



Chapter 3 Biến dạng và độ lún của nền đất

3

3.1 Khái niệm

3.2 Các loại độ lún

3.3 Độ lún tức thời

3.4 Độ lún cố kết

3.5 Độ lún từ biến

3.6 Tốc độ lún của đất theo thời gian



3 Nén của đất

3.1 Khái niệm

3.1.1 Các nguyên nhân gây ra lún

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



3 Nén của đất

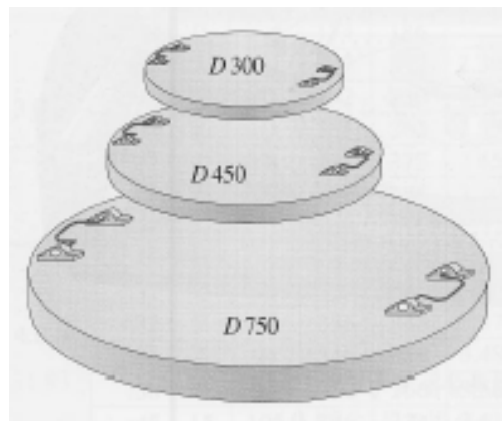
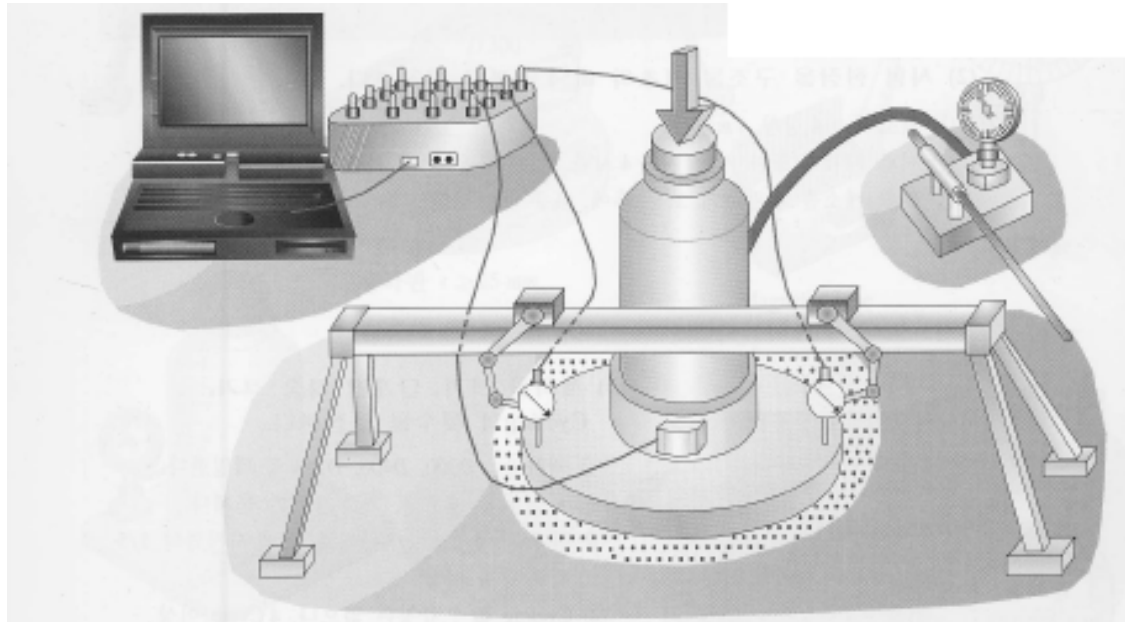
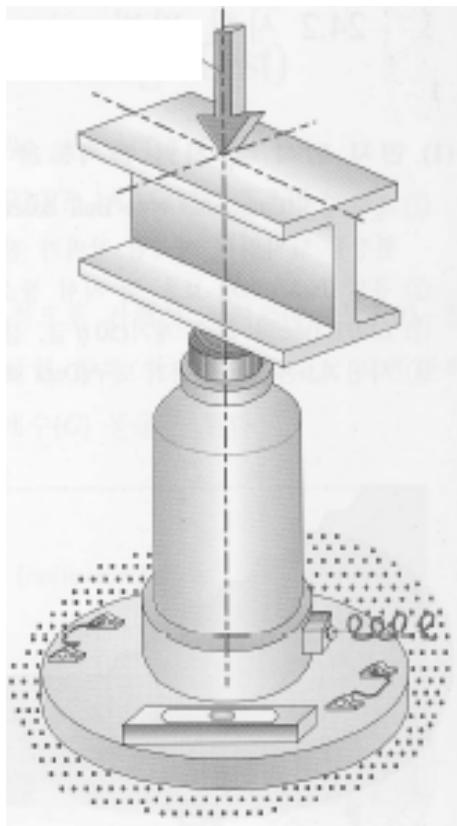
3.1.2 Thí nghiệm xác định độ lún

