

[www.mientayvn.com](http://www.mientayvn.com)

Khi đọc qua tài liệu này, nếu phát hiện sai sót hoặc nội dung kém chất lượng xin hãy thông báo để chúng tôi sửa chữa hoặc thay thế bằng một tài liệu cùng chủ đề của tác giả khác. Tài liệu này bao gồm nhiều tài liệu nhỏ có cùng chủ đề bên trong nó. Phần nội dung bạn cần có thể nằm ở giữa hoặc ở cuối tài liệu này, hãy sử dụng chức năng Search để tìm chúng.

Bạn có thể tham khảo nguồn tài liệu được dịch từ tiếng Anh tại đây:

[http://mientayvn.com/Tai\\_lieu\\_da\\_dich.html](http://mientayvn.com/Tai_lieu_da_dich.html)

Thông tin liên hệ:

Yahoo mail: [thanhlam1910\\_2006@yahoo.com](mailto:thanhlam1910_2006@yahoo.com)

Gmail: [frbwrthes@gmail.com](mailto:frbwrthes@gmail.com)

**Theo yêu cầu của khách hàng, trong một năm qua, chúng tôi đã dịch qua 16 môn học, 34 cuốn sách, 43 bài báo, 5 sổ tay (chưa tính các tài liệu từ năm 2010 trở về trước) Xem ở đây**

**DỊCH VỤ  
DỊCH  
TIẾNG  
ANH  
CHUYÊN  
NGÀNH  
NHANH  
NHẤT VÀ  
CHÍNH  
XÁC  
NHẤT**

Chỉ sau một lần liên lạc, việc dịch được tiến hành

Giá cả: có thể giảm đến 10 nghìn/1 trang

Chất lượng: Tạo dựng niềm tin cho khách hàng bằng công nghệ 1. Bạn thấy được toàn bộ bản dịch; 2. Bạn đánh giá chất lượng. 3. Bạn quyết định thanh toán.



# Chapter 1 Những nguyên tắc cơ bản tính toán và thiết kế nền móng

# 1

1 Khái niệm nền móng

2 Biến dạng của nền đất

3 Sức chịu tải của nền đất

4 Thống kê số liệu địa chất

5 Tính toán nền theo các trạng thái giới hạn

# 1 Nguyên tắc cơ bản



## 1.1 Khái niệm

# 1 Nguyên tắc cơ bản



## 1.2 Biến dạng của nền

### 1.2.1 Các nguyên nhân gây ra lún

- Đất nén dưới móng chịu tải trọng tĩnh
- Đất sét do hạ mực nước ngầm
- Đất hút nước
- Đất rời chịu tải trọng rung động
- Đất co lại do khô đi
- Nền đất bị xói mòn
- Do hố đào và sự dịch chuyển của tường chắn công trình lân cận
- Do từ biến
- Do tan băng
- Hóa lỏng do động đất
- Do ma sát âm

# 1 Nguyên tắc cơ bản



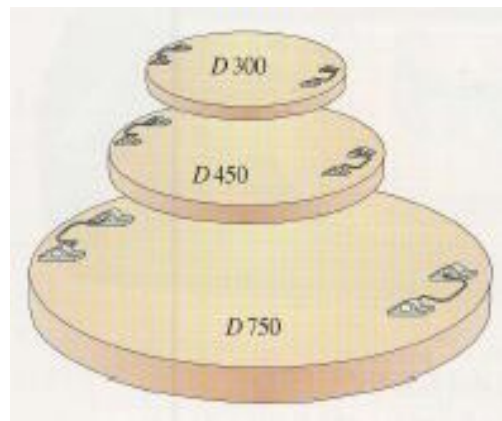
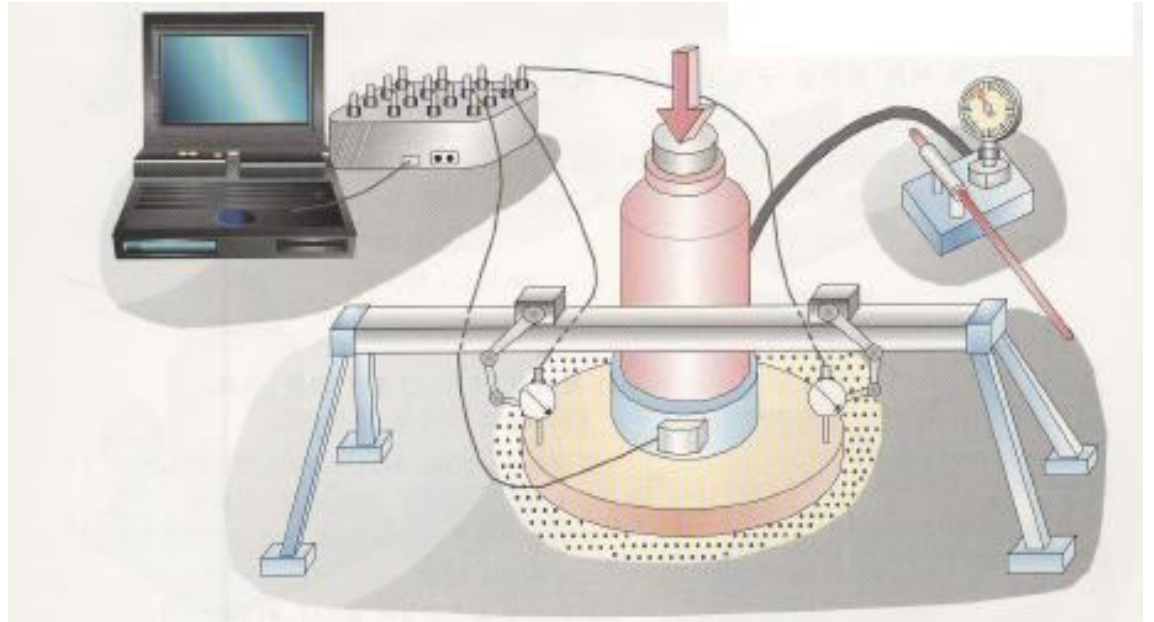
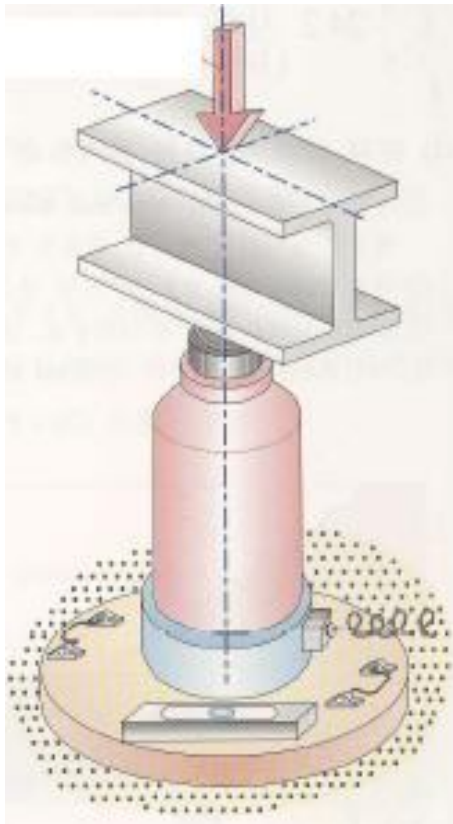
## 1.2.2 Thí nghiệm xác định độ lún

- Bàn nén hiện trường
- Thí nghiệm nén cố kết một chiều

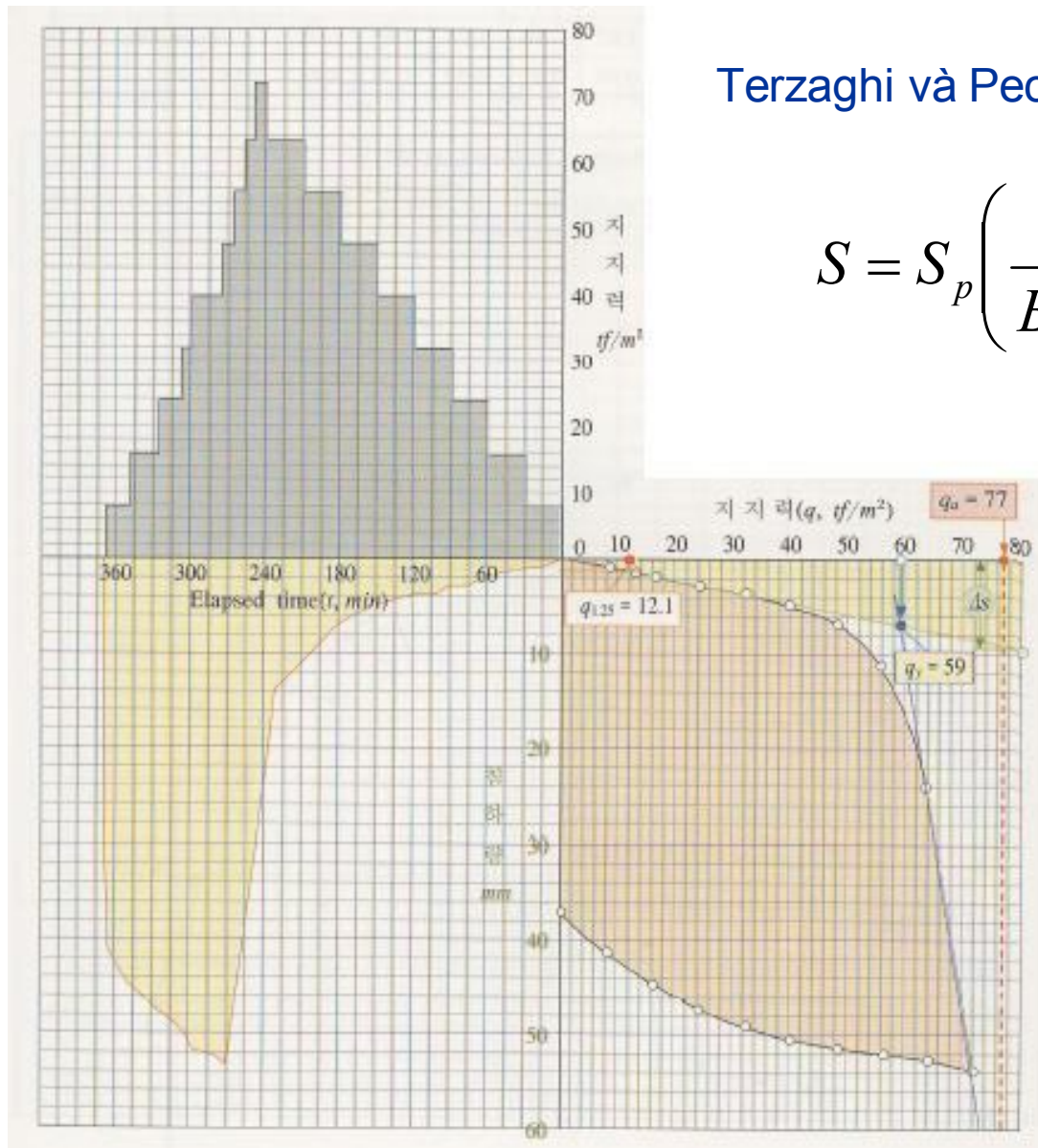
# 1 Nguyên tắc cơ bản



## ● Thí nghiệm bàn nén hiện trường



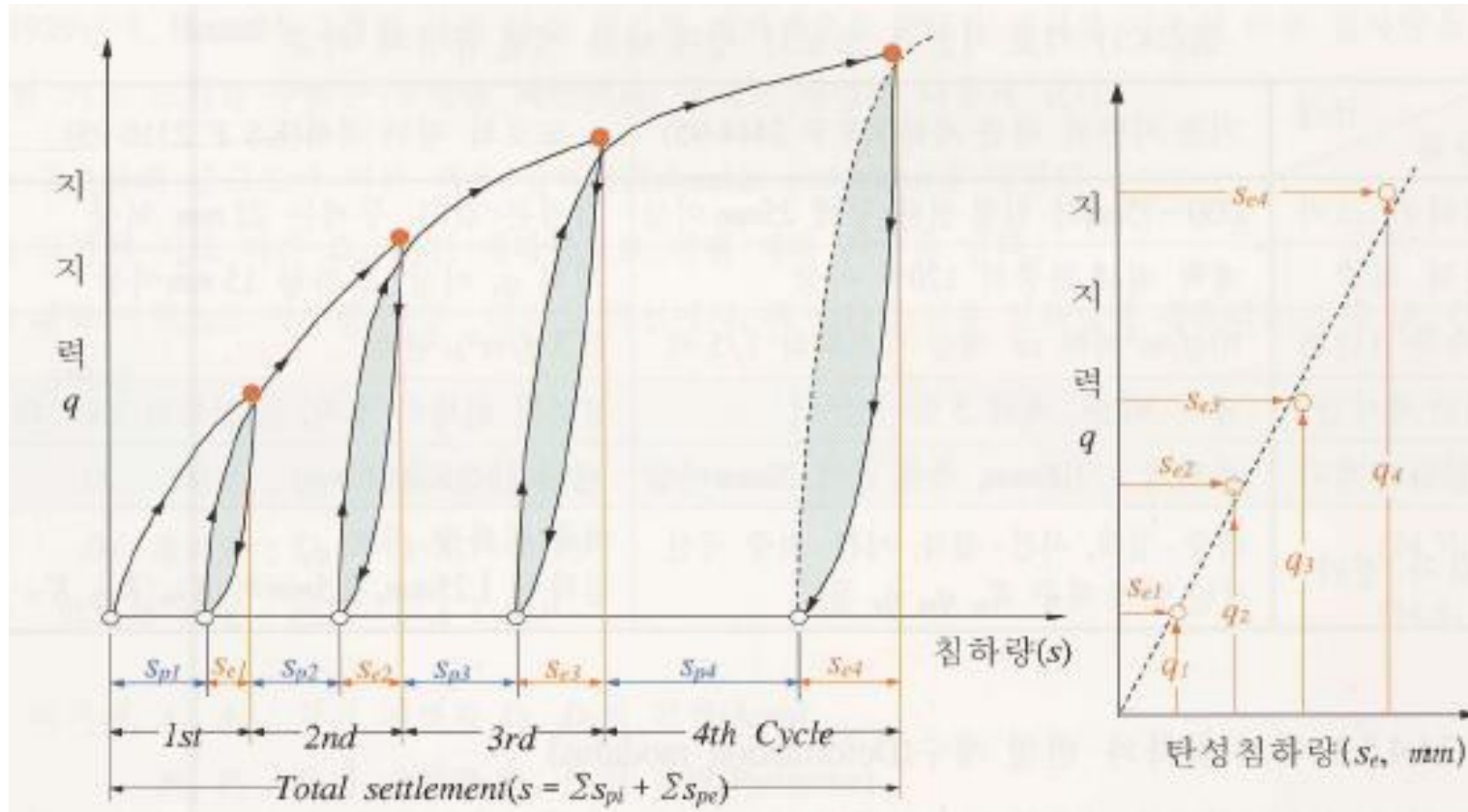
# 1 Nguyên tắc cơ bản



Terzaghi và Peck(1967)

$$S = S_p \left( \frac{2B}{B + B_p} \right)^2$$

# 1 Nguyên tắc cơ bản



$$k = C_z \cdot A$$

$$C_z = \frac{q}{s_e}$$

• Terzaghi(1955)

$$k = \begin{cases} \text{점성토 ; } k_{Test} \left( \frac{B}{B_{Test}} \right) \\ \text{사질토 ; } k_{Test} \left( \frac{B + B_{Test}}{2 B_{test}} \right)^2 \end{cases}$$



# 1 Nguyên tắc cơ bản



➤ McCarthy(2002)

Condition	Relative Density, %	Representative Values of Dry Unit Weight		Values of $C_z$	
		pcf	kN/m <sup>3</sup>	kips/ft <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>
Loose	<35	<90	<14	100	$15 \times 10^3$
Medium dense	35–65	90–110	14–17	150–300	$(25–50) \times 10^3$
Dense	65–85	110–130	17–20	350–550	$(55–85) \times 10^3$
Very dense	>85	>130	>20	>600–700	$(95–110) \times 10^3$

Đáy móng đặt dưới mực nước ngầm :  $0.5 C_z$

# 1 Nguyên tắc cơ bản



## 1.2.3 Các loại độ lún



t

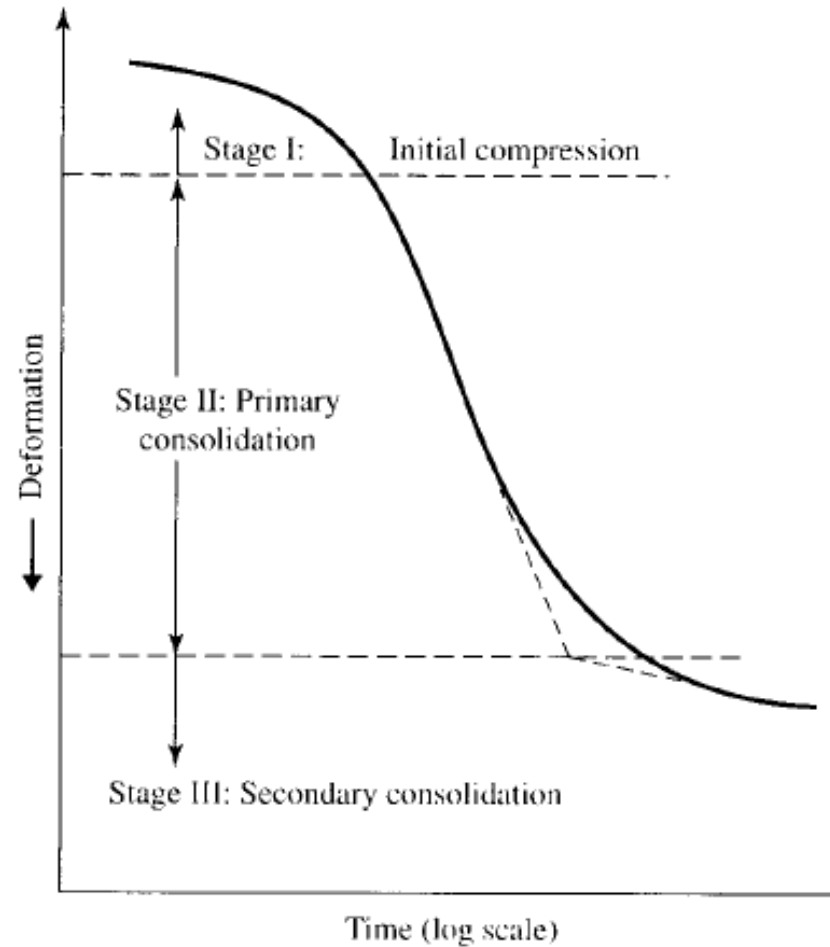
$$S_T = S_c + S_s + S_e$$

$S_T$  = total settlement

$S_c$  = primary consolidation settlement

$S_s$  = secondary consolidation settlement

$S_e$  = immediate settlement



# 1 Nguyên tắc cơ bản

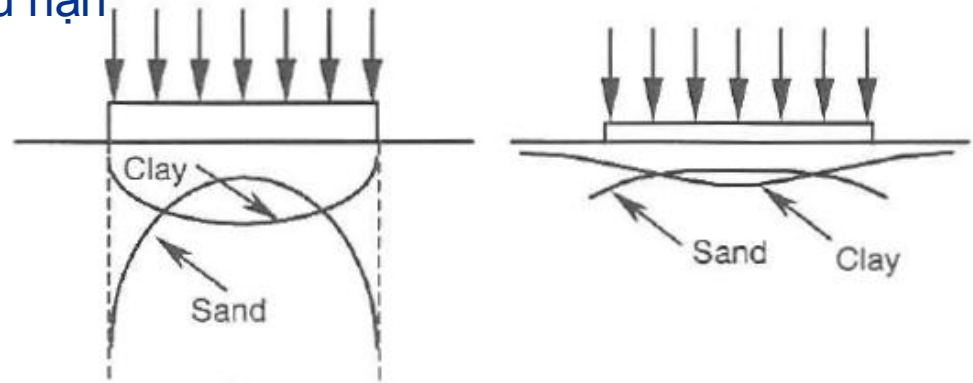


## 1.2.4 Độ lún tức thời

- ✓ Móng chữ nhật có động cứng hữu hạn

$$S_e = \Delta\sigma \times B \frac{1-\nu_s}{E_s} I_P$$

- ✓  $S_e = \Delta\sigma \times B \frac{1-\nu_u}{E_u} I_P$



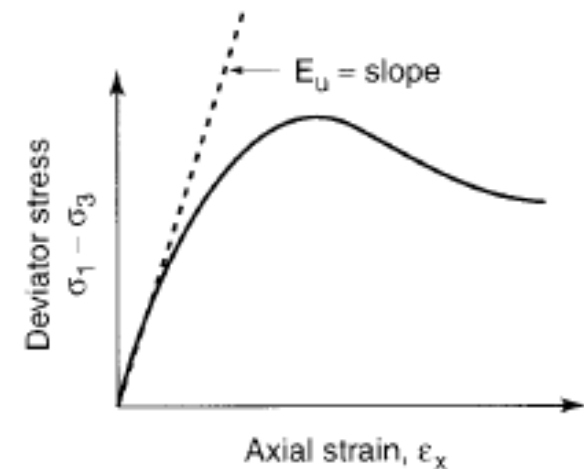
$$I_P(\text{goc}) = \frac{1}{\pi} \left[ \frac{L}{B} \ln \left( \frac{1 + \sqrt{(L/B)^2 + 1}}{(L/B)} \right) + \ln \left( \frac{L}{B} + \sqrt{(L/B)^2 + 1} \right) \right]$$

$$I_P(\text{tâm}) = 2I_P(\text{goc})$$

$$I_P(\text{Trung bình}) = 0.848I_P(\text{tâm})$$

- ✓ Móng cứng chữ nhật

$$I_P(\text{cung}) = 1.57 I_1$$



# 1 Nguyên tắc cơ bản



Shape	$m_1$	$I_p$		
		Center	Corner	Rigid
Circle	—	1.00	0.64	0.79
Rectangle	1	1.12	0.56	0.88
	1.5	1.36	0.68	1.07
	2	1.53	0.77	1.21
	3	1.78	0.89	1.42
	5	2.10	1.05	1.70
	10	2.54	1.27	2.10
	20	2.99	1.49	2.46
	50	3.57	1.8	3.0
100	4.01	2.0	3.43	

Soil type	$E_s$
	kN/m <sup>2</sup>
Soft clay	1,800–3,500
Hard clay	6,000–14,000
Loose sand	10,000–28,000
Dense sand	35,000–70,000

# 1 Nguyên tắc cơ bản



$$E = \beta S_u$$

Values of  $\beta$  from various case studies of immediate settlement

Case study	Location of structure	Clay properties			$E_{field}$ , ton/m <sup>2</sup>	$\beta$	Source of $S_u^*$
		Plasticity index	Sensitivity	Over-consolidation ratio			
1	Oslo: Nine-story building	15	2	3.5	7,600	1,200	CIU
2	Asrum I: Circular load	16	100	2.5	990	1,000	Field vane
						1,200	CIU
3	Asrum II: Circular load test	14	100	1.7	880	1,000	Field vane
						1,100	CIU
4	Mastemyr: Circular load test	14	—	1.5	1,300	1,200	Field vane
						1,700	Bearing capacity
5	Portsmouth: Highway embankment	15	10	1.3	3,000	2,000	Field vane
						1,700	Bearing capacity
6	Boston: Highway embankment	24	5	1.5	10,000	1,600	Field vane
						1,200	CK <sub>0</sub> U
				1.0	13,000	2,500	Field vane
						1,500	CK <sub>0</sub> U
7	Drammen: Circular load test	28	10	1.4	3,200	1,400	Field vane
						1,100	CK <sub>0</sub> U
8	Kawasaki: Circular load test	38	6 ± 3	1.0	2,200	400	Field vane
							CIU
9	Venezuela: Oil tanks	37	8 ± 2	1.0	500	800	CIU
10	Maine: Rectangular load test†	33 ± 2	4	1.5–4.5	100–200	80–160	UU and Bearing capacity

After D. J. D'Appolonia et al. (1971).

# 1 Nguyên tắc cơ bản



Type of soil	Poisson's ratio, $\mu_s$
Loose sand	0.2–0.4
Medium sand	0.25–0.4
Dense sand	0.3–0.45
Silty sand	0.2–0.4
Soft clay	0.15–0.25
Medium clay	0.2–0.5

- ✓ Worth, *lightly overconsolidated clays*.

$$\nu \approx 0.25 + 0.00225(\text{PI})$$

- ✓ For granular soils, Trautmann and Kulhawy (1987) drained Poisson's ratio.

$$\nu = 0.1 + 0.3 \left( \frac{\phi_r - 25^\circ}{45^\circ - 25^\circ} \right)$$

# 1 Nguyên tắc cơ bản



## ● Thí dụ

Estimate the immediate settlement of a column footing 1.5 m in diameter that is constructed on an unsaturated clay layer, given that the total load carried by the column footing = 150 kN,  $E_s = 7000 \text{ kN/m}^2$ , and  $\mu_s = 0.25$ . Assume the footing to be rigid.

## Solution

$$S_e = \Delta\sigma B \frac{1 - \mu_s^2}{E_s} I_\rho$$

$$\Delta\sigma = \frac{(150)}{\frac{\pi}{4}(1.5)^2} = 84.9 \text{ kN/m}^2$$

for a circular rigid foundation,  $I_\rho = 0.79$ ,

$$S_e = (84.9)(1.5) \left[ \frac{1 - 0.25^2}{7000} \right] (0.79) = 0.0135 \text{ m} = \mathbf{13.5 \text{ mm}}$$

# 1 Nguyên tắc cơ bản



## ● Công thức sửa đổi (Mayne and Poulos, 1999)

Đưa vào tính toán

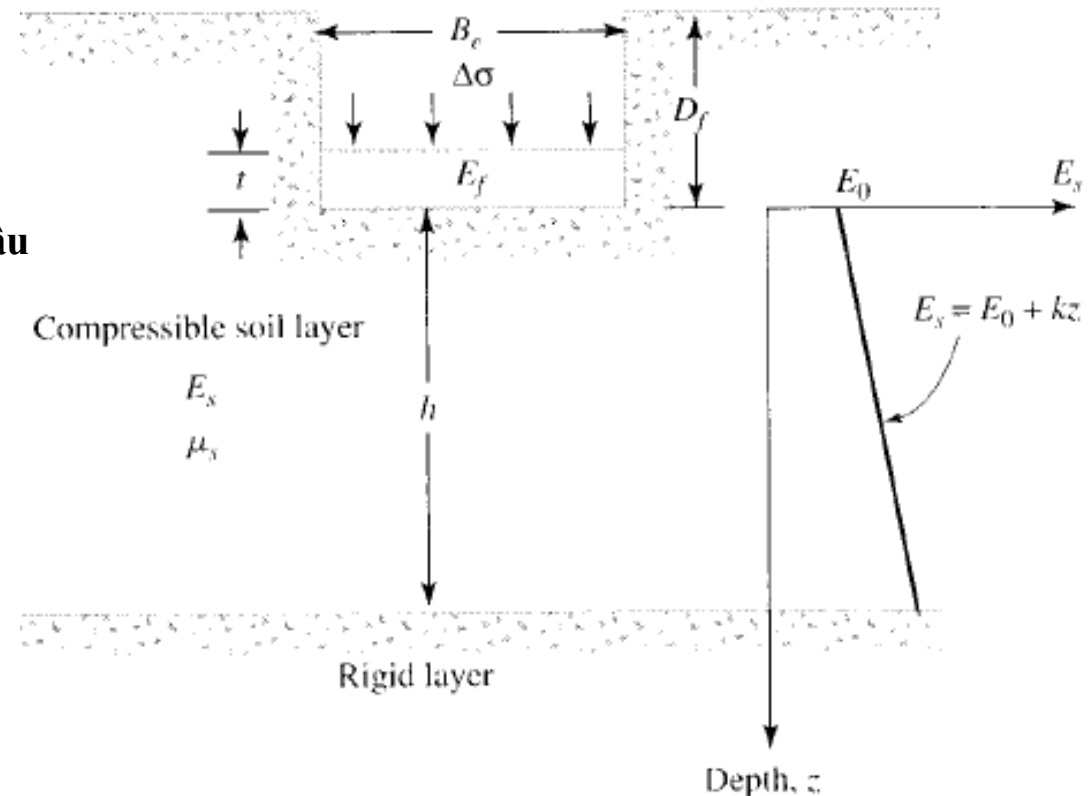
- Độ cứng của móng
- Tăng module đàn hồi với chiều sâu
- Độ sâu chôn móng
- Các lớp đất cứng ở độ sâu

$$S_e = \frac{\Delta\sigma B_c I_G I_F I_E (1 - \mu_s^2)}{E_0}$$

$I_G$  = influence factor for the variation of  $E_s$  with depth =  $f(E_0, k, B_c, \text{ and } h)$

$I_F$  = foundation rigidity correction factor

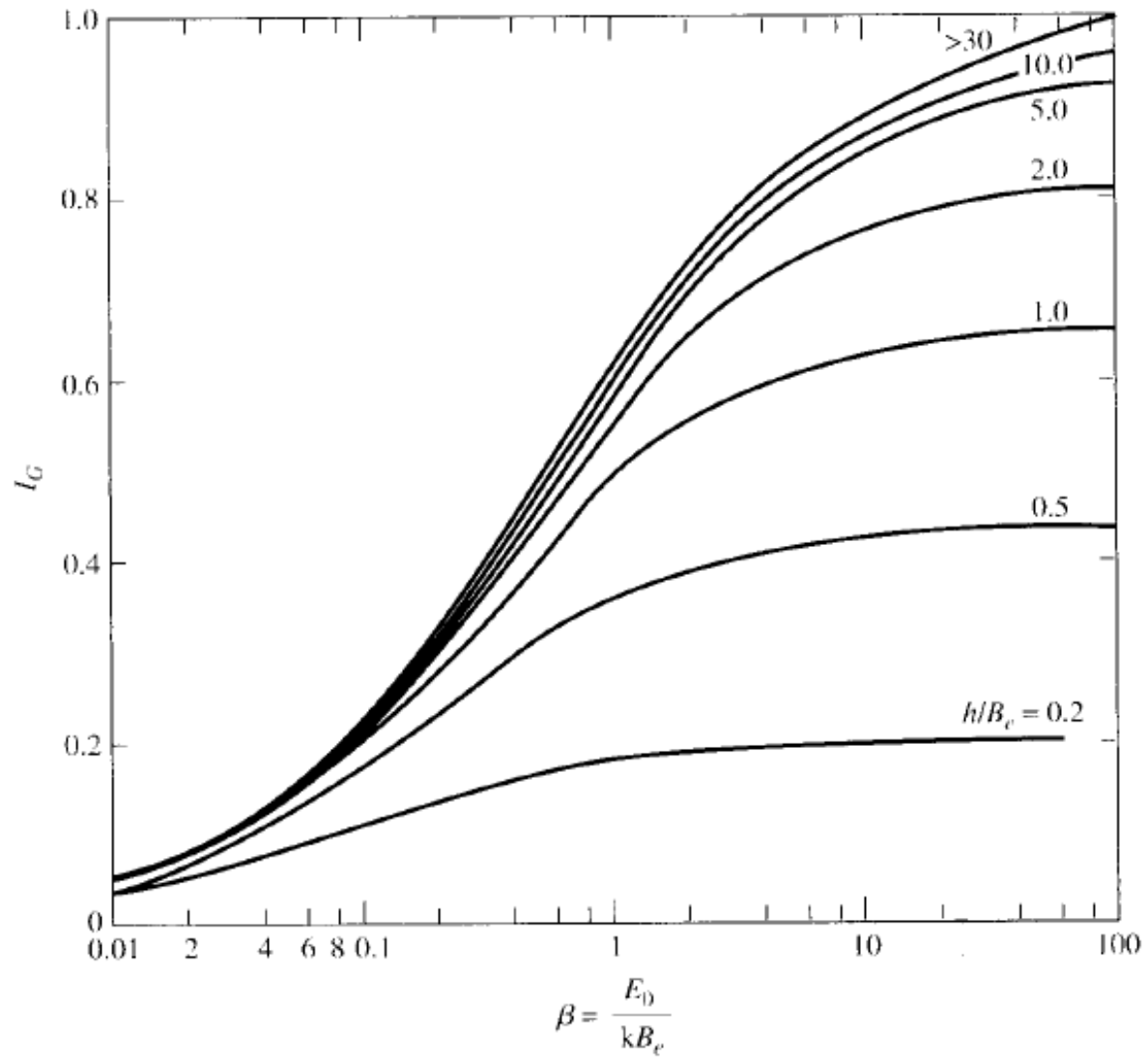
$I_E$  = foundation embedment correction factor



$$B_c = \sqrt{\frac{4BL}{\pi}}$$



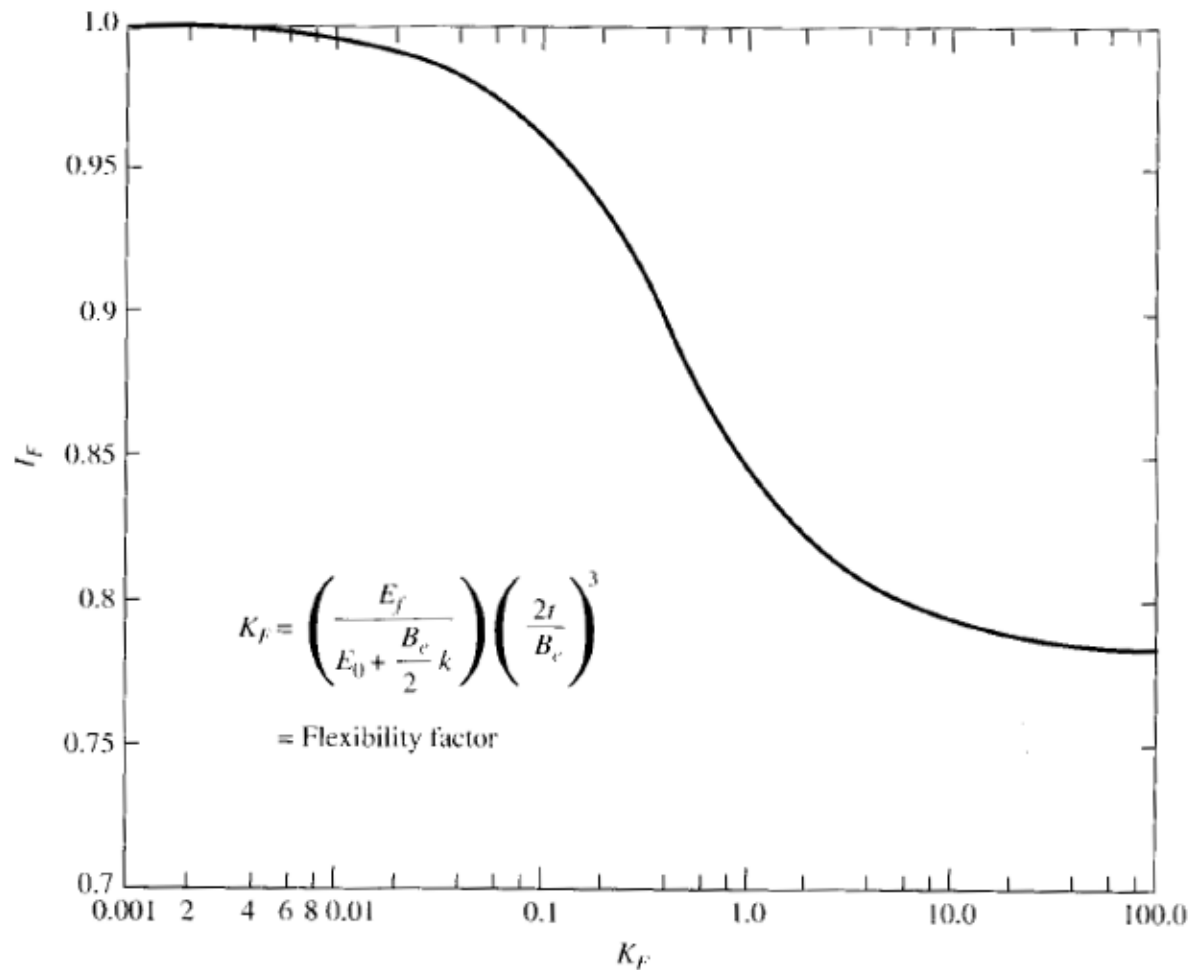
# 1 Nguyên tắc cơ bản



# 1 Nguyên tắc cơ bản



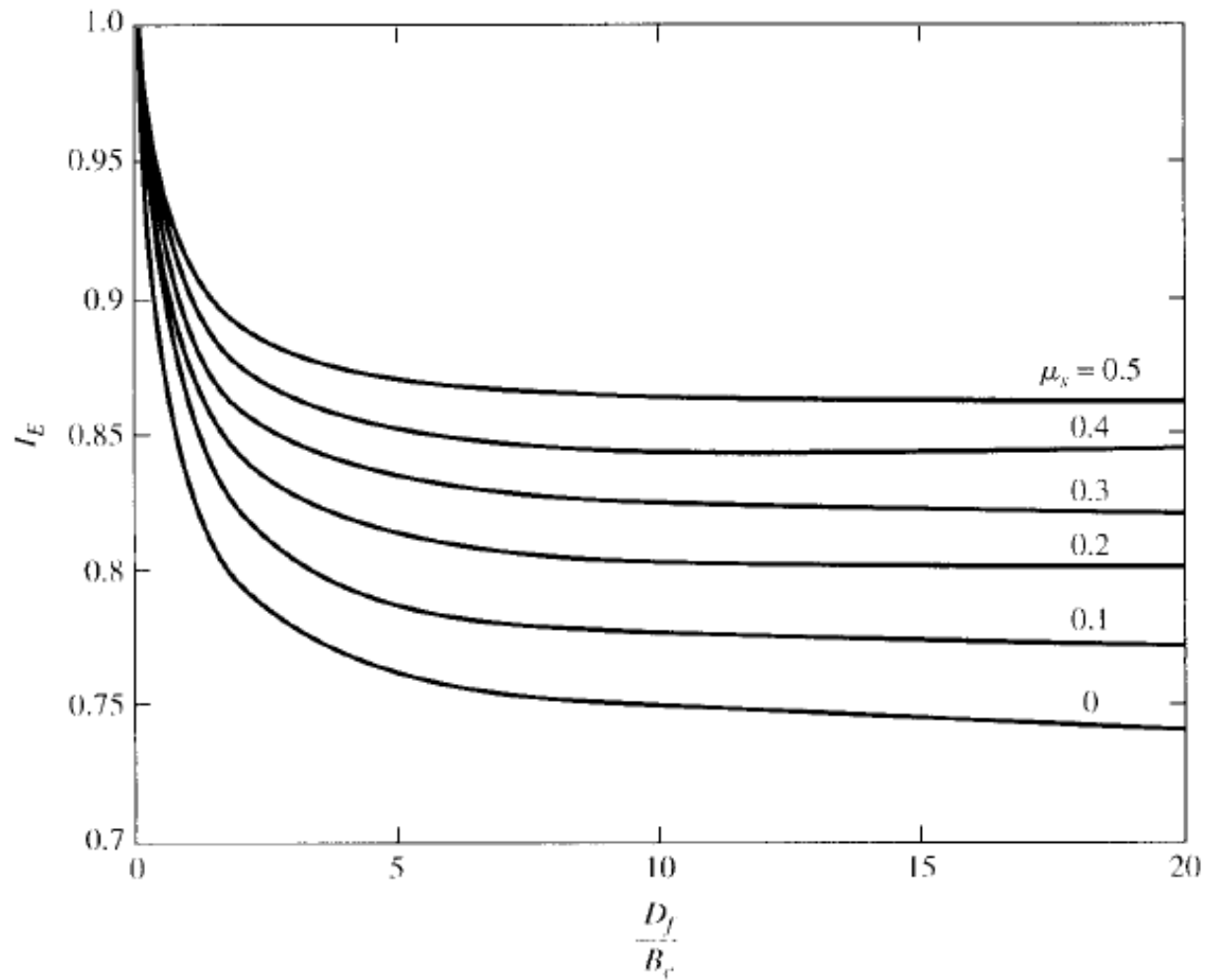
$$I_F = \frac{\pi}{4} + \frac{1}{4.6 + 10 \left( \frac{E_f}{E_o + \frac{B_c}{2}k} \right) \left( \frac{2f}{B_c} \right)^3}$$



# 1 Nguyên tắc cơ bản



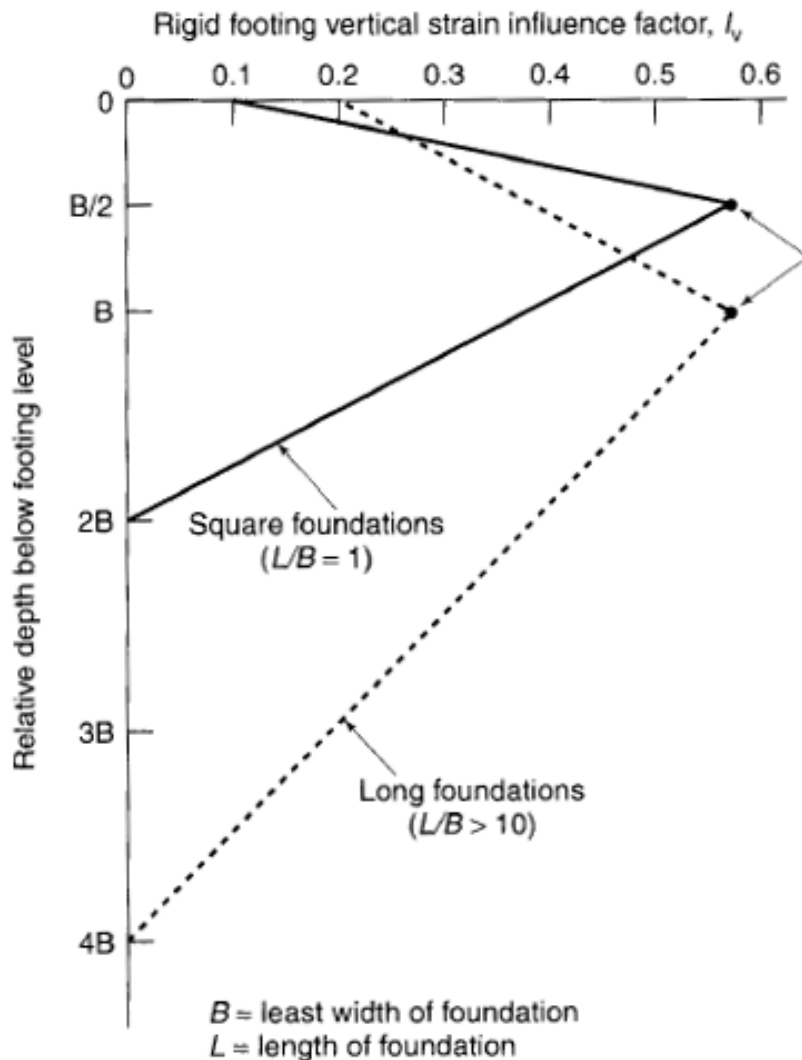
$$I_E = 1 - \frac{l}{3.5 \exp(1.22\mu_s - 0.4) \left( \frac{B_c}{D_f} + 1.6 \right)}$$



# 1 Nguyên tắc cơ bản



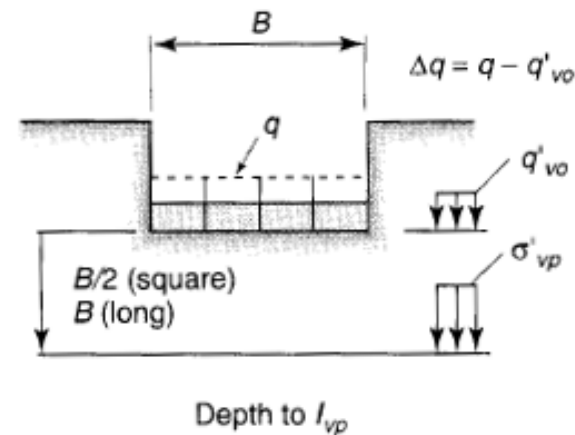
## ● Phương pháp Schmertmann



Calculate  $I_{zp}$ , use  
 $I_{vp} = 0.5 + 0.1 \sqrt{\frac{\Delta q}{\sigma'_{vp}}}$

$$S_f = C_1 C_2 \sum (\varepsilon_{v_{avg}}) (\Delta z_n)$$

$$= C_1 C_2 \sum (\Delta q) (I_v / E_s) (\Delta z_n)$$



$q$  = foundation bearing pressure  
 $q'_{vo}$  = soil overburden pressure at foundation level  
 $\sigma'_{vp}$  = soil overburden pressure at depth for  $I_{vp}$  ( $B$  or  $B/2$ ).

# 1 Nguyên tắc cơ bản



- Hệ số ảnh hưởng độ sâu chôn móng

$$C_1 = 1 - 0.5 (\sigma_{vo} / \Delta q)$$

- Hệ số ảnh hưởng từ biến và nén lâu dài

$$C_2 = 1 + 0.2 (\log 10t)$$

- Modulus đàn hồi  $E_s$

$$\begin{aligned} S_r &= C_1 C_2 \sum (\varepsilon_{v_{avg}}) (\Delta z_n) \\ &= C_1 C_2 \sum (\Delta q) (I_v / E_s) (\Delta z_n) \end{aligned}$$

Values of  $E_s$  Related to Soil Type

Soil Type	Approximate Value for $E_s$ (kgf/cm <sup>2</sup> , 0.1 MPa, ton/ft <sup>2</sup> )	
	In terms of $N$	In terms of $q_c$
Sand-silt mixture	$4N$	$1.5q_c$
Fine-to-medium sands, fine-medium-coarse sands	$7N-10N$ (relating to density and compactness)	$2q_c-3q_c$ (relating to density and compactness)
Sand-gravel mixtures	$12N$	$4q_c$

# 1 Nguyên tắc cơ bản



## ● Thí dụ

Using the Schmertmann method, calculate the settlement for a foundation being supported on a sand stratum, given the following conditions:

Square foundation, 3 m by 3 m; foundation bearing pressure  $q = 165$  kPa; foundation installation depth  $D_f = 1.5$  m; soil unit weight  $\gamma = 17.5$  kN/m<sup>3</sup>

# 1 Nguyên tắc cơ bản



## Solution

Net foundation pressure  $\Delta q$ :

$$\Delta q = 165 \text{ kPa} - (17.5 \text{ kN/m}^3 \times 1.5 \text{ m}) = 138.75 \text{ kPa}$$

Vertical pressure at depth  $B/2$  below foundation  $\sigma_{vp}$  (prior to foundation construction)

$$\sigma_{vp} = (17.5 \text{ kN/m}^3 \times 1.5 \text{ m}) + \left( 17.5 \text{ kN/m}^3 \times \frac{B}{2} \right) = 52.5 \text{ kN/m}^2 = 52 \text{ kPa}$$

Maximum strain influence factor  $I_{vp}$

$$I_{vp} = 0.5 + 0.1 \sqrt{\Delta q / \sigma_{vp}} = 0.5 + 0.1 \sqrt{138.75 / 52.5} = 0.66$$

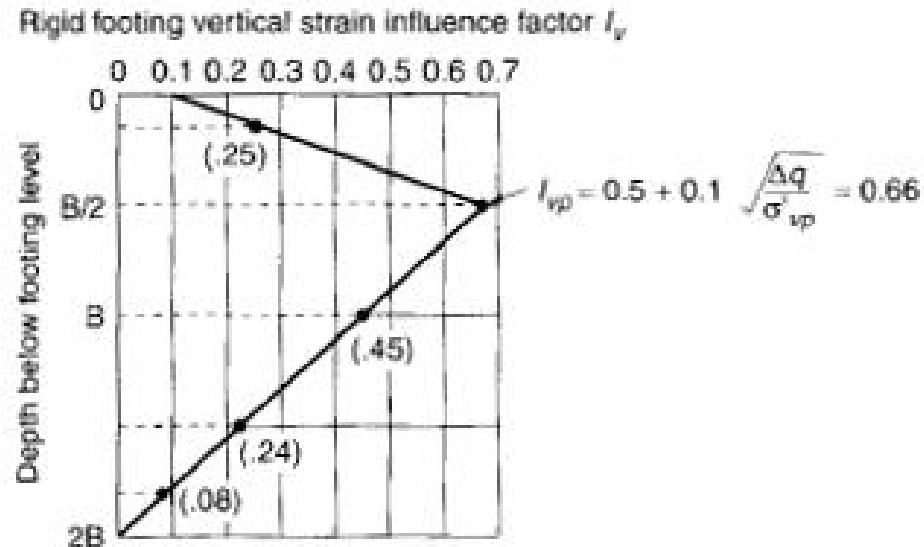
$$C_1 \text{ factor} = 1 - 0.5 \left( \frac{\sigma_{vp}}{\Delta q} \right) = 1 - 0.5 \left( \frac{17.5 \times 1.5}{138.75} \right) = 0.905$$

$$C_2 \text{ factor} = 1.0$$

# 1 Nguyên tắc cơ bản



## Solution



Layer Identification and Soil Type (below fdt n level)	Layer Thickness $\Delta z$ (m) (below fdt n level)	Distance to Center of Layer (m) (below fdt n level)	$q_c$ (or $N$ ) <sup>a</sup> (kgf/cm <sup>2</sup> )	$I_v$ <sup>b</sup>	$E_s$ (MPa)	$(I_v/E_s)\Delta z$ (m/MPa)
(1) f-c sand	1.0	0.5 (or $0.17B$ )	$30 \approx 3$ MPa	0.25	$2.5q_c = 7.5$	0.033
(2) f-m sand	1.5	1.75 (or $0.58B$ )	$25 \approx 2.5$ MPa	0.66	$2.5q_c = 6.25$	0.158
(3) f-m sand	1.0	3.0 (or $1B$ )	$27.5 \approx 2.75$ MPa	0.45	$2.5q_c = 6.88$	0.065
(4) f-c sand	1.5	4.25 (or $1.42B$ )	$35 \approx 3.5$ MPa	0.24	$2.5q_c = 8.75$	0.041
(5) f-c sand	1.0	5.5 (or $1.83B$ )	$30 \approx 3.0$ MPa	0.08	$2.5q_c = 7.5$	0.011
						$\Sigma = 0.31$

$$\begin{aligned}
 \text{Settlement, } S_r &= (C_1 C_2) \Delta q \sum (I_v / E_s) \Delta z \\
 &= (0.905 \times 1)(138.75 \text{ kPa})(0.31 \text{ m/MPa}) \\
 &= 0.039 \text{ m} = 39 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

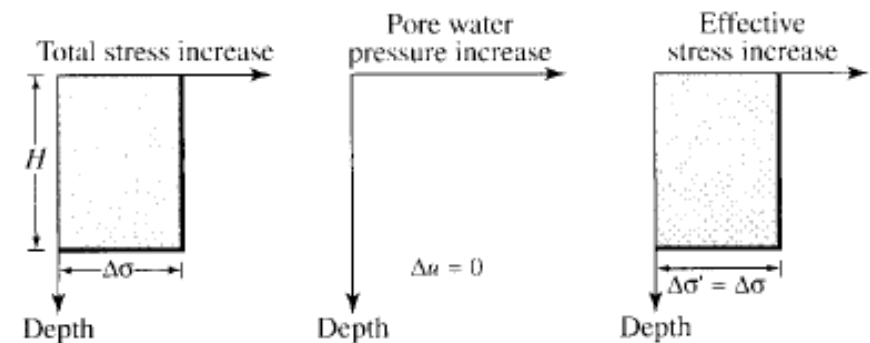
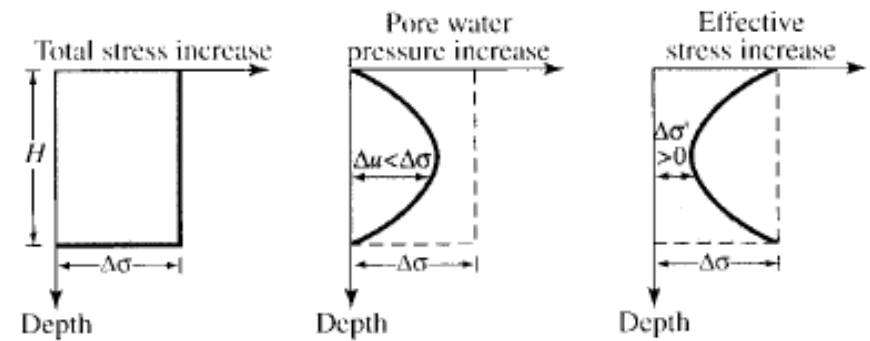
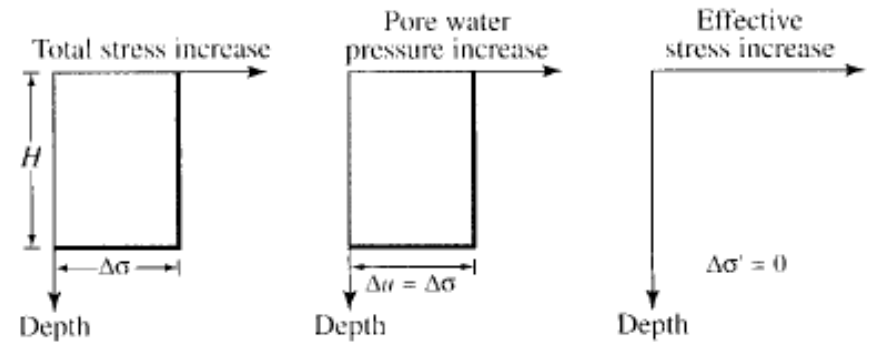
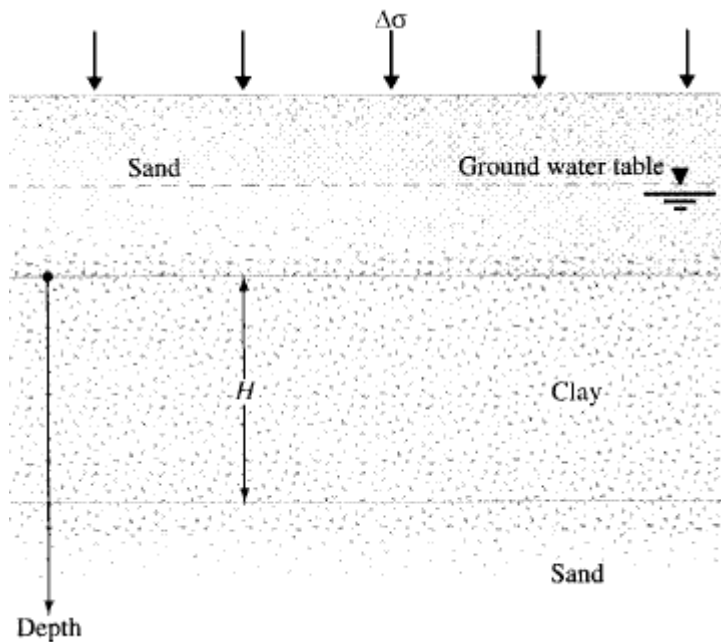


# 1 Nguyên tắc cơ bản



## 1.2.5 Độ lún cố kết

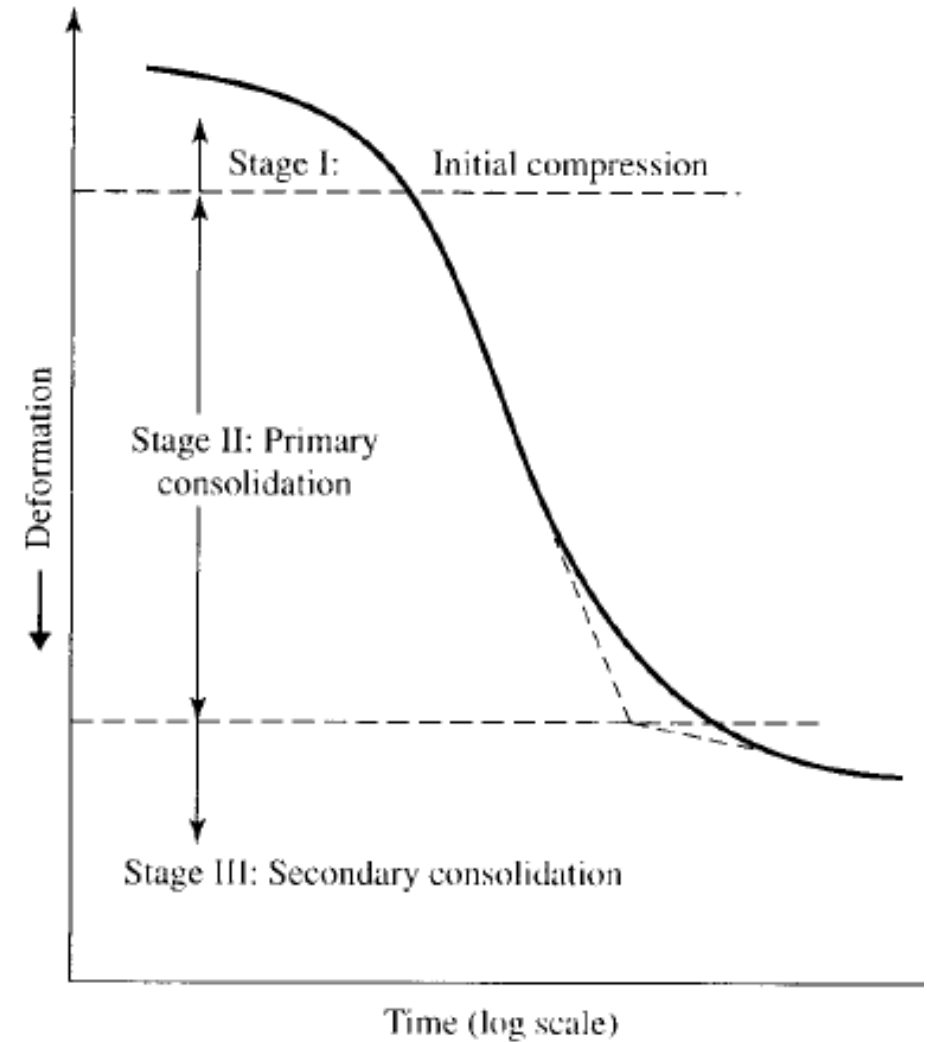
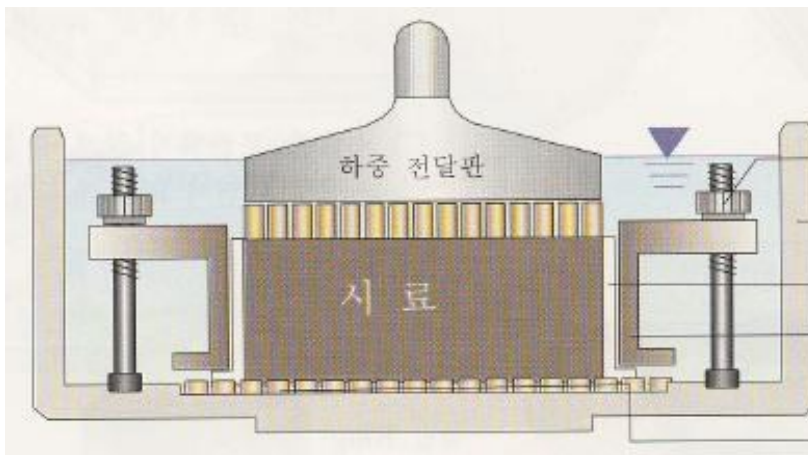
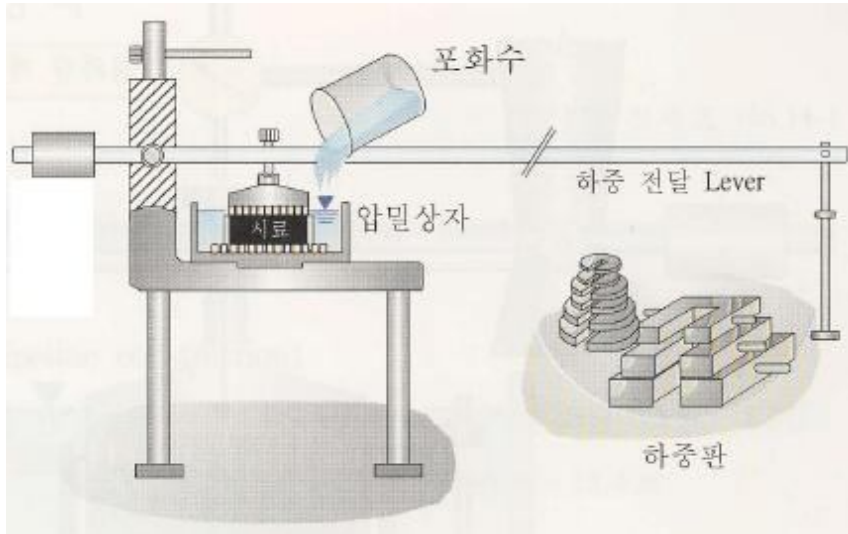
$$\Delta\sigma = \Delta\sigma' + \Delta u$$



# 1 Nguyên tắc cơ bản



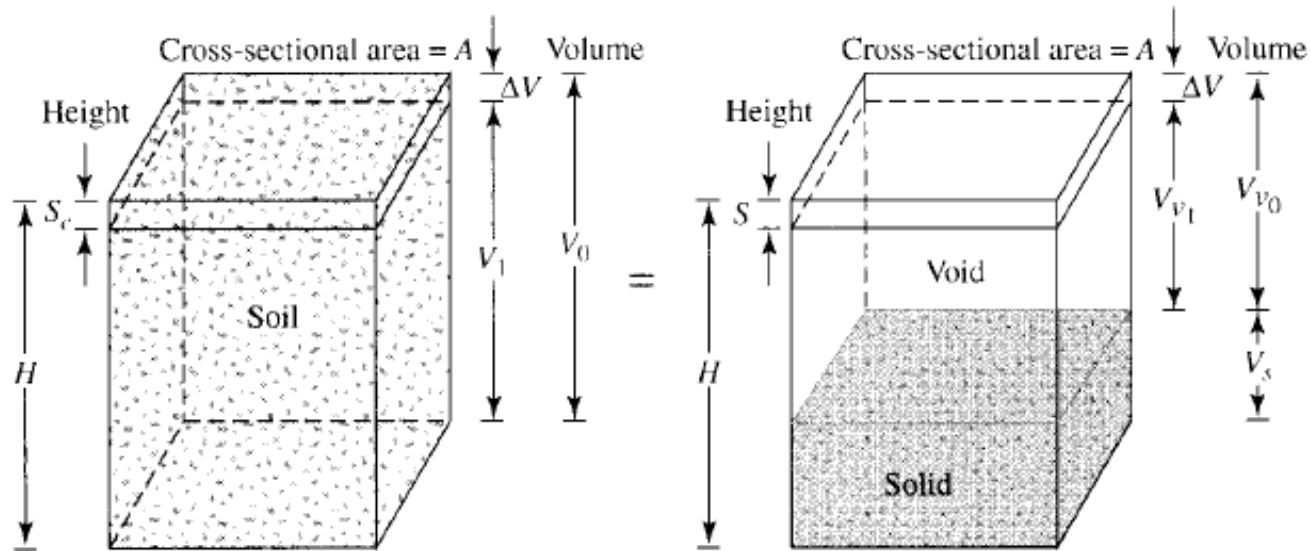
## Thí nghiệm nén cố kết



# 1 Nguyên tắc cơ bản



## Xác định độ lún sau khi cố kết hoàn toàn



$$\Delta V = V_0 - V_1 = HA - (H - S_c)A = S_c A$$

$$\Delta V = S_c A = \Delta e V_s = \frac{AH}{1 + e_0} \Delta e$$

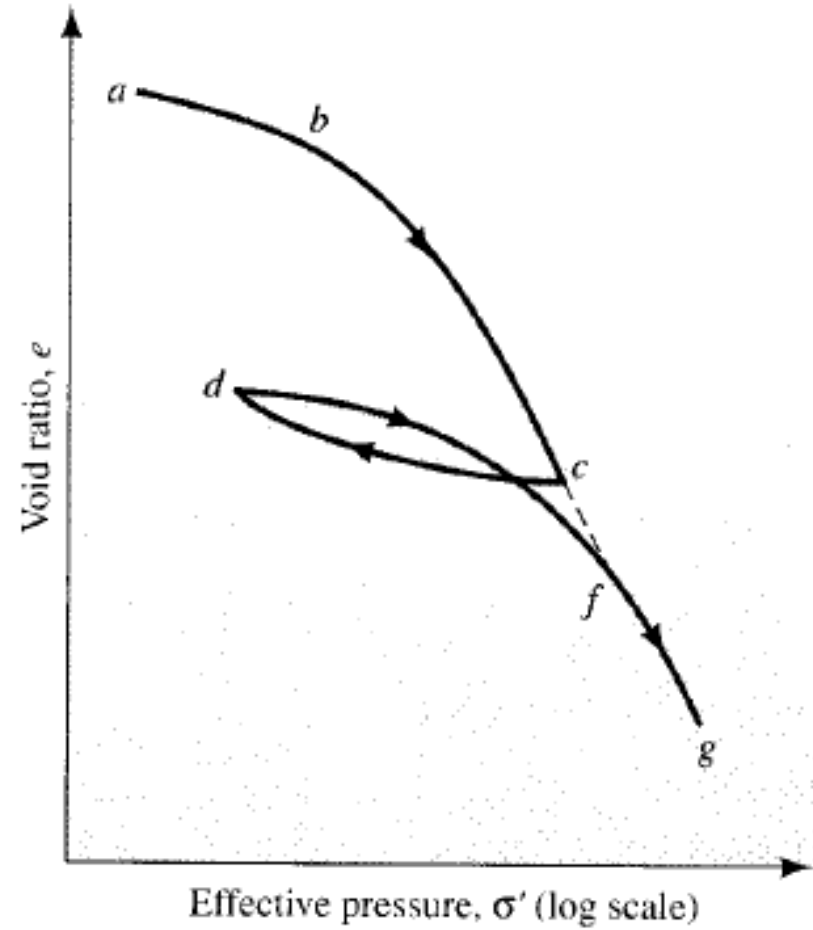
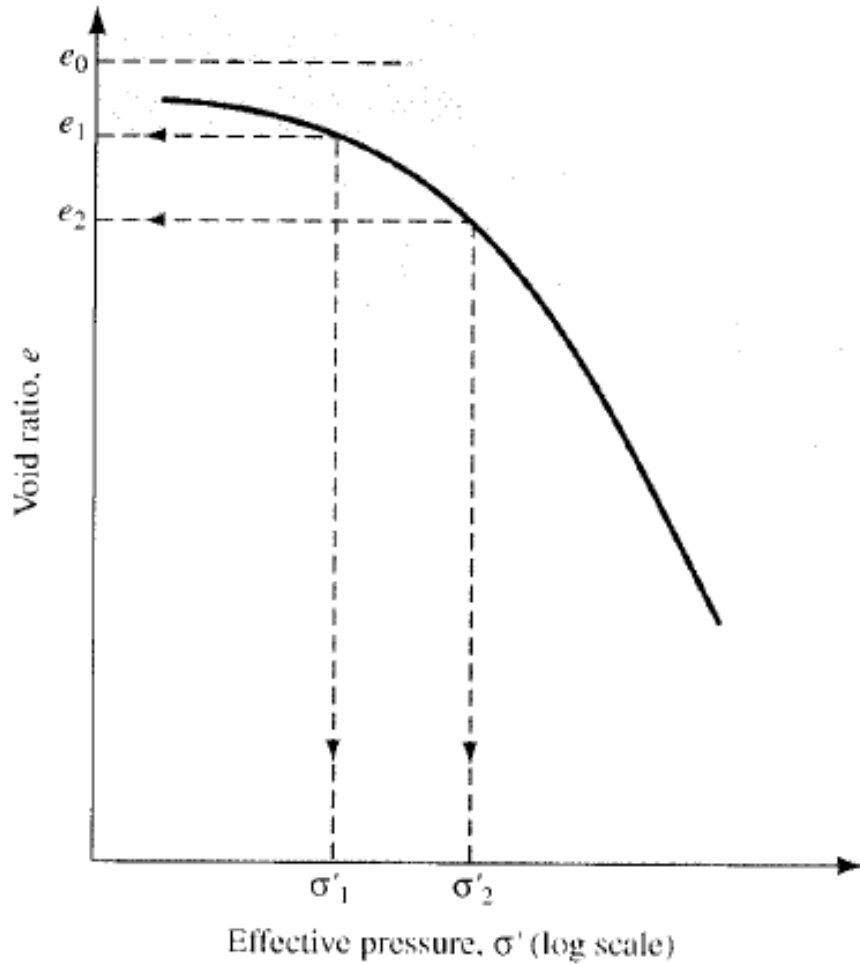
$$\Delta V = S_c A = V_{v0} - V_{vt} = \Delta V_v$$

$$\Delta V_v = \Delta e V_s$$

$$V_s = \frac{V_0}{1 + e_0} = \frac{AH}{1 + e_0}$$

$$S_c = H \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

# 1 Nguyên tắc cơ bản



# 1 Nguyên tắc cơ bản



- Hệ số cố kết: OCR

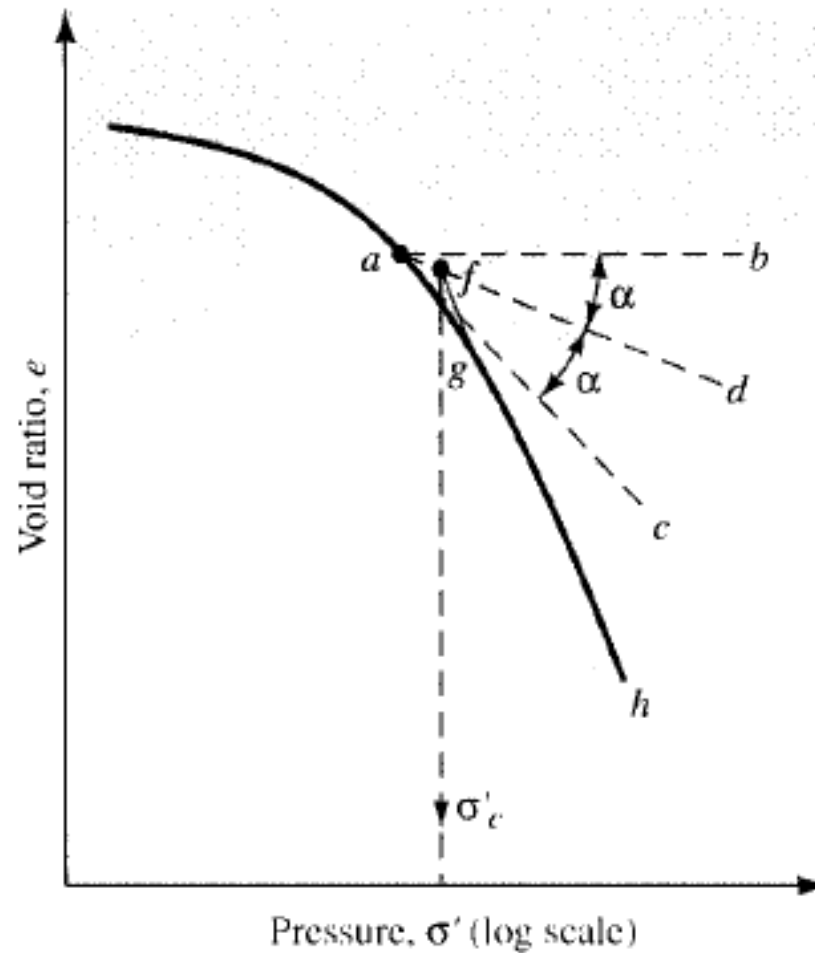
$$OCR = \frac{\sigma'_c}{\sigma'}$$

- Sét cố kết thường

$$OCR = 1$$

- Sét quá cố kết

$$OCR > 1$$



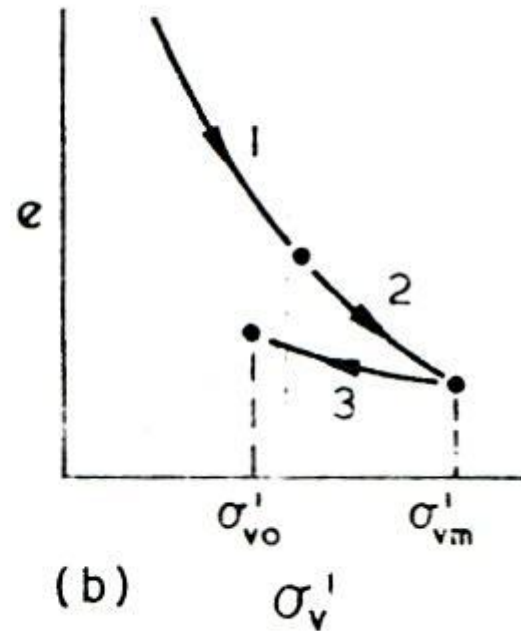
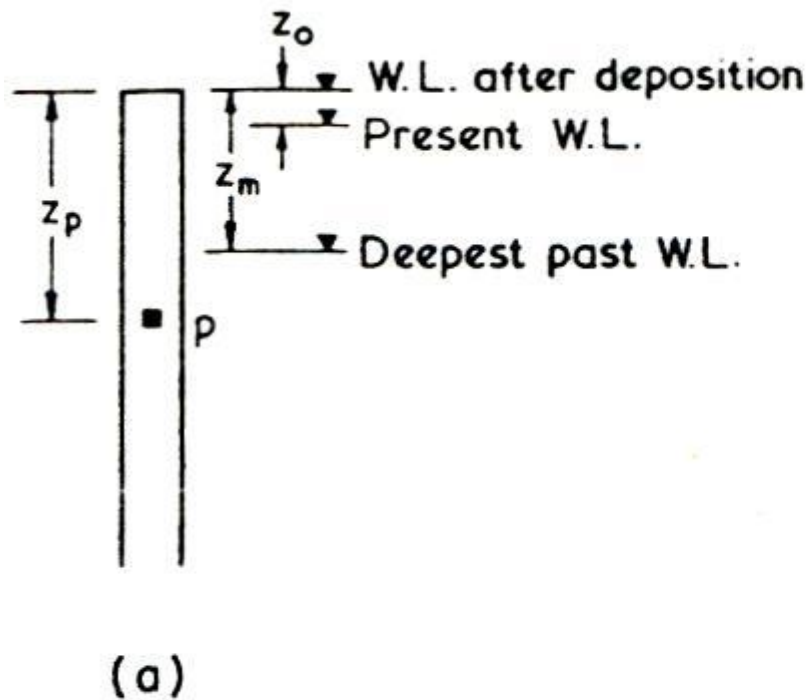
# 1 Nguyên tắc cơ bản



## ❖ Nguyên nhân gây ra hiện tượng cố kết trước

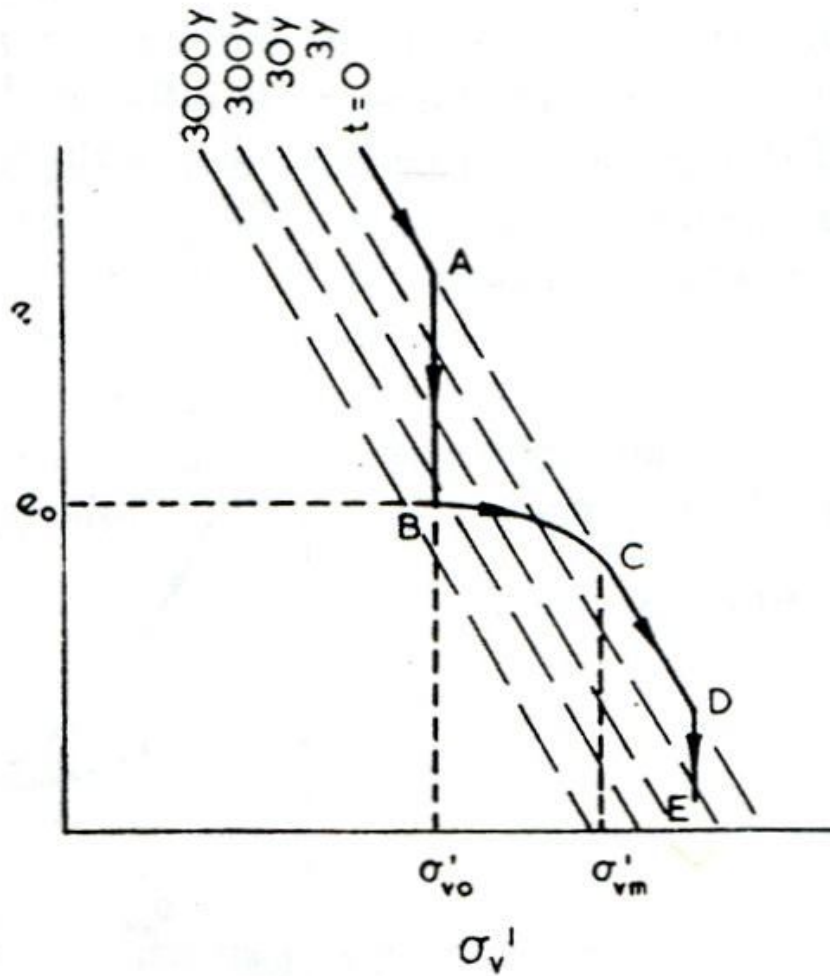
- ✓ Áp lực đất bên trên bị dời đi do bào mòn hay do công trình củ
- ✓ Áp lực băng hà đã mất đi
- ✓ Do áp lực thủy động
- ✓ Do lực kiến tạo địa chất thí dụ mảng địa chất trôi giạt
- ✓ Do dao động mực nước ngầm
- ✓ Do đất trầm tích theo thời gian
- ✓ Do nước trong đất bị bốc hơi hay bị hút bởi rễ cây

# 1 Nguyên tắc cơ bản



Overconsolidation caused by ground water movements (Parry, 1970).

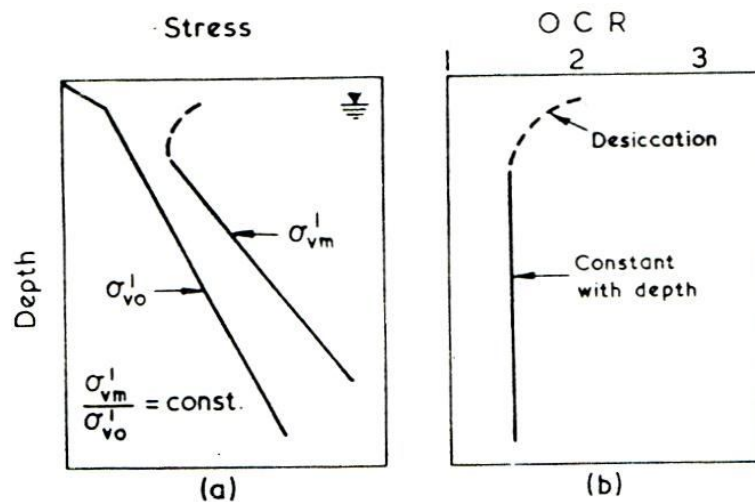
# 1 Nguyên tắc cơ bản



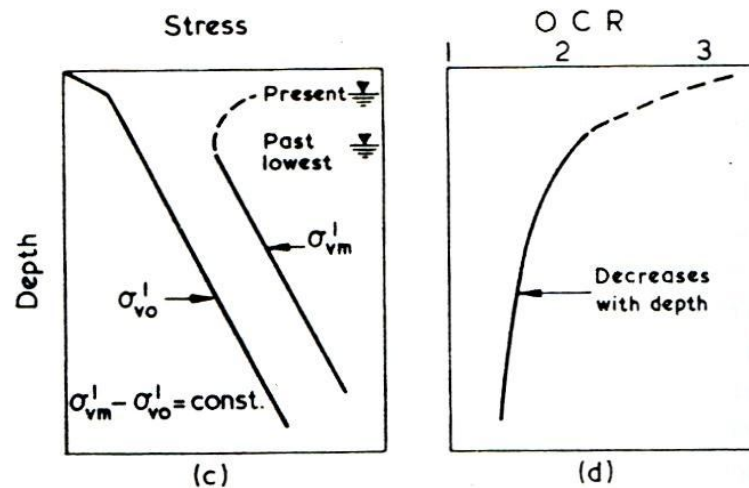
Apparent overconsolidation caused by delayed consolidation (Bjerrum, 1967).



# 1 Nguyên tắc cơ bản



Delayed Consolidation



Changes in G. W. L.

Variations of  $\sigma'_{vm}$  and OCR with depth from delayed consolidation and ground water movements.

# 1 Nguyên tắc cơ bản



❖ Hệ số nén:  $a_v$

$$a_v = a = -\frac{de}{d\sigma'} = -\frac{\Delta e}{\Delta\sigma'}$$

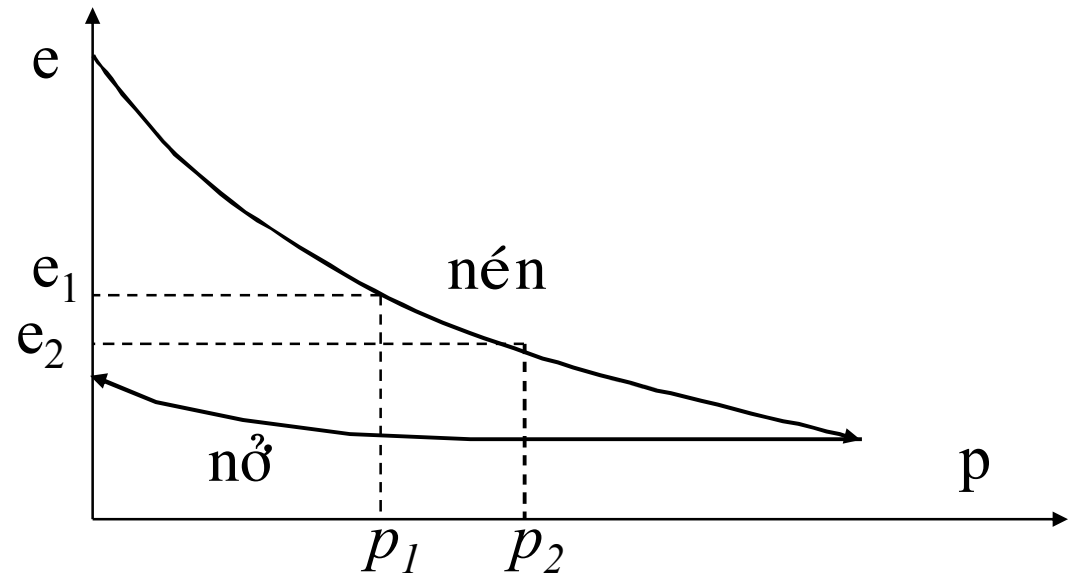
$$\Delta e = -a_v \Delta\sigma'$$

❖ Hệ số nén tương đối:  $m_v$

$$m_v = a_o = \frac{a_v}{1+e_1} = \frac{-\Delta e}{\Delta\sigma'(1+e_1)}$$

❖ Độ lún

$$S_c = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} H = \frac{-\Delta e}{\Delta\sigma'} \frac{\Delta\sigma'}{1 + e_1} H = m_v \Delta\sigma' H$$



# 1 Nguyên tắc cơ bản



❖ Trong thí nghiệm nén cố kết 1 chiều

$$\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0; \sigma_x = \sigma_y$$

$$\longleftrightarrow \varepsilon_x = \frac{1}{E} (\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)) = 0$$

$$\longrightarrow \frac{\sigma_x}{\sigma_z} = K_o = \frac{\nu}{1-\nu}$$

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} (\sigma_z - \nu(\sigma_y + \sigma_x)) = \frac{\sigma_z}{E} \left(1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu}\right)$$

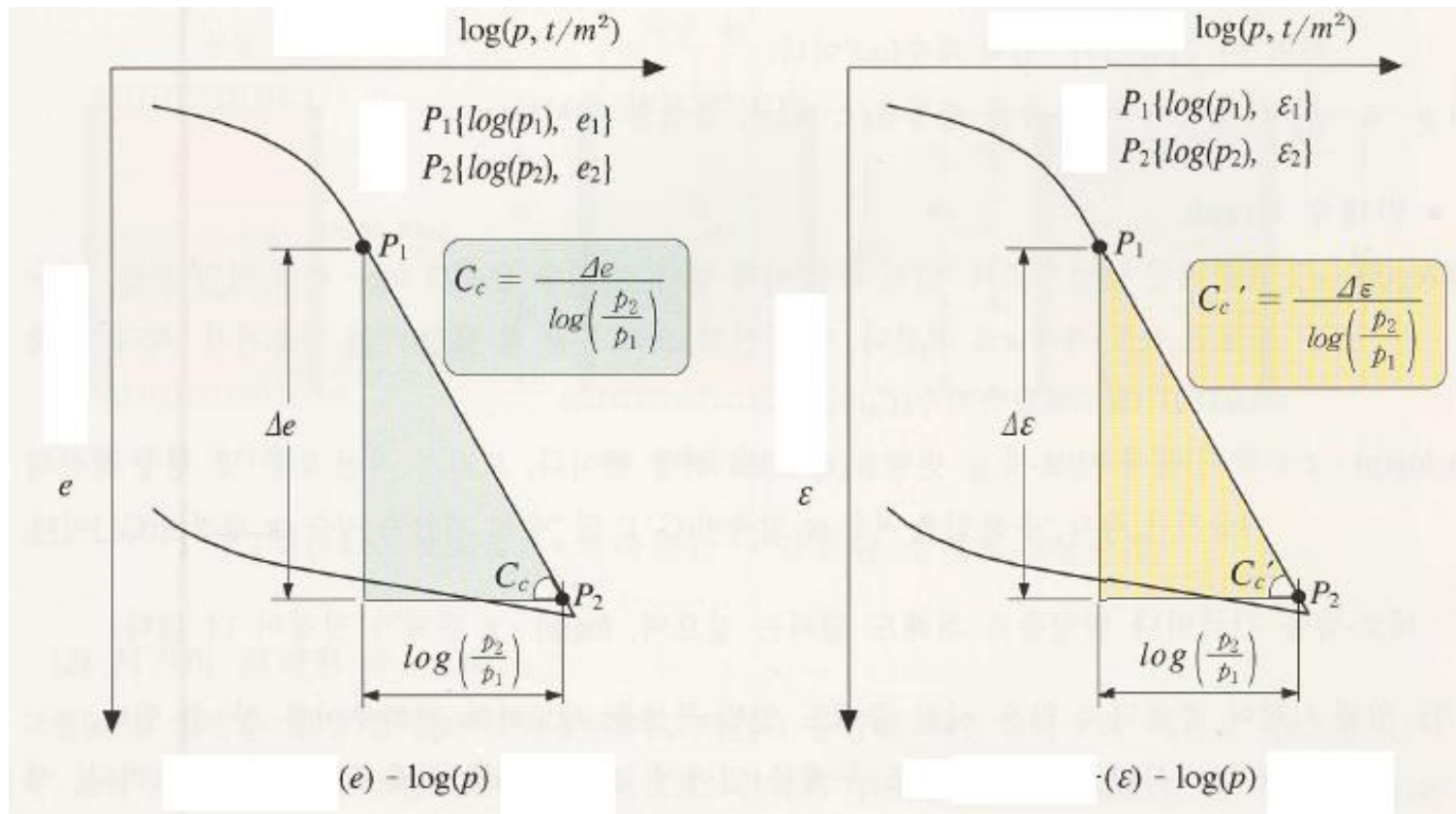
$$\longleftrightarrow \varepsilon_z = \frac{S_c}{H} = \frac{\Delta\sigma'}{E} \left(1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu}\right) \longrightarrow S_c = \frac{\beta}{E} \Delta\sigma' H$$

$$\beta = \left(1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu}\right)$$

# 1 Nguyên tắc cơ bản



## ❖ Đường cong e-log(p)



$$C_c = C_c' (1 + e_0)$$

$$C_s = C_s' (1 + e_0)$$

$$C_s = \left(\frac{1}{20} \sim \frac{1}{10}\right) C_c$$

# 1 Nguyên tắc cơ bản



## ❖ Độ lún cho đất sét cố kết thường

$$\Delta e = C_c [\log(\sigma'_o + \Delta\sigma') - \log \sigma'_o]$$

$$S_c = \frac{C_c H}{1 + e_o} \log\left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_o}\right)$$

## ❖ Độ lún cho đất sét quá cố kết

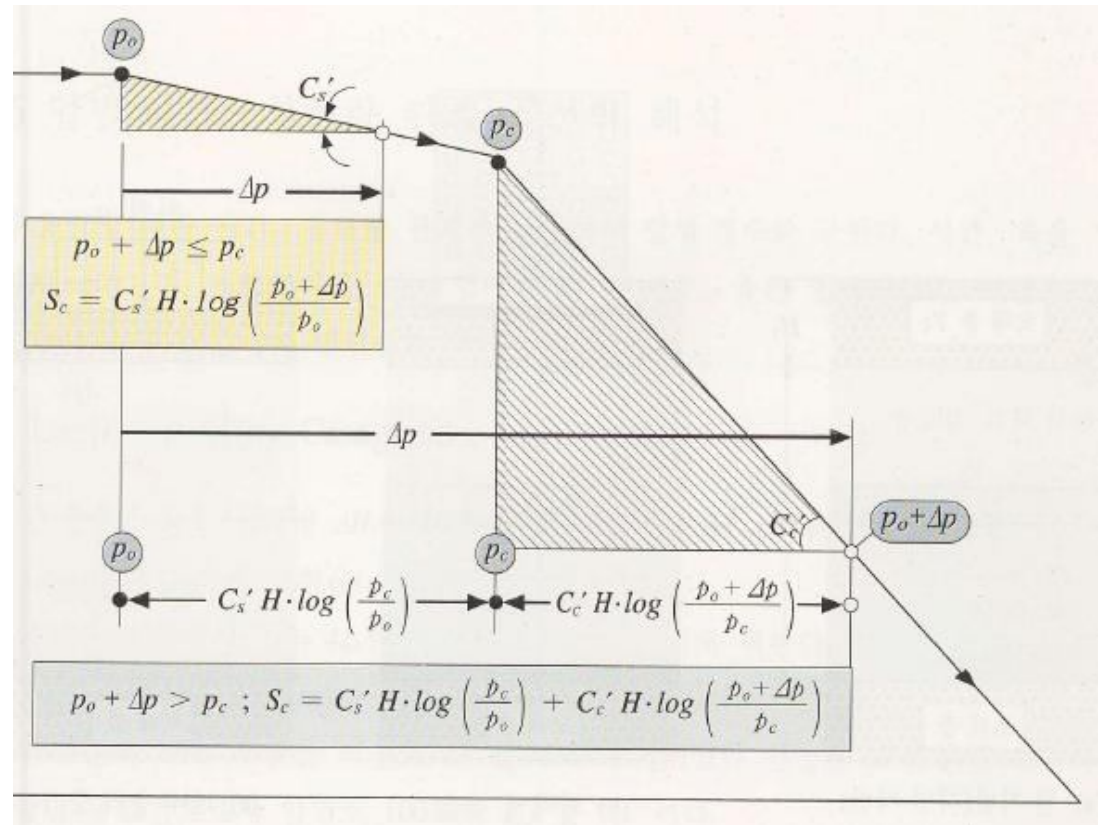
for  $\sigma'_o + \Delta\sigma' \leq \sigma'_c$

$$\Delta e = C_s [\log(\sigma'_o + \Delta\sigma') - \log \sigma'_o]$$

$$S_c = \frac{C_s H}{1 + e_o} \log\left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_o}\right)$$

If  $\sigma'_o + \Delta\sigma' > \sigma'_c$ ,

$$S_c = \frac{C_s H}{1 + e_o} \log \frac{\sigma'_c}{\sigma'_o} + \frac{C_c H}{1 + e_o} \log\left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_c}\right)$$



# 1 Nguyên tắc cơ bản



## ❖ Hệ số $C_c$ và $C_s$

Skempton (1944) for undisturbed clays:

$$C_c = 0.009(LL - 10)$$

Rendon-Herrero (1983) natural clays,

$$C_c = 0.141G_s^{1.2} \left( \frac{1 + e_0}{G_s} \right)^{2.38}$$

Nagaraj and Murty (1985)

$$C_c = 0.2343 \left[ \frac{LL(\%)}{100} \right] G_s$$

$$C_s = 0.0463 \left[ \frac{LL(\%)}{100} \right] G_s$$

$$C_s \approx \frac{1}{5} \text{ to } \frac{1}{10} C_c$$

Equation	Reference	Region of applicability
$C_c = 0.007(LL - 7)$	Skempton (1944)	Remolded clays
$C_c = 0.01w_N$		Chicago clays
$C_c = 1.15(e_0 - 0.27)$	Nishida (1956)	All clays
$C_c = 0.30(e_0 - 0.27)$	Hough (1957)	Inorganic cohesive soil: silt, silty clay, clay
$C_c = 0.0115w_N$		Organic soils, peats, organic silt, and clay
$C_c = 0.0046(LL - 9)$		Brazilian clays
$C_c = 0.75(e_0 - 0.5)$		Soils with low plasticity
$C_c = 0.208e_0 + 0.0083$		Chicago clays
$C_c = 0.156e_0 + 0.0107$		All clays

After Rendon-Herrero (1980)

# 1 Nguyên tắc cơ bản



## ❖ Thí dụ

A soil profile is shown in Figure 10.19. If a uniformly distributed load,  $\Delta\sigma$ , is applied at the ground surface, what is the settlement of the clay layer caused by primary consolidation if

- The clay is normally consolidated
- The preconsolidation pressure ( $\sigma'_c$ ) = 190 kN/m<sup>2</sup>
- $\sigma'_c = 170$  kN/m<sup>2</sup>

Use  $C_s \approx \frac{1}{6} C_c$ .

