính cốt thép trong đà gàn móng, lượng cốt thép tại chân cột (tương ứng với moment âm) được bố trí 70% trong đà gàn còn lại bố trí hai bên cánh móng.

✦ Cốt thép ngang cánh móng, tính trên 1 mét dài, tương ứng tại vị trí có phản lực nền lớn nhất.

❖ **BẢN VẼ:**

Bản vẽ trên khổ A1 bao gồm:

Mặt cắt địa chất, sơ đồ tải trọng, chi tiết cọc và chi tiết mối nối.

Phương án 1 với 2 móng cọc: mặt bằng + mặt cắt.

Phương án 2 với chi tiết: mặt bằng giếng cát (nếu là gia cố giếng cát), mặt cắt dọc móng băng tại đà gàn, cắt mặt cắt ngang móng tại các chân cột và tại các nhịp của móng băng.

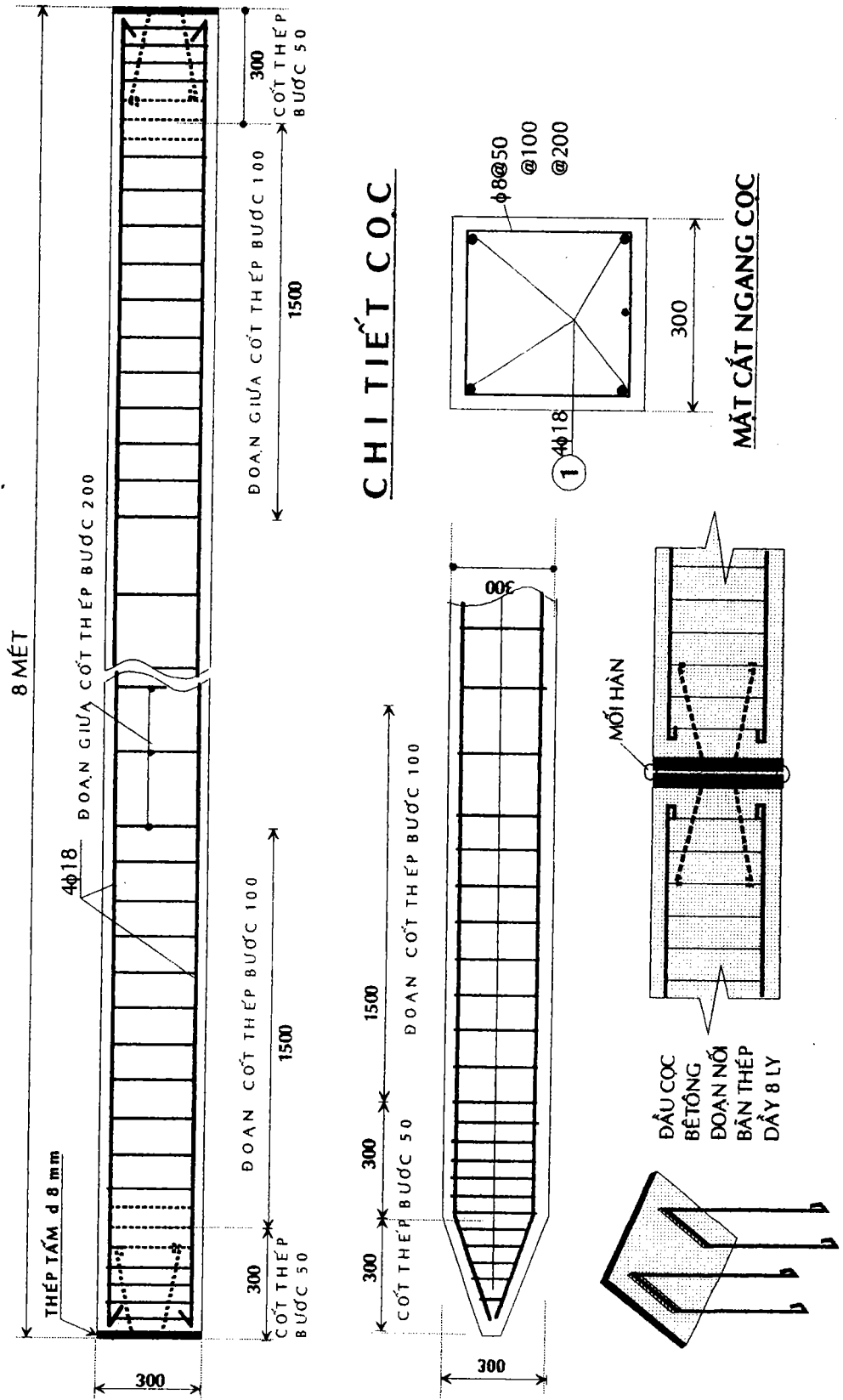
**Lưu ý:** ✦ Các chi tiết cọc ngầm trong dài, chiều dài cốt thép cọc sau khi đập đầu cọc, khoảng cách tim cọc đến mép dài.