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



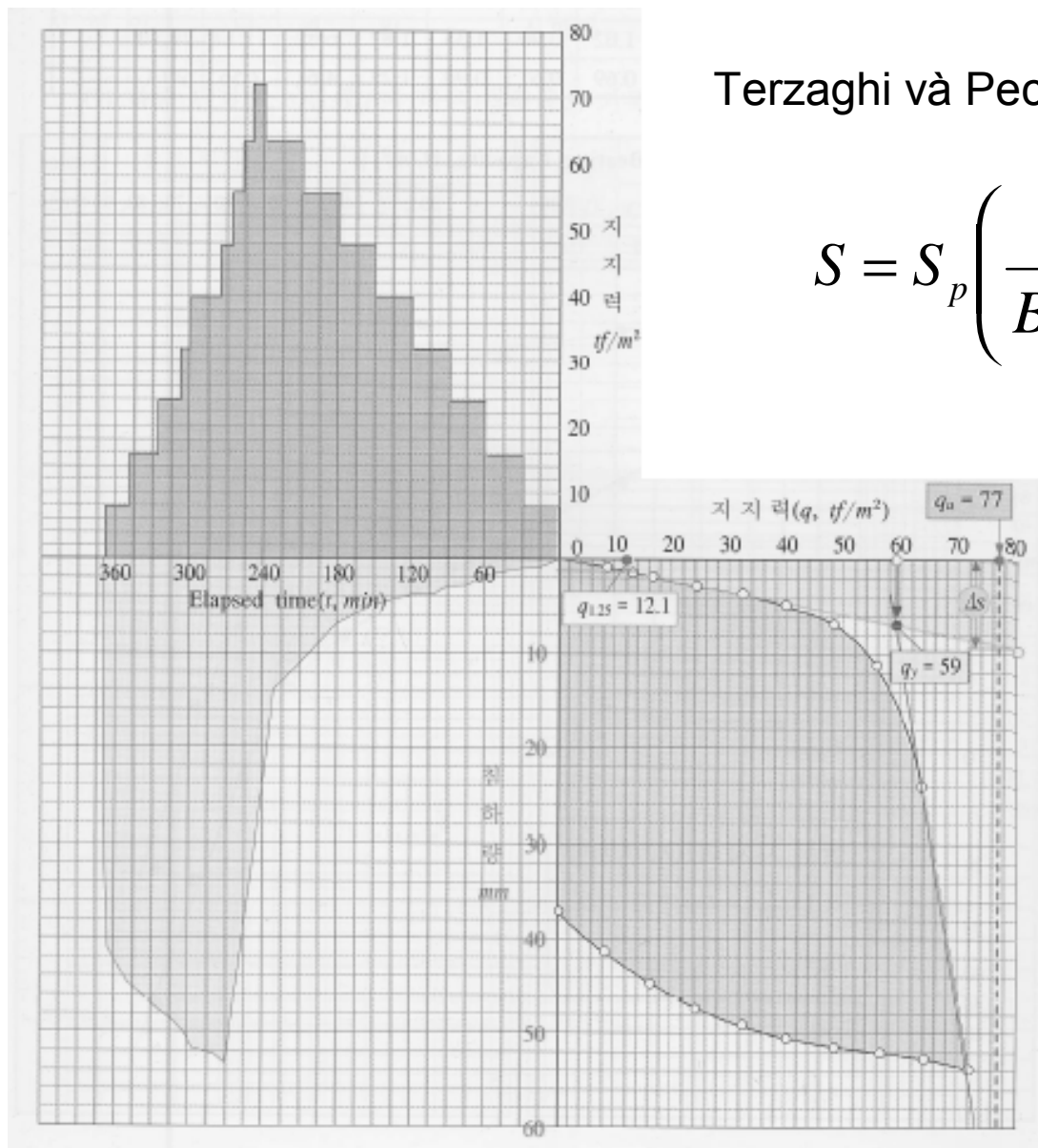
3 Nén của đất

● Thí nghiệm bàn nén hiện trường





3 Nén của đất

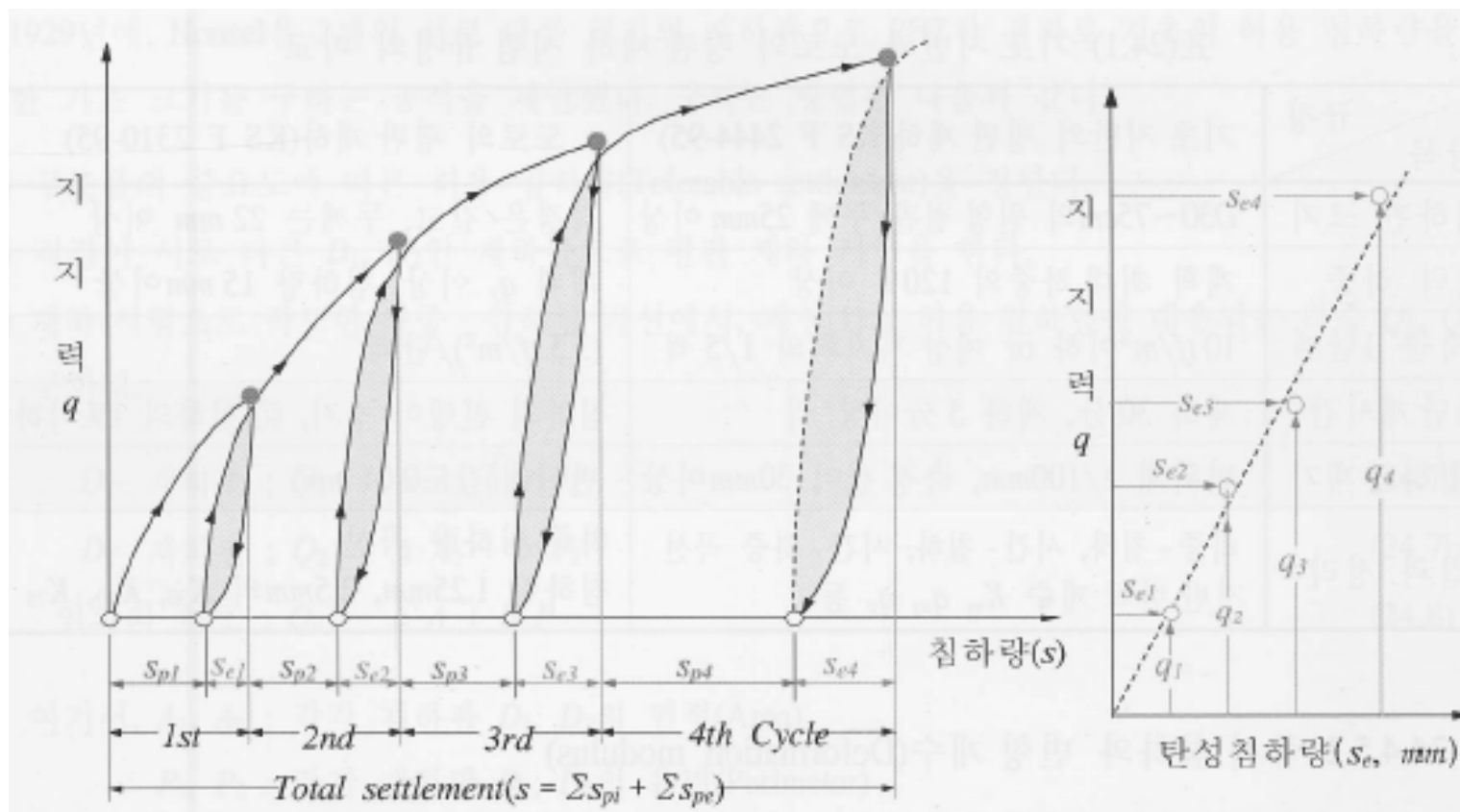


Terzaghi và Peck(1967)

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



3 Nén của đất



$$k = C_z \cdot A$$

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

• Terzaghi(1955)

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



3 Nén của đất

Ø McCarthy(2002)

Condition	Relative Density, %	Representative Values of Dry Unit Weight		Values of C_z	
		pcf	kN/m ³	kips/ft ³	kN/m ³
Loose	<35	<90	<14	100	15×10^3
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 : $0.5 C_z$



3 Nén của đất

3.2 Các loại độ lún

● Độ lún của đất

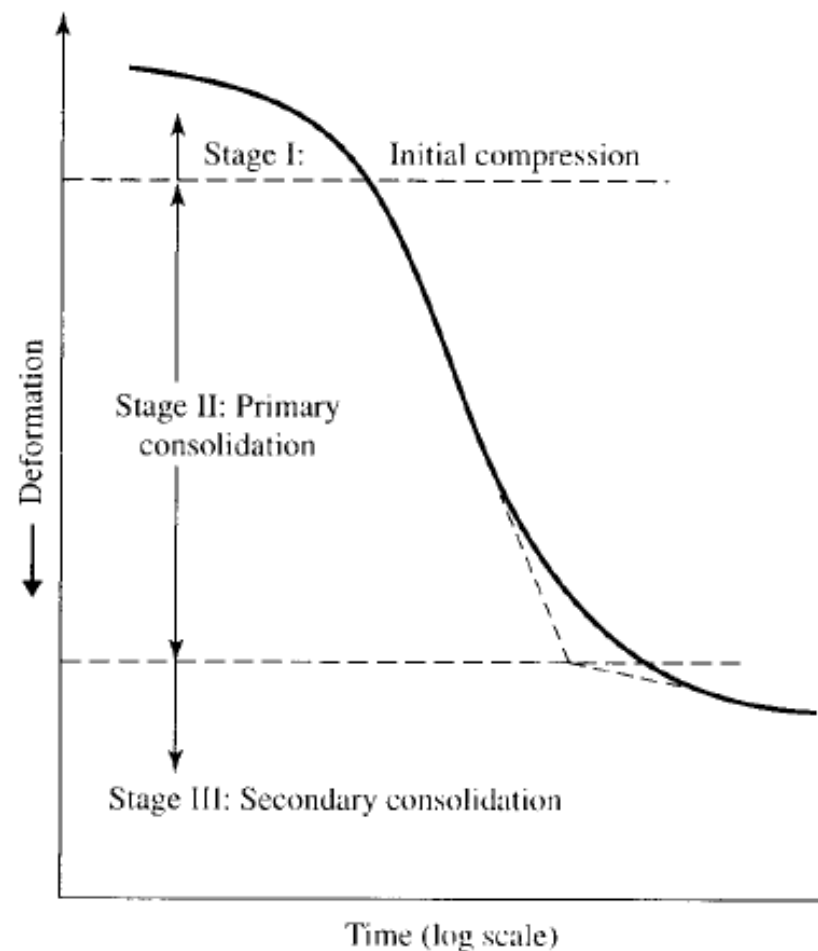
$$S_T = S_c + S_s + S_e$$

S_T = total settlement

S_c = primary consolidation settlement

S_s = secondary consolidation settlement

S_e = immediate settlement





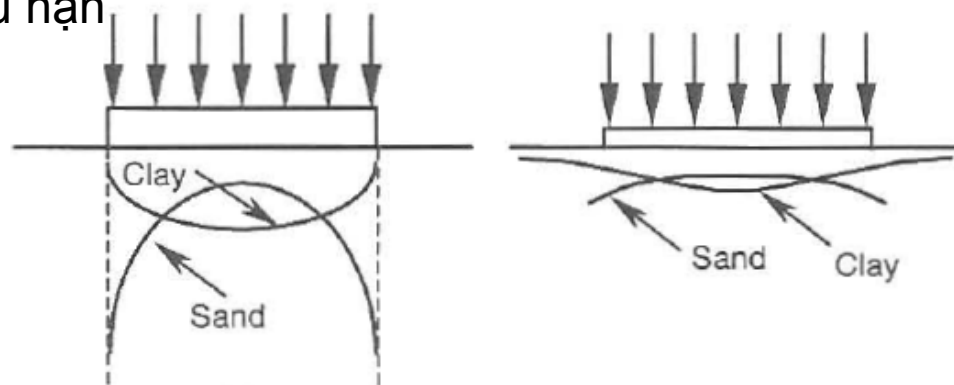
3 Nén của đất

3.3 Độ lún tức thời

• Móng chữ nhật có động cứng hữu hạn

$$S_e = \Delta S \times B \frac{1 - \nu_s}{E_s} I_p$$

• $S_e = \Delta S \times B \frac{1 - \nu_u}{E_u} I_p$



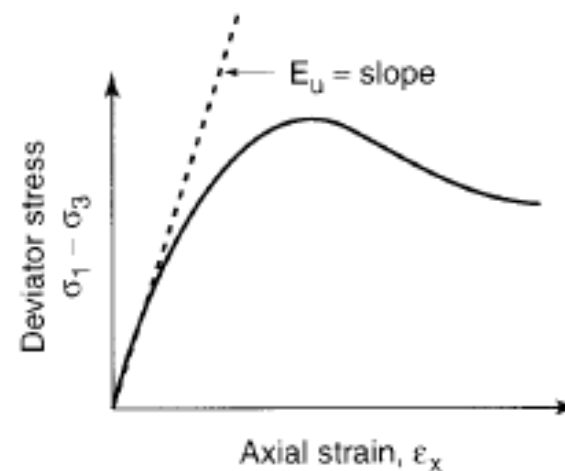
$$I_p(\text{goc}) = \frac{1}{p} \left[\frac{L}{B} \ln \left(\frac{1 + \sqrt{(L/B)^2 + 1}}{(L/B)} \right) + \ln \left(\frac{L}{B} + \sqrt{(L/B)^2 + 1} \right) \right]$$

$$I_p(\text{tâm}) = 2I_p(\text{go c})$$

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

• Móng cứng chữ nhật

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





3 Nén của đất

Shape	m_1	I_p		
		Flexible		Rigid
		Center	Corner	
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 ²
Soft clay	1,800 – 3,500
Hard clay	6,000 – 14,000
Loose sand	10,000 – 28,000
Dense sand	35,000 – 70,000



3 Nén của đất

$$E = \beta S_u$$

Values of β from various case studies of immediate settlement

Case study	Location of structure	Clay properties			E_{field} , ton/m ²	β	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	$CK_{\sigma U}$
				1.0	13,000	2,500	Field vane
						1,500	$CK_{\sigma U}$
7	Drammen: Circular load test	28	10	1.4	3,200	1,400	Field vane
						1,100	$CK_{\sigma U}$
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).



3 Nén của đất

Type of soil	Poisson's ratio, μ_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

ü Worth, *lightly overconsolidated clays*.