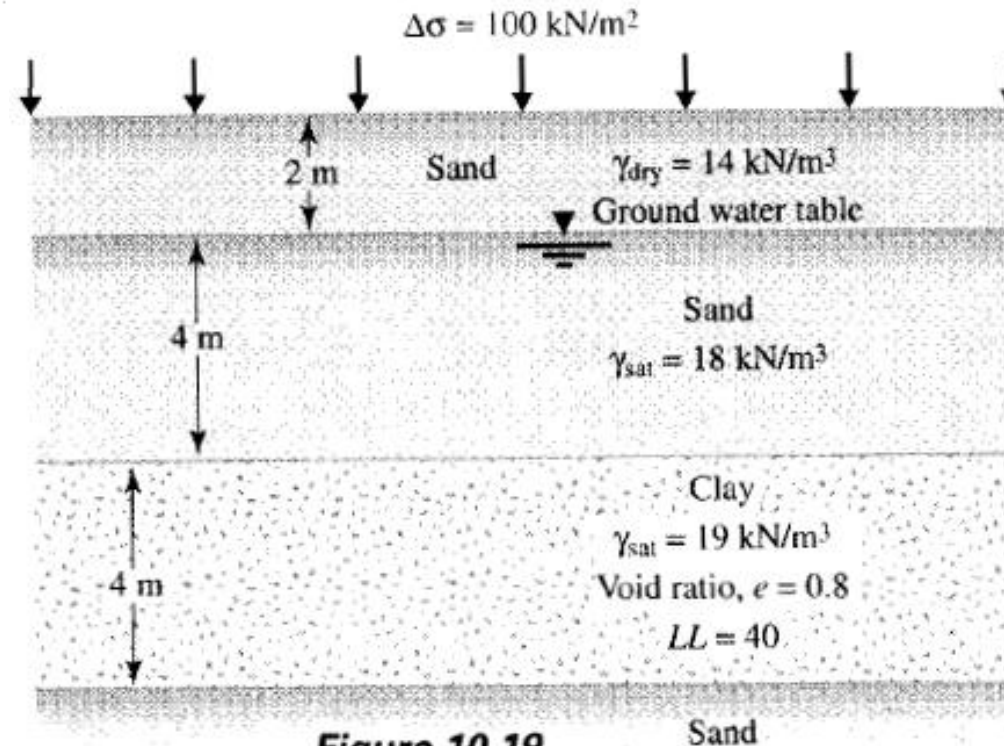


Figure 10.19

# 1 Nguyên tắc cơ bản



## Solution

- a. The average effective stress at the middle of the clay layer is

$$\sigma'_O = 2\gamma_{\text{dry}} + 4[\gamma_{\text{sat(sand)}} - \gamma_w] + \frac{4}{2}[\gamma_{\text{sat(clay)}} - \gamma_w]$$

$$\sigma'_O = (2)(14) + 4(18 - 9.81) + 2(19 - 9.81) = 79.14 \text{ kN/m}^2$$

$$S_c = \frac{C_c H}{1 + e_o} \log\left(\frac{\sigma'_O + \Delta\sigma'}{\sigma'_O}\right)$$

$$C_c = 0.009(LL - 10) = 0.009(40 - 10) = 0.27$$

$$S_c = \frac{(0.27)(4)}{1 + 0.8} \log\left(\frac{79.14 + 100}{79.14}\right) = 0.213 \text{ m} = \mathbf{213 \text{ mm}}$$

- b.  $\sigma'_O + \Delta\sigma' = 79.14 + 100 = 179.14 \text{ kN/m}^2$

$$\sigma'_c = 190 \text{ kN/m}^2$$

Because  $\sigma'_O + \Delta\sigma' > \sigma'_c$ ,

$$S_c = \frac{C_s H}{1 + e_o} \log\left(\frac{\sigma'_O + \Delta\sigma'}{\sigma'_O}\right)$$

$$C_s = \frac{C_c}{6} = \frac{0.27}{6} = 0.045$$

$$S_c = \frac{(0.045)(4)}{1 + 0.8} \log\left(\frac{79.14 + 100}{79.14}\right) = 0.036 \text{ m} = \mathbf{36 \text{ mm}}$$



# 1 Nguyên tắc cơ bản



c.  $\sigma'_o = 79.14 \text{ kN/m}^2$   
 $\sigma'_o + \Delta\sigma' = 179.14 \text{ kN/m}^2$   
 $\sigma'_c = 170 \text{ kN/m}^2$

Because  $\sigma'_o < \sigma'_c < \sigma'_o + \Delta\sigma'$ , use Eq. (10.27),

$$S_c = \frac{C_s H}{1 + e_o} \log \frac{\sigma'_c}{\sigma'_o} + \frac{C_c H}{1 + e_o} \log \left( \frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_c} \right)$$
$$= \frac{(0.045)(4)}{1.8} \log \left( \frac{170}{79.14} \right) + \frac{(0.27)(4)}{1.8} \log \left( \frac{179.14}{170} \right) = 0.0468 \text{ m}$$
$$= \mathbf{46.8 \text{ mm}}$$

# 1 Nguyên tắc cơ bản



## Xác định độ lún cố kết của nền nhiều lớp

$$S_{ci} = \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}} H_i \quad \longrightarrow \quad S_c = \sum_{i=1}^n S_i = \sum_{i=1}^n \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}} H_i$$

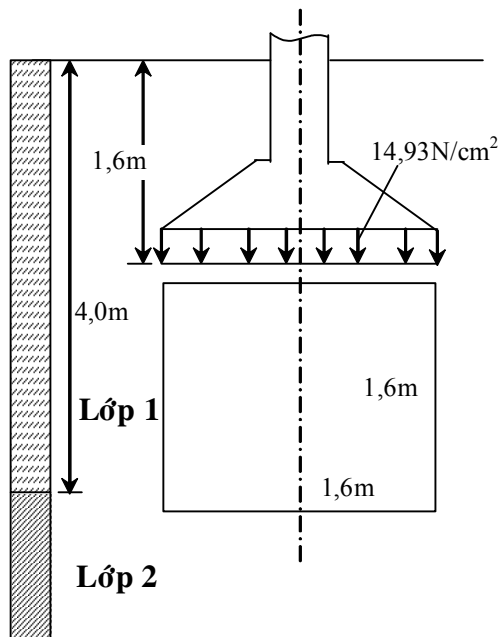
$$S = \sum_{i=1}^n a_{oi} \Delta p_i h_i \quad S = \sum_{i=1}^n \frac{\beta_i}{E_i} \Delta p_i h_i$$

$$H_i \leq 0.4b$$

# 1 Nguyên tắc cơ bản



## ❖ Thí dụ:



### Lớp đất số 1

Dung trọng ẩm  $\gamma_w \approx 17.4$

Tỉ trọng  $G_s = 2.65$

độ ẩm  $w\% = 20$

Hệ số rỗng ban đầu  $e_0 = 0.828$

Chiều cao mẫu ban đầu  $h_0 = 20$

Lực nén P (Kg/cm <sup>2</sup> )	Số đọc $\Delta h$ (mm)	Hệ số rỗng e
0.000	0.000	0.828
1.00	0.740	0.760
2.00	1.287	0.710
3.00	1.506	0.690
4.00	1.615	0.680

### Lớp đất số 2

Dung trọng ẩm  $\gamma_w \approx 19.2$

Tỉ trọng  $G_s = 2.72$

độ ẩm  $w\% = 40$

Hệ số rỗng ban đầu  $e_0 = 0.983$

Chiều cao mẫu ban đầu  $h_0 = 20$

Lực nén P (Kg/cm <sup>2</sup> )	Số đọc $\Delta h$ (mm)	Hệ số rỗng e
0.000	0.000	0.983
1.00	0.739	0.910
2.00	1.345	0.850
3.00	1.546	0.830
4.00	1.647	0.820

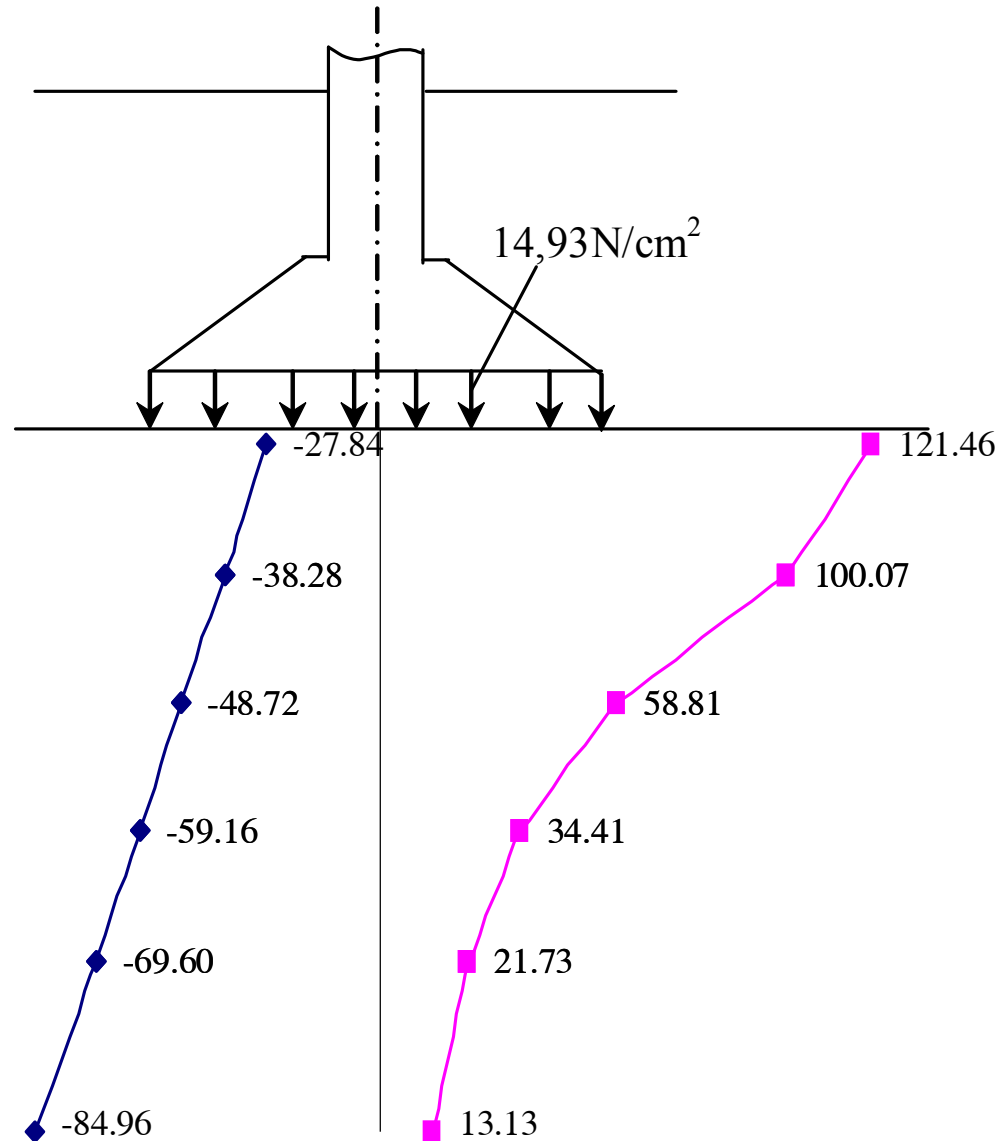
# 1 Nguyên tắc cơ bản



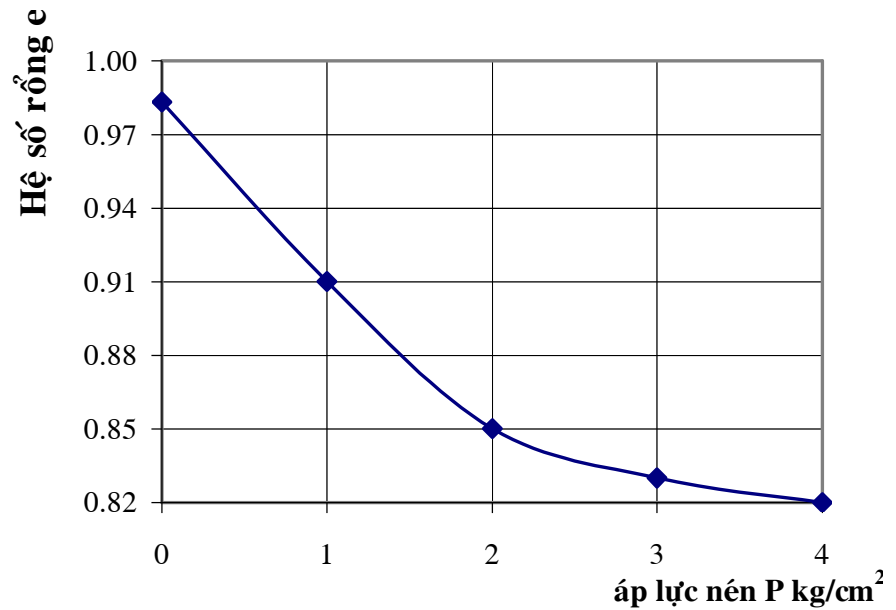
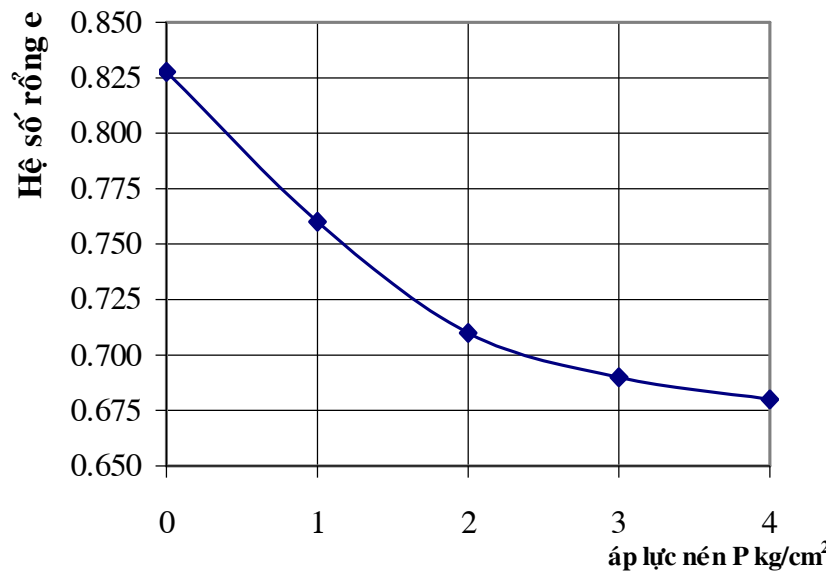
## Solution

Áp lực gây lún:

$$\begin{aligned} p_{gl} &= p_o - \gamma \cdot D_f = 149,3 - 17,4 \cdot 1,6 \\ &= 121,46 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$



# 1 Nguyên tắc cơ bản



# 1 Nguyên tắc cơ bản



áp lực đáy móng  $p = 149.3 \text{ (KN/m}^2\text{)}$

áp lực gây lún  $p = 121.46 \text{ (KN/m}^2\text{)}$

Chiều sâu chôn móng  $D_f = 1.6 \text{ (m)}$

chiều rộng móng  $b = 1.6 \text{ (m)}$

chiều dài móng  $l = 1.6 \text{ (m)}$

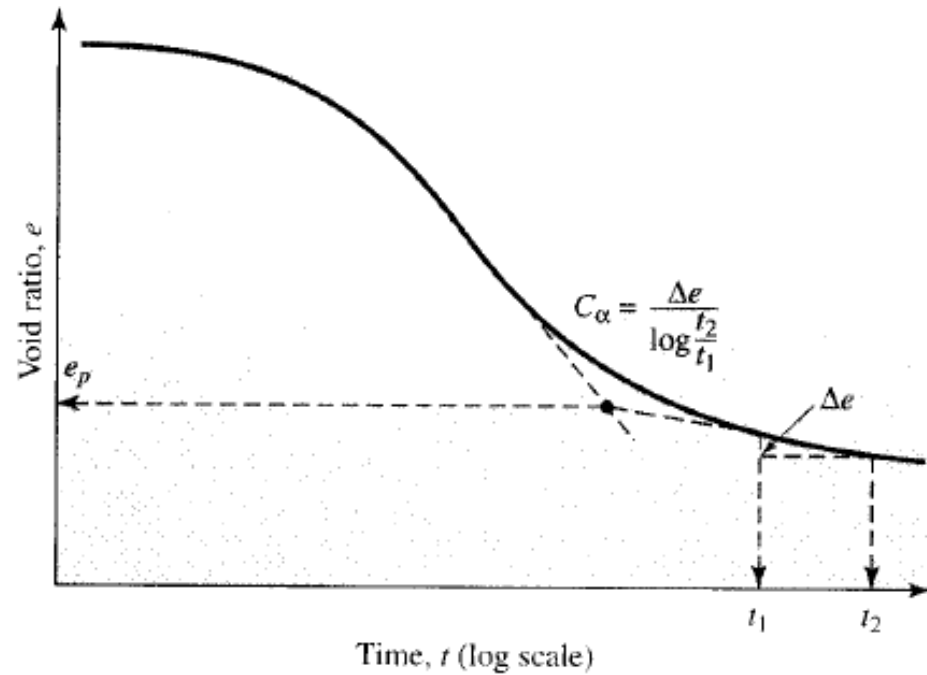
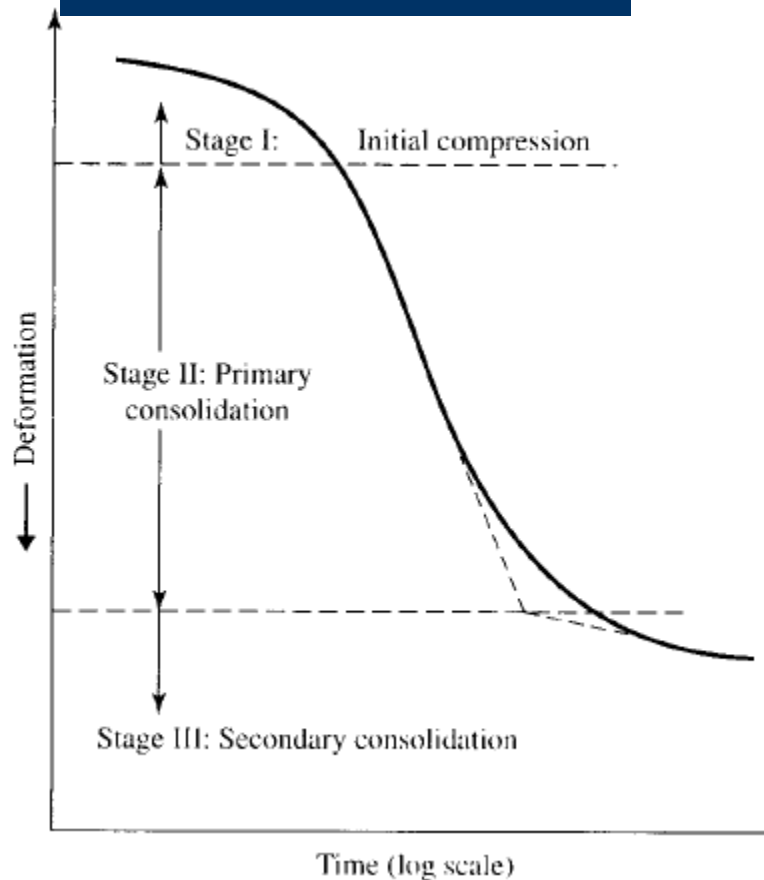
**ĐỘ LUN S = 6.10972 (cm)**

Lớp	Lớp phân tố	z(m)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	chiều dày h (m)	$\sigma_{bt}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$k_o$	$k_g$	$\sigma_z$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{zlb}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$p_{1i}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$p_{2i}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$e_{1i}$	$e_{2i}$	$S_i$ (cm)
1	1	0	17.4	0.6	27.84	1	0.25	121.46	110.7665	33.06	143.826	0.805	0.738	2.232
		0.6	17.4		38.28	0.824	0.206	100.07						
1	2	0.6	17.4	0.6	38.28	0.824	0.206	100.07	79.43982	43.5	122.94	0.798	0.749	1.657
		1.2	17.4		48.72	0.484	0.121	58.81						
1	3	1.2	17.4	0.6	48.72	0.484	0.121	58.81	46.60839	53.94	100.548	0.791	0.760	1.052
		1.8	17.4		59.16	0.283	0.071	34.41						
1	4	1.8	17.4	0.6	59.16	0.283	0.071	34.41	28.07191	64.38	92.4519	0.784	0.765	0.638
		2.4	17.4		69.6	0.179	0.045	21.73						
2	5	2.4	19.2	0.8	69.6	0.179	0.045	21.73	17.43074	77.28	94.7107	0.927	0.914	0.531
		3.2	19.2		84.96	0.108	0.027	13.13						

# 1 Nguyên tắc cơ bản



## 1.2.6 Độ lún từ biến



$$C_\alpha = \frac{\Delta e}{\log t_2 - \log t_1} = \frac{\Delta e}{\log(t_2/t_1)}$$

$$S_s = C'_\alpha H \log\left(\frac{t_2}{t_1}\right)$$

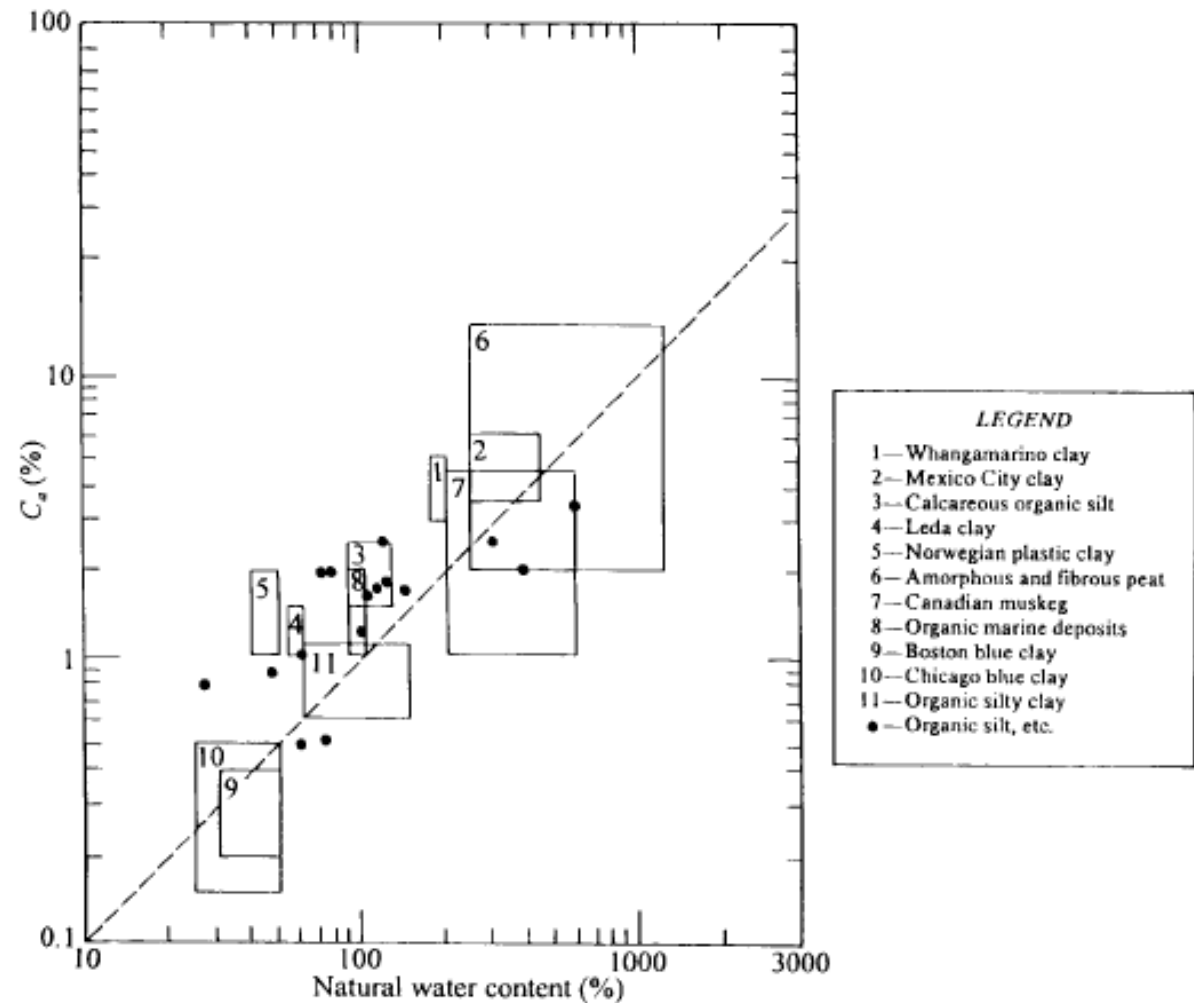
$$C'_\alpha = \frac{C_\alpha}{1 + e_p}$$

- Overconsolidated clays  $C'_\alpha = 0.001$  or less
- Normally consolidated clays  $C'_\alpha = 0.005$  to  $0.03$
- Organic soil  $C'_\alpha = 0.04$  or more

# 1 Nguyên tắc cơ bản



$C_\alpha$	Secondary compressibility
<0.002	very low
0.002–0.004	low
0.004–0.008	medium
0.008–0.016	high
0.016–0.032	very high



Coefficient of secondary consolidation for natural soil deposits (after Mesri, 1973).



# 1 Nguyên tắc cơ bản



## ❖ Thí dụ

For a normally consolidated clay layer in the field, the following values are given:

- thickness of clay layer = 8.5 ft
- Void ratio ( $e_0$ ) = 0.8
- Compression index ( $C_c$ ) = 0.28
- Average effective pressure on the clay layer ( $\sigma'_0$ ) = 2650 lb/ft<sup>2</sup>
- $\Delta\sigma' = 970$  lb/ft<sup>2</sup>
- Secondary compression index ( $C_\alpha$ ) = 0.02

What is the total consolidation settlement of the clay layer five years after the completion of primary consolidation settlement? (*Note:* Time for completion of primary settlement = 1.5 years.)

# 1 Nguyên tắc cơ bản



## Solution

$$C'_\alpha = \frac{C_\alpha}{1 + e_p}$$
$$e_p = e_o - \Delta e_{\text{primary}}$$

$$\Delta e = C_c \log\left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_o}\right) = 0.28 \log\left(\frac{2650 + 970}{2650}\right)$$
$$= 0.038$$

$$\text{Primary consolidation, } S_c = \frac{\Delta e H}{1 + e_o} = \frac{(0.038)(8.5 \times 12)}{1 + 0.8} = 2.15 \text{ in.}$$

$$e_o = 0.8,$$

$$\rightarrow e_p = 0.8 - 0.038 = 0.762$$

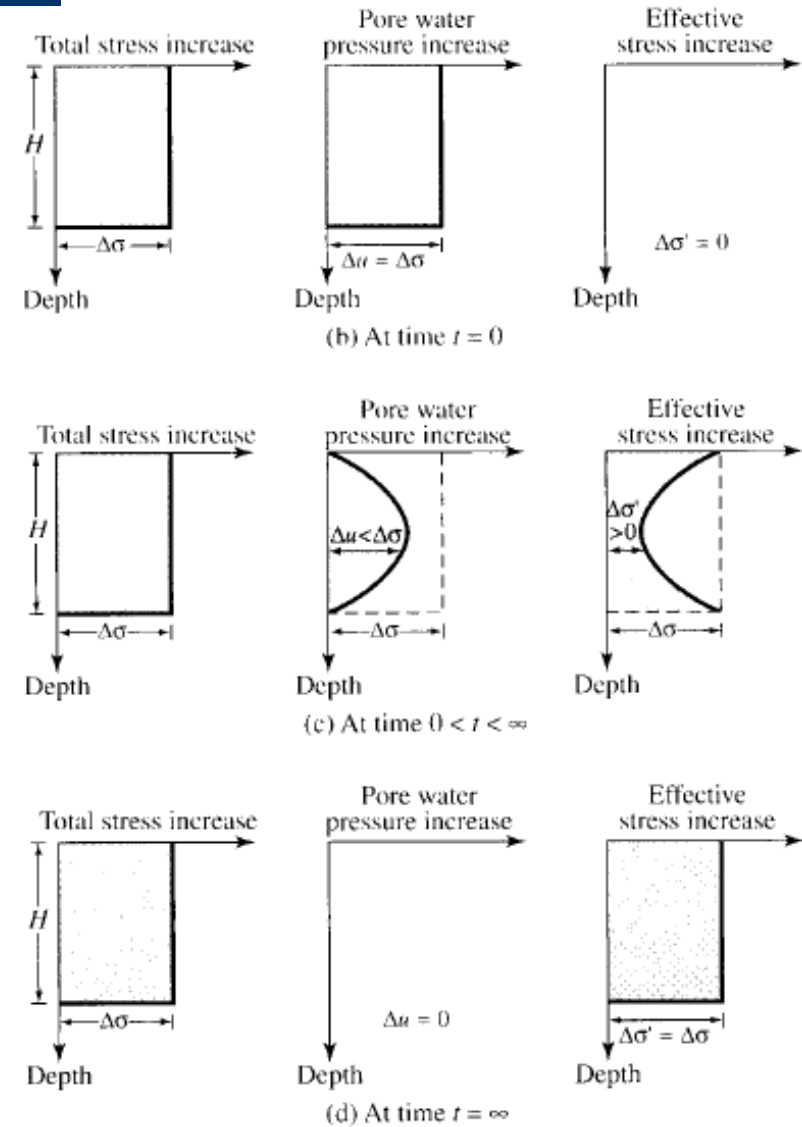
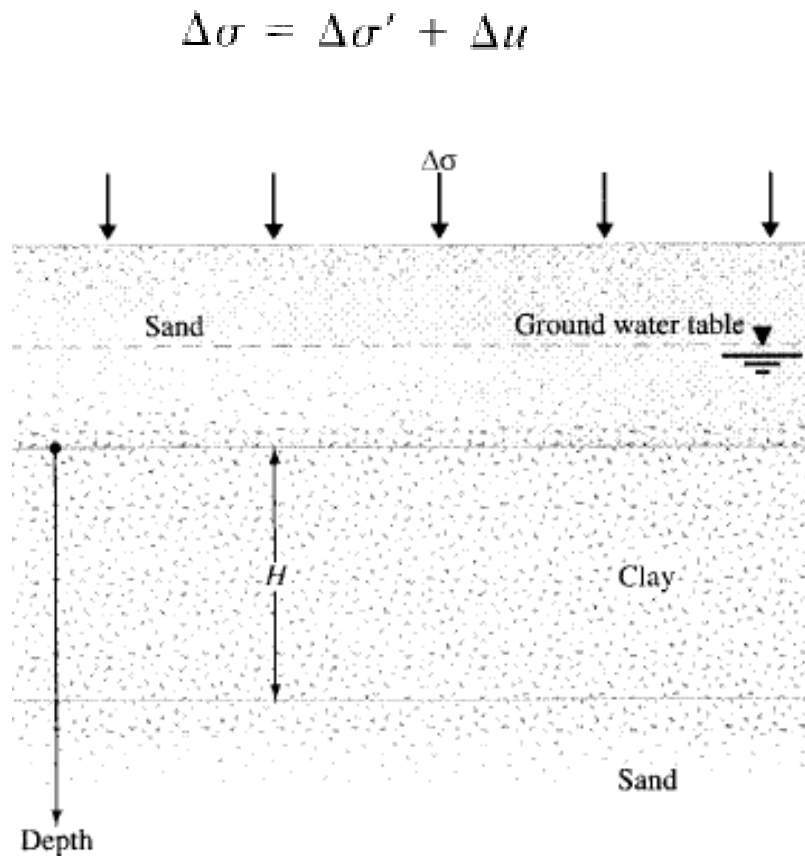
$$C'_\alpha = \frac{0.02}{1 + 0.762} = 0.011$$

$$S_s = C'_\alpha H \log\left(\frac{t_2}{t_1}\right) = (0.011)(8.5 \times 12) \log\left(\frac{5}{1.5}\right) \approx 0.59 \text{ in.}$$

$$\text{total consolidation settlement} = 2.15 + 0.59 = \mathbf{2.74 \text{ in.}}$$

# 1 Nguyên tắc cơ bản

## 1.2.7 Tốc độ lún của đất theo thời gian



# 1 Nguyên tắc cơ bản



- Phương trình cổ kết một chiều

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

$$c_v = k / (\gamma_w m_v)$$

$$c_v = \frac{k}{\gamma_w m_v} = \frac{k}{\gamma_w \left( \frac{a_v}{1 + e_0} \right)}$$

- Điều kiện biên

$$z = 0, \quad u = 0$$

$$z = 2H_{dr}, \quad u = 0$$

$$t = 0, \quad u = u_0$$

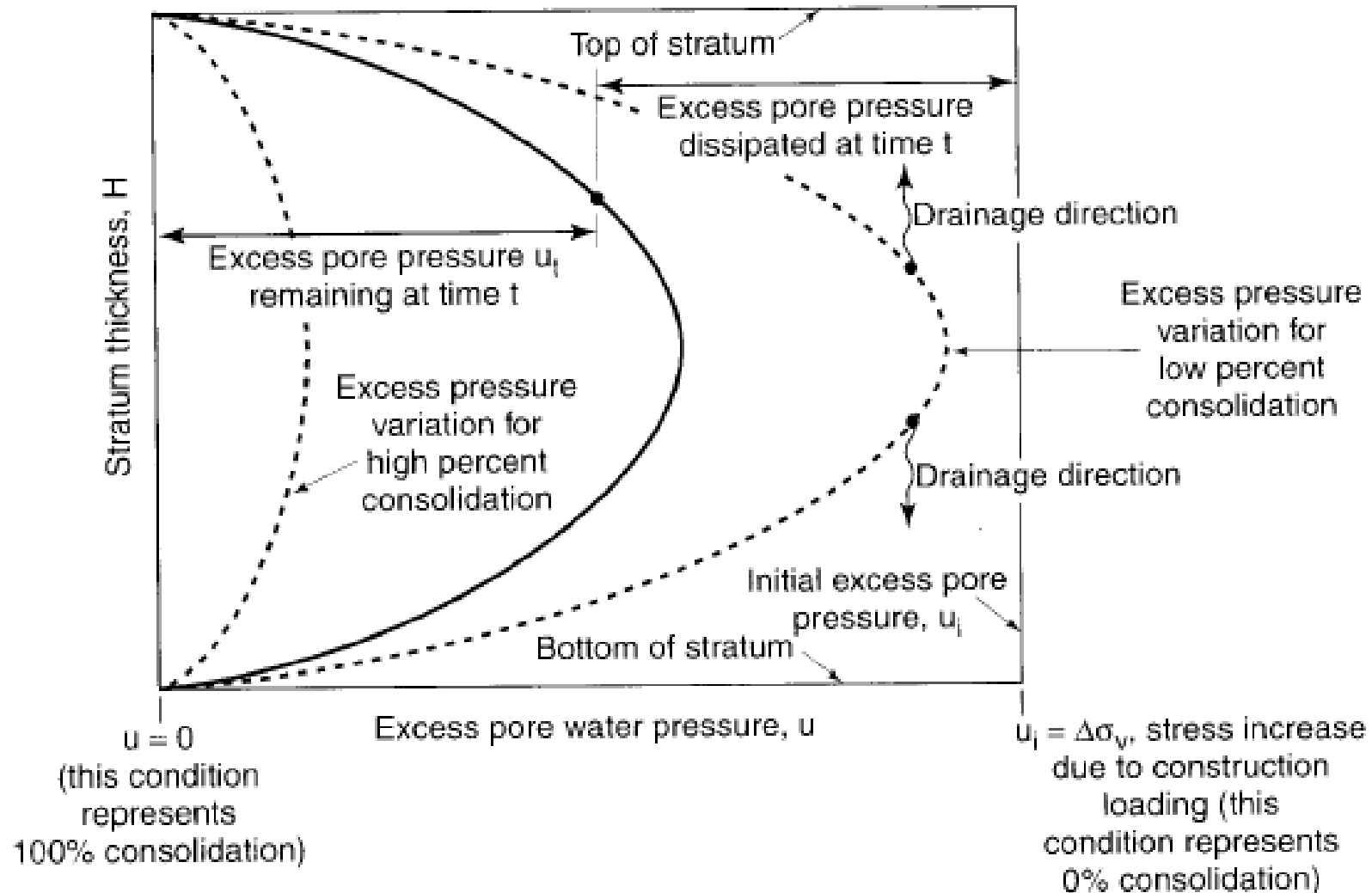
- Áp lực nước lỗ rỗng

$$u = \sum_{m=0}^{m=\infty} \left[ \frac{2u_0}{M} \sin\left(\frac{Mz}{H_{dr}}\right) \right] e^{-M^2 T_v}$$

$$M = (\pi/2)(2m + 1)$$

$$T_v = \frac{c_v t}{H_{dr}^2} = \text{time factor}$$

# 1 Nguyên tắc cơ bản

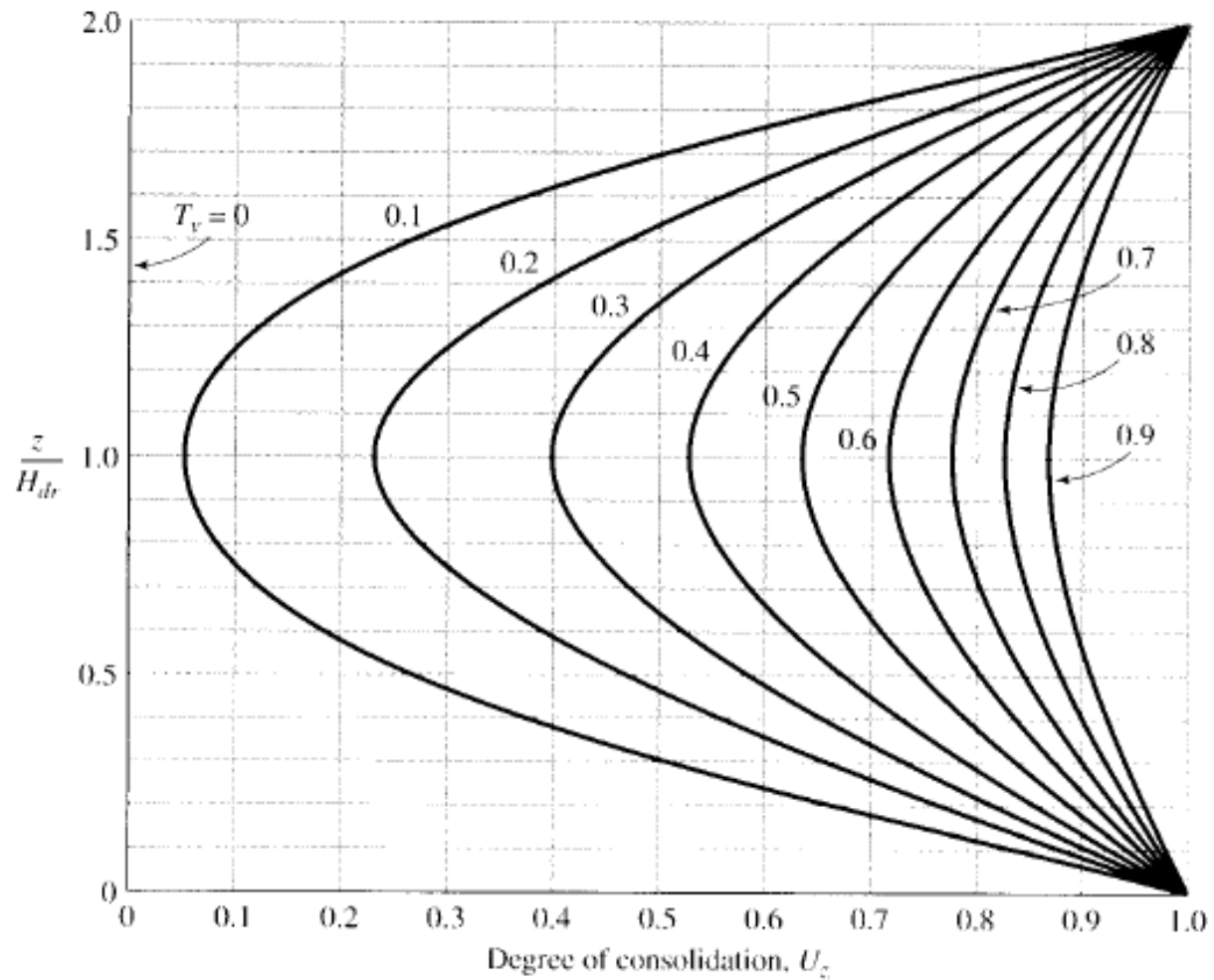


# 1 Nguyên tắc cơ bản



➤ Độ cố kết

$$U_z = \frac{u_0 - u_z}{u_0} = 1 - \frac{u_z}{u_0}$$



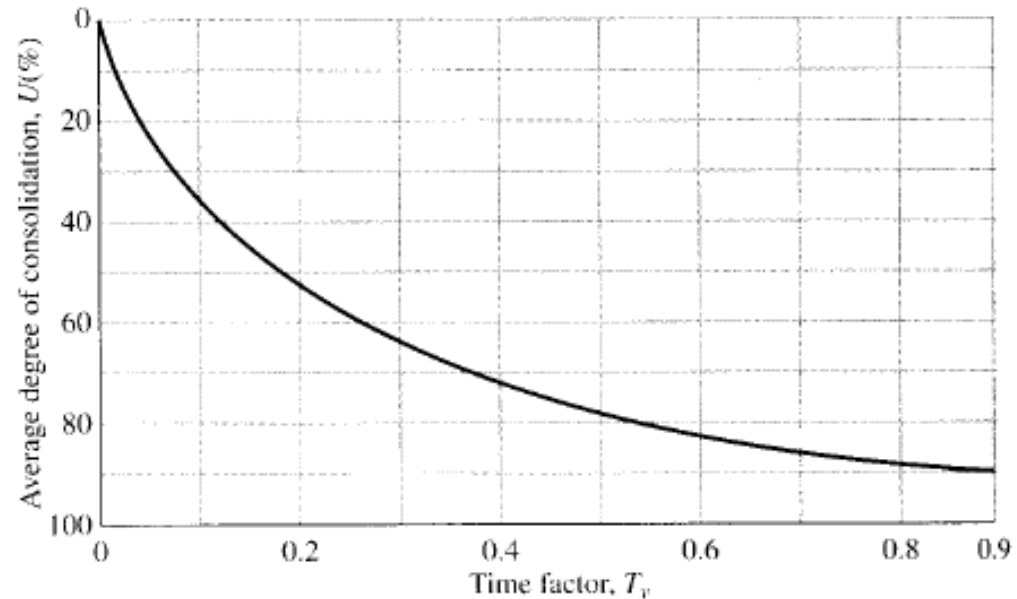
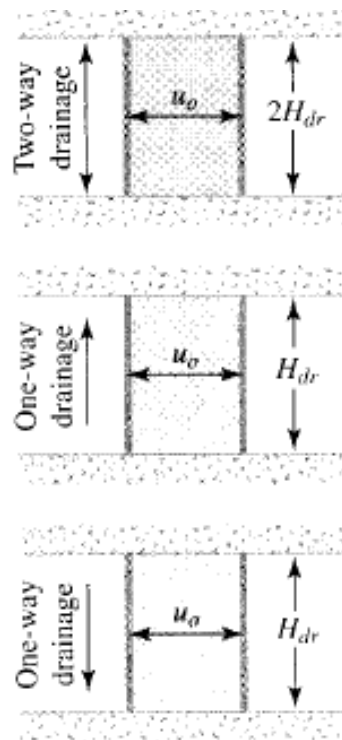
# 1 Nguyên tắc cơ bản



- Độ cố kết trung bình cho toàn bộ lớp đất

$$U = \frac{S_c(t)}{S_c} = 1 - \frac{\left(\frac{1}{2H_{dr}}\right) \int_0^{2H_{dr}} u_z dz}{u_0}$$

$$U = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M^2} e^{-M^2 T_v}$$



$$\text{For } U = 0 \text{ to } 60\%, \quad T_v = \frac{\pi}{4} \left( \frac{U\%}{100} \right)^2$$

$$\text{For } U > 60\%, \quad T_v = 1.781 - 0.933 \log(100 - U\%)$$

# 1 Nguyên tắc cơ bản

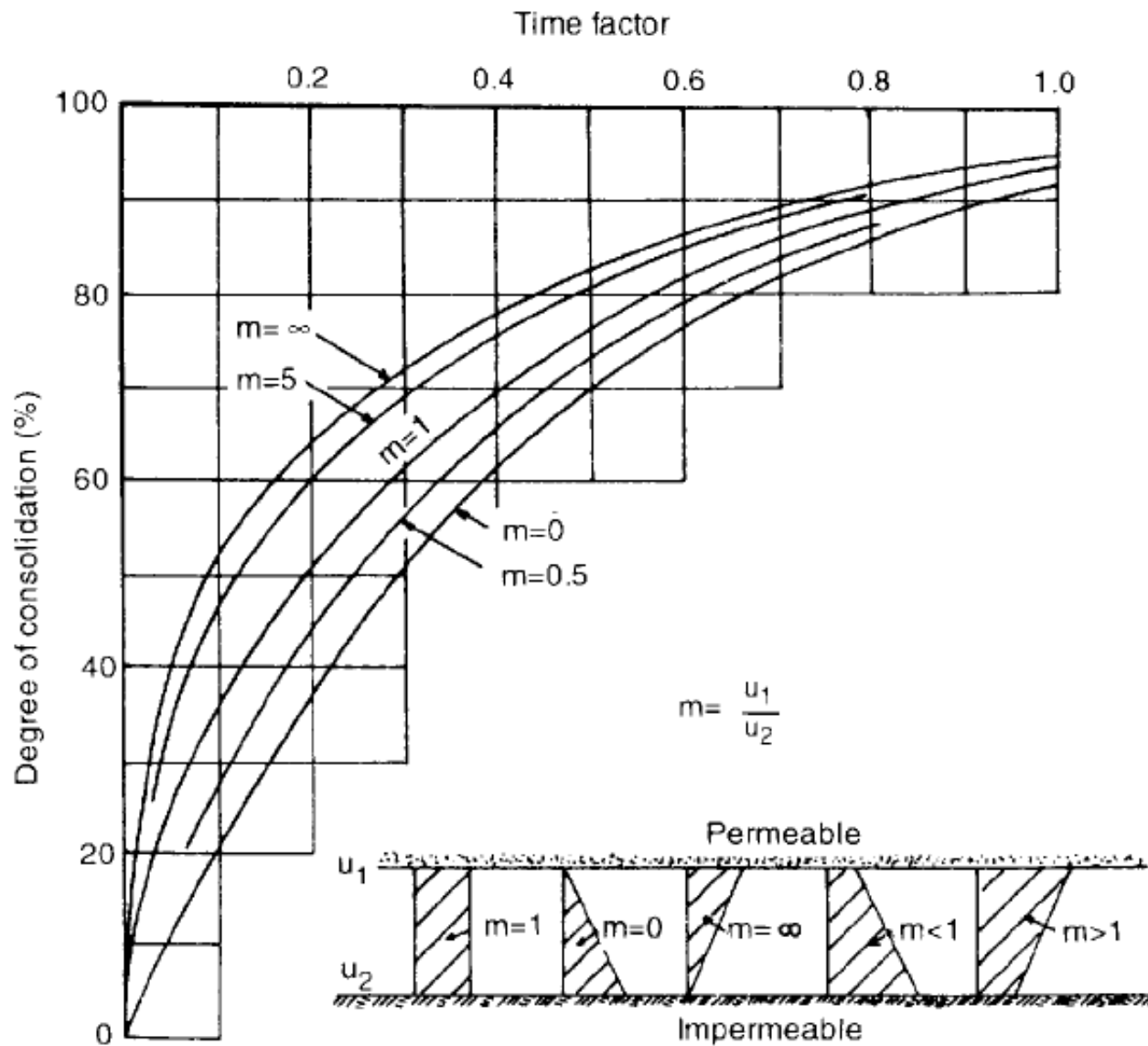


Variation of  $T_v$  with  $U$

$U$ (%)	$T_v$	$U$ (%)	$T_v$	$U$ (%)	$T_v$
0	0	34	0.0907	68	0.377
1	0.00008	35	0.0962	69	0.390
2	0.0003	36	0.102	70	0.403
3	0.00071	37	0.107	71	0.417
4	0.00126	38	0.113	72	0.431
5	0.00196	39	0.119	73	0.446
6	0.00283	40	0.126	74	0.461
7	0.00385	41	0.132	75	0.477
8	0.00502	42	0.138	76	0.493
9	0.00636	43	0.145	77	0.511
10	0.00785	44	0.152	78	0.529
11	0.0095	45	0.159	79	0.547
12	0.0113	46	0.166	80	0.567
13	0.0133	47	0.173	81	0.588
14	0.0154	48	0.181	82	0.610
15	0.0177	49	0.188	83	0.633
16	0.0201	50	0.197	84	0.658
17	0.0227	51	0.204	85	0.684
18	0.0254	52	0.212	86	0.712
19	0.0283	53	0.221	87	0.742
20	0.0314	54	0.230	88	0.774
21	0.0346	55	0.239	89	0.809
22	0.0380	56	0.248	90	0.848
23	0.0415	57	0.257	91	0.891
24	0.0452	58	0.267	92	0.938
25	0.0491	59	0.276	93	0.993
26	0.0531	60	0.286	94	1.055
27	0.0572	61	0.297	95	1.129
28	0.0615	62	0.307	96	1.219
29	0.0660	63	0.318	97	1.336
30	0.0707	64	0.329	98	1.500
31	0.0754	65	0.304	99	1.781
32	0.0803	66	0.352	100	$\infty$
33	0.0855	67	0.364		



# 1 Nguyên tắc cơ bản



# 1 Nguyên tắc cơ bản



## ❖ Ví dụ

The time required for 50% consolidation of a 25-mm-thick clay layer (drained at both top and bottom) in the laboratory is 2 min. 20 sec. How long (in days) will it take for a 3-m-thick clay layer of the same clay in the field under the same pressure increment to reach 50% consolidation? In the field, there is a rock layer at the bottom of the clay.

How long (in days) will it take in the field for 30% primary consolidation to occur?

# 1 Nguyên tắc cơ bản



## ❖ Solution

$$T_{50} = \frac{c_v t_{\text{lab}}}{H_{dr(\text{lab})}^2} = \frac{c_v t_{\text{field}}}{H_{dr(\text{field})}^2}$$

$$\frac{t_{\text{lab}}}{H_{dr(\text{lab})}^2} = \frac{t_{\text{field}}}{H_{dr(\text{field})}^2}$$

$$\frac{140 \text{ sec}}{\left(\frac{0.025 \text{ m}}{2}\right)^2} = \frac{t_{\text{field}}}{(3 \text{ m})^2}$$

$$t_{\text{field}} = 8,064,000 \text{ sec} = \mathbf{93.33 \text{ days}}$$

$$\frac{c_v t_{\text{field}}}{H_{dr(\text{lab})}^2} = T_v \propto U^2$$

$$t \propto U^2 \rightarrow \frac{t_1}{t_2} = \frac{U_1^2}{U_2^2}$$

$$\frac{93.33 \text{ days}}{t_2} = \frac{50^2}{30^2}$$

$$t_2 = \mathbf{33.6 \text{ days}}$$

# 1 Nguyên tắc cơ bản



## ❖ Thí dụ

A 3-in.-thick layer (double drainage) of saturated clay under a surcharge loading underwent 90% primary consolidation in 75 days. Find the coefficient of consolidation of clay for the pressure range.

## ❖ Solution

$$T_{90} = \frac{c_v t_{90}}{H_{dr}^2}$$

Because the clay layer has two-way drainage,

$$H_{dr} = 3 \text{ m}/2 = 1.5 \text{ m. Also, } T_{90} = 0.848$$

$$0.848 = \frac{c_v(75 \times 24 \times 60 \times 60)}{(1.5 \times 100)^2}$$

$$c_v = \frac{0.848 \times 2.25 \times 10^4}{75 \times 24 \times 60 \times 60} = \mathbf{0.00294 \text{ cm}^2/\text{sec}}$$

# 1 Nguyên tắc cơ bản



## ❖ **Thí dụ**

**Giá trị hệ số cố kết được xác định từ thí nghiệm trong phòng là  $C_v = 0.016\text{m}^2/\text{tháng}$ . Độ lún của mẫu đất là 25 mm.**

- a) Thời gian để độ lún đạt được 50% cố kết là bao nhiêu?**
- b) Giá trị độ lún sau 1 năm là bao nhiêu?**

# 1 Nguyên tắc cơ bản



## ❖ Solution

$$(a) \quad U = 50\% \quad \longrightarrow \quad T_v = 0.20:$$

$$t = \frac{T_v H_{dr}^2}{c_v} = \frac{(0.2) \left( \frac{2.44 \text{ m}}{2} \right)^2}{(0.016 \text{ m}^2/\text{month})} = 18.6 \text{ months}$$

$H_{dr}$  is one-half the total thickness of the clay layer

$$(b) \quad t = 1 \text{ yr} = 12 \text{ months}$$

$$T_v = \frac{tc_v}{H_{dr}^2} = \frac{(12 \text{ months})(0.016 \text{ m}^2/\text{month})}{(1.22 \text{ m})^2} = 0.13$$

$$T_v = 0.13 \quad \longrightarrow \quad U = 42\%$$

$$S_{pc} = 0.42 \times 25 \text{ mm} \cong 11 \text{ mm}$$

# 1 Nguyên tắc cơ bản



## ❖ Thí dụ

For a normally consolidated laboratory clay specimen drained on both sides, the following are given:

$$\sigma'_O = 3000 \text{ lb/ft}^2 \quad e = e_O = 1.1$$

$$\sigma'_O + \Delta\sigma' = 6000 \text{ lb/ft}^2 \quad e = 0.9$$

Thickness of clay specimen = 1 in.

Time for 50% consolidation = 2 min

- Determine the hydraulic conductivity (ft/min) of the clay for the loading range.
- How long (in days) will it take for a 6-ft clay layer in the field (drained on one side) to reach 60% consolidation?

# 1 Nguyên tắc cơ bản



## ❖ Solution

Part A

$$m_v = \frac{a_v}{1 + e_{av}} = \frac{\left(\frac{\Delta e}{\Delta \sigma'}\right)}{1 + e_{av}}$$

$$\Delta e = 1.1 - 0.9 = 0.2$$

$$\Delta \sigma' = 6000 - 3000 = 3000 \text{ lb/ft}^2$$

$$e_{av} = \frac{1.1 + 0.9}{2} = 1.0$$

$$\rightarrow m_v = \frac{\frac{0.2}{3000}}{1 + 1.0} = 3.33 \times 10^{-5} \text{ ft}^2/\text{lb}$$

$$\star U = 50\%, T_v = 0.197$$

$$\rightarrow c_v = \frac{(0.197) \left(\frac{1}{2 \times 12}\right)^2}{2} = 1.71 \times 10^{-4} \text{ ft}^2/\text{min}$$

$$\begin{aligned} \rightarrow k &= c_v m_v \gamma_w = (1.71 \times 10^{-4} \text{ ft}^2/\text{min})(3.33 \times 10^{-5} \text{ ft}^2/\text{lb})(62.4 \text{ lb/ft}^3) \\ &= \mathbf{3.55 \times 10^{-7} \text{ ft/min}} \end{aligned}$$



# 1 Nguyên tắc cơ bản



Part B

$$T_{60} = \frac{c_v J_{60}}{H_{dr}^2}$$
$$t_{60} = \frac{T_{60} H_{dr}^2}{c_v}$$

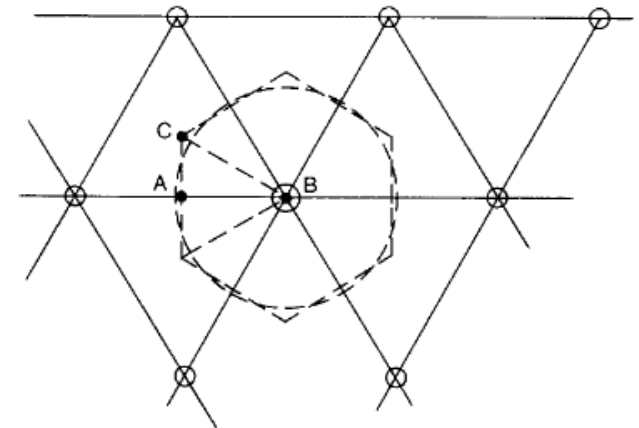
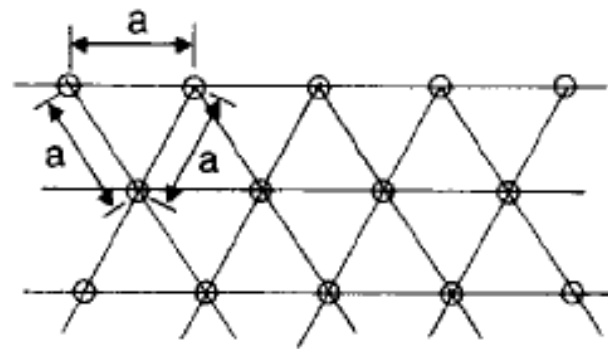
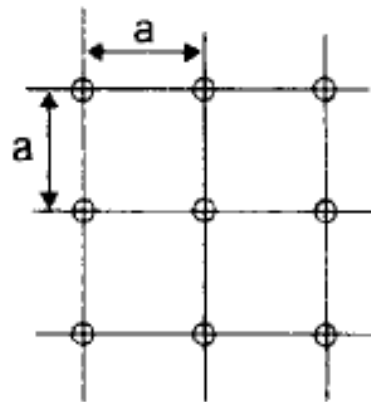
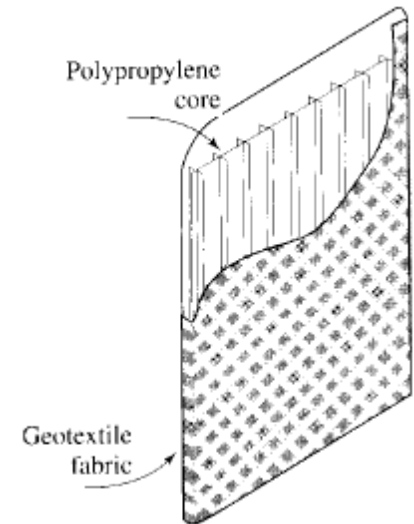
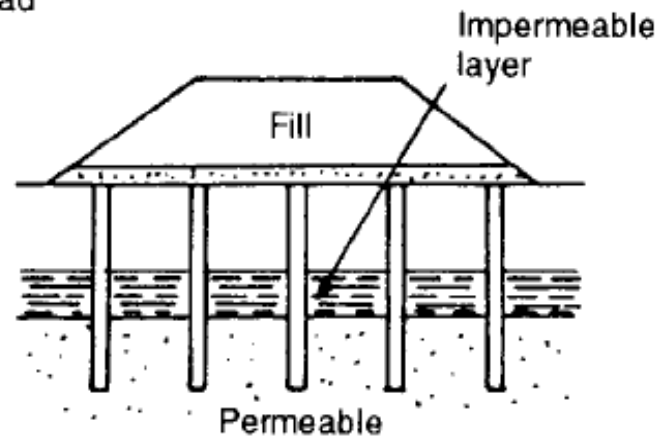
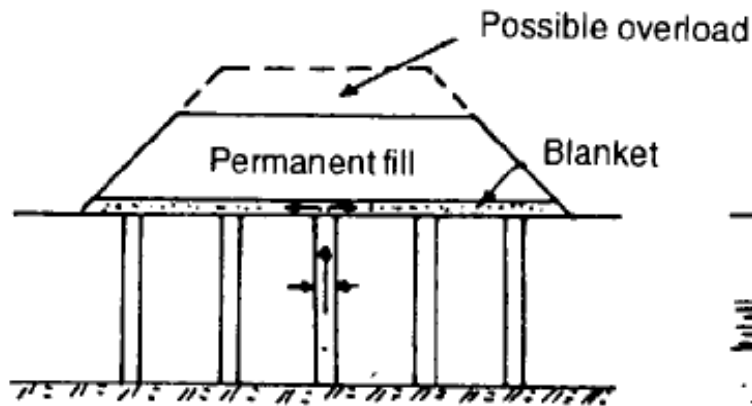
★  $U = 60\%$  and  $T_{60} = 0.286$ ,

→  $t_{60} = \frac{(0.286)(6)^2}{1.71 \times 10^{-4}} = 60,211 \text{ min} = \mathbf{41.8 \text{ days}}$

# 1 Nguyên tắc cơ bản



## 1.2.8 Gia tăng độ cố kết với thoát nước hai chiều



# 1 Nguyên tắc cơ bản



## ❖ Bán kính thấm ngang tương đương

➤ Tam giác

$$\text{Area of triangle ABC} = \frac{1}{2} \times \frac{a}{2} \times \frac{a}{2\sqrt{3}} = \frac{a^2}{8\sqrt{3}}$$

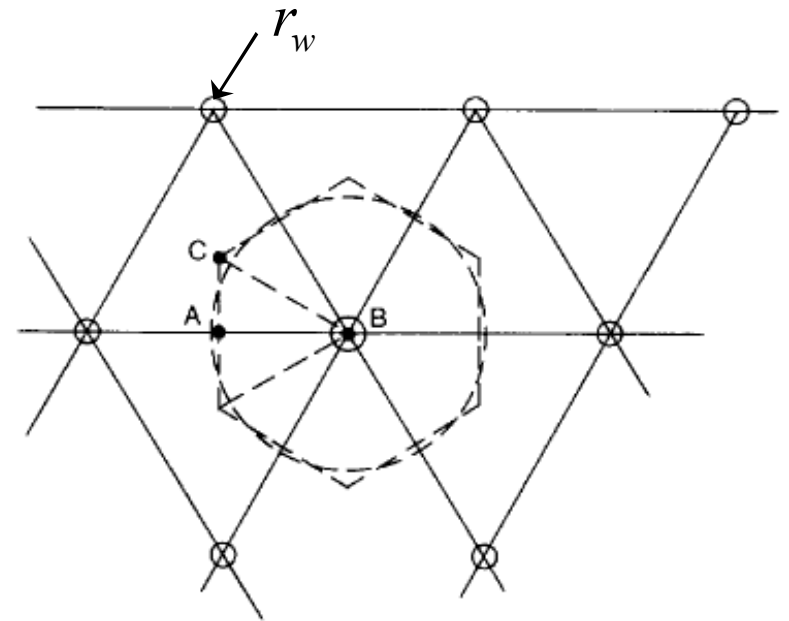
$$\text{Total area of the hexagon} = 12 \times \frac{a^2}{8\sqrt{3}} = 0.865a^2$$

$$r_e = 0.525a$$

➤ Hình vuông

$$\pi r_e^2 = a^2$$

$$r_e = 0.564a$$



# 1 Nguyên tắc cơ bản



## ❖ Phương trình cô kết thấm ngang Barron (1948)

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_h \left[ \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right]$$

$$c_h = \frac{k_h}{m_v \gamma_w}$$

$$\Rightarrow u = \frac{4u_{av}}{d_e^2 F(n)} \left[ r_e^2 \ln \left( \frac{r}{r_w} \right) - \frac{r^2 - r_w^2}{2} \right]$$

$$\text{where } F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2}$$

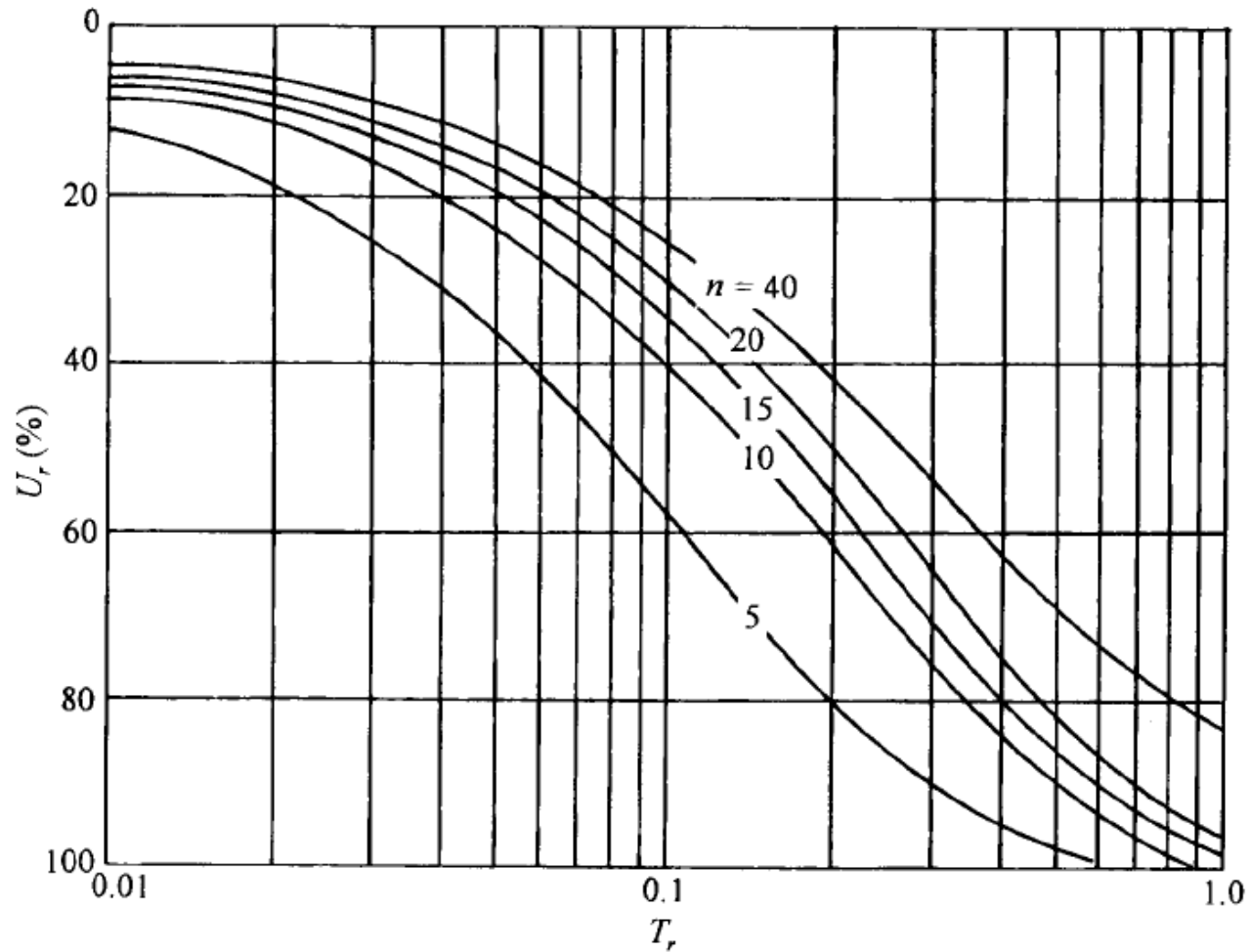
$$n = \frac{r_e}{r_w}$$

➤ Độ cô kết trung bình

$$U_r = 1 - \exp \left[ \frac{-8T_r}{F(n)} \right]$$

$$T_r = \frac{C_h t}{d_e^2}$$

# 1 Nguyên tắc cơ bản



# 1 Nguyên tắc cơ bản



## ❖ Phương trình cô kết thấm ngang 2 chiều

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_h \left[ \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right] + c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

➤ Độ cô kết trung bình (Carrilo, 1942)

$$U = 1 - (1 - U_v)(1 - U_r)$$

# 1 Nguyên tắc cơ bản



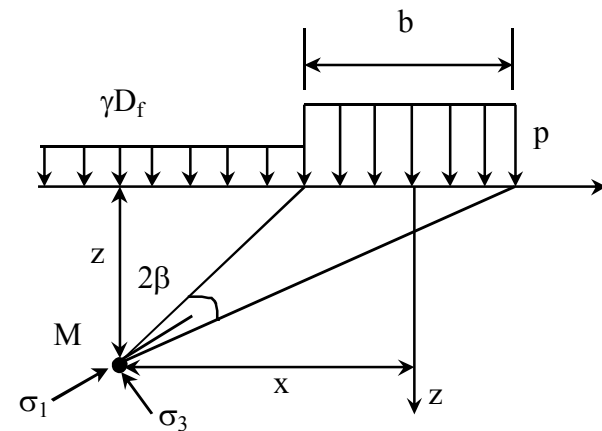
## 1.3 Sức chịu tải giới hạn của nền đất

### 1.3.1 Dựa trên mức độ phát triển của vùng biến dạng dẻo

$$\sigma_1 = \frac{p - \gamma D_f}{\pi} (2\beta + \sin 2\beta) + \gamma (D_f + z)$$

$$\sigma_3 = \frac{p - \gamma D_f}{\pi} (2\beta - \sin 2\beta) + \gamma (D_f + z)$$

$$\sin \phi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2c \cdot \cot g \phi}$$



$$\Rightarrow z = \frac{p - \gamma D_f}{\pi \gamma} \left( \frac{\sin 2\beta}{\sin \phi} - 2\beta \right) - D_f - \frac{c}{\gamma} \cot g \phi = f(\beta)$$

$$\frac{dz}{d\beta} = 0 \Rightarrow 2\beta = \frac{\pi}{2} - \phi \Rightarrow z_{\max} = \frac{p - \gamma D_f}{\pi \gamma} \left( \cot g \phi + \phi - \frac{\pi}{2} \right) - D_f - \frac{c}{\gamma} \cot g \phi$$

$$\Rightarrow p_{z \max} = \frac{\pi \gamma}{\cot g \phi + \phi - \frac{\pi}{2}} \left( z_{\max} + D_f + \frac{c}{\gamma} \cot g \phi \right) + \gamma D_f$$

# 1 Nguyên tắc cơ bản



Sức chịu tải tiêu chuẩn theo qui phạm XD 45-70 của Việt Nam

$$z_{\max} = \frac{b}{4}$$

$$\rightarrow R_{tc} = p_{z_{\max} = \frac{b}{4}} = \frac{\pi\gamma\left(\frac{b}{4} + D_f + \frac{c}{\gamma \operatorname{tg}\phi}\right)}{\cot g\phi + \phi - \frac{\pi}{2}} + \gamma D_f$$

$$R^{tc} = m(Ab\gamma_2 + BD_f\gamma_1 + Dc)$$

$$A = \frac{0,25\pi}{\cot g\phi + \phi - \frac{\pi}{2}}; \quad B = 1 + \frac{\pi}{\cot g\phi + \phi - \frac{\pi}{2}}; \quad D = \frac{\pi \cot g\phi}{\cot g\phi + \phi - \frac{\pi}{2}}$$

$m = 0.6$  khi nền là các bột dưới mực nước ngầm

$m = 0.8$  khi nền là các mịn dưới mực nước ngầm

$m = 1$  cho các trường hợp khác



# 1 Nguyên tắc cơ bản



$\phi$	A	B	D
0	0	1	3.1416
2	0.0290	1.1159	3.3196
4	0.0614	1.2454	3.5100
6	0.0976	1.3903	3.7139
8	0.1382	1.5527	3.9326
10	0.1837	1.7349	4.1677
12	0.2349	1.9397	4.4208
14	0.2926	2.1703	4.6940
16	0.3577	2.4307	4.9894
18	0.4313	2.7252	5.3095
20	0.5148	3.0591	5.6572
22	0.6097	3.4386	6.0358
24	0.7178	3.8713	6.4491
26	0.8415	4.3661	6.9016
28	0.9834	4.9338	7.3983
30	1.1468	5.5872	7.9453
32	1.3356	6.3424	8.5497
34	1.5547	7.2188	9.2198
36	1.8101	8.2403	9.9654
38	2.1092	9.4367	10.7985
40	2.4614	10.8455	11.7334
42	2.8785	12.5138	12.7874

# 1 Nguyên tắc cơ bản



Sức chịu tải tính toán theo trạng thái giới hạn 2 theo qui phạm XD 45-78 của Việt Nam

Xét thêm điều kiện làm việc đồng thời giữa nền và công trình

$$R_{II} = \frac{m_1 m_2}{k_{tc}} (Ab\gamma_{II} + BD_f \gamma'_{II} + Dc_{II})$$

$k_{tc} = 1$  khi các đặc trưng tính toán lấy trực tiếp từ các thí nghiệm

$k_{tc} = 1.1$  khi các đặc trưng tính toán lấy trực tiếp từ bảng thống kê

$m_1$ ;  $m_2$  lần lượt là hệ số điều kiện làm việc của nền đất và của công trình tác động qua lại với nền đất

# 1 Nguyên tắc cơ bản



LOẠI ĐẤT	$m_1$	$m_2$	
		$L/H \geq 4$	$1,5 \geq L/H$
Đất hòn lớn lẫn cát và đất cát	1,4	1,2	1,4
Cát mịn – ít ẩm và ẩm - bão hòa nước	1,3	1,1	1,3
	1,2	1,1	1,3
Cát bụi – ít ẩm và ẩm - bão hòa nước	1,2	1,0	1,2
	1,1	1,0	1,2
Đất hòn lớn lẫn sét và sét có độ sệt $0,5 \geq I_L$	1,2	1,0	1,1
Đất hòn lớn lẫn sét và sét có độ sệt $I_L > 0,5$	1,1	1,0	1,0

L là chiều dài công trình

H là chiều cao công trình

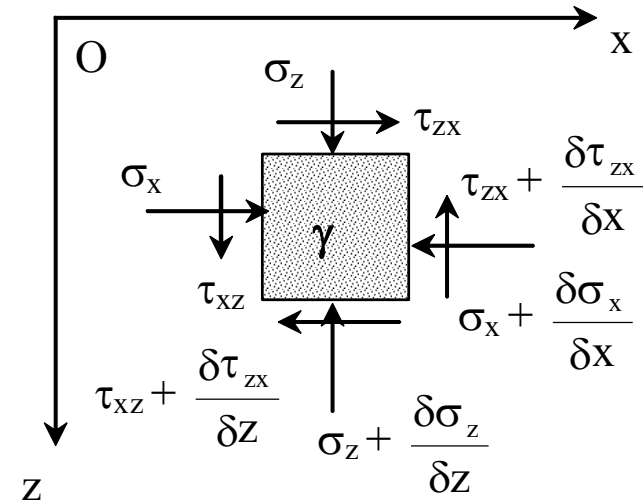
# 1 Nguyên tắc cơ bản



## 1.3.2 Dựa trên tính toán cân bằng giới hạn điểm

$$\left. \begin{aligned} \frac{\delta\sigma_z}{\delta z} + \frac{\delta\tau_{zx}}{\delta x} &= \gamma \\ \frac{\delta\tau_{zx}}{\delta z} + \frac{\delta\sigma_x}{\delta x} &= 0 \end{aligned} \right\}$$

$$\sin^2 \phi = \frac{(\sigma_z - \sigma_x)^2 + 4\tau_{zx}^2}{(\sigma_z + \sigma_x + 2c \cdot \cot g\phi)^2}$$



Lời giải của Prandtl

$$q_{ult} = (\gamma D_f + c' \cdot \cot g\phi) \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} e^{\pi \cdot tg\phi'} - c \cdot \cot g\phi'$$

$$q_{ult} = \gamma D_f N_q + c' N_c$$

$$N_q = tg^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) \exp(\pi \times tg\phi')$$

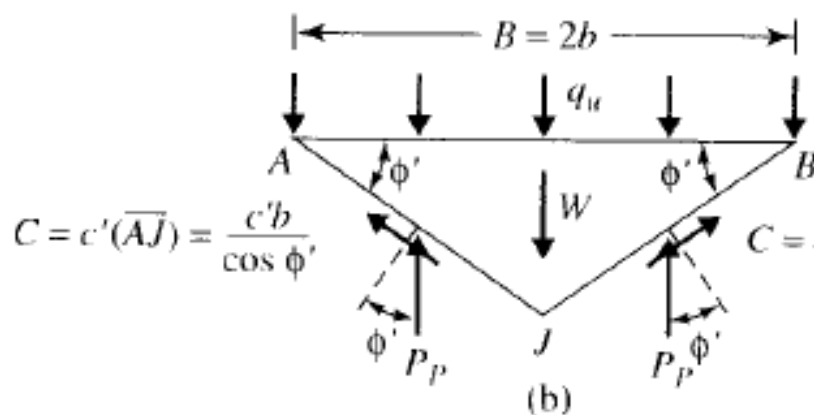
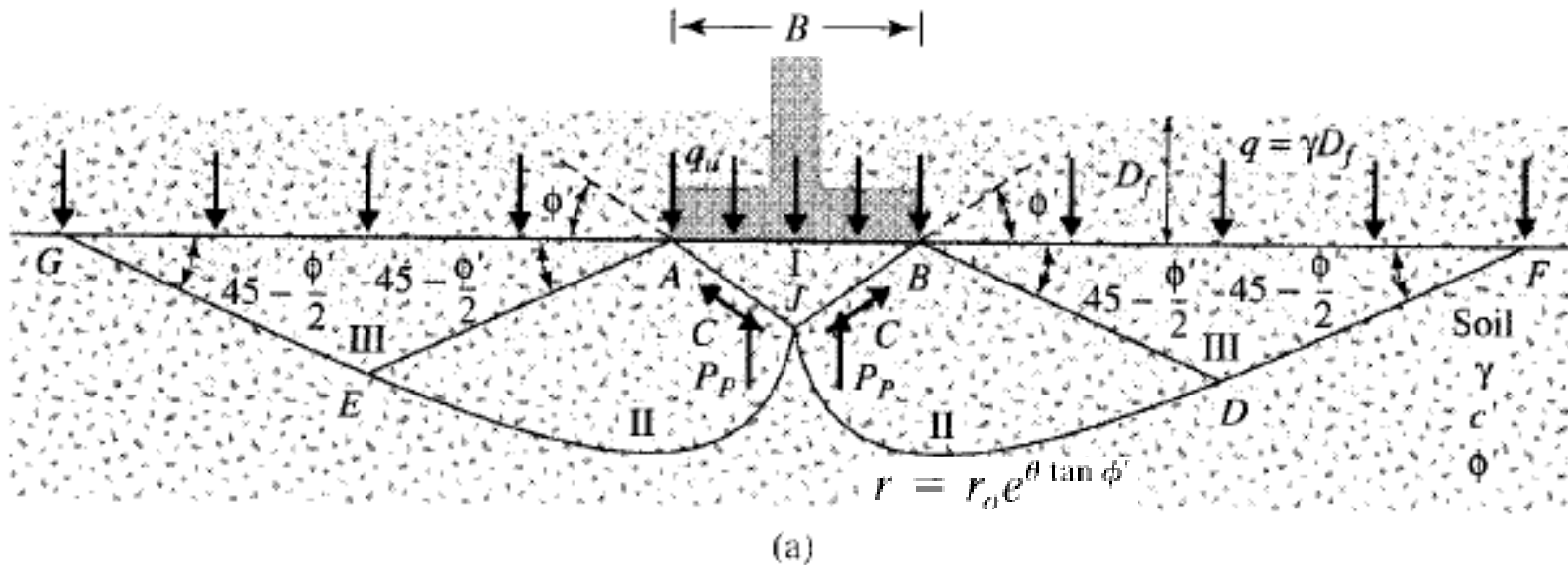
$$N_c = (N_q - 1) \cot g\phi'$$



# 1 Nguyên tắc cơ bản



- Công thức của Terzaghi

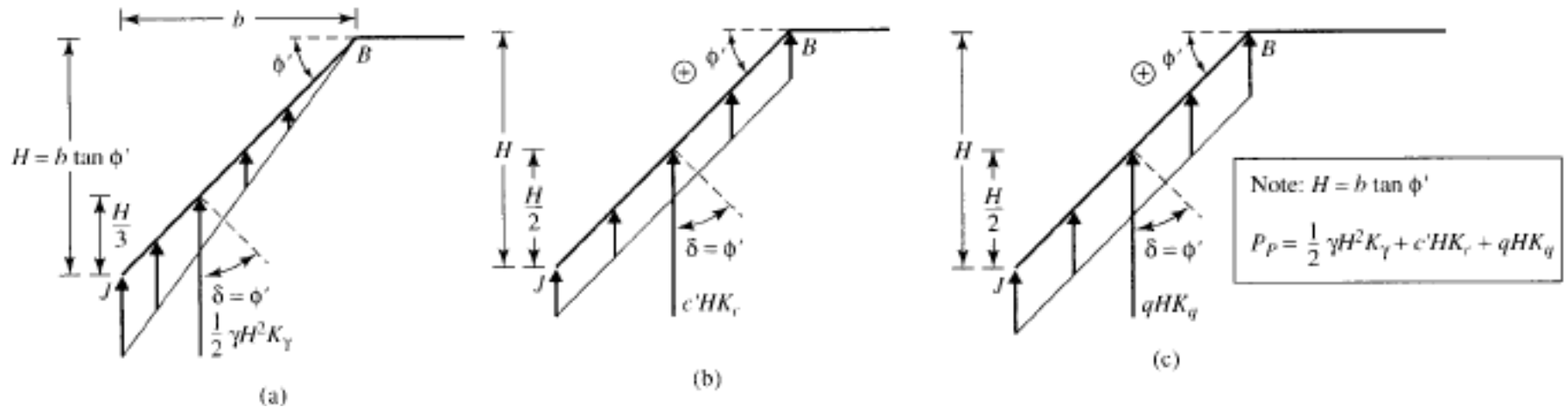


$$(q_u)(2b)(1) = -W + 2C \sin \phi' + 2P_p$$

$$2bq_u = 2P_p + 2bc' \tan \phi' - \gamma b^2 \tan \phi'$$

$$\Rightarrow q_u = \frac{P_p}{b} + c' \tan \phi' - \frac{\gamma b}{2} \tan \phi'$$

# 1 Nguyên tắc cơ bản



$$P_p = \frac{1}{2} \gamma (b \tan \phi')^2 K_\gamma + c' (b \tan \phi') K_c + q (b \tan \phi') K_q$$

$$q_u = c' N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

$$N_c = \tan \phi' (K_c + 1)$$

$$N_q = K_q \tan \phi'$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \tan \phi' (K_\gamma \tan \phi' - 1)$$

# 1 Nguyên tắc cơ bản

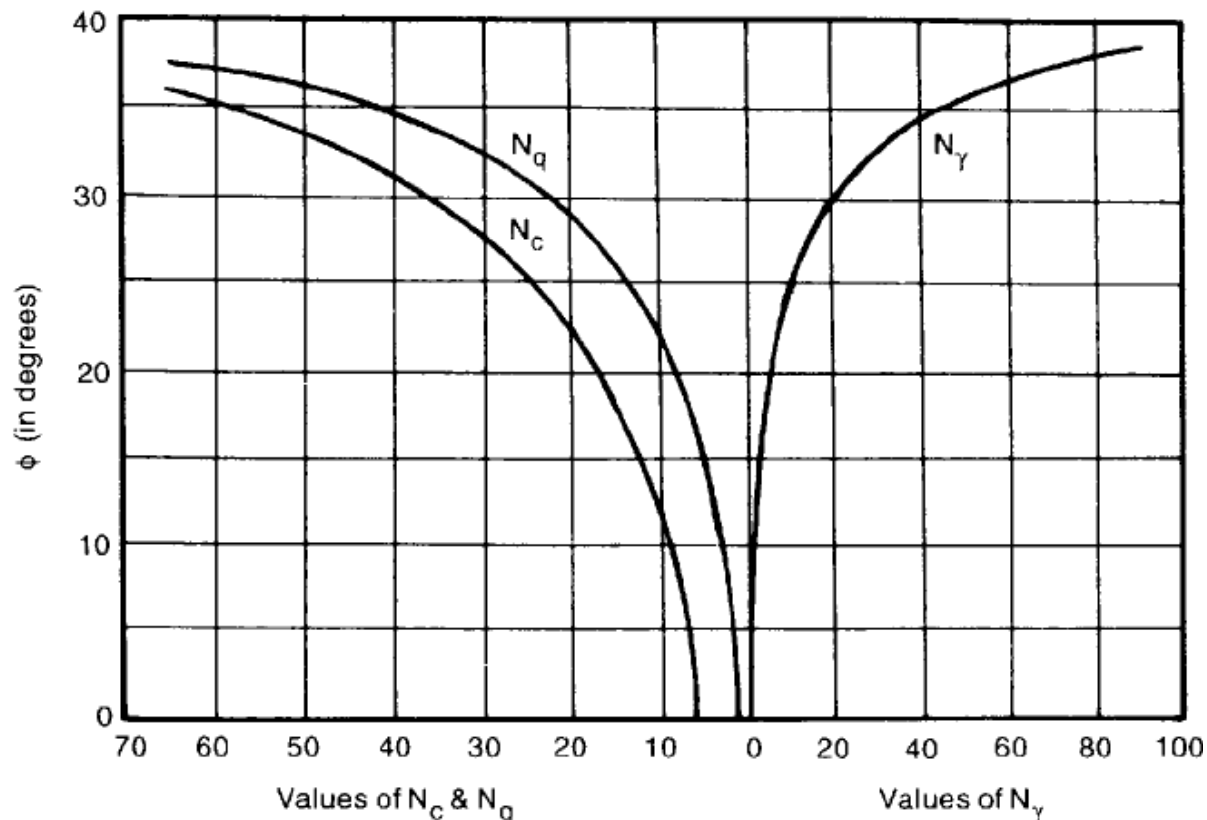


$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 (45 + \phi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$$

$\phi$	0°	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°
$N_c$	5.7	7.3	9.6	12.9	17.7	25.1	37.2	57.8	95.7	172
$N_q$	1.0	1.6	2.7	4.4	7.4	12.7	22.5	41.4	81.3	173
$N_\gamma$	0.0	0.5	1.2	2.5	5.0	9.7	19.7	42.4	100	298





# 1 Nguyên tắc cơ bản



➤ Móng vuông

$$q_u = 1,3cN_c + qN_q + 0,4\gamma BN_\gamma$$

➤ Móng tròn

$$q_u = 1,3cN_c + qN_q + 0,3\gamma BN_\gamma$$

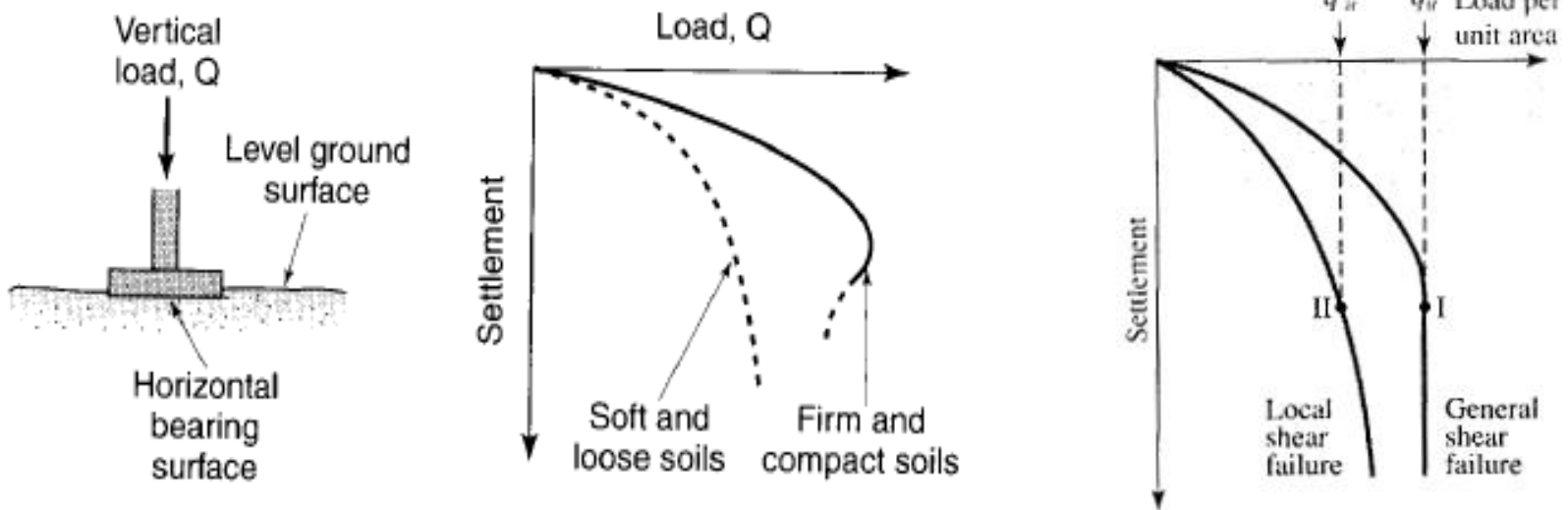
➤ Trong trường hợp  $\phi_u = 0$ ,  $c_u$

$$N_\gamma = N'_\gamma = 0 \text{ and } N_q = 1. \quad N_c = 5.7.$$

$$q_u = 5.7c_u + q \quad (\text{strip footing})$$

$$q_u = (1.3)(5.7)c_u + q = 7.41c_u + q \quad (\text{square and circular footing})$$

# 1 Nguyên tắc cơ bản



➤ Đối với đất ít chặt và dẻo mềm (local shear failure)

$$\bar{c}' = \frac{2}{3}c'$$

Móng băng

$$q'_u = \bar{c}'N'_c + qN'_q + \frac{1}{2}\gamma BN'_\gamma$$

$$\tan \bar{\phi}' = \frac{2}{3}\tan \phi'$$

Móng vuông

$$q'_u = 1.3\bar{c}'N'_c + qN'_q + 0.4\gamma BN'_\gamma$$

Móng tròn

$$q'_u = 1.3\bar{c}'N'_c + qN'_q + 0.3\gamma BN'_\gamma$$

# 1 Nguyên tắc cơ bản



- Công thức sức chịu tải tổng quát

Meyerhof (1963)

$$q_u = cN_c S_c I_c D_c + \gamma z N_q S_q I_q D_q + 0.5 \gamma B N_\gamma S_\gamma I_\gamma D_\gamma$$

where

$S_c$ ,  $S_q$  and  $S_\gamma$  are shape factors

$I_c$ ,  $I_q$  and  $I_\gamma$  are inclination factors

$D_c$ ,  $D_q$  and  $D_\gamma$  are depth factors.

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi,$$

$$N_q = \tan^2(45^\circ + \phi/2) \exp(\pi \tan \phi)$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan 1.4\phi \quad \text{Meyerhof (1963)}$$

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \phi \quad \text{Hansen (1970)}$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi \quad \text{Vesic (1973)}$$

# 1 Nguyên tắc cơ bản



## Các hệ số sức chịu tải $N_c$ , $N_q$ , $N_\gamma$ (Vesic)

$\phi$	$N_q$	$N_c$	$N_\gamma$	$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
0	1	5.14	0.00	24	9.60	19.32	9.44
1	1.09	5.38	0.07	25	10.66	20.72	10.88
2	1.20	5.63	0.15	26	11.85	22.25	12.54
3	1.31	5.90	0.24	27	13.20	23.94	14.47
4	1.43	6.19	0.34	28	14.72	25.80	16.72
5	1.57	6.49	0.45	29	16.44	27.86	19.34
6	1.72	6.81	0.57	30	18.40	30.14	22.40
7	1.88	7.16	0.71	31	20.63	32.67	25.99
8	2.06	7.53	0.86	32	23.18	35.49	30.21
9	2.25	7.92	1.03	33	26.09	38.64	35.19
10	2.47	8.34	1.22	34	29.44	42.16	41.06
11	2.71	8.80	1.44	35	33.30	46.12	48.03
12	2.97	9.28	1.69	36	37.75	50.59	56.31
13	3.26	9.81	1.97	37	42.92	55.63	66.19
14	3.59	10.37	2.29	38	48.93	61.35	78.02
15	3.94	10.98	2.65	39	55.96	67.87	92.25
16	4.34	11.63	3.06	40	64.20	75.31	109.41
17	4.77	12.34	3.53	41	73.90	83.86	130.21
18	5.26	13.10	4.07	42	85.37	93.71	155.54
19	5.80	13.93	4.68	43	99.01	105.11	186.53
20	6.40	14.83	5.39	44	115.31	118.37	224.63
21	7.07	15.81	6.20	45	134.87	133.87	271.75
22	7.82	16.88	7.13	46	158.50	152.10	330.34
23	8.66	18.05	8.20	47	187.21	173.64	403.65

# 1 Nguyên tắc cơ bản



➤ Hệ số ảnh hưởng của hình dạng

De Beer (1970)

$$S_c = 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c}$$

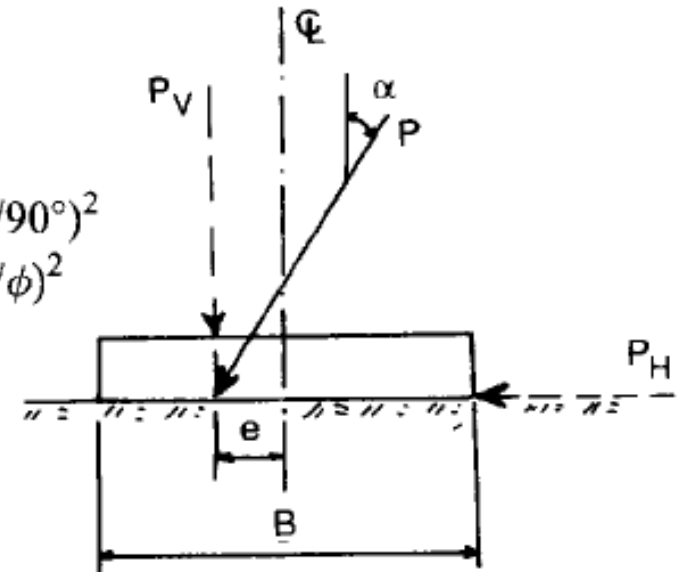
$$S_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$$

$$S_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

➤ Hệ số ảnh hưởng của độ nghiêng

$$I_c = I_q = (1 - \alpha/90^\circ)^2$$

$$I_\gamma = (1 - \alpha/\phi)^2$$



➤ Hệ số ảnh hưởng của độ sâu chôn móng

Hansen (1970)

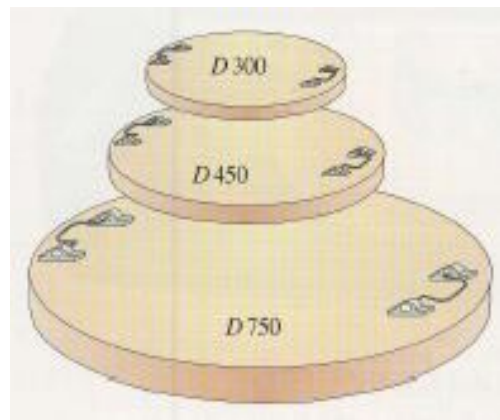
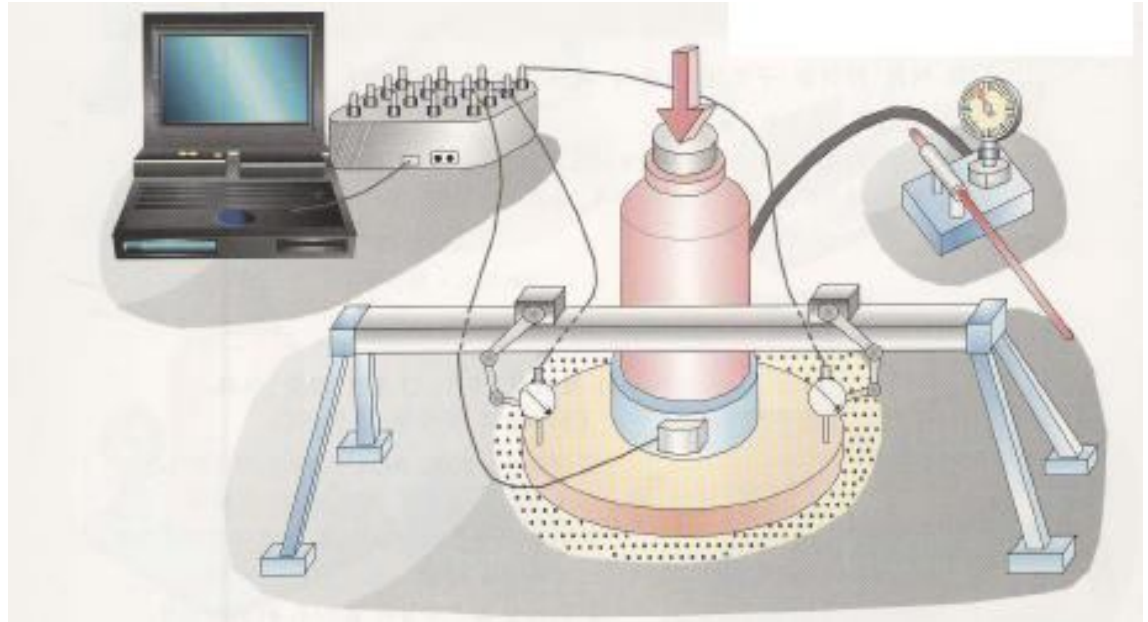
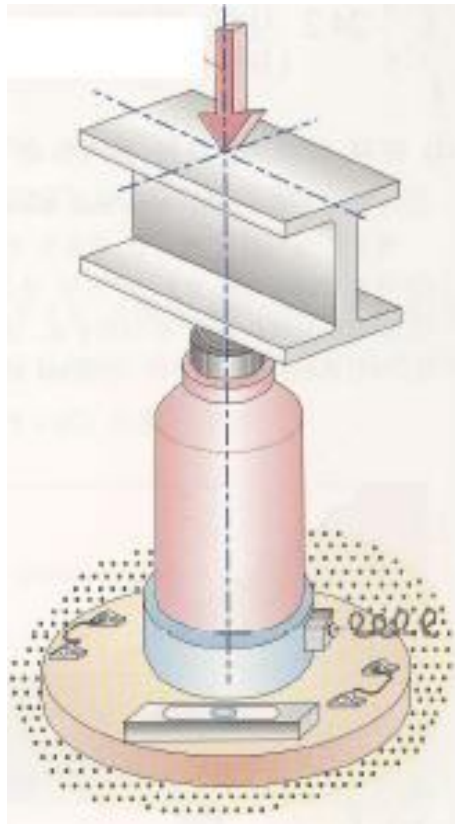
	$z/B \leq 1.0$	$z/B > 1.0$
$D_c$	$1 + 0.4(z/B)$	$1 + 0.4 \arctan(z/B)$
$D_q$	$1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 (z/B)$	$1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \arctan(z/B)$
$D_\gamma$	1.0	1.0

The arctan values must be expressed in radians.