✦ Bê tông lót dưới đáy móng vv ..., ghi chú mác bê tông, cường độ chịu kéo  $R_a$  thép.

✦ Bảng tên:

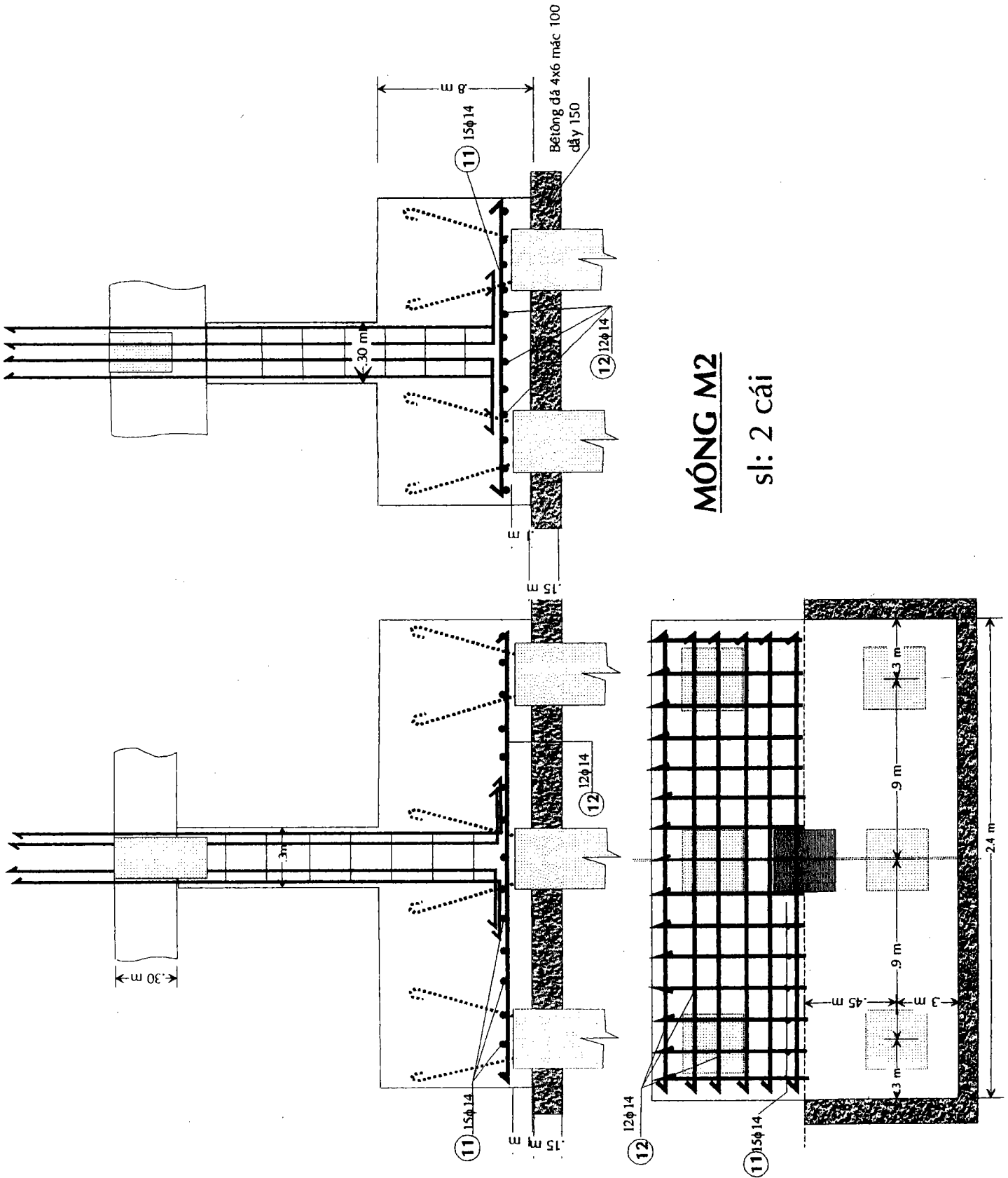
TRƯỜNG ĐẠI HỌC KỸ THUẬT KHOA XÂY DỰNG		ĐỒ ÁN MÓN HỌC NỀN MÓNG Đề số:                      Sơ đồ số:	
BỘ MÔN ĐỊA CƠ NỀN MÓNG			
GVHD	Th.s:Lê anh Hoàng		
LỚP		Phương án 2:      M ó n g B ả n g ..... Mặt bằng gia cố....., tỷ lệ: 1/100 Mặt cắt dọc móng băng....., tỷ lệ: 1/50 Mặt cắt ngang 1-1, 2-2....., tỷ lệ: 1/20	
NHÓM			
Sinh viên			

**CÁC BẢN VẼ THIẾT KẾ MẪU**





**CÁC BẢN VẼ THIẾT KẾ MẪU**



**MÓNG M2**

sl: 2 cái