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

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

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



3 Nén của đất

● 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, $I_\rho = 0.79$,

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



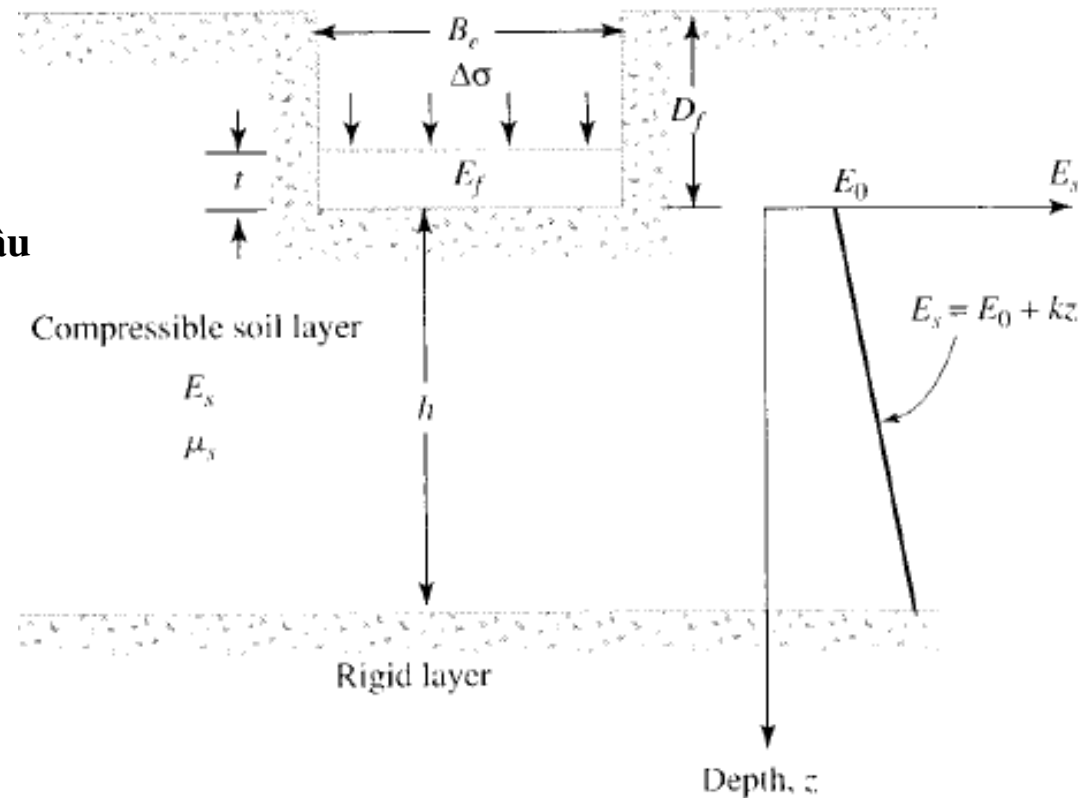
3 Nén của đất

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

Đưa vào tính toán

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

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



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

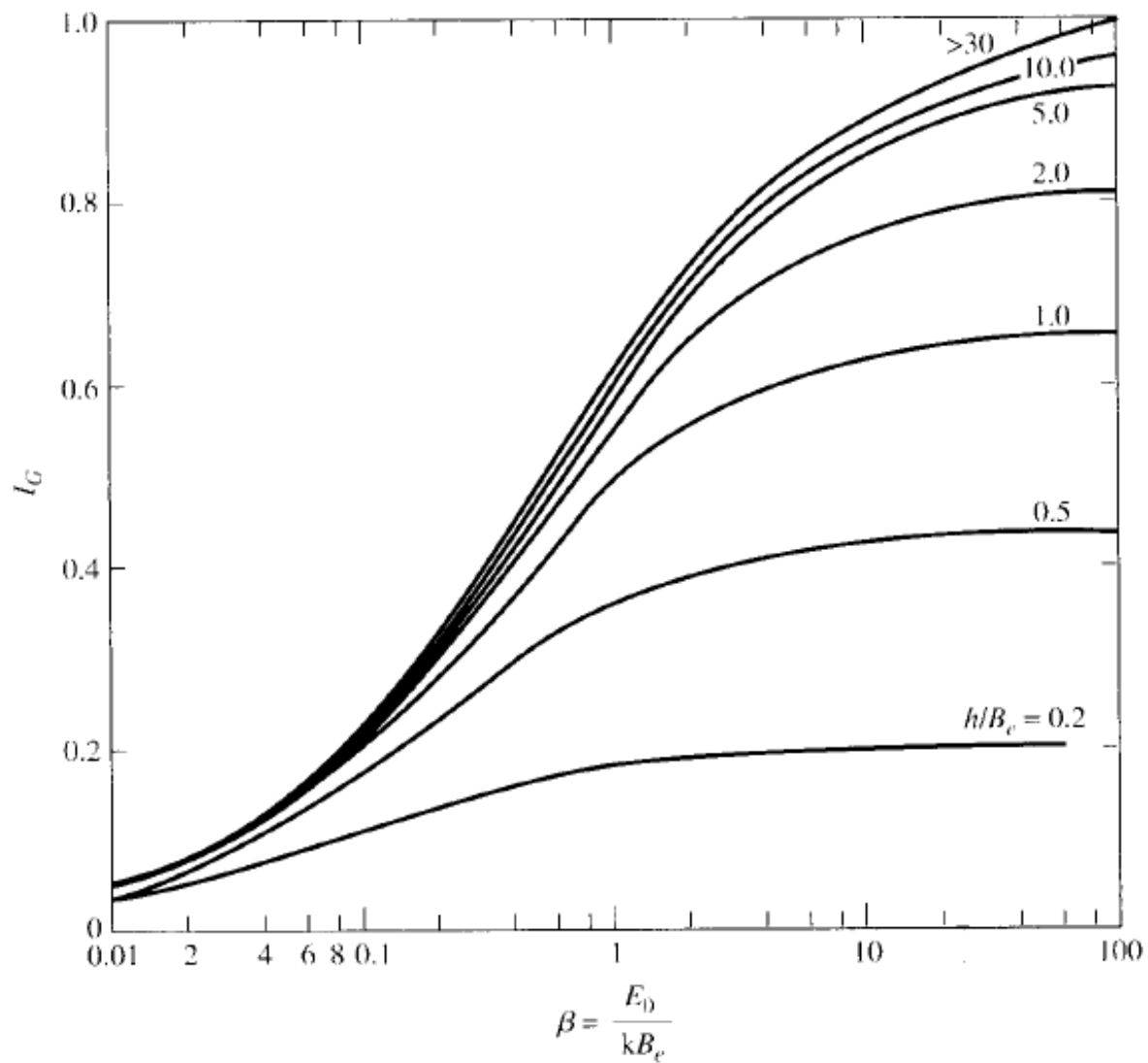
I_F = foundation rigidity correction factor