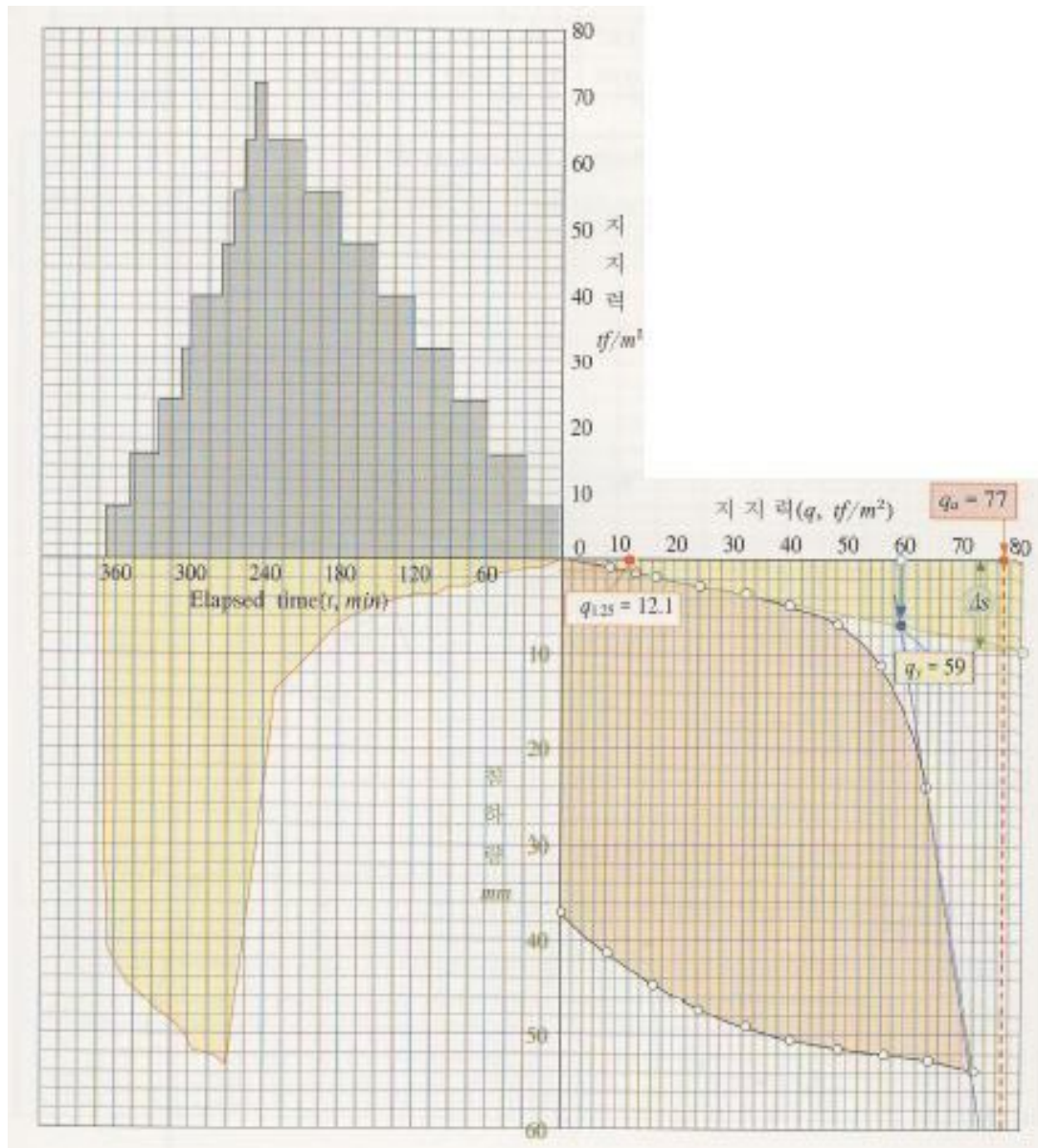
# 1 Nguyên tắc cơ bản



## 1.3.3 Dựa trên thí nghiệm bàn nén hiện trường



# 1 Nguyên tắc cơ bản



# 1 Nguyên tắc cơ bản



## 1.3.4 Sức chịu tải cho phép của nền đất

$$\star q_{all} = \frac{q_{ult}}{FS}$$

$$\star q_{net} = q_{ult} - \gamma D_f$$

$$\star q_{all(net)} = \frac{q_{ult} - \gamma D_f}{FS}$$



# 1 Nguyên tắc cơ bản



## 1.4 THỐNG KÊ SỐ LIỆU ĐỊA CHẤT

### 1.4.1. Xác định đơn nguyên địa chất công trình

Dựa vào hệ số biến động  $v$  đủ nhỏ:

$$v = \frac{\sigma}{\bar{A}} 100\%$$

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

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

$n$  : số lần thí nghiệm

$A_i$  : đặc trưng riêng của 1 thí nghiệm.

$\sigma$  : độ lệch toàn phương trung bình.

# 1 Nguyên tắc cơ bản



## Đặc trưng của đất

## Hệ số biến động $v$ cho phép

Tỉ trọng hạt

0.01

Trọng lượng riêng

0.05

Độ ẩm tự nhiên

0.15

Giới hạn Atterberg

0.15

Module biến dạng

0.30

Chỉ tiêu sức chống cắt

0.30

# 1 Nguyên tắc cơ bản



Soil Variability in Index Tests (Phoon et al., 1995)

<b>Property</b>	<b>Soil Type</b>	<b>Inherent Soil Variability (COV)</b>
Natural water content	Fine grained	0.18
Liquid limit	Fine grained	0.18
Plastic limit	Fine grained	0.16
Plasticity index	Fine grained	0.29
Bulk density	Fine grained	0.09
Dry density	Fine grained	0.07
Relative density— direct	Sand	0.19
Relative density— indirect	Sand	0.61

# 1 Nguyên tắc cơ bản



## Bias Factors and Coefficients of Variation for Soil Strength Measurements

Test	$COV_R$
SPT	0.6–0.8
CPT	0.4
Angle of friction ( $N$ )	0.1
Cohesion	0.4
Wall friction ( $-$ )	0.2
Earth pressure coefficient ( $K$ )	0.15

*Source: From Federal Highway Administration, 1998, Load and Resistance Factor Design (LRFD) for Highway Bridge Superstructures, Washington, DC. With permission.*

# 1 Nguyên tắc cơ bản



## 1.4.2. Quy tắc loại trừ các sai số (sai số thô, sai số ngẫu nhiên) ra khỏi tập hợp thống kê:

Kiểm tra lại  $A_i$  nếu:

$$|\bar{A} - A_i| \geq v\sigma_{CM}$$

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

Khi  $n > 25$  lấy  $\sigma_{CM} = \sigma$

$v$  : lấy theo mẫu thí nghiệm  $n$ .

# 1 Nguyên tắc cơ bản



## 1.4.3. Chỉ tiêu tiêu chuẩn và chỉ tiêu tính toán:

a. Chỉ tiêu tiêu chuẩn:

$$\bar{A} = A^{tc} = \frac{\sum_{i=1}^n A_i}{n}$$

b. Chỉ tiêu tính toán qua nhiều lần biến đổi từ hệ số an toàn của đất  $K_d$ :

$$A^{tt} = \frac{A^{tc}}{K_d} \Rightarrow A^{tt} = A^{tc} \pm t_{\alpha} \cdot \sigma$$

Chọn dấu (+) hay (-) là chọn chỉ tiêu đất nền thiên về an toàn.

# 1 Nguyên tắc cơ bản



Số bậc tự do (n-1) với R, $\gamma$ (n-2) với c và $\phi$	Hệ số $t_\alpha$ ứng với xác suất tin cậy $\alpha$ bằng				
	0,85	0,90	0,95	0,98	0,99
2	1.34	1.89	2.92	4.87	6.96
3	1.25	1.64	2.35	3.45	4.54
4	1.19	1.53	2.13	3.02	3.75
5	1.16	1.48	2.01	2.74	3.36
6	1.13	1.44	1.94	2.63	3.14
7	1.12	1.41	1.90	2.54	3.00
8	1.11	1.40	1.86	2.49	2.90
9	1.10	1.38	1.83	2.44	2.82
10	1.10	1.37	1.81	2.40	2.76
11	1.09	1.36	1.80	2.36	2.72
12	1.08	1.36	1.78	2.33	2.68
13	1.08	1.35	1.77	2.30	2.65
14	1.08	1.34	1.76	2.28	2.62
15	1.07	1.34	1.75	2.27	2.60
16	1.07	1.34	1.75	2.26	2.58
17	1.07	1.33	1.74	2.25	2.57
18	1.07	1.33	1.73	2.24	2.55
19	1.07	1.33	1.73	2.23	2.54
20	1.06	1.32	1.72	2.22	2.53
25	1.06	1.32	1.71	2.19	2.49
30	1.05	1.31	1.70	2.17	2.46
40	1.05	1.30	1.68	2.14	2.42
60	1.05	1.30	1.67	2.12	2.39

# 1 Nguyên tắc cơ bản



c. Trị tiêu chuẩn của lực dính  $c^{tc}$  và góc ma sát  $\varphi^{tc}$ :

$$c^{tc} = \frac{1}{\Delta} \left( \sum_{i=1}^n \tau_i \sum_{i=1}^n p_i^2 - \sum_{i=1}^n p_i \sum_{i=1}^n \tau_i p_i \right)$$

$$\text{với } \Delta = n \sum_{i=1}^n p_i^2 - \left( \sum_{i=1}^n p_i \right)^2$$

$$\text{tg}\varphi^{tc} = \frac{1}{\Delta} \left( n \sum_{i=1}^n \tau_i p_i - \sum_{i=1}^n \tau_i \sum_{i=1}^n p_i \right)$$

d. Trị tính toán của lực dính  $c^{tt}$  và góc ma sát  $\varphi^{tt}$ :

$$c^{tt} = c^{tc} - t_{\alpha} \sigma_c$$

$$\text{với } \sigma_c = \sigma_{\tau} \sqrt{\frac{1}{\Delta} \sum_{i=1}^n p_i^2}$$

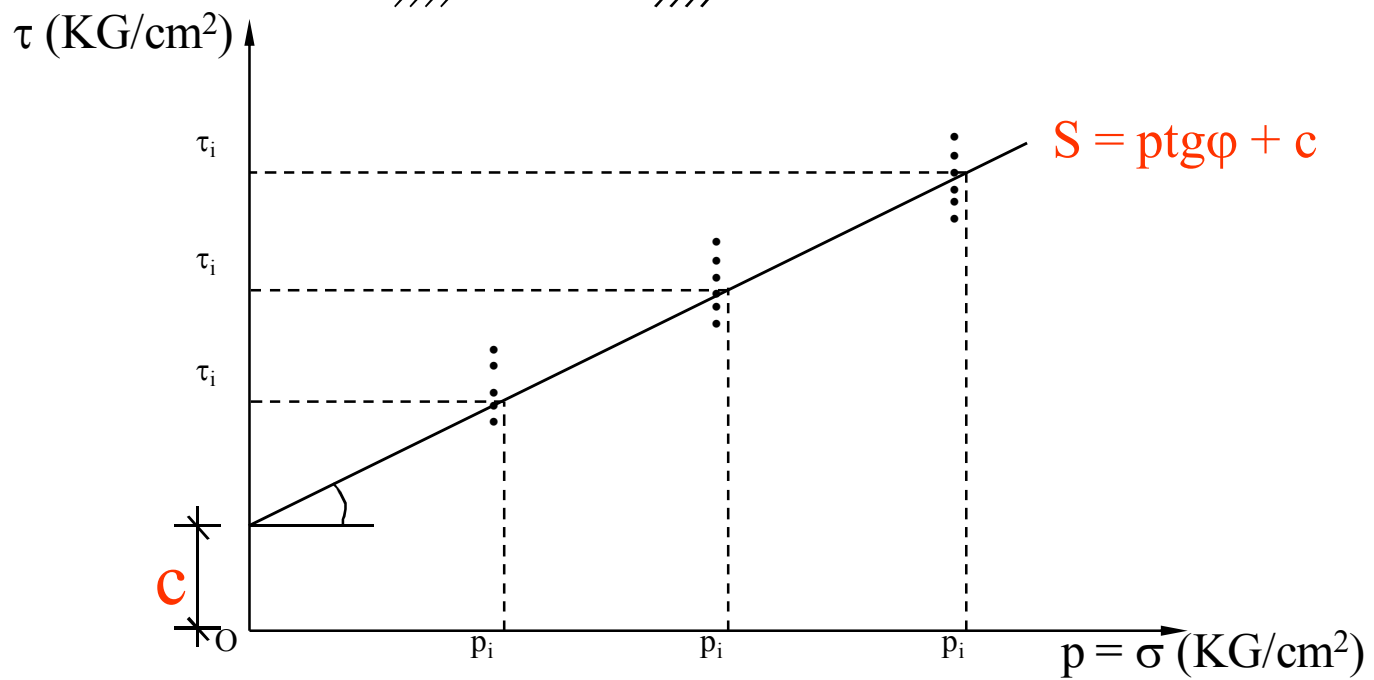
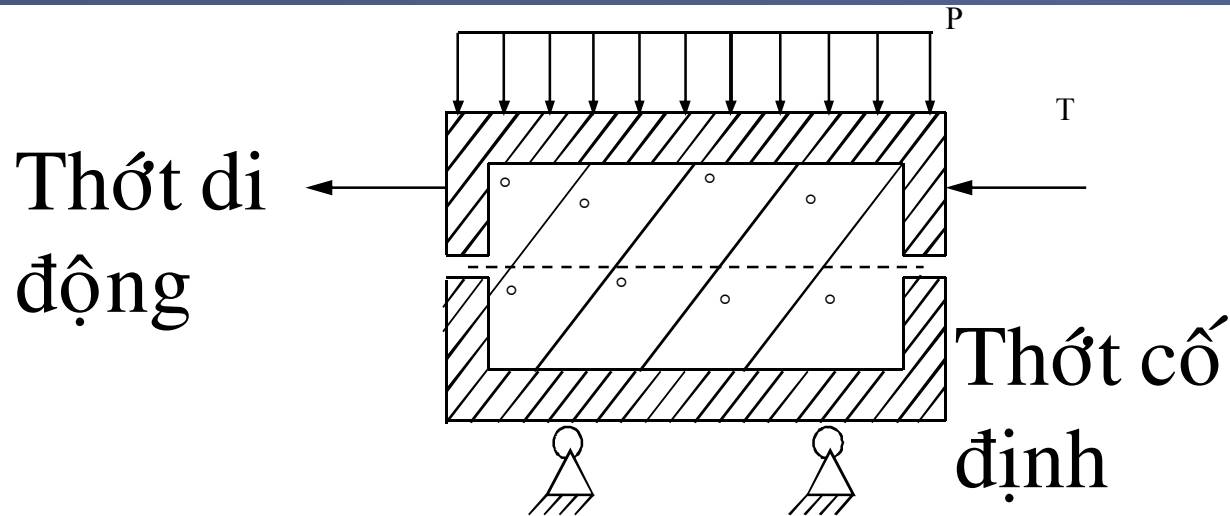
$$\sigma_{\text{tg}\varphi} = \sigma_{\tau} \sqrt{\frac{n}{\Delta}}$$

$$\text{tg}\varphi^{tt} = \text{tg}\varphi^{tc} - t_{\alpha} \sigma_{\text{tg}\varphi}$$

$$\sigma_{\tau} = \sqrt{\frac{1}{n-2} \sum_{i=1}^n \left( p_i \text{tg}\varphi^{tc} + c^{tc} - \tau_i \right)^2}$$



# 1 Nguyên tắc cơ bản



# 1 Nguyên tắc cơ bản



e. Dung trọng của đất:

-Dung trọng tiêu chuẩn:

$$\gamma^{tc} = \bar{\gamma} = \frac{\sum_{i=1}^n \gamma_i}{n}$$

-Dung trọng tính toán:

$$\gamma^{tt} = \gamma^{tc} \pm \frac{t_{\alpha} \sigma}{\sqrt{n}}$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\bar{\gamma} - \gamma_i)^2}$$

# 1 Nguyên tắc cơ bản



## 1.5 Tính toán nền theo các trạng thái giới hạn

### 1.5.1 Theo trạng thái ứng suất cho phép

$$\longrightarrow q \leq \frac{q_{ult}}{FS}$$

$$2 \leq FS \leq 3$$

$$\longrightarrow q \leq R_{tc}$$

$$\longrightarrow q \leq R_{II}$$

# 1 Nguyên tắc cơ bản



## 1.5.2 Theo trạng thái biến dạng cho phép

$$S \leq S_{gh}; \Delta S \leq \Delta S_{gh}; i \leq i_{gh}$$

Biến dạng giới hạn của nền ( theo SniP2.02.01.83)

Công trình	Độ lún lệch tương đối $(\Delta S/L)_u$	Độ nghiêng $i_u$	Độ lún trung bình $S_u$ hoặc lớn nhất $S_{max}$ (trong ngoặc), cm
1. Nhà sản xuất một tầng và nhà dân dụng nhiều tầng có khung hoàn toàn: - Bảng bê tông cốt thép - Bảng thép	0,002	-	(8)
	0,004	-	(12)
2. Nhà và công trình mà trong kết cấu không xuất hiện nội lực do độ lún không đều.	0,006	-	(15)
3. Nhà nhiều tầng không khung với tường chịu lực:			

# 1 Nguyên tắc cơ bản



- Bảng tấm lợp	0,0016	0,005	10
- Bảng khối lớn hoặc có thể xây gạch không có thép	0,0020	0,0005	10
- Như trên nhưng có thép, trong đó có giằng bê tông cốt thép	0,0024	0,0005	15
4. Công trình thép chịu vận thăng hàng kết cấu bê tông cốt thép:			
- Nhà công tác và xi lô kết cấu đổ tại chỗ liên khối trên cùng một móng bê	-	0,003	40
- Như trên nhưng kết cấu lắp ghép	-	0,003	30
- Xi lô độc lập kết cấu toàn khối đổ tại chỗ	-	0,004	40
- Như trên nhưng kết cấu lắp ghép	-	0,004	30
- Nhà công tác đứng độc lập	-	0,004	25
5. Ống khói có chiều cao H, m :			
- $H \leq 100$ m	-	0,005	40
- $100 < H < 200$	-	$1/(2H)$	30
- $200 < h \leq 300$	-	$1/(2H)$	20
- $H > 300$	-	$1/(2H)$	10
6. Công trình cứng cao đến 100m, ngoài những điều đã nói ở điểm 4 và 5	-	0,004	20
7. Công trình liên lạc, ăng ten :			
- Thân tháp tiếp đất	-	0,002	20
- Thân tháp phát thanh cách điện với đất	-	0,001	10
- Tháp phát thanh	0,002	-	-
- Tháp phát thanh sóng ngắn	0,0025	-	-
- Tháp ( block riêng rẽ )	0,001	-	-
8. Trụ đường dây tải điện trên không			
- Trụ trung gian	0,003	0,003	-
- Trụ neo, neo góc, trụ góc trung gian, trụ ở vòng cung, cửa chính của thiết bị phân phối kiểu hở.	0,0025	0,0025	-
- Trụ trung chuyển đặc biệt	0,002	0,002	-

# 1 Nguyên tắc cơ bản



## Giới hạn biến dạng góc (Theo Skempton và McDonald, 1956; Bjerrum, 1963 và Wroth, 1975)

$f/L$	Trạng thái công trình giới hạn
1/5000	Vết rạn li ti quan sát thấy trong công trình gạch không cốt thép; các tường chịu lực bị cong.
1/3000	Các vết nứt nhìn thấy ở các tường chịu lực.
1/1000	Các vết nứt nhìn thấy ở các tường gạch chèn khung.
1/750	Giới hạn thực tế để ngăn chặn sự mất cân bằng của máymóc có độ chính xác cao
1/600	Mức quá ứng suất cho phép trong các cấu kiện nghiêng trở lên đáng kể.
1/500	Giới hạn thực tế để ngăn chặn các vết nứt trầm trọng trong nhà khung và công trình hiện đại.
1/300	Hư hại khung công trình và tường tấm lớn, gây trở ngại cho di chuyển của các cần trục ở cao.
1/250	Nghiêng đáng chú ý trong các nhà nhiều tầng.
1/150	Hư hại đến kết cấu đối với hầu hết công trình.

*Đối với công trình bình thường, biến dạng góc giới hạn lấy nhỏ hơn 1/500*

*Cần tránh hư hại khi các khe nứt nhìn thấy được nếu biến dạng góc nhỏ hơn 1/1000.*

*Hư hại công trình ít xảy ra với giá trị  $f/L < 1/150$ .*



# Chapter 2 Móng Nông

# 2

1 Khái niệm

2 Phân loại

3 Tính toán móng đơn chịu nén đúng tâm

4 Tính toán móng đơn chịu nén lệch tâm

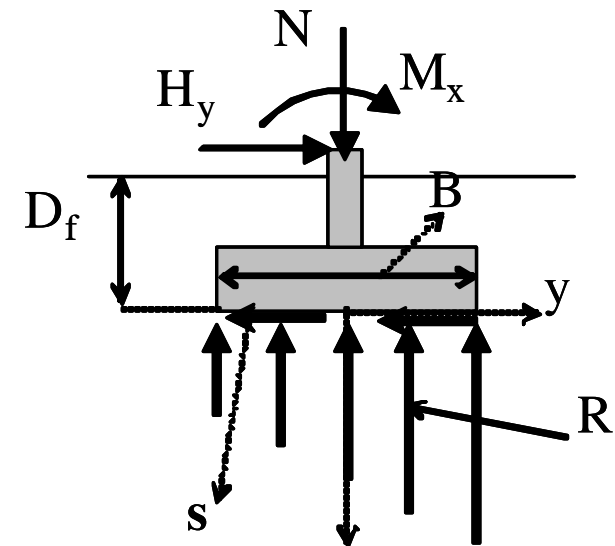
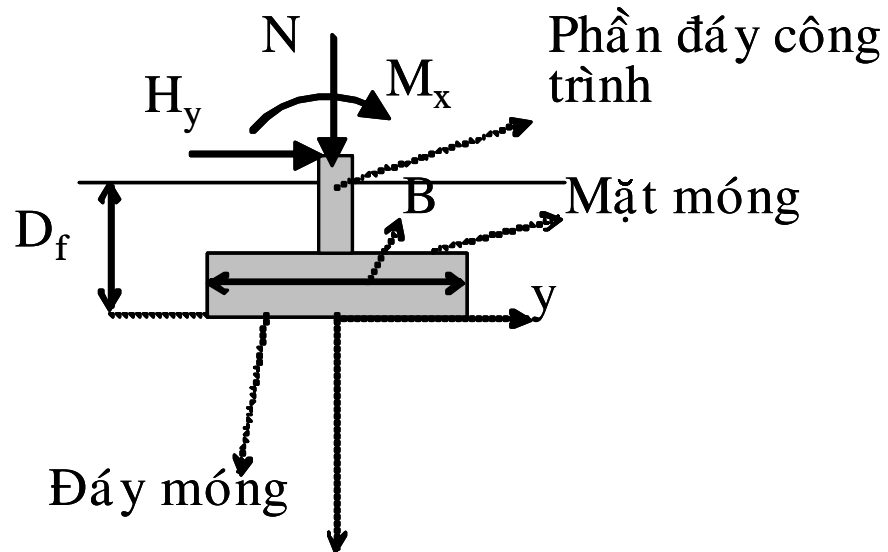
5 Tính toán móng băng

6. Tính toán móng bè

# 2 Móng Nông



## 2.1 Khái niệm



$$\frac{D_f}{B} \leq 2$$

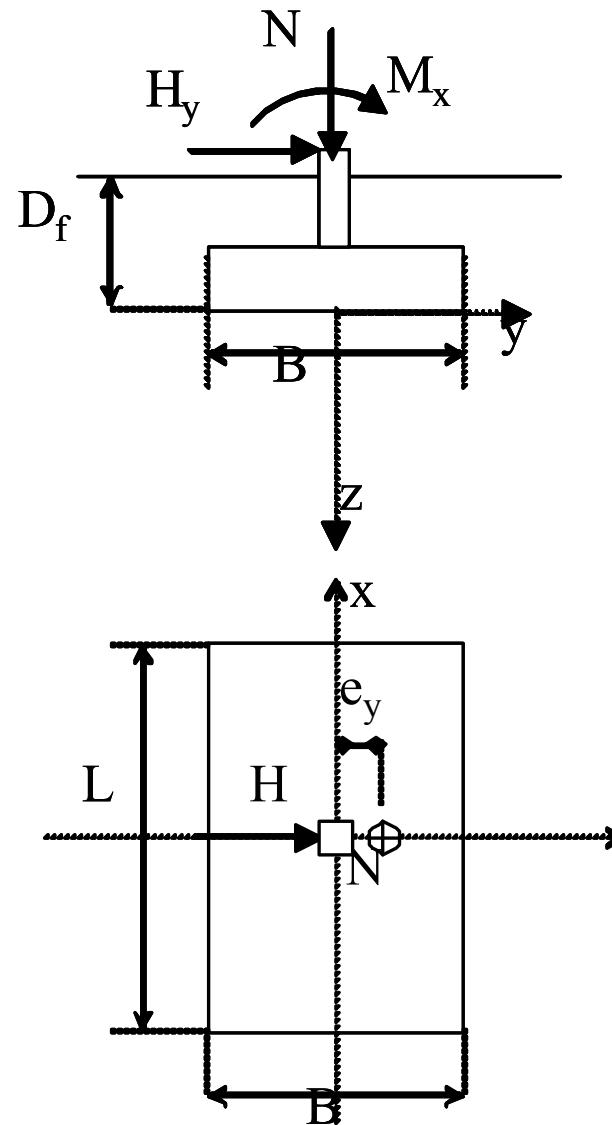
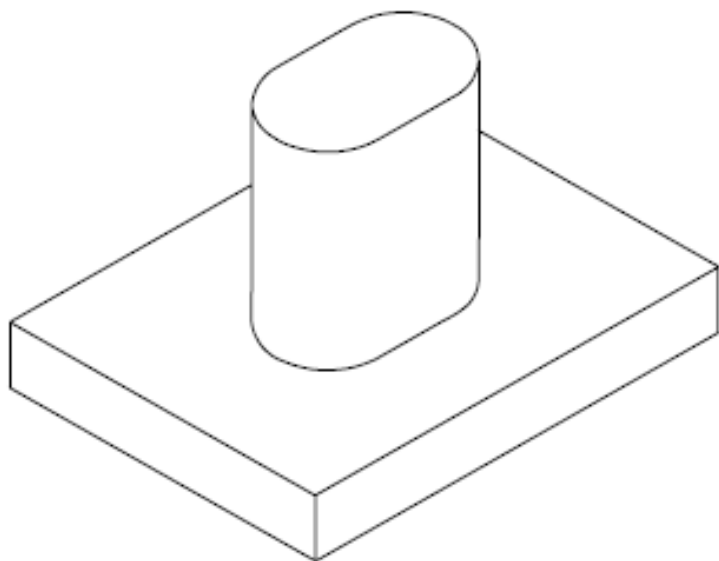


# 2 Móng Nông



## 2.2 Phân loại

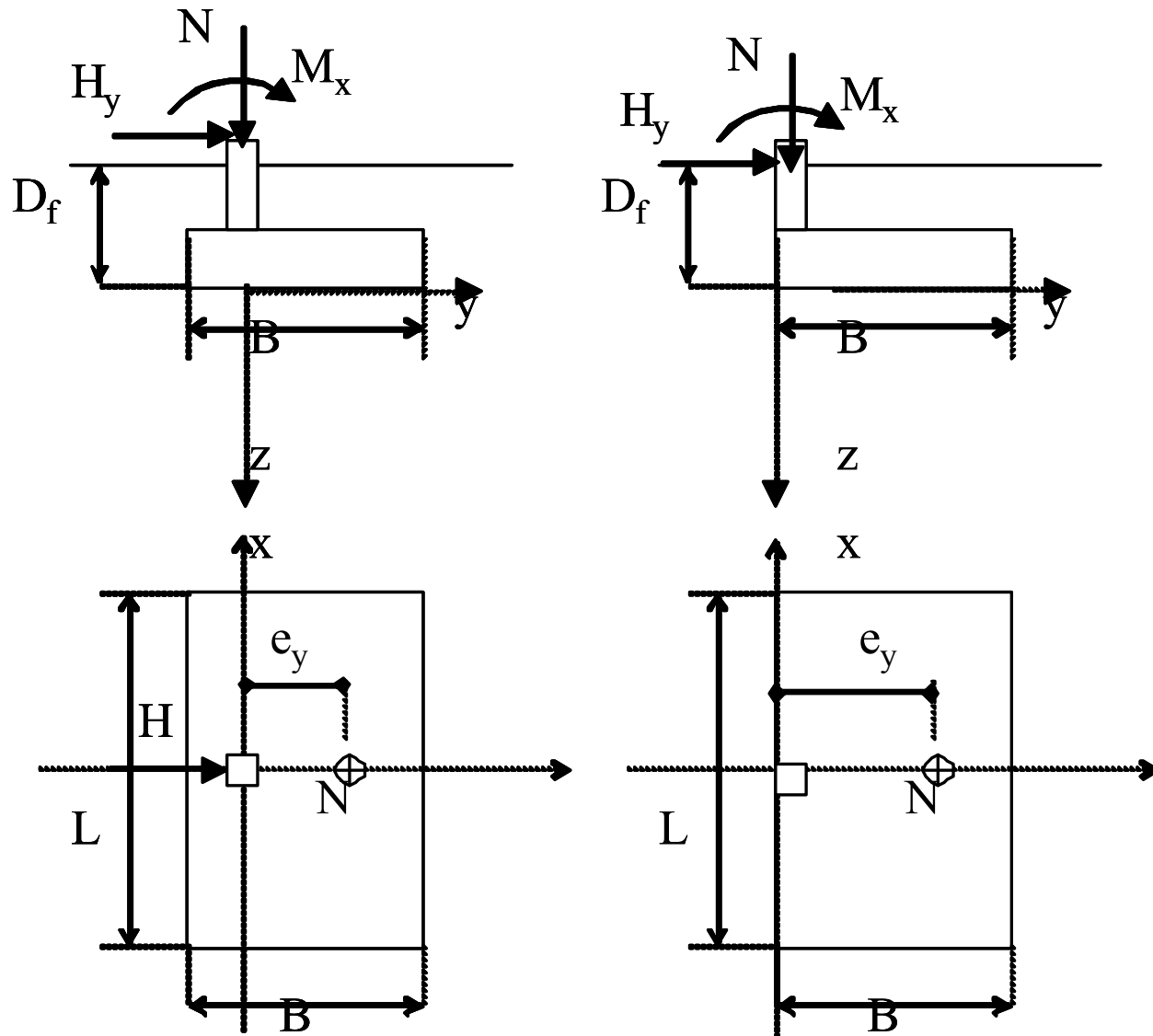
### Móng đơn nén đúng tâm



# 2 Móng Nông



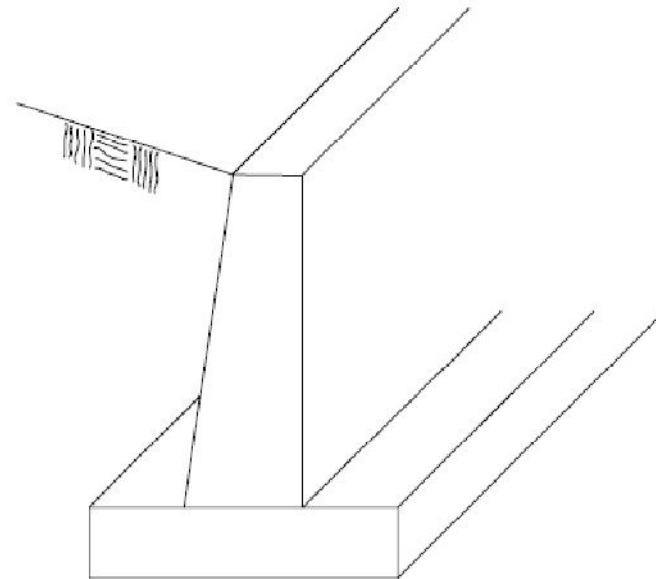
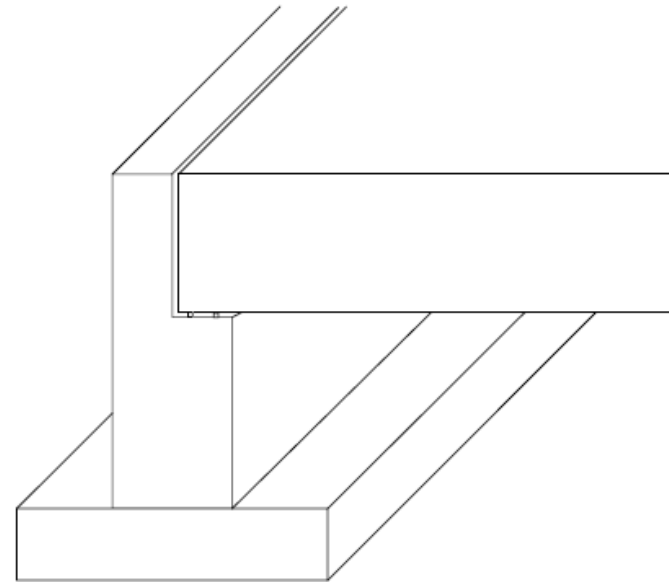
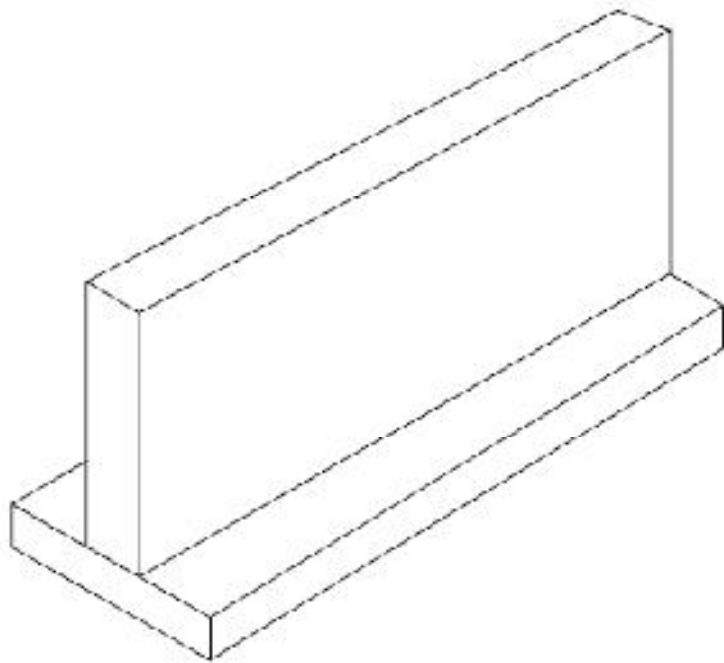
## Móng đơn nén lệch tâm



## 2 Móng Nông



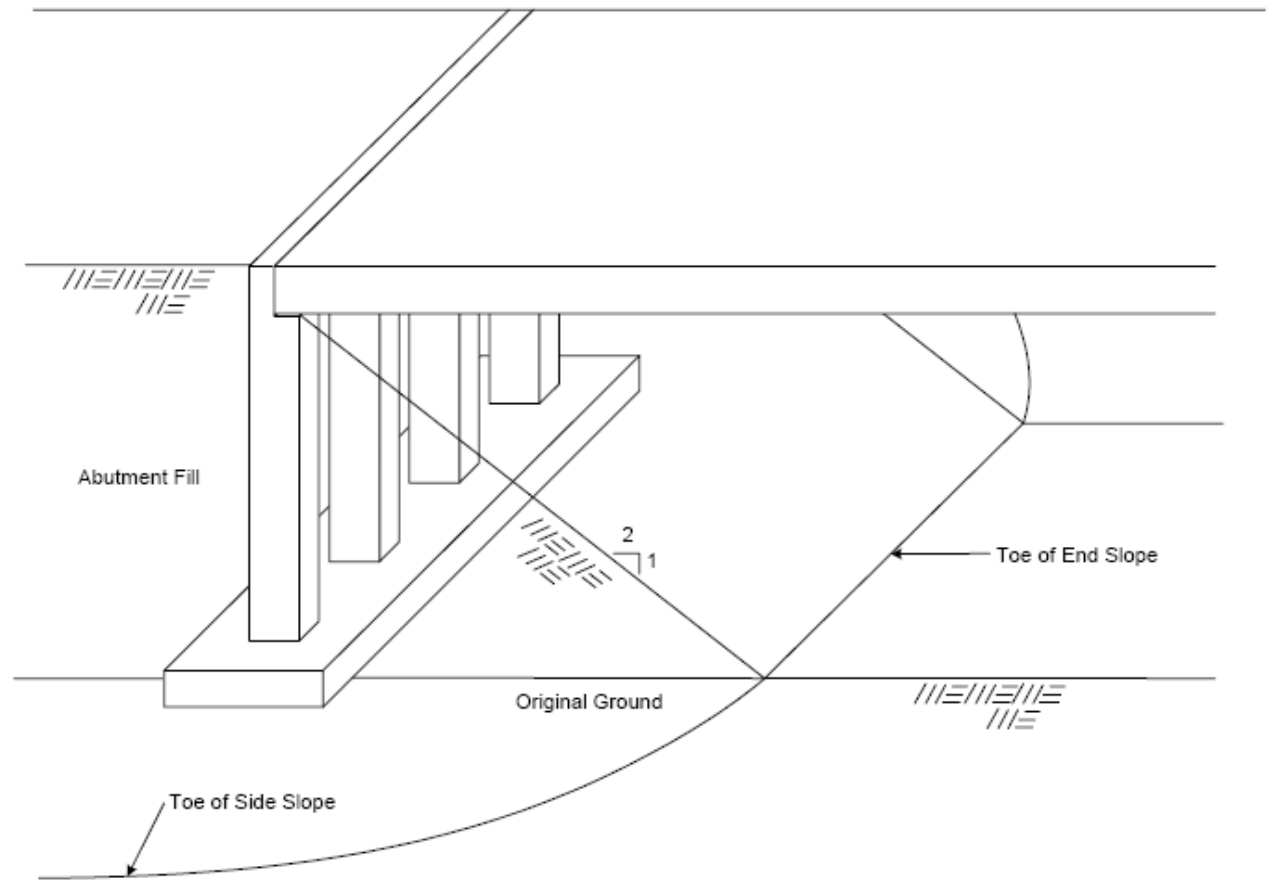
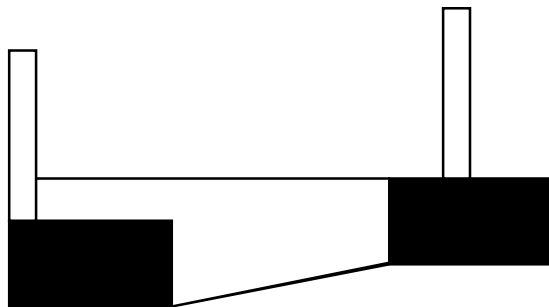
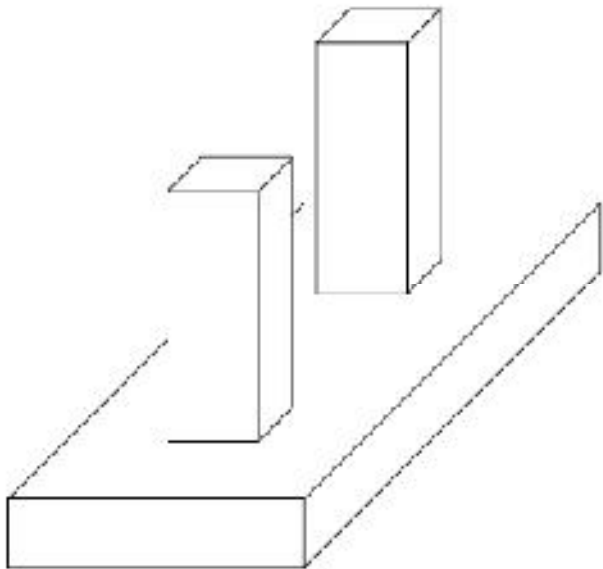
### Móng băng dưới tường



# 2 Móng Nông



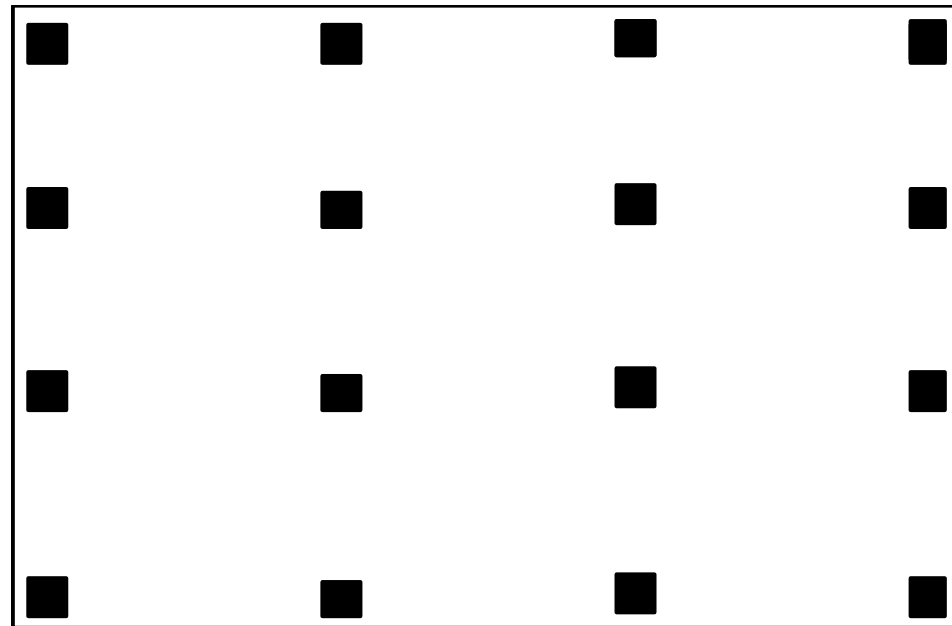
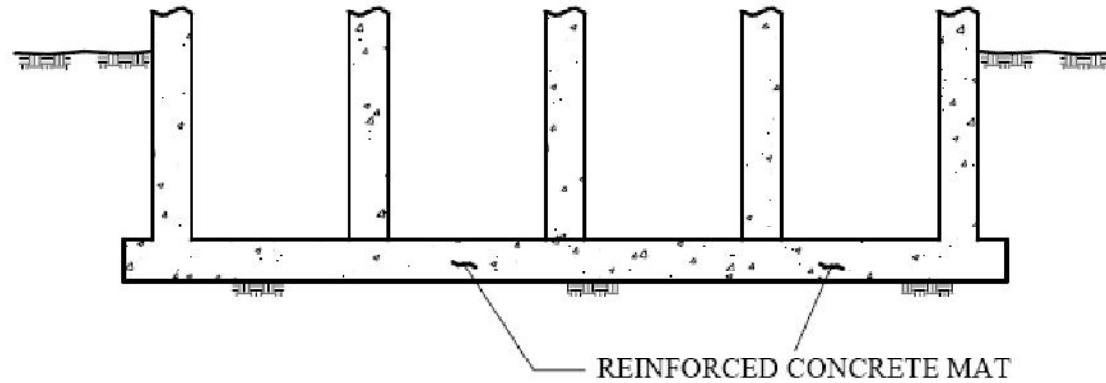
## Móng phối hợp



# 2 Móng Nông



## Móng bè (bản)





## 2.3 Tính toán móng đơn chịu nén đúng tâm

### Các bước tính toán

- Xác định chiều sâu đặt móng và kích thước móng (chọn)
- Kiểm tra sức chịu tải của nền đất
- Kiểm tra độ lún của nền đất
- Xác định bề dày của móng Xác định lượng cốt thép trong móng

## 2 Móng Nông



### 2.3.1 Kiểm tra sức chịu tải của nền

$$\diamond q^{tc} = \frac{N^{tc}}{F} + \gamma_{tb} D_f$$

$$\diamond \begin{cases} q^{tc} \leq R^{tc} = m(Ab\gamma + BD_f\gamma^* + Dc^{tc}) \\ q^{tc} \leq R_{II} = \frac{m_1 m_2}{k_{tc}} (Ab\gamma_{II} + BD_f\gamma_{II}^* + Dc_{II}) \end{cases}$$

$$\diamond q^{tc} \leq \frac{q_{ult}}{FS} \quad 2 \leq FS \leq 3$$

### 2.3.2 Kiểm tra độ lún của nền

$$\diamond S \leq S_{gh} = 8cm$$

## 2 Móng Nông

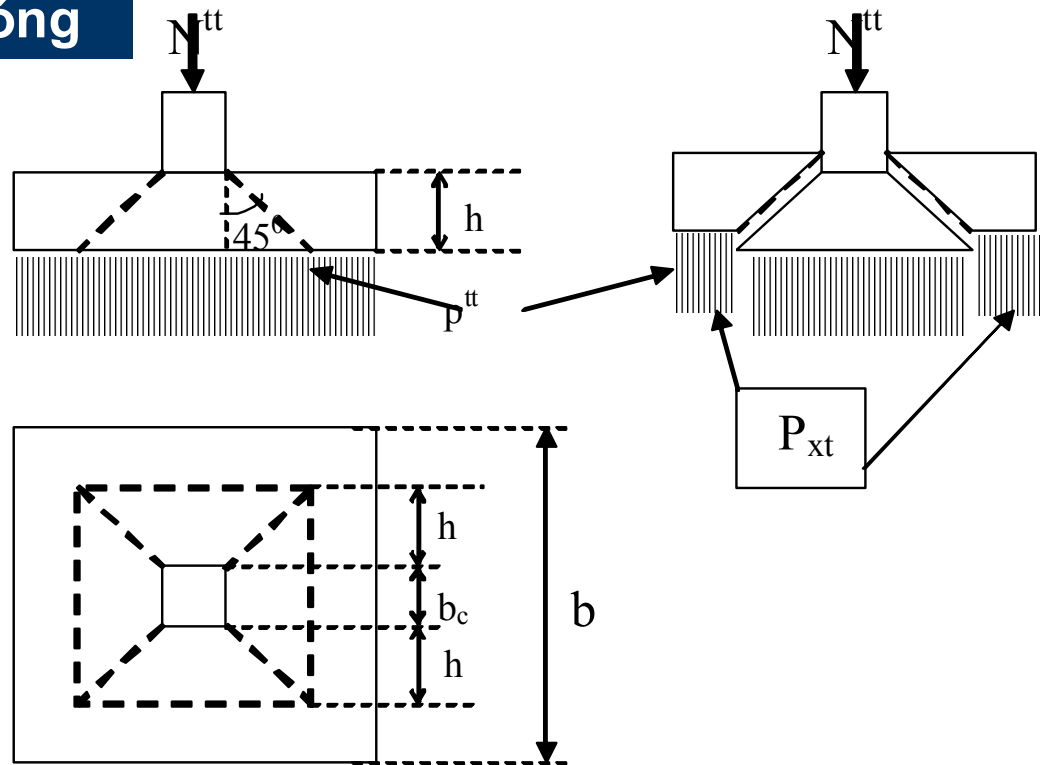


### 2.3.3 Xác định bề dày của móng

$$\boxplus P_{xt} = P_{cx}$$

$$\boxplus P_{xt} = p_{tt} \cdot S_{\text{ngoài tháp xuyên}}$$

$$P_{xt} = \left[ b^2 - (b_c + 2h)^2 \right] p^{tt}$$



$$\boxplus P_{cx} = 3/4 (R_k \cdot S_{\text{xung quanh của tháp xuyên}})$$

$$P_{cx} = 0.75 R_k [4(b_c + h_o)h_o]$$



## 2 Móng Nông

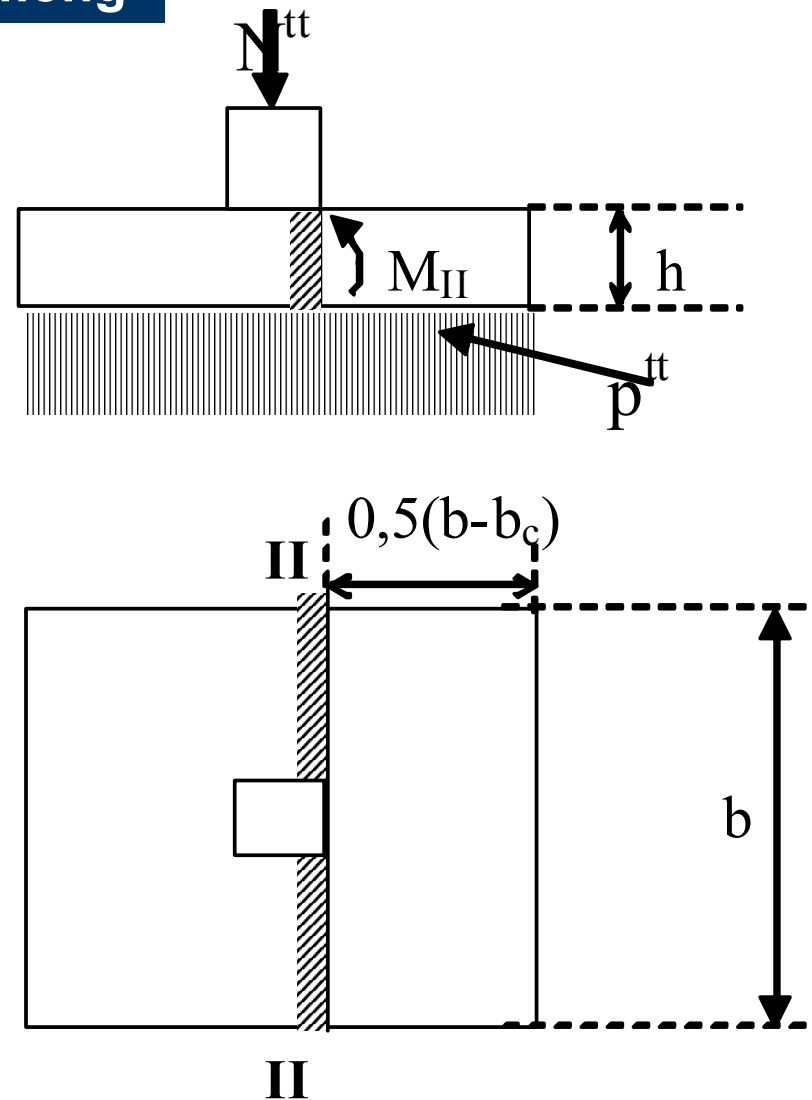


### 2.3.4 Xác định lượng cốt thép trong móng

$$\text{✦} \quad M_{II} = 0.5(b - b_c)b \frac{0.5(b - b_c)}{2}$$

$$M_{II} = \frac{(b - b_c)^2 b}{8}$$

$$\text{✦} \quad F_a = \frac{M_{II}}{R_a \gamma h_0} \approx \frac{M_{II}}{0,9 R_a h_0}$$

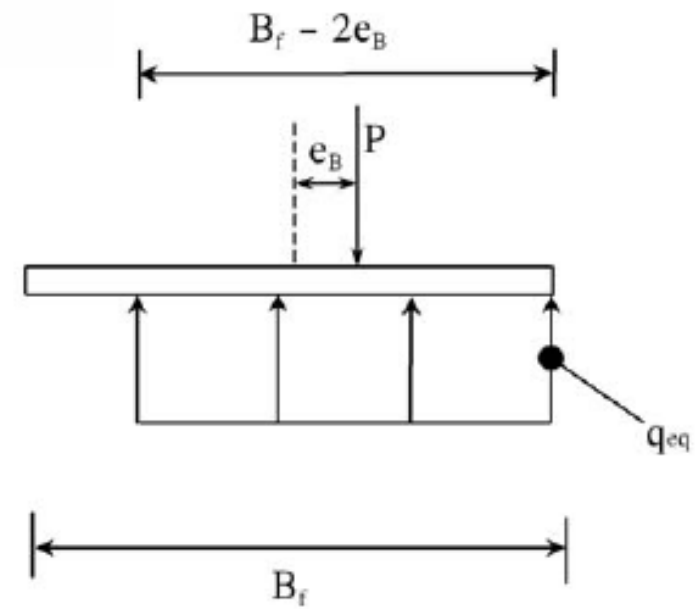
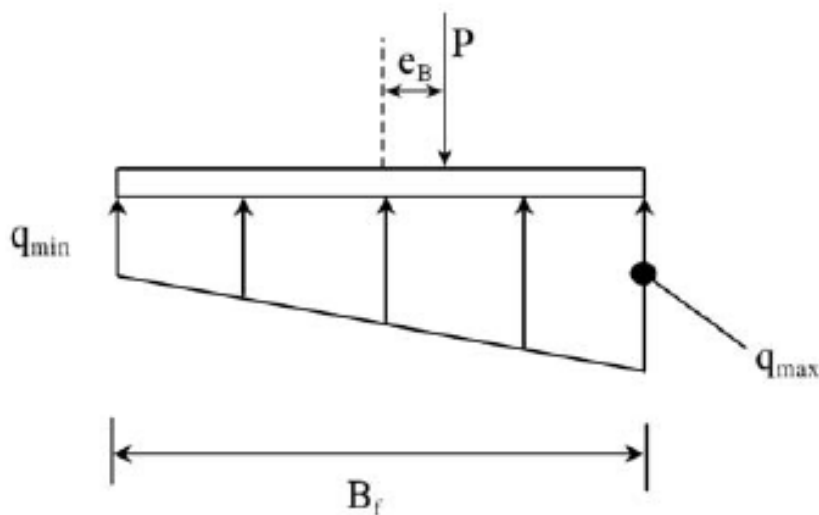
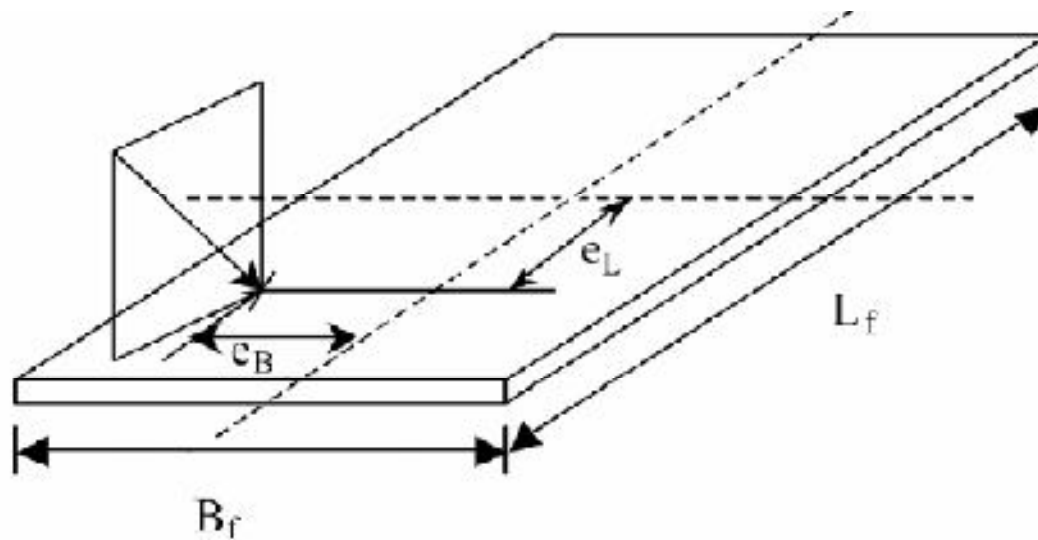




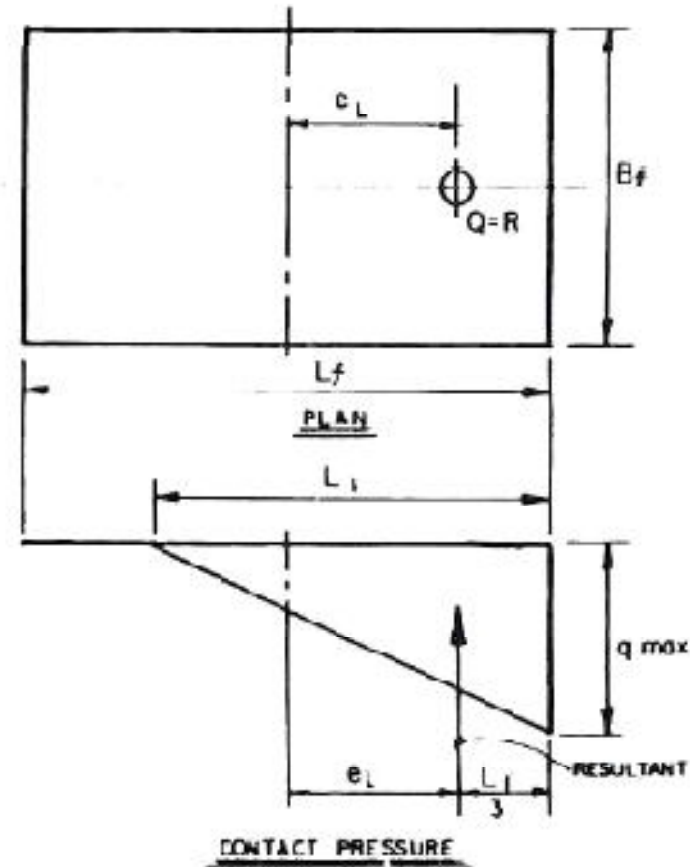
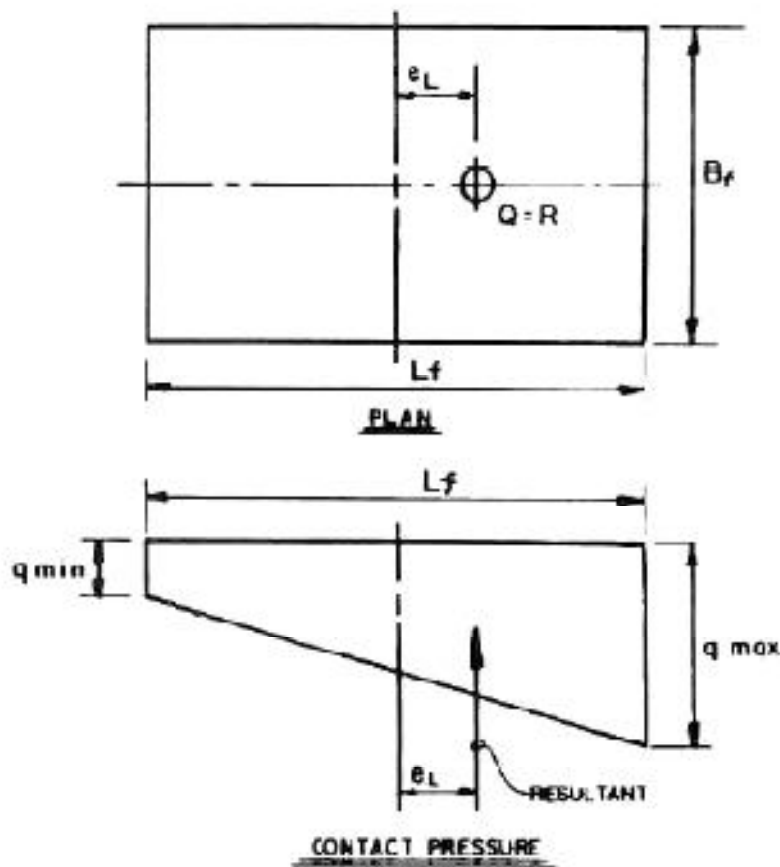
# 2 Móng Nông



## 2.4 Tính toán móng đơn chịu nén lệch tâm



# 2 Móng Nong



$$q_{\max} = \frac{P}{A} + \frac{Pe_x}{W_y} + \frac{Pe_y}{W_x} + \gamma_{tb} D_f$$

$$q_{\min} = \frac{P}{A} - \frac{Pe_x}{W_y} - \frac{Pe_y}{W_x} + \gamma_{tb} D_f$$



## 2.4.1 Kiểm tra sức chịu tải của nền

$$\diamond q^{tc} = \frac{N^{tc}}{F} + \gamma_{tb} D_f$$

$$\diamond \left\{ \begin{array}{l} q^{tc} \leq R^{tc} = m(AB\gamma + BD_f\gamma^* + Dc^{tc}) \\ q^{tc} \leq R_{II} = \frac{m_1 m_2}{k_{tc}} (AB\gamma_{II} + BD_f\gamma_{II}^* + Dc_{II}) \\ \left\{ \begin{array}{l} q_{\max}^{tc} \leq 1.2R^{tc} \quad q_{\max}^{tc} \leq 1.2R_{II} \\ q_{\min}^{tc} \geq 0 \end{array} \right. \end{array} \right.$$

$$\diamond q^{tc} \leq \frac{q_{ult}}{FS} \quad 2 \leq FS \leq 3$$



## 2.4.2 Kiểm tra biến dạng của nền

$$\leftrightarrow S \leq S_{gh} = 8cm$$

$$\leftrightarrow \frac{\Delta S}{L} \leq 0.2\%$$

$$\rightarrow i_y = \frac{\Delta S_y}{b_y} \quad i_x = \frac{\Delta S_x}{b_x}$$

## 2 Móng Nông



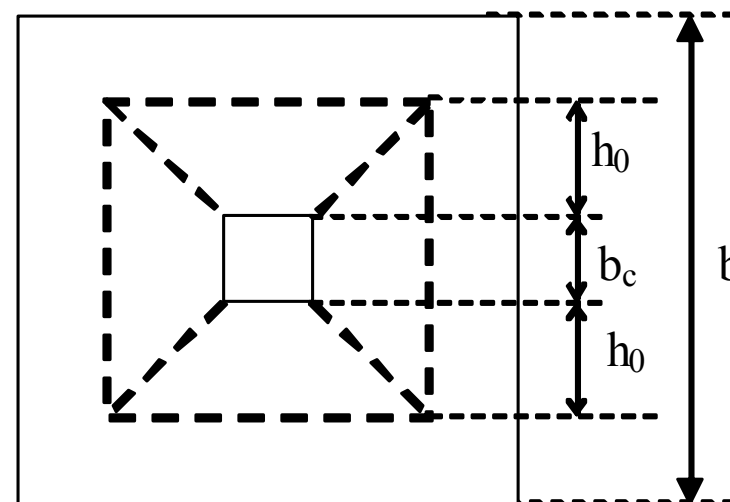
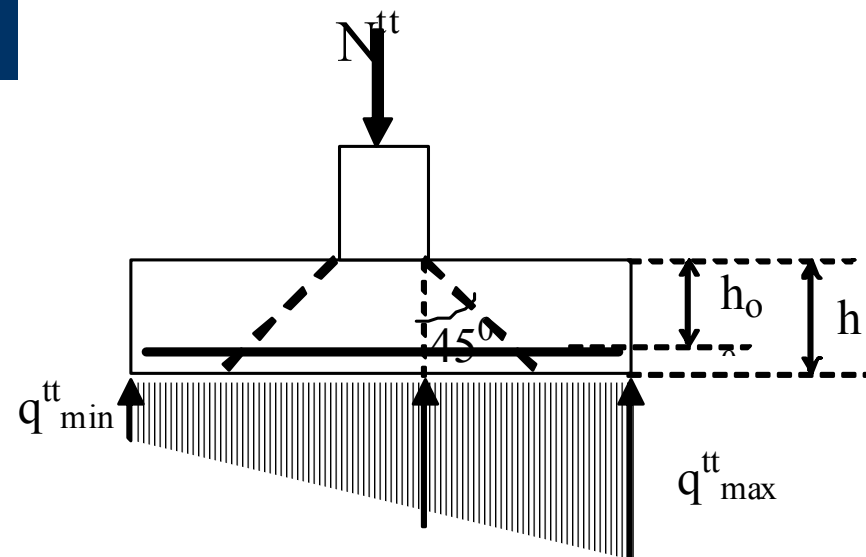
### 2.4.3 Xác định bề dày của móng

✦  $P_{xt} = P_{cx}$

✦  $P_{xt} = p_{tt} \cdot S_{\text{ngoài 1 tháp xuyên nguy hiểm nhất}}$

✦  $P_{cx} = 3/4 (R_k \cdot S_{\text{xung quanh của 1 tháp xuyên nguy hiểm nhất}})$

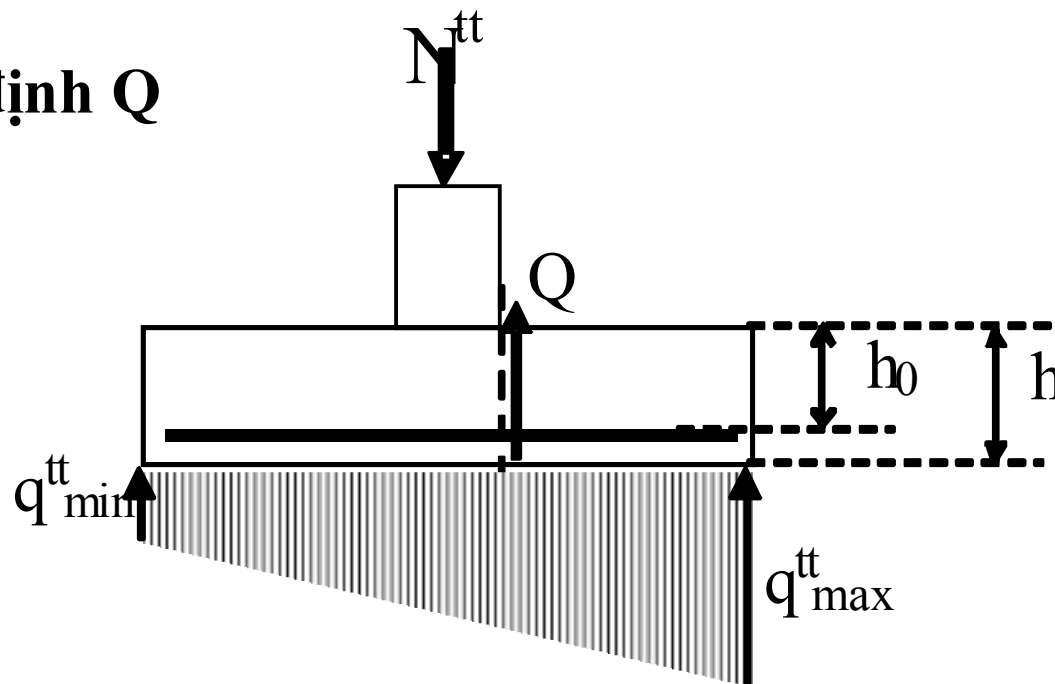
$$P_{cx} = 0.75 R_k [(b_c + h_o) h_o]$$





## 2.4.4 Kiểm tra khả năng chống cắt của Bê Tông

✚ Xác định  $Q$



✚ Khả năng chống cắt của bê tông:

$$Q \leq Q_b$$

$$Q_b = \varphi_{b3} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0$$

$$\varphi_{b3} = 0.6$$

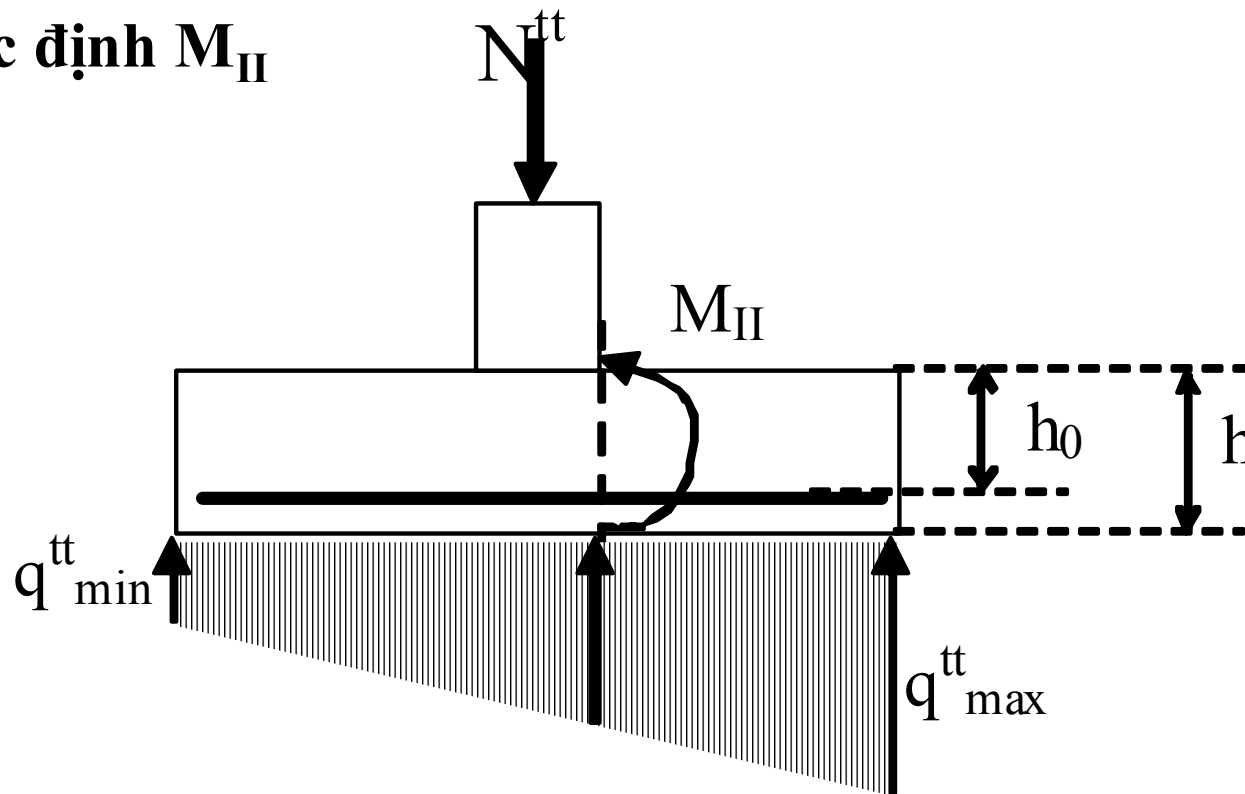
$$\varphi_n = 0$$





## 2.4.5 Xác định lượng cốt thép trong móng

✚ Xác định  $M_{II}$

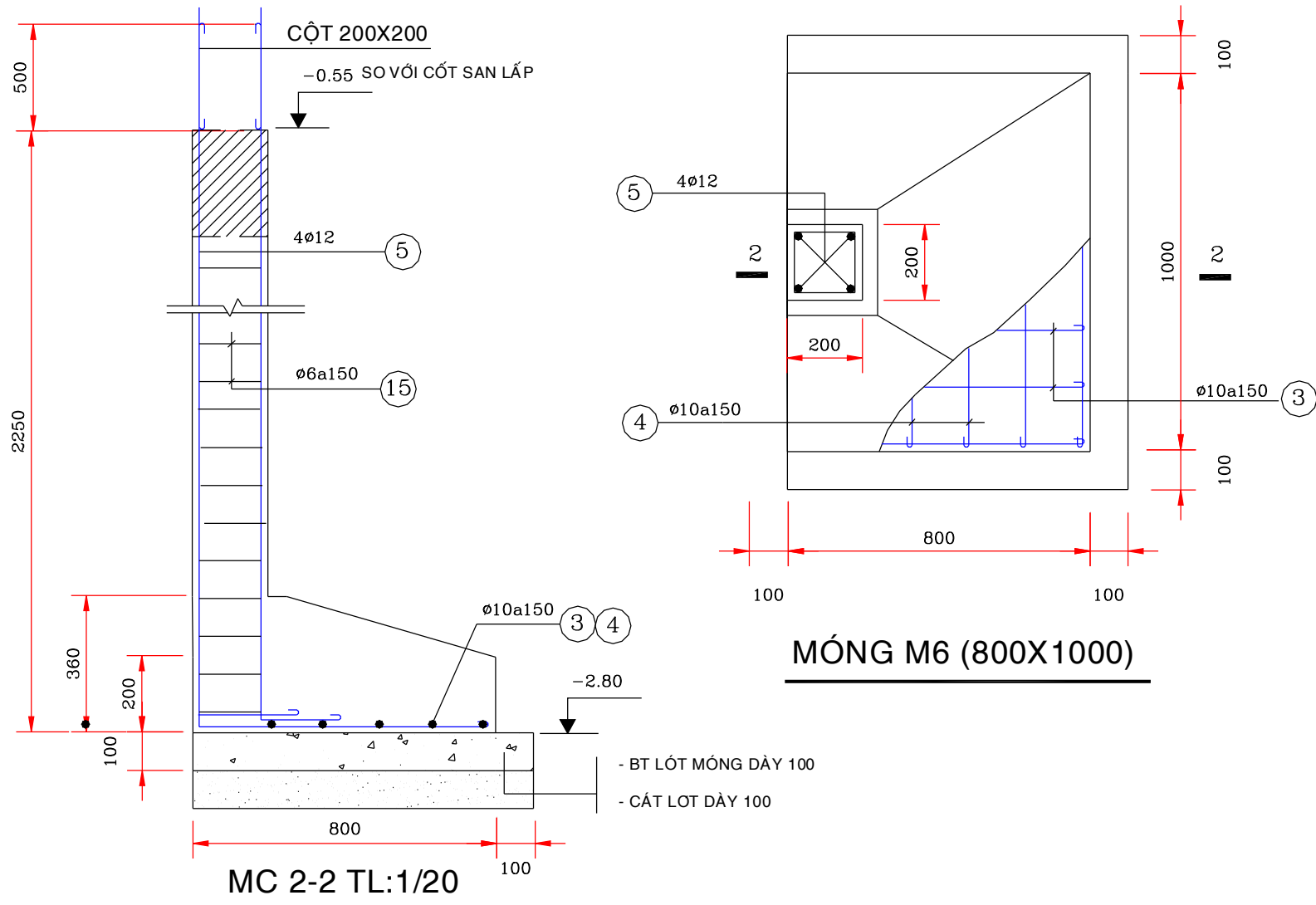


✚ 
$$F_a = \frac{M_{II}}{R_a \gamma h_0} \approx \frac{M_{II}}{0,9 R_a h_0}$$

# 2 Móng Nông



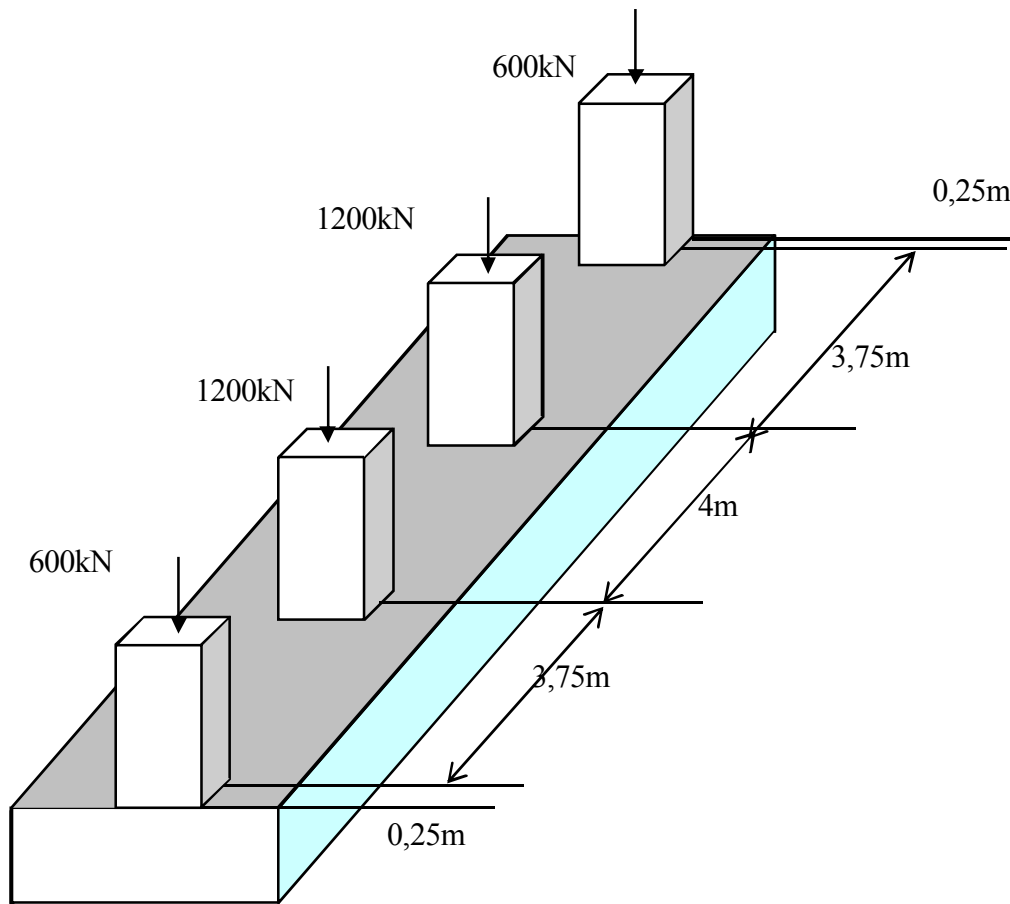
## Cấu tạo móng đơn nén lệch tâm



# 2 Móng Nông



## 2.5 Tính toán móng băng





## 2.5.1 Kiểm tra sức chịu tải của nền

$$\diamond q^{tc} = \frac{N^{tc}}{F} + \gamma_{tb} D_f$$

$$\diamond \begin{cases} q^{tc} \leq R^{tc} = m(AB\gamma + BD_f\gamma^* + Dc^{tc}) \\ q^{tc} \leq R_{II} = \frac{m_1 m_2}{k_{tc}} (AB\gamma_{II} + BD_f\gamma_{II}^* + Dc_{II}) \end{cases}$$

$$\diamond q^{tc} \leq \frac{q_{ult}}{FS} \quad 2 \leq FS \leq 3$$

## 2.5.2 Kiểm tra độ lún của nền

$$\diamond S \leq S_{gh} = 8cm$$



### 2.5.3 Xác định bề dày của móng

✦  $P_{xt} = P_{cx}$

✦  $P_{xt}$  = lực lớn nhất tác dụng lên cột

✦  $P_{cx} = 3/4 (R_k \cdot S_{\text{xung quanh của tháp xuyên}})$

$$P_{cx} = 0.75 R_k [4(b_c + h_o)h_o]$$

✦ Khả năng chống cắt của bê tông:

$$Q \leq Q_b$$

$$Q_b = \varphi_{b3} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_o$$

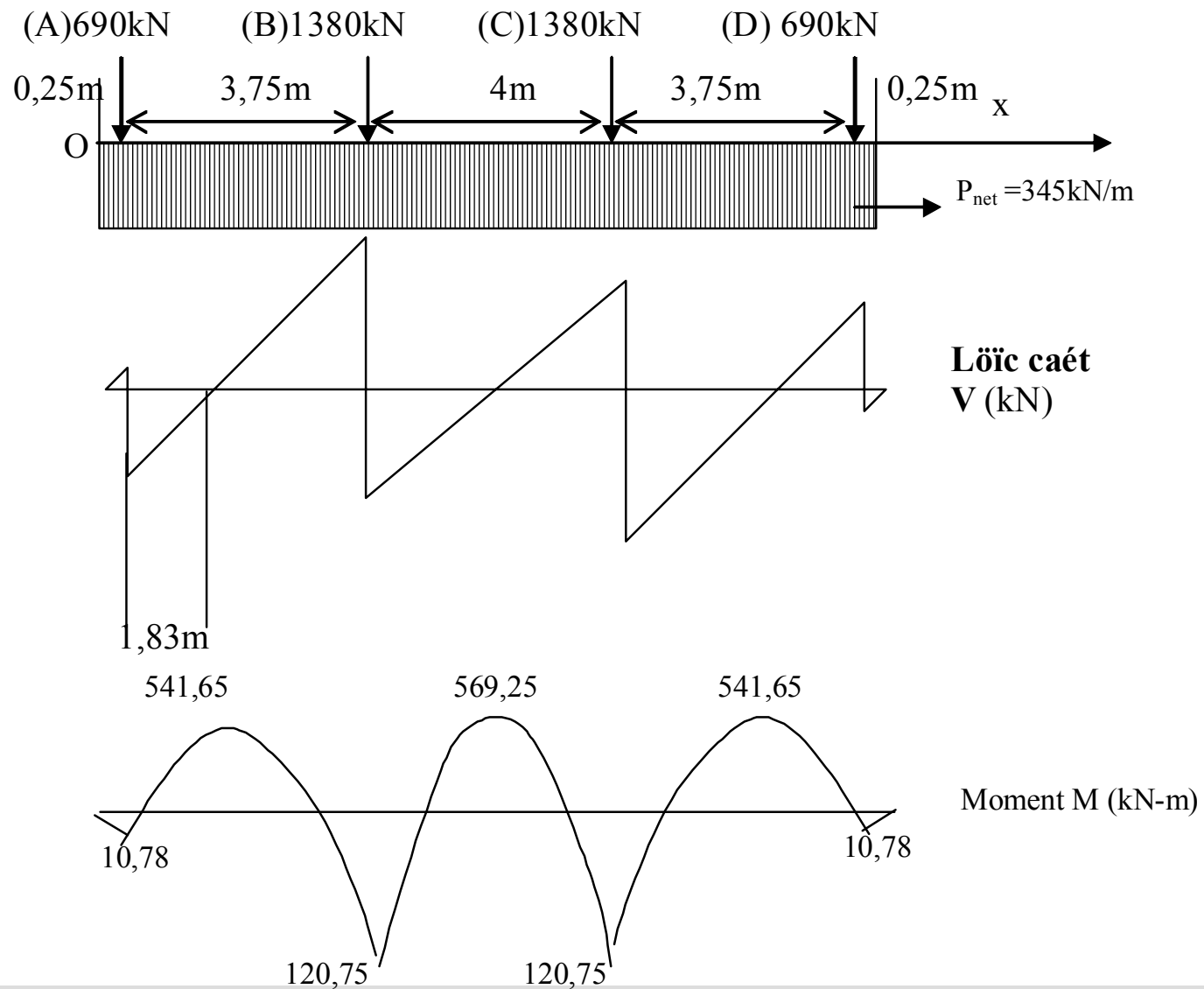
$$\varphi_{b3} = 0.6$$

$$\varphi_n = 0$$

# 2 Móng Nông



## 2.5.4 Xác định lượng cốt thép trong móng



# 2 Móng Nô



## M n Winkler

$$M = E_F I_F \frac{d^2 y}{dx^2}$$

$$\frac{dM}{dx} = V$$

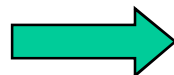
$$\frac{dV}{dx} = q \quad \frac{d^2 M}{dx^2} = q$$

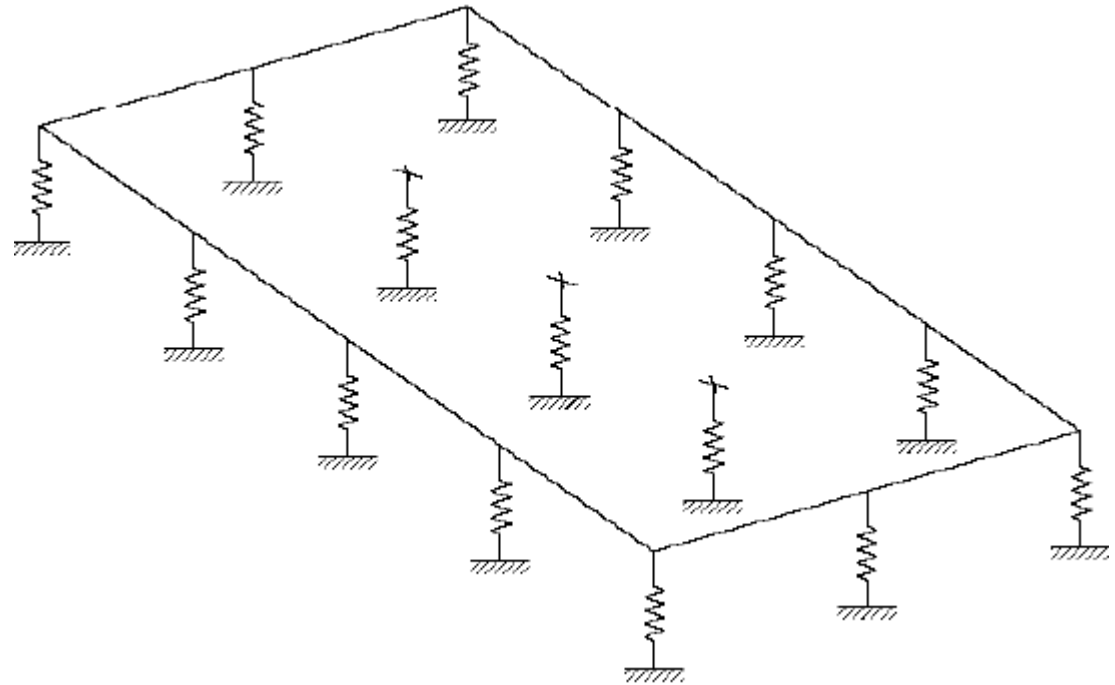
$$\frac{d^2 M}{dx^2} = E_F I_F \frac{d^4 y}{dx^4} = q$$



n Winkler

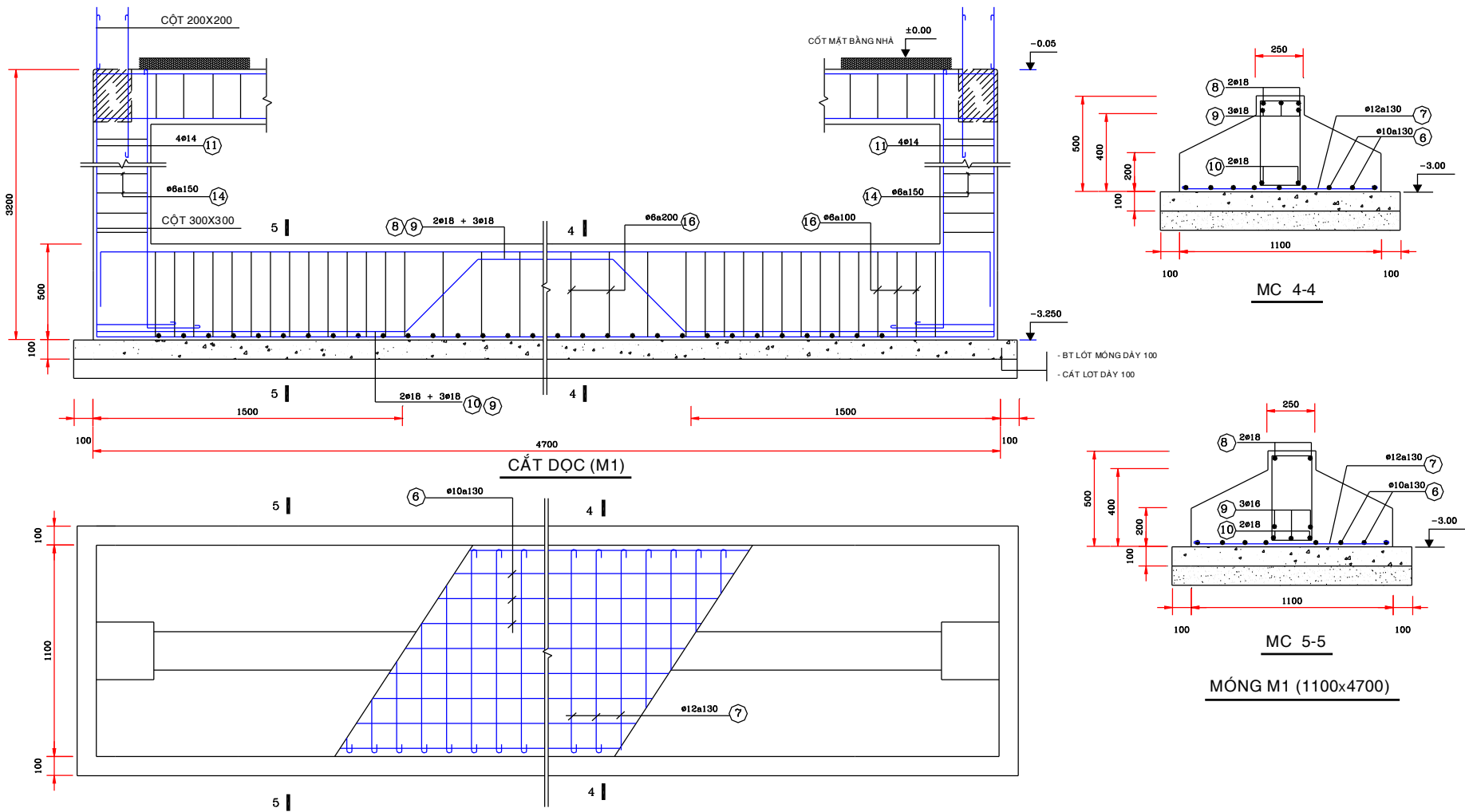
$$q = k \times y$$


$$E_F I_F \frac{d^4 y}{dx^4} - k \times y = 0$$



# 2 Móng Nông

## Cấu tạo móng băng

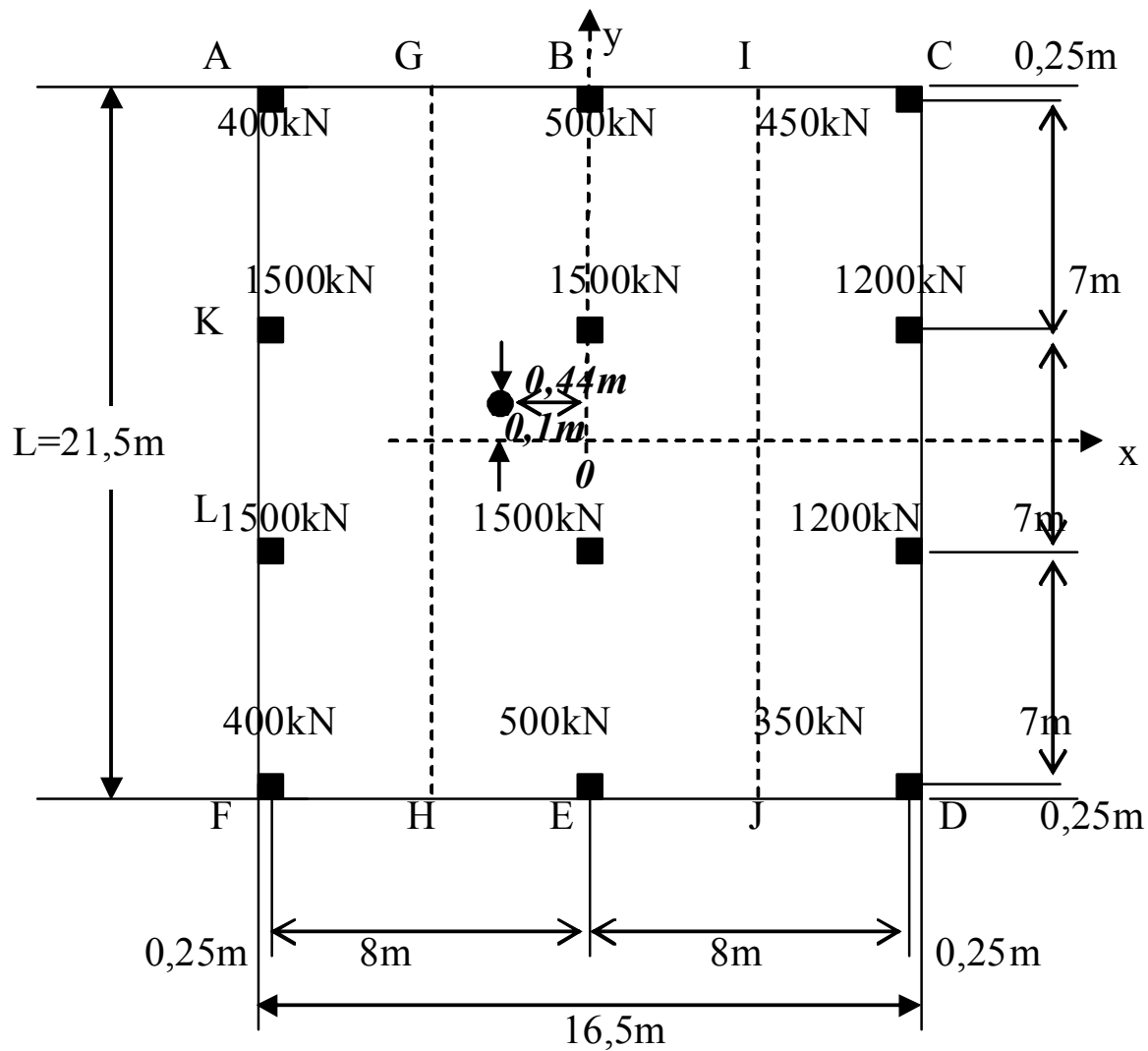




# 2 Móng Nông



## 2.6 Tính toán móng bè





# Móng Cọc

3

1 Khái niệm

2 Phân loại

3 Ảnh hưởng của thi công cọc

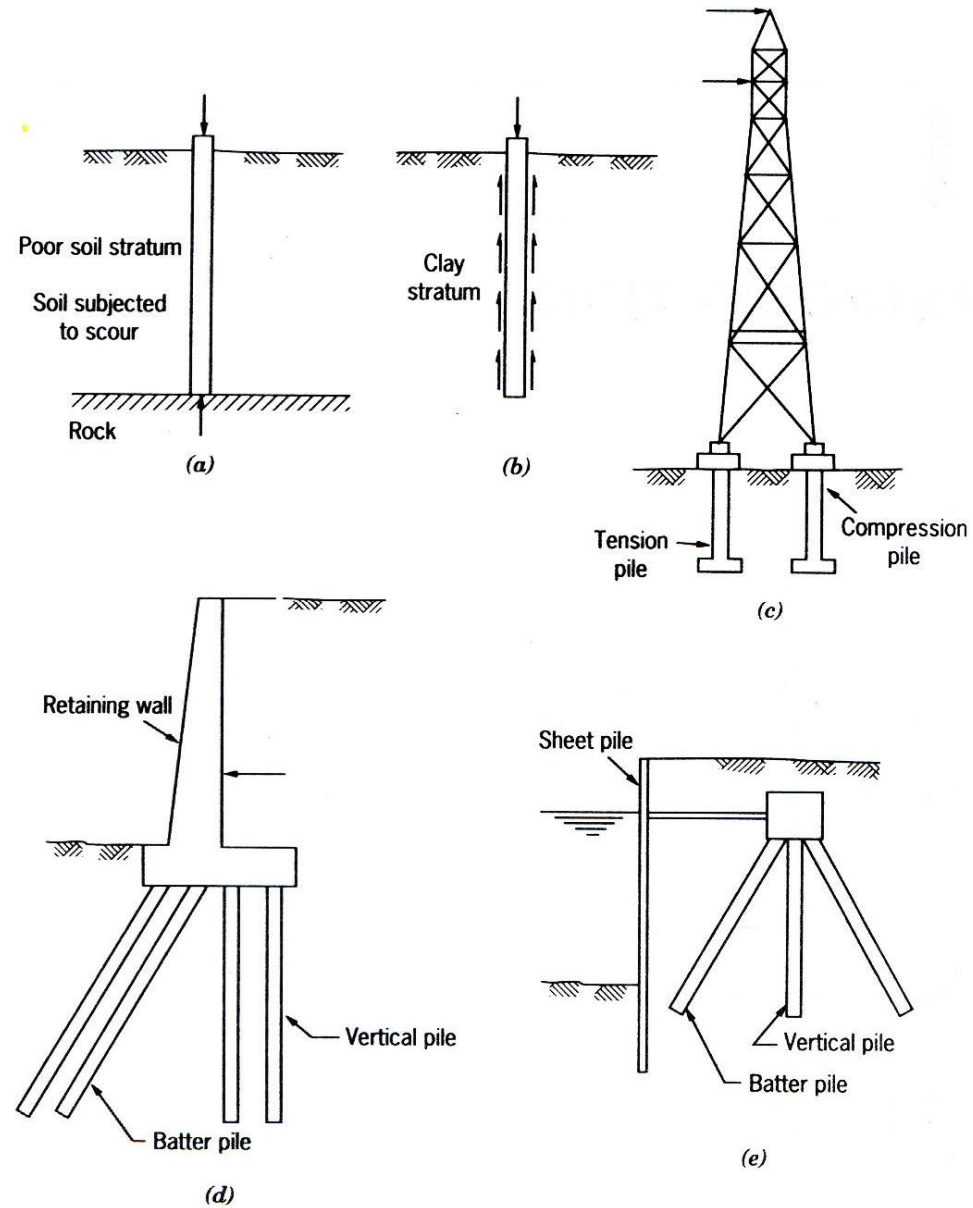
4 Sức chịu tải dọc trục của cọc

5. Các bước thiết kế móng cọc

# 3 Móng Cọc



## 3.1 Khái niệm

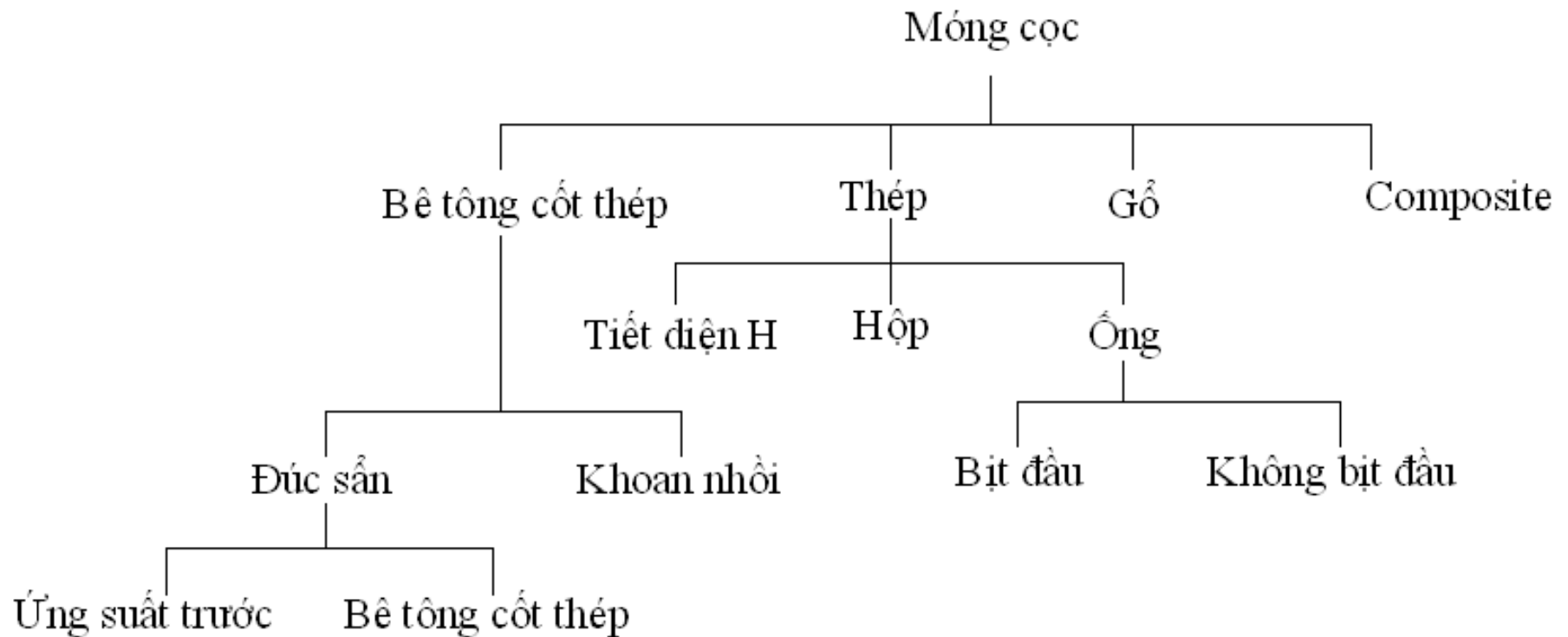


# 3 Móng Cọc



## 3.2 Phân loại

### 3.2.1 Vật liệu

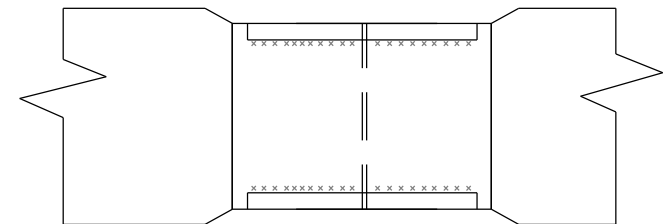
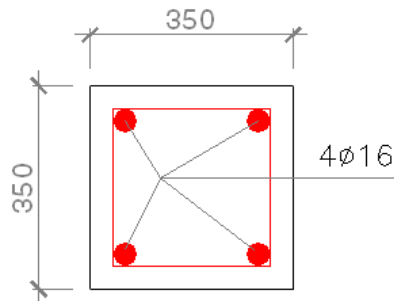
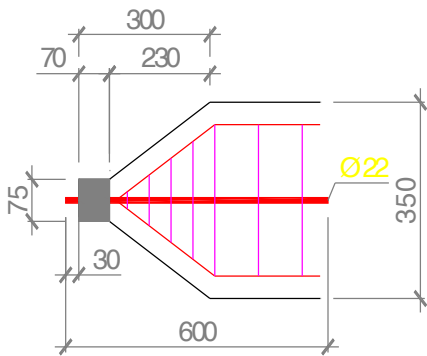
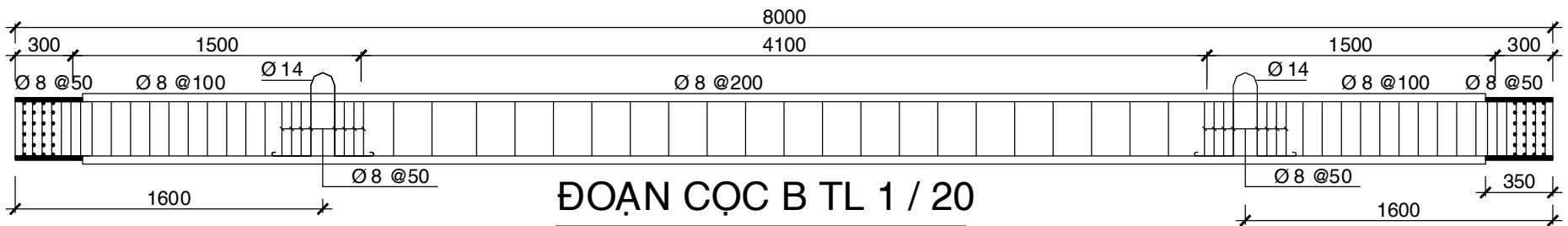
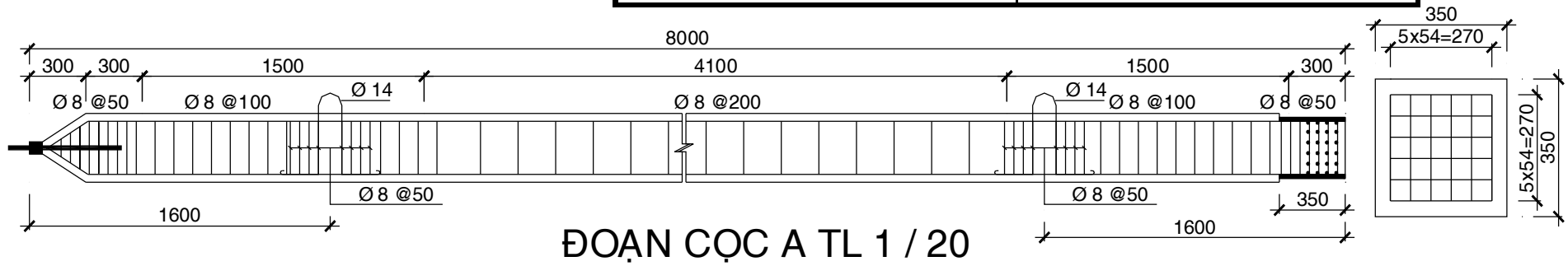


# 3 Móng Cọc



**Cọc bê tông cốt thép**

<b>Chiều dài</b>	<b>5-70m</b>
<b>Tải trọng thiết kế</b>	<b>400 kN – 20,000 kN</b>



# 3 Móng Cọc



TS Nguyễn Minh Tâm

BM Địa Cơ Nền Móng

# 3 Móng Cọc



# 3 Móng Cọc

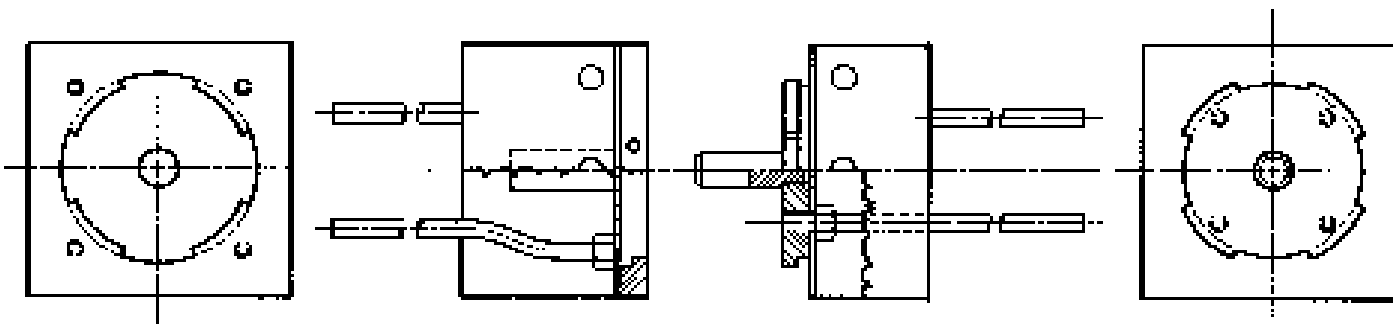
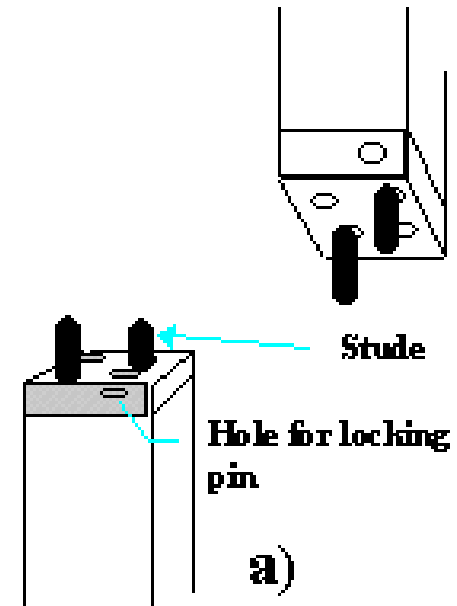


TS Nguyễn Minh Tâm

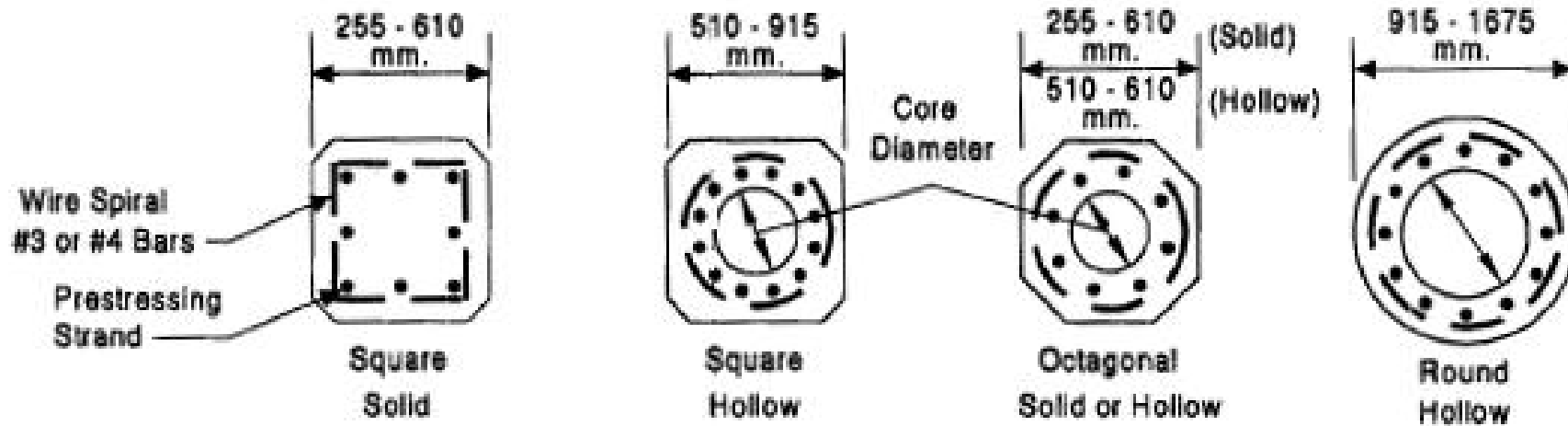
BM Địa Cơ Nền Móng



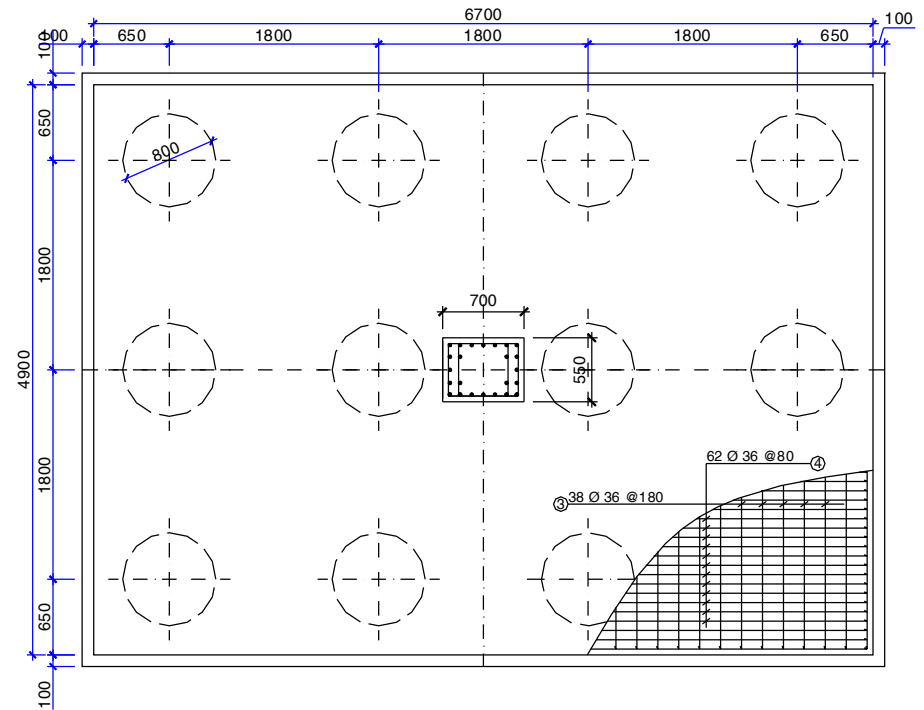
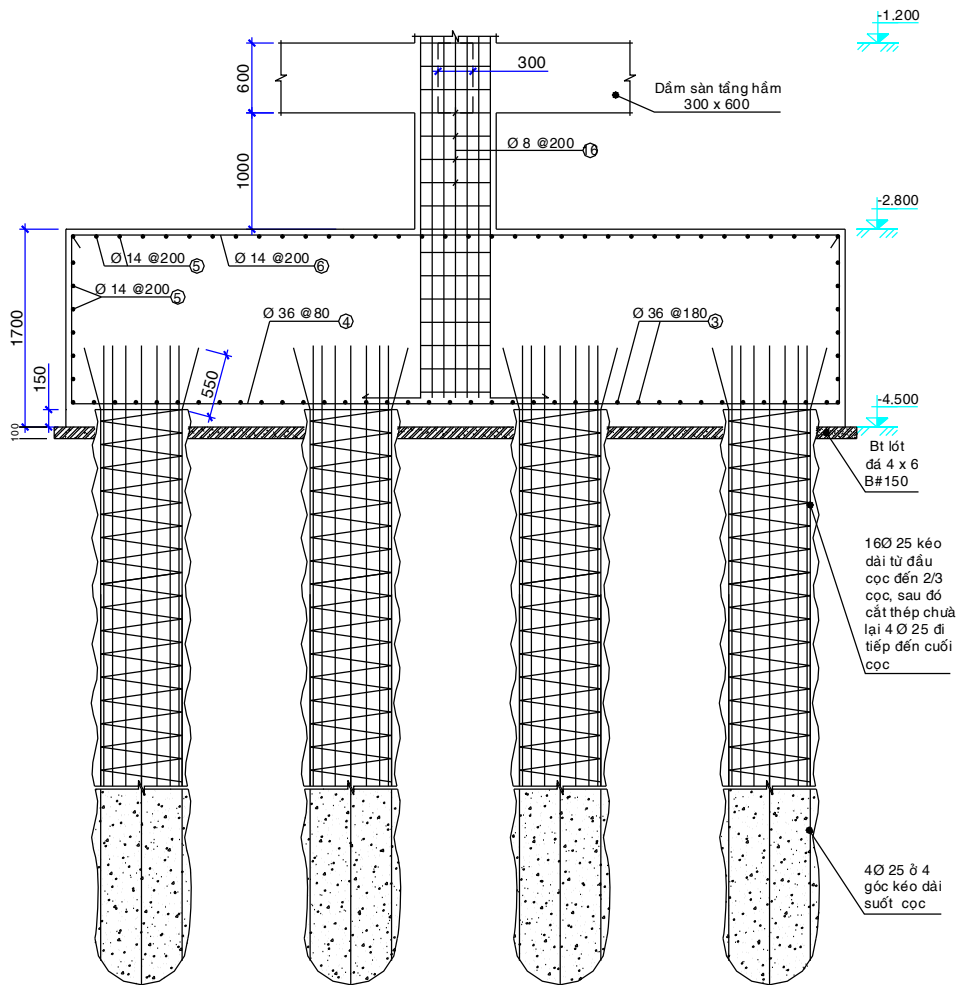
# 3 Móng Cọc



# 3 Móng Cọc



# 3 Móng Cọc



# 3 Móng Cọc



Cọc Thép



Chiều dài	5-40m
Tải trọng thiết kế	400 kN – 2500 kN



# 3 Móng Cọc



## Cọc Gỗ



<b>Chiều dài</b>	<b>4-20m</b>
<b>Tải trọng thiết kế</b>	<b>100 kN – 500 kN</b>

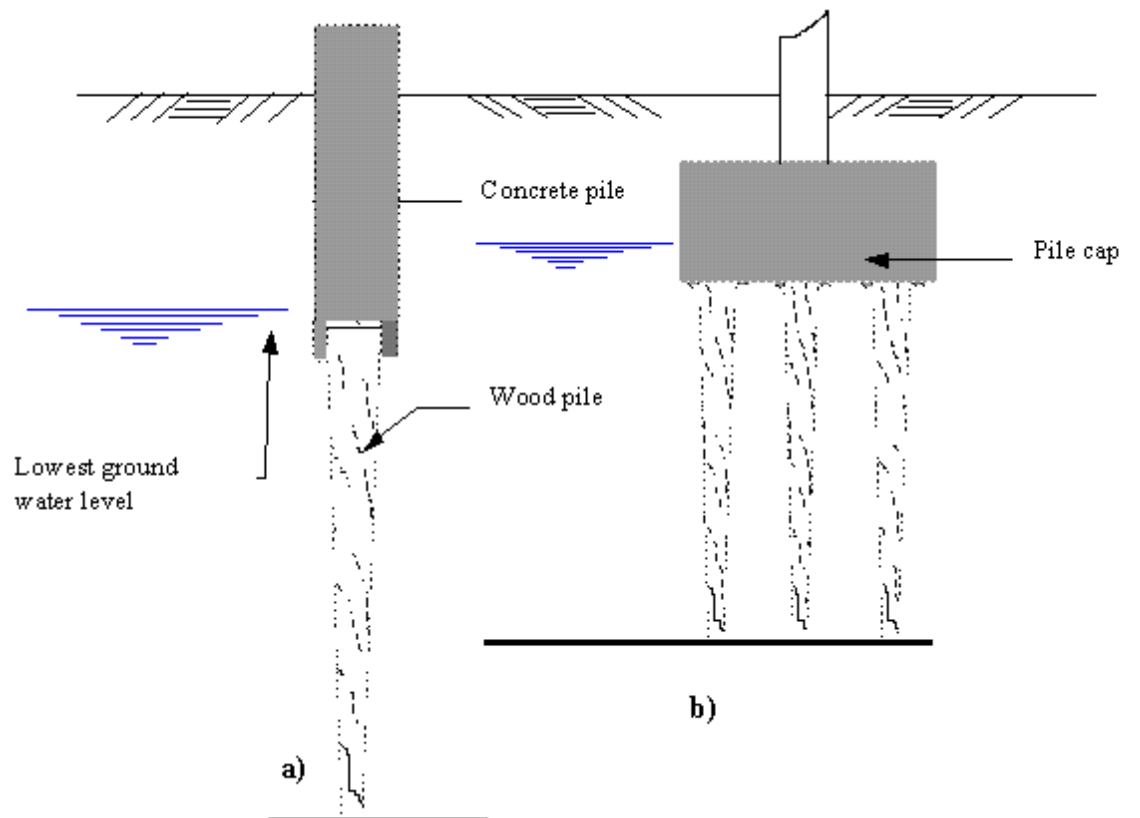
# 3 Móng Cọc



## Cọc Composite



Chiều dài	4-20m
Tải trọng thiết kế	100 kN – 1800 kN

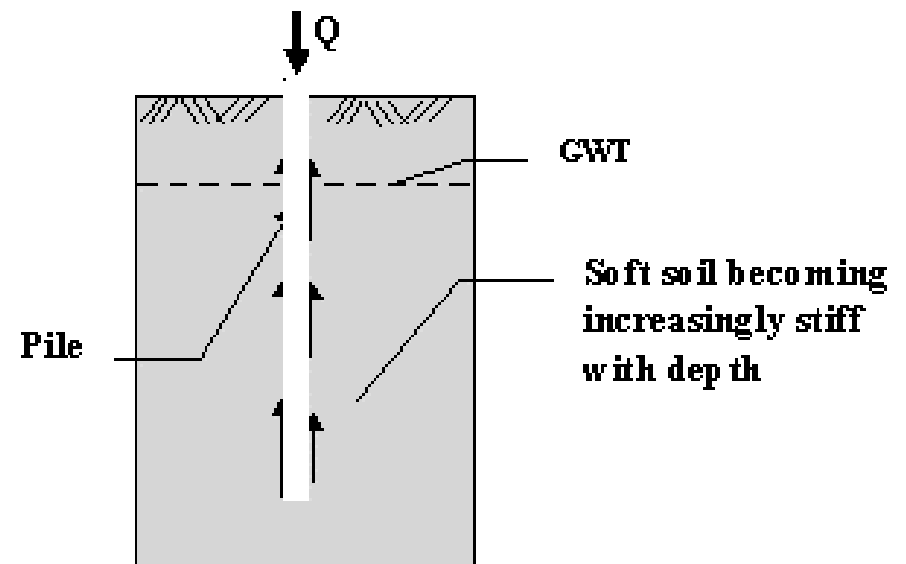
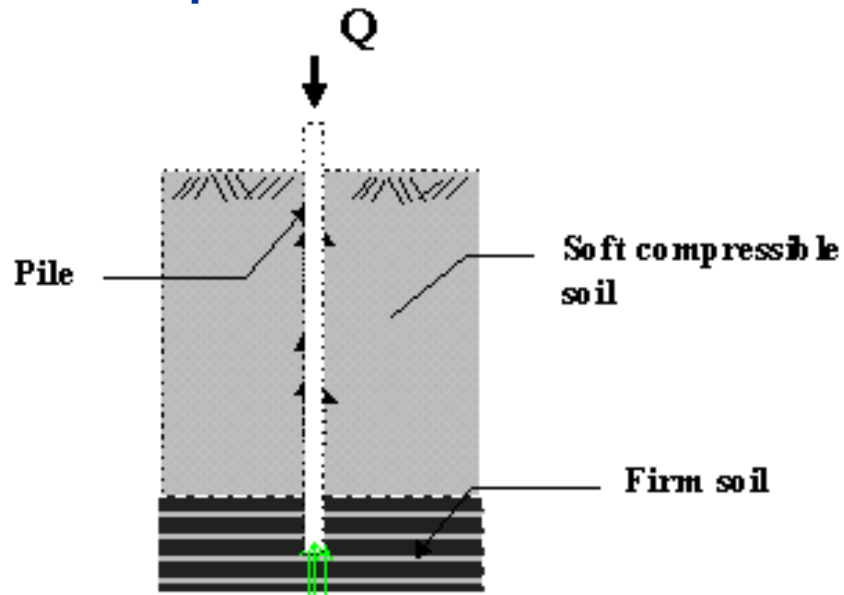


# 3 Móng Cọc



## 3.2.2 Sức chịu tải

- Cọc chống
- Cọc ma sát



## 2.2.3 Theo vị trí đài cọc

- Cọc đài thấp
- Cọc đài cao

# 3 Móng Cọc



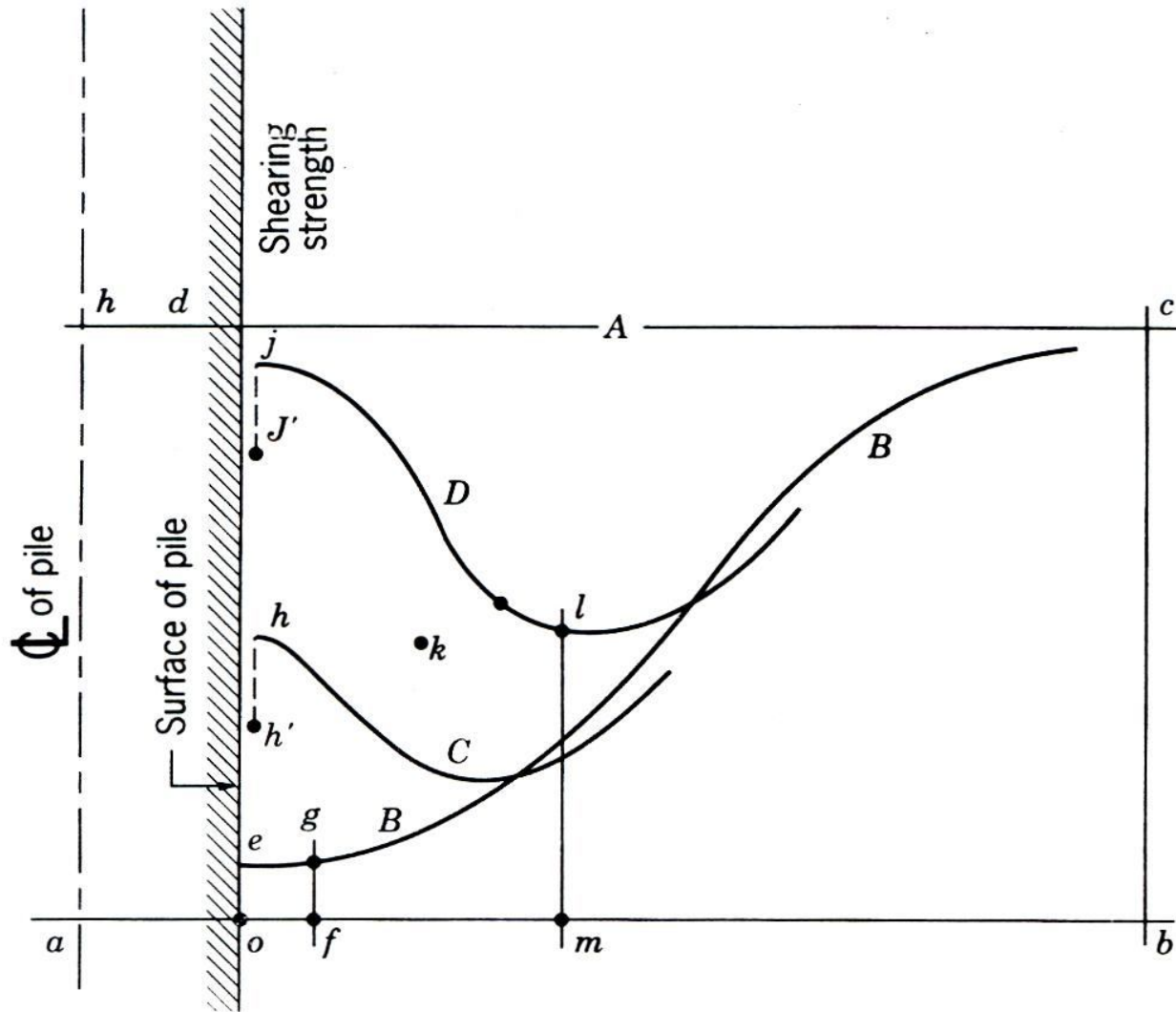
## 3.3 ẢNH HƯỞNG CỦA THI CÔNG CỌC

### 3.3.1 Đất dính

- Đất xung quanh cọc bị phá hủy cấu trúc
- Mặt đất có thể bị trồi lên
- Thay đổi trạng thái ứng suất ở đất xung quanh cọc
- Tăng và quá trình thoát nước của áp lực nước lỗ rỗng
- Tăng cường độ thoát nước

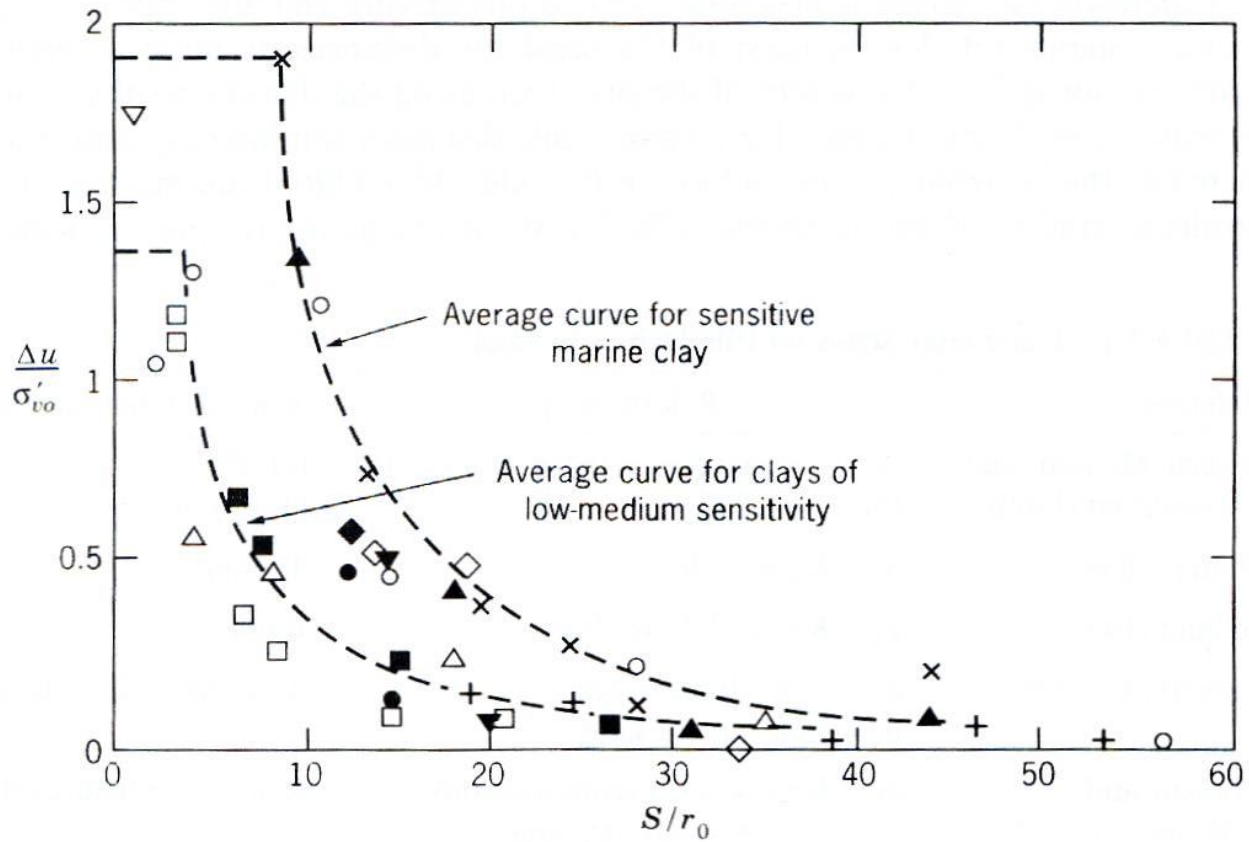


# 3 Móng Cọc



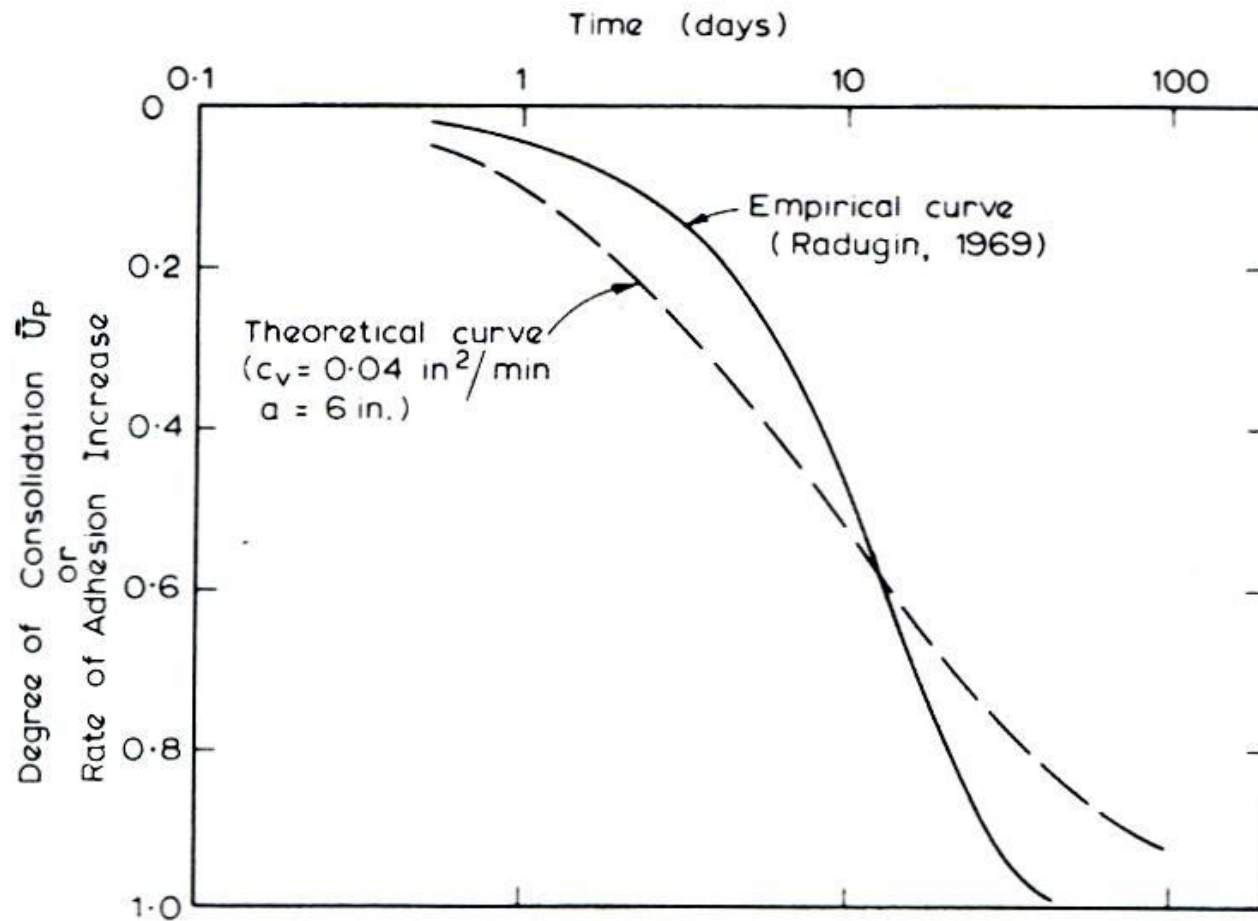
Shearing strengths in saturated clay before and after pile-driving operations.

# 3 Móng Cọc



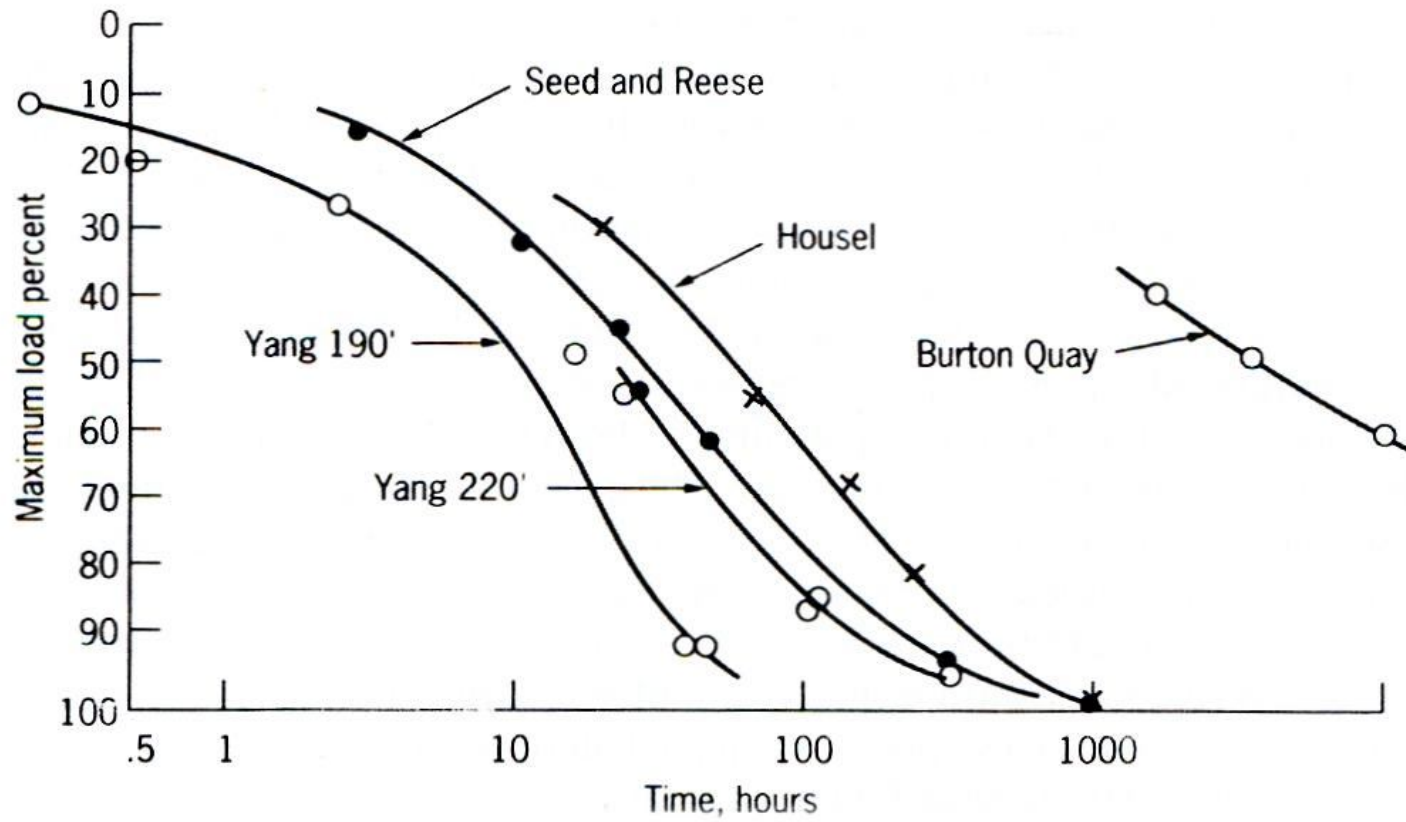
Summary of measured pore pressures (after Poulos and Davis 1979).

# 3 Móng Cọc



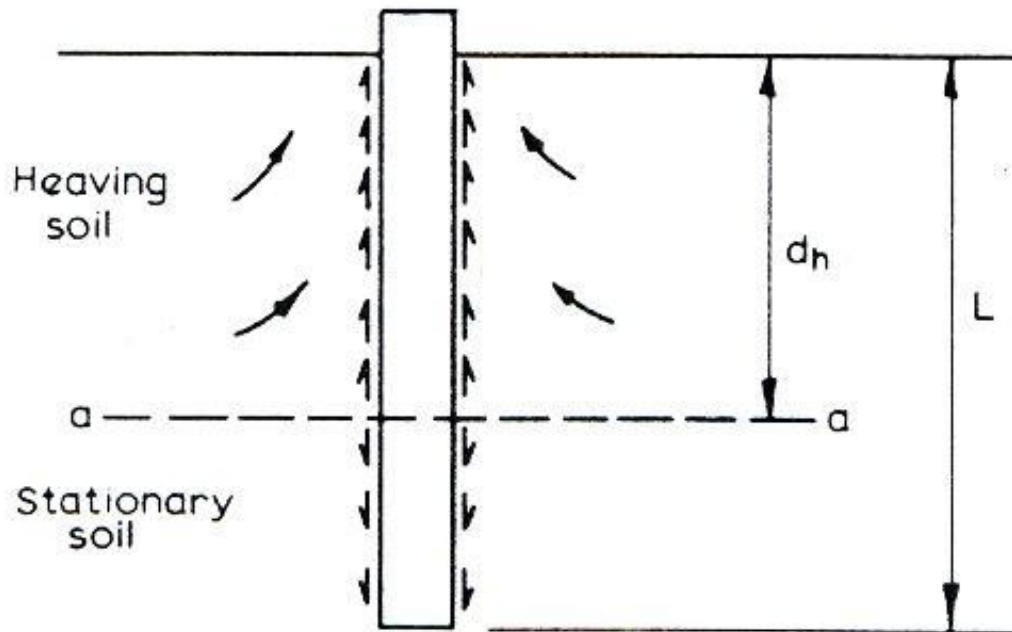
Comparison between empirical and theoretical solutions for rate of adhesion increase.

# 3 Móng Cọc



Increase of load capacity with time (after Soderberg 1962).

# 3 Móng Cọc



<b>C=const</b>	<b><math>d_h = 0.5L</math></b>
<b>C tăng tuyến tính</b>	<b><math>d_h = 0.67L</math></b>

Balance of forces along driven pile (Hagerty and Pecl 1971).

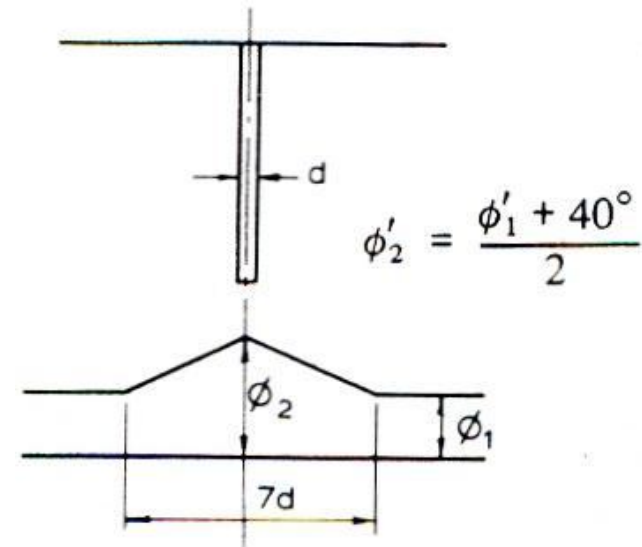
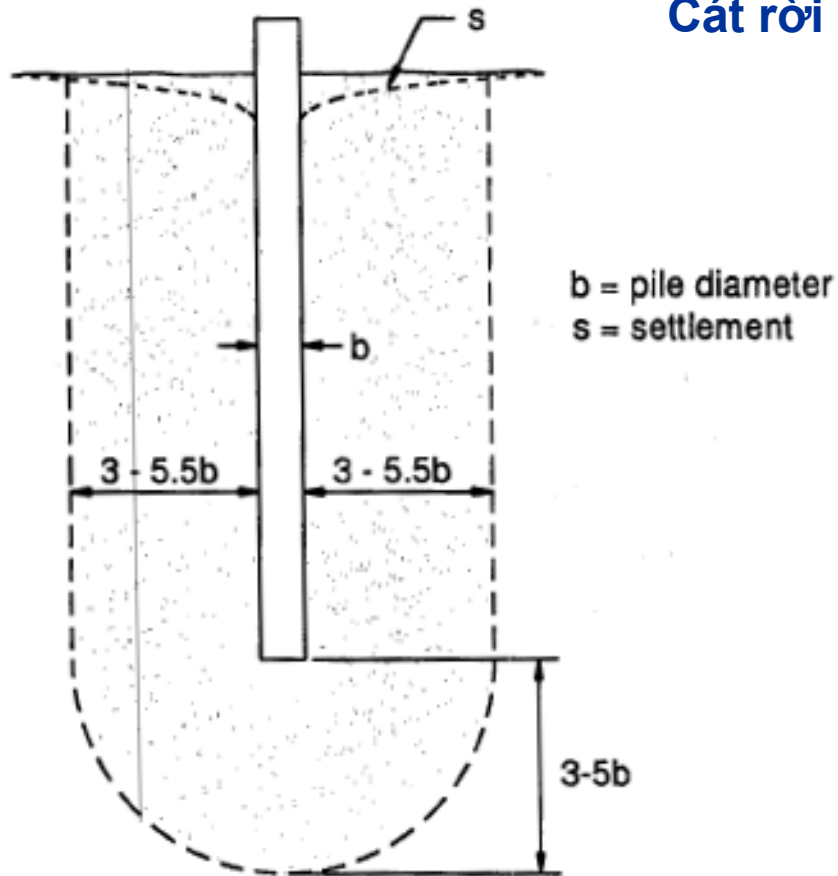
# 3 Móng Cọc



## 3.3.2 Đất cát

- Tăng độ chặt

Cát rời



Effect of driving on  $\phi$  (Kishida, 1967).

$$\phi_1 = \sqrt{20N} + 15^\circ$$

Compaction of Cohesionless Soils During Driving of Piles (Broms, 1966)



## - Tăng ứng suất ngang tác dụng lên cọc

### Horizontal Stress on Pile Driven in Sand\*

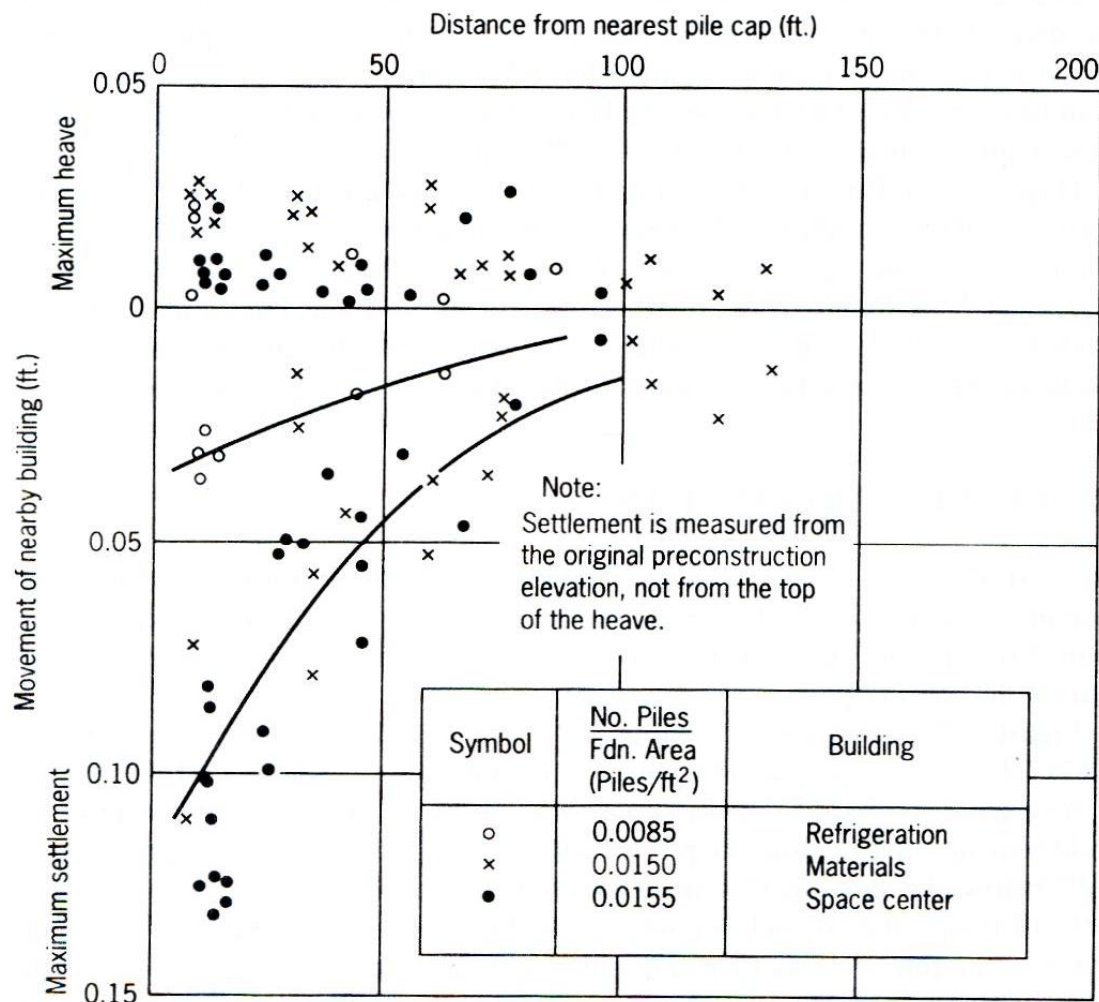
Reference	Relationship	Basis of Relationship
Brinch, Hansen, and Lundgren (1960)	(a) $\sigma'_h = \cos^2 \phi' \cdot \sigma'_v = 0.43 \bar{\sigma}_v$ if $\phi' = 30^\circ$ (b) $\sigma'_h = 0.8 \sigma'_v$	(a) Theory (b) Pile test
Henry (1956)	$\sigma'_h = K_p \cdot \sigma'_v = 3 \sigma'_v$	Theory
Ireland (1957)	$\sigma'_h = K \sigma'_v = (1.75 \text{ to } 3) \sigma'_v$	Pulling tests
Meyerhof (1951)	$\sigma'_h = 0.5 \sigma'_v$ ; loose sand $\sigma'_h = 1.0 \sigma'_v$ ; dense sand	Analysis of field data
Mansur and Kaufman (1958)	$\sigma'_h = K \sigma'_v$ ; $K = 0.3$ (compression) $K = 0.6$ (tension)	Analysis of field data

\*After Horn (1966).

# 3 Móng Cọc



## 3.3.3 Chuyển vị của đất và công trình lân cận do đóng



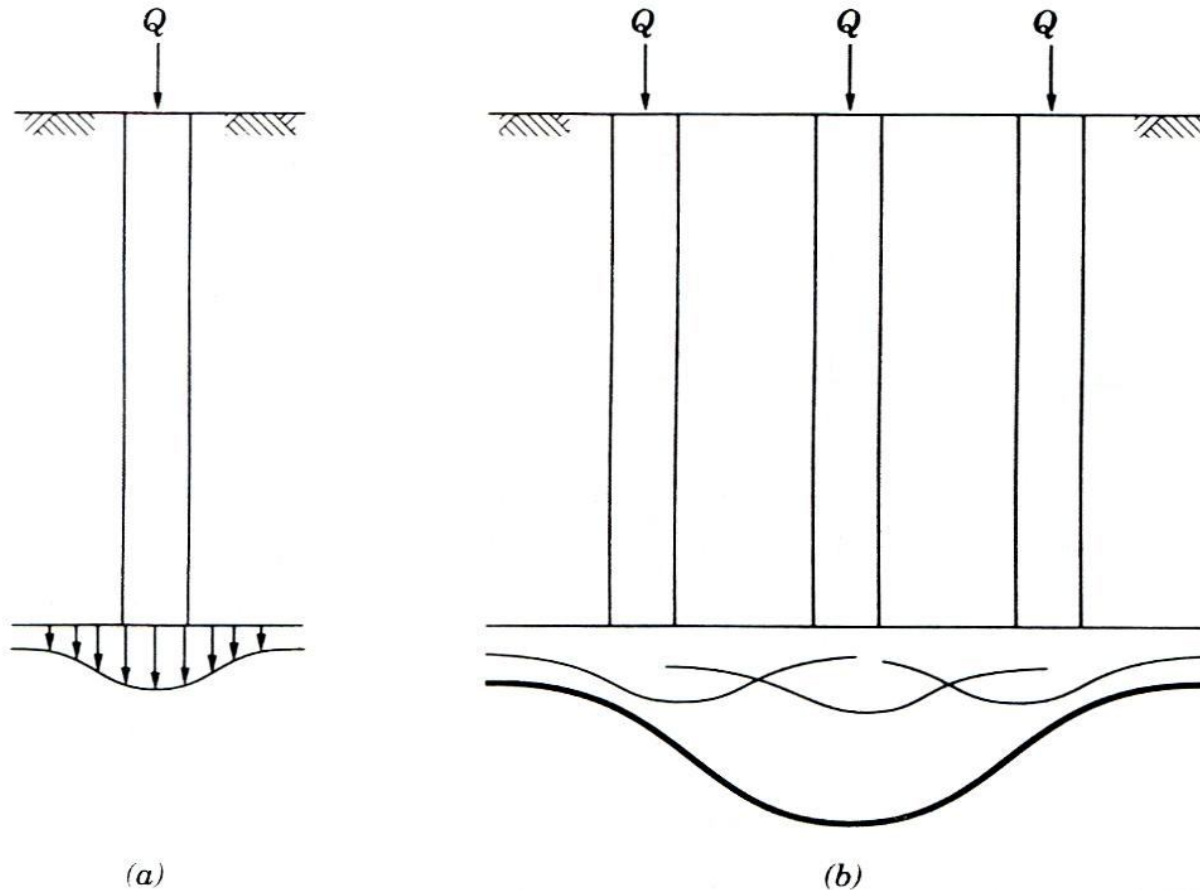
Movements of nearby buildings caused by pile-driving operations  
(after D'Appolonia and Lambe 1971).



# 3 Móng Cọc

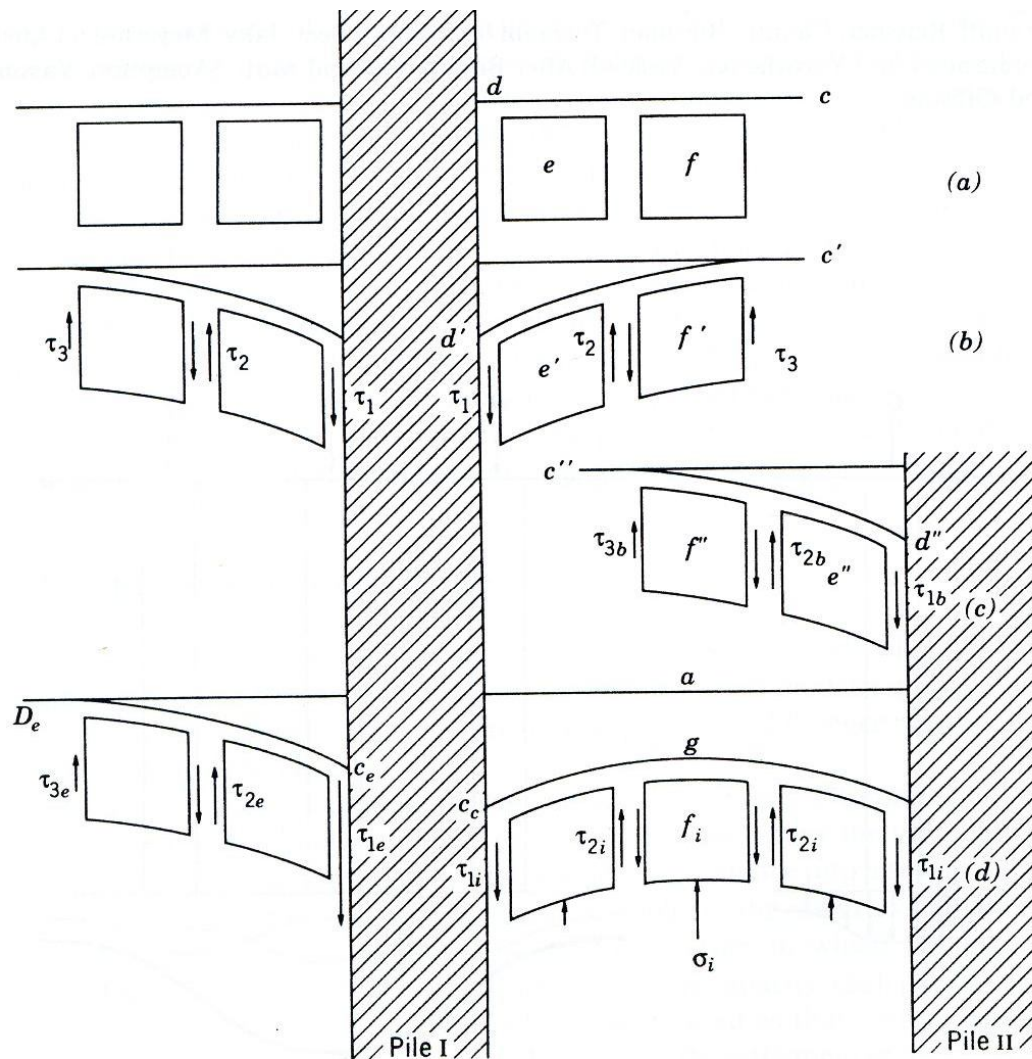


## 3.3.4 Ảnh hưởng của nhóm cọc



Stress condition below tips of piles: (a) Single pile, (b) group of piles.


# 3 Móng Cọc



Shearing stresses and shearing strains in the soil adjacent to loaded, single friction piles and pile groups.



## 3.3.5 Ảnh hưởng thi công cọc khoan nhồi

- Ảnh hưởng của sự thay đổi độ ẩm trên lực dính giữa đất và cọc
    - Đất hút nước từ cọc khoan nhồi ướt
    - Nước từ đất chảy vào lỗ khoan
  - Đất xung quanh cọc và mũi cọc bị phá hủy kết cấu do việc khoan
  - Dung dịch bentonite tạo ra lớp áo phủ trên bề mặt tiếp xúc giữa cọc và đất
-  Giảm ma sát giữa đất và cọc

# 3 Móng Cọc



## 3.4 SỨC CHỊU TẢI DỌC TRỰC CỦA CỌC

### 3.4.1 Sức chịu tải theo vật liệu

**Cọc đóng, ép**

$$Q_a = \varphi (R_n A_p + R_a A_{at})$$

$\varphi$ : hệ số ảnh hưởng bởi độ mảnh của cọc

**Cọc tròn**       $\varphi = 1,028 - 0,0000288\lambda^2 - 0,0016\lambda$

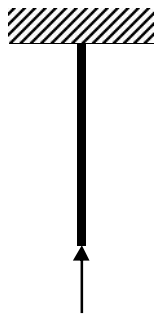
**Cọc vuông**       $\varphi = 1,028 - 0,0003456\lambda_d^2 - 0,00554\lambda_d$

$$\lambda = l_0/r \quad \lambda_d = l_0/d$$

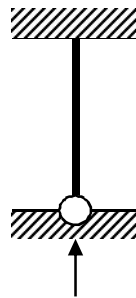
**Chiều dài tính toán của cọc  $l_0$**

$$l_0 = \nu l$$

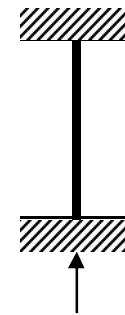
# 3 Móng Cọc



$$v = 2$$



$$v = 0.7$$



$$v = 0.5$$

Có thể tham khảo hệ số  $\varphi$  theo Jacobson

$\lambda=l_0/r$	50	70	85	105	120	140
$\varphi$	1	0,8	0,588	0,41	0,31	0,23

# 3 Móng Cọc



- Theo Qui Phạm TCXD 21-86

$$Q_{vl} = km(R_n A_p + R_a A_a)$$

**k = 0,7** là hệ số đồng nhất,

**m = 1** là hệ số điều kiện làm việc,

➤ Cường độ chịu kéo nhỏ

$$Q_{nh,vl} = kmR_a A_a$$

# 3 Móng Cọc



- Theo Quy Phạm TCXD 195:1997

## Cọc khoan nhồi

$$Q_{vl} = R_u A_p + R_{an} A_a$$

✓ Cọc bê tông đổ dưới nước

$$R_u = \frac{R}{4,5} \quad R_u < 60 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

✓ Cọc bê tông trong lỗ khoan khô

$$R_u = \frac{R}{4} \quad R_u < 70 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$\checkmark < \phi 28 \text{mm} \quad R_{an} = \frac{R_c}{1.5} \quad R_{an} < 2200 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

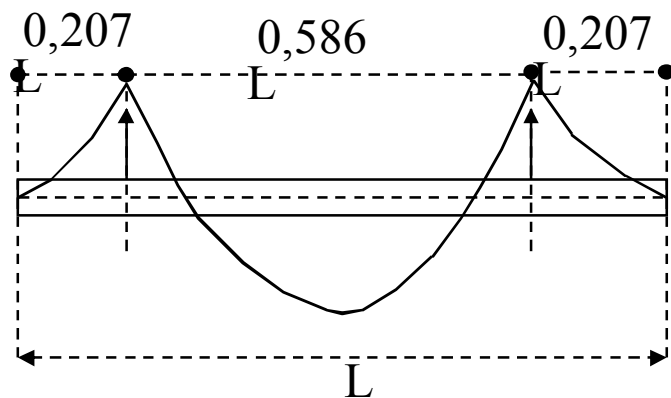
$$> \phi 28 \text{mm} \quad R_{an} = \frac{R_c}{1.5} \quad R_{an} < 2000 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

# 3 Móng Cọc



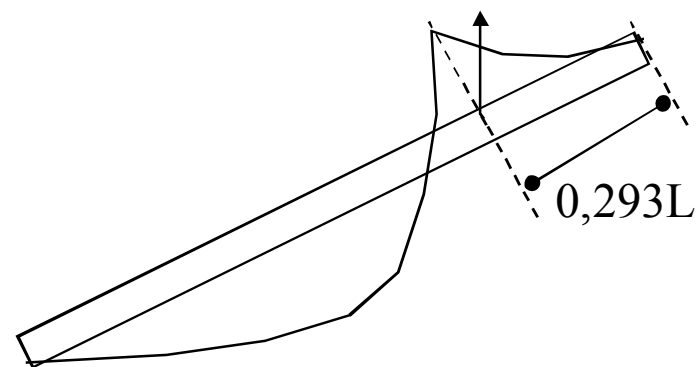
- Kiểm tra cọc khi vận chuyển và cầu lắp

2 móc cầu



$$M_{\max} = 0,0214qL^2$$

Sơ đồ dưng cọc

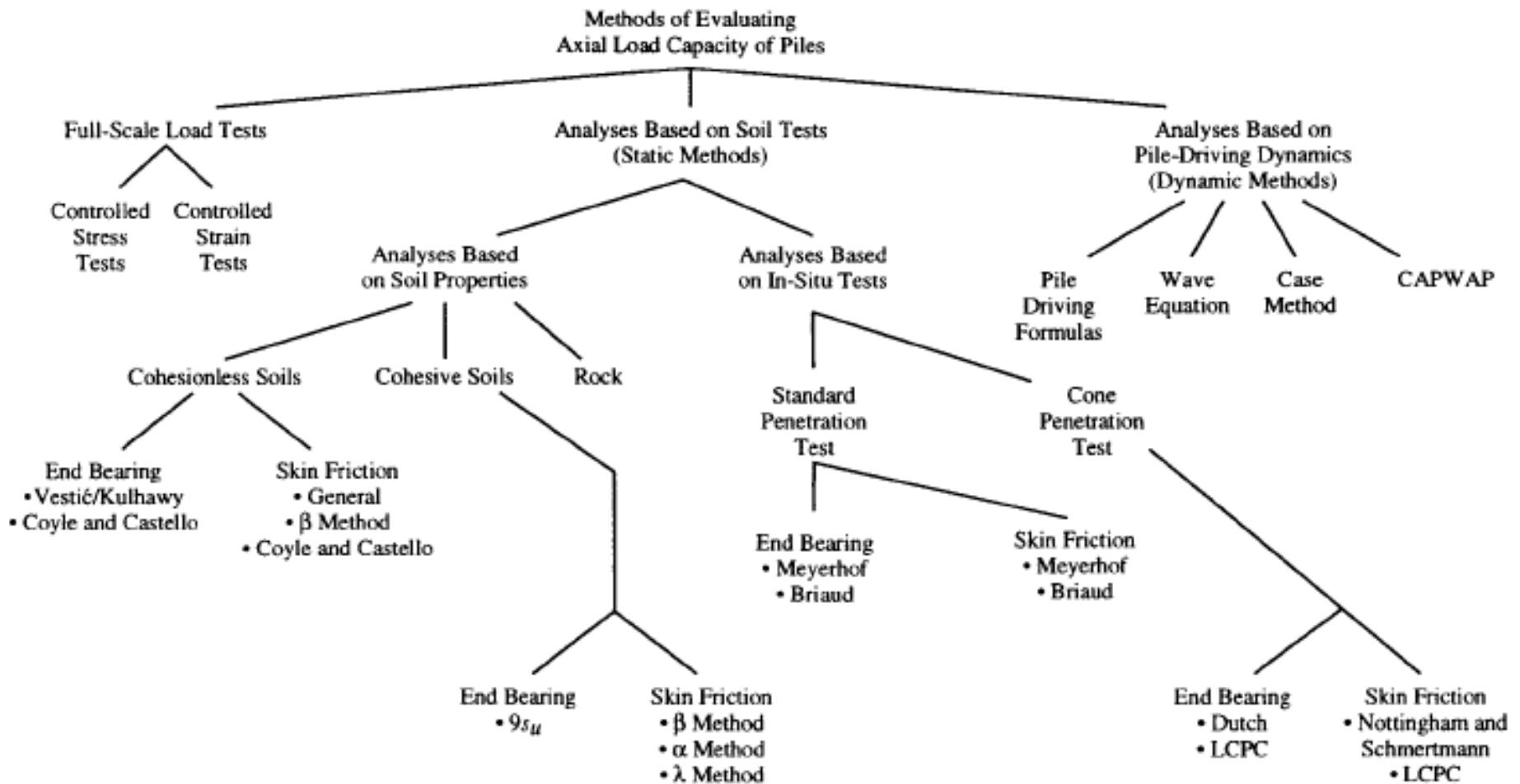


$$M_{\max} = 0,043qL^2$$





## 3.4.2 Sức chịu tải của cọc theo nền đất



# 3 Móng Cọc



## - Sức chịu tải giới hạn



$$Q_u = Q_s + Q_p$$

$$Q_p = A_p q_p; \quad Q_s = \sum A_{si} f_{si}$$

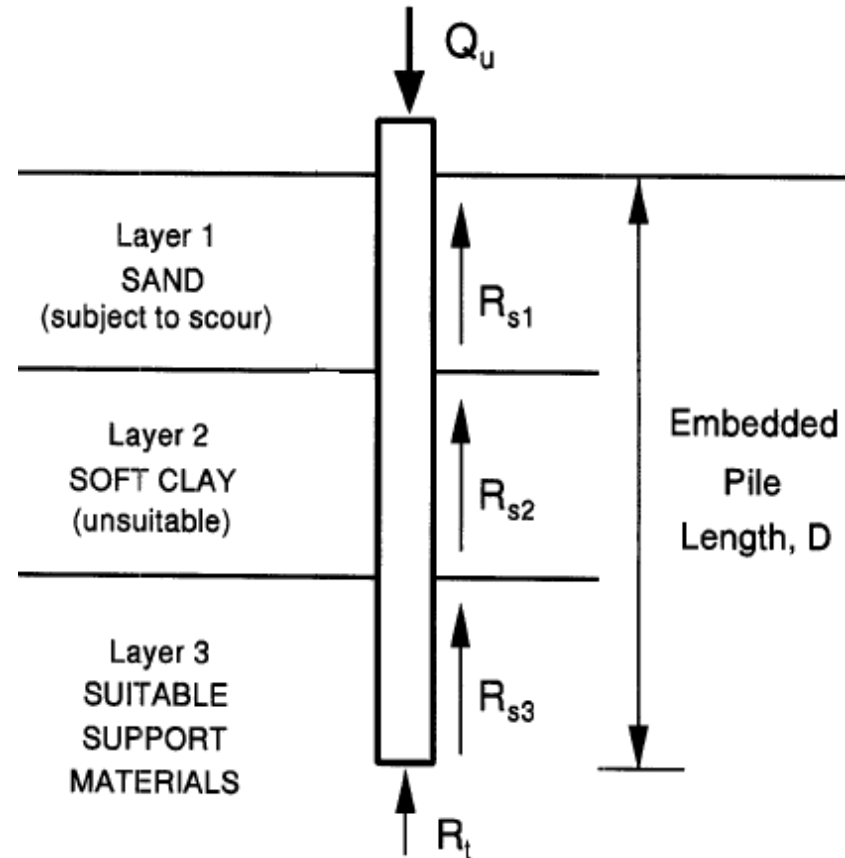

$$Q_u = \sum A_{si} f_{si} + A_p q_p$$

## - Sức chịu tải cho phép

$$Q_a = \frac{Q_s}{FS_s} + \frac{Q_p}{FS_p}$$

$$Q_a = \frac{Q_u}{FS}$$

$$FS, FS_p, FS \approx 2-3$$



# 3 Móng Cọc



## - Công thức tổng quát

$$q_p = cN_c + \sigma'_{vo} N_q + \gamma B N_\gamma$$

$$f_s = c_a + K_s \sigma'_v \tan \phi_a$$

Vật liệu cọc	$\phi_a$
Thép	0,67 $\phi$ - 0.83 $\phi$
Bê Tông	0,90 $\phi$ - 1.00 $\phi$
Gỗ	0,80 $\phi$ - 1.00 $\phi$

### Ratio of $\phi/\delta$ (After Allen, Duncan, and Snacio 1988)

Soil Type	Steel	Wood	Concrete
Sand	$\delta/\phi = 0.54$	$\delta/\phi = 0.76$	$\delta/\phi = 0.76$
Silt & Clay	$\delta/\phi = 0.54$	$\delta/\phi = 0.55$	$\delta/\phi = 0.50$

### Values of $\delta$ for Various Interfaces (after U.S. Department of the Navy 1982)

Soil Type	$\delta$ (deg)
<b>(a) Steel sheet piles</b>	
Clean gravel, gravel sand mixtures, well-graded rockfill with spalls	22
Clean sand, silty sand-gravel mixture, single-size hard rockfill	17
Silty sand, gravel or sand mixed with silt or clay	14
Fine sandy silt, nonplastic silt	11
<b>(b) Concrete sheet piles</b>	
Clean gravel, gravel sand mixtures, well-graded rockfill with spalls	22-26
Clean sand, silty sand-gravel mixture, single-size hard rockfill	17-22
Silty sand, gravel or sand mixed with silt or clay	17
Fine sandy silt, nonplastic silt	14

# 3 Móng Cọc



## 3.4.2.1 Sức chịu tải cọc ở mũi cọc

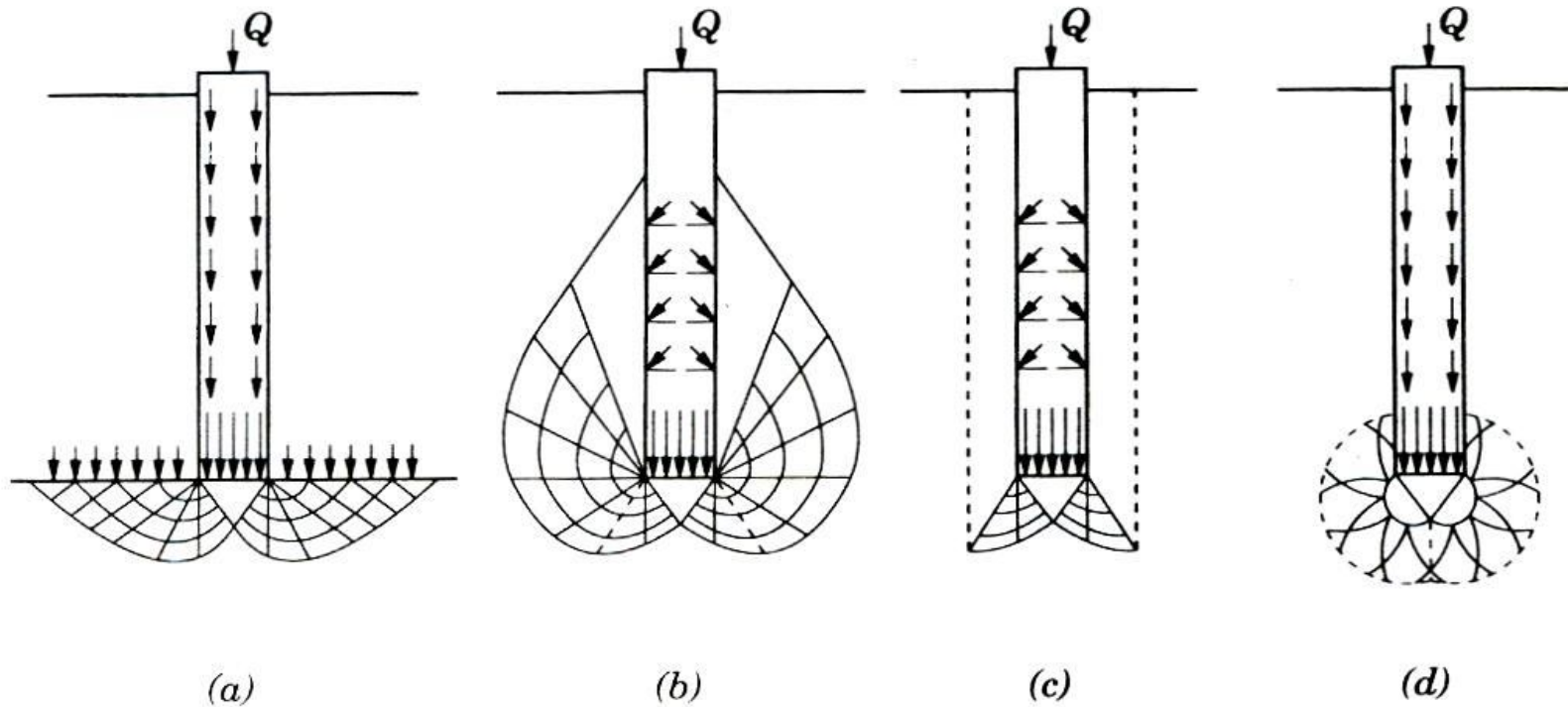


Figure 1.7 Assumed failure patterns under deep foundations (Vesic 1967): (a) After Prandtl, Reissner, Caquot, Buisman, Terzaghi (b) After DeBeer, Jaky, Meyerhof (c) After Berezantsev and Yaroshenko, Vesic (d) After Bishop, Hill and Mott, Skempton, Yassin, and Gibson.

# 3 Móng Cọc



## A. Không thoát nước – Tổng ứng suất

Sét –short term

$$\phi_u = 0 \quad N_q = 1 \quad N_\gamma = 0$$

$$q_p = N_c \times c_u + \sigma'_{vp}$$

Skempton (1959)

$$N_c = 9$$

# 3 Móng Cọc



Loại đất	$N_c$	Reference
London clay	$N_c = 9$	Skempton (1959)
Model test	$5 < N_c < 8$	Sowers (1961)
Sét trương nở	$5.7 < N_c < 8.2$	Skempton (1959)
	$N_c = 6 \left[ 1 + 0.2 \left( \frac{L}{D_b} \right) \right]$	Reese và O'Neil (1988))
Sét độ nhay nhỏ	$7.4 < N_c < 9.3$	Ladanyi (1963))
	$N_c = \frac{4}{3} \ln(I_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1$	Vesic (1975)
	$N_c = 1 + \frac{4}{3} \left[ 1 + \ln \left( \frac{E_u}{3c_u} \right) \right]$	Bishop (1945))

# 3 Móng Cọc



## B. Thoát nước – ứng suất có hiệu

Cát hay Sét – long term

$$c = 0 \quad q_p = N_q \times (\sigma'_z)_b$$

Loại đất	$N_q$	Reference
Sét	$N_q = \left( \tan \phi' + \sqrt{1 + \tan^2 \phi'} \right)^2 \exp(2\psi_p \tan \phi')$ $\psi_p = \pi / 3 - 0.58\pi$ <p>Lấy giá trị <math>\psi</math> nhỏ cho sét mềm, cố kết thường                      Giá trị lớn cho cát chặt, sét quá cố kết  <math>N_q = f(\phi')</math></p>	<p>Janbu (1976)</p> <p>Berezantzevet al (1961)</p>
Cát	$N_q = 40$ $N_q = f(\phi')$ (ứng dụng cho cát chặt) Công thức (*) $N_q = 8 - 20$ $N_q = 20$	<p>API (1984)</p> <p>Berezantzevet al (1961)</p> <p>Vesic (1975)</p> <p>Poulos (1988)</p> <p>Datta et al. (1980)</p>

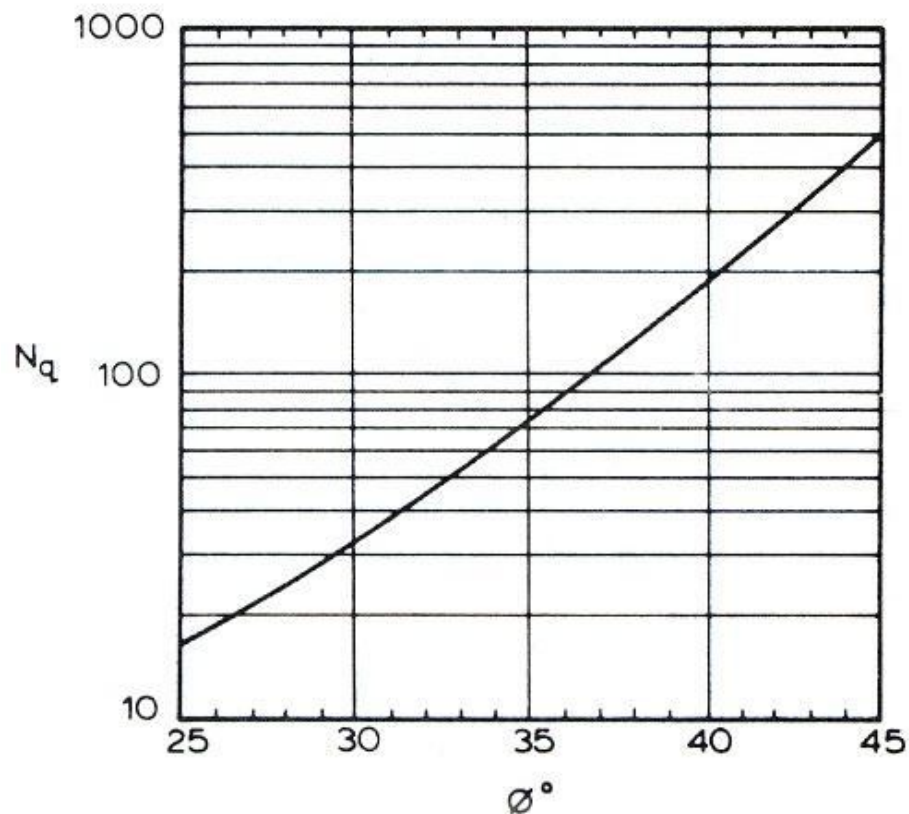
# 3 Móng Cọc



For driven piles,  $\phi = \frac{\phi'_1 + 40}{2}$

For bored piles,  $\phi = \phi'_1 - 3$

where  $\phi'_1$  = angle of internal friction prior to installation of pile



Relationship between  $N_q$  and  $\phi$  (after Berezantzev et al., 1961).

$$\phi'_1 = \sqrt{20N} + 15^\circ$$



# 3 Móng Cọc



## - Vesic (1972, 1975) (\*)

$$N_q = \frac{3}{3 - \sin \phi'} \left\{ \exp \left[ \left( \frac{\pi}{2} - \phi' \right) \tan \phi' \right] \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) I_{rr}^{\frac{4 \sin \phi'}{3(1 + \sin \phi')}} \right\}$$

### Chỉ số độ cứng $I_{rr}$

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + \varepsilon_p I_r}$$

$\varepsilon_p$  biến dạng thể tích

$G'$  modulus cắt

$$I_r = \frac{G'}{\sigma'_{z(b)} \tan \phi'}$$

$\sigma'_{z(b)}$  ứng suất do trọng lượng bản thân tại mũi cọc

Soil	$I_r$
Sand ( $D_r = 0.5-0.8$ )	75-150
Silt	50-75
Clay	150-250

# 3 Móng Cọc



**Bearing-capacity factors  $N_c$  and  $N_q$  by Janbu's and Vesic's equations**

$\phi$	Janbu			Vesic				
	$\psi = 75^\circ$	90	105	$I_{rr} = 10$	50	100	200	500
0°	$N_q' = 1.00$	1.00	1.00	$N_q' = 1.00$	1.00	1.00	1.00	1.00
	$N_c' = 5.74$	5.74	5.74	$N_c' = 6.97$	9.12	10.04	10.97	12.19
5	1.50	1.57	1.64	1.79	2.12	2.28	2.46	2.71
	5.69	6.49	7.33	8.99	12.82	14.69	16.69	19.59
10	2.25	2.47	2.71	3.04	4.17	4.78	5.48	6.57
	7.11	8.34	9.70	11.55	17.99	21.46	25.43	31.59
20	5.29	6.40	7.74	7.85	13.57	17.17	21.73	29.67
	11.78	14.83	18.53	18.83	34.53	44.44	56.97	78.78
30	13.60	18.40	24.90	18.34	37.50	51.02	69.43	104.33
	21.82	30.14	41.39	30.03	63.21	86.64	118.53	178.98
35	23.08	33.30	48.04	27.36	59.82	83.78	117.34	183.16
	31.53	46.12	67.18	37.65	84.00	118.22	166.15	260.15
40	41.37	64.20	99.61	40.47	93.70	134.53	193.13	311.50
	48.11	75.31	117.52	47.04	110.48	159.13	228.97	370.04
45	79.90	134.87	227.68	59.66	145.11	212.79	312.04	517.60
	78.90	133.87	226.68	53.66	144.11	211.79	311.04	516.60

# 3 Móng Cọc



## Bearing Capacity Factors for Piles in Cohesionless Soils (Coyle and Castello, 1981)

Theories <sup>a</sup>	Approximate $N_q$ Values for Various Friction Angles, $\phi'$ , in Degrees				
	25	30	35	40	45
De Beer (1945)	59	155	380	1150	4000
Meyerhof (1953)					
Driven piles	38	89	255	880	4000
Caquot-Kerisel (1956)	26	55	140	350	1050
Brinch Hansen (1961)	23	46	115	350	1650
Skempton, Yassin, and Gibson (1953)	46	66	110	220	570
Brinch Hansen (1951)	32	54	97	190	400
Berezantsev (1961)	16	33	75	186	—
Vesic (1963)	15	28	58	130	315
Vesic (1972): $I_r = 60^b$	20	27	40	59	85
$I_r = 200^b$	29	46	72	110	165
Terzaghi (1943)					
General shear	12.7	22.5	41.4	81.3	173.3
Localized shear	5.6	8.3	12.6	20.5	35.1

<sup>a</sup>Various references are cited by Vesic (1972, 1977).

<sup>b</sup>Rigidity factor.

# 3 Móng Cọc

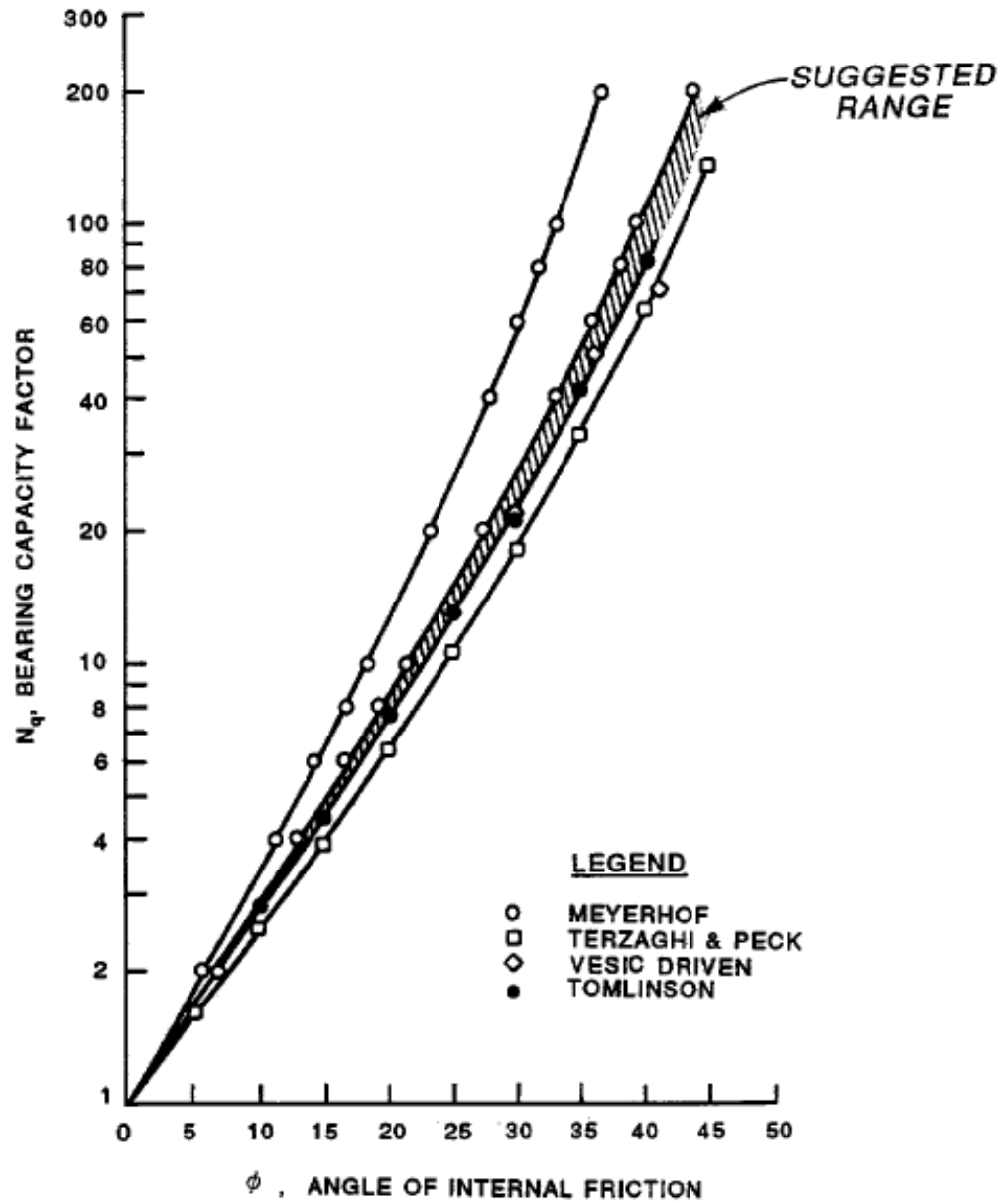


Values for  $N_q$  and  $\phi^a$

$\phi^\circ$	20	25	28	30	32	34	36	38	40	42	45
$N_q$ (driven)	8	12	20	25	35	45	60	80	120	160	230
$N_q$ (drilled)	4	5	8	12	17	22	30	40	60	80	115

<sup>a</sup>These values have been obtained from the curves provided by Meyerhof (1976).