I_E = foundation embedment correction factor

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



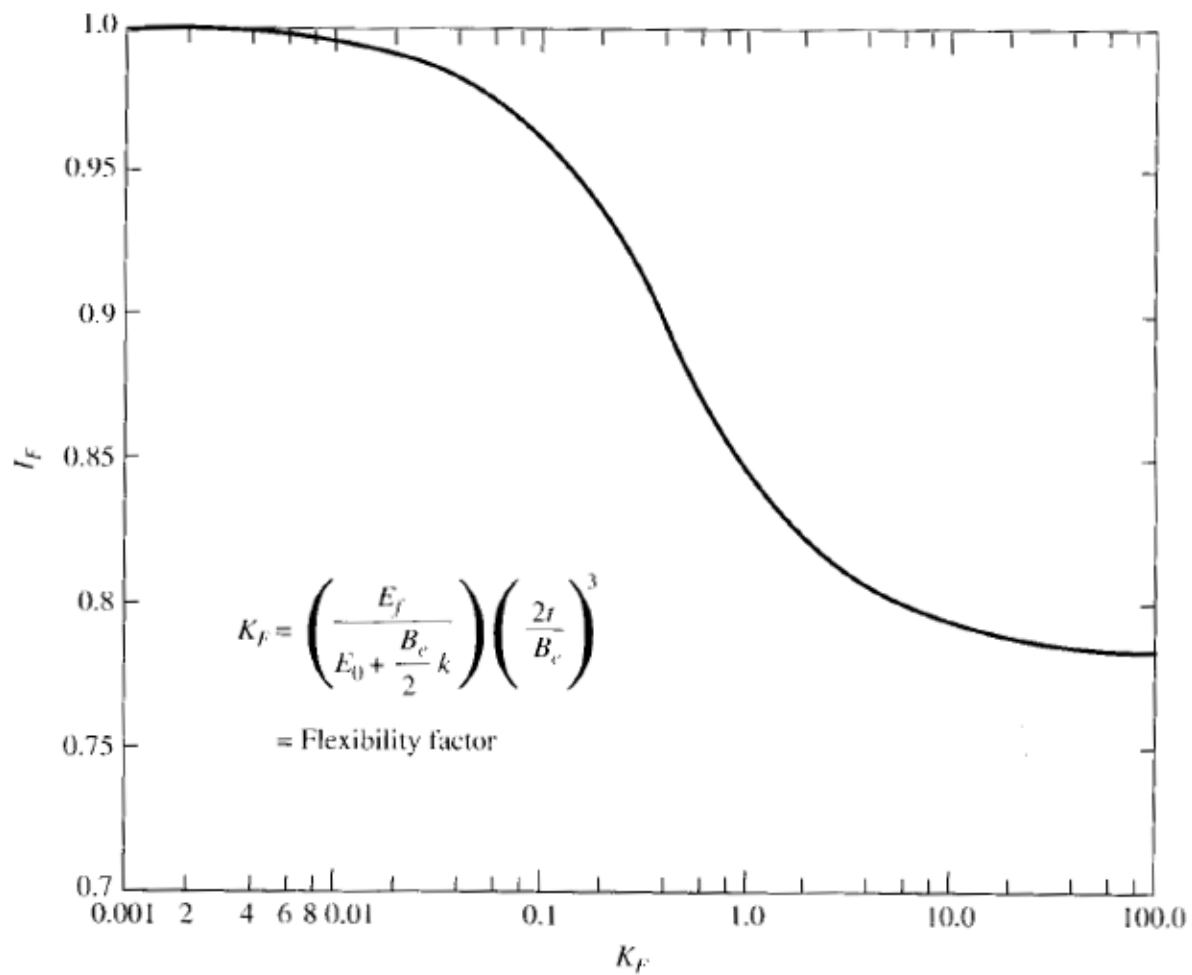
3 Nén của đất





3 Nén của đất

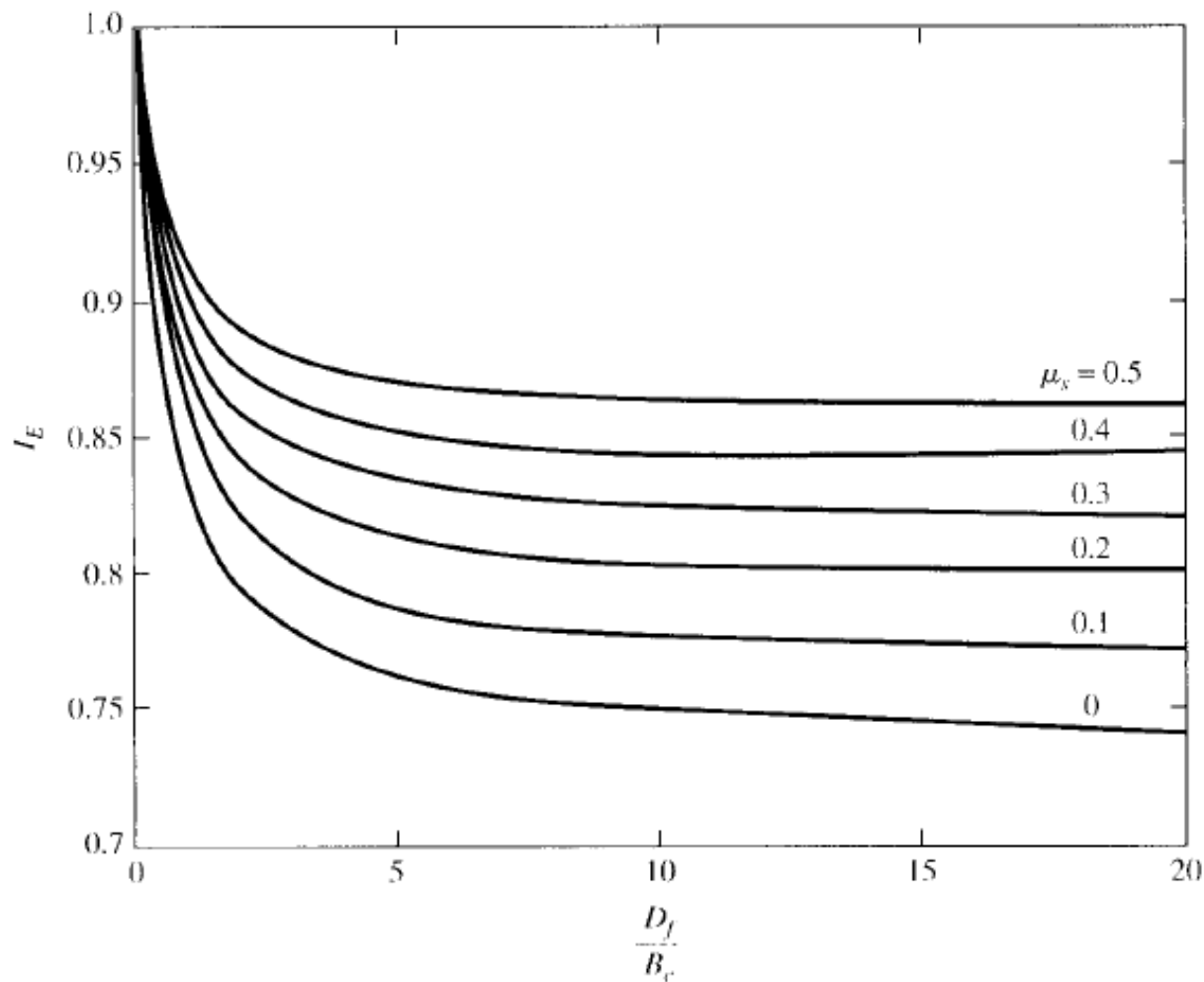
$$I_F = \frac{\pi}{4} + \frac{1}{4.6 + 10 \left(\frac{E_f}{E_o + \frac{B_c}{2} k} \right) \left(\frac{2t}{B_c} \right)^3}$$