# 3 Móng Cọc



# 3 Móng Cọc



## 3.4.2.2 Sức chịu tải cọc do ma sát xung quanh cọc

### A. Không thoát nước – Tổng ứng suất

Sét –short term

-  $\alpha$  method (Tomlinson)

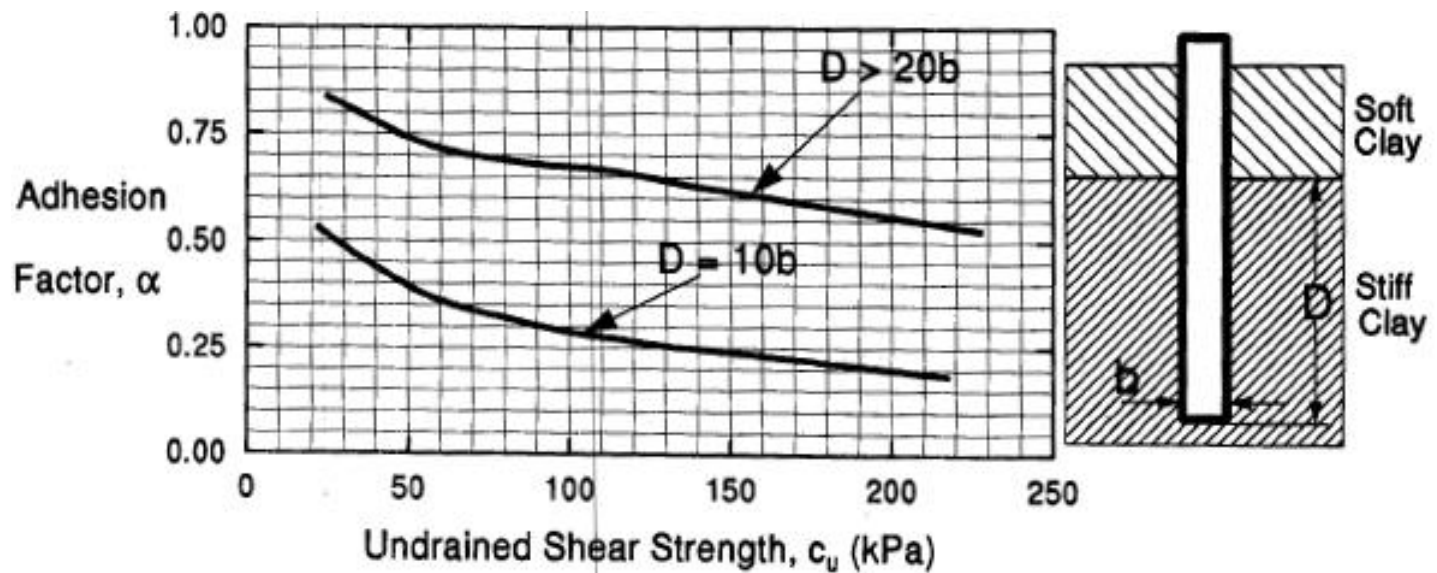
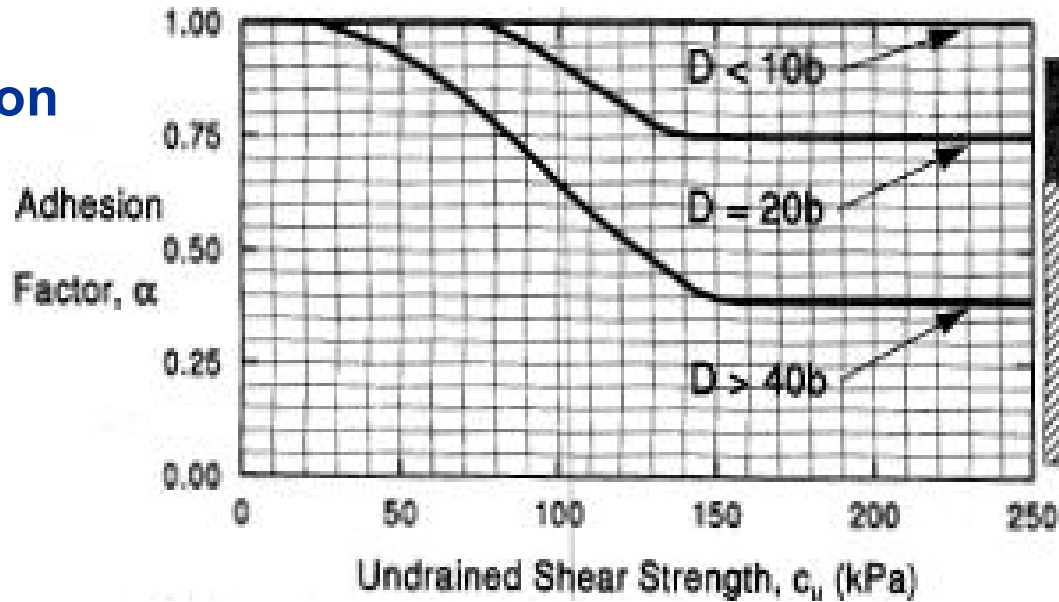
$$\phi_u = 0$$

$$f_s = c_a = \alpha \times c_u$$

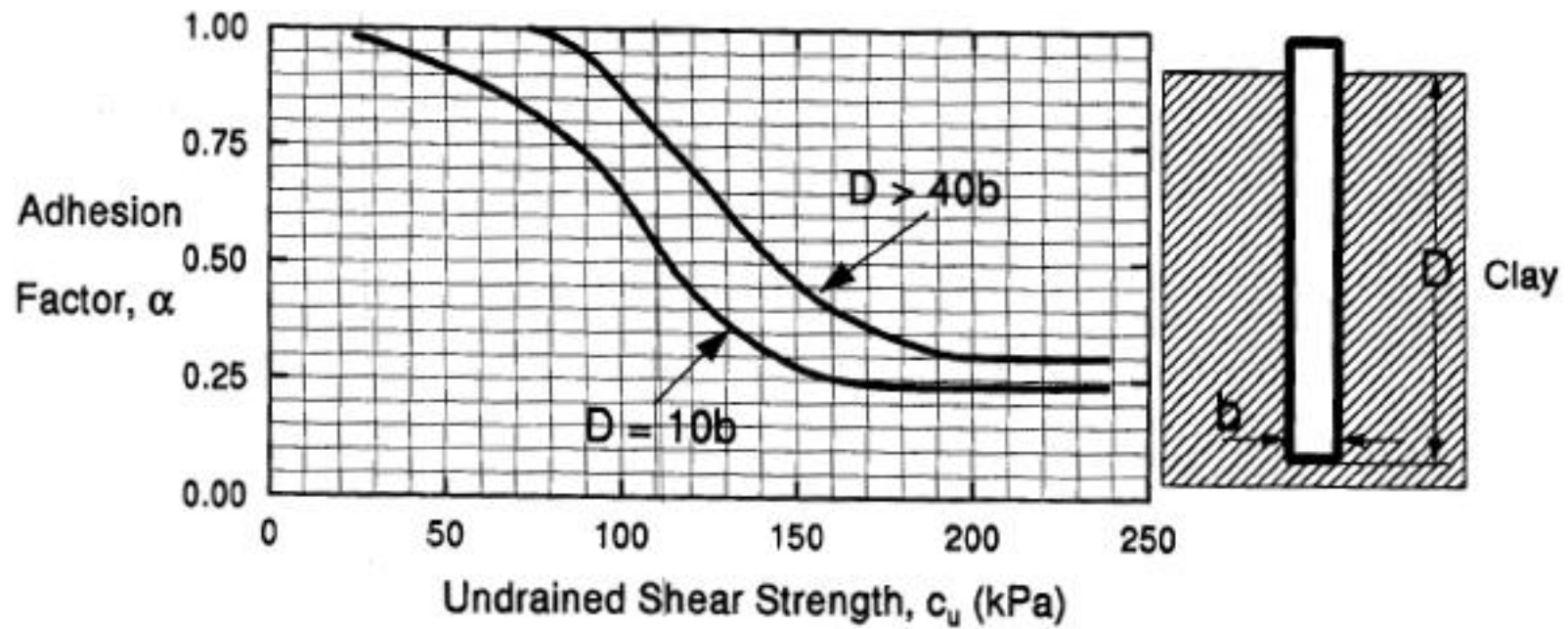
# 3 Móng Cọc



## ➤ Tomlinson



# 3 Móng Cọc



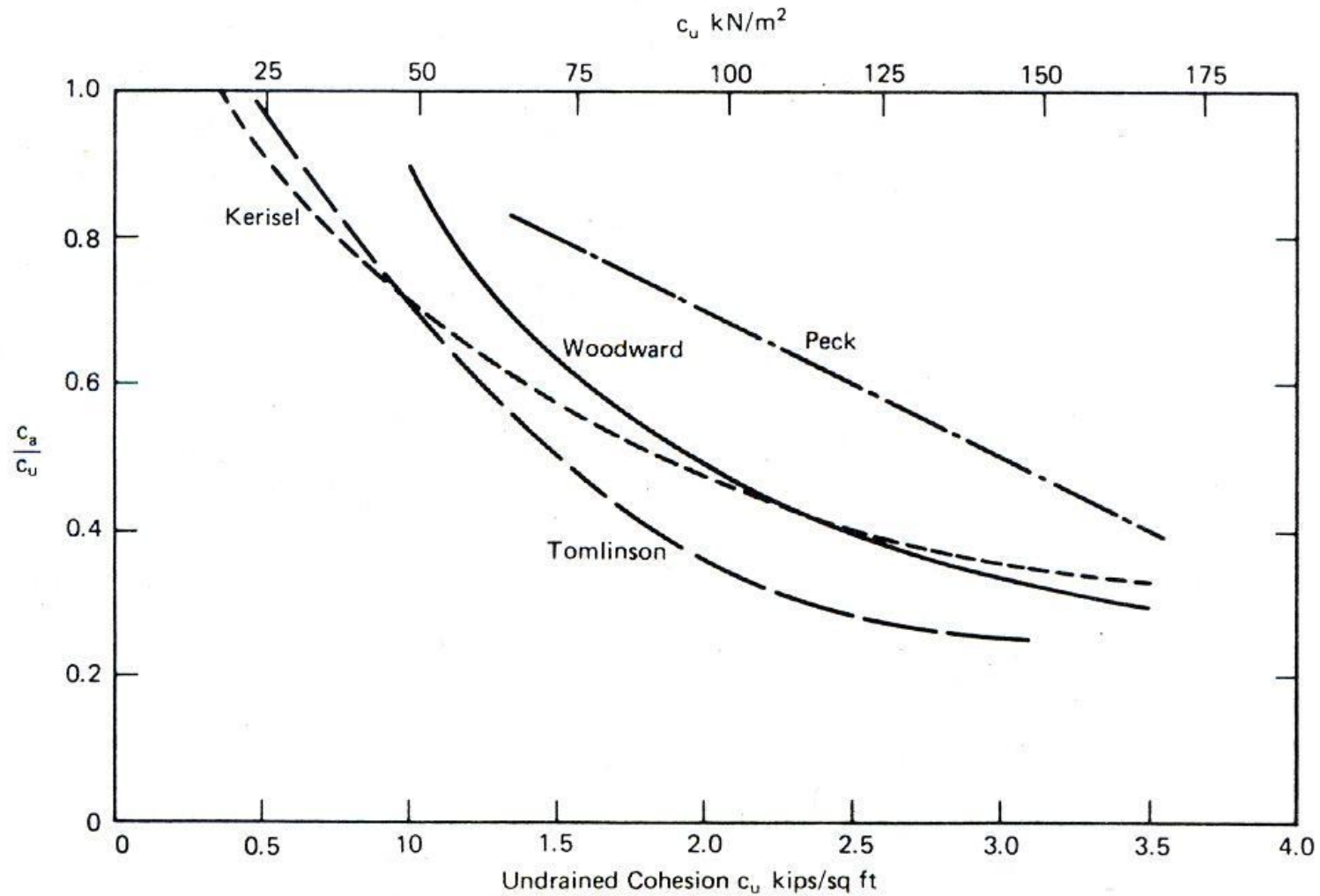




## Skin Friction Factors $\alpha_u$ for Driven Piles from Laboratory Tests

Soil type	Equation	Skin friction factors	Reference
Clay	$f_s = \alpha_u s_u$	$\alpha_u = 1.0 \quad (s_u \leq 25 \text{ kPa})$	API (1984)
		$\alpha_u = 0.5 \quad (s_u \geq 70 \text{ kPa})$	
		$\alpha_u = 1 - \left( \frac{s_u - 25}{70} \right)$ for $25 \text{ kPa} < s_u < 70 \text{ kPa}$	
		$\alpha_u = 1.0 \quad (s_u \leq 35 \text{ kPa})$	Semple and Rigden (1984)
		$\alpha_u = 0.5 \quad (s_u \geq 80 \text{ kPa})$	
		$\alpha_u = 1 - \left( \frac{s_u - 35}{90} \right)$ for $35 \text{ kPa} < s_u < 80 \text{ kPa}$	
		$\alpha_u = \left( \frac{s_u}{\sigma'_{z,nc}} \right)^{0.5} \left( \frac{s_u}{\sigma'_{z,nc}} \right)^{-0.5}$ for $(s_u/\sigma'_{zo}) \leq 1$	Fleming et al. (1985)
		$\alpha_u = \left( \frac{s_u}{\sigma'_{z,nc}} \right)^{0.5} \left( \frac{s_u}{\sigma'_{z,nc}} \right)^{-0.25}$ for $(s_u/\sigma'_{zo}) \geq 1$	

# 3 Móng Cọc



Adhesion factors for driven piles in clay (after McClelland, 1974).

# 3 Móng Cọc



## ➤ Cọc khoan nhồi

L loại đất	$\alpha$	Giá trị	Reference
Sét london	$c_a/c_u$	0.25 – 0.7 0.45 0.7 cọc đóng  0 khi $z \leq 1.5m$ và $z > L-D$ 0.55 còn lại	Golder and Leonard (1954) Skempton (1959) Fleming et al. (1985)  Reese và O'Neill (1988)
Sét nhạy cao	$c_a/c_u$	1	Golder (1975)
Sét trương nở	$c_a/c_u$	0.5	Mohanand Chandra (1961)

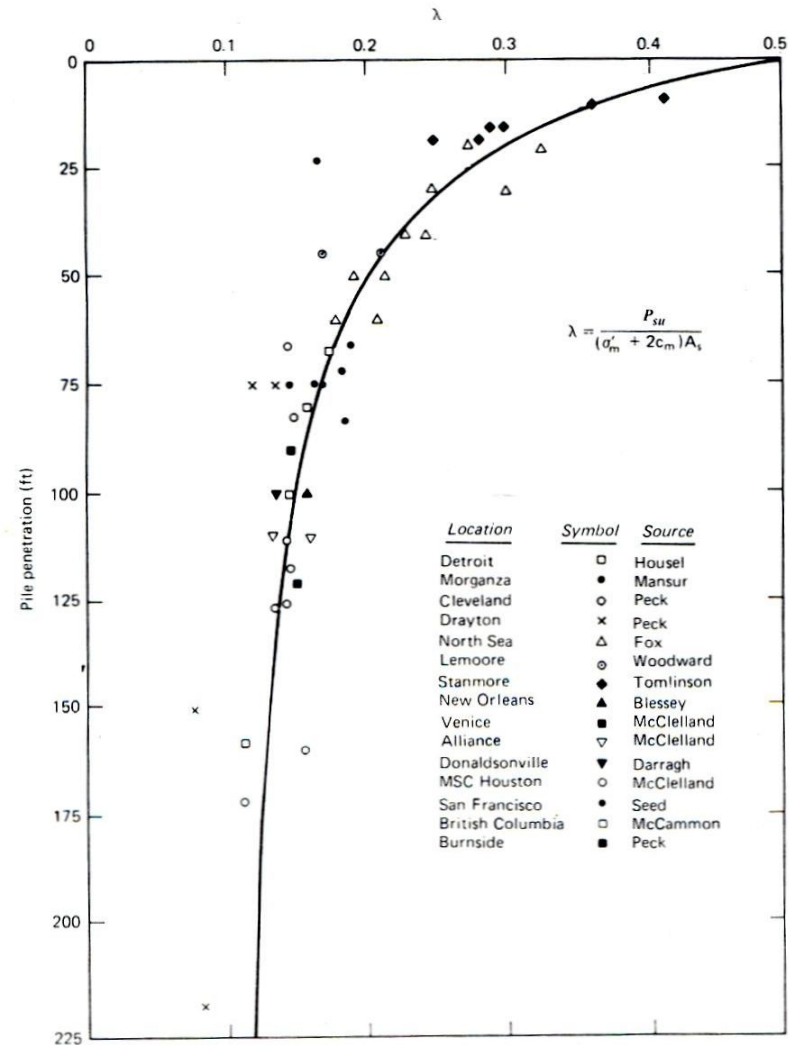
# 3 Móng Cọc



## - $\lambda$ method (Vijayvergiya và Focht, 1972)

$$f_s = \lambda(\sigma'_m + 2c_u)$$

$\sigma'_m$  ứng suất trung bình ở giữa chiều dài cọc



Frictional capacity coefficient  $\lambda$  vs. pile penetration (Vijayvergiya and Focht, 1972).

# 3 Móng Cọc



## B. Thoát nước – Ứng suất có hiệu

Cát hay Sét – long term

-  $\beta$  method

$$c' = 0$$

$$f_s = K_s \sigma'_v \tan \phi'_a = \beta \times \sigma'_v$$

$$\beta = K_s \tan \phi'_a$$

➤ Sét cổ kết thường, cát rời

$$K_s = 1 - \sin \phi'$$

➤ Sét quá cổ kết, cát chặt

$$K_s = (1 - \sin \phi') \sqrt{OCR}$$

Values for  $K_s$  for Various Pile Types in Sands<sup>a</sup>

Pile Type	$K_s$
Bored pile	0.5
Driven H pile	0.5–1.0
Driven displacement pile	1.0–2.0

<sup>a</sup>These values are based on the data presented by Meyerhof (1976). Similar values have been recommended in *Foundations and Earth Structures Design Manual 7.2* (1982).



## Skin Friction Factors $\beta$ for Driven Piles from Laboratory Tests

Soil type	Equation	Skin friction factors	Reference
Clay	$f_s = \beta \sigma'_z$	$\beta = (1 - \sin \phi')(\tan \phi')(\text{OCR})^{0.5}$	Burland (1973)
Sand	$f_s = \beta \sigma'_z$	$\beta = 0.15\text{--}0.35$ (compression) $0.10\text{--}0.24$ (tension) $\beta = 0.44$ for $\phi' = 28^\circ$ $0.75$ for $\phi' = 35^\circ$ $1.2$ for $\phi' = 37^\circ$ $\beta = (K/K_o) K_o \tan(\phi' \phi'_i / \phi')$ $\phi'_i / \phi'$ depends on installation method (range 0.5–1.0) $K/K_o$ depends on installation method (range 0.5–2.0) $K_o$ = coefficient of earth pressure at rest and is a function of OCR	McClelland (1974) Meyerhof (1976) Stas and Kulhawy (1984)
Uncemented calcareous sand	$f_s = \beta \sigma'_z$	$\beta = 0.05\text{--}0.1$	Poulos (1988)

SOURCE: On behalf of the Institution of Civil Engineers.

# 3 Móng Cọc

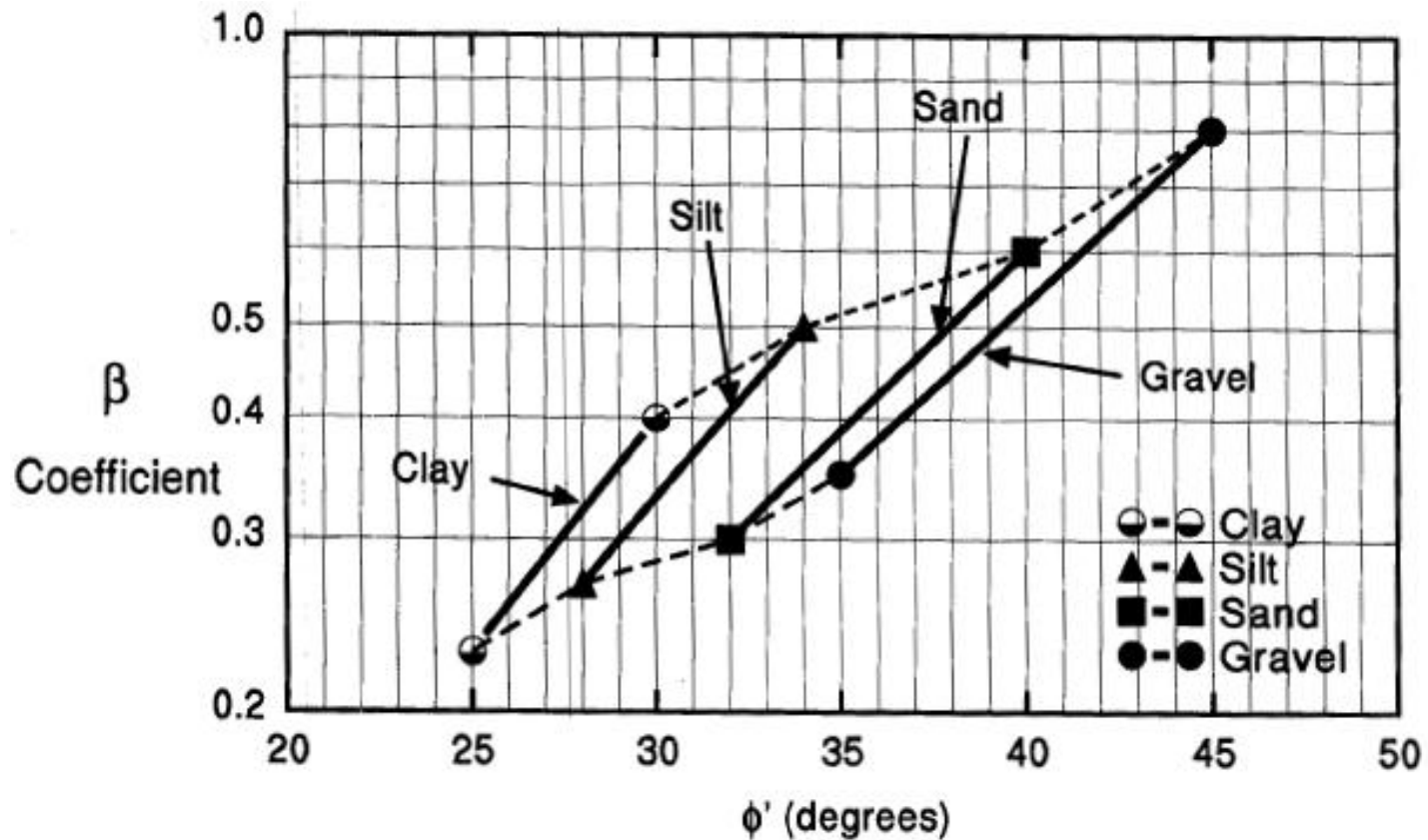


Chart for Estimating  $\beta$  Coefficient versus Soil Type  $\phi'$  Angle (after Fellenius, 1991)

# 3 Móng Cọc



## ➤ Cọc khoan nhồi

### Skin Friction Factors $\beta$ for Bored Piles or Drilled Shafts

Soil type	Equation	Skin friction factors	Reference
Clay	$f_s = (K \tan \phi'_i) \sigma'_z$	$K$ is lesser of $K_o$ or $0.5(1 + K_o)$ $K/K_o = \frac{2}{3}$ to 1; $K_o$ is a function of OCR; $\phi'_i$ depends on interface materials	Fleming et al. (1985) Stas and Kulhawy (1984)
Sand	$f_s = \beta \sigma'_z$	$\beta = 0.1$ for $\phi' = 33^\circ$ $0.2$ for $\phi' = 35^\circ$ $0.35$ for $\phi' = 37^\circ$ $\beta = F \tan(\phi' - 5^\circ)$ where $F = 0.7$ (compression) $= 0.5$ (tension)	Meyerhof (1976) Kraft and Lyons (1974)
Uncemented calcareous sand	$f_s = \beta \sigma'_z$ $60 \text{ kPa} \leq f_s \leq 100 \text{ kPa}$	$\beta = 0.5-0.8$	Poulos (1988)

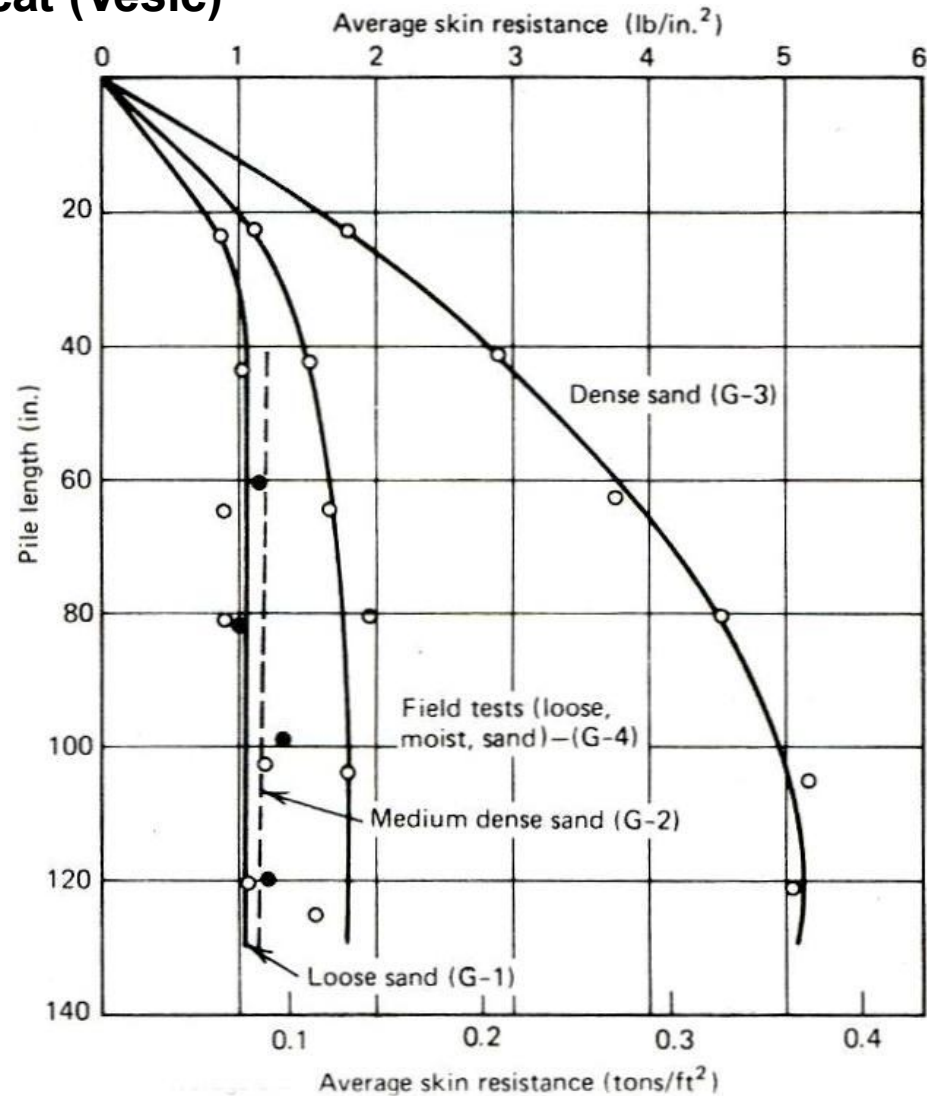
SOURCE: On behalf of the Institution of Civil Engineers.



# 3 Móng Cọc

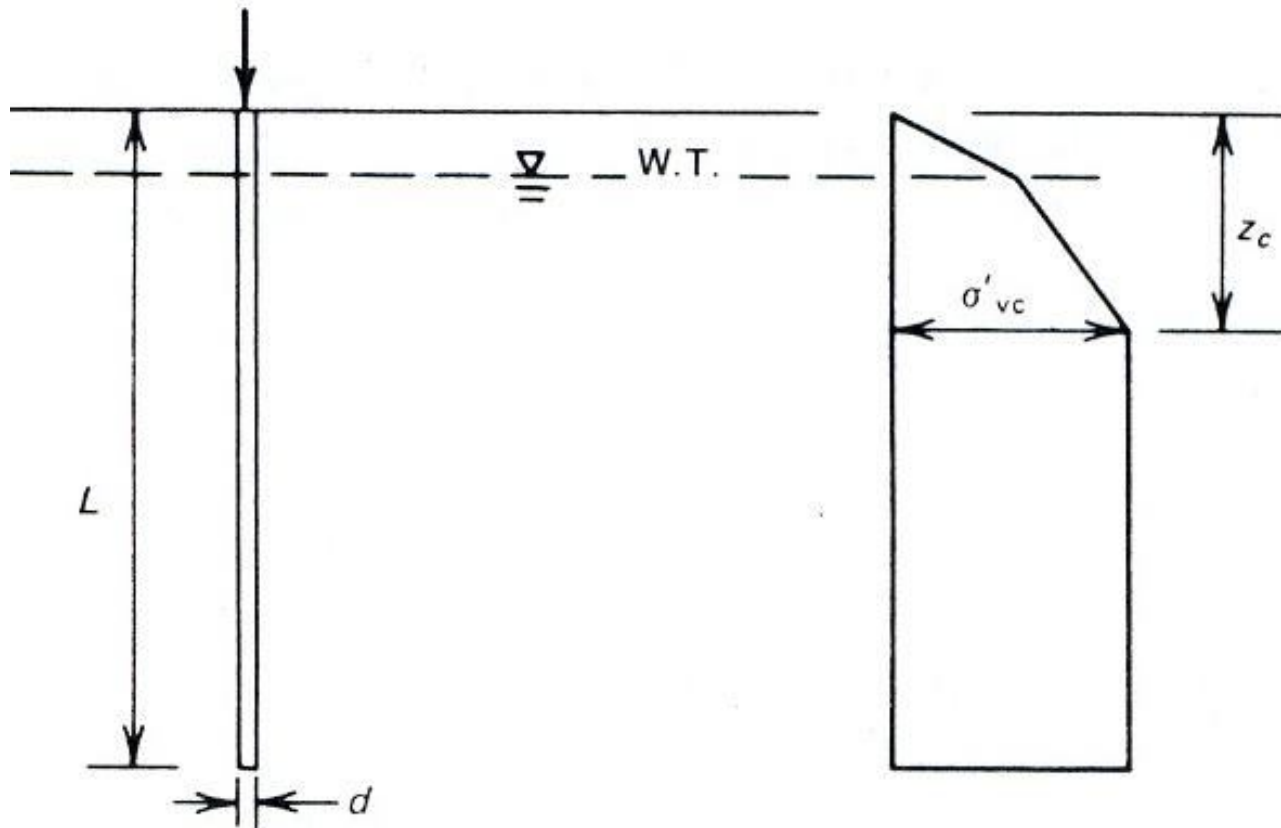


## ➤ Đối với đất cát (Vesic)



Variation of skin resistance with pile length (Vesic, 1967).

# 3 Móng Cọc



Simplified distribution of vertical stress adjacent to pile in sand.

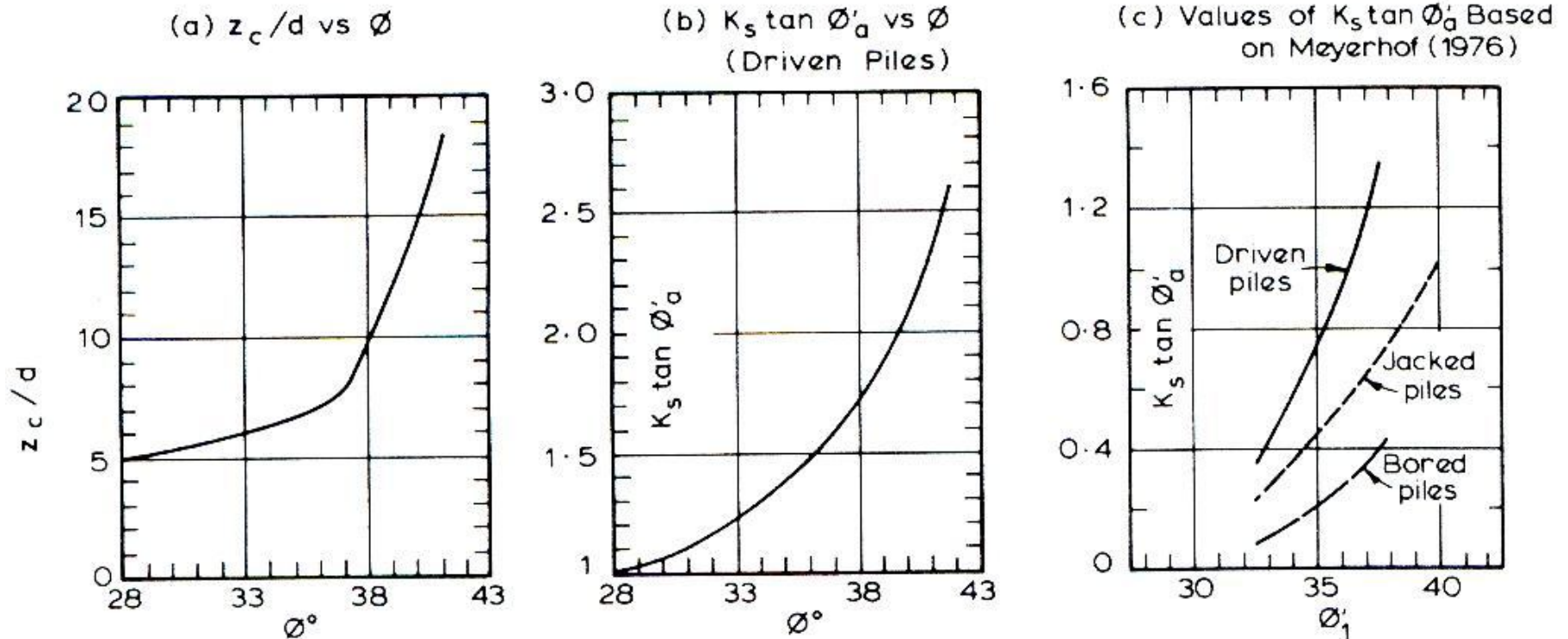
# 3 Móng Cọc



For driven piles  $\phi = \frac{3}{4} \phi'_1 + 10$  (Fig. a, Fig. b)

For bored piles,  $\phi = \phi'_1 - 3$  (Fig. a),  $\phi = \phi'_1$  (Fig c)

where  $\phi'_1$  = angle of internal friction prior to installation of pile



Values of  $z_c/d$  and  $K_s \tan \phi'_a$  for piles in sand.

# 3 Móng Cọc



## 3.4.2.3 Dựa theo kết quả thí nghiệm ngoài hiện trường

### A. Dựa theo kết quả SPT

#### - Meyerhof (1956)

➤ Cọc đóng

$$q_p (kPa) = 400N$$
$$f_s (kPa) = 2N_{tb}$$

**N** - chỉ số SPT trung bình của đất trong khoảng 1D dưới mũi cọc và 4D trên mũi cọc

**N<sub>tb</sub>** – giá trị trung bình N dọc theo thân cọc

➤ Cọc nhồi

$$q_p (kPa) = 120N$$
$$f_s (kPa) = N_{tb}$$

# 3 Móng Cọc



**Correlations<sup>a</sup> Between End Bearing Resistance,  $f_b$ , and SPT Values**

Pile type	Soil type	C	Remarks	Reference
Driven displacement	Sand	0.45	$N$ = average SPT value in local failure zone	Martin et al. (1987)
	Sand	0.40		Decourt (1982)
	Sand	$0.04 \frac{L_s}{D}$	$L_s$ = length of pile in sand, $D$ = diameter or width. $N$ is in vicinity of base. $C \geq 0.4$	Meyerhof (1976)
	Silt, sandy silts	0.35		Martin et al. (1987)
	Glacial coarse to fine silt deposits	0.25		Thorburn and MacVicar (1971)
	Residual sandy silts	0.25		Decourt (1982)
	Residual clayey silts	0.20		Decourt (1982)
	Clay	0.20		Martin et al. (1987)
	Clay	0.12		Decourt (1982)
	All soils	0.30	For $L/D \geq 5$ If $L/D < 5$ , $C = 0.1 + 0.04 L/D$ (closed-end piles) or $C = 0.06 L/D$ (open-end piles)	Shioi and Fukui (1982)
Cast in place	Coarse-grained soils		$f_b = 3.0$ MPa	Shioi and Fukui (1982)
		0.15	$f_b \leq 7.5$ MPa	Yamashita et al. (1987)
	Fine-grained soils		$f_b = 0.09 (1 + 0.16L_t)$ where $L_t$ = tip depth (m)	Yamashita et al. (1987)
Bored	Sand	0.1		Shioi and Fukui (1982)
	Clay	0.15		Shioi and Fukui (1982)
	Chalk	0.25 0.20	$N < 30$ $N > 40$	Hobbs (1977)

<sup>a</sup>Correlation equation is  $f_b = CN$  (MPa). SOURCE: On behalf of the Institution of Civil Engineers.

# 3 Móng Cọc



**Correlations<sup>a</sup> Between Skin Frictional Stress,  $f_s$ , and SPT Values**

Pile type	Soil type	A	B	Remarks	Reference
Driven displacement	Coarse-grained	0	2.0	$f_s$ = average value over shaft $N$ = average SPT along shaft Halve $f_s$ for small displacement pile	Meyerhof (1956) Shioi and Fukui (1982)
	Coarse-grained and fine-grained	10	3.3	Pile type not specified $50 \geq N \geq 3$ $f_s \leq 170$ kPa	Decourt (1982)
	Fine-grained	0	10		Shioi and Fukui (1982)
Cast in place	Coarse-grained	30	2.0	$f_s \leq 200$ kPa	Yamashita et al. (1987)
		0	5.0		Shioi and Fukui (1982)
	Fine-grained	0	5.0	$f_s \leq 150$ kPa	Yamashita et al. (1982)
		0	10.0		Shioi and Fukui (1982)
Bored	Coarse-grained	0	1.0		Findlay (1984) Shioi and Fukui (1982)
		0	3.3		Wright and Reese (1979)
	Fine-grained	0	5.0		Shioi and Fukui (1982)
	Fine-grained	10	3.3	Piles cast under pentonite $50 \leq N \leq 3$ $f_s \leq 170$ kPa	Decourt (1982)
	Chalk	-125	12.5	$30 > N > 15$ $f_s \leq 250$ kPa	Fletcher and Mizon (1984)

<sup>a</sup>Correlation equation is  $f_s = A + BN$  (kPa);  $N$  values in blows/ft or blows/0.31 m. SOURCE: On behalf of the Institution of Civil Engineers.

# 3 Móng Cọc

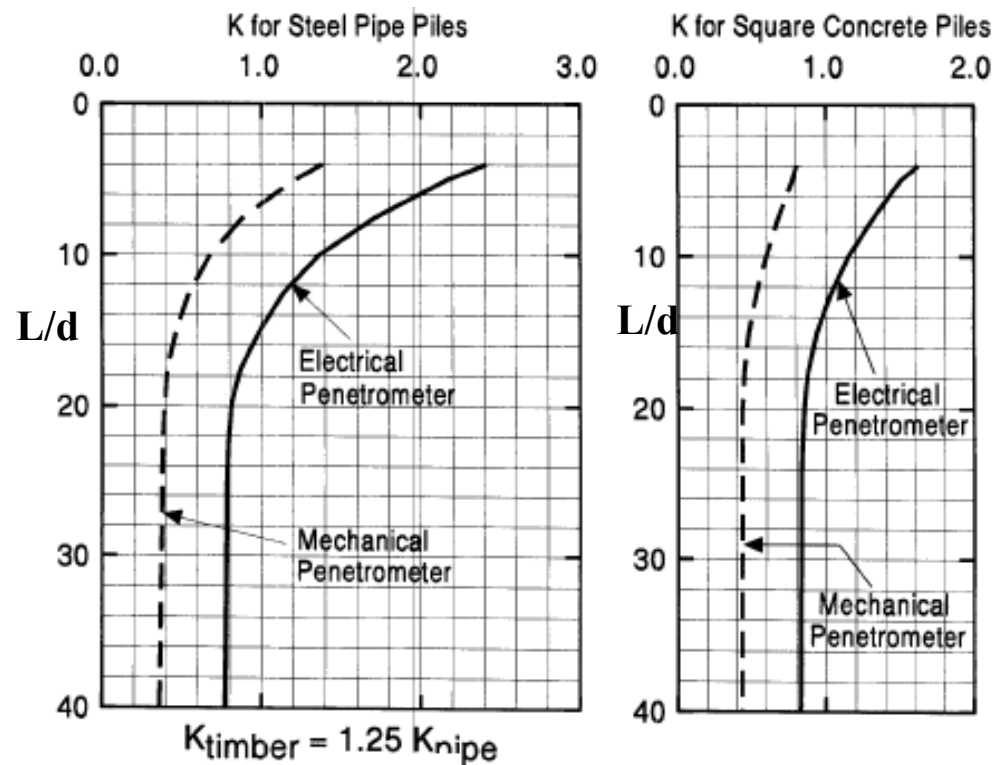


## A. Dựa theo kết quả CPT

### - Nottingham và Schmertman (1975)

➤ Đất rời

$$Q_s = K \left[ \frac{1}{2} \left( \bar{f}_s A_s \right)_{0-8d} + \left( \bar{f}_s A_s \right)_{8d-L} \right]$$



Penetrometer Design Curves for Pile Side Friction in Sand (after FHWA Implementation Package, FHWA-TS-78-209)

# 3 Móng Cọc



Trường hợp không có giá trị của  $f_s$  khi xuyên

$$Q_s = C_f \sum q_c A_s$$

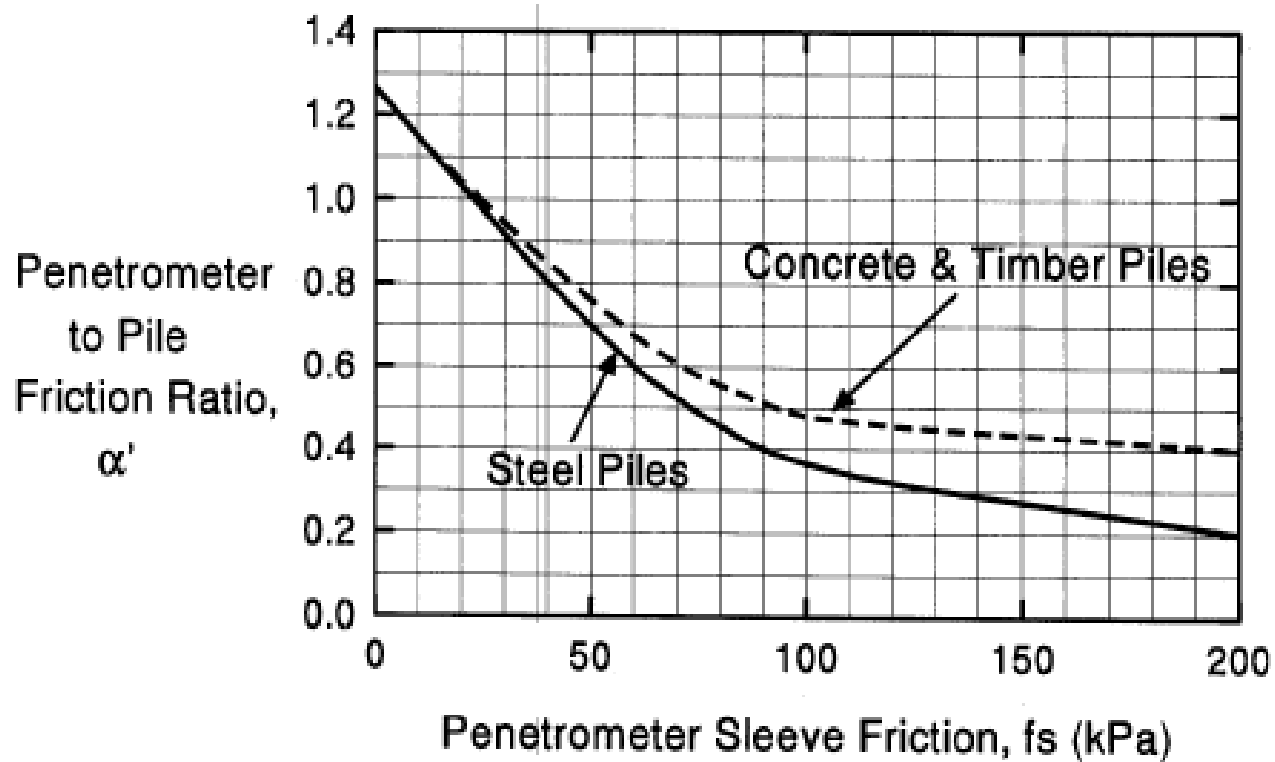
CPT $C_f$ VALUES	
Type of Piles	$C_f$
Precast Concrete	0.012
Timber	0.018
Steel Displacement	0.012
Open End Steel Pipe	0.008



# 3 Móng Cọc



➤ Đất dính  $Q_s = \alpha' \bar{f}_s A_s$

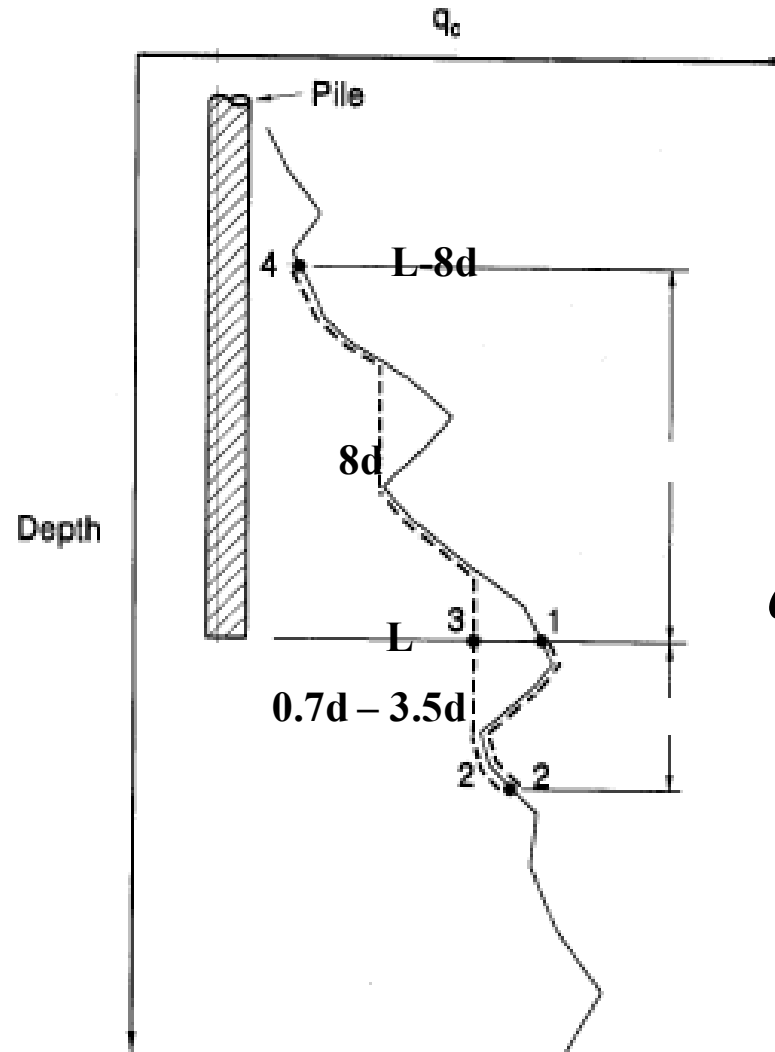


Design Curve for Pile Side Friction in Clay (after Schmertmann, 1978)

# 3 Móng Cọc



$$\triangleright Q_p = q_p A_p$$



$$q_p = \frac{q_{c1} + q_{c2}}{2}$$

Illustration of Nottingham and Schmertman Procedure for Estimating Pile Toe Capacity (FHWA-TS-78-209).

# 3 Móng Cọc



## 3.4.2.3 Theo tiêu chuẩn Việt Nam

### A. Dựa theo chỉ tiêu cơ lý của đất nền

$$Q_a = \frac{Q_{tc}}{k_{tc}}$$

➤ **CỌC CHÓNG** (khi nền đất có  $E_s > 50 \text{ MPa} = 500 \text{ kg/cm}^2$ )

$$Q_{tc} = A_p q_p$$

\* Đất nền cọc tựa là đá, đất hạt lớn và sét cứng

$$q_p = 20 \text{ Mpa} = 2000 \text{ Tf/m}^2$$

# 3 Móng Cọc



\* Cọc nhồi, cọc ống có nhồi bê tông ngàm vào đá không bị phong hóa không nhỏ hơn 0.5m

$$q_p = \frac{q_{pn}^{tc}}{k_d} \left( \frac{h_3}{d_3} + 1,5 \right)$$

$q_{pn}^{tc}$  cường độ chịu nén trung bình của đá ở trạng thái no nước;

$k_d = 1,4$  hệ số an toàn theo đất

$h_3$  (m): độ sâu chôn cọc trong đá ;

$d_3$  (m): đường kính ngàm trong đá

\* Cọc ống chống lên bề mặt đá

$$q_p = \frac{q_{pn}^{tc}}{k_d}$$

# 3 Móng Cọc



## ➤ CỌC MA SÁT

$$Q_{tc} = m_R q_p A_p + u \sum_{i=1}^n m_f f_{st} l_i$$

Phương pháp hạ cọc	Hệ số điều kiện làm việc của cọc	
	Dưới mũi cọc $m_R$	Ở mặt bên cọc $m_f$
1/ Hạ cọc đặc và cọc rỗng có bịt đầu, bằng búa hơi búa diesel	1	1
2/ Rung và ép cọc vào :		
a/ Đất cát chặt vừa :		
• hạt thô và hạt vừa	1,2	1
• hạt mịn	1,1	1
• hạt bụi	1	1
b/ Đất sét có độ sệt $I_L = 0,5$		
• Á cát	0,9	0,9
• Á sét	0,8	0,9
• Sét	0,7	0,9
c/ Đất sét có độ sệt $I_L < 0$	1	1

Các hệ số  $m_R$  và  $m_f$  của đất có độ sệt trong khoảng từ  $[0 \div 5]$  có được bằng phép nội suy



## Sức chịu tải của đất ở mũi cọc $q_p$

Độ sâu của mũi cọc, m	Sức chống cắt của đất ở mũi cọc, $q_p$ , T/m <sup>2</sup>						
	Của đất cát chặt vừa có hạt là						
	Sỏi	Thô		Thô vừa	Mịn	Bụi	
	Của đất sét với chỉ số độ sệt $I_L$						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	750	660 (400)	300	310 (200)	200 (120)	110	60
4	830	680 (510)	380	320 (250)	210 (160)	125	70
5	880	700 (620)	400	340 (280)	220 (200)	130	80
7	970	730 (690)	430	370 (330)	240 (220)	140	85
10	1050	770 (730)	500	400 (350)	260 (240)	150	90
15	1170	820 (750)	560	440 (400)	290	165	100
20	1260	850	620	480 (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

Các giá trị trong ngoặc cho đất sét

# 3 Móng Cọc



Độ sâu trung bình của lớp đất, m	Ma sát bên của cọc, $f_s$ , T/m <sup>2</sup>								
	Của cát chặt vừa								
	Thô và vừa	Mịn	Bụi						
	Của đất sét có độ sệt $I_L$ là								
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
1	3,5	2,3	1,5	1,2	0,5	0,4	0,4	0,3	0,2
2	4,2	3	2,1	1,7	1,2	0,7	0,5	0,4	0,4
3	4,8	3,5	2,5	2	1,4	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	2,9	2,4	1,7	1	0,8	0,7	0,6
6	5,8	4,2	3,1	2,5	1,8	1	0,8	0,7	0,6
8	6,2	4,4	3,3	2,6	1,9	1	0,8	0,7	0,6
10	6,5	4,6	3,4	2,7	1,9	1	0,8	0,7	0,6
15	7,2	5,1	3,8	2,8	2	1,1	0,8	0,7	0,6
20	7,9	5,6	4,1	3	2	1,2	0,8	0,7	0,6
25	8,6	6,1	4,4	3,2	2	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	5	3,6	2,2	1,3	0,9	0,8	0,7

- Các giá trị của  $f_s$  của cát chặt tăng thêm 30%
- khi xác định  $f_s$  nên chia các lớp đất mỏng hơn 2m.



## ➤ CỌC CHỊU NHỎ

$$Q_{tc} = mu \sum_{i=1}^n m_f f_{si} l_i$$

- m là hệ số điều kiện làm việc chịu nhỏ,**
- \* với cọc hạ vào đất < 4m lấy hệ số **m= 0,6**
  - \* với cọc hạ vào đất > 4m hệ số **m=0,8**



# 3 Móng Cọc



## B. Dựa theo chỉ tiêu cường độ của đất nền

$$Q_u = Q_s + Q_p$$

$$Q_u = \sum A_{si} f_{si} + A_p q_p - W$$

$$Q_a = \frac{Q_s}{FS_s} + \frac{Q_p}{FS_p}$$

$$FS_s = 1.5 - 2.0$$

$$FS_p = 2.0 - 3.0$$

# 3 Móng Cọc

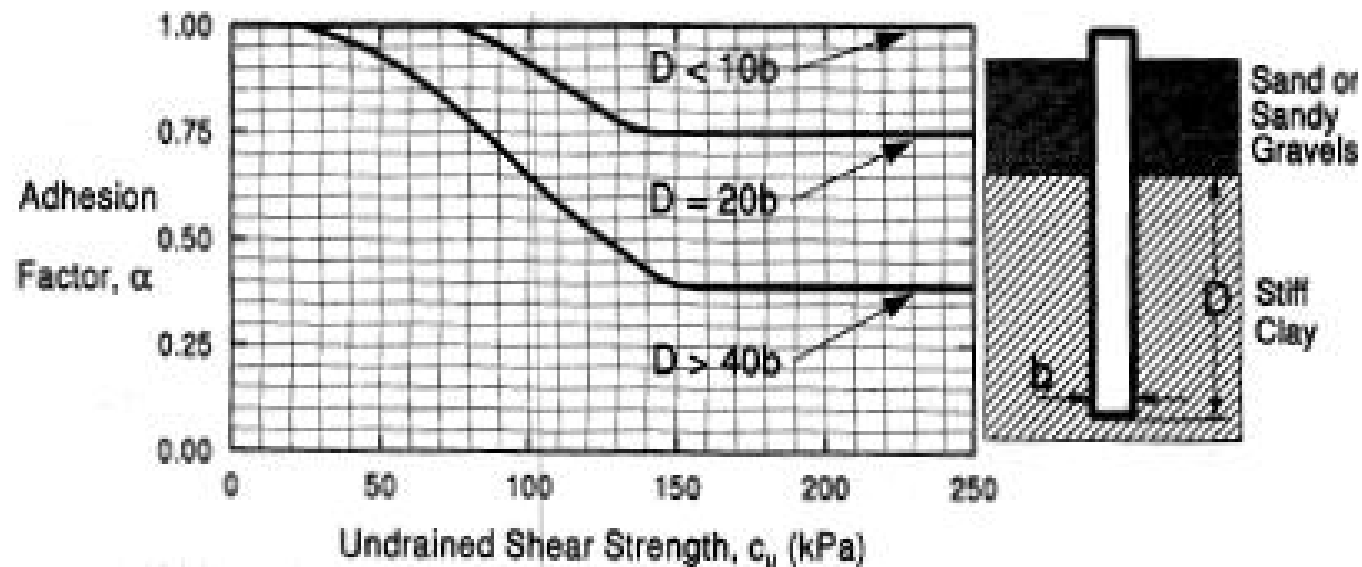


- Đất sét

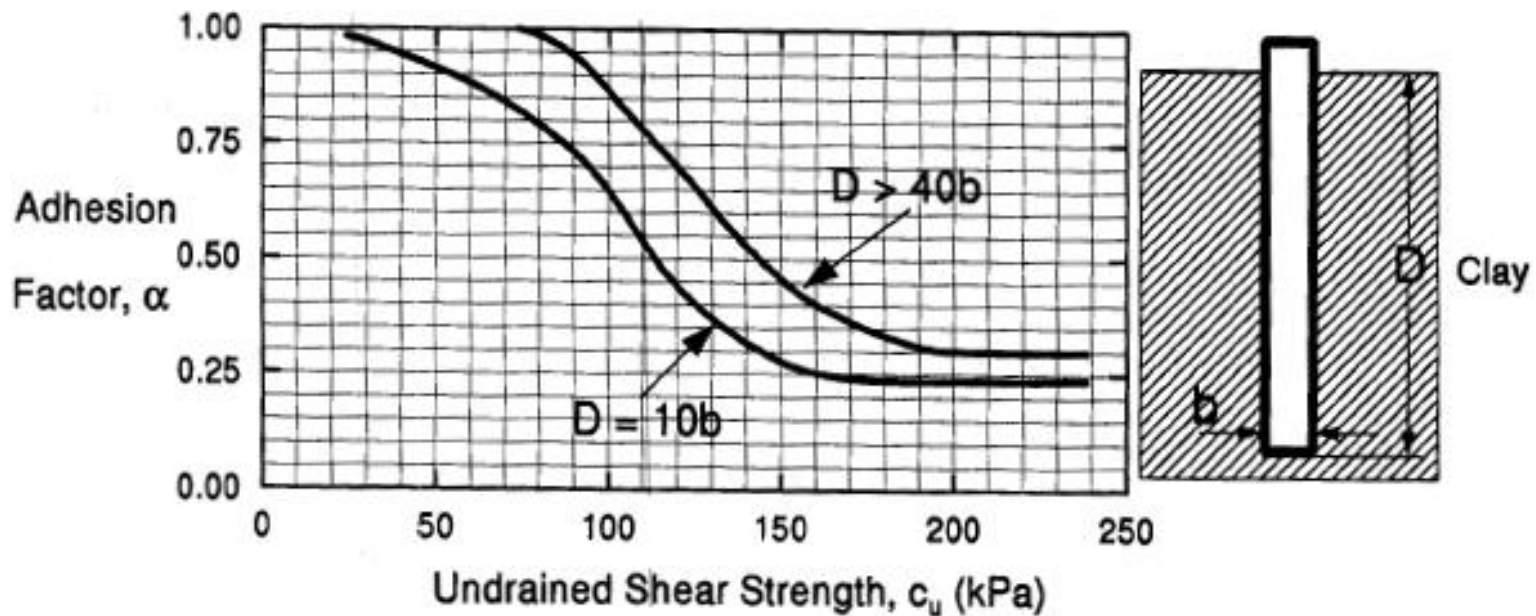
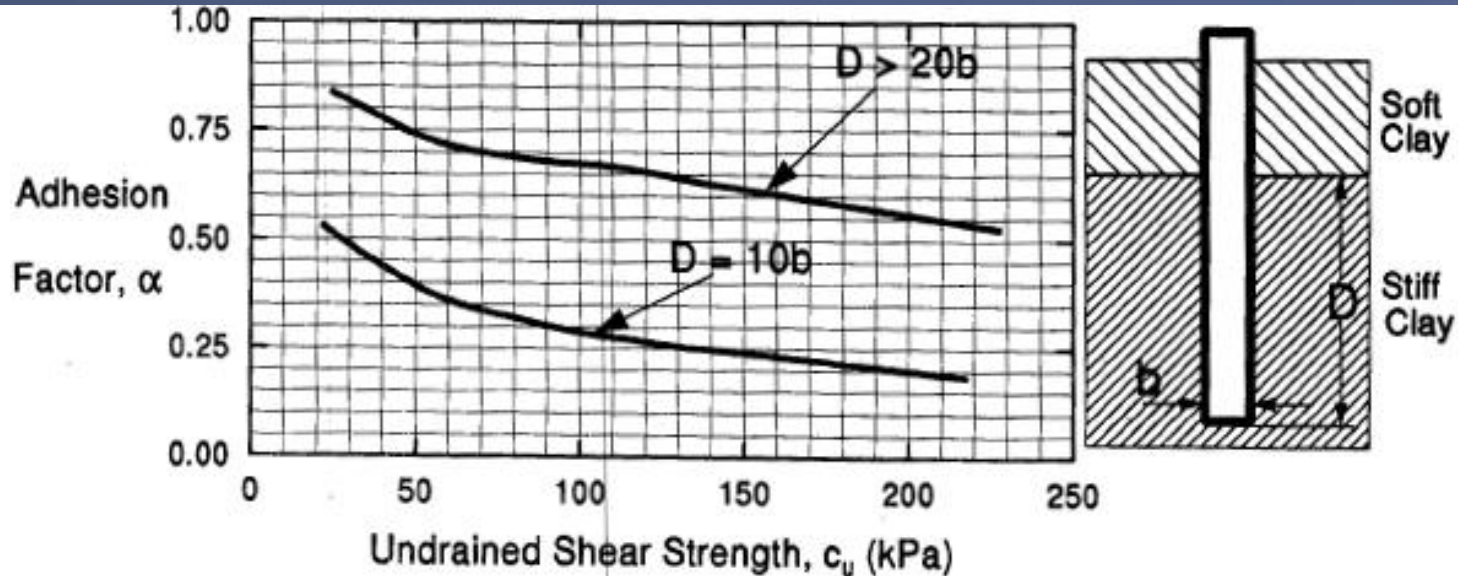
Sử dụng  $\alpha$  method (Tomlinson)

$$Q_u = A_s \alpha \times c_u + A_p N_c c_u$$

➤ Cọc đóng



# 3 Móng Cọc



# 3 Móng Cọc



## ➤ Cọc nhồi

Loại đất	$\alpha$
Sét dẻo cứng	0.3 - 0.45
Sét dẻo mềm	0.6 - 0.8

➤  $N_c = 9$  cho cọc đóng trong đất sét cổ kết thường

$N_c = 6$  cho cọc khoan nhồi

# 3 Móng Cọc

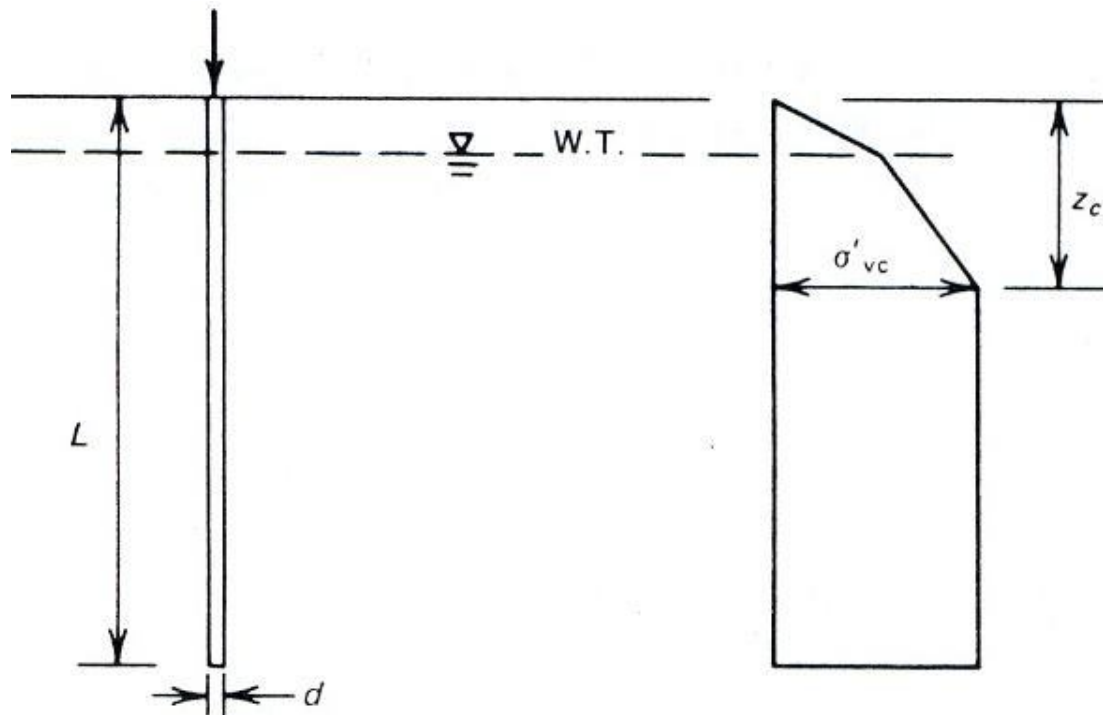


- Đất rời

Sử dụng  $\beta$  method

$$Q_u = A_s K_s \sigma'_v \tan \phi_a + A_p \sigma'_{vp} N_q$$

Sử dụng phương pháp Vesic



Simplified distribution of vertical stress adjacent to pile in sand.

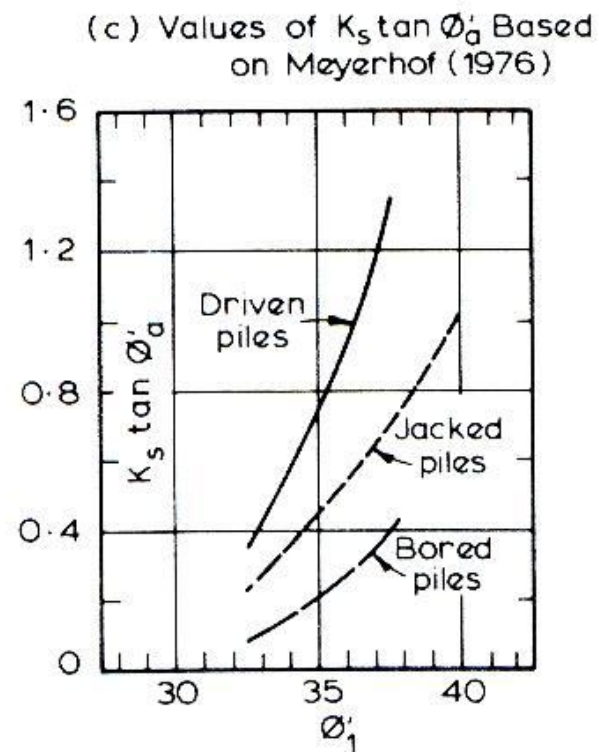
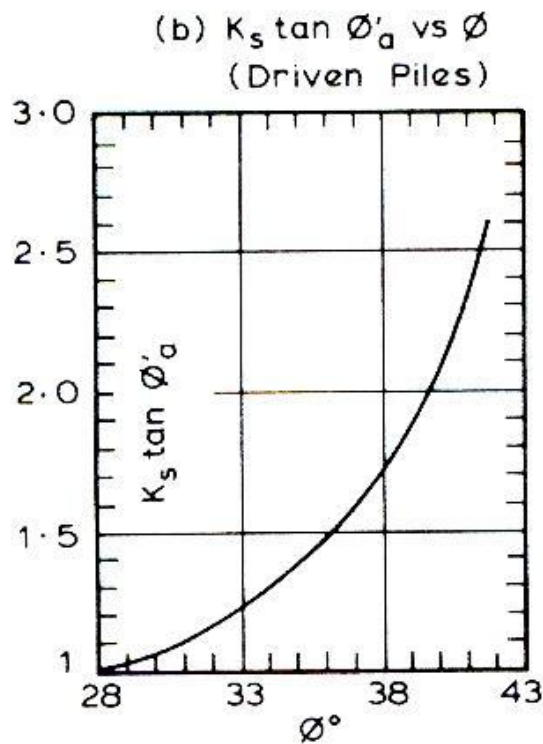
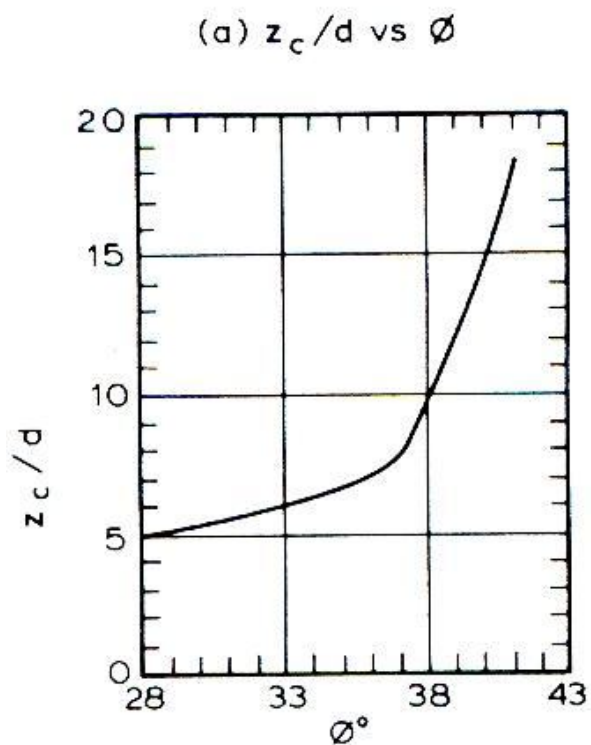
# 3 Móng Cọc



For driven piles  $\phi = \frac{3}{4} \phi'_1 + 10$  (Fig. a, Fig. b)

For bored piles,  $\phi = \phi'_1 - 3$  (Fig. a),  $\phi = \phi'_1$  (Fig c)

where  $\phi'_1$  = angle of internal friction prior to installation of pile



Values of  $z_c/d$  and  $K_s \tan \phi'_a$  for piles in sand.

# 3 Móng Cọc



## C. Dựa theo kết quả CPT

$$FS = 2 - 3$$

$$q_p = K_c \bar{q}_c$$
$$f_{si} = \frac{q_{ci}}{\alpha_i}$$

$\bar{q}_c$  sức chống xuyên trung bình, lấy trong khoảng 3d phía trên và 3d bên dưới mũi cọc

➤  $c_u$  xác định từ CPT

$$c_u = \frac{q_c - \sigma_v}{15}$$

$\sigma_v$  ứng suất do trọng lượng bản thân

# 3 Móng Cọc



Loại đất	$q_c$ (MPa)	$K_c$		$\alpha_i$				$q_i$			
				Cọc nhồi		Cọc đóng		Cọc nhồi		Cọc đóng	
				Cọc nhồi	Cọc đóng	Bê tông	Thép	Bê tông	Thép	Bê tông	Thép
Sét mềm và bùn	< 2	0,4	0,5	30	30	30	30	15	15	15	15
Sét cứng vừa	2 - 5	0,35	0,45	40	80	40	80	(80) 35	(80) 35	(80) 35	35
Sét cứng, rất cứng	> 5	0,45	0,55	60	120	60	120	(80) 35	(80) 35	(80) 35	35
Cát chảy	0 - 2,5	0,4	0,5	(60) 120	150	(60) 80	(120) 80	35	35	35	35
Cát chặt vừa	2,5 - 10	0,4	0,5	(100) 180	(200) 250	1000	(200) 250	(120) 80	(120) 35	(120) 80	80
Cát chặt	> 10	0,3	0,4	150	300 (200)	150	300 (200)	(150) 120	(150) 80	(150) 120	120
Đá phần (mềm)	> 5	0,2	0,3	100	120	100	120	35	35	35	35
Đá phần phong hóa	> 5	0,2	0,4	60	80	60	80	(150) 120	(120) 80	(150) 120	120

$q_c$  sức chống xuyên của mũi xuyên đơn giản

Các giá trị trong ngoặc dùng cho : cọc nhồi thi công tốt và cọc đóng có ép đất



# 3 Móng Cọc



## D. Dựa theo kết quả SPT

- Dựa theo kết quả của Meyerhof (1956) (KN)

$$Q_u = K_1 N A_p + K_2 A_s N_{tb}$$

**N** - chỉ số SPT trung bình của đất trong khoảng **1d** dưới mũi cọc và **4d** trên mũi cọc

**N<sub>tb</sub>** – giá trị trung bình N dọc theo thân cọc trong phạm vi lớp đất rời

**Cọc đóng**

$$K_1 = 400$$

$$K_2 = 2$$

**Cọc nhồi**

$$K_1 = 120$$

$$K_2 = 1$$

# 3 Móng Cọc



➤ Dựa theo công thức của Nhật (*cọc đóng*)

$$Q_a = \frac{1}{3} \left\{ \alpha N_a A_p + (0.2 N_s L_s + CL_c) \pi d \right\}$$

$N_a$  - chỉ số SPT của đất dưới mũi cọc và 4d trên mũi cọc

$N_s$  – SPT dọc theo thân cọc trong phạm vi lớp đất rời

$L_s$  (m) – chiều dài đoạn cọc nằm trong đất cát

$L_c$  (m) - chiều dài đoạn cọc nằm trong đất sét

$\alpha$  - hệ số phụ thuộc pp thi công

$\alpha = 30$  : cọc đóng

$\alpha = 15$  : cọc khoan nhồi

# 3 Móng Cọc



➤ Sức chịu tải của *cọc nhồi* trong đất rời

$$Q_u = A_s f_s + A_p q_p$$

Trong đó :  $q_p = K_1 N$  (0.1MPa)

N là chỉ số trung bình của đất xác định như trên.

Hệ số  $K_1$  tra bảng.

Loại đất	Hệ số $K_1$	Trị số cực hạn của $q_p$ $0.1\text{MPa} = 1\text{KG}/\text{cm}^2$
Cát sỏi	1.4	70
Cát thô, trung	1.1	55
Cát mịn	0.8	40

$f_s = 0.018N$  (0.1MPa) : cát không có bentonite.

$f_s = 0.03N + 0.1$  (0.1MPa) : cát có bentonite.

N : chỉ số SPT trung bình.

$A_s, A_p$  định nghĩa như phần trên.

$$Q_a = \frac{A_s f_s}{FS_s} + \frac{A_p q_p}{FS_p}$$

### 3 Móng Cọc



- Sức chịu tải cho phép của **cọc nhồi** trong nền gồm các lớp đất dính và đất rời

$$Q_a = 1,5\bar{N}A_p + (0,15N_cL_c + 0,43N_sL_s)\Omega - W_p \quad (Tf)$$

$\bar{N}$  chỉ số xuyên động tiêu chuẩn trung bình của đất trong khoảng 1d dưới mũi cọc và 4d trên mũi cọc. Nếu  $N > 60$ , khi tính toán  $\bar{N}$  lấy  $N = 60$ ; nếu  $\bar{N} > 50$  thì trong công thức lấy  $\bar{N} = 50$ ;

$N_c$  giá trị trung bình của chỉ số xuyên động tiêu chuẩn trong lớp đất rời;

$N_s$  giá trị trung bình của chỉ số xuyên động tiêu chuẩn trong lớp đất dính;

$A_p$  diện tích tiết diện mũi cọc; ;

$L_s$  (m) chiều dài phần thân cọc nằm trong lớp đất dính;

$L_c$  (m) chiều dài phần thân cọc nằm trong lớp đất rời;

$\Omega$  chu vi tiết diện cọc m;

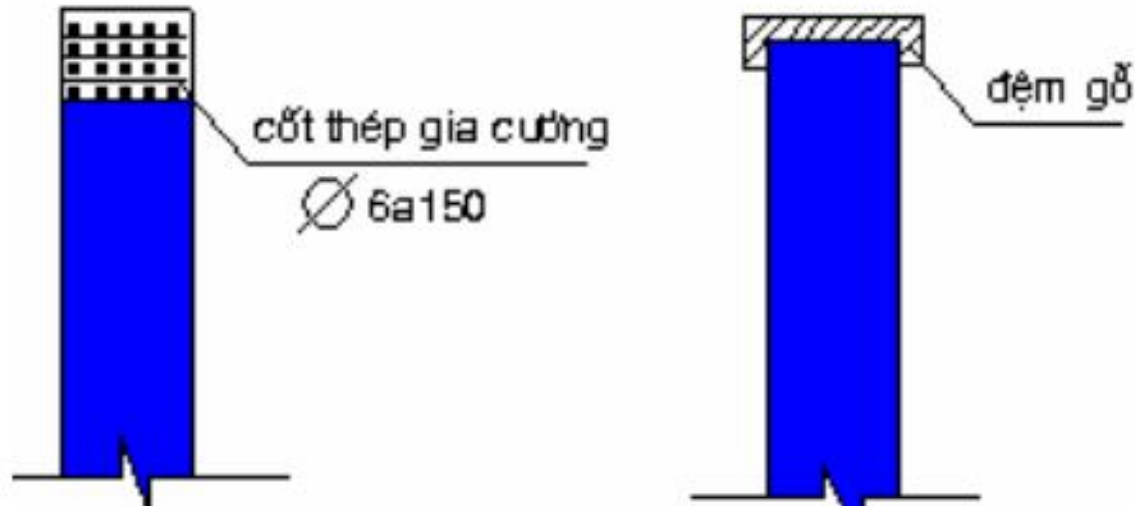
$W_p$  hiệu số giữa trọng lượng cọc và đất nền do cọc thay thế

# 3 Móng Cọc



## 5.4.3 Dựa theo Công thức động lực học

Việc đóng cọc ở giai đoạn thử cọc, đầu cọc phải có đệm bằng gỗ và có lồng thép gia cường để đầu cọc không bị vỡ.

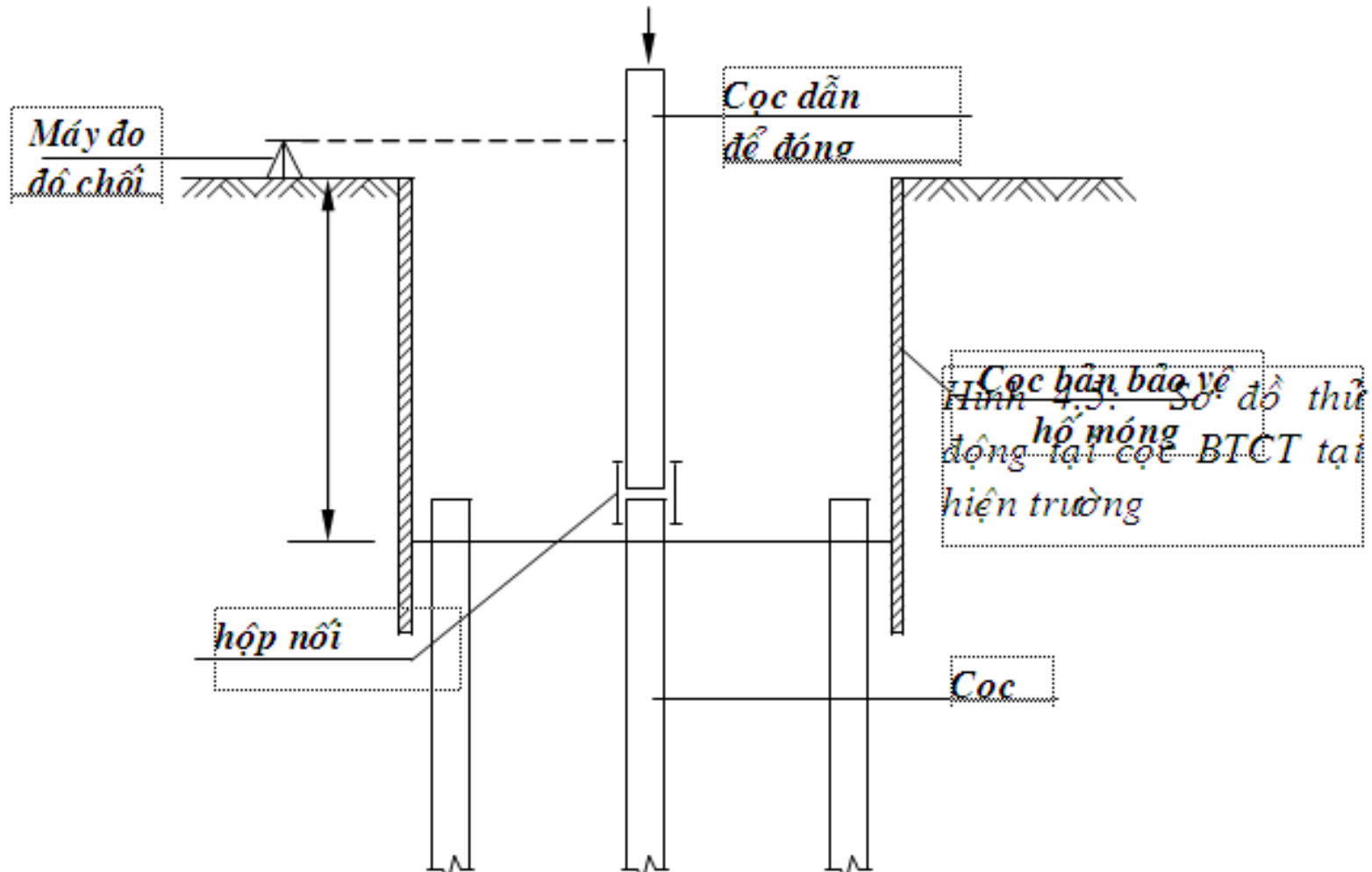


# 3 Móng Cọc



Nếu đài cọc đặt sâu (công trình có tầng hầm) thì phải có hộp nối giữa cọc

BTCT và cọc dẫn như hình vẽ :



# 3 Móng Cọc



**Wellington**

$$Q_u = \frac{WH}{e_f + c} = \frac{kE}{e_f + c}$$

**W** trọng lượng phần rơi của búa

**H** chiều cao rơi của búa

**e<sub>f</sub>** độ chối của búa

**c** hằng số xét đến năng lượng thất thoát

**c = 2,54 cm** với búa rơi

**c = 2,54 mm** với búa hơi và búa diesel.

**E** năng lượng búa

**k** hệ số năng lượng búa.

Công thức trên được tính với hệ số an toàn **FS = 6**.

# 3 Móng Cọc



Hiệu búa	Loại	Năng lượng, E KN-m	Số nhát trong một phút	Trọng lượng phần va đập, W, (kN)
K	K150	379,7	45-60	147,2
M	MB70	191,2 - 86	38-60	70,5
K	K-60	143,3	42-60	58,7
K	K-45	123,5	39-60	44
M	M-43	113,9-51,3	40-60	42,1
K	K-35	96	39-60	34,3
MKT	DE70B	85,4-57	40-50	31,1
K	K-25	68,8	39-60	24,5
V	N-46	44,1	50-60	17,6
L	520	35,7	80-84	22,6
M	M-14S	35,3-16,1	42-60	13,2
V	N-33	33,4	50-60	13,3
L	440	24,7	86-90	17,8
MKT	DE20	24,4-16,3	40-50	8,9
MKT	DE-10	11,9	40-50	4,9
L	180	11	80-95	7,7

**K- Kobe Diesel;**

**L-Link, Belt, Cedar Rapids,Iowa;**

**M-Mitsubishi Int. Corporation;  
MKT-McKienan-Terry, New Jersey**

**V-Vulcan Iron Works, Florida**



### 3 Móng Cọc



**- Hilley** 
$$Q_u = \frac{kE}{e_f + \frac{1}{2}(c_1 + c_2 + c_3)} \frac{W + e^2 W_c}{W + W_c}$$

e hệ số hồi phục có giá trị như sau :

- cọc co đầu bit thép,  $e = 0,55$
- cọc thép có đệm đầu cọc bằng gỗ mềm,  $e = 0,4$
- cọc bê tông cốt thép có đệm đầu cọc bằng gỗ,  $e=0,25$

$c_1$  (m) biến dạng đàn hồi của đầu cọc, đệm đầu cọc và cọc dẫn,

$c_2$  (m) biến dạng đàn hồi của cọc

$$c_2 = \frac{Q_u L}{A_p E_p}$$

$c_3$  biến dạng đàn hồi của đất nền của cọc, thường được lấy bằng 0,005m

# 3 Móng Cọc



## - Thời gian nghỉ để xác định độ chối

- + 3 ngày đêm đối với cát ( trừ cát nhõ và cát bụi bão hoà nước).
- + 6 ngày đêm đối với sét hoặc đất không đồng nhất.

Còn các trường hợp sau đây thời gian nghỉ của cọc lâu hơn:

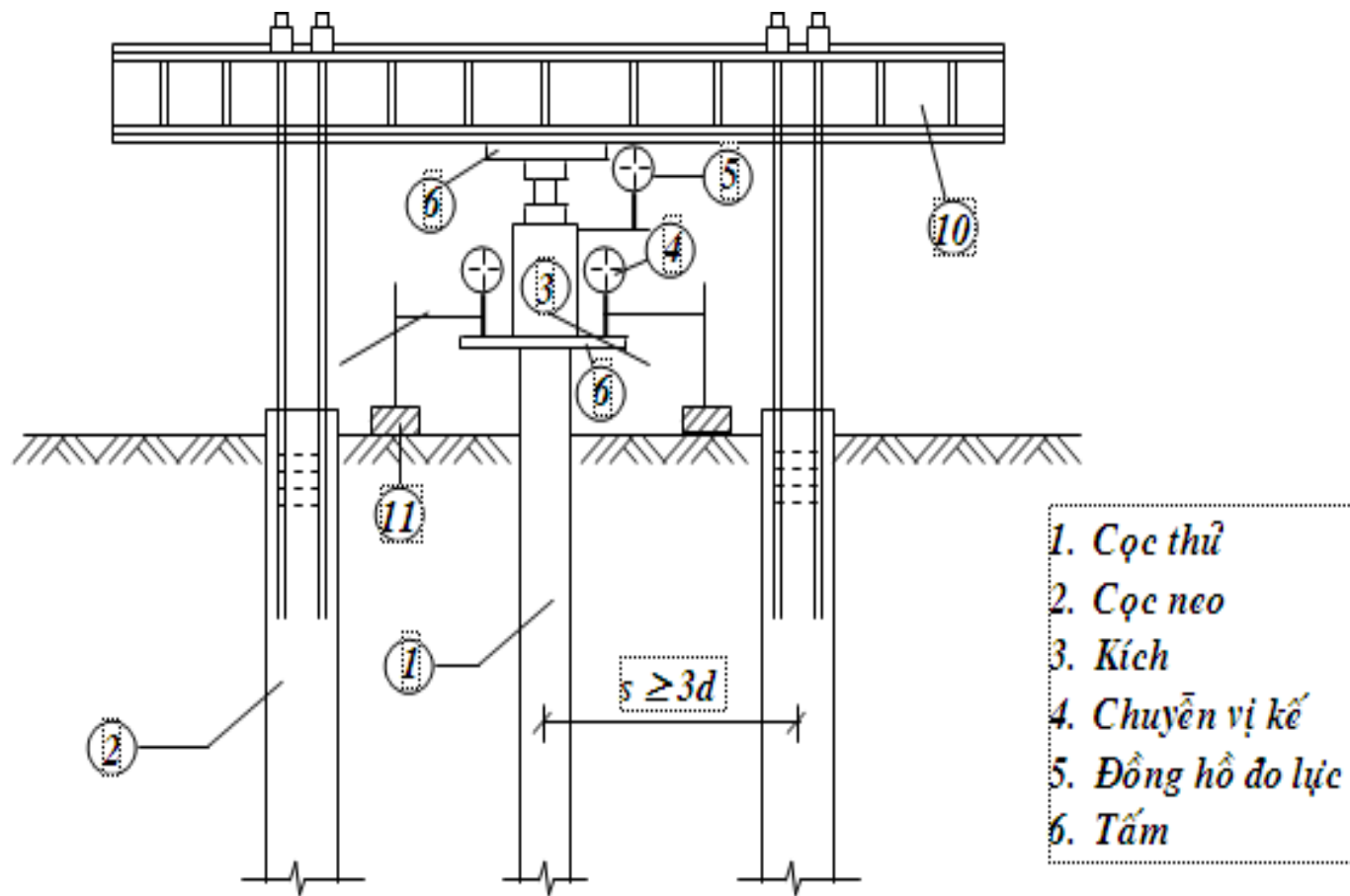
- + 10 ngày đêm khi cọc xuyên qua cát nhõ và cát bụi bão hoà nước.
- + 20 ngày đêm khi cọc xuyên qua đất sét, á sét dẻo mềm, dẻo chảy.

# 3 Móng Cọc

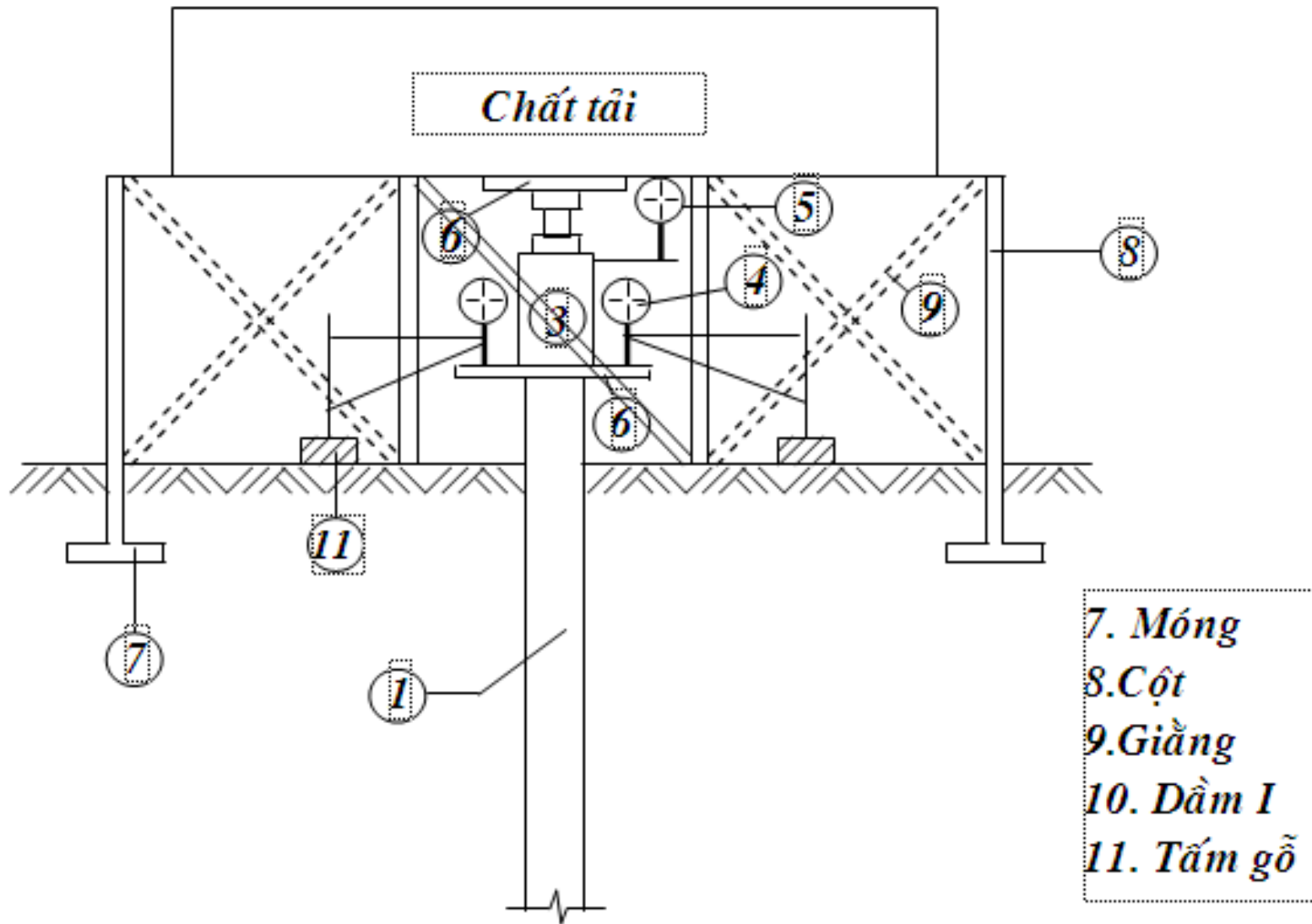


## 5.4.4 Dựa theo thử tải tại hiện trường

$$Q_a = \frac{Q_u}{FS} \quad FS \geq 2$$



# 3 Móng Cọc



# 3 Móng Cọc



# 3 Móng Cọc



c. Tải trọng truyền lên cọc phải đúng tâm, đồng trục. Khi dùng thiết bị kích thủy lực, kết cấu chỗ tựa của kích lên cọc phải bảo đảm thật chính xác sự đồng trục giữa tải trọng và cọc thử.

d. Khi thử nghiệm cọc có sử dụng sơ đồ cọc neo thì phải căn cứ vào tải trọng lớn nhất (sức chịu tải của cọc tính theo lý thuyết và tính ra sức chịu nhỏ tới hạn của cọc

c. Chiều sâu của các mũi cọc neo không được vượt quá chiều sâu cọc thử nghiệm.

d. Khoảng cách tính từ đường trục của cọc thử nghiệm đến cọc neo hoặc đến điểm gối gần nhất trong sơ đồ chất phụ tải (đối trọng) hoặc đến các điểm móc cố định không được nhỏ hơn 5 lần cạnh cọc thử (nếu cọc tròn thì lớn hơn 5 lần đường kính cọc)

$$S \geq 5d \text{ (hoặc } 5\phi), \text{ thường chọn } S = 8d \text{ hoặc } 8\phi$$

### 3 Móng Cọc



f. Độ võng lớn nhất của kết cấu chịu phân lực của kích không được lớn hơn 1 khẩu độ tính toán của kết cấu đó.

g. Để đo chuyển vị của cọc người ta dùng chuyển vị kế (indicator) có độ chính xác 0,01mm và có khả năng đo được đến 50mm. Số lượng các thiết bị đo được đặt hai bên cọc với khoảng cách đến cọc thứ bằng nhau (khoảng 2m), không ít hơn hai cái, giá trị chuyển vị của cọc được xác định bằng trị trung bình cộng của các số đo trên các thiết bị.

h. Khi sử dụng thiết bị đo độ võng phải dùng dây thép đường kính 0,3mm phải được kéo căng trước khi thí nghiệm 2 ngày với tải trọng 1KG.

i. Hệ thống mốc chuẩn của các thiết bị đo cần phải bảo vệ tránh các va chạm ngẫu nhiên trong quá trình làm việc, còn kết cấu của nó phải loại trừ được khả năng biến dạng nhiệt, ảnh hưởng biến dạng của đất.

# 3 Móng Cọc



Còn các thiết bị đo cần bảo vệ tốt, chống tác động trực tiếp của tia nắng mặt trời, gió mạnh, bụi cát và nước mưa.

j. Các thiết bị dùng để đo chuyển vị của cọc cũng như các đồng hồ đo áp lực (khí dùng kích thủy lực) cần được hiệu chỉnh chính xác, cần có cơ quan kiểm định kiểm tra.

k. Chọn kích thủy lực:

- Kích thủy lực bơm tay (dùng cho cọc có kích thước nhỏ).
- Kích thủy lực bơm điện (dùng cho cọc có kích thước lớn).

Việc chọn loại kích thủy lực phải căn cứ vào  $Q_u (P_{gh})$  là sức chịu tải cực hạn của cọc và kích cỡ lực nâng, lực ép phải nhỏ hơn sức chịu tải của cọc theo vật liệu:  $Q^{VL} (P^{VL})$  để cọc không bị phá hoại trong quá trình thử cọc. Và sức chịu tải của cọc theo vật liệu lớn hơn đất nền khoảng 2 lần ( $Q^{VL}$ ) vì khi thiết kế nếu để sử dụng triệt để sự làm việc của cọc  $Q^{đn} = Q^{VL}$  thì khi thử tải cọc đó sẽ bị phá hoại theo vật liệu. Do đó, không dùng cọc thử đó để tận dụng được.



# 3 Móng Cọc



## - Trình tự thử nghiệm nén tĩnh cọc

a. Việc thử nghiệm nén tĩnh đối với cọc đóng cần tiến hành sau thời gian nghỉ như trình bày ở phần trước.

b. Việc gia tải (tác dụng lực) phải tiến hành đồng đều, tránh xung lực, chọn số cấp gia tải trọng  $\Delta p$  không lớn hơn  $\frac{1}{10}$  tải trọng giới hạn của cọc ( $\Delta p \leq \frac{1}{10} Q_u$  tính toán). Nếu mũi cọc chống vào đất hòn lớn, cát có lẫn cuội sỏi trạng thái chặt, hoặc đất sét trạng thái cứng thì 3 cấp tải đầu lấy bằng  $\frac{1}{5}$  tải trọng giới hạn. Khi gia tải chia làm 2 giai đoạn, giai đoạn 1 lấy gia tải lớn hơn giai đoạn sau.

Các gia tải cần tác dụng vào cọc có thể tham khảo thêm

$$+ \text{ Pháp } : \Delta p = \frac{1}{5} Q_u (P_{gh})$$

$$+ \text{ Mỹ, Nga } : \Delta p = \left( \frac{1}{10} \div \frac{1}{20} \right) Q_u (P_{gh})$$

# 3 Móng Cọc



$$+ \text{ Anh } : \Delta p = \frac{1}{8} Q_u (P_{gh})$$

c. Với mỗi cấp tải trọng (số gia tải) cần ghi lại các số đọc ở các thiết bị đo: ghi số đầu tiên ngay sau khi đặt tải, 2 số tiếp theo cứ 15 phút 1 lần, 1 số tiếp theo cứ 30 phút 1 lần và 1 giờ 1 lần (tức ghi các số đo biến dạng ứng với: 0', 15' | 30', 1 giờ, 2 giờ, ...) cho đến khi chuyển vị (độ lún) đã tắt (độ lún ổn định quy ước).

d. Tốc độ lún (chuyển vị) của cọc trong đất được gọi là độ lún ổn định quy ước khi:

- Đối với công trình dân dụng công nghiệp:
  - Không quá 0.1mm sau 1 giờ quan sát cuối cùng nếu mũi cọc tựa lên đất cát trạng thái chặt hoặc đất sét trạng thái cứng đến gần dẻo.
  - Không quá 0.1mm sau 2 giờ quan sát cuối cùng nếu mũi cọc tựa lên đất sét dẻo mềm đến dẻo chảy.
- Đối với công trình cầu, cảng:
  - Không quá 0.1mm sau 30 phút quan sát cuối cùng.