3 Nén của đất

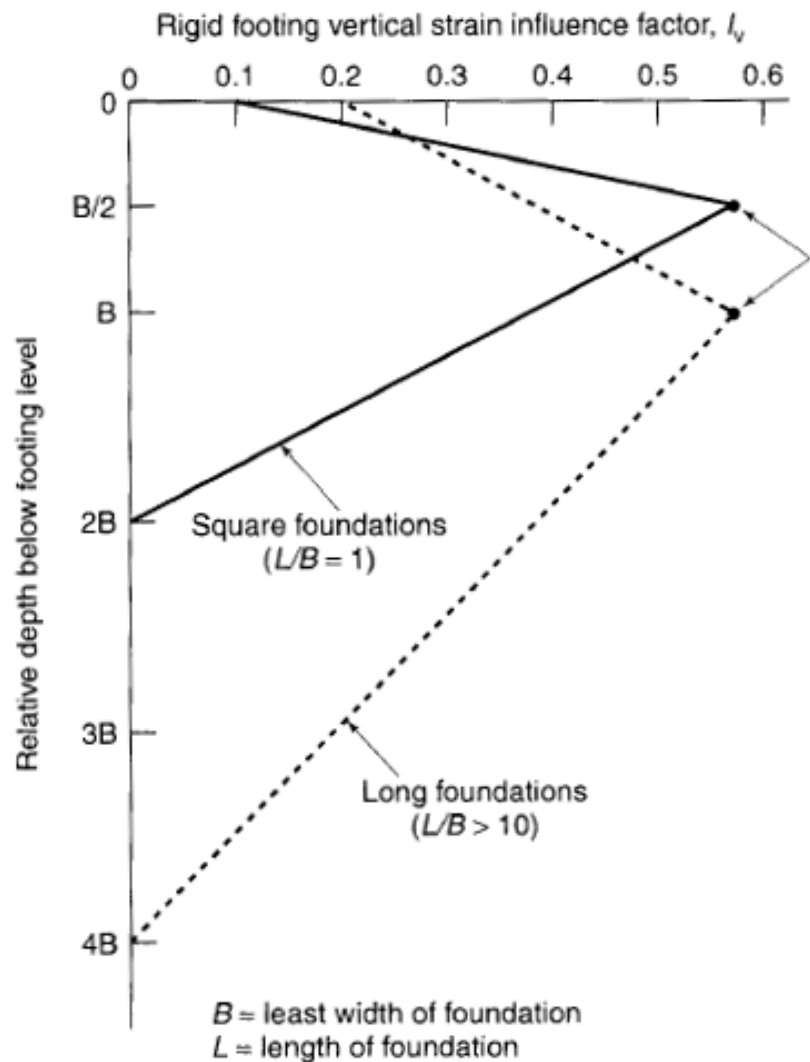
$$I_E = 1 - \frac{1}{3.5 \exp(1.22\mu_s - 0.4) \left(\frac{B_c}{D_f} + 1.6 \right)}$$





3 Nén của đất

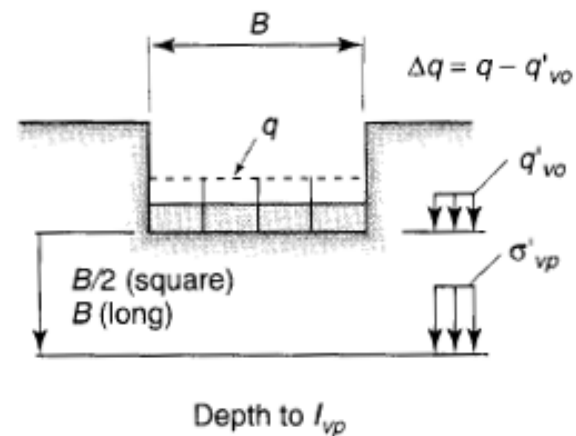
● Phương pháp Schmertmann



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

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

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



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



3 Nén của đất

Ø Hệ số ảnh hưởng độ sâu chôn móng

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

Ø Hệ số ảnh hưởng từ biến và nén lâu dài

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

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

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

Ø Modulus đàn hồi E_s

Values of E_s Related to Soil Type

Soil Type	Approximate Value for E_s (kgf/cm ² , 0.1 MPa, ton/ft ²)	
	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	$12N$	$4q_c$



3 Nén của đất

● 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/m³



3 Nén của đất

Solution

Net foundation pressure Δq :

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

Vertical pressure at depth $B/2$ below foundation σ_{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}

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

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

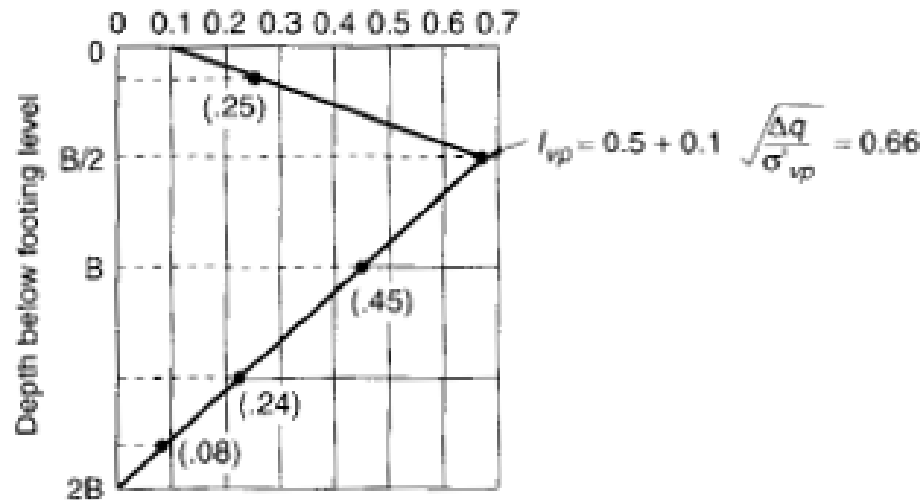
$$C_2 \text{ factor} = 1.0$$



3 Nén của đất

Solution

Rigid footing vertical strain influence factor I_v



Layer Identification and Soil Type (below fdtm level)	Layer Thickness Δz (m) (below fdtm level)	Distance to Center of Layer (m) (below fdtm level)	q_c (or N) ^a (kgf/cm ²)	I_v ^b	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
						$\Sigma = 0.31$

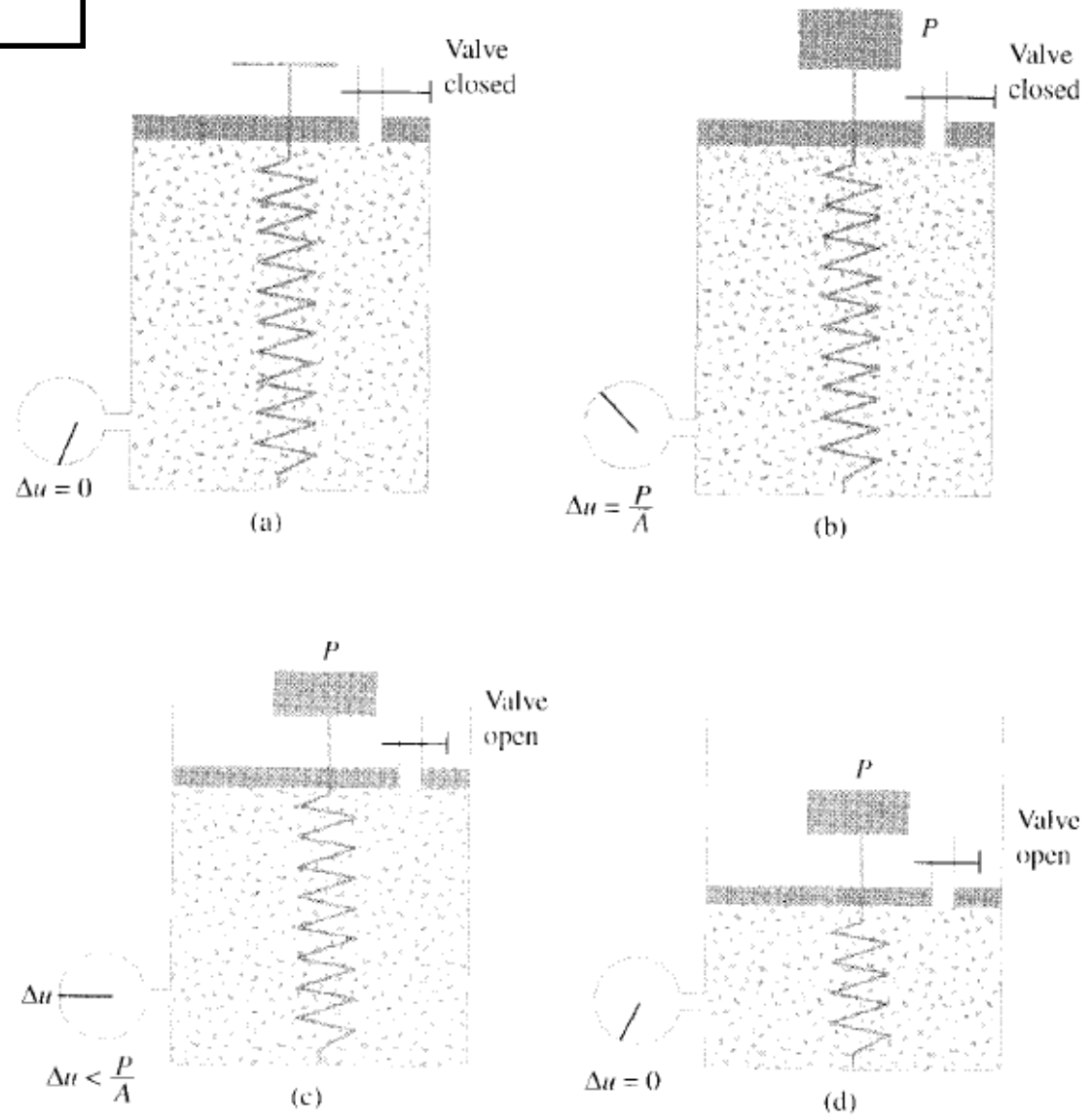
$$\begin{aligned}
 \text{Settlement, } S_f &= (C_1 C_2) \Delta q \sum (I_v / E_s) \Delta z \\
 &= (0.905 \times 1)(138.75 \text{ kPa})(0.31 \text{ m/MPa}) \\
 &= 0.039 \text{ m} = 39 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