# 3 Móng Cọc



- Không quá 0,1mm sau 30 phút quan sát cuối cùng.
- Không quá 0,1mm sau 1 giờ quan sát cuối cùng khi mũi cọc tựa lên đất

cát trạng thái chặt vừa hoặc đất sét trạng thái nửa cứng đến dẻo.

e. Cần phải tăng tải trọng thí nghiệm tới độ lún không nhỏ hơn 40mm, trừ trường hợp mũi cọc tựa lên đất hòn lòn, cát chặt, cũng như sét trạng thái cứng, các trường hợp này tải trọng phải được tăng không nhỏ hơn 1,5 giá trị sức chịu tải của cọc xác định theo phương pháp xuyên tĩnh.

f. Tải trọng giới hạn của cọc  $Q_u$  ( $P_{gh}$ ):

Sử dụng một trong các quy định sau:

- Tổng độ lún  $\Delta s \geq 40\text{mm}$ .
- Độ lún của cọc do cấp tải trọng sau  $\Delta s_j$  lớn gấp 5 lần cấp tải trọng trước

$$\Delta s_j : \Delta s_j \geq 5 \Delta s_i.$$

- Dưới mỗi cấp tải sau 1 ngày đêm mà độ lún vẫn còn lớn hơn 0,1mm.



## **Móng cọc thiết diện nhỏ TCXD 190 : 1996**

Sức chịu tải cho phép của cọc có thể được xác định từ kết quả thử tĩnh bằng một trong các phương pháp sau:

Tải trọng tương ứng với chuyển vị đầu cọc là 8mm, chia cho hệ số 1.25.

Tải trọng tương ứng với chuyển vị đầu cọc bằng 10% chiều rộng cọc hoặc tải trọng lớn nhất đạt được trong quá trình thí nghiệm, chia cho hệ số an toàn bằng 2.

## **Nhà cao Tầng - Công tác thử tĩnh và kiểm tra chất lượng cọc khoan nhồi**

**TCXD 196 : 1997**

Tải trọng cho phép được lựa chọn với trị nhỏ nhất theo các điều kiện sau :

- a) Bằng 40% cấp tải trọng mà ở đó độ lún tăng liên tục ;
- b) Bằng 40% tải trọng gây ra độ lún bằng 2% đường kính cọc ;
- c) Bằng 40% tải trọng giới hạn xác định theo phương pháp tiếp tuyến trên biểu đồ quan hệ tải trọng - độ lún.



## Cọc - Phương pháp thí nghiệm bằng tải trọng tĩnh ép dọc trục

TCXDVN 269 : 2002

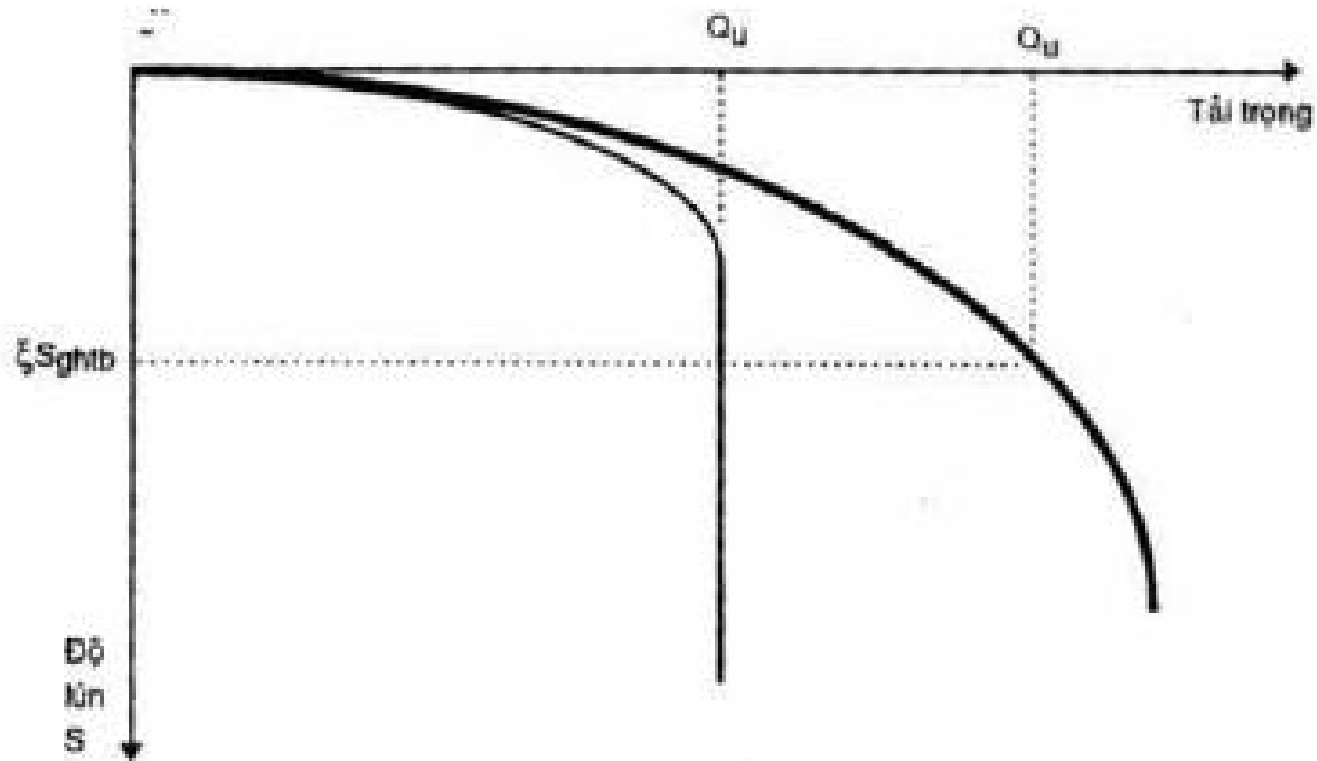
Xác định sức chịu tải giới hạn theo chuyển vị giới hạn quy ước

Giá trị sức chịu tải giới hạn ứng với chuyển vị giới hạn theo các đề nghị khác nhau

Chuyển vị giới hạn	Điều kiện áp dụng	Tác giả đề nghị
10% D	Các loại cọc	Tiêu chuẩn Pháp DTU 13-2 Tiêu chuẩn Anh BS 8004 : 1986 Tiêu chuẩn Nhật JSF 1811 – 1993
2 S <sub>max</sub>	$P_{gh}$ ứng với $1/2 S_{gh}$ $S_{max}$ ứng với $0,9P$	Brinch Hansen Thụy Điển
2,5%D	Cọc khoan nhồi	De Beer
(3% - 6%) D 40 - 60mm 60 - 80mm hoặc (2PL/3EA) + 20mm	Cọc khoan nhồi chống  Cọc có L/D > 80 - 100	Trung Quốc

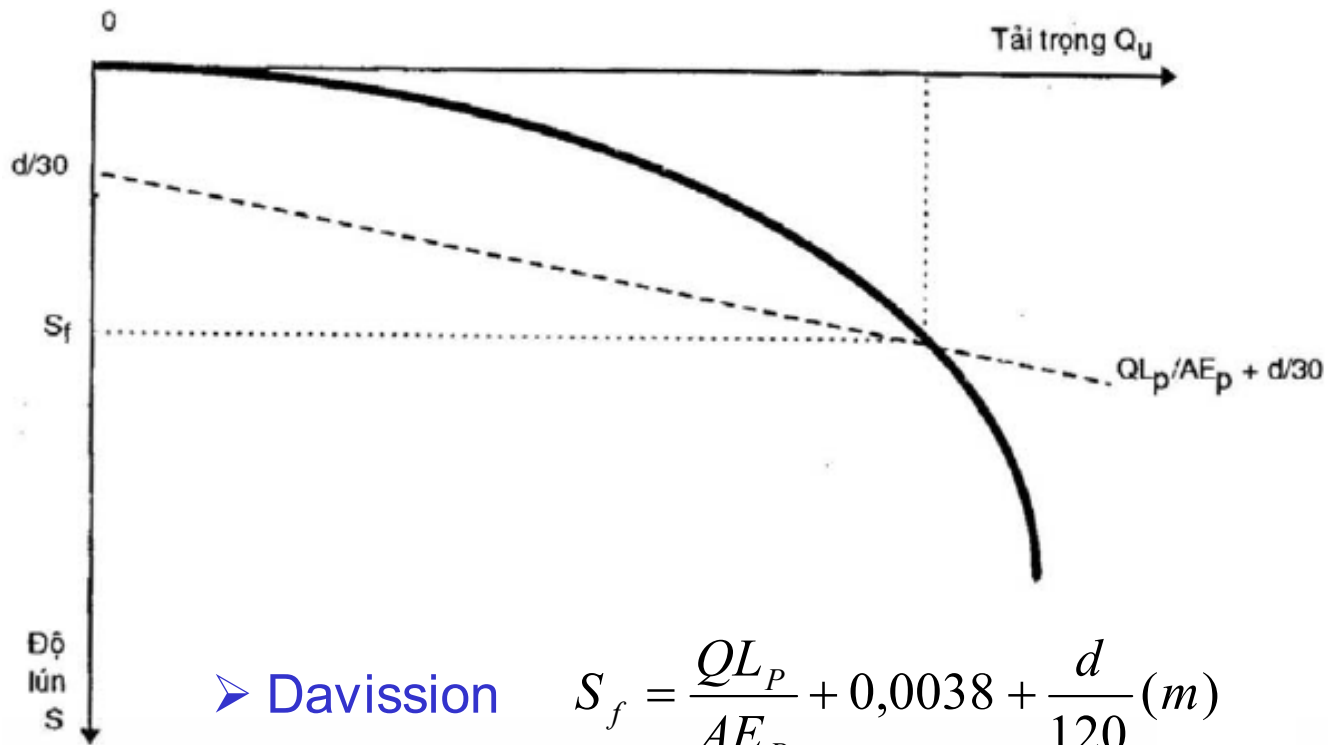


## Xác định sức chịu tải giới hạn theo phương pháp đồ thị





➤ Canadian Foundation Engineering



➤ Davission

$$S_f = \frac{QL_P}{AE_P} + 0,0038 + \frac{d}{120} (m)$$

**Sức chịu tải cho phép**

$$Q_a = \frac{Q_u}{FS} \quad FS \approx 2$$

# 3 Móng Cọc



## 3.5 Các bước thiết kế móng cọc

### 3.5.1 Dữ liệu tính toán

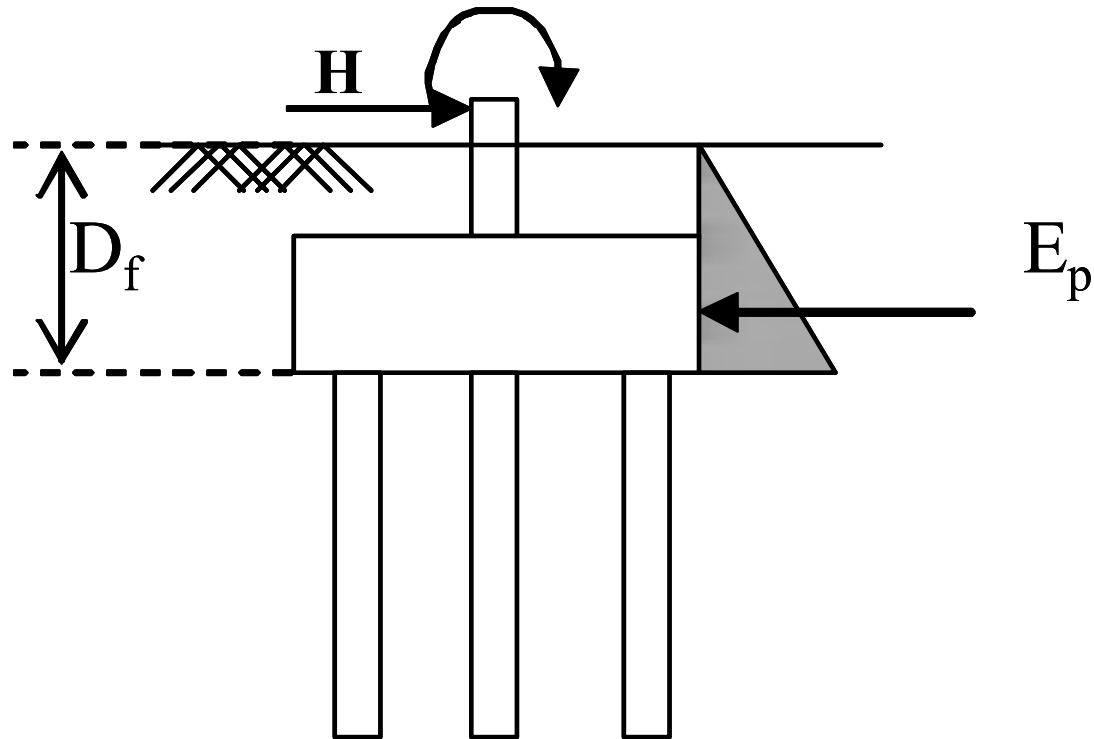
- Dữ liệu bài toán và các đặc tính của móng cọc
- Số liệu tải trọng (tính toán)
- Chọn vật liệu làm móng: mác BT, cường độ thép, tiết diện và chiều dài cọc (cắm vào đất tốt  $> 1,5$  m), đoạn neo ngàm trong đài cọc (đoạn ngàm + đập đầu cọc  $\approx 0,5 - 0,6$ m); chọn cốt thép dọc trong cọc:  $\Phi$  và  $R_a$ .



# 3 Móng Cọc



## 3.5.2 Kiểm tra móng cọc làm việc đài thấp



$$H \leq \frac{1}{2} K_0 \gamma b_d D_f^2$$

$$D_f \geq \sqrt{\frac{2H}{K_0 \gamma b_h}}$$

# 3 Móng Cọc



## 3.5.3 Xác định sức chịu tải của cọc

Theo vật liệu làm cọc

Theo điều kiện đất nền

✓ Theo chỉ tiêu cường độ

$$Q_a = \frac{Q_s}{FS_s} + \frac{Q_p}{FS_p} = \frac{A_s f_s}{FS_s} + \frac{A_p q_p}{FS_p}$$

✓ Theo chỉ tiêu vật lý

$$Q_a = km (R_p A_p + u \Sigma f_{si} l_i) \quad (21-86)$$

$$Q_{tc} = m_R q_p A_p + u \Sigma m_f f_{si} l_i \quad Q_a = \frac{Q_{tc}}{k} \quad (205-1998)$$

# **3** Móng Cọc



- ✓ Theo thí nghiệm SPT
- ✓ Theo thí nghiệm CPT

# 3 Móng Cọc



## 3.5.4 Xác định số lượng cọc và bố trí

$$n = \beta \frac{\sum N^{tt}}{Q_a} = \beta \frac{N^{tt} + W_{\dot{d}}}{Q_a} \quad \beta = 1,2 \div 1,6$$

## 3.5.5 Kiểm tra khả năng chịu tải của cọc

$$Q_{(x,y)} = \frac{\sum N^{tt}}{n} \pm \frac{\sum M_y^{tt} x_i}{\sum x_i^2} \pm \frac{\sum M_x^{tt} y_i}{\sum y_i^2}$$

$$Q_{\max} \leq Q_a$$

$$Q_{\min} = \frac{\sum N^{tt}}{n} \pm \frac{\sum M_y^{tt} x_{\max}}{\sum x_i^2} \pm \frac{\sum M_x^{tt} y_{\max}}{\sum y_i^2}$$

$$Q_{\min} \geq 0$$

# 3 Móng Cọc



## Ảnh hưởng của nhóm cọc Converse-Labarre

$$\eta = 1 - \theta \left[ \frac{(n_1 - 1)n_2 + (n_2 - 1)n_1}{90 n_1 n_2} \right]$$

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{d}{s} \right) \quad [\text{deg}]$$

$n_1$  : số hàng cọc

$n_2$  : số cọc trong 1 hàng

$d$  : đường kính hoặc cạnh cọc

$s$  : khoảng cách giữa các cọc

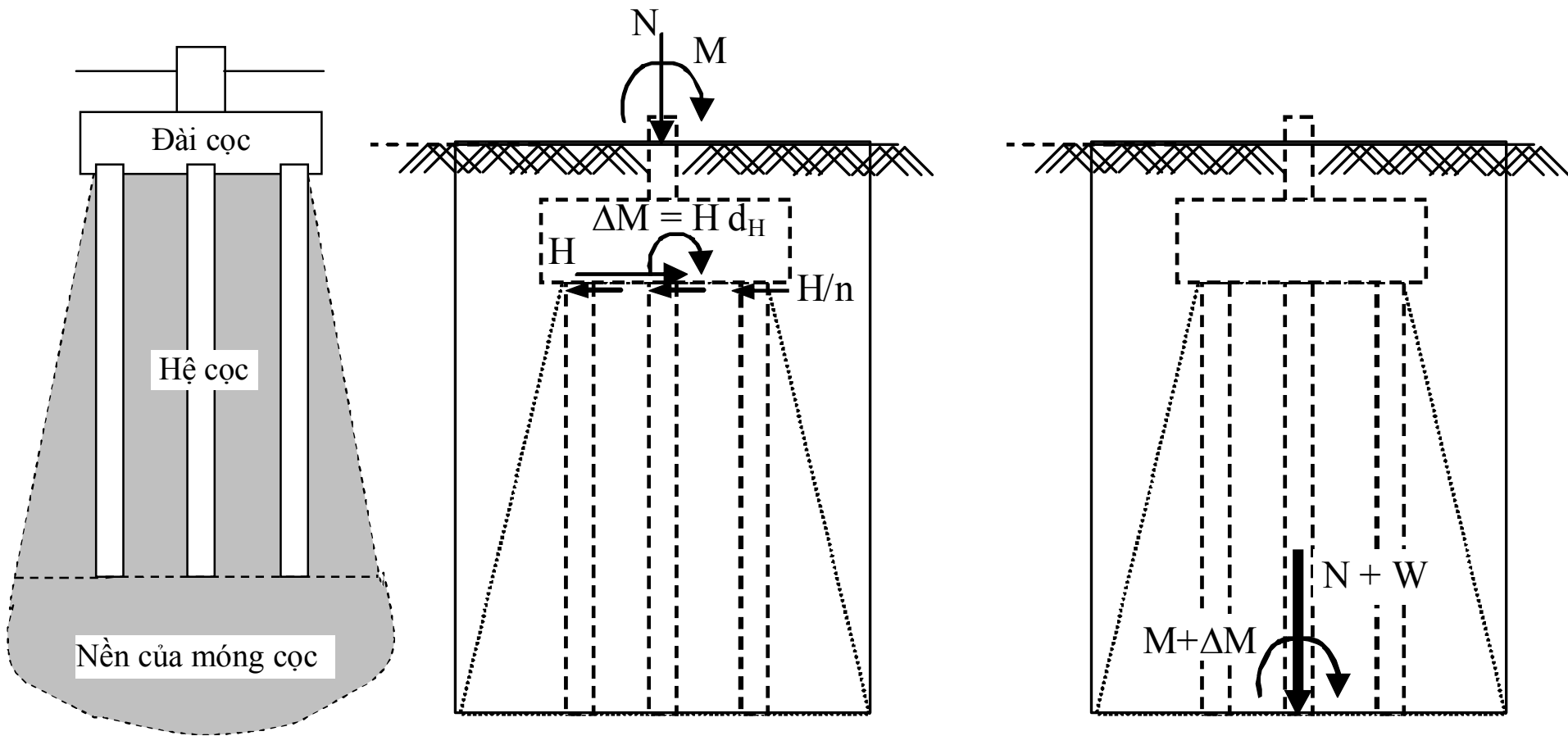
$$Q_G = \eta n_c Q_a$$

$$\Sigma N^{tt} < Q_G$$

# 3 Móng Cọc

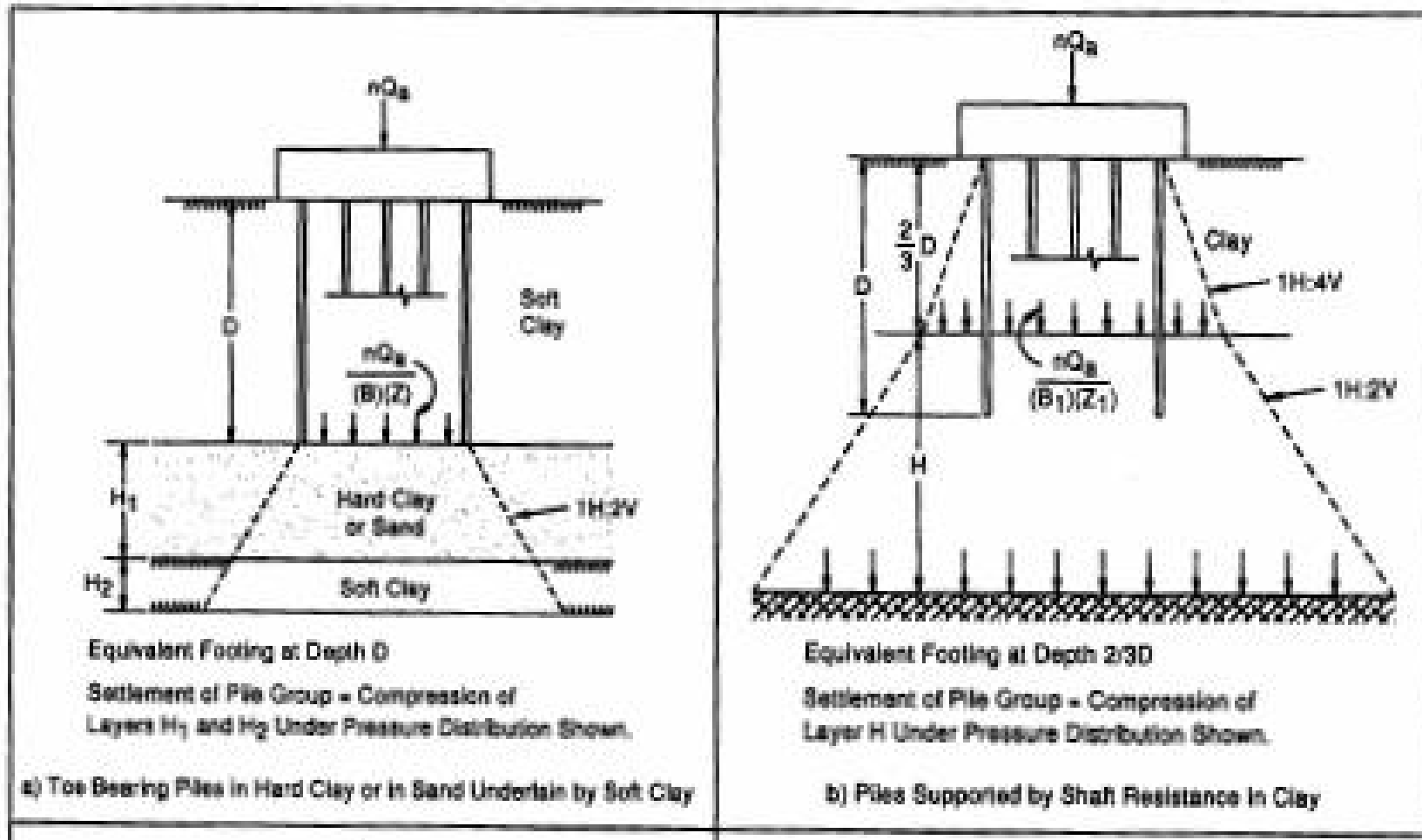


## 3.5.6 Kiểm tra độ lún của móng cọc

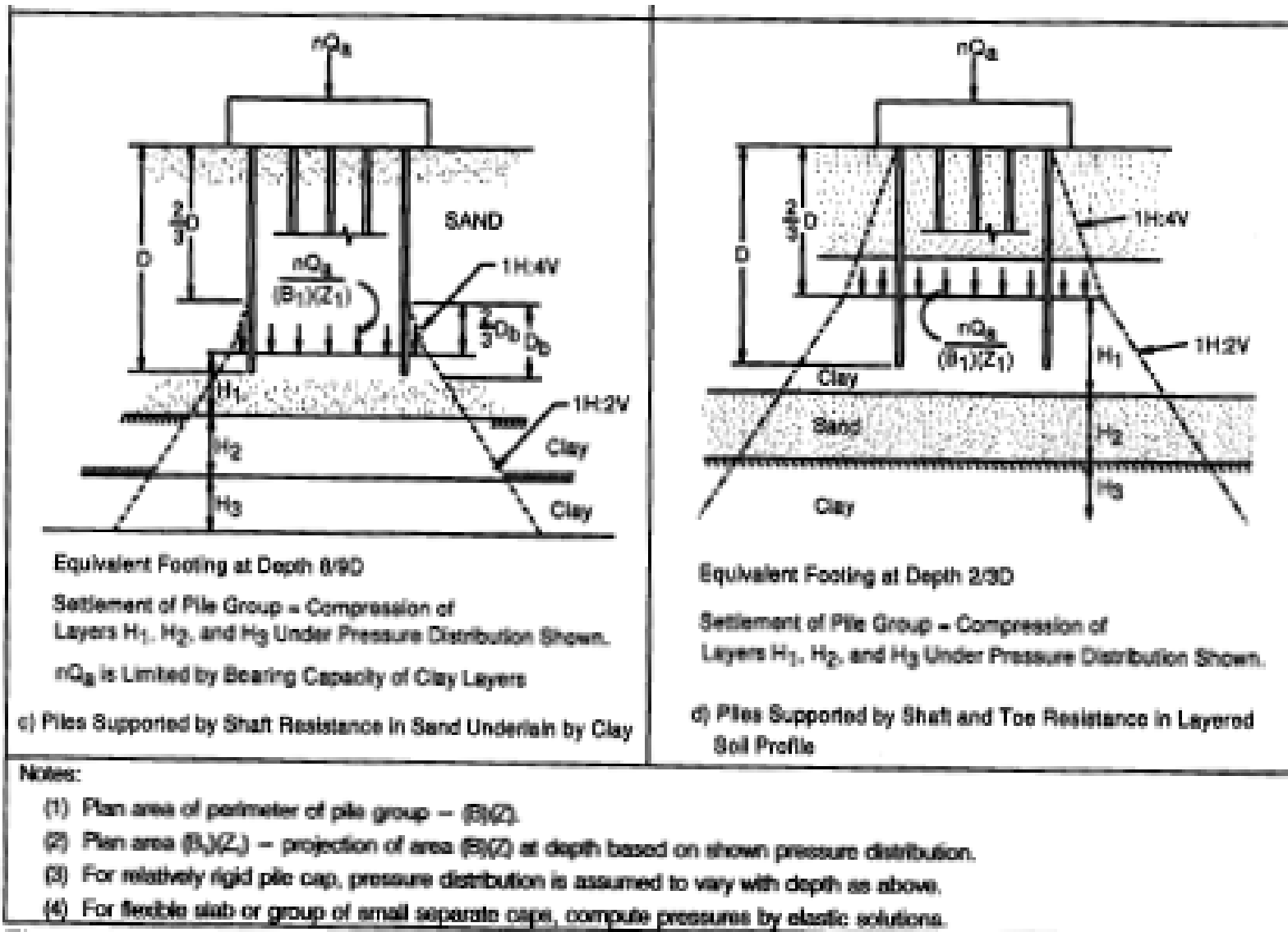


$$\alpha = \frac{\phi_{tb}}{4} \quad \phi_{tb} = \frac{\sum \phi_i l_i}{\sum l_i}$$

# 3 Móng Cọc



# 3 Móng Cọc





### 3 Móng Cọc



$$\sigma_{\max/\min} = \frac{\sum N_{qu}^{tc}}{F_{qu}} \pm \frac{M_x^{tc}}{W_x} \pm \frac{M_y^{tc}}{W_y}$$

$$\sigma_{tb} = \frac{\sum N_{qu}^{tc}}{F_{qu}}$$

$$\sigma_{tb} \leq R_{II} = \frac{m_1 m_2}{k_{tc}} (Ab_{qu} \gamma + B \sigma'_v + Dc_{II})$$

$$\sigma_{\max} \leq 1,2 R_{II}$$

$$\sigma_{\min} \geq 0$$

# 3 Móng Cọc

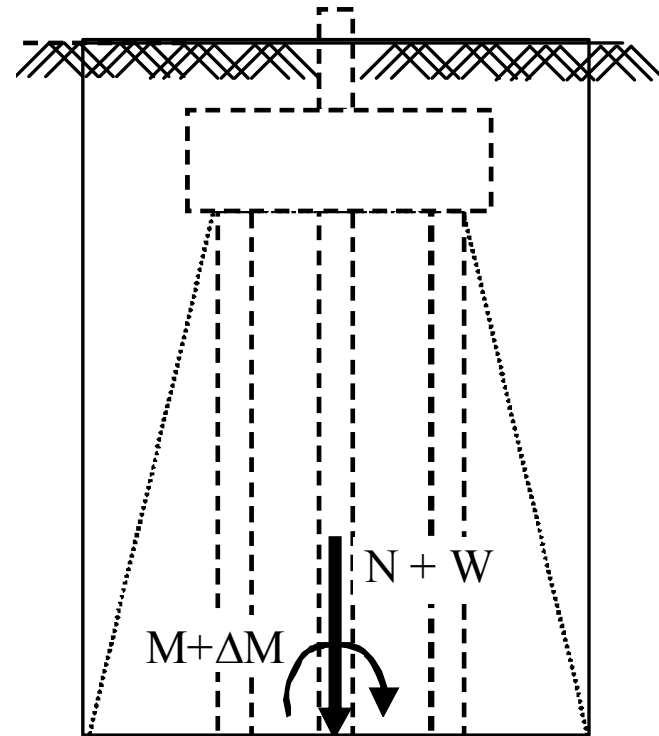


## Xác định độ lún của móng cọc

$p_{gl}$

$$S = \sum_{i=1}^n S_i = \sum_{i=1}^n \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}} h_i$$

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





## 3.5.7 Kiểm tra chuyển vị ngang của cọc

$H \leq P_{ng}$  ( $P_{ng}$  : sức chịu tải ngang của cọc)

$$P_{ng} = \frac{\beta \Delta_{ng} EJ}{1000 l_0^3}$$

$\Delta_{ng} = 1$  cm: chuyển vị ngang tại đầu cho phép

$EJ$  : độ cứng của cọc

$\beta = 0,65$  : khi cọc đóng trong đất sét

$\beta = 1,2$  : khi cọc đóng trong đất cát

$l_0 \approx 0,7 d$  ;  $d$  [cm]: cạnh hay đường kính cọc.

# 3 Móng Cọc



## 3.5.8 Kiểm tra xuyên thủng và chịu cắt của đài cọc

$$\nabla P_{xt} \leq P_{cx}$$

$P_{xt} = \Sigma$  phản lực của những cọc nằm ngoài tháp xuyên ở phía nguy hiểm nhất

$$P_{cx} = 0,75 R_k S_{\text{tháp xuyên}}$$

$\nabla$  Khả năng chống cắt của bê tông:

$$Q \leq Q_b$$
$$Q_b = \varphi_{b3} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0$$
$$\varphi_{b3} = 0.6$$
$$\varphi_n = 0$$

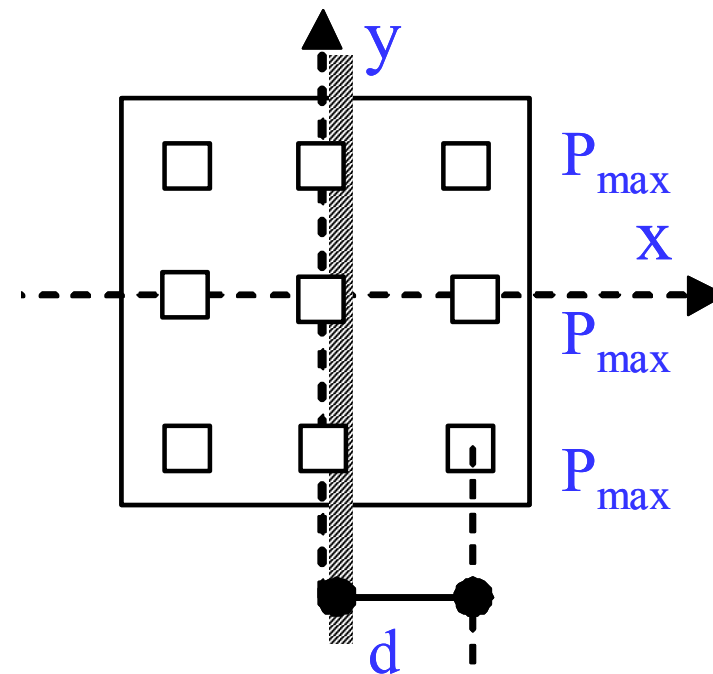
# 3 Móng Cọc



## 3.5.9 Xác định cốt thép cho đài cọc

Tính moment: dầm conxôn, ngàm tại mép cột, lực tác dụng lên dầm là phản lực đầu cọc.

$$F_a = \frac{M_g}{R_a \gamma h_0} \approx \frac{M_g}{0,9 R_a h_0}$$

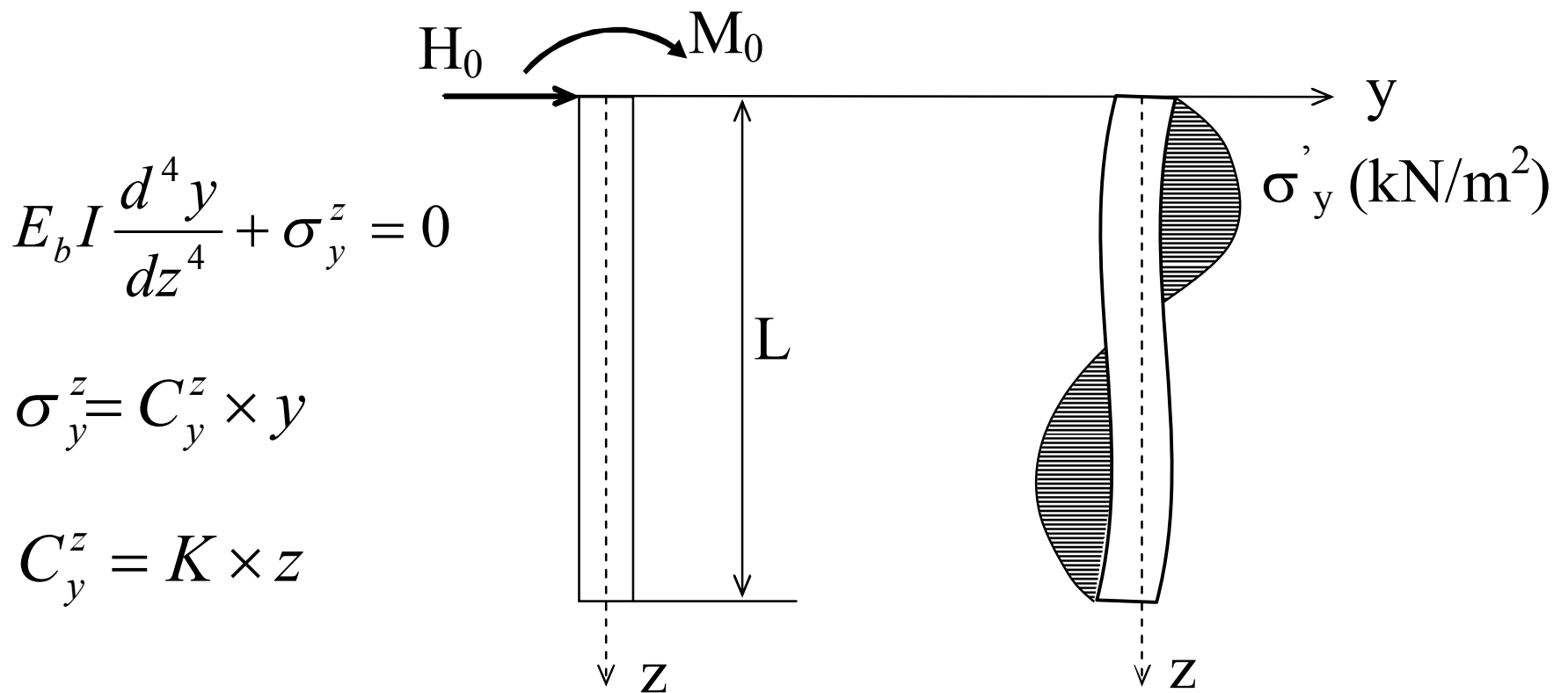


# 3 Móng Cọc



## 3.5.10 Tính toán cọc chịu tải trọng ngang

(Theo TCXDVN 205-1998)



# 3 Móng Cọc



Loại đất quanh cọc	Hệ số K (Tf/m <sup>4</sup> )	
	Cọc đóng	Cọc nhồi
Sét, á sét dẻo chảy, $I_L = [0,75 - 1]$	65 - 250	50 - 200
Sét, á sét dẻo mềm, $I_L = ]0,5 - 0,75]$ Á sét dẻo, $I_L = [0 - 1]$ Cát bụi, $e = [0,6 - 0,8]$	200 - 500	200 - 400
Sét, á sét dẻo và nửa cứng, $I_L = [0 - 0,5]$ Á sét cứng, $I_L < 0$ Cát nhỏ, $e = [0,6 - 0,75]$ Cát hạt trung, $e = [0,55 - 0,7]$	500 - 800	400 - 600
Sét, á sét cứng, $I_L < 0$ Cát hạt thô, $e = [0,55 - 0,7]$	800 - 1300	600 - 1000

### 3 Móng Cọc



- Áp lực tính toán  $\sigma_z$  [Tf/m<sup>2</sup>]:

$$\sigma_y^z = \frac{K}{\alpha_{bd}} z_e \left( y_0 A_1 - \frac{\psi_0}{\alpha_{bd}} B_1 + \frac{M_0}{\alpha_{bd}^2 E_b I} C_1 + \frac{H_0}{\alpha_{bd}^3 E_b I} D_1 \right)$$

- Moment uốn  $M_z$  [Tf.m]:

$$M_z = \alpha_{bd}^2 E_b I y_0 A_3 - \alpha_{bd} E_b I \psi_0 B_3 + M_0 C_3 + \frac{H_0}{\alpha_{bd}} D_3$$

- Lực cắt  $Q_z$  [Tf]

$$Q_z = \alpha_{bd}^3 E_b I y_0 A_4 - \alpha_{bd}^2 E_b I \psi_0 B_4 + \alpha_{bd} M_0 C_4 + H_0 D_4$$



# 3 Móng Cọc



Z	Các hệ số											
	A <sub>1</sub>	B <sub>1</sub>	C <sub>1</sub>	D <sub>1</sub>	A <sub>3</sub>	B <sub>3</sub>	C <sub>3</sub>	D <sub>3</sub>	A <sub>4</sub>	B <sub>4</sub>	C <sub>4</sub>	D <sub>4</sub>
0	1,000	0	0	0	0	0	1,000	0	0	0	0	1,000
0,1	1,000	0,1	0,005	0	0	0	1,000	0,1	-0,005	0	0	1,000
0,2	1,000	0,2	0,020	0,001	-0,001	0	1,000	0,2	-0,020	-0,003	0	1,000
0,3	1,000	0,3	0,045	0,005	-0,005	-0,001	1,000	0,3	-0,045	-0,009	-0,001	1,000
0,4	1,000	0,4	0,080	0,011	-0,011	0,002	1,000	0,4	-0,080	-0,021	-0,003	1,000
0,5	1,000	0,5	0,125	0,021	-0,021	-0,005	0,999	0,5	-0,125	-0,042	-0,008	0,999
0,6	0,999	0,6	0,018	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	0,320	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	-0,443	-0,183	0,946
1,2	0,979	1,192	0,718	0,288	-0,287	-0,173	0,938	1,183	-0,714	-0,575	-0,259	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	0,735	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
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	-0,928	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	-5,853	-5,941	-0,927	4,548	-1,614	-11,73	-17,91	-15,07	9,244	-0,358	-15,61	-23,14

### 3 Móng Cọc



$z_e$  : chiều sâu tính đổi,  $z_e = \alpha_{bd} z$

$l_e$  : chiều dài cọc trong đất tính đổi,  $l_e = \alpha_{bd} l$

$\alpha_{bd}$  : hệ số biến dạng (1/m)

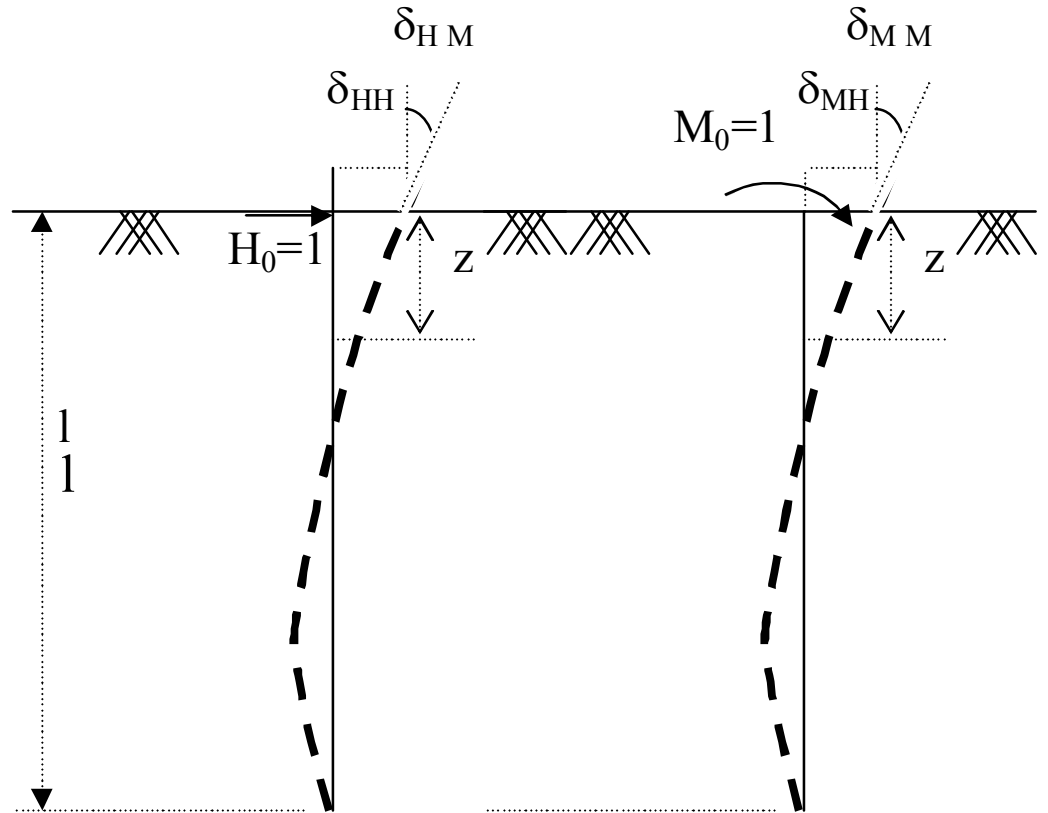
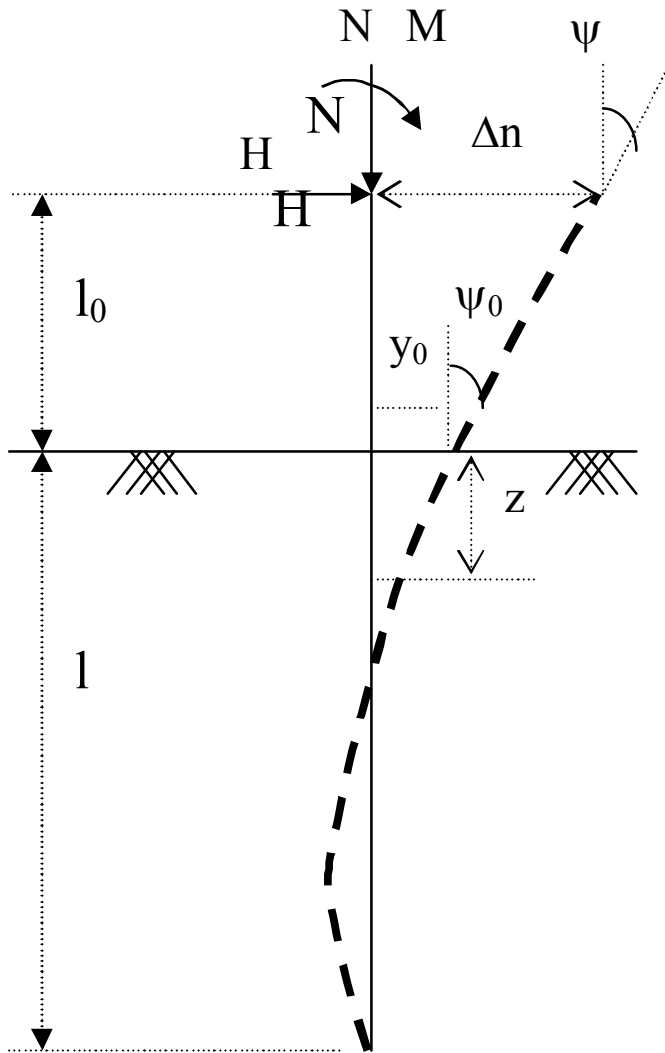
$$\alpha_{bd} = \sqrt[5]{\frac{Kb_c}{E_b I}}$$

$b_c$  : chiều rộng qui ước của cọc:

$d \geq 0,8 \text{ m} \Rightarrow bc = d + 1 \text{ m};$

$d < 0,8 \text{ m} \Rightarrow bc = 1,5d + 0,5 \text{ m (TCXD 205-1998)}$

# 3 Móng Cọc



### 3 Móng Cọc



- Chuyển vị ngang  $y_0$  và góc xoay  $\psi_0$  tại  $z = 0$  (mặt đất)

$$y_0 = H_0 \delta_{HH} + M_0 \delta_{HM}$$

$$\psi_0 = H_0 \delta_{MH} + M_0 \delta_{MM}$$

- Chuyển vị ngang  $\delta_{HH}$ ,  $\delta_{HM}$ ,  $\delta_{MH}$ ,  $\delta_{MM}$  do các ứng lực đơn vị

$$\delta_{HH} = \frac{1}{\alpha_{bd}^3 E_b I} A_0$$

$$\delta_{MM} = \frac{1}{\alpha_{bd} E_b I} C_0$$

$$\delta_{MH} = \delta_{HM} = \frac{1}{\alpha_{bd}^2 E_b I} B_0$$

$M_0, H_0$  : Moment uốn và lực cắt của cọc tại  $z = 0$  (mặt đất)

# 3 Móng Cọc



Giá trị các hệ số  $A_0$ ,  $B_0$ ,  $C_0$

$L_c$	Khi cọc tựa lên đất			Khi cọc tựa lên đá			Khi cọc ngầm trong đá		
	$A_0$	$B_0$	$C_0$	$A_0$	$B_0$	$C_0$	$A_0$	$B_0$	$C_0$
0,5	72,004	192,026	576,243	48,006	96,037	192,291	0,042	0,125	0,500
0,6	50,007	111,149	278,069	33,344	55,609	92,942	0,072	0,180	0,600
0,7	36,745	70,023	150,278	24,507	35,059	50,387	0,114	0,244	0,699
0,8	28,140	46,943	88,279	18,775	23,533	29,763	0,170	0,319	0,798
0,9	22,244	33,008	55,307	14,851	16,582	18,814	0,241	0,402	0,896
1	18,03	24,106	36,486	12,049	12,149	12,582	0,329	0,494	0,992
1,1	14.916	18.160	25,123	9,983	9,196	8,836	0,434	0,593	1,086
1,2	12.552	14.041	17,944	8,418	7,159	6,485	0,556	0,698	1,176
1,3	10.717	11.103	13,235	7,208	5,713	4,957	0,695	0,807	1,262
1,4	9.266	8.954	10,050	6,257	4,664	3,937	0,849	0,918	1,342
1,5	8.101	7.349	7,838	5,498	3,889	3,240	1,014	1,020	1,415
1,6	7.151	6.129	6,268	4,887	3,308	2,758	1,186	1,434	1,480
1,7	6,375	5,189	5,133	4,391	2,868	2,419	1,361	1,232	1,535
1,8	5,730	4,456	4,299	3,985	2,533	2,181	1,532	1,321	1,581
1,9	5,190	3,878	3,679	3,653	2,277	2,012	1,693	1,397	1,617
2	4,737	3,418	3,213	3,381	2,081	1,891	1,841	1,460	1,644
2,2	4,032	2,756	2,591	2,977	1,819	1,758	2,08	1,545	1,675
2,4	3,526	2,327	2,227	2,743	1,673	1,701	2,21	1,586	1,685
2,6	3,163	2,048	2,013	2,548	1,600	1,687	2,330	1,596	1,687
2,8	2,905	1,869	1,889	2,453	1,572	1,693	2,371	1,593	1,687
3	2,727	1,758	1,818	2,406	1,568	1,707	2,385	1,586	1,691
3,5	2,502	1,641	1,757	2,394	1,597	1,739	2,389	1,584	1,711
$\geq 4$	2,441	1,621	1,751	2,419	1,618	1,750	2,401	1,600	1,732

### 3 Móng Cọc



- Chuyển vị ngang của cọc ở cao trình đặt lực hay đáy đài

$$\Delta_n = y_0 + \psi_0 l_0 + \frac{Hl_0^3}{3E_b I} + \frac{Ml_0^2}{2E_b I}$$

- Góc xoay của cọc ở cao trình đặt lực hay đáy đài

$$\psi = \psi_0 + \frac{Hl_0^2}{2E_b I} + \frac{Ml_0}{E_b I}$$



## ➤ Ổn định nền xung quanh cọc

$$\sigma_y^z \leq \eta_1 \eta_2 \frac{4}{\cos \varphi_I} (\sigma_v' \operatorname{tg} \varphi_I + \xi c_I)$$

$\sigma_v'$  : ứng suất hữu hiệu theo phương đứng tại độ sâu z

$c_I, \varphi_I$  : lực dính và góc ma sát trong tính toán của đất

$\xi$  : hệ số = 0,6 cho cọc nhồi và cọc ống, = 0,3 cho các cọc còn lại

$\eta_1$  : hệ số = 1 cho mọi trường hợp; trừ ct chắn đất, chắn nước = 0,7

$\eta_2$  : hs xét đến tỉ lệ ảnh hưởng của phần tải trọng thường xuyên trong tổng tải

$$\eta_2 = \frac{M_p + M_v}{nM_p + M_v}$$

# 3 Móng Cọc



$M_p$  : moment do tải thường xuyên

$M_v$  : moment do tải tạm thời

$n = 2,5$ , trừ:

$n = 4$  cho móng 1 hàng cọc chịu tải trọng lệch tâm thẳng đứng

Đối với công trình quan trọng:

$l_e \leq 2,5$  lấy  $n = 4$ ;

$l_e \geq 2,5$  lấy  $n = 2,5$

$l_e$  : chiều dài cọc trong đất tính đối,  $l_e = \alpha_{bd} l$



# 3 Móng Cọc



- Khi  $l_e \leq 2,5$  : cọc ngắn hay cọc cứng, ổn định nền theo phương ngang được kiểm tra tại hai độ sâu  $z = L$  và  $z = L/3$
- Khi  $l_e > 2.5$  Cọc dài hay cọc chịu uốn, ổn định nền theo phương ngang được kiểm tra tại độ sâu

$$z = \frac{0,85}{\alpha_{bd}}$$



# CÁC GIẢI PHÁP XỬ LÝ VÀ GIA CỐ NỀN ĐẤT YẾU

4

1 Đệm cát

2 Cọc vật liệu rời

3 Cọc đất trộn vôi/cement

4 Gia tải trước

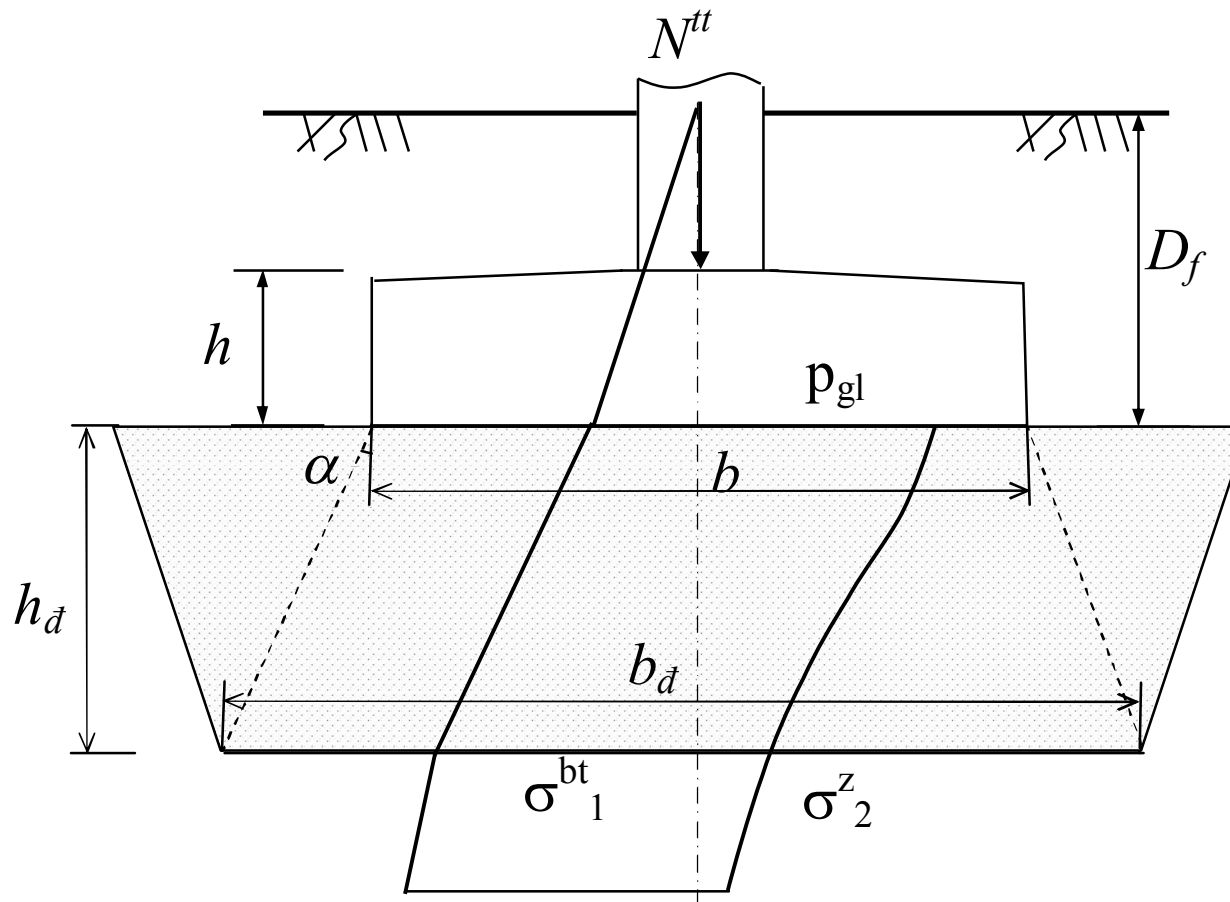
5 Giếng cát, bắc thấm + gia tải trước

6 Bơm hút chân không

# 4 Xử lý và gia cố nền



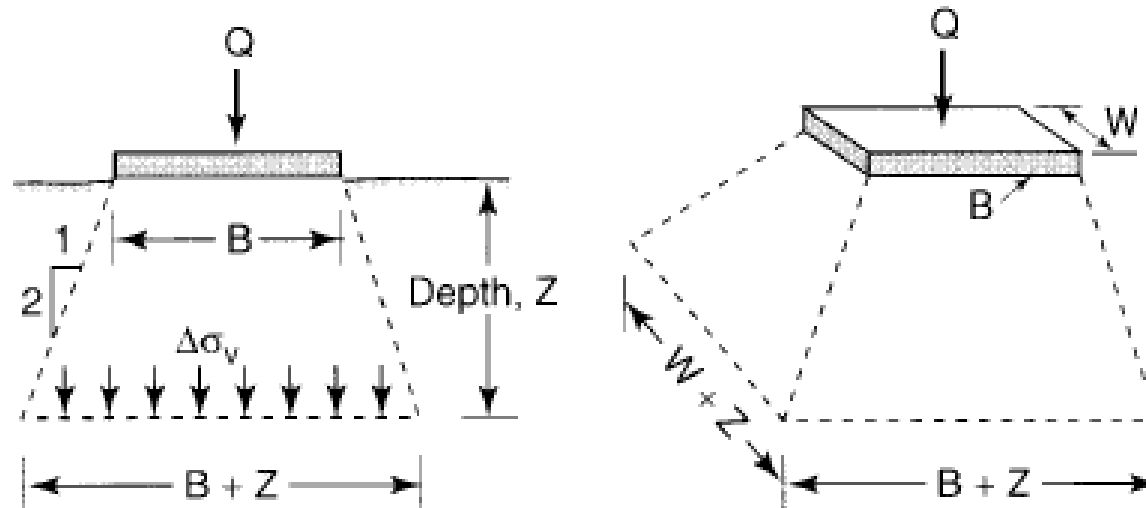
## 4.1 Đệm cát



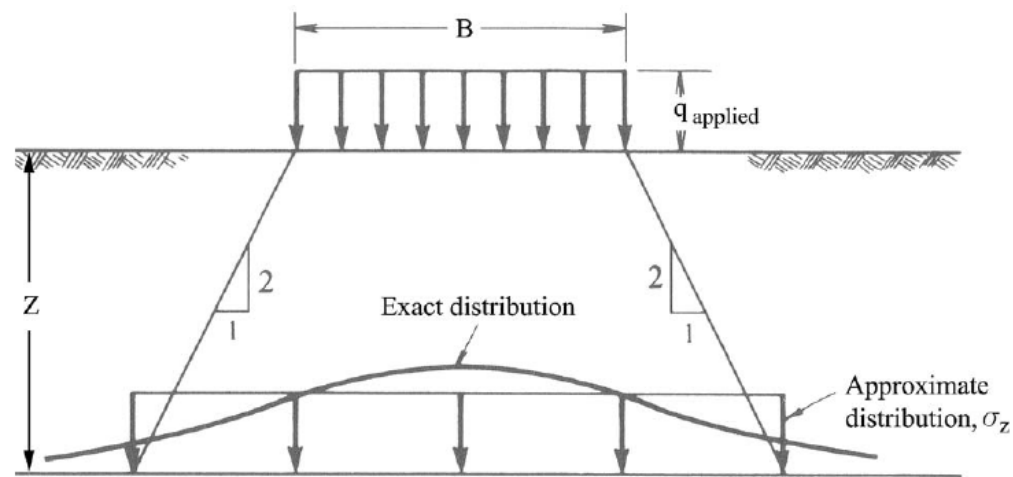
# 4 Xử lý và gia cố nền



➤ Phương pháp gần đúng xác định ứng suất thẳng đứng



$$\Delta\sigma_v = \frac{Q}{(B + Z)(W + Z)}$$



# 4 Xử lý và gia cố nền



## Xác định $h_{\bar{d}}$

### ➤ ĐK 1:

$$\sigma_1^{bt} + \sigma_2^z \leq R^{tc}(D_f + h_{\bar{d}}) \approx R_{II}(D_f + h_{\bar{d}})$$

$$\sigma_1^{bt} = \gamma D_f + \gamma_{\bar{d}} h_{\bar{d}}$$

$\sigma_2^z$  : U/s do tải trọng ngoài tại đáy lớp đệm

$$\sigma_2^z = k_0 p_{gl} = k_0 (p - \gamma D_f)$$

$$k_0 = f(l/b, z/b)$$

$$R_{II} = \frac{m_1 m_2}{k_{tc}} [A b_z \gamma + B (D_f + h_{\bar{d}}) \gamma^* + Dc]$$

$b_z$  : bề rộng móng tính đối

## 4 Xử lý và gia cố nền



- Móng băng  $b_z = \frac{\sum N^{tc}}{\sigma_2^z l}$

- Móng chữ nhật  $b_z = \sqrt{F_z + a^2} - a$

$$F_z = \frac{\sum N^{tc}}{\sigma_2^z} \quad a = \frac{l-b}{2}$$

➤ ĐK 2:

$$S = S_{\text{đệm}} + S_{\text{đất}} \leq S_{\text{gh}}$$



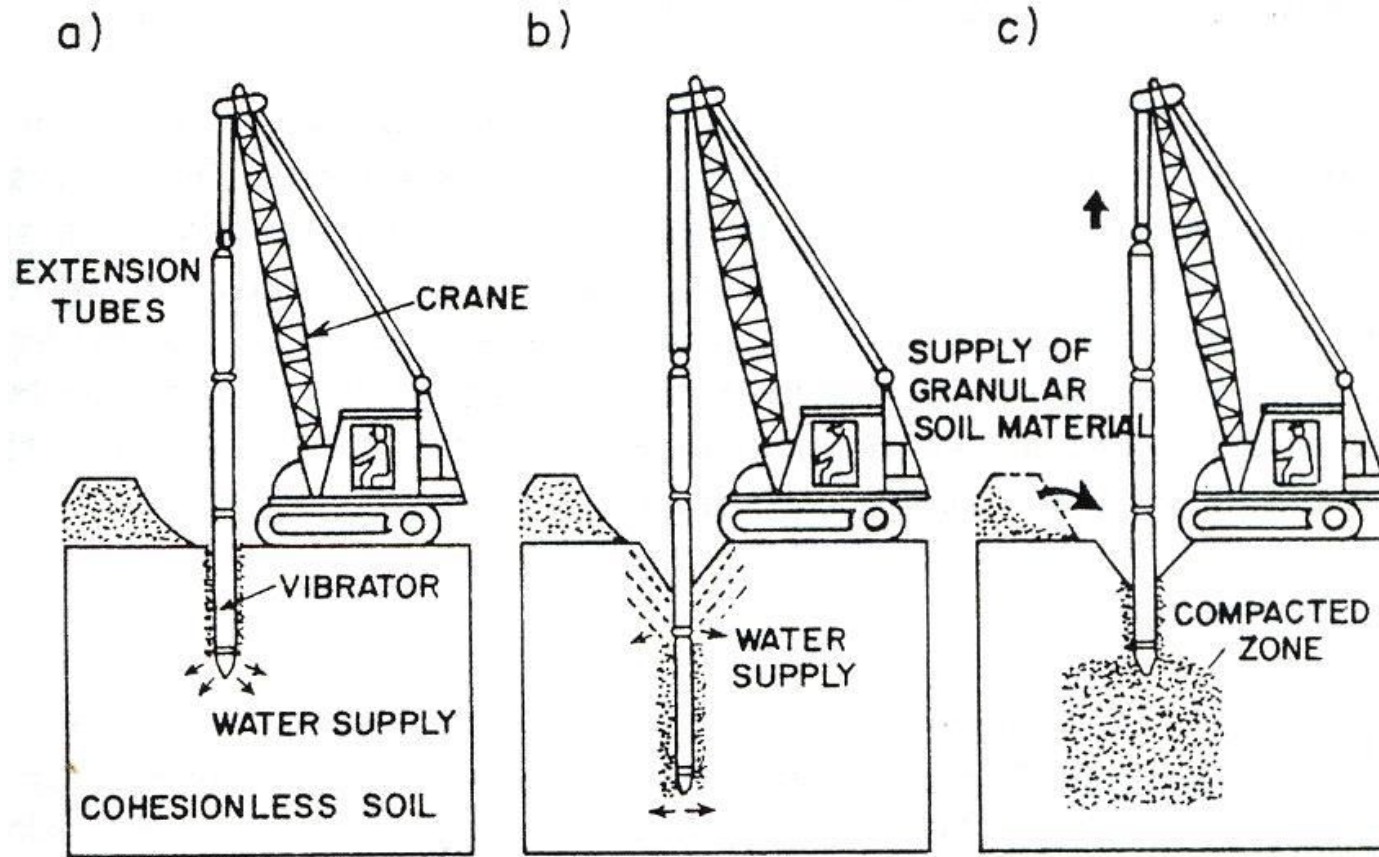
### Một số vấn đề thi công lớp đệm cát

- Đào bỏ hết lớp đất yếu
- Dùng loại cát hạt to, trung, hàm lượng chất bẩn  $\leq 3\%$
- Rải từng lớp dày 20 – 30cm, tưới nước vừa đủ ẩm ( $W_{opt}$ ) và đầm.
- Có thể thay cát bằng các loại đất tốt khác: cát pha sét lẫn sỏi, sỏi đỏ.

# 4 Xử lý và gia cố nền



## 4.2 Cọc vật liệu rời



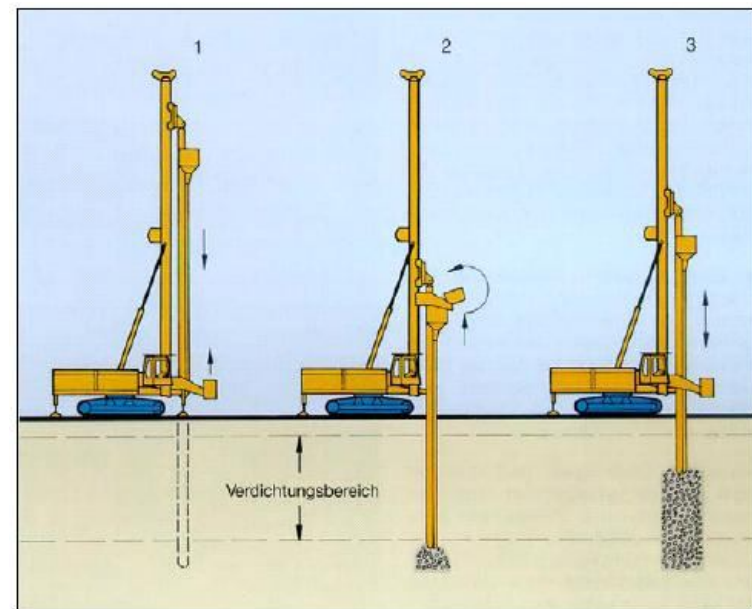
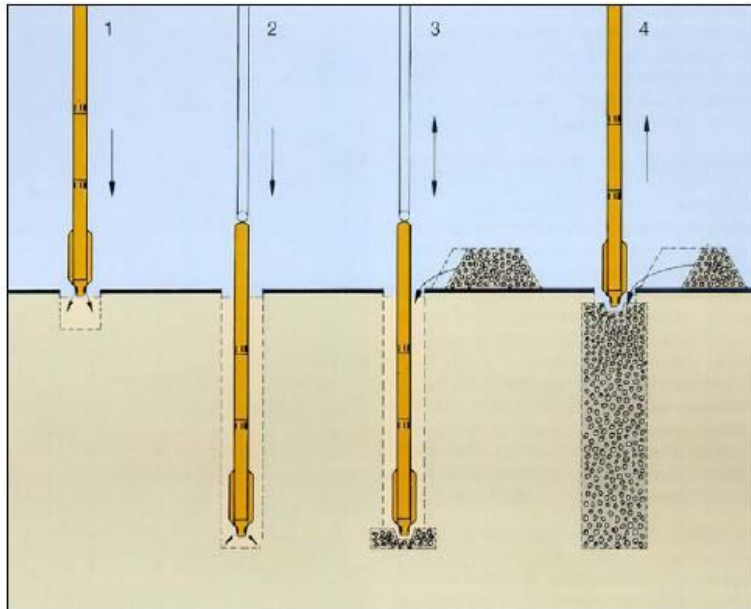
The Vibro-Compaction Process (Baumann and Bauer, 1974)



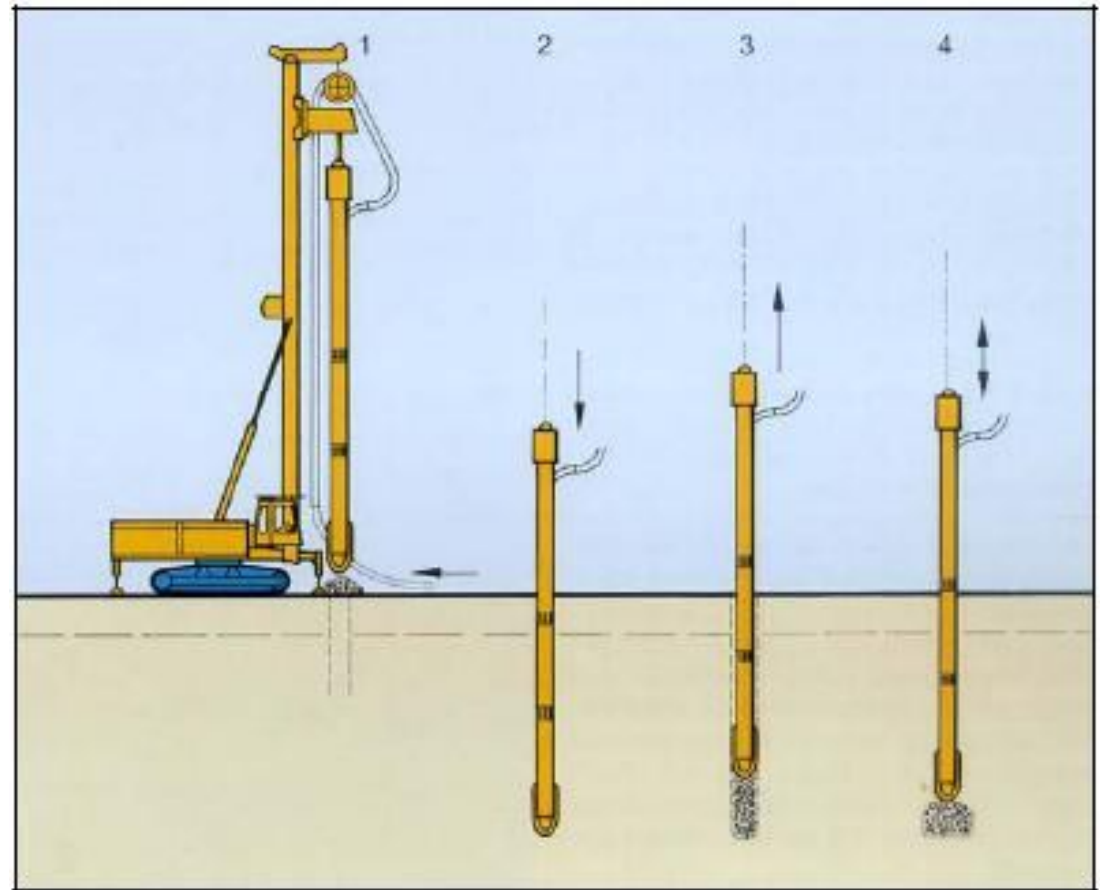
# 4 Xử lý và gia cố nền



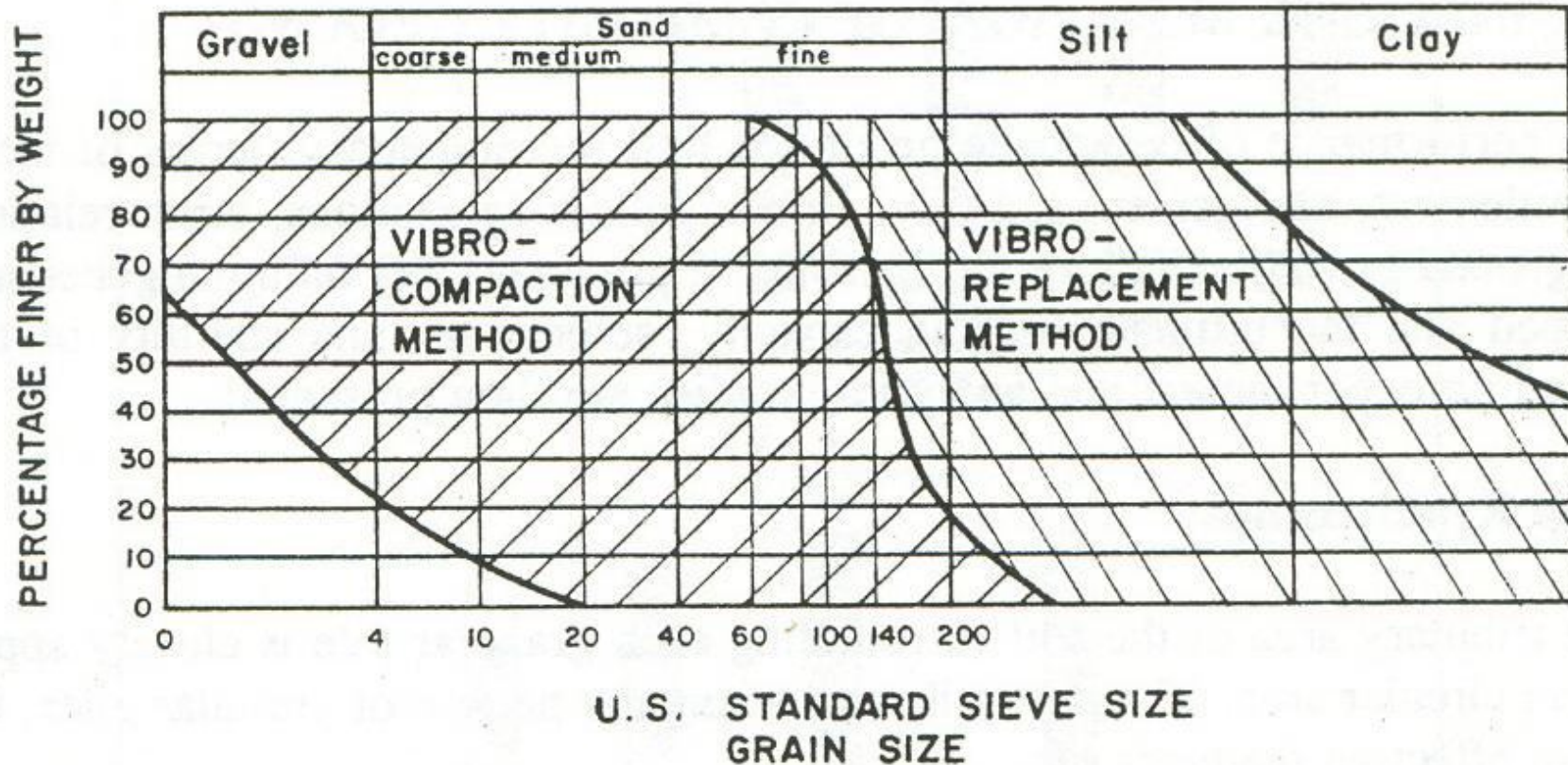
# 4 Xử lý và gia cố nền



# 4 Xử lý và gia cố nền

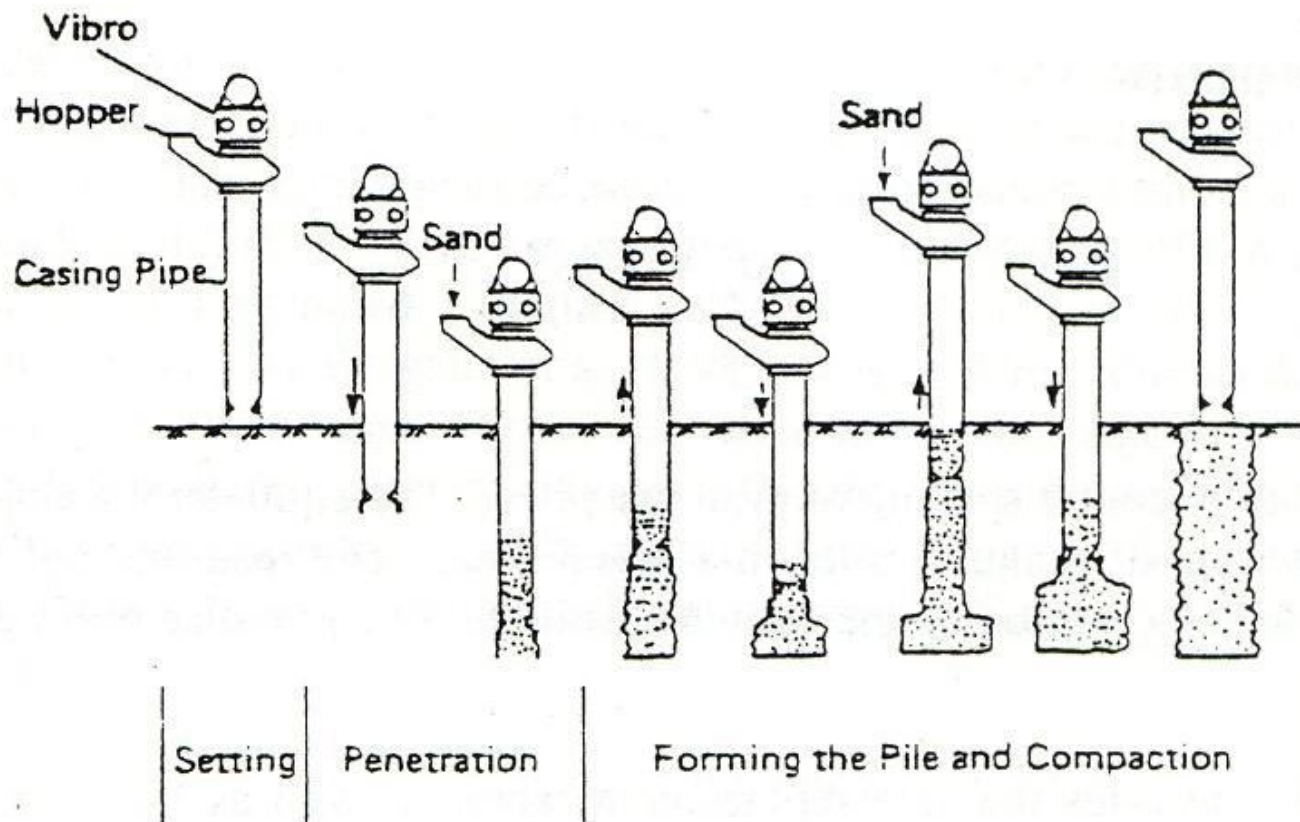


# 4 Xử lý và gia cố nền



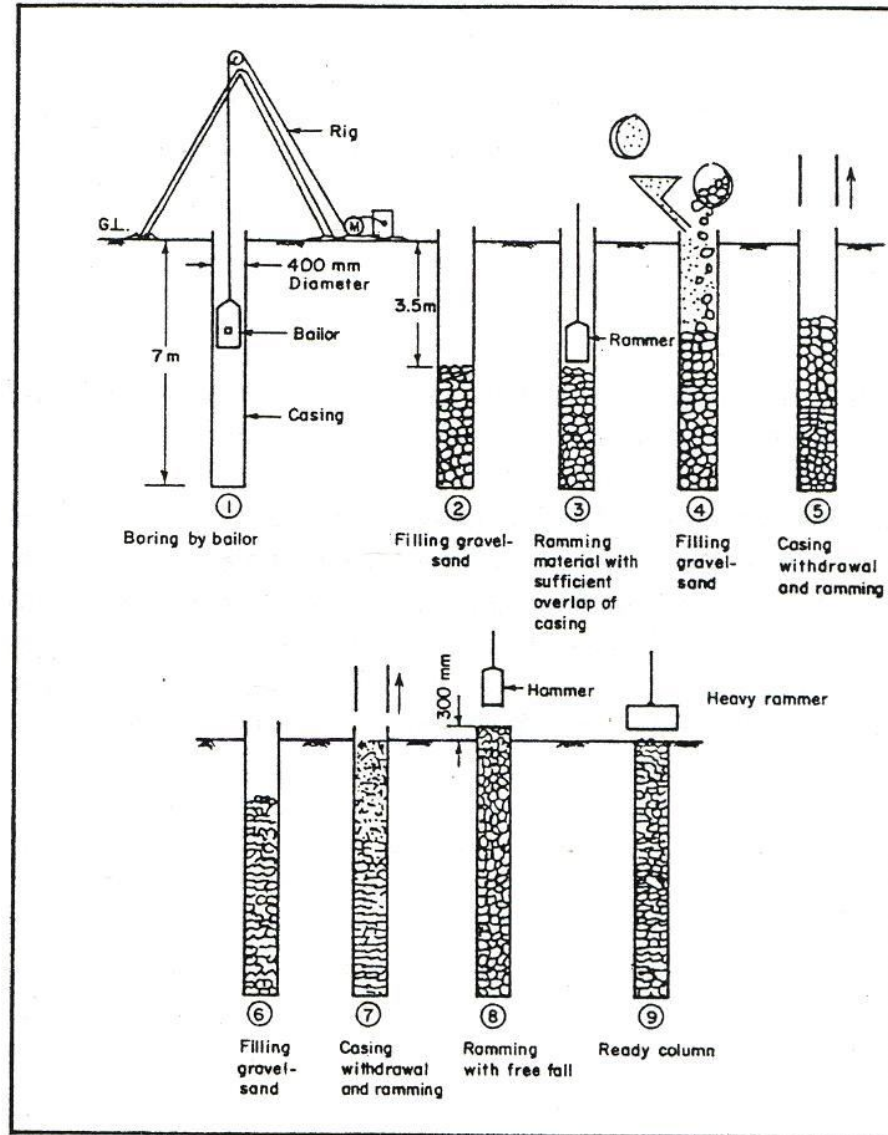
Range of Soils Suitable for Vibro-Compaction Methods  
(Baumann and Bauer, 1974)

# 4 Xử lý và gia cố nền



The Vibro-Composer Method (Aboshi and Suematsu, 1985)

# 4 Xử lý và gia cố nền

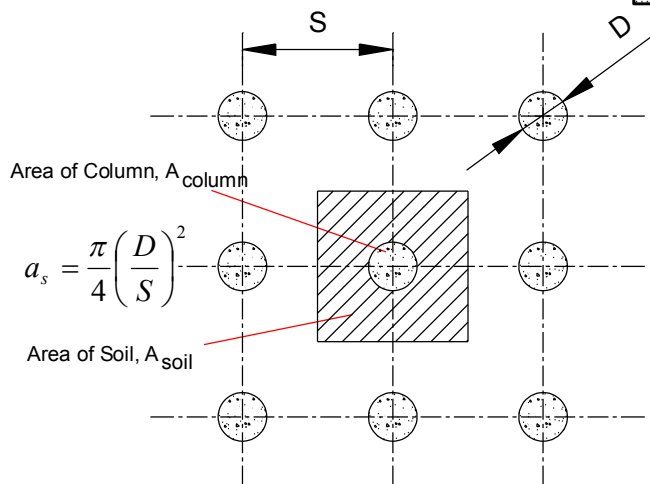
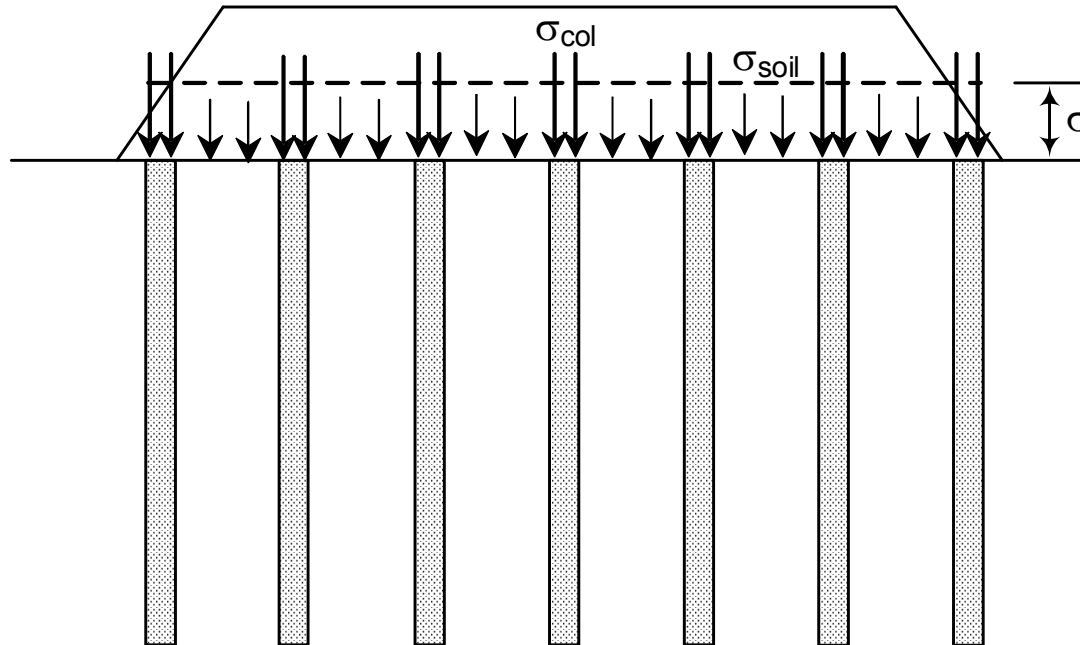


The Cased-Borehole Method (Datye and Nagaraju, 1975)

# 4 Xử lý và gia cố nền

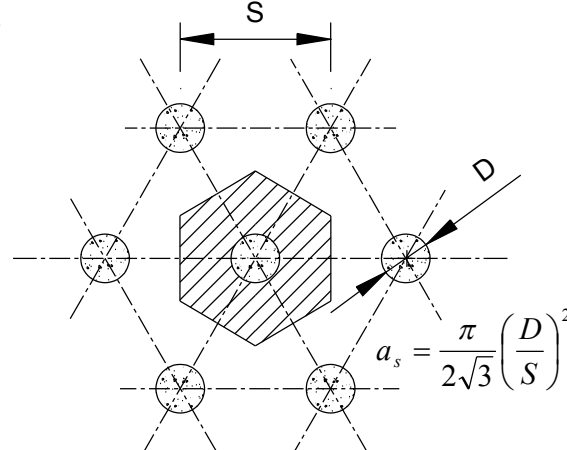


$$a_s = \frac{A_s}{A_s + A_c} = \frac{A_s}{A}$$



$$a_s = \frac{\pi \left(\frac{D}{S}\right)^2}{4}$$

a) Square patterns



$$a_s = \frac{\pi}{2\sqrt{3}} \left(\frac{D}{S}\right)^2$$

b) Triangular patterns



### *4.2.1 Phạm vi sử dụng:*

- Các công trình chịu tải trọng không lớn trên nền đất yếu như: gia cố nền nhà kho, gia cố nền đường, gia cố đoạn đường vào cầu, gia cố nền các bến, bãi, ... thường sử dụng cọc vật liệu rời để gia cố nền.
- Điều kiện là cọc vật liệu rời phải chịu được tải trọng đứng và chất lượng làm cọc phải ổn định, đồng nhất.

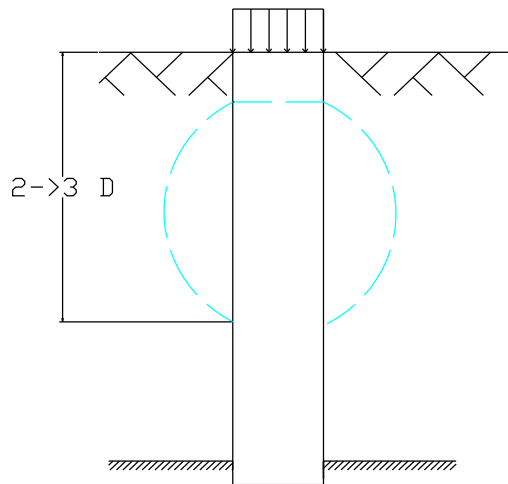


# 4 Xử lý và gia cố nền



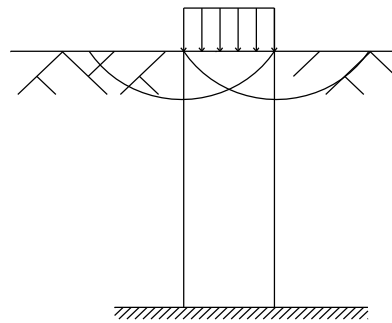
## 4.2.2 Các cơ chế phá hoại của cọc vật liệu rời

a. Phá hoại phình ra hai bên



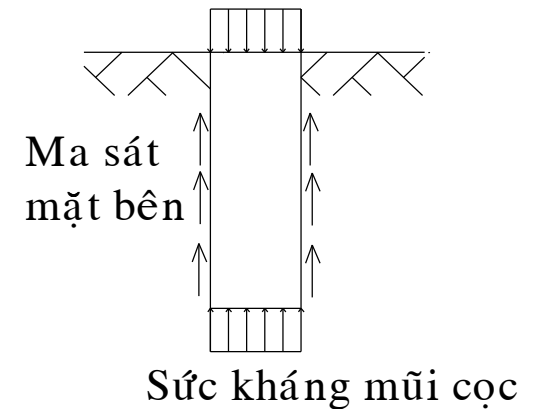
Khi cọc rất dài chống lên nền đất cứng

b. Phá hoại cắt



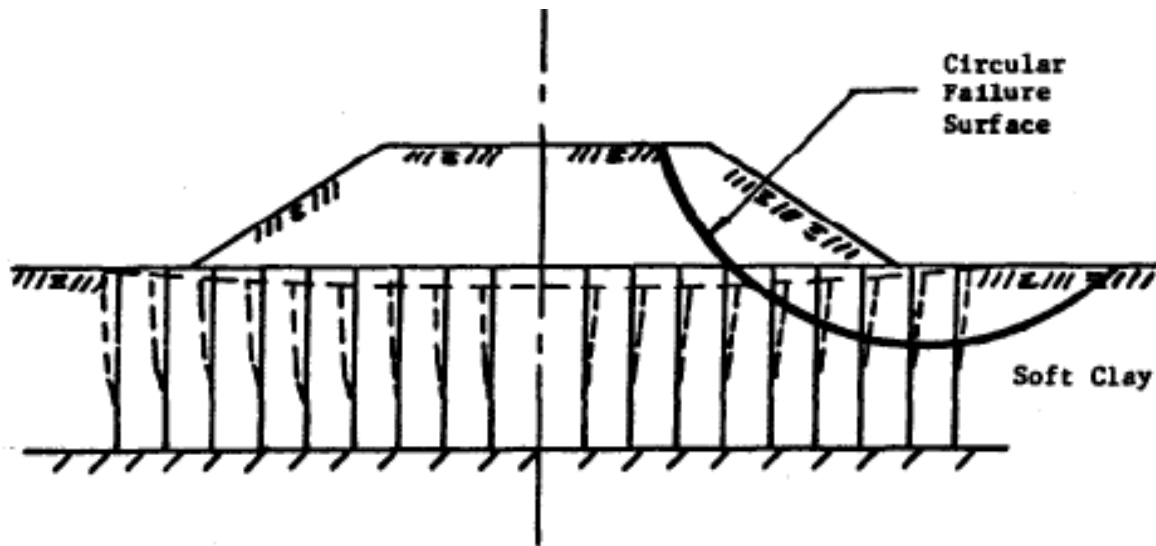
Khi cọc ngắn chống lên nền đất tốt

c. Phá hoại trượt



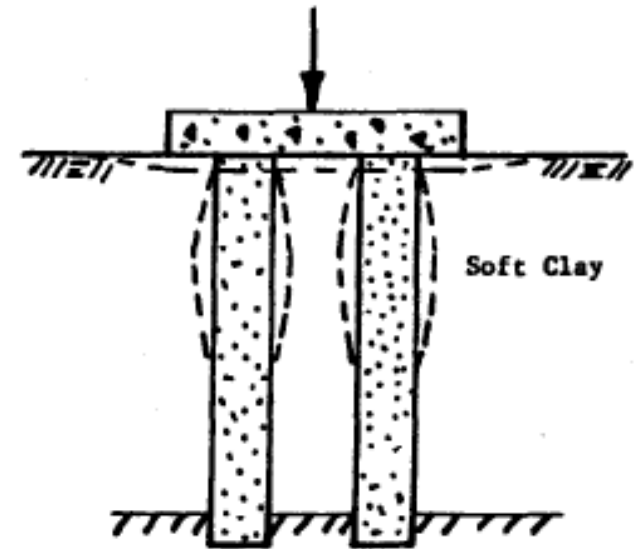
Khi cọc ngắn chống lên nền đất yếu

# 4 Xử lý và gia cố nền

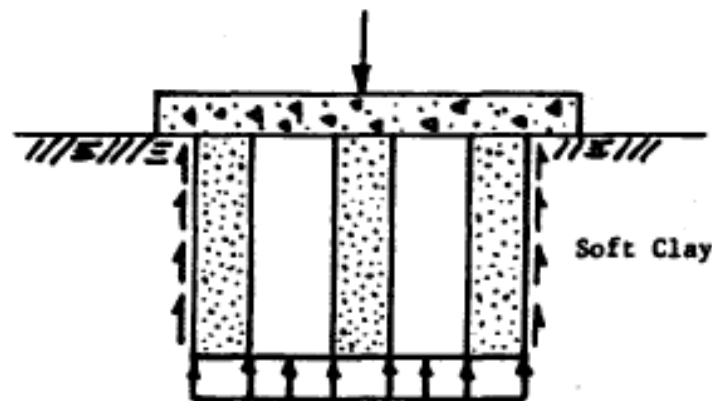


(a) Lateral Spreading - Wide Embankment Load

(b) General Circular Failure

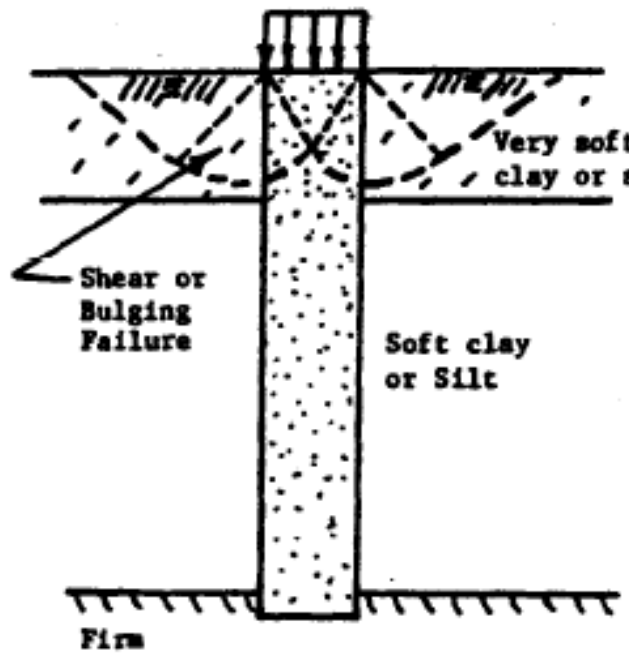


(c) Bulging Failure - Small Group

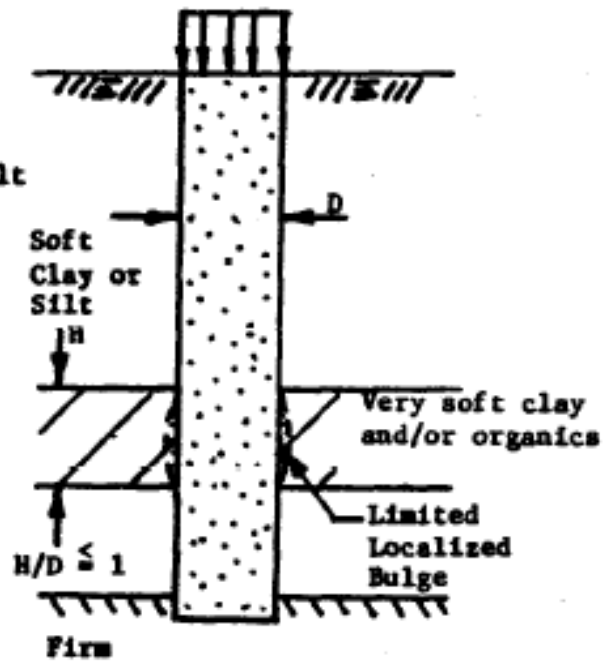


(d) Punch Failure of Short Columns - Homogeneous Soft Soils

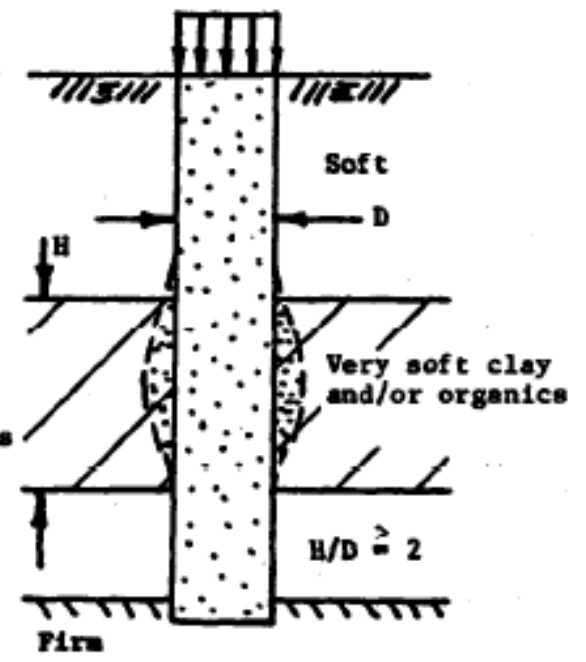
# 4 Xử lý và gia cố nền



(a) Soft Layer at Surface - Bulging or Shear Failure



(b) Thin Very Soft Layer - Contained Local Bulge

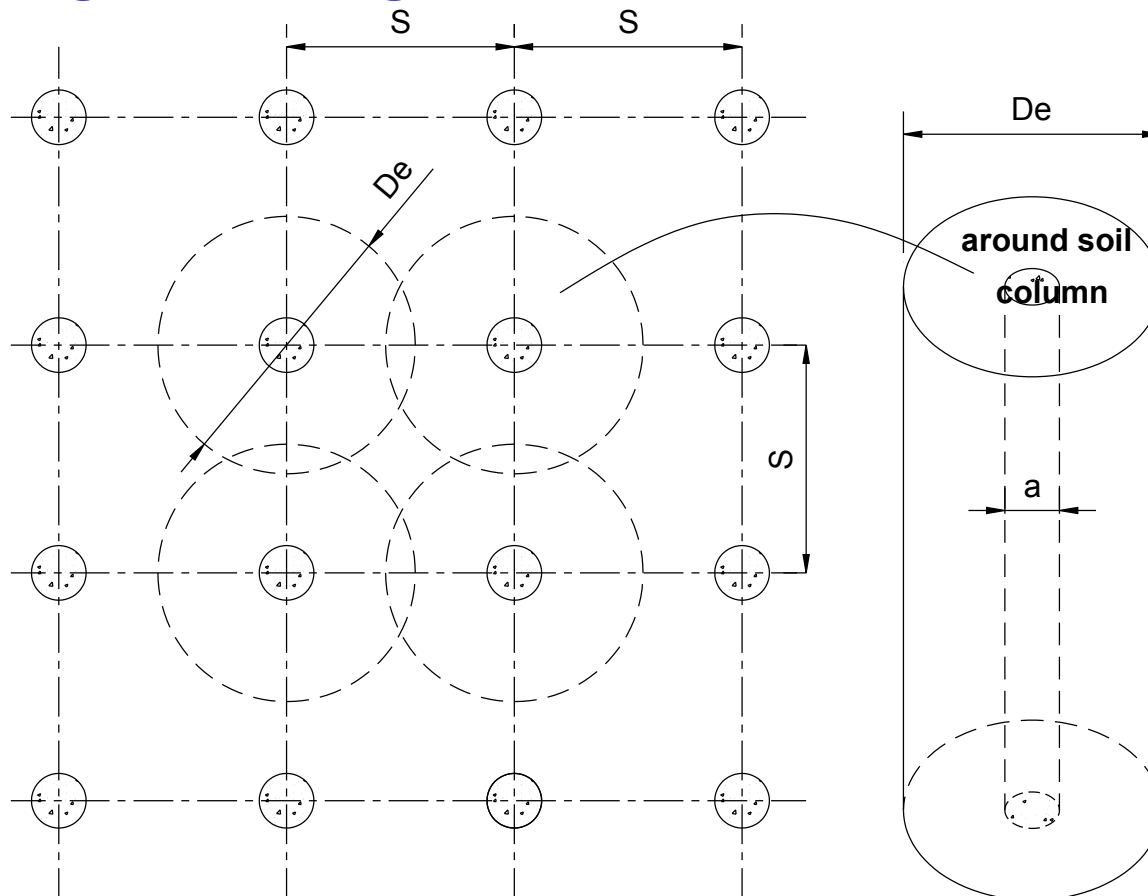


(c) Thick Very Soft Layer - Local Bulging Failure

# 4 Xữ lí và gia cố nền



## 4.2.3 Vùng ảnh hưởng



**Cọc bố trí vuông :  $D_e = 1,13 S$**

**Cọc bố trí tam giác:  $D_e = 1,05 S$**

## 4 Xử lý và gia cố nền



### 4.2.4 Tập trung ứng suất

Ứng suất tác dụng lên đất:

$$\sigma_c = \frac{\sigma}{[1 + (n-1)a_s]} = \mu_c \sigma$$

Ứng suất tác dụng lên cọc:

$$\sigma_s = \frac{n\sigma}{[1 + (n-1)a_s]} = \mu_s \sigma$$

Hệ số tập trung ứng suất

$$n = \frac{\sigma_s}{\sigma_c} \qquad SRR = \frac{\sigma_s}{\sigma}$$

# 4 Xử lý và gia cố nền



Method	Stress reduction ratio (SRR)	Reference
BS8006 Method	$SRR = \frac{2 \cdot s \cdot (\gamma H + q)(s - a)}{(s^2 - a^2)^2 \cdot \gamma H} \left[ s^2 - a^2 \left( \frac{p_c'}{\gamma H} \right) \right] \text{ for } H \leq 1.4(s-a)$ $SRR = \frac{2.8 \cdot s}{(s+a)^2 \cdot H} \left[ s^2 - a^2 \left( \frac{p_c'}{\gamma H} \right) \right] \text{ for } H > 1.4(s-a)$ $\frac{p_c'}{\gamma H} = \left( \frac{C_c a}{H} \right)^2$	BS8006 (1995)
Adapted Terzaghi's Method	$SRR = \frac{(s^2 - a^2)}{4 \cdot H \cdot a \cdot K \cdot \tan \phi} \cdot \left\{ 1 - \exp \left[ \frac{-4H \cdot a \cdot K \cdot \tan \phi}{(s^2 - a^2)} \right] \right\}$	Russell and Pierpoint (1997)
Hewlett and Randolph's Method	$SRR = \frac{1}{\left( \frac{2K_p}{K_p + 1} \right) \left[ \left( 1 - \frac{a}{s} \right)^{(1-K_p)} - \left( 1 - \frac{a}{s} \right) \cdot \left( 1 + \frac{a}{s} \cdot K_p \right) \right] + \left( 1 - \frac{a^2}{s^2} \right)}$	Hewlett and Randolph (1988)
Low's Method	$SRR = \frac{(K_p - 1)(1 - \delta)s}{2H \cdot (K_p - 2)} + (1 - \delta)^{(K_p - 1)} \left[ 1 - \frac{s}{2H} - \frac{s}{2H(K_p - 2)} \right]$	Low et al. (1994)
Adapted Guido's Method	$SRR = \frac{s - a}{3 \cdot \sqrt{2} \cdot H}$	Guido et al. (1987)
Carlsson's Method	$SRR = \frac{s - a}{4 \cdot H \cdot \tan 15^\circ}$	Rogbeck et al. (1998)
Swedish practice method	$CSR = \frac{E_{col}}{E_{col} \alpha_s + E_{soil} (1 - \alpha_s)}; \quad SRR = \frac{E_{soil}}{E_{col} \alpha_s + E_{soil} (1 - \alpha_s)}$	Kivelo (1998)

# 4 Xử lý và gia cố nền



## 4.2.5 Sức chịu tải giới hạn

### 4.2.5.1 Cọc đơn

Dựa theo cơ chế phá hoại hình tròn

➤ Vesic  $\sigma_3 = cF'_c + qF'_q$

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

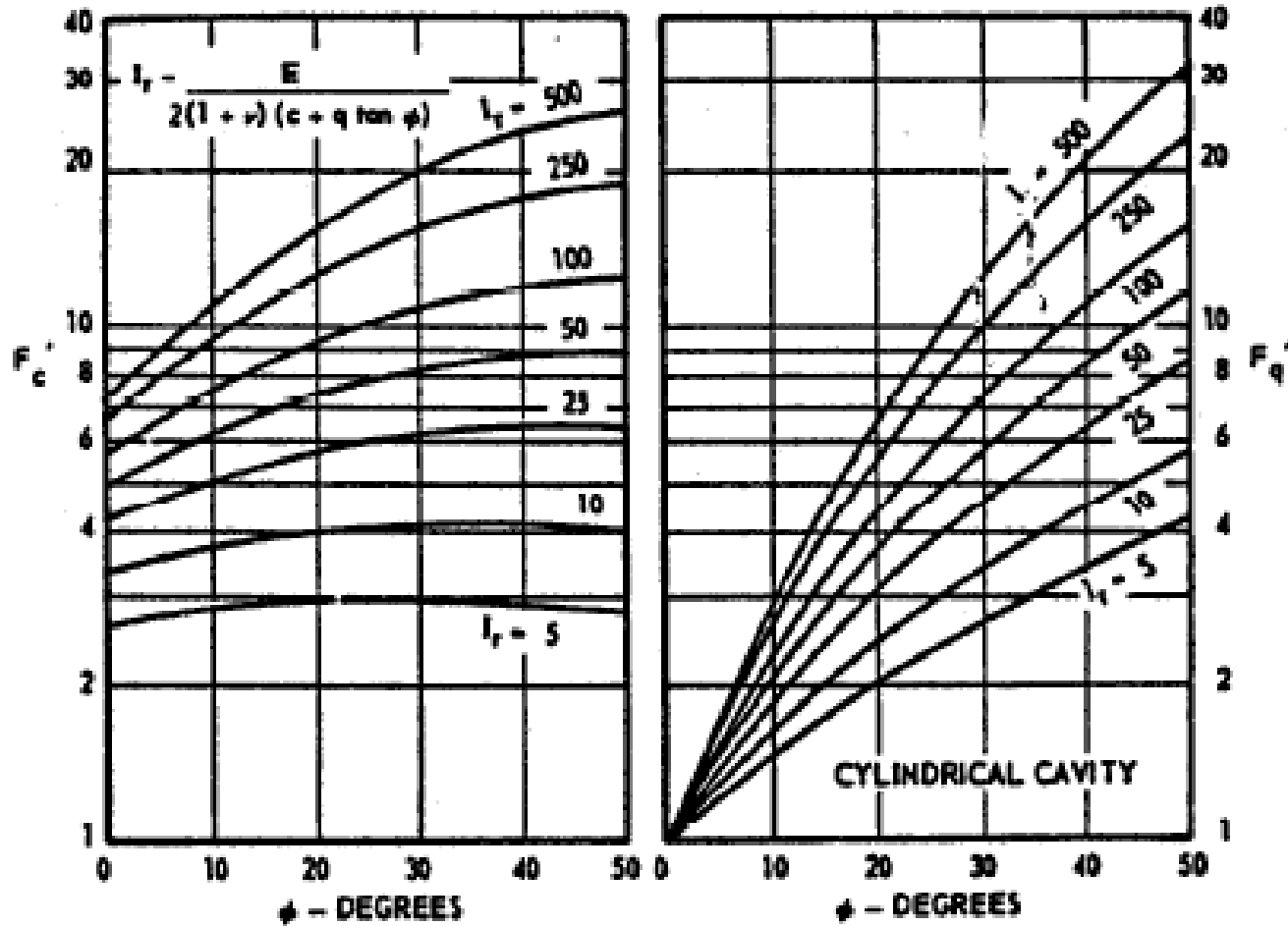
➔  $q_{ult} = (cF'_c + qF'_q) \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$

$q = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}$  Ứng suất trung bình trong vùng phá hoại

# 4 Xử lý và gia cố nền



Note:  $F'_c = \ln I_r + 1$  for case of  $\phi_c = 0$



$$I_r = \frac{E}{2(1+\nu)(c+q \tan \phi_c)}$$



# 4 Xử lý và gia cố nền



## ➤ Gibson và Anderson

$$\sigma_3 = \sigma_{ro} + c_u \left[ 1 + \ln \frac{E_c}{2c(1+\nu)} \right]$$

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

$$\rightarrow q_{ult} = \left\{ \sigma_{ro} + c_u \left[ 1 + \ln \frac{E_c}{2c(1+\nu)} \right] \right\} \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

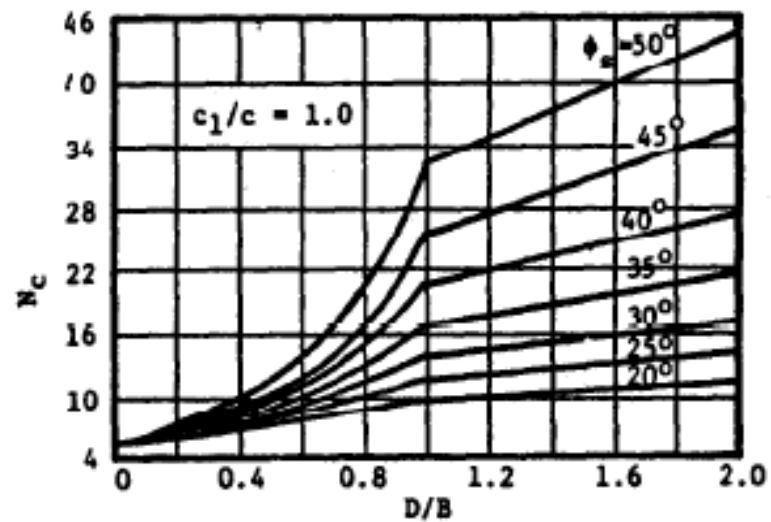
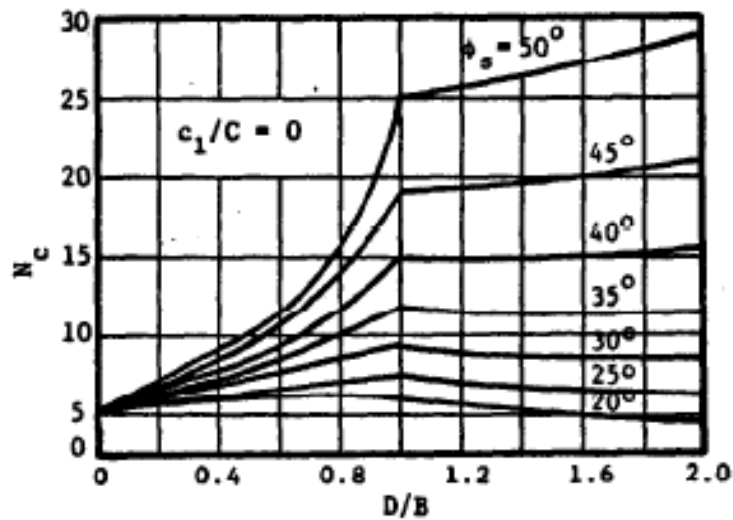
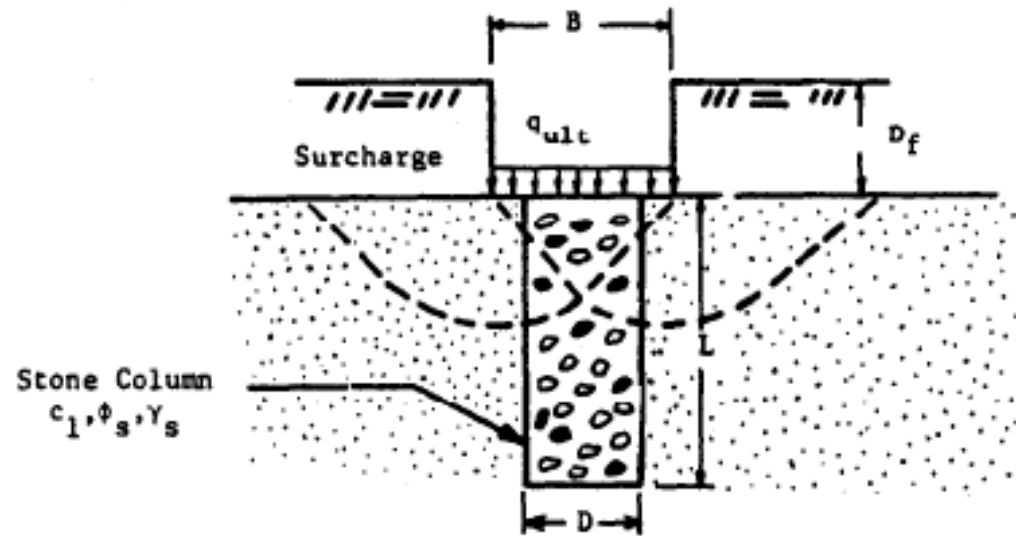
$\sigma_{ro}$  Tổng ứng suất theo phương ngang

# 4 Xử lý và gia cố nền

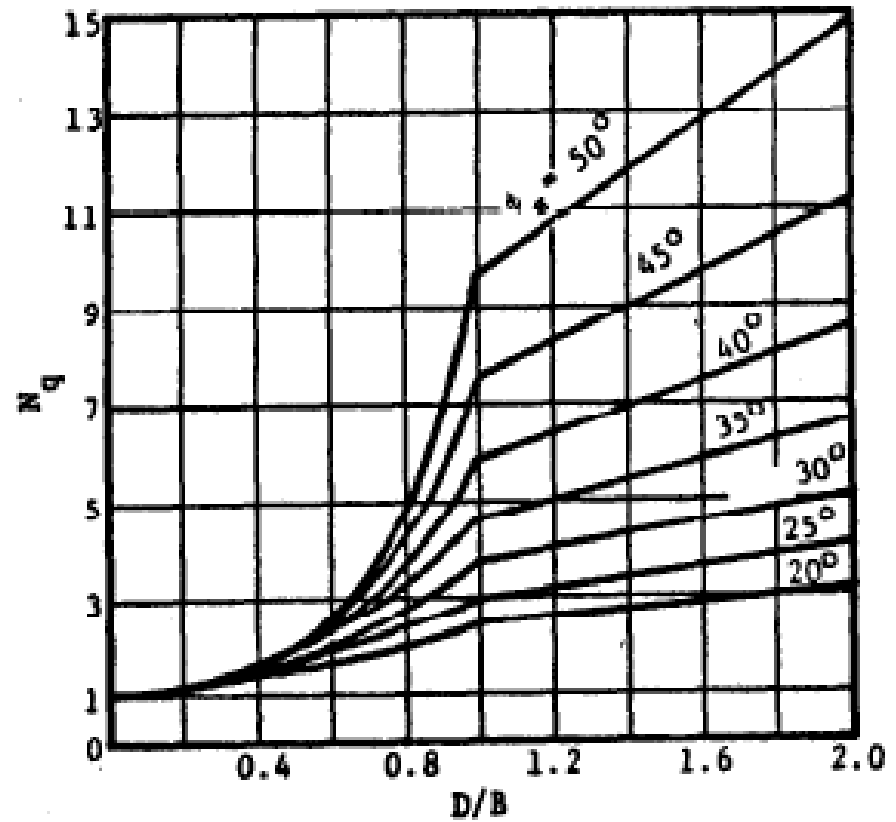
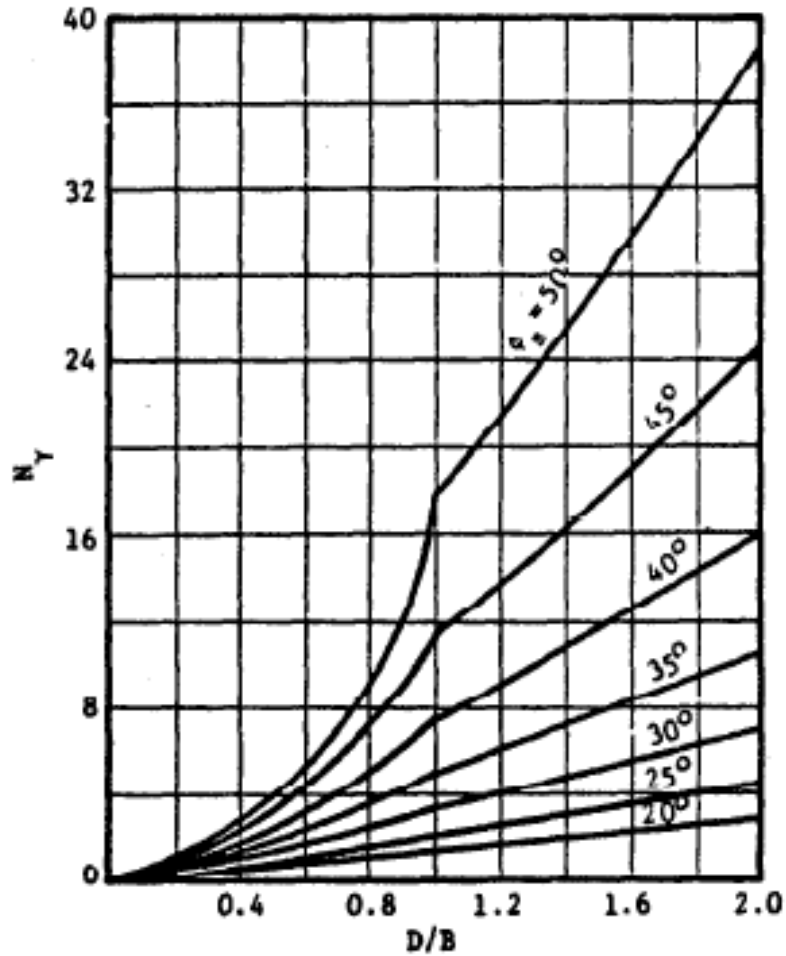


Dựa theo cơ chế phá hoại cắt

$$q_{ult} = c' N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$



# 4 Xử lý và gia cố nền

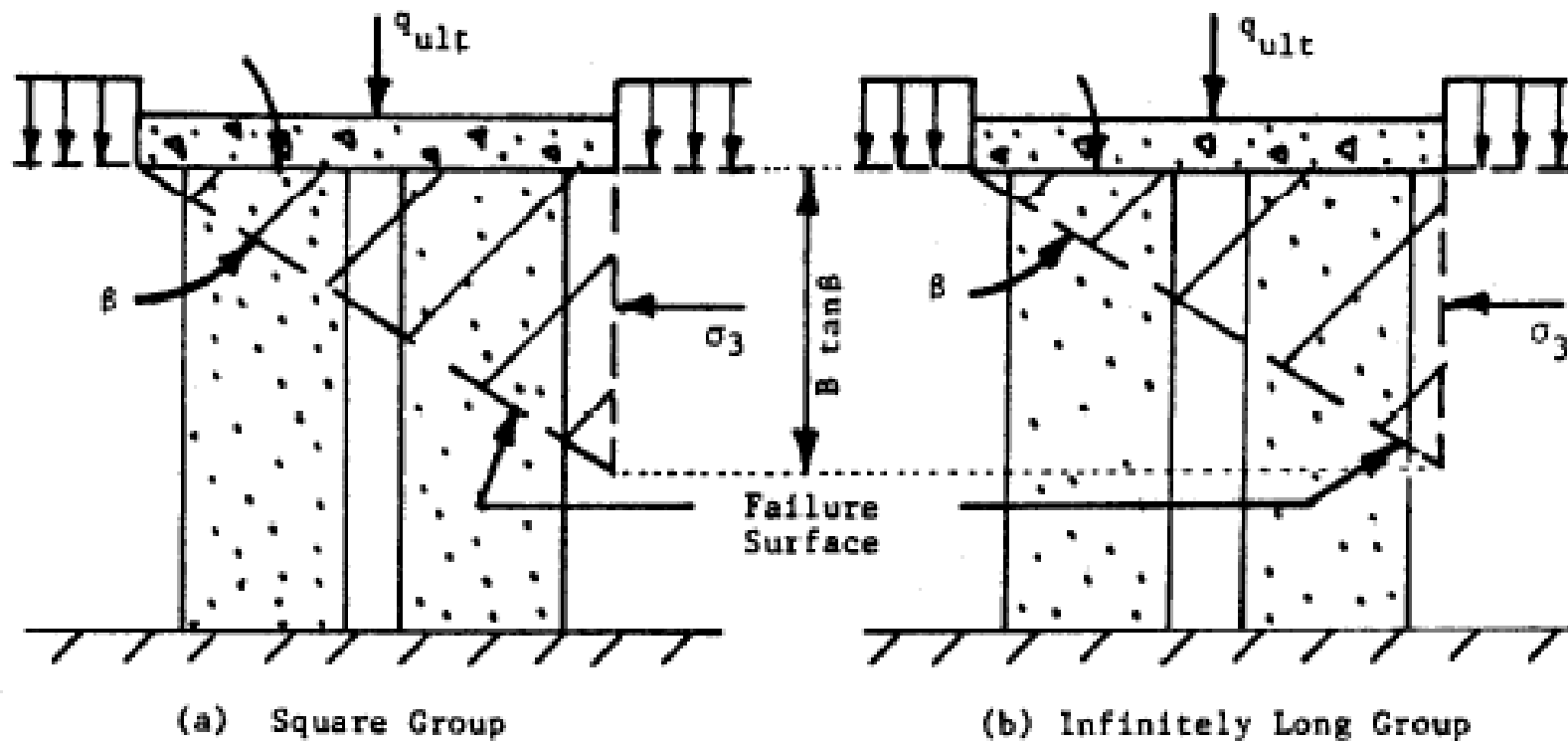


# 4 Xử lý và gia cố nền



## 4.2.5.2 Sức chịu tải của nhóm cọc

### ➤ Terzaghi và Sowers



## 4 Xử lý và gia cố nền



$$q_{ult} = \sigma_3 \operatorname{tg}^2 \beta + 2c_{tb} \operatorname{tg} \beta$$

$$\sigma_3 = \gamma_c D_f + \frac{\gamma_c B \operatorname{tg} \beta}{2} + 2c_u$$

$$\beta = 45^\circ + \frac{\phi_{tb}}{2}$$

**Góc ma sát tb của hỗn hợp đất-cọc**

$$\phi_{tb} = \tan^{-1}(\mu_s a_s \operatorname{tg} \phi_s)$$

**Lực dính tb của hỗn hợp đất-cọc**

$$c_{tb} = (1 - a_s) c_u$$

# 4 Xử lý và gia cố nền



## 4.2.6 Độ lún

$$\star S_{stone} = \frac{C_c}{1+e_o} \log\left(\frac{\sigma_o + \sigma_c}{\sigma_o}\right) H$$

$$\sigma_c = \mu_c \sigma$$

$$\star \frac{S_{stone}}{S} = \frac{\log\left(\frac{\sigma_o + \sigma_c}{\sigma_o}\right)}{\log\left(\frac{\sigma_o + \sigma}{\sigma_o}\right)}$$



## Độ lún của nền đất theo thời gian

$$\star S_{stone}(t) = U \times S_{stone}$$

➤ Độ cố kết trung bình (Carrilo, 1942)

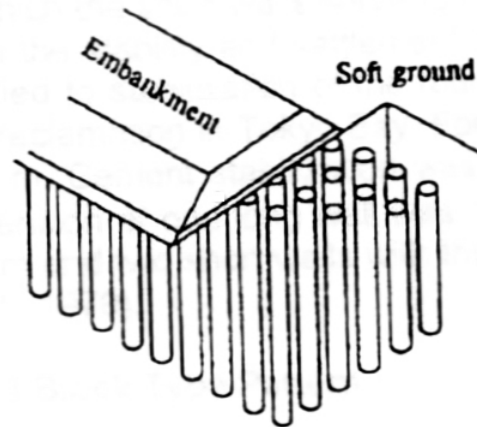
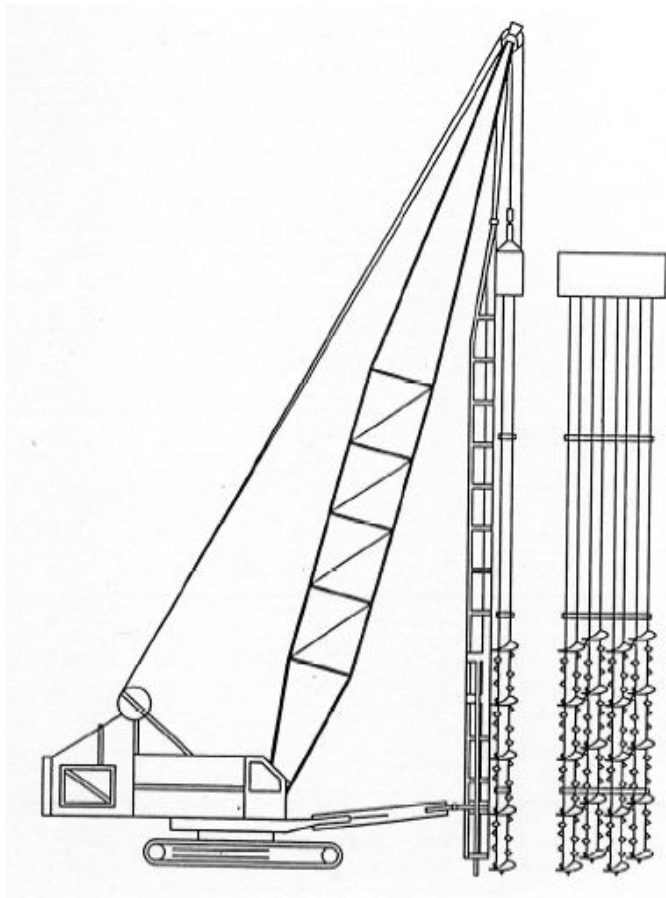
$$U = 1 - (1 - U_v)(1 - U_r)$$

# 4 Xử lý và gia cố nền

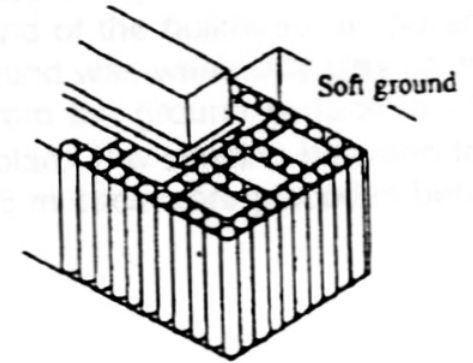


## 4.3 Cọc đất trộn vôi/cement

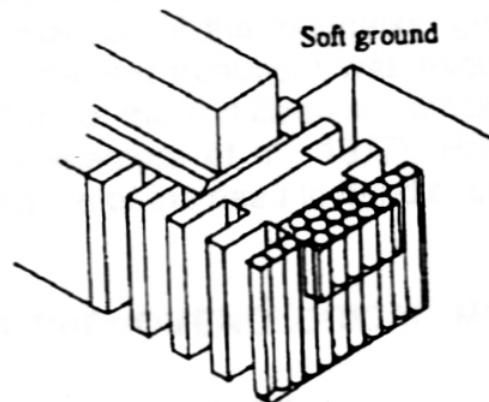
Nagaraj, 2002



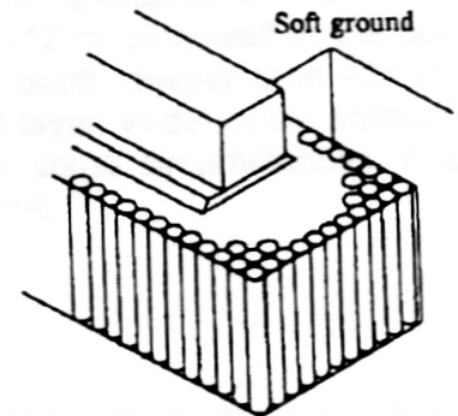
(a) Column type



(c) Lattice type



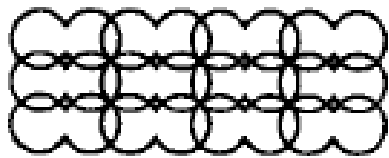
(b) Wall type



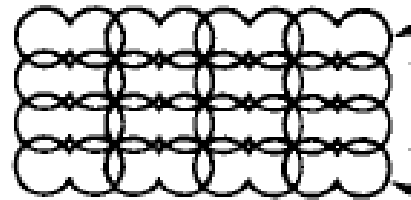
(d) Block type



# 4 Xử lý và gia cố nền



Block type

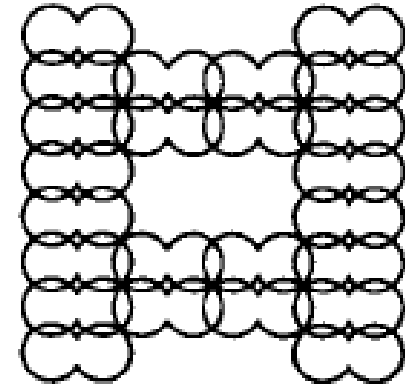


Wall type

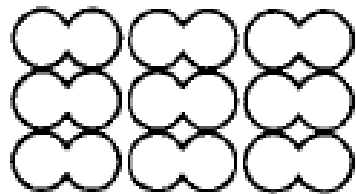
Long wall

Short wall

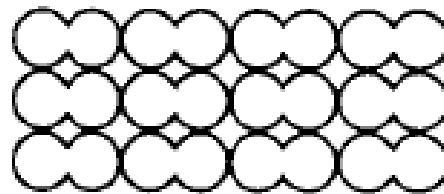
Long wall



Lattice type

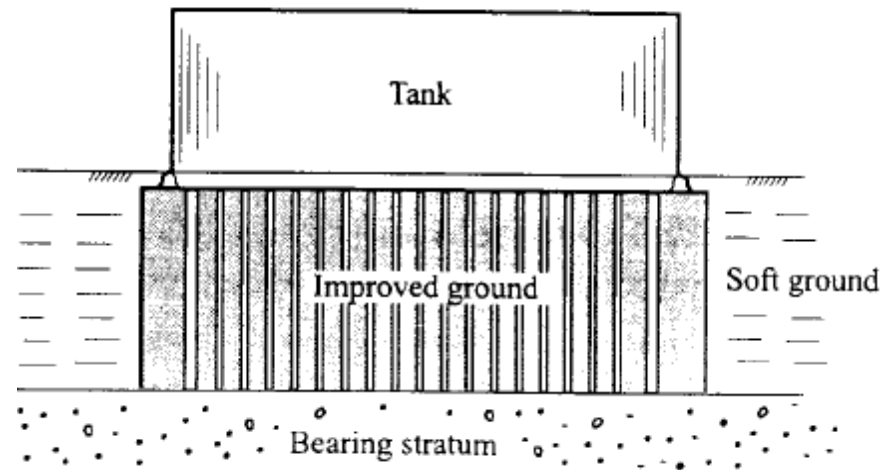
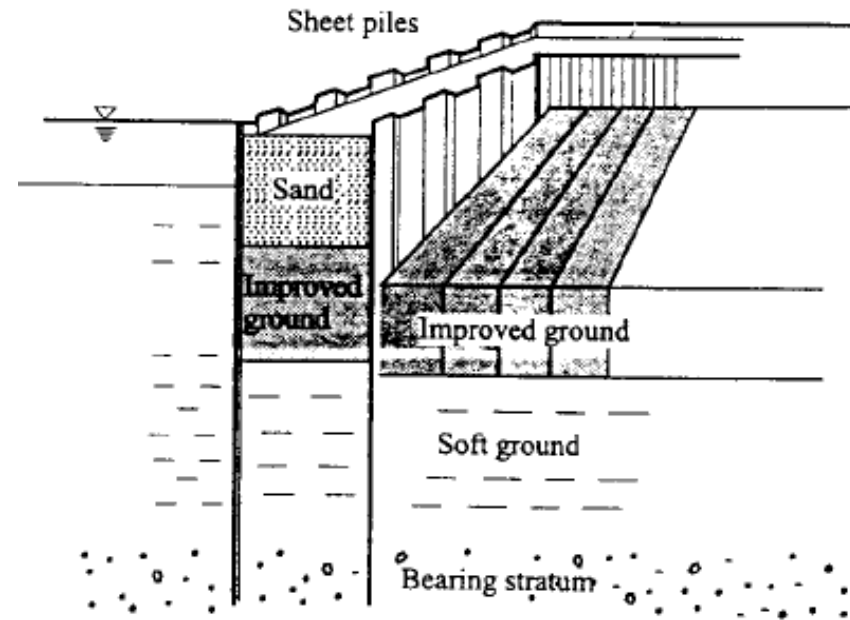
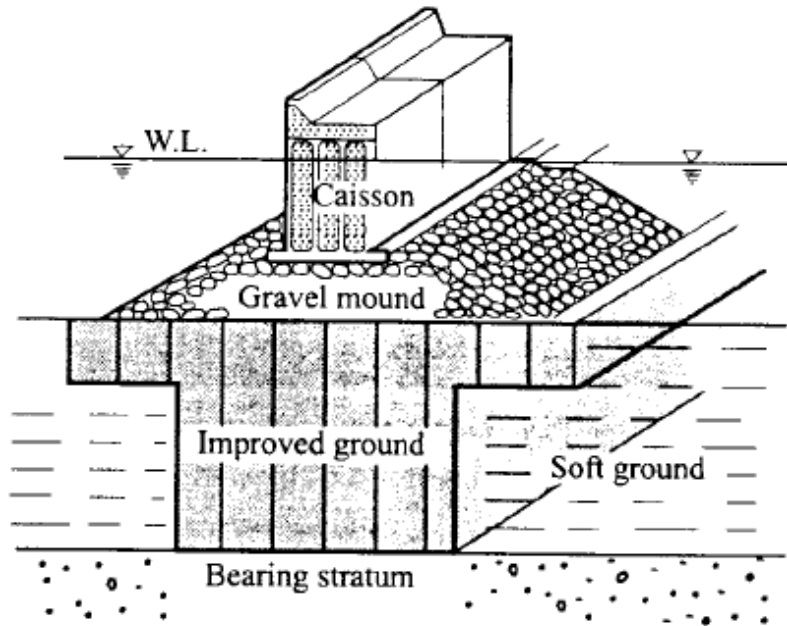


Group column type

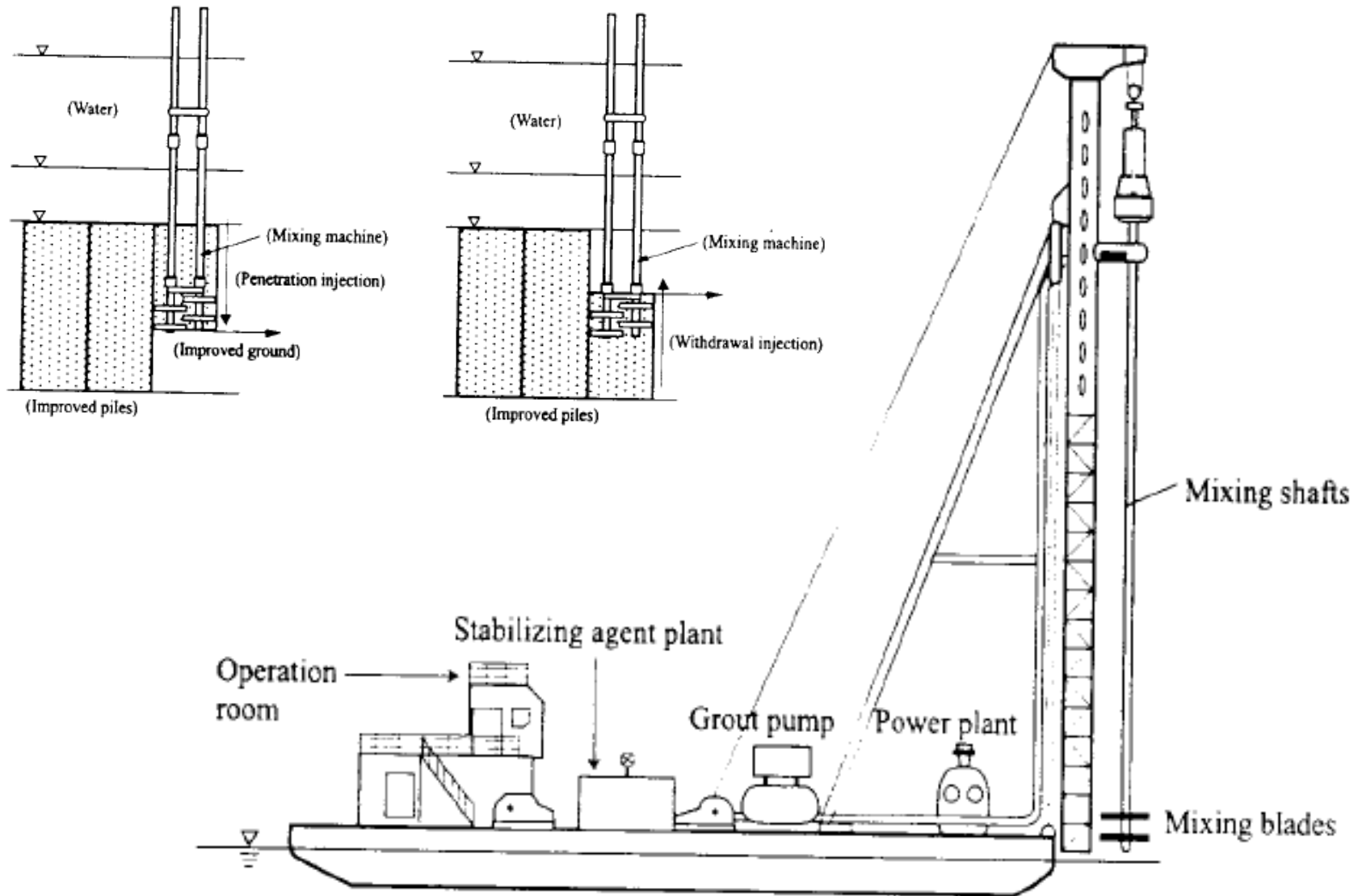


Columns-in-contact type

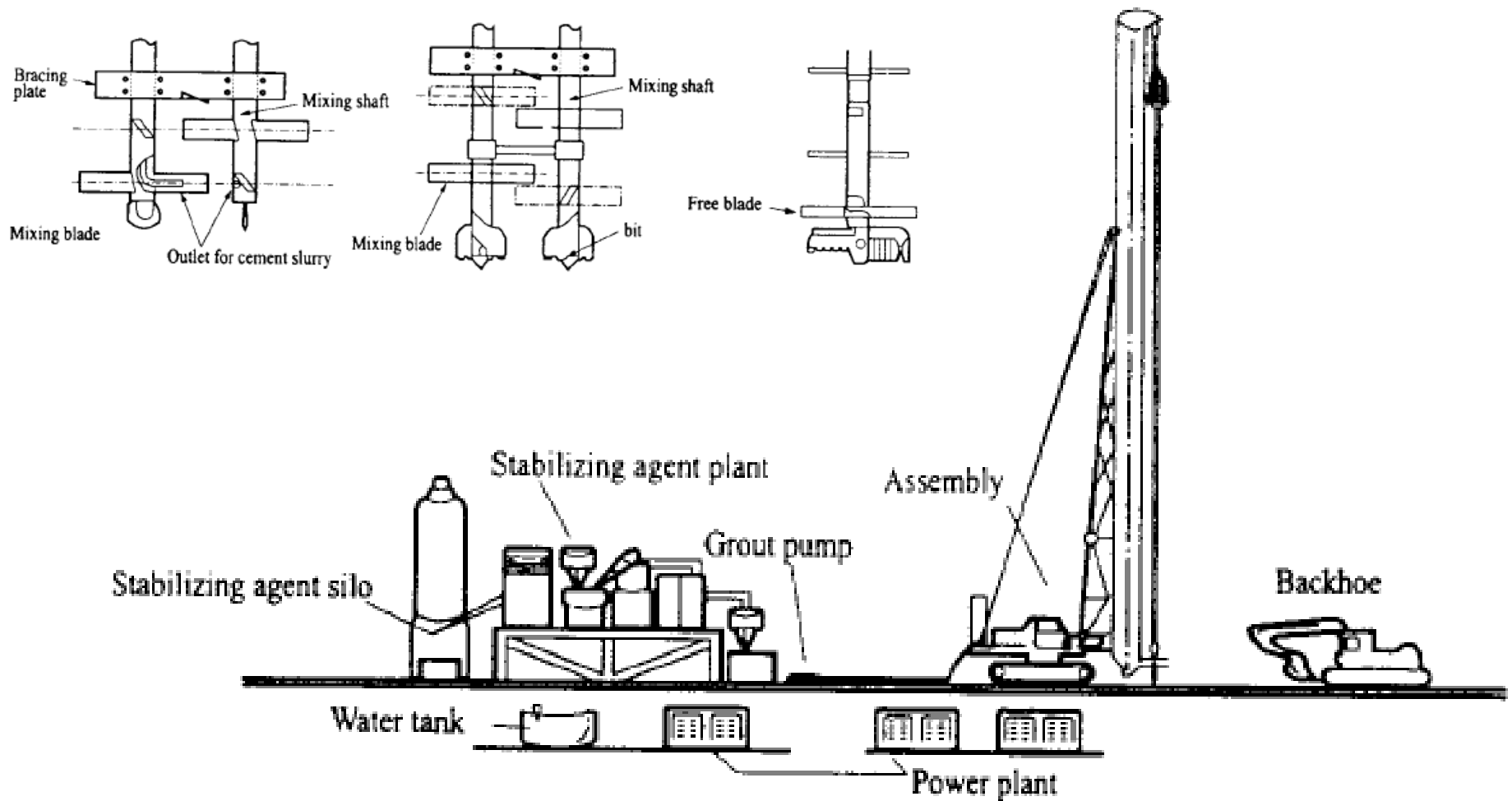
# 4 Xử lý và gia cố nền



# 4 Xử lý và gia cố nền



# 4 Xử lý và gia cố nền



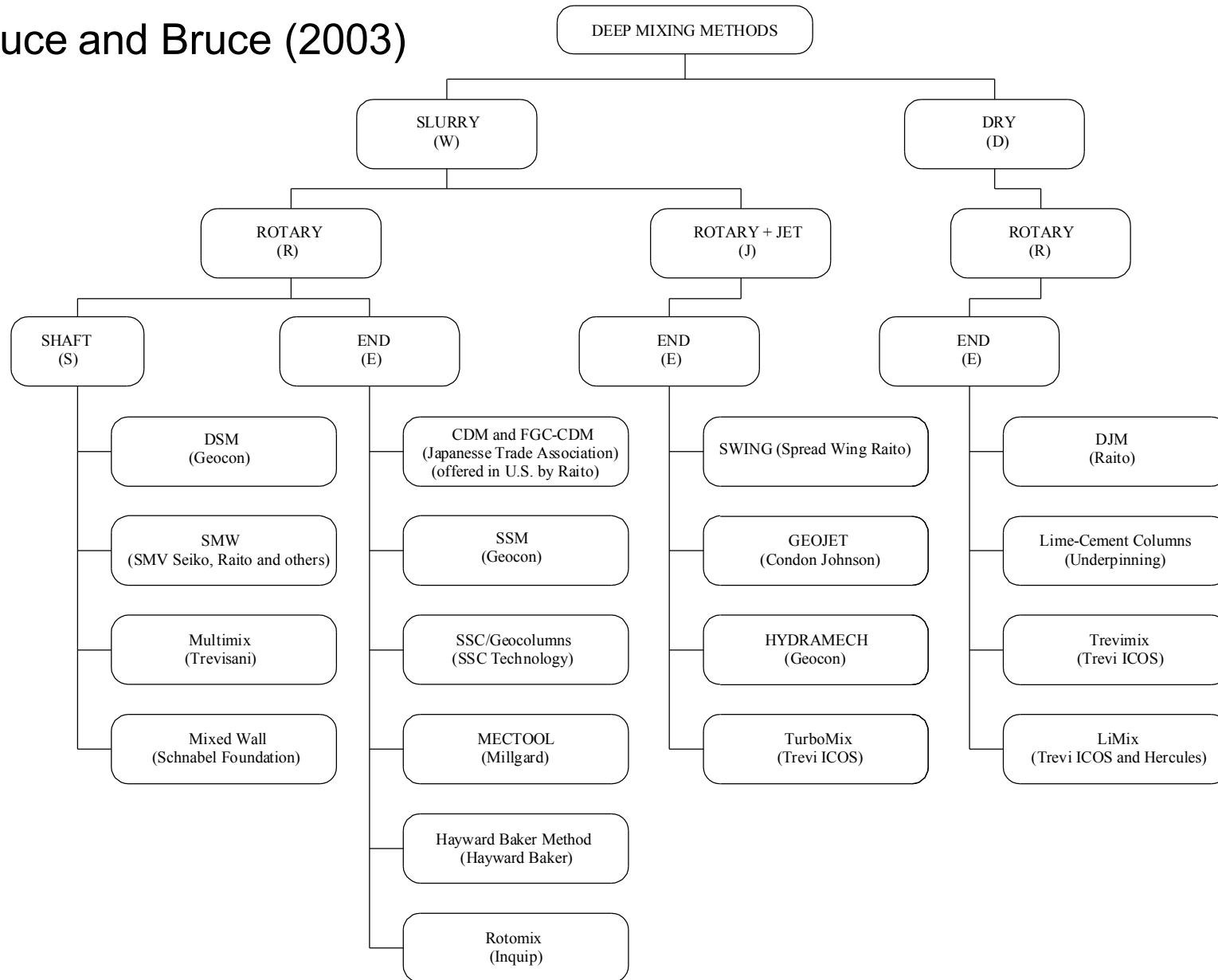
# 4 Xử lý và gia cố nền



# 4 Xử lý và gia cố nền



Bruce and Bruce (2003)





## DEFINITIONS AND RELATIONSHIPS

	<u>Volumes</u>	<u>Phase Diagrams</u>	<u>Weights or Masses</u>			
Existing Soil:	$  \begin{array}{c}  \uparrow \\  V_{\text{soil}} \\  \downarrow \\  \hline  \frac{V_a}{V_{w,\text{soil}}} \\  \hline  V_s  \end{array}  $	<table border="1"> <tr><td>Air</td></tr> <tr><td>Water</td></tr> <tr><td>Soil Solids</td></tr> </table>	Air	Water	Soil Solids	$  \begin{array}{c}  \uparrow \\  W_{w,\text{soil}} \\  \hline  W_s \\  \downarrow \\  W_{\text{soil}}  \end{array}  $
Air						
Water						
Soil Solids						
Slurry:	$  \begin{array}{c}  \uparrow \\  V_{\text{slurry}} \\  \downarrow \\  \hline  \frac{V_{w,\text{slurry}}}{V_c}  \end{array}  $	<table border="1"> <tr><td>Water</td></tr> <tr><td>Cement</td></tr> </table>	Water	Cement	$  \begin{array}{c}  \uparrow \\  W_{w,\text{slurry}} \\  \hline  W_c \\  \downarrow \\  W_{\text{slurry}}  \end{array}  $	
Water						
Cement						
Mixture:	$  \begin{array}{c}  \uparrow \\  V_{\text{mix}} \\  \downarrow \\  \hline  \frac{V_{w,\text{mix}}}{V_c} \\  \hline  V_s  \end{array}  $	<table border="1"> <tr><td>Water</td></tr> <tr><td>Cement</td></tr> <tr><td>Soil Solids</td></tr> </table>	Water	Cement	Soil Solids	$  \begin{array}{c}  \uparrow \\  W_{w,\text{mix}} \\  \hline  W_c \\  \hline  W_s \\  \downarrow \\  W_{\text{mix}}  \end{array}  $
Water						
Cement						
Soil Solids						

## 4 Xử lý và gia cố nền



➤ **Water-to-cement ratio of slurry**

$$w : c = \frac{W_{w,slurry}}{W_c}$$

➤ **Cement content on the dry-weight**

$$a_w = \frac{W_c}{W_s}$$

➤ **Volume ratio**

$$VR = \frac{V_{slurry}}{V_{soil}}$$

➤ **Cement dosage**

$$\alpha = \frac{W_c}{V_{soil}}$$

➤ **Cement dosage in-place**

$$\alpha_{in-place} = \frac{W_c}{V_{mix}}$$

➤ **Total water-to-cement ratio**

$$w_T : c = \frac{W_{w,mix}}{W_c}$$

$$W_{w,mix} = W_{w,slurry} + W_{w,soil}$$



## 4 Xử lý và gia cố nền



$$VR = \frac{\alpha}{\gamma_{d.slurry}}$$

$$VR = \frac{(1 + wG_s) \alpha_{in-place}}{S + wG_s \gamma_{d.slurry} - \alpha_{in-place}}$$

$$VR = \frac{\gamma_{d.soil}}{\gamma_{d.slurry}} a_w$$

$$VR = \frac{w}{(w_T : c - w : c) \gamma_{d.slurry}} \gamma_{d.soil}$$

$$\gamma_{d.slurry} = \frac{G_c \gamma_w}{1 + (w : c) G_c}$$

## 4 Xử lý và gia cố nền

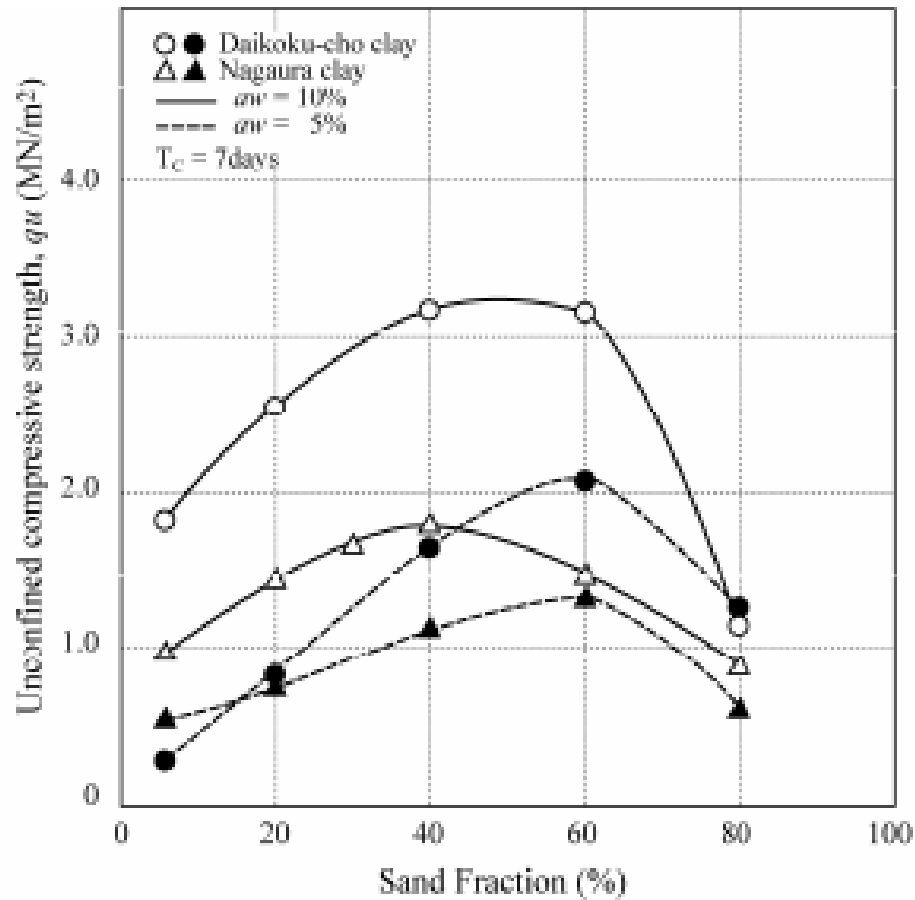


### Cường độ nén một trục, $q_u$

Bruce and Bruce, 2003; Bruce et al., 1998

Tính chất	Giá trị
Unconfined compressive strength, $q_u$	0.2 – 5 Mpa (0.5 – 5 Mpa trộn với đất cát) ( 0.2 – 2 Mpa trộn với đất dính)
Coefficient of permeability, k	$10^{-6} - 10^{-10}$ m/s
Modulus of elasticity, $E_{50}$	350 to 1000 $q_u$ : trong phòng 150 to 500 $q_u$ : hiện trường
direct shear	40 – 50% $q_u$ at $q_u < 1$ Mpa
Tensile strength	8 – 14% $q_u$
28-day $q_u$	(1.4 - 1.5) $q_u$ (7-day) for silts and clay 2 $q_u$ (7-day) for sands
60-day $q_u$	1.5 $q_u$ (28-day), (0.33 -1) $q_u$ (15 years)

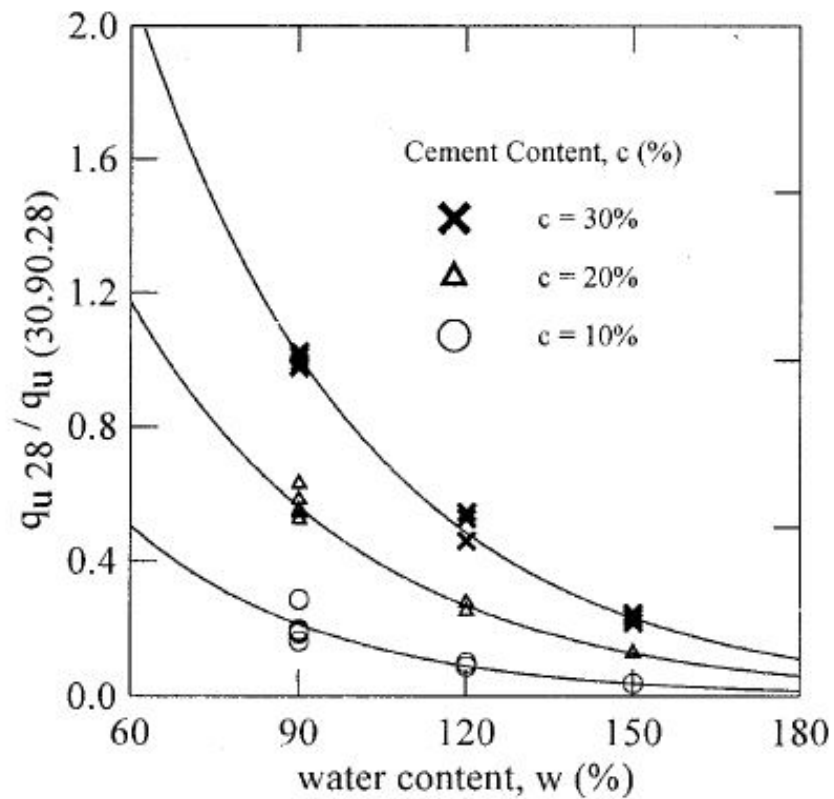
# 4 Xử lý và gia cố nền



Influence of grain size distribution on strength  
(Terashi et al., 1977).



## Ảnh hưởng của độ ẩm

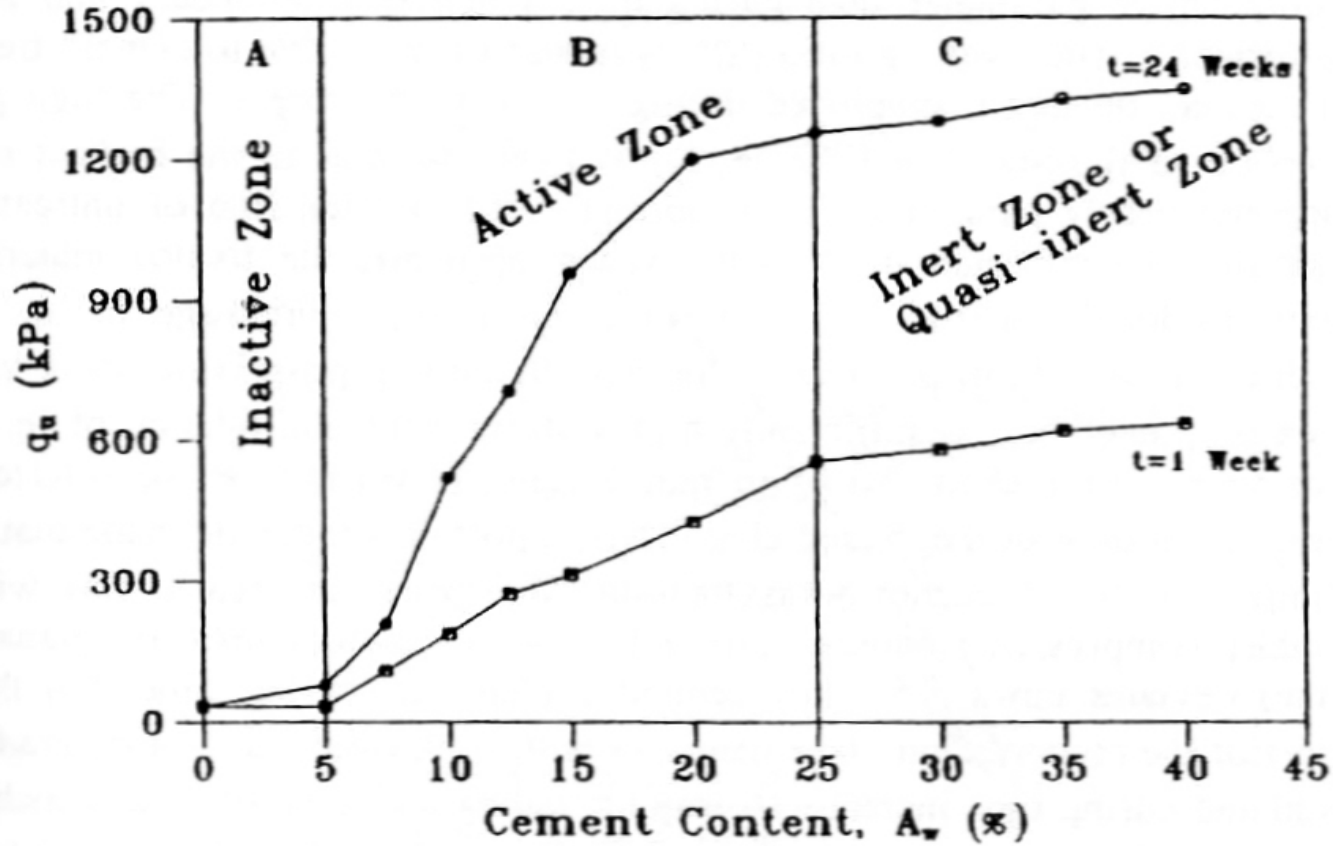


Effect of water on normalized strength of Singapore improved clays (After Tan, T.S et al. 2002)

# 4 Xử lý và gia cố nền



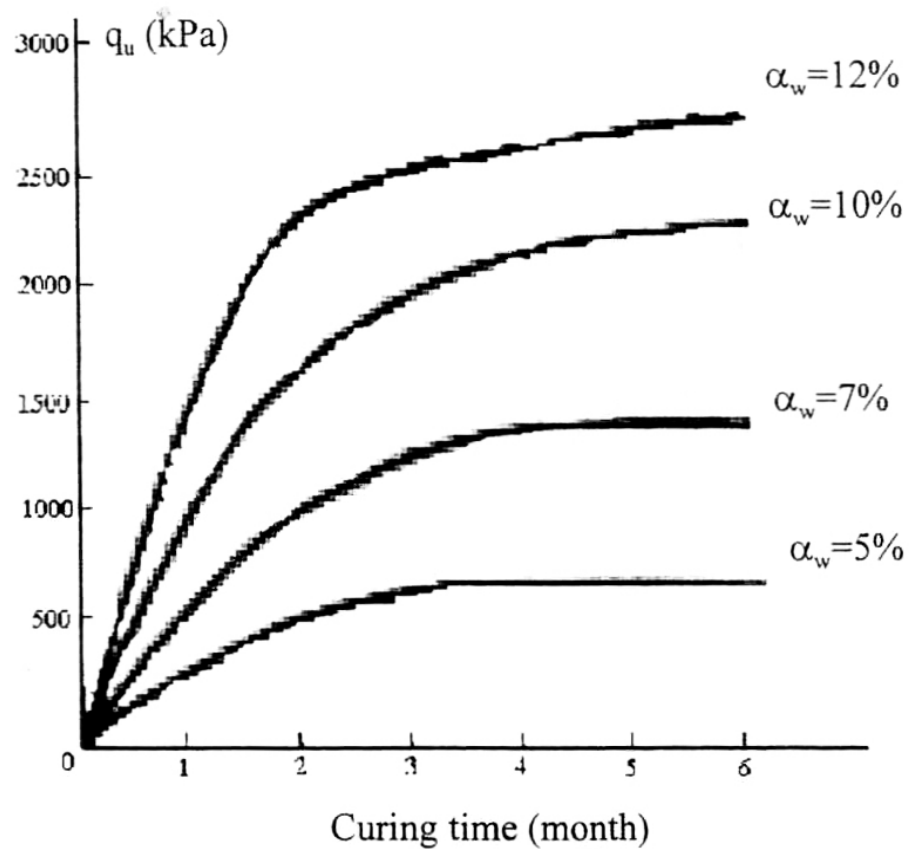
## Ảnh hưởng của hàm lượng cement



After Bergado et al. (1996)



## Ảnh hưởng của thời gian

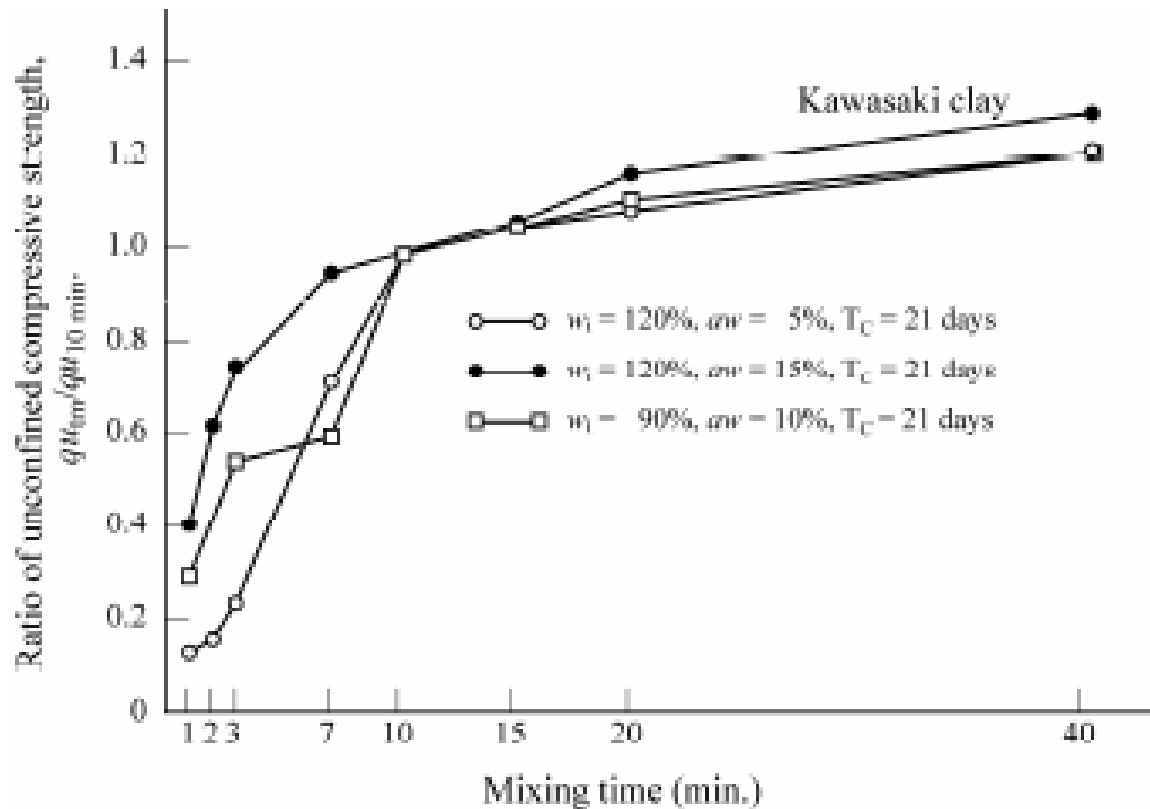


(After Zeng et al., 1998)

## 4 Xử lý và gia cố nền



### Ảnh hưởng của thời gian trộn mẫu



Influence of mixing time on strength  
(Terashi et al., 1977)



## Ảnh hưởng của hàm lượng hữu cơ

➤ **Masaaki, 1996; Gotoh, 1996**

- Cường độ giảm  $\longleftrightarrow$  tăng hàm lượng hữu cơ của đất tự nhiên

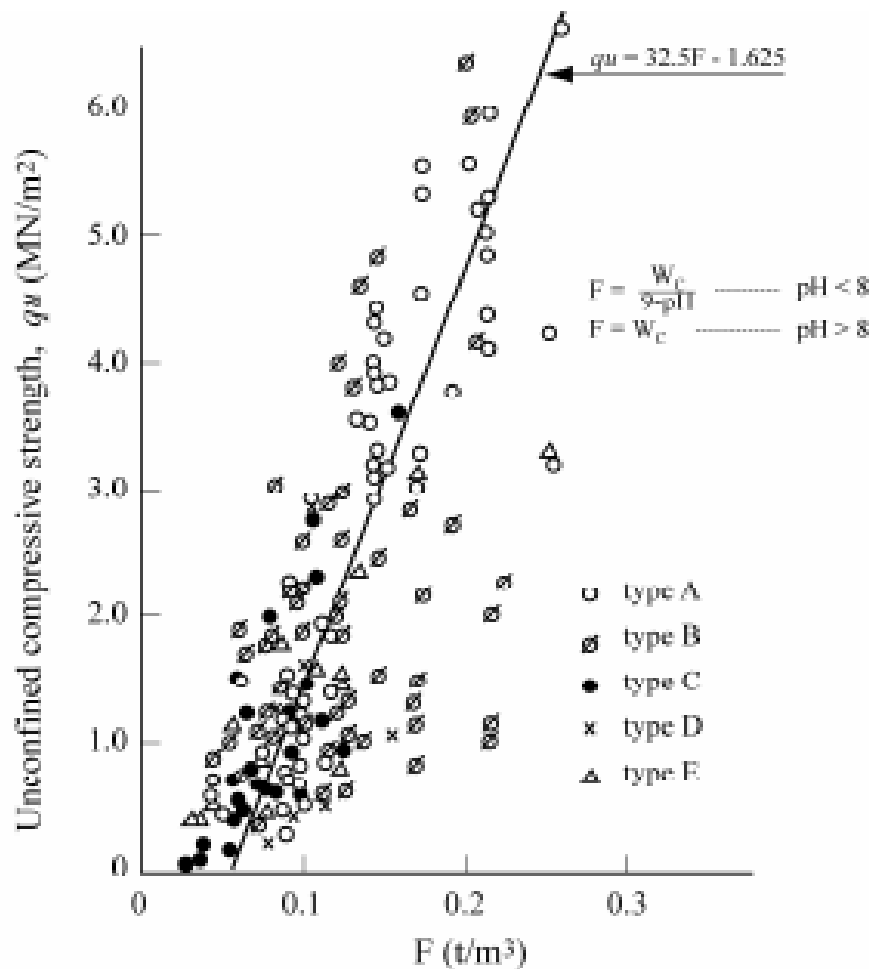
➤ **Kawasaki et al. (1984)**

DCM không thích hợp khi hàm lượng hữu cơ  $> 2$





## Ảnh hưởng của pH

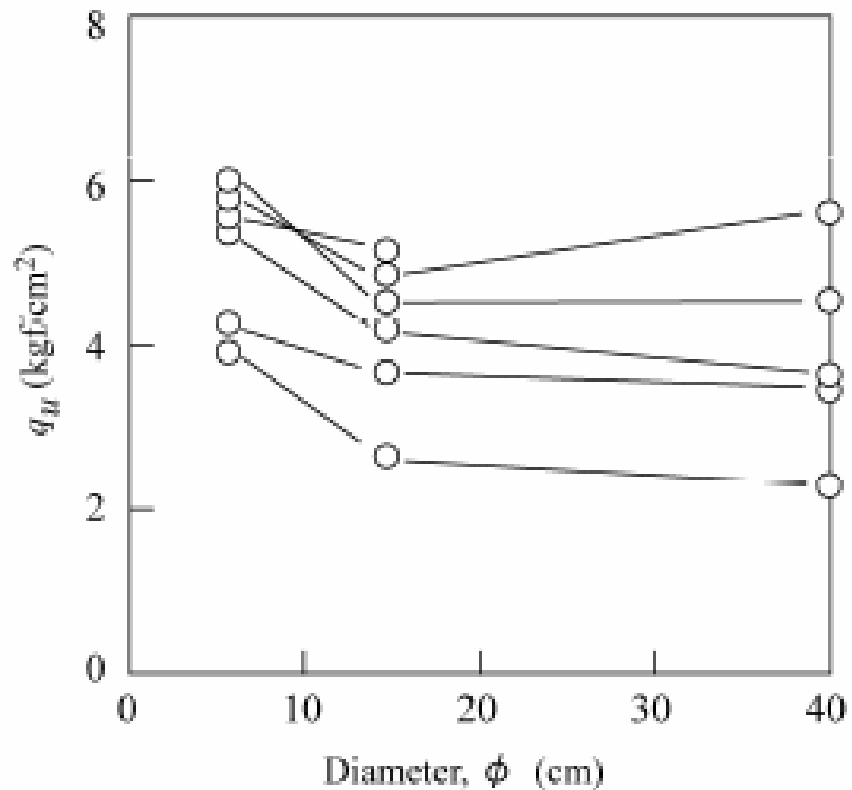


Effects of pH in cement treated soil  
(Nakamura et al., 1980).



## Ảnh hưởng đường kính mẫu

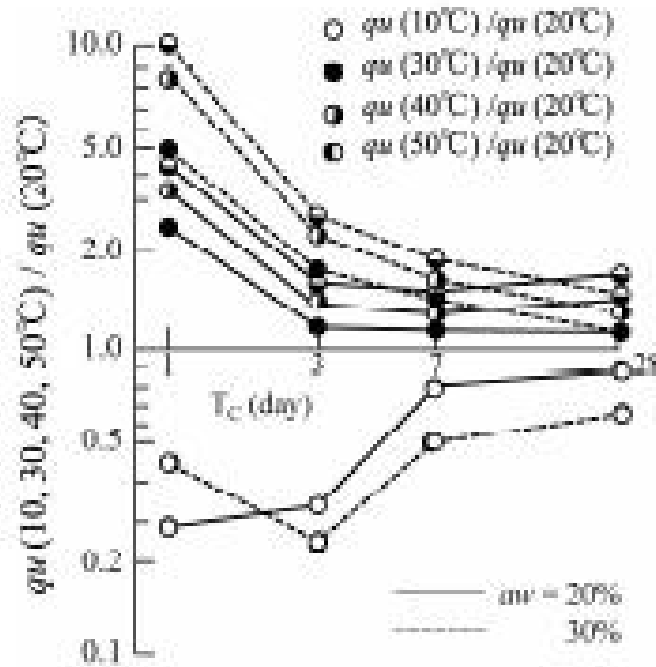
$$H/D = \text{const}$$



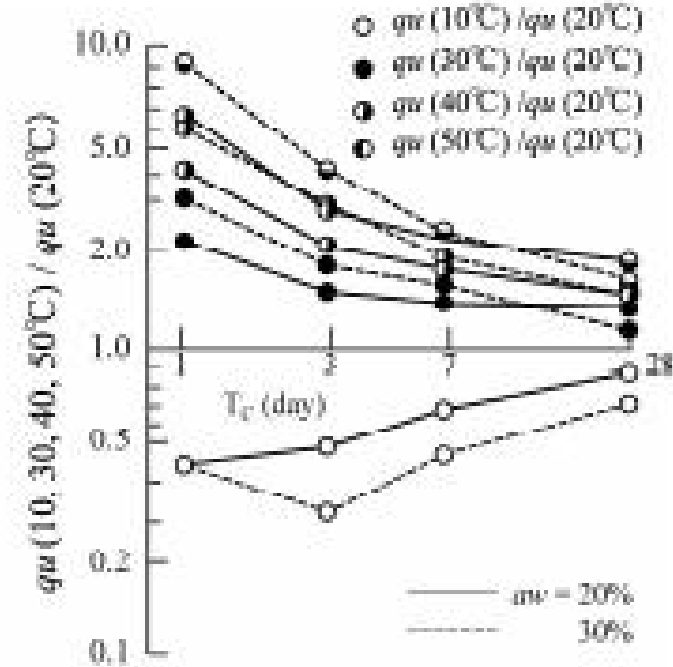
Relationship between diameter of sampler and unconfined compressive strength,  $q_u$ . (Saitoh et al., 1982).



## Ảnh hưởng của nhiệt độ



(a) Yokohama clay

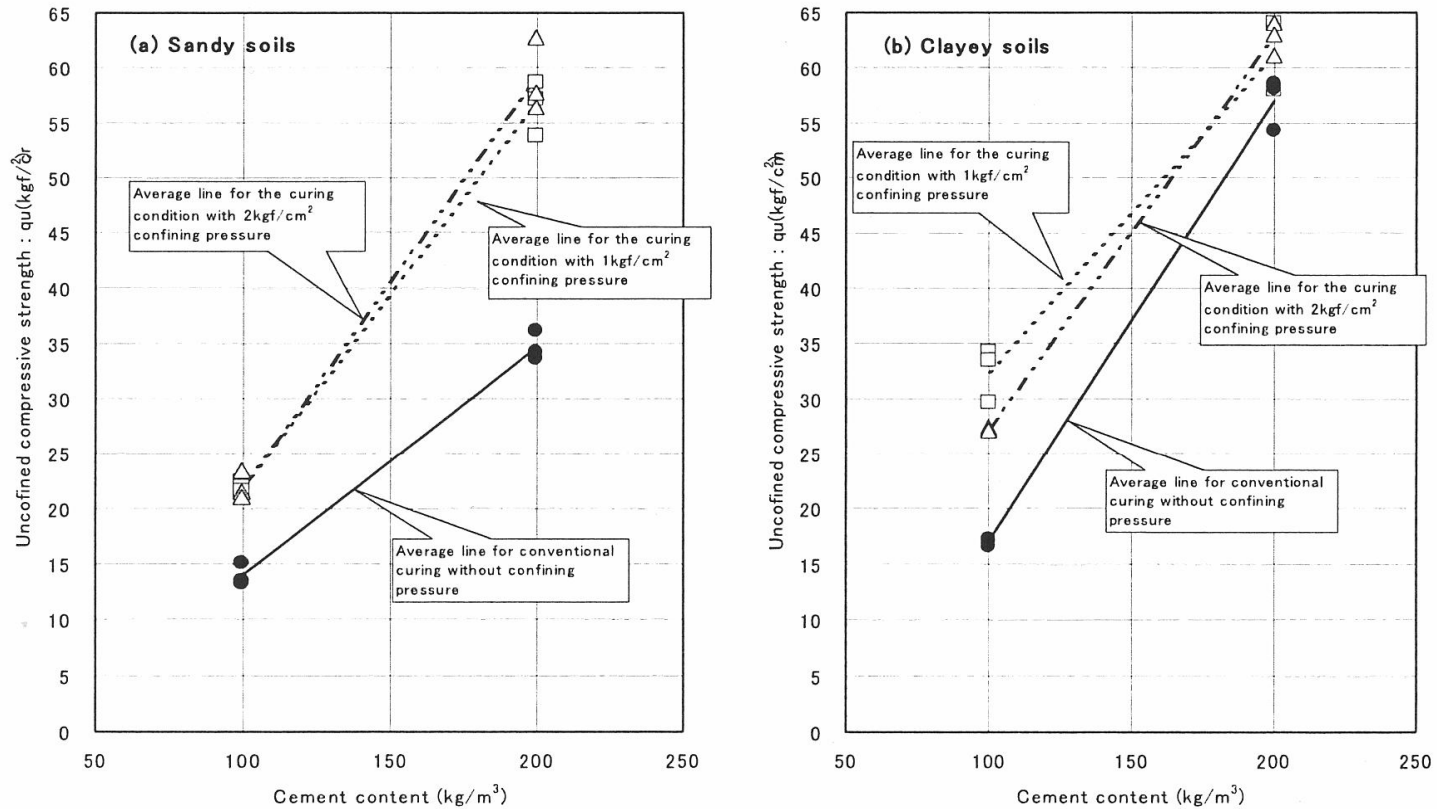


(b) Osaka clay

Effects of curing temperature (Saitoh et al., 1980).