3 Nén của đất

3.4 Độ lún cố kết

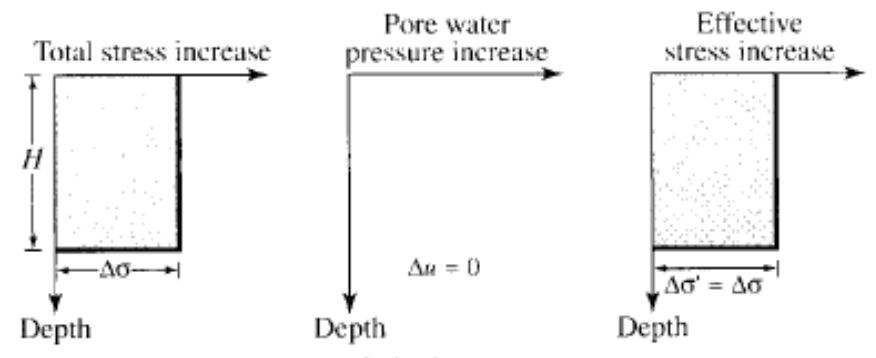
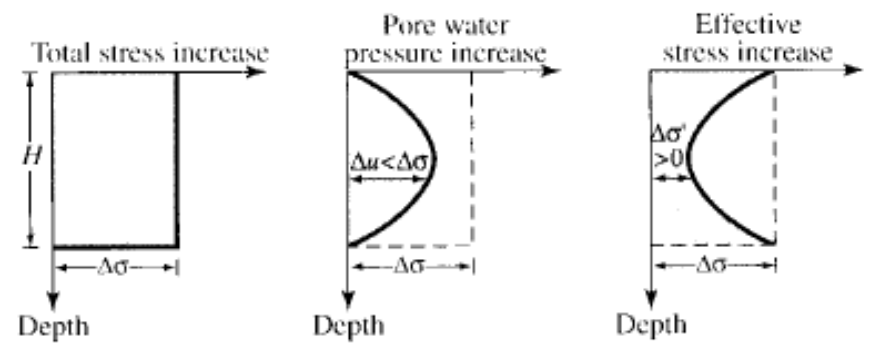
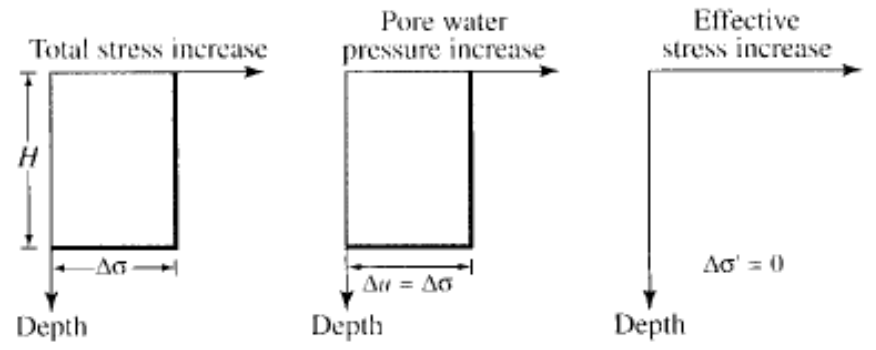
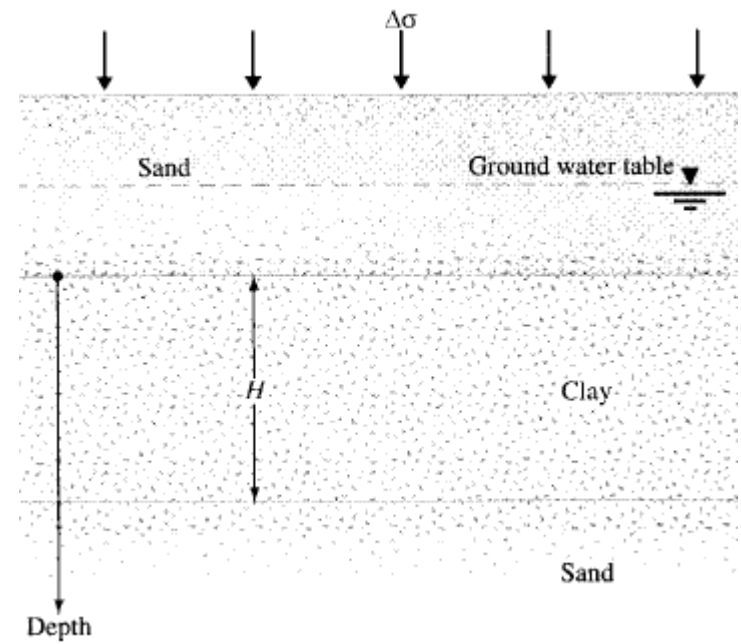
3.4.1 Nguyên Lý





3 Nén của đất

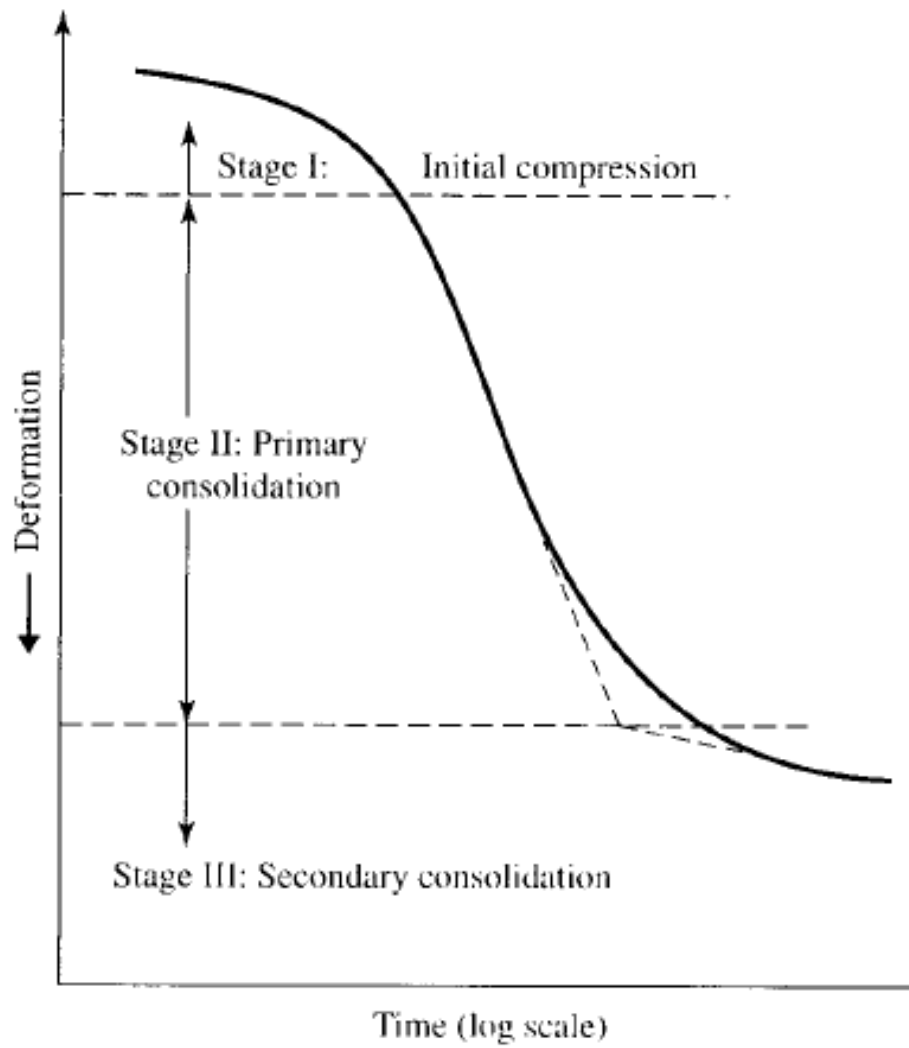