(Consoli et al., 2000)



Effect of confining pressure during curing on the development of unconfined compressive strength of treated soils, for a curing period of 28 days

((a) sandy soils, (b) clayey soils)

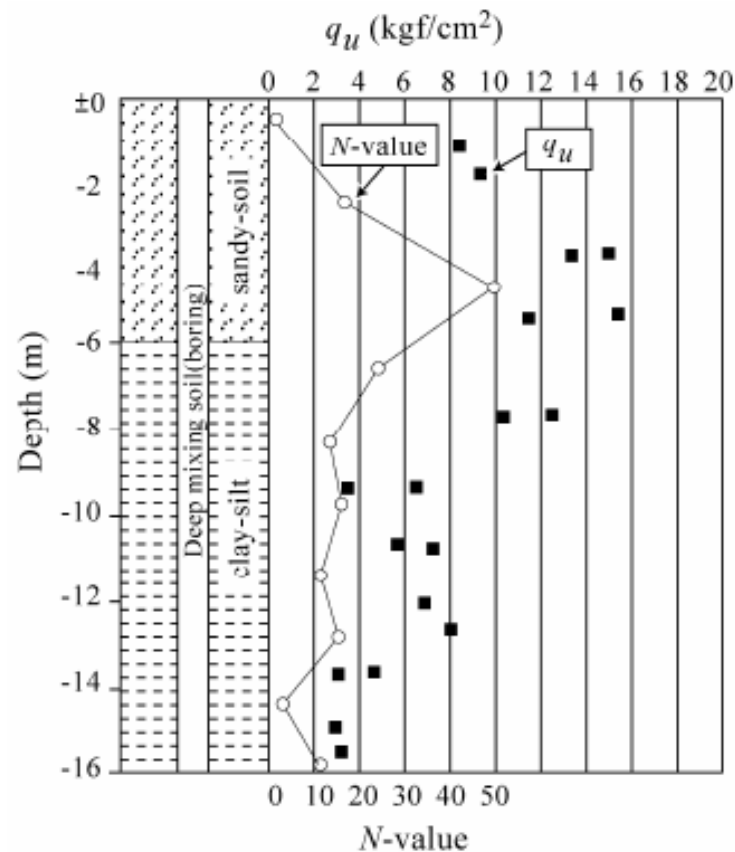


SPT

Nishibayashi et al., (1985); Porbaha and Puppala (2003)

$$q_u = \alpha \times N$$

$$\alpha = 1/3 - 1/4$$

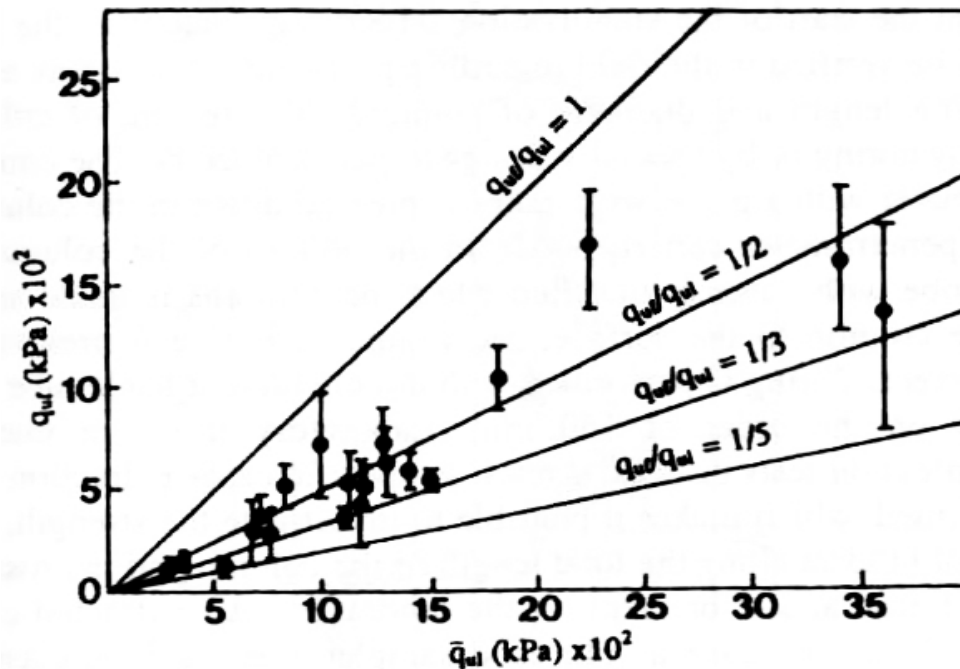


Relationship between  $q_u$  and  $N$ -value of deep mixing soil (Nishibayashi et al., 1985)

## 4 Xứ lí và gia cố nền



Tương quan giữa phòng thí nghiệm và hiện trường



(after Kamon, 1996)

$$q_{u.F} = (1/2 - 1/4)q_{u.L}$$

➤ Matsuo (1999)  $q_{u.F} \approx 0.5q_{u.L}$

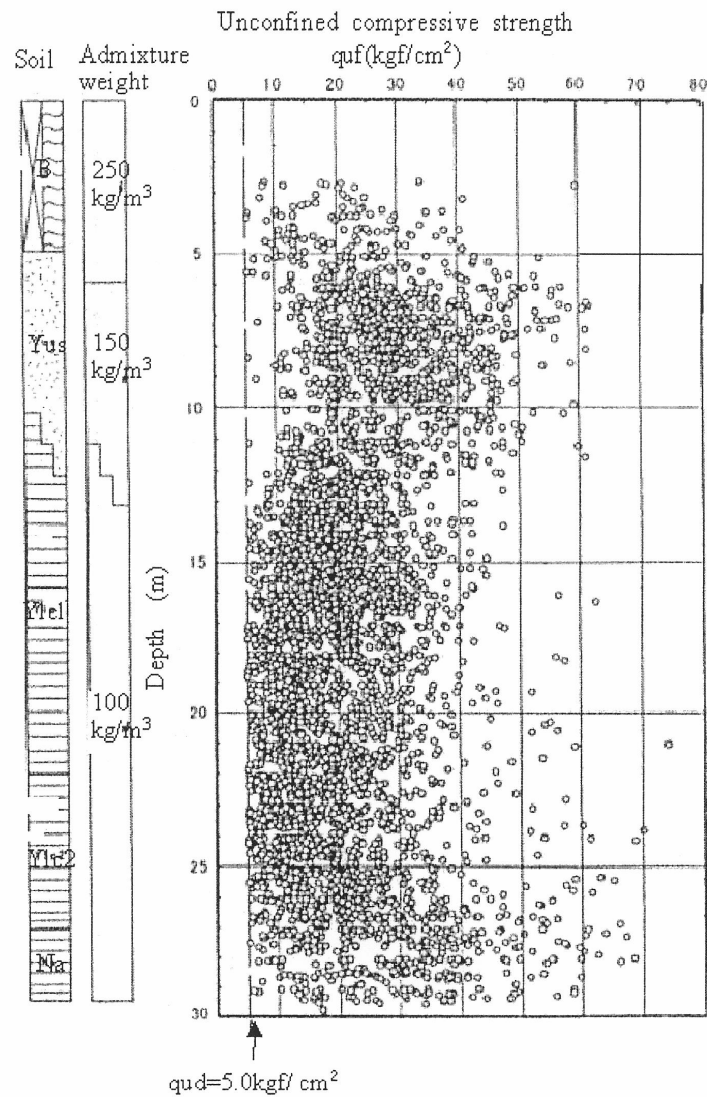
➤ EuroSoilStab (2002)  $q_{u.F} \approx (0.2 - 0.5)q_{u.L}$

# 4 Xứ lí và gia cố nền



Cường độ thiết kế dựa trên dữ liệu thu thập ngoài hiện trường

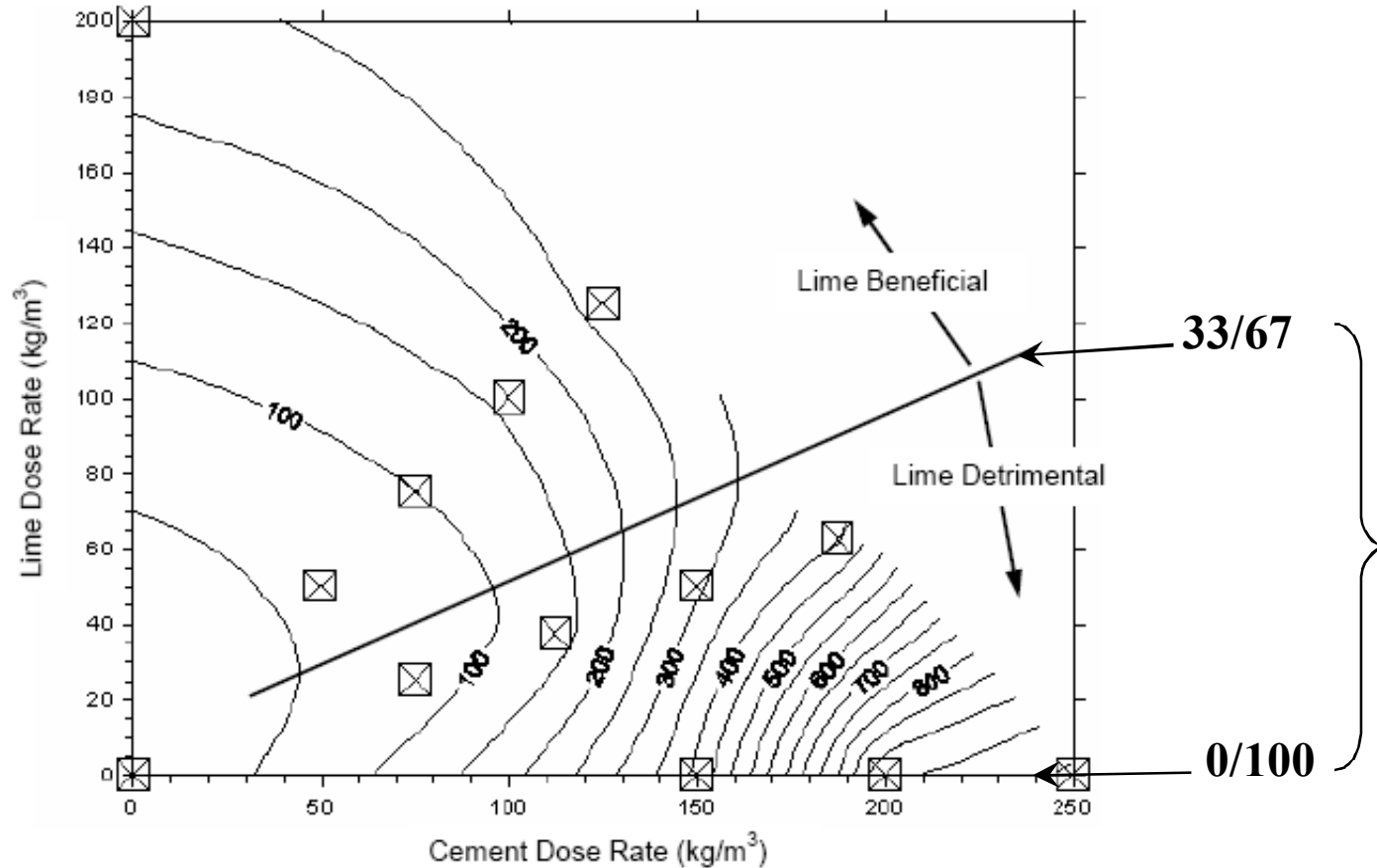
(Matsuo 1999)



# 4 Xử lí và gia cố nền



Tỷ lệ trộn giữa cement và vôi  
Jacobson et al., 2005



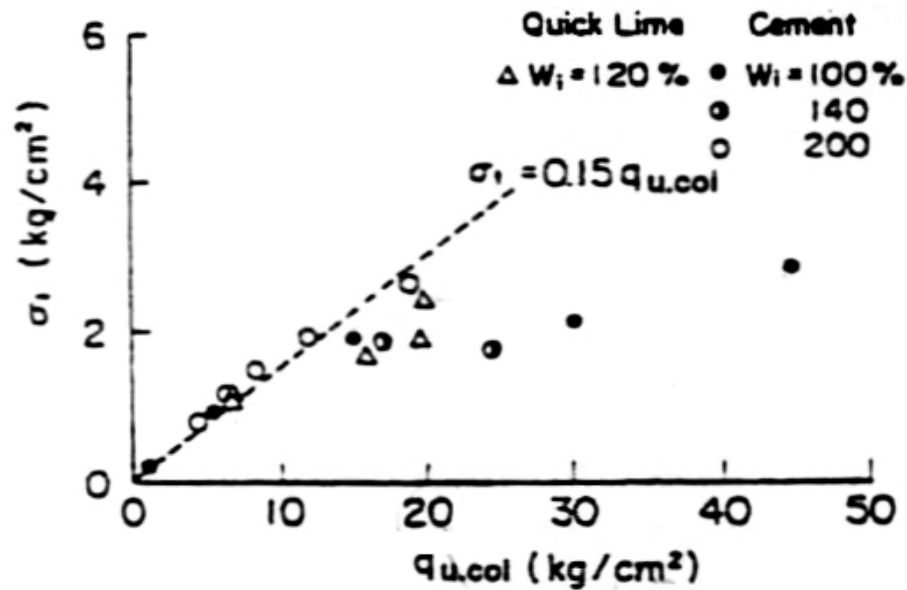
Contour Plot of 28-day Unconfined Compressive Strength (kPa) for I-95/Route 1



## 4 Xử lý và gia cố nền



### Cường Độ Chịu Kéo



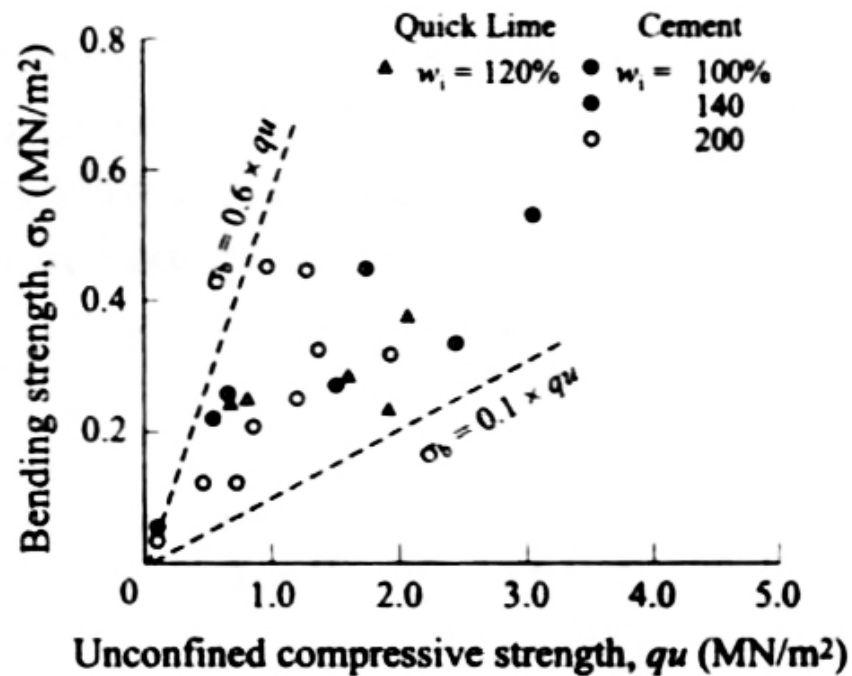
(After Terashi et al. 1980)

- Takenaka and Takenaka (1995) : 10-20%
- Brandl (1981) : 10 – 15%
- Kawasaki et al. (1981) : 15 -20%
- CDIT (Japan) : 15%

# 4 Xử lý và gia cố nền



## Cường Độ Chịu Uốn



(After Terashi et al. 1980 )

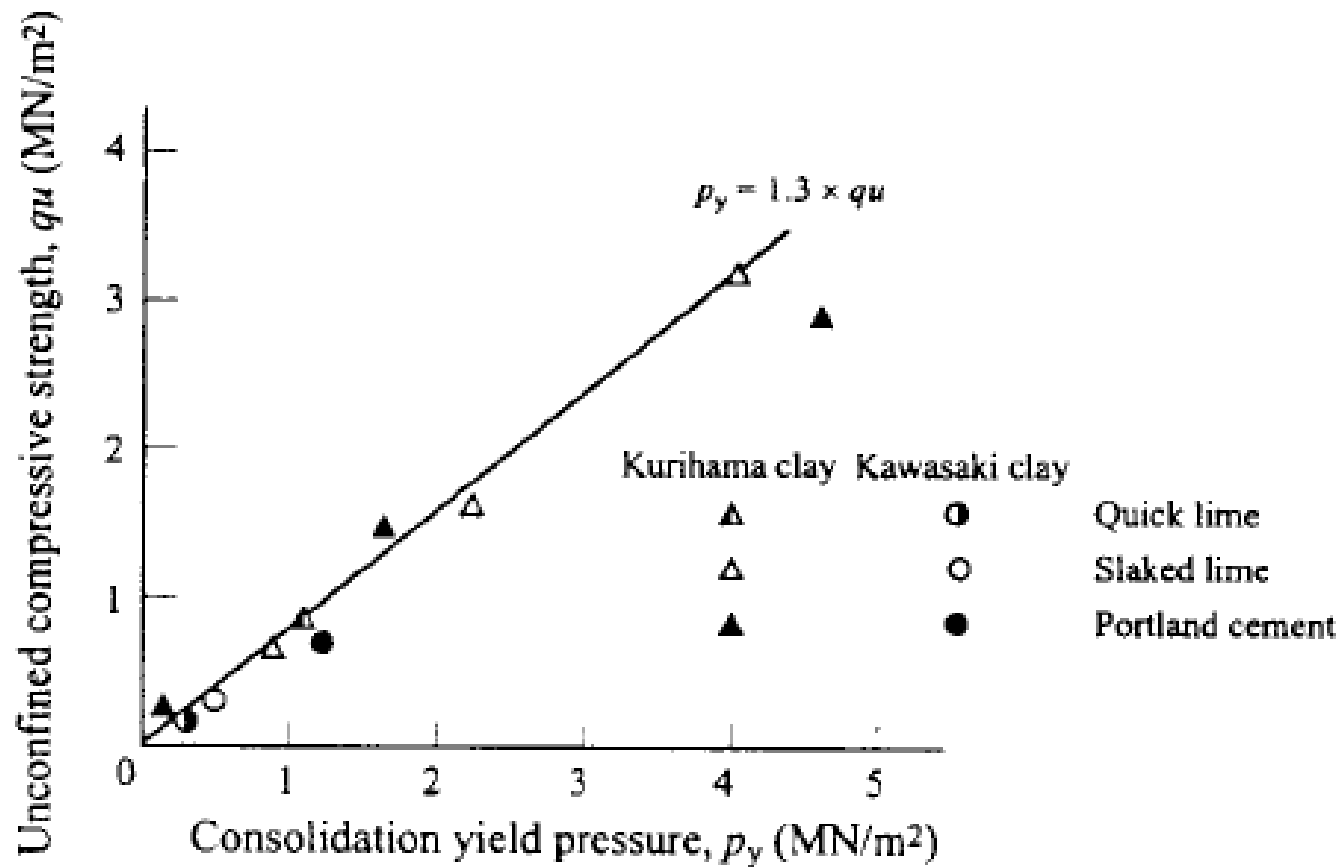
➤ Kitazume et al. (2000)

$$\sigma_{b.col} \approx 0.4q_u$$

# 4 Xử lý và gia cố nền



## Áp lực tiền cố kết



(After Terashi et al. 1980 )

# 4 Xử lý và gia cố nền



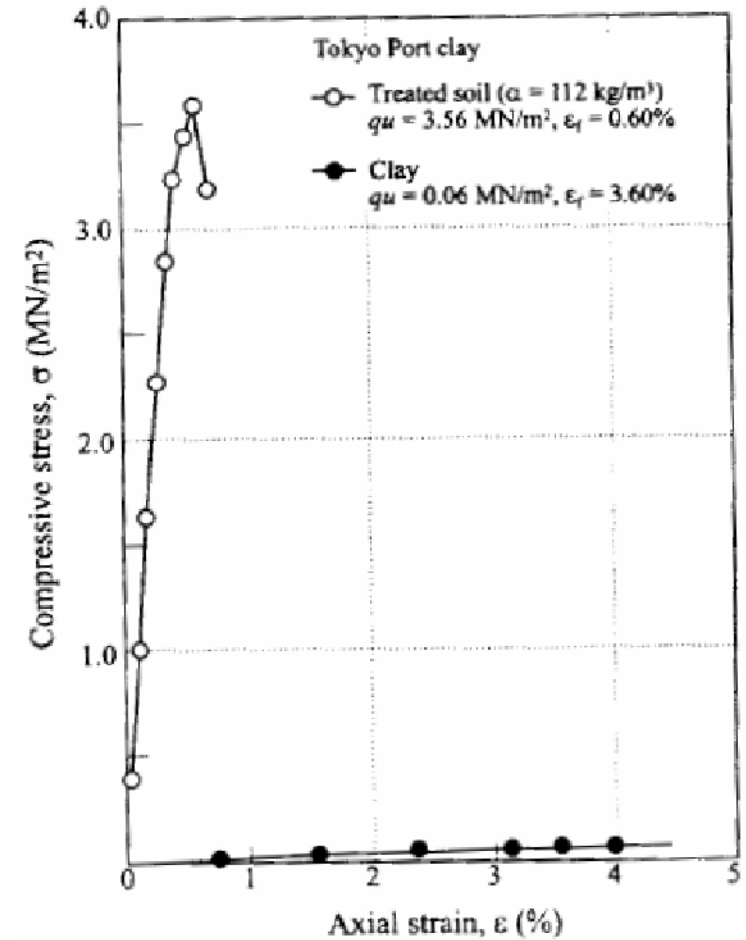
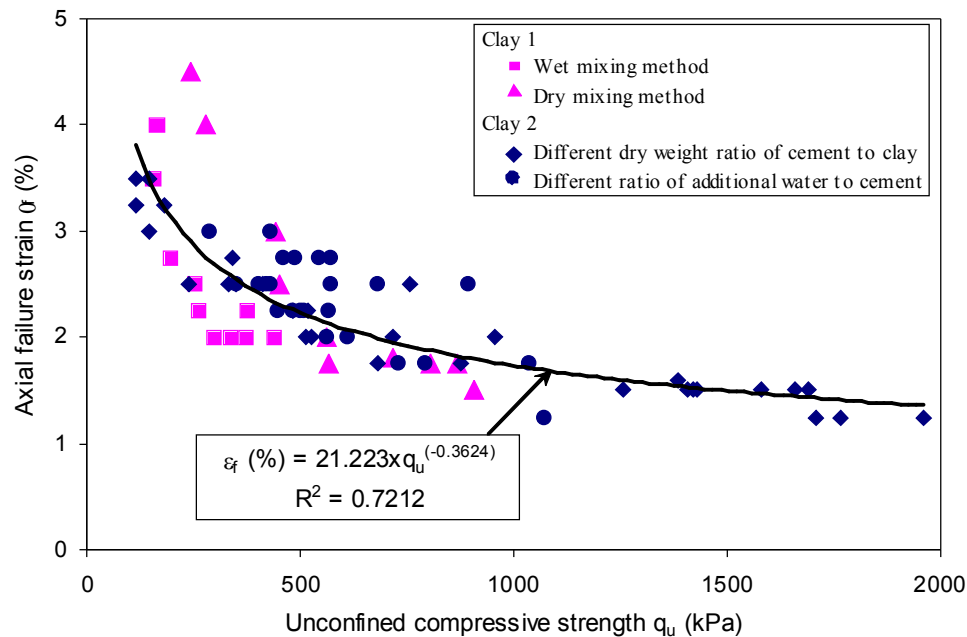
## Module Đoàn Hồi

Binder type	$E_u$	Reference
Dry lime/cement	$50 - 180 \cdot q_u$ $50 - 180 \cdot q_u$ $75 \cdot q_u$	(Ekstrom 1994) Baker (2000); Broms (2003) Jacobson et al. (2003)
Dry cement	$65 - 250 \cdot q_u$ $50 - 200 \cdot q_u$ $50 - 200 \cdot q_u$	Baker (2000); Broms (2003) Yang et al. (1998) Ahnberg et al. (1995)
Wet cement	$350 - 1,000 \cdot q_u$ $100-250 q_u$ $140-500 q_u$ $30 - 300 \cdot q_u$ $150 \cdot q_u$ $350 - 800 \cdot q_u$	Kawasaki et al. (1981) Futaki et al. (1996) Asano et al. (1996) Fang et al. (2001) McGinn and O'Rourke (2003) Tan et al. (2003)

# 4 Xử lý và gia cố nền



## Biến dạng phá hoại





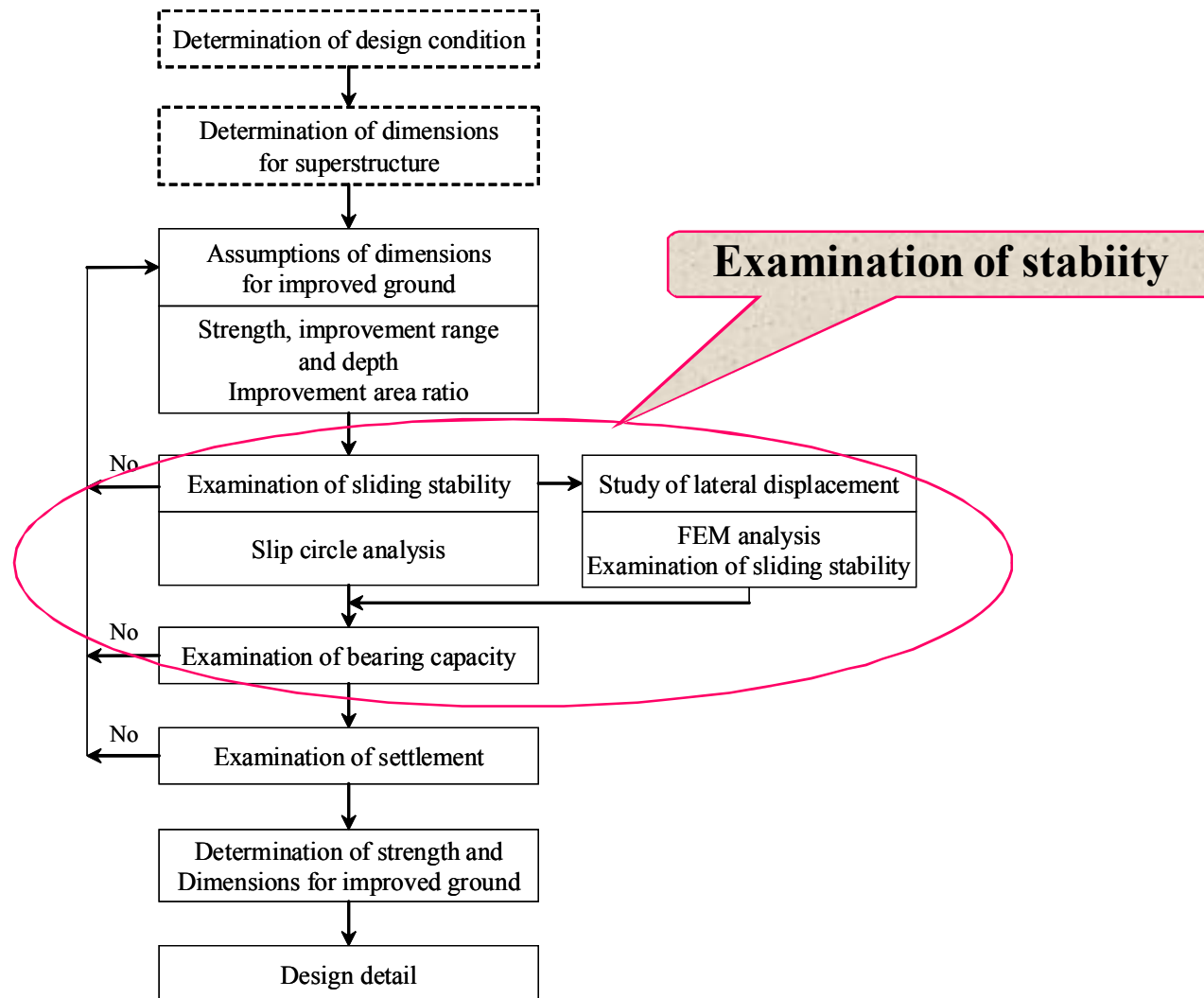
## Hệ số poisson

### ➤ Michell (1981)

- $\nu = 0.1$  to  $0.2$  cho đất cát trộn cement
- $\nu = 0.15$  to  $0.35$  cho đất sét trộn cement



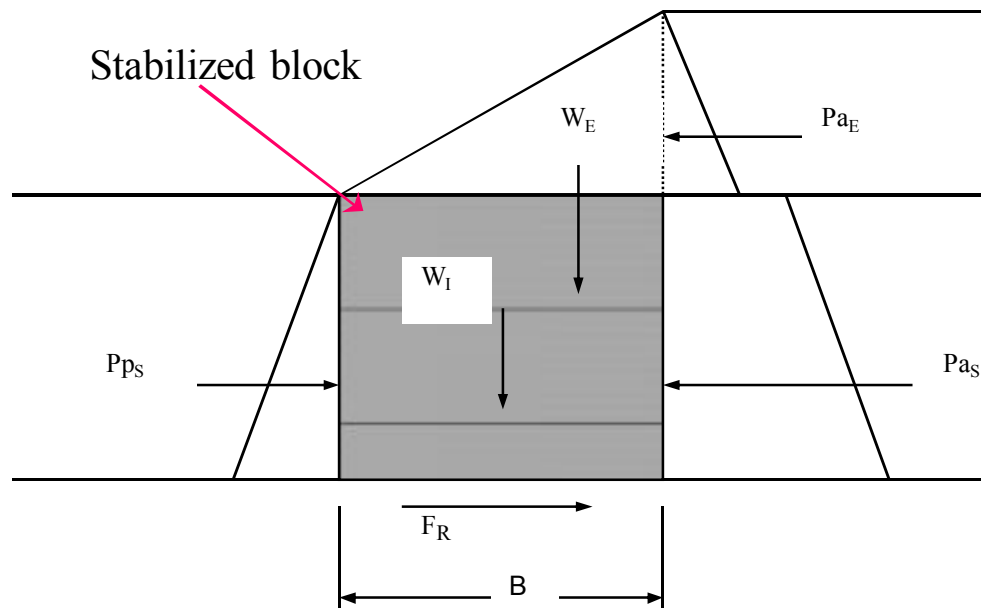
## Phương pháp đánh giá độ ổn định (CDIT 2002)



# 4 Xử lý và gia cố nền



## Ổn định trượt



$$FS_S = \frac{P_{p_s} + F_R}{P_{a_E} + P_{a_s}} = \frac{P_{p_s} + (W_E + W_I)B \tan \phi'}{P_{a_E} + P_{a_s}}$$

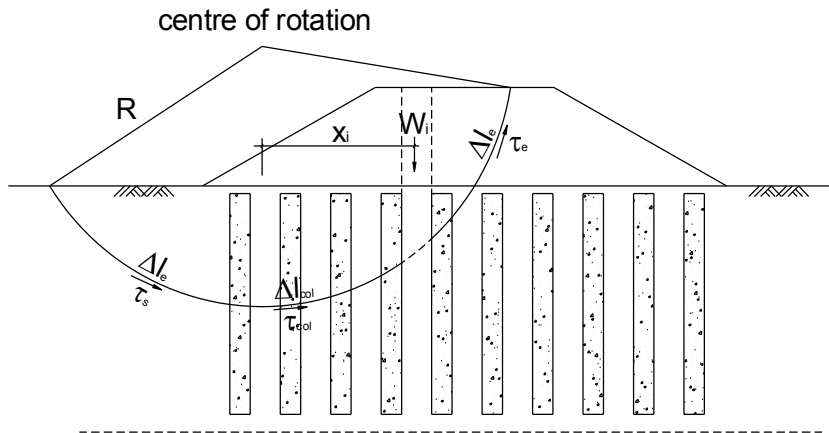


# 4 Xử lý và gia cố nền



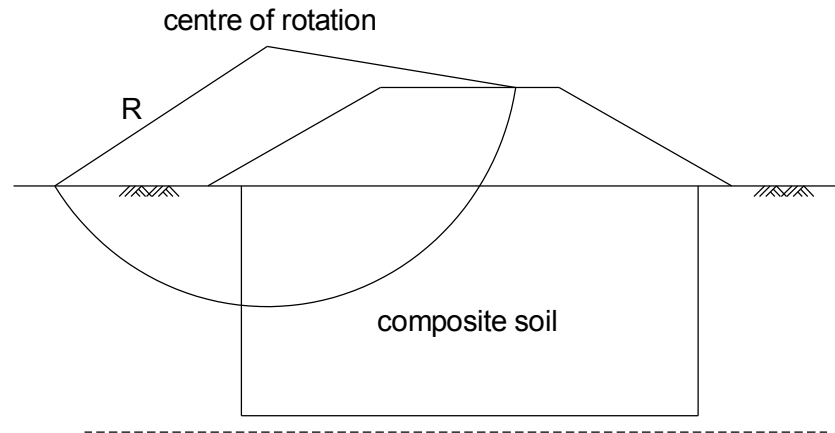
## Trượt tròn

### Discrete element



$$FS \leq \frac{M_R}{M_D} = \frac{R \sum (\Delta l_e \tau_e + \Delta l_{col} \tau_{col} + \Delta l_s \tau_s)}{\sum W_i x_i}$$

### Composite soil



$$\gamma = \gamma_{col} a_s + \gamma_{soil} (1 - a_s)$$

$$c = c_{col} a_s + c_{soil} (1 - a_s)$$

$$\tan \phi = \tan \phi_{col} a_s + \tan \phi_{soil} (1 - a_s)$$

$$a_s = \frac{A_{col}}{A}$$

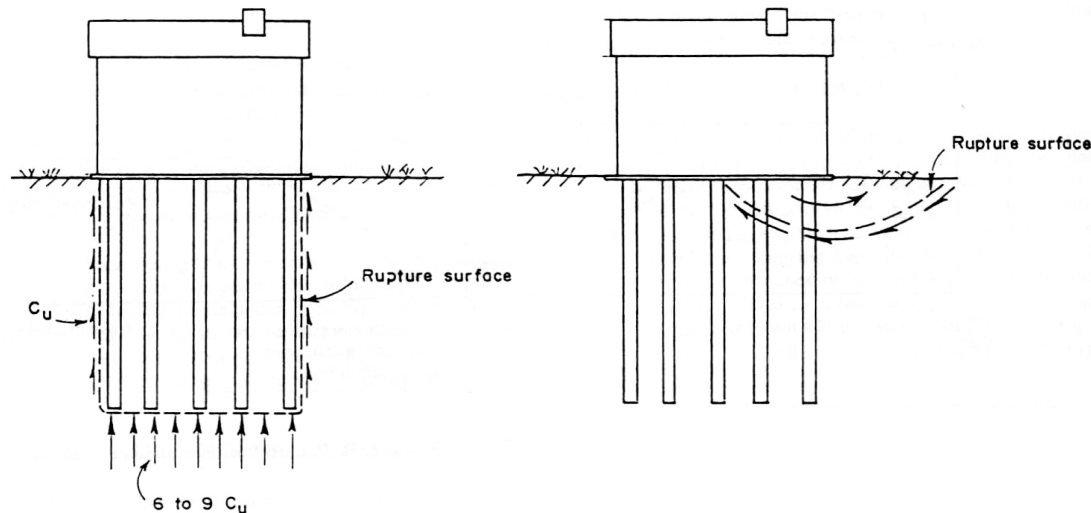
# 4 Xứ lí và gia cố nền



## Sức chịu tải

Broms (1994), Bergado et al. (1996), Kasali and Taki (2003)

Single column	Group of column	
	Block failure	Local failure
$Q_{ult} = A_s f_s + A_p q_p$ $\begin{cases} q_p = 9c_u \\ f_s = c_u \end{cases}$	$Q_{ult,group} = 2c_u H(B + L) + (6 \text{ to } 9)c_u HBL$	$q_{ult,group} = 5.5c_{av} \left(1 + 0.2 \frac{b}{l}\right)$





## Ứng suất đứng giới hạn

➤ Tiêu chuẩn của Phần Lan

$$\sigma_{v.col} \leq \frac{\sigma_{u.col}}{FS}$$

$$FS = 2$$

➤ Tatsuoka (2004)

$$q_a \leq \frac{q_u}{(5-6)}$$

# 4 Xữ lí và gia cố nền



## Xác định độ lún

➤ Nhật

$$S_{\text{stab}} = \beta \times S_{\text{unstab}}$$

$$\beta = \frac{\sigma_{\text{soil}}}{\sigma}$$

# 4 Xữ lí và gia cố nền



# 4 Xữ lí và gia cố nền



## 4.4 Gia tải trước

### 4.4.1 Tính toán tải trọng gia tải cho phép

$$\star q \leq q_u$$

$$q_u = c' N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

$$\star q \leq R_{tc}$$

$$R^{tc} = m (A b \gamma + B D_f \gamma^* + D c)$$

❖ Đất sét : dựa vào  $c_u$ ,  $\phi_u = 0$

Terzaghi:  $\phi_u = 0$

$$N_\gamma = N'_\gamma = 0 \text{ and } N_q = 1. \quad N_c = 5.7.$$

$$q_u = 5.7 c_u + q \quad (\text{strip footing})$$

$$q_u = (1.3)(5.7) c_u + q = 7.41 c_u + q \quad (\text{square and circular footing})$$

## 4 Xử lý và gia cố nền



$$\phi_u = 0 \longrightarrow A = 0, B = 1, D = 3,14 = \pi$$

$$R^{tc} = m (D_f \gamma^* + \pi c_u)$$

**Gia tải ngay trên bề mặt đất:  $D_f = 0$**

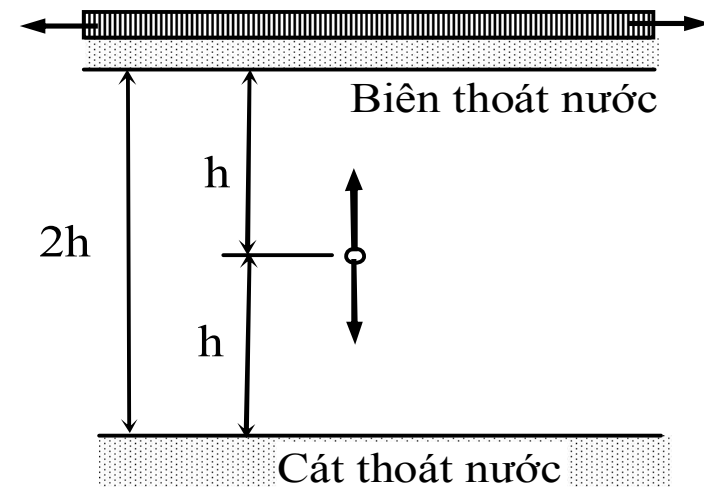
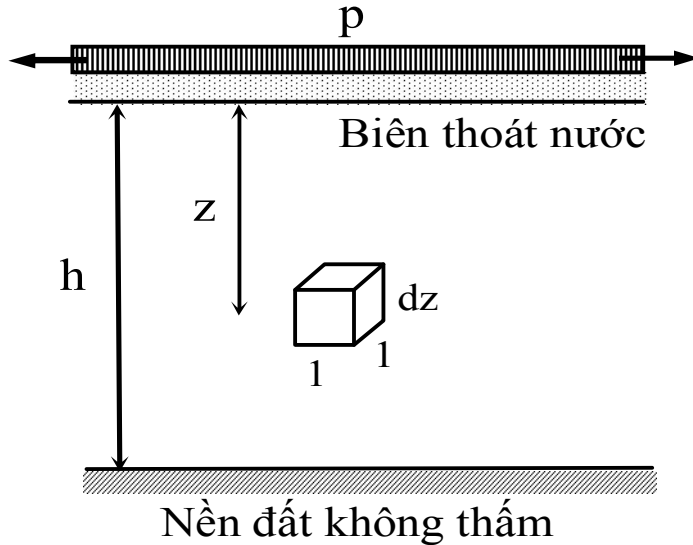
$$q_u = 5.7 c_u$$

$$R^{tc} = \pi c_u$$

# 4 Xử lý và gia cố nền



## 4.4.2 Tính toán cốt kết nền đất



➤ Độ cốt kết trung bình cho toàn bộ lớp đất

$$U = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M^2} e^{-M^2 T_v}$$

$$M = (\pi/2)(2m + 1)$$

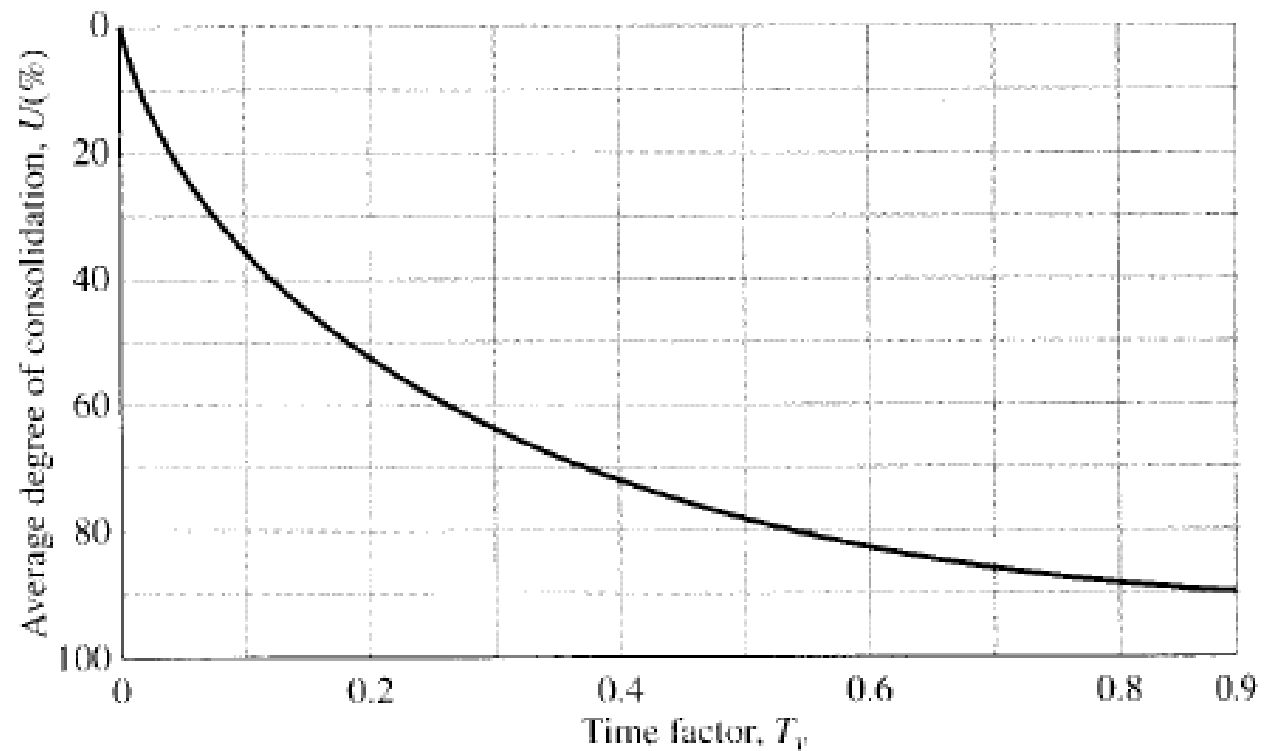
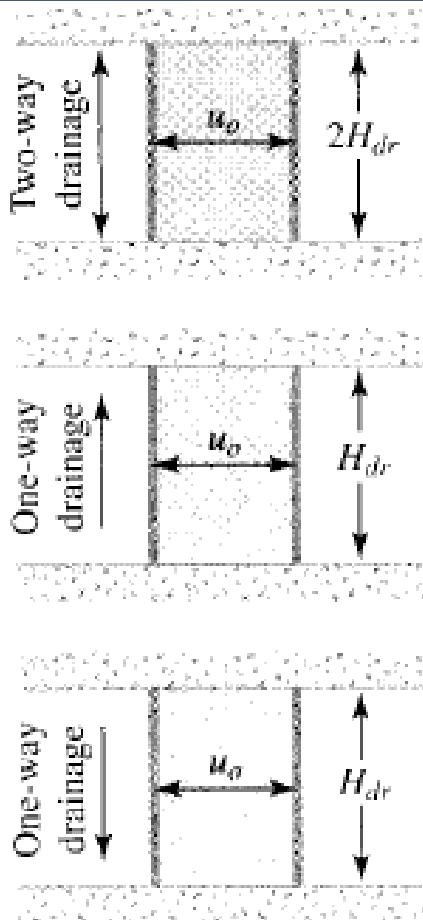
$$T_v = \frac{c_v t}{H_{dr}^2} = \text{time factor}$$

$$c_v = k / (\gamma_w m_v)$$

$$c_v = \frac{k}{\gamma_w m_v} = \frac{k}{\gamma_w \left( \frac{a_v}{1 + e_o} \right)}$$



# 4 Xử lý và gia cố nền



$$\text{For } U = 0 \text{ to } 60\%, \quad T_v = \frac{\pi}{4} \left( \frac{U\%}{100} \right)^2$$

$$\text{For } U > 60\%, \quad T_v = 1.781 - 0.933 \log(100 - U\%)$$

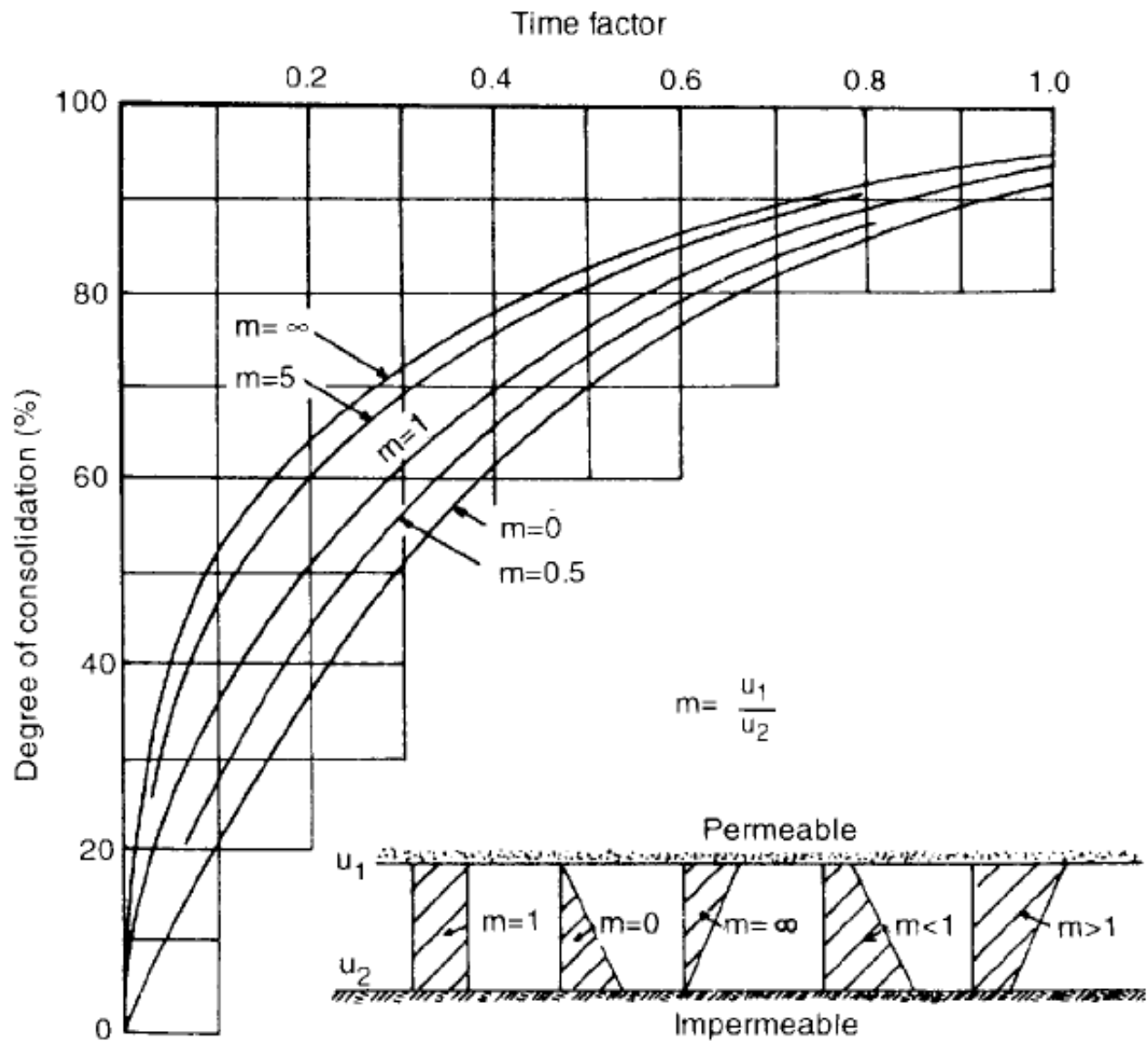
# 4 Xử lý và gia cố nền



Variation of  $T_v$  with  $U$

$U$ (%)	$T_v$	$U$ (%)	$T_v$	$U$ (%)	$T_v$
0	0	34	0.0907	68	0.377
1	0.00008	35	0.0962	69	0.390
2	0.0003	36	0.102	70	0.403
3	0.00071	37	0.107	71	0.417
4	0.00126	38	0.113	72	0.431
5	0.00196	39	0.119	73	0.446
6	0.00283	40	0.126	74	0.461
7	0.00385	41	0.132	75	0.477
8	0.00502	42	0.138	76	0.493
9	0.00636	43	0.145	77	0.511
10	0.00785	44	0.152	78	0.529
11	0.0095	45	0.159	79	0.547
12	0.0113	46	0.166	80	0.567
13	0.0133	47	0.173	81	0.588
14	0.0154	48	0.181	82	0.610
15	0.0177	49	0.188	83	0.633
16	0.0201	50	0.197	84	0.658
17	0.0227	51	0.204	85	0.684
18	0.0254	52	0.212	86	0.712
19	0.0283	53	0.221	87	0.742
20	0.0314	54	0.230	88	0.774
21	0.0346	55	0.239	89	0.809
22	0.0380	56	0.248	90	0.848
23	0.0415	57	0.257	91	0.891
24	0.0452	58	0.267	92	0.938
25	0.0491	59	0.276	93	0.993
26	0.0531	60	0.286	94	1.055
27	0.0572	61	0.297	95	1.129
28	0.0615	62	0.307	96	1.219
29	0.0660	63	0.318	97	1.336
30	0.0707	64	0.329	98	1.500
31	0.0754	65	0.304	99	1.781
32	0.0803	66	0.352	100	$\infty$
33	0.0855	67	0.364		

# 4 Xử lý và gia cố nền





### Thí dụ

The time required for 50% consolidation of a 25-mm-thick clay layer (drained at both top and bottom) in the laboratory is 2 min. 20 sec. How long (in days) will it take for a 3-m-thick clay layer of the same clay in the field under the same pressure increment to reach 50% consolidation? In the field, there is a rock layer at the bottom of the clay.

How long (in days) will it take in the field for 30% primary consolidation to occur?

# 4 Xử lý và gia cố nền



## Solution

$$T_{50} = \frac{c_v t_{\text{lab}}}{H_{dr(\text{lab})}^2} = \frac{c_v t_{\text{field}}}{H_{dr(\text{field})}^2}$$

$$\frac{t_{\text{lab}}}{H_{dr(\text{lab})}^2} = \frac{t_{\text{field}}}{H_{dr(\text{field})}^2}$$

$$\frac{140 \text{ sec}}{\left(\frac{0.025 \text{ m}}{2}\right)^2} = \frac{t_{\text{field}}}{(3 \text{ m})^2}$$

$$t_{\text{field}} = 8,064,000 \text{ sec} = \mathbf{93.33 \text{ days}}$$

$$\frac{c_v t_{\text{field}}}{H_{dr(\text{lab})}^2} = T_v \propto U^2$$

$$t \propto U^2 \rightarrow \frac{t_1}{t_2} = \frac{U_1^2}{U_2^2}$$

$$\frac{93.33 \text{ days}}{t_2} = \frac{50^2}{30^2}$$

$$t_2 = \mathbf{33.6 \text{ days}}$$



## Thí dụ

A 3-in.-thick layer (double drainage) of saturated clay under a surcharge loading underwent 90% primary consolidation in 75 days. Find the coefficient of consolidation of clay for the pressure range.

## Solution

$$T_{90} = \frac{c_v t_{90}}{H_{dr}^2}$$

Because the clay layer has two-way drainage,

$$H_{dr} = 3 \text{ m}/2 = 1.5 \text{ m. Also, } T_{90} = 0.848$$

$$0.848 = \frac{c_v(75 \times 24 \times 60 \times 60)}{(1.5 \times 100)^2}$$

$$c_v = \frac{0.848 \times 2.25 \times 10^4}{75 \times 24 \times 60 \times 60} = \mathbf{0.00294 \text{ cm}^2/\text{sec}}$$



## Thí dụ

Giá trị hệ số cố kết được xác định từ thí nghiệm trong phòng là

$C_v = 0.016\text{m}^2/\text{tháng}$ . Chiều dày của lớp đất sét thực tế là 2.44m. Cho biết bên trên và bên dưới lớp đất sét là lớp đất cát

- a) Thời gian để độ lún đạt được 50% cố kết là bao nhiêu?
- b) Giá trị độ lún sau 1 năm là bao nhiêu?



### Solution

$$(a) \quad U = 50\% \quad \longrightarrow \quad T_v = 0.20:$$

$$t = \frac{T_v H_{dr}^2}{c_v} = \frac{(0.2) \left( \frac{2.44 \text{ m}}{2} \right)^2}{(0.016 \text{ m}^2/\text{month})} = 18.6 \text{ months}$$

$H_{dr}$  is one-half the total thickness of the clay layer

$$(b) \quad t = 1 \text{ yr} = 12 \text{ months}$$

$$T_v = \frac{tc_v}{H_{dr}^2} = \frac{(12 \text{ months})(0.016 \text{ m}^2/\text{month})}{(1.22 \text{ m})^2} = 0.13$$

$$T_v = 0.13 \quad \longrightarrow \quad U = 42\%$$

$$S_{pc} = 0.42 \times 25 \text{ mm} \cong 11 \text{ mm}$$



**Thí dụ**

For a normally consolidated laboratory clay specimen drained on both sides, the following are given:

$$\sigma'_O = 3000 \text{ lb/ft}^2 \quad e = e_O = 1.1$$

$$\sigma'_O + \Delta\sigma' = 6000 \text{ lb/ft}^2 \quad e = 0.9$$

Thickness of clay specimen = 1 in.

Time for 50% consolidation = 2 min

- a. Determine the hydraulic conductivity (ft/min) of the clay for the loading range.
- b. How long (in days) will it take for a 6-ft clay layer in the field (drained on one side) to reach 60% consolidation?

# 4 Xử lý và gia cố nền



## Solution

Part A

$$m_v = \frac{a_v}{1 + e_{av}} = \frac{\left(\frac{\Delta e}{\Delta \sigma'}\right)}{1 + e_{av}}$$

$$\Delta e = 1.1 - 0.9 = 0.2$$

$$\Delta \sigma' = 6000 - 3000 = 3000 \text{ lb/ft}^2$$

$$e_{av} = \frac{1.1 + 0.9}{2} = 1.0$$

$$\rightarrow m_v = \frac{\frac{0.2}{3000}}{1 + 1.0} = 3.33 \times 10^{-5} \text{ ft}^2/\text{lb}$$

$$\star U = 50\%, T_v = 0.197$$

$$\rightarrow c_v = \frac{(0.197) \left(\frac{1}{2 \times 12}\right)^2}{2} = 1.71 \times 10^{-4} \text{ ft}^2/\text{min}$$

$$\begin{aligned} \rightarrow k &= c_v m_v \gamma_w = (1.71 \times 10^{-4} \text{ ft}^2/\text{min})(3.33 \times 10^{-5} \text{ ft}^2/\text{lb})(62.4 \text{ lb/ft}^3) \\ &= 3.55 \times 10^{-7} \text{ ft/min} \end{aligned}$$



Part B

$$T_{60} = \frac{c_v t_{60}}{H_{dr}^2}$$
$$t_{60} = \frac{T_{60} H_{dr}^2}{c_v}$$

★  $U = 60\%$  and  $T_{60} = 0.286$ ,

→  $t_{60} = \frac{(0.286)(6)^2}{1.71 \times 10^{-4}} = 60,211 \text{ min} = \mathbf{41.8 \text{ days}}$

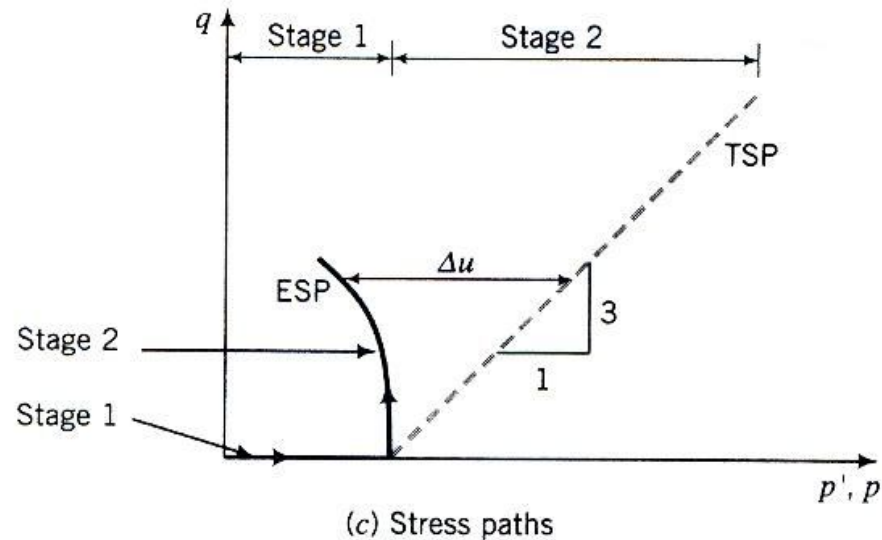
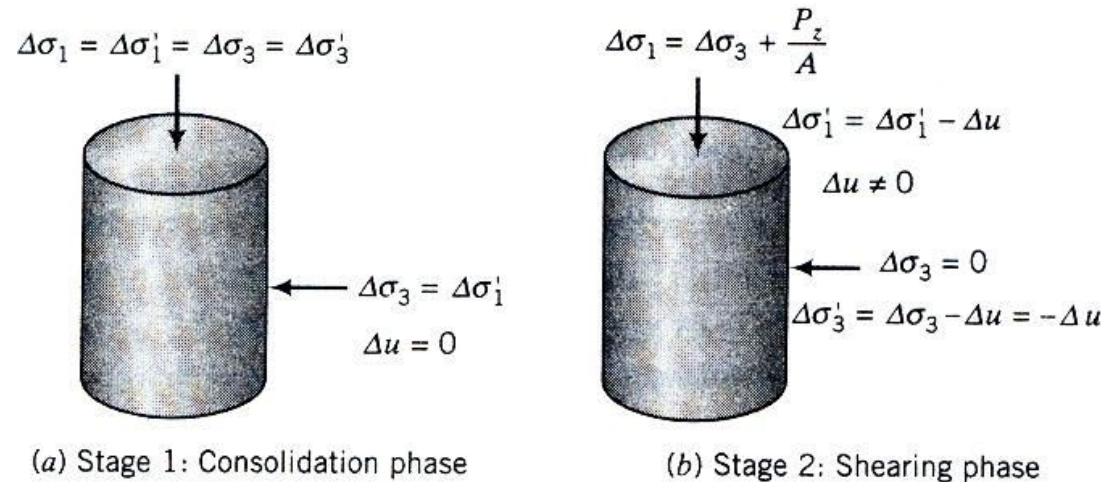
# 4 Xử lý và gia cố nền



## 4.4.3 Sự thay đổi sức chống cắt của đất sau khi gia cố

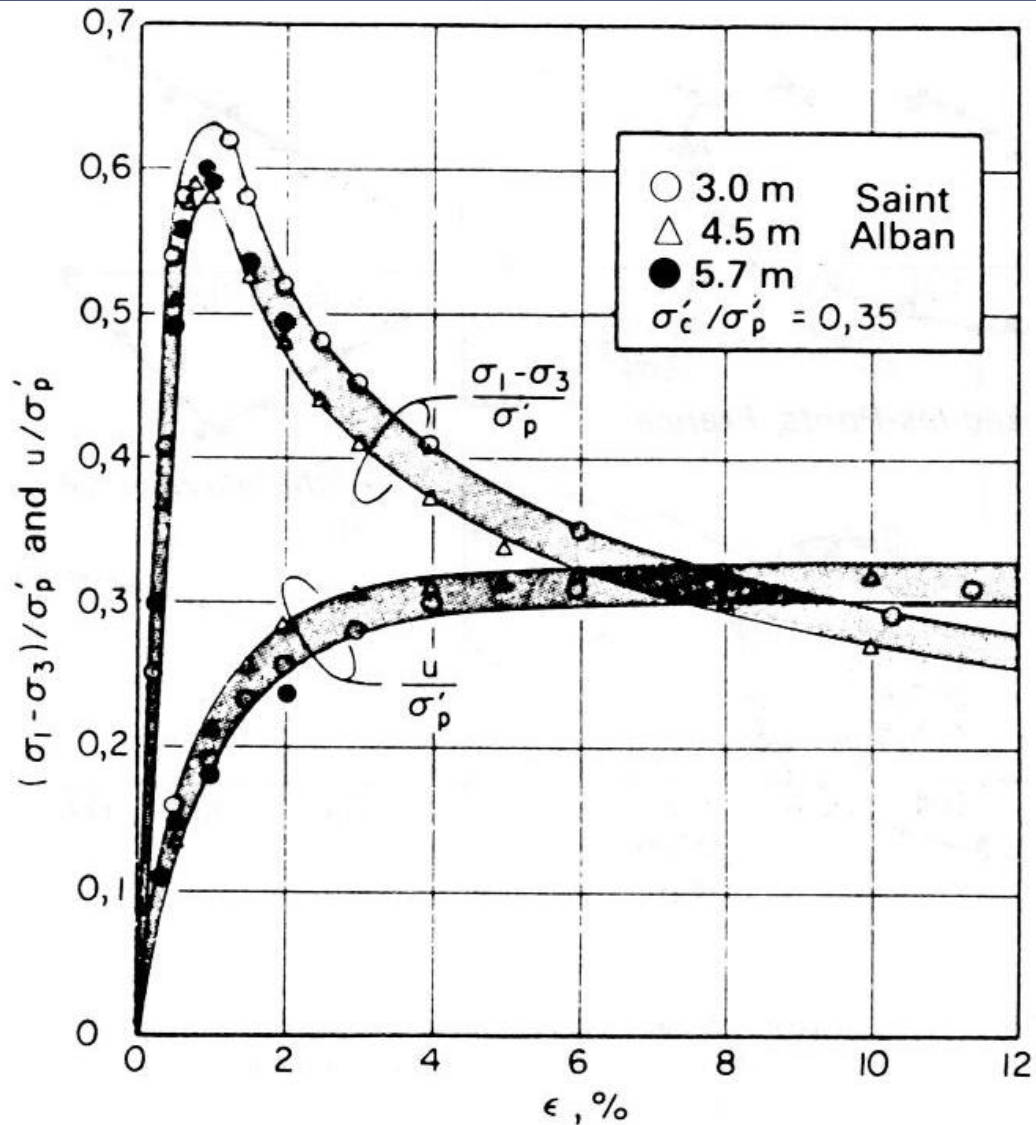
*ĐK không thoát nước*

➤ **Thí nghiệm CU**



Stresses and stress paths for triaxial CU test.

# 4 Xứ lí và gia cố nền



Undrained triaxial compression tests on isotropically consolidated samples:  
normalized stress–strain and pore pressure–strain curves.

# 4 Xữ lí và gia cố nền



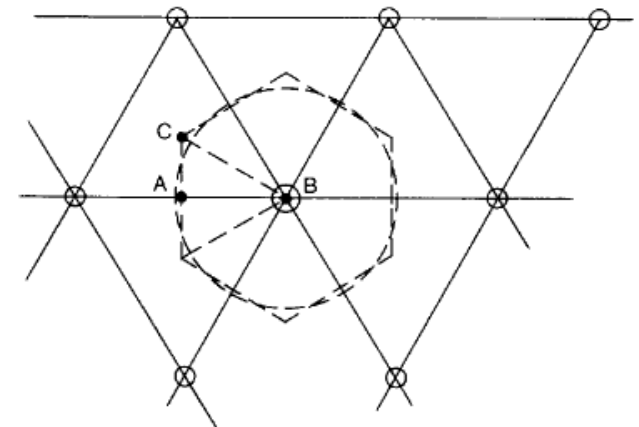
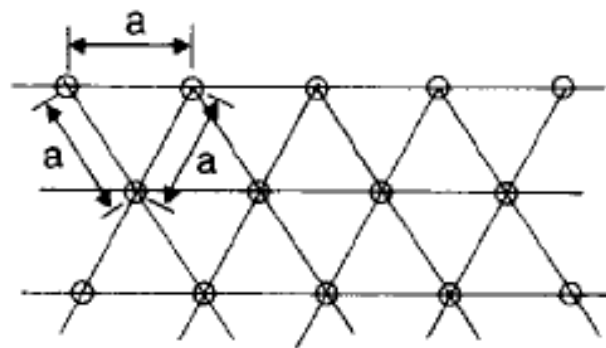
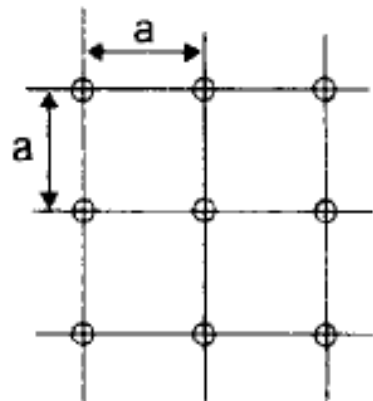
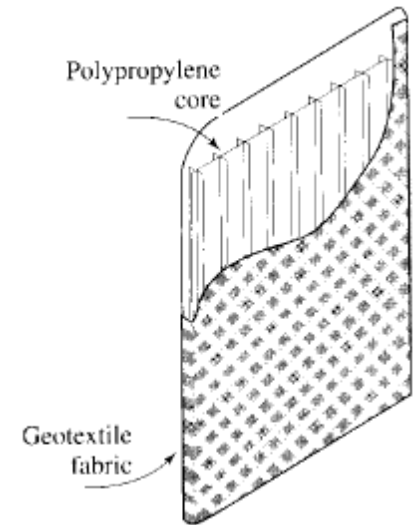
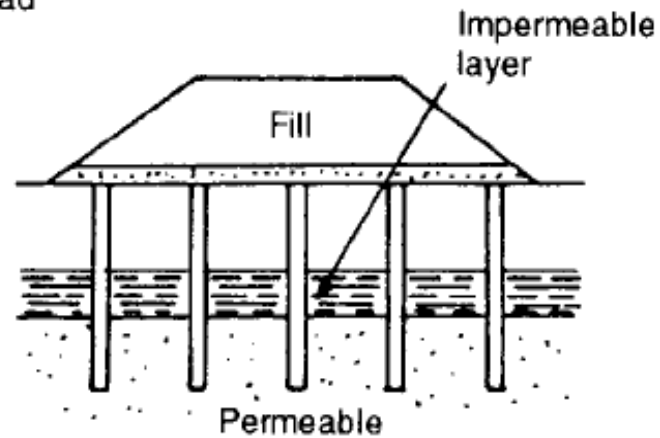
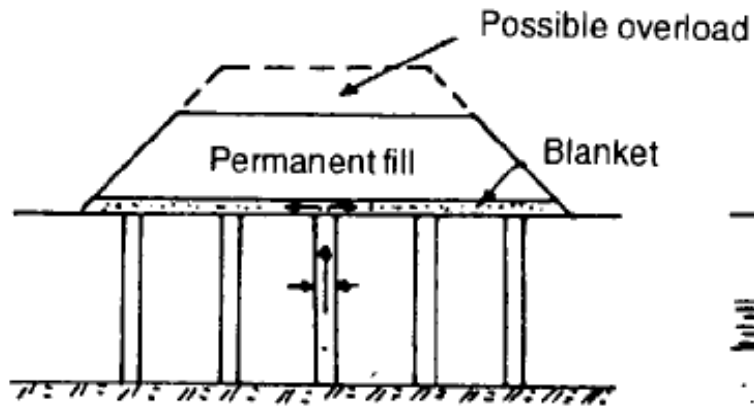
## Empirical Equations Related to $c_u$ and $\sigma'_O$

Reference	Relationship	Remarks
Skempton (1957)	$\frac{c_{u(VST)}}{\sigma'_O} = 0.11 + 0.0037(PI)$ <p><math>PI =</math> plasticity index (%)  <math>c_{u(VST)} =</math> undrained shear strength from vane shear test</p>	For normally consolidated clay
Chandler (1988)	$\frac{c_{u(VST)}}{\sigma'_c} = 0.11 + 0.0037(PI)$ <p><math>\sigma'_c =</math> preconsolidation pressure</p>	Can be used in overconsolidated soil; accuracy $\pm 25\%$ ; not valid for sensitive and fissured clays
Jamiolkowski et al. (1985)	$\frac{c_u}{\sigma'_c} = 0.23 \pm 0.04$	For lightly overconsolidated clays
Mesri (1989)	$\frac{c_u}{\sigma'_O} = 0.22$	
Ladd et al. (1977)	$\frac{\left(\frac{c_u}{\sigma'_O}\right)_{\text{overconsolidated}}}{\left(\frac{c_u}{\sigma'_O}\right)_{\text{normally consolidated}}} = (OCR)^{0.8}$ <p><math>OCR =</math> overconsolidation ratio</p>	

# 4 Xử lý và gia cố nền



## 4.5 Giếng cát, bắc thấm – tăng nhanh cố kết





## 4.5.1 Giếng cát

### Bán kính thấm ngang tương đương

➤ Tam giác

$$\text{Area of triangle ABC} = \frac{1}{2} \times \frac{a}{2} \times \frac{a}{2\sqrt{3}} = \frac{a^2}{8\sqrt{3}}$$

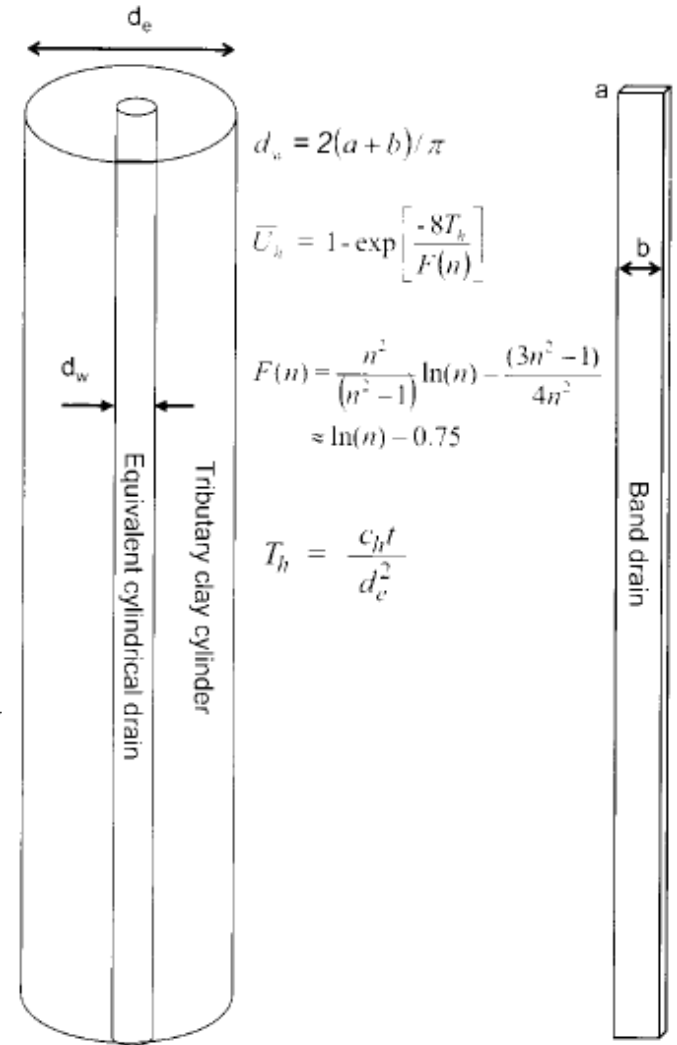
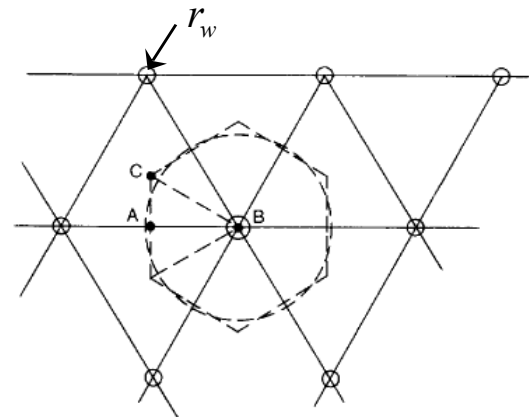
$$\text{Total area of the hexagon} = 12 \times \frac{a^2}{8\sqrt{3}} = 0.865a^2$$

$$r_e = 0.525a$$

➤ Hình vuông

$$\pi r_e^2 = a^2$$

$$r_e = 0.564a$$







### Phương trình cô kết thấm hai chiều

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_h \left[ \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right] + c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

➤ Độ cô kết trung bình (Carrilo, 1942)

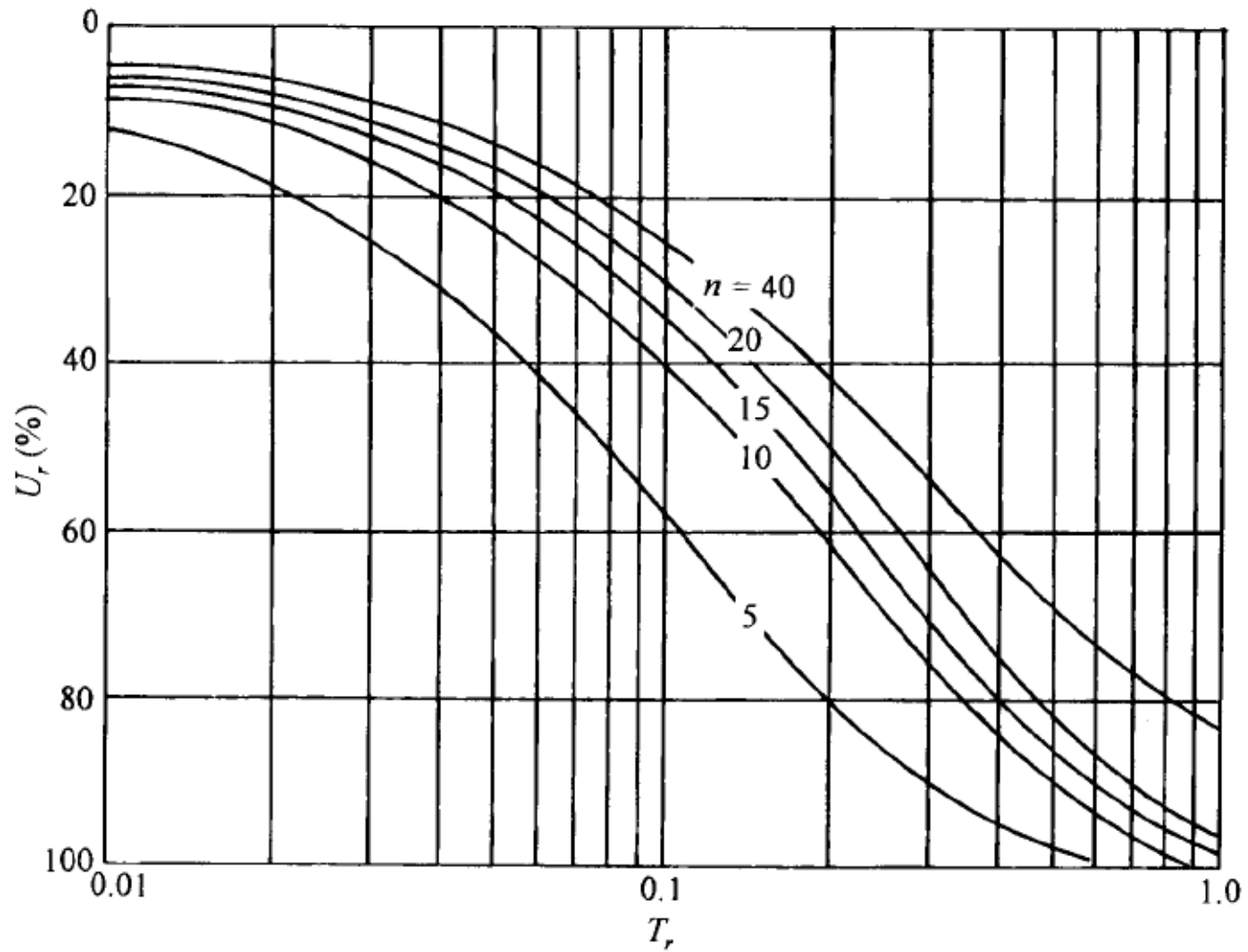
$$U = 1 - (1 - U_v)(1 - U_r)$$

### Cô kết thấm ngang Barron (1948)

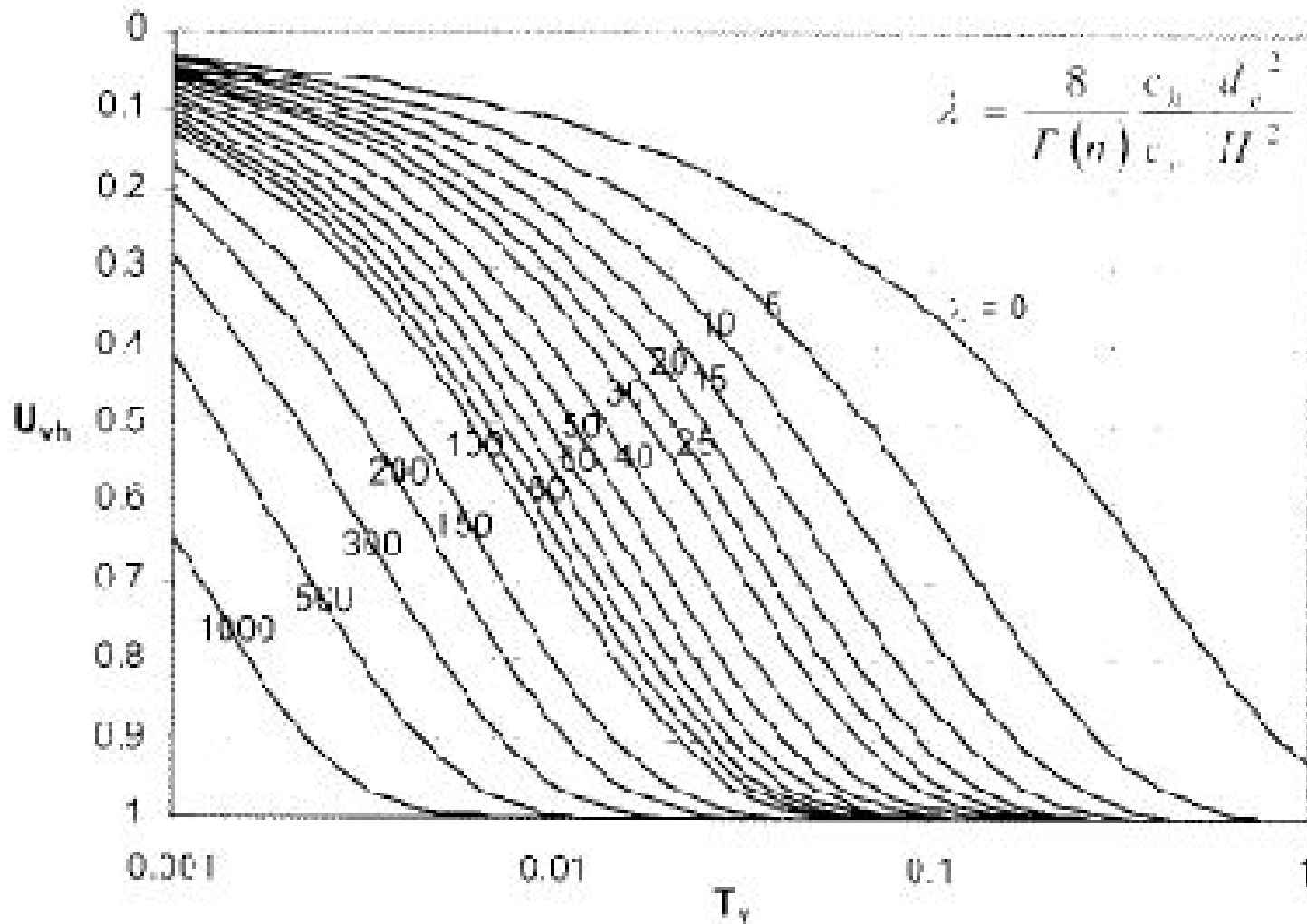
$$U_r = 1 - \exp \left[ \frac{-8T_r}{F(n)} \right]$$

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \quad n = \frac{d_e}{d_w} \quad T_r = \frac{c_h t}{d_e^2} \quad c_h = \frac{k_h}{m_v \gamma_w}$$

# 4 Xử lý và gia cố nền



# 4 Xử lý và gia cố nền





### Chiều dày lớp đệm cát

$$h_{\text{đệm}} = S + (30 \div 50) \text{ cm, chọn } h_{\text{đệm}} \geq 0,5 \text{ m}$$

S: độ lún ổn định của nền đất yếu

### Đường kính và khoảng cách của các giếng cát

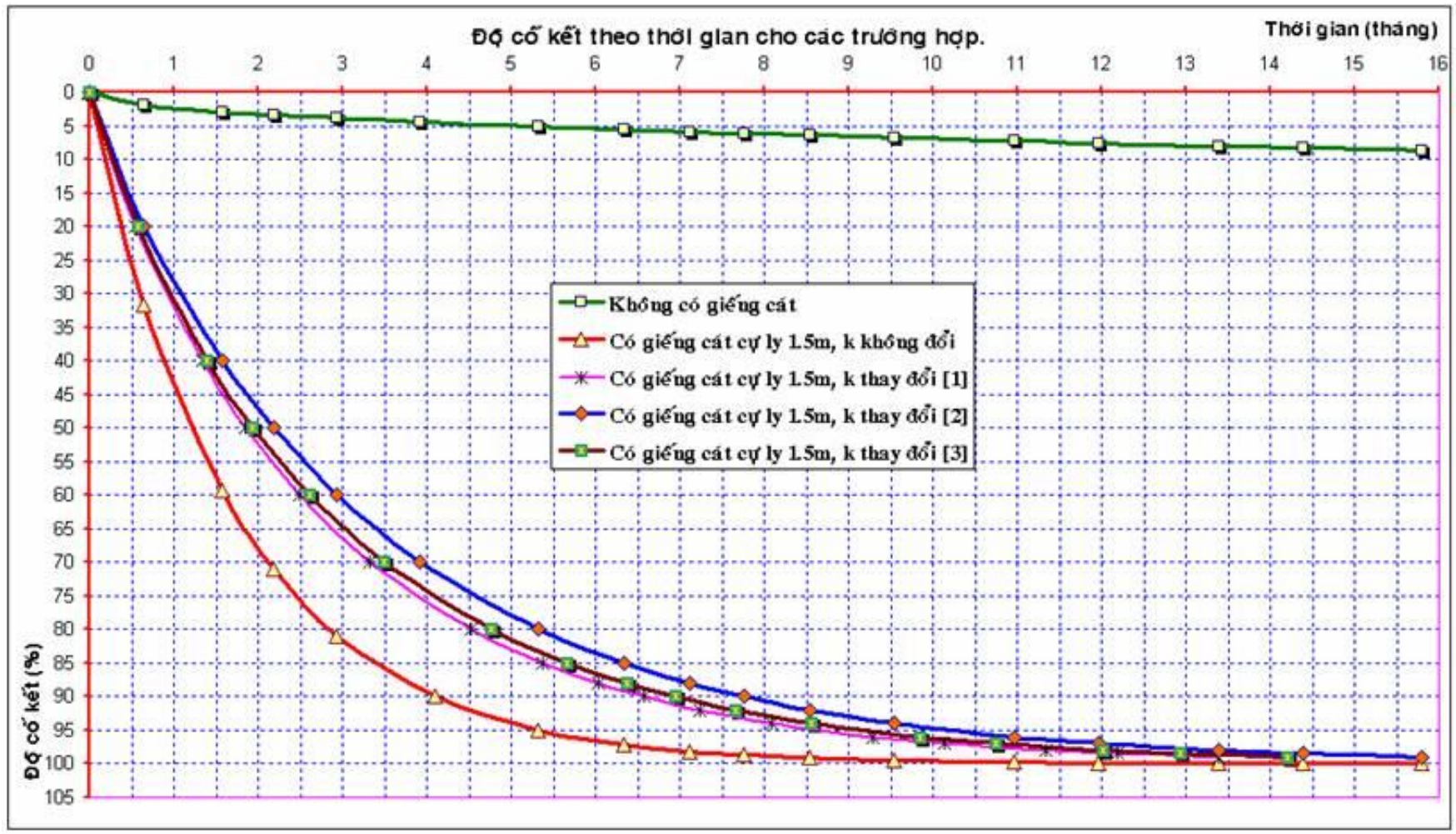
- Thường chọn đường kính giếng cát  $d = 40 \text{ cm}$
- Khoảng cách các giếng cát  $L = 2 \div 5 \text{ m}$ , chọn  $L = 2 \text{ m}$

### Chiều sâu của giếng cát

- Chiều sâu giếng cát  $l_g \geq H_{\text{nén}}$  (phạm vi chịu nén)
- $l_g \geq 2/3 H_{\text{đy}}$
- Thường chọn  $l_g =$  chiều sâu vùng đất yếu

# 4

## Xử lý và gia cố nền

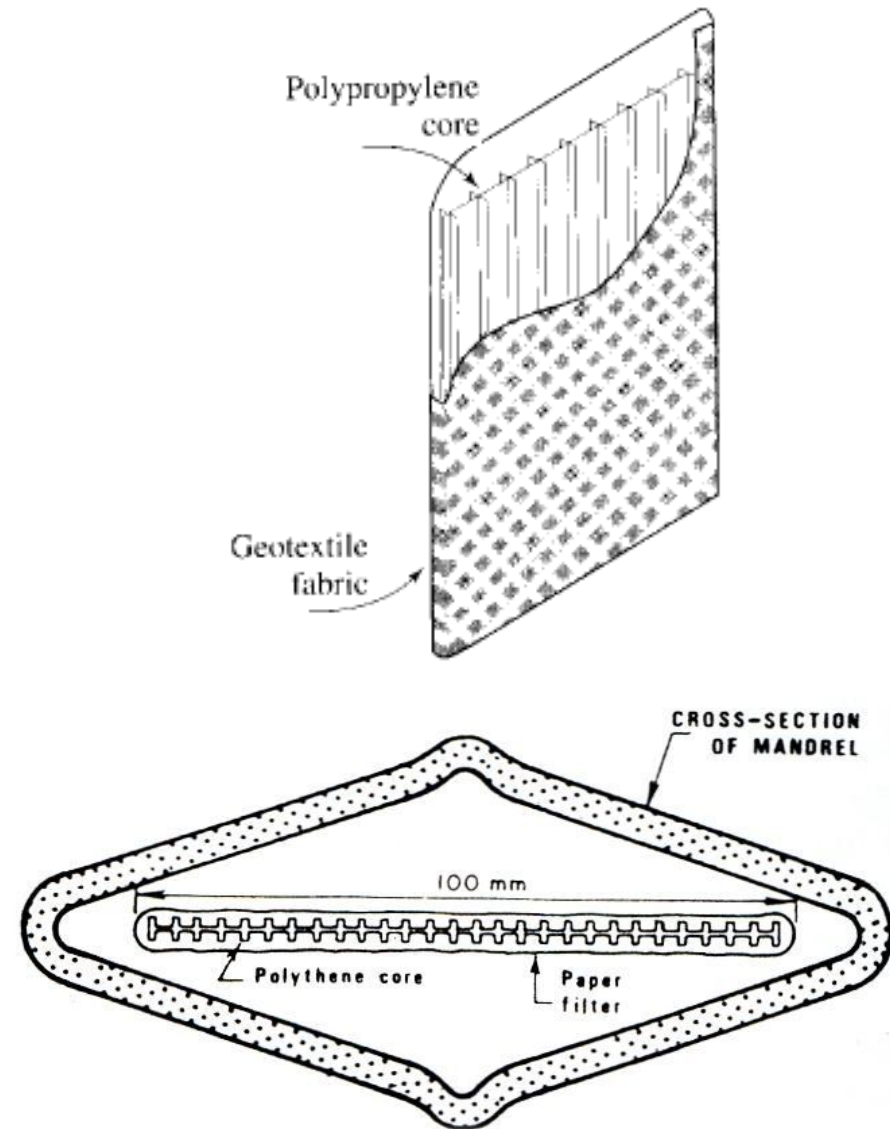
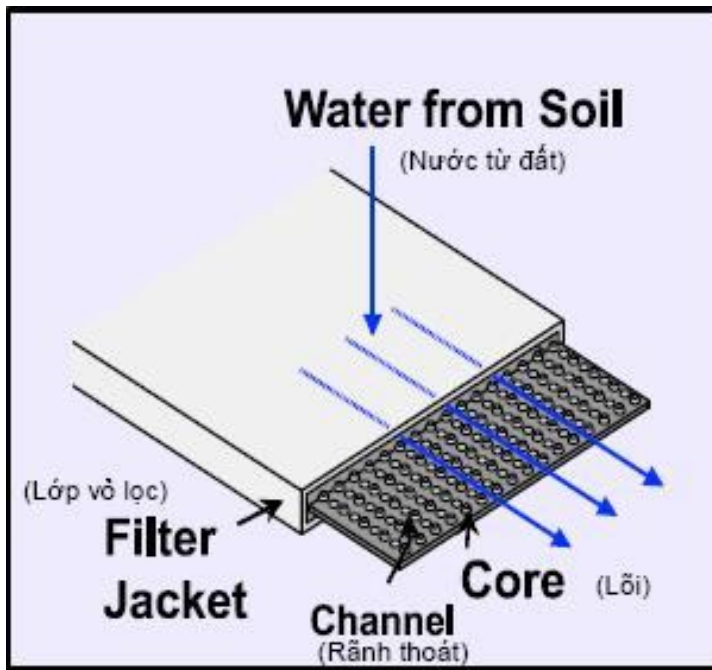


**Độ cố kết của nền đất dưới nền đường theo thời gian  
Công trình đường QL1, đoạn Trung Lương-Mỹ Thuận**

# 4 Xử lý và gia cố nền



## 4.5.2 Bấc thấm



Cross-section of plastic Geodrain and insertion mandrel.

# 4 Xử lý và gia cố nền

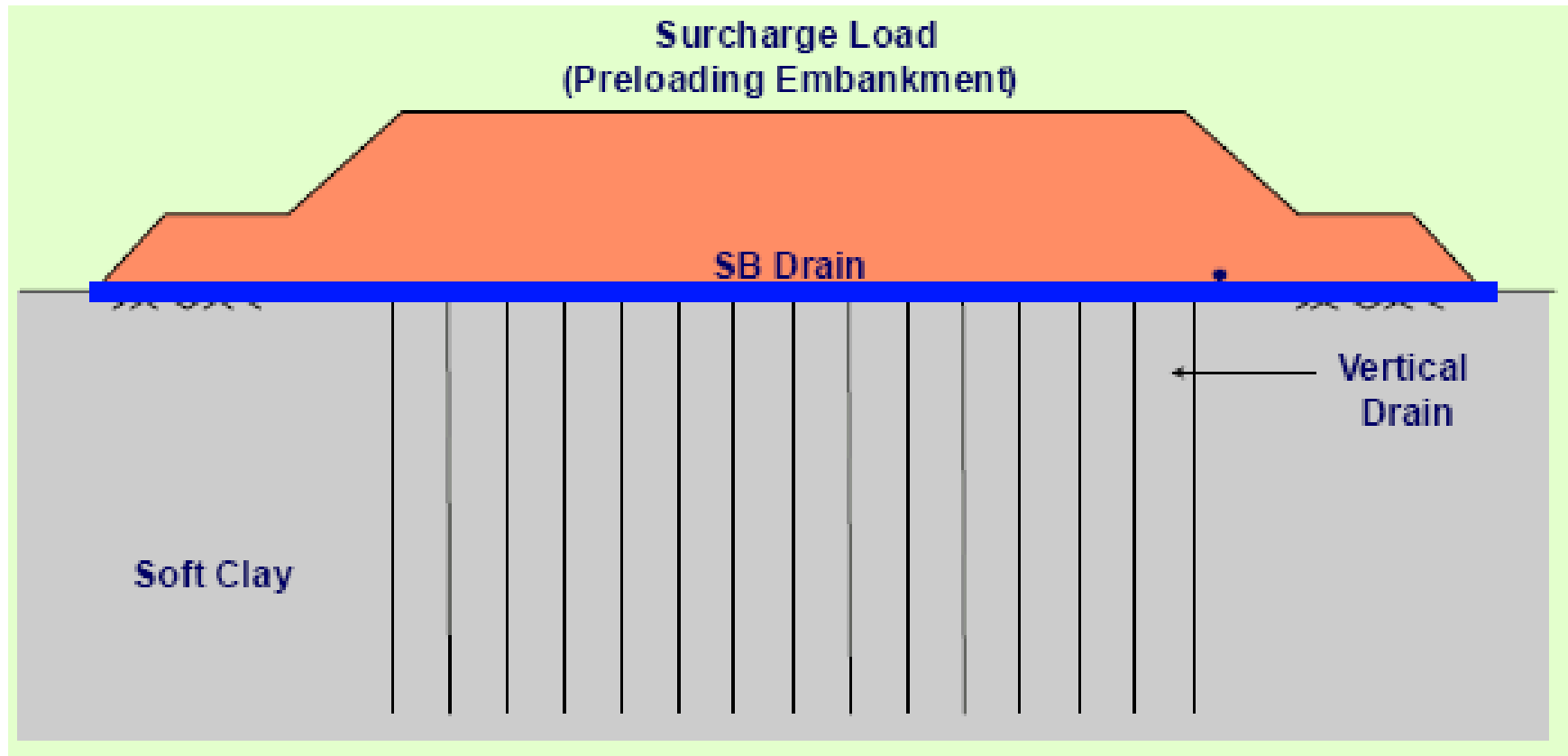


# 4 Xử lý và gia cố nền





# 4 Xử lý và gia cố nền



# 4 Xử lý và gia cố nền



## Lời giải Hansbo (1979) cho bậc thềm

$$U_r = 1 - \exp\left(-\frac{8T_r}{F}\right) \quad T_r = \frac{c_h t}{4r_e^2} \quad c_h = \frac{k_h}{m_v \gamma_w}$$

$$\mathbf{F} = \mathbf{F}(n) + \mathbf{F}_s + \mathbf{F}_r$$

## Hiệu quả do khoảng cách các bậc thềm

$$F(n) = \ln\left(\frac{D_e}{d_w}\right) - \frac{3}{4}$$

$$d_w = \frac{(a+b)}{2} \quad \text{hay} \quad d_w = \frac{2(a+b)}{\pi}$$

*a: bề rộng, b: bề dày của bậc thềm*

## 4 Xử lý và gia cố nền



### Ảnh hưởng xáo trộn của đất xung quanh bậc thấm

$$F_s = \left[ \left( \frac{k_h}{k_s} \right) - 1 \right] \text{Ln} \left( \frac{d_s}{d_w} \right)$$

$d_s$  : đường kính vùng bị xáo trộn kết cấu đất xung quanh bậc thấm

$k_s$  : Hệ số thấm của đất trong vùng bị xáo trộn

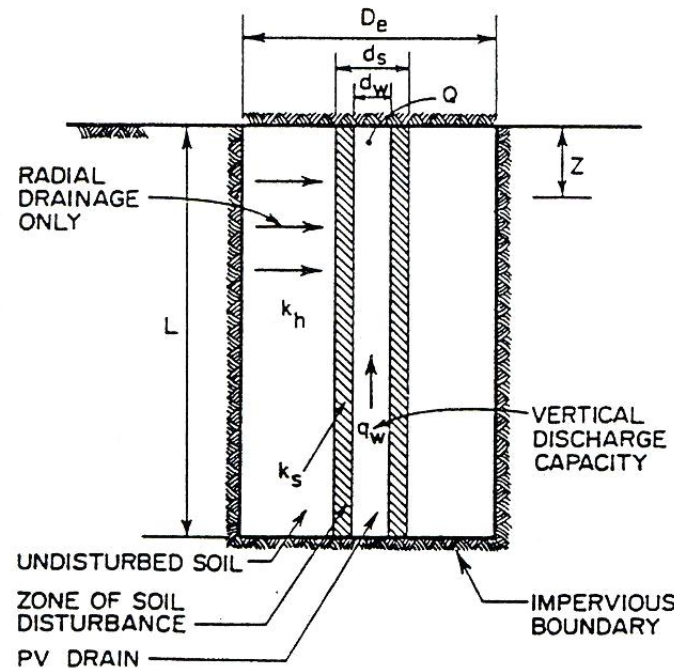
#### ❖ Jamiolkowski et al. (1981)

$$d_s = \frac{(5-6)d_m}{2}$$

#### ❖ Hansbo (1987) và Bergado et al. (1991)

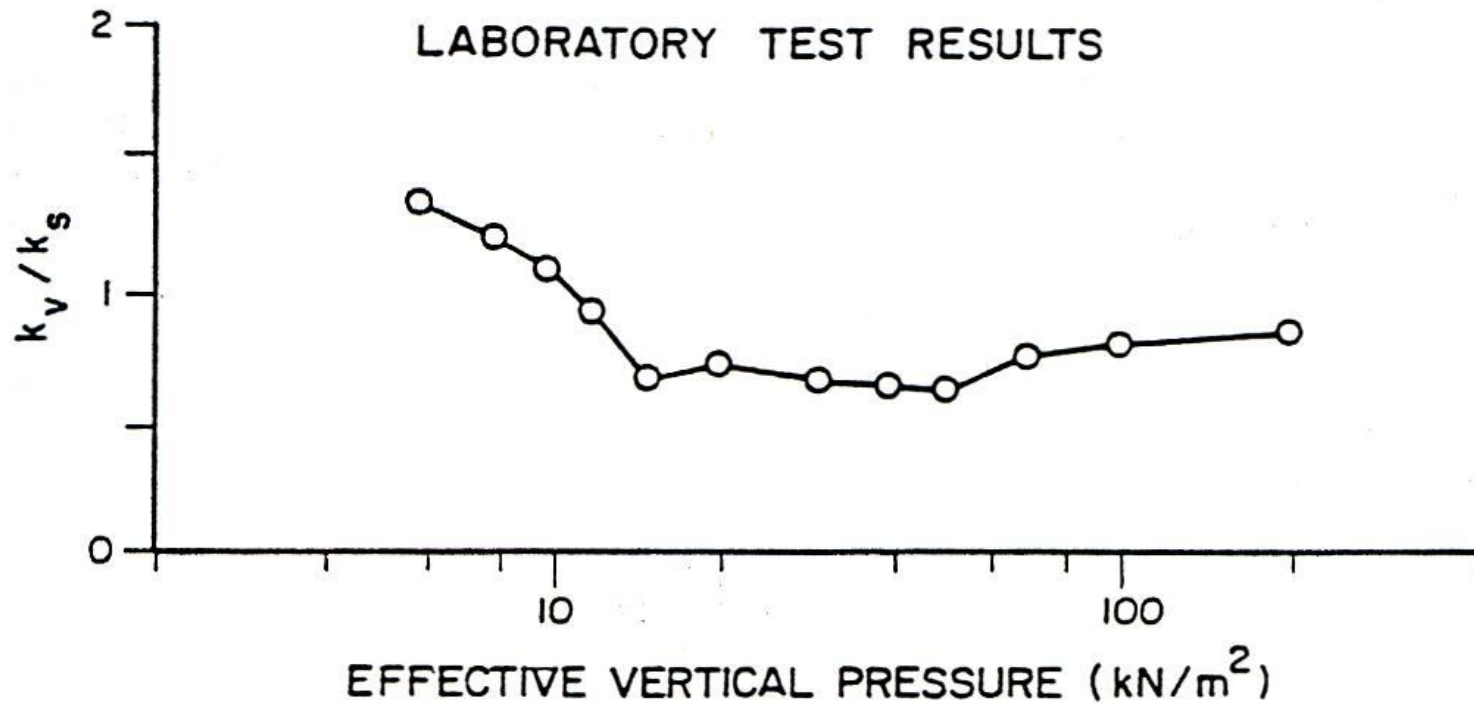
$$d_s = 2d_m$$

$d_m$  : đường kính tương đương với diện tích của lõi bảo vệ bậc thấm



Schematic of PVD with Drain Resistance and Soil Disturbance (Rixner et al. 1986)

# 4 Xử lý và gia cố nền



$k_v/k_s$  Values with Effective Pressure (Bergado et al. 1991)

## 4 Xử lý và gia cố nền



### Ảnh hưởng của sự giới hạn thoát nước của bậc thấm

$$F_r = \pi Z (L - Z) \frac{k_h}{q_w}$$

L : chiều dày lớp đất yếu

Z : khoảng cách từ mặt đất đến chỗ kết thúc thoát nước

$q_w$  : khả năng thoát nước khi gradient thủy lực bằng 1

❖ Giá trị tiêu biểu của  $q_w/k_h = 400 - 500 \text{ m}^2$

$k_h/k_v$

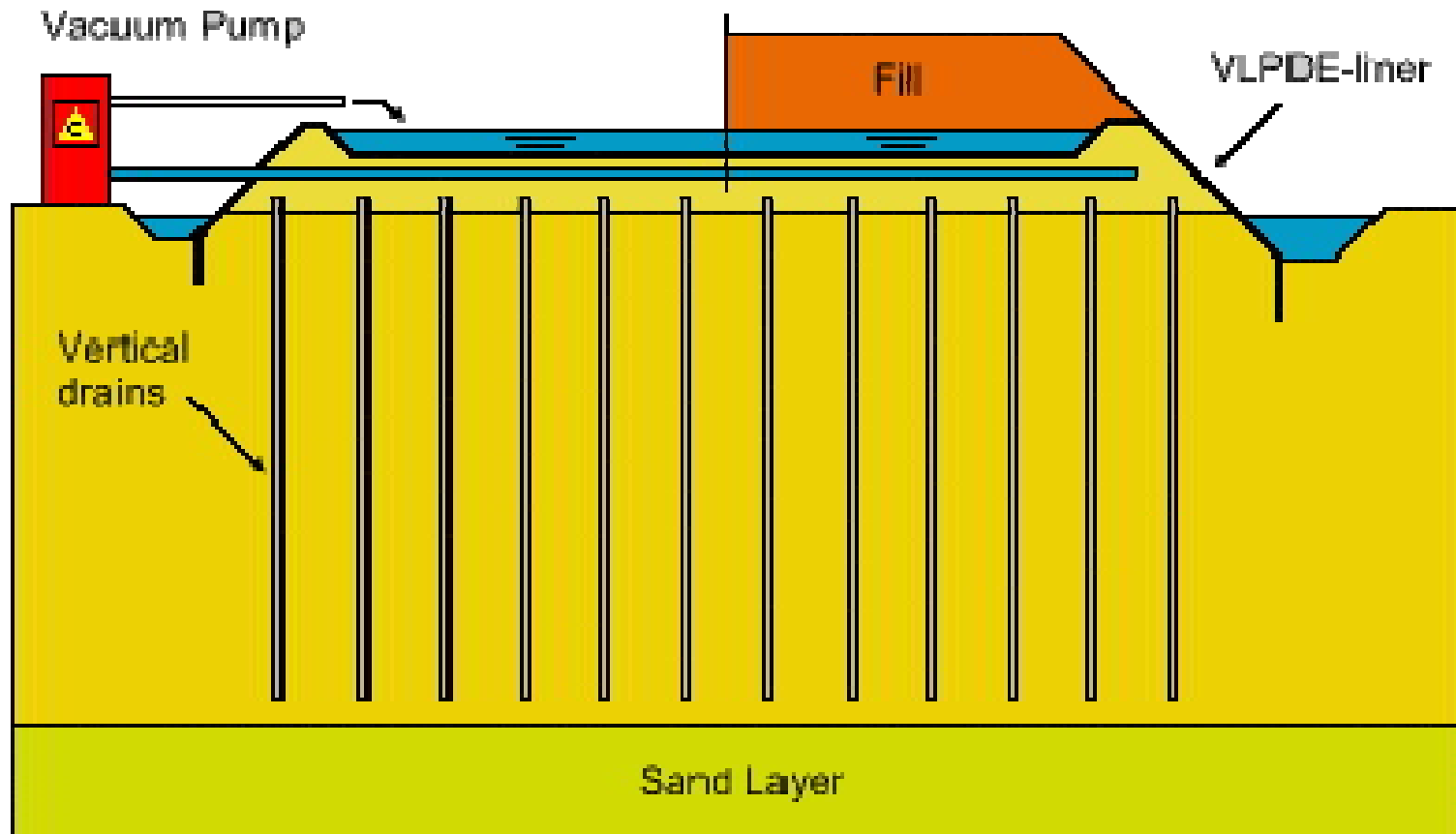
❖ Bergado et al. (1992)

$$k_h/k_v = 4 - 10$$

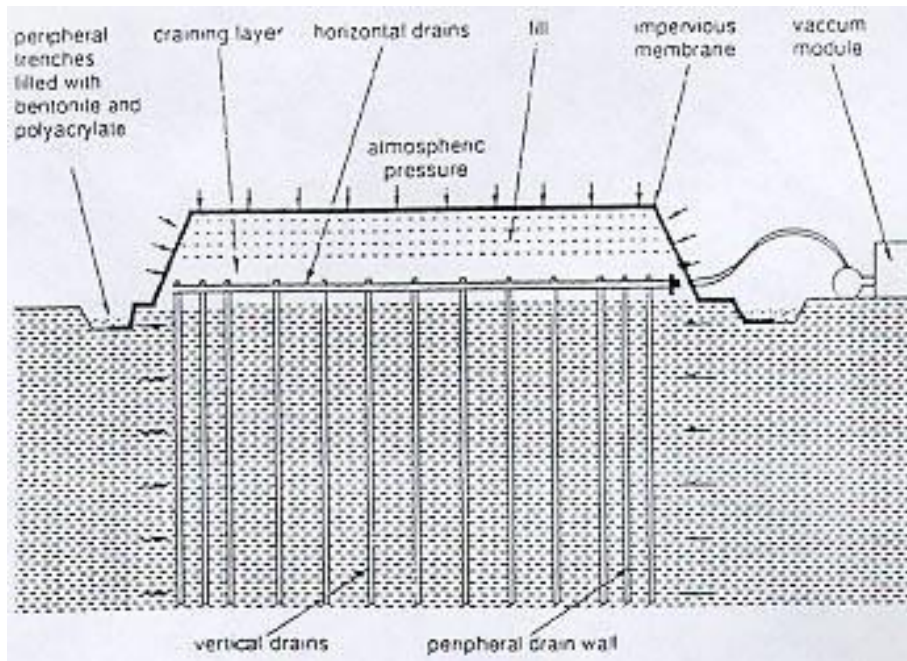
# 4 Xử lý và gia cố nền



## 4.6 Bơm hút chân không



# 4 Xử lý và gia cố nền



# 4 Xử lý và gia cố nền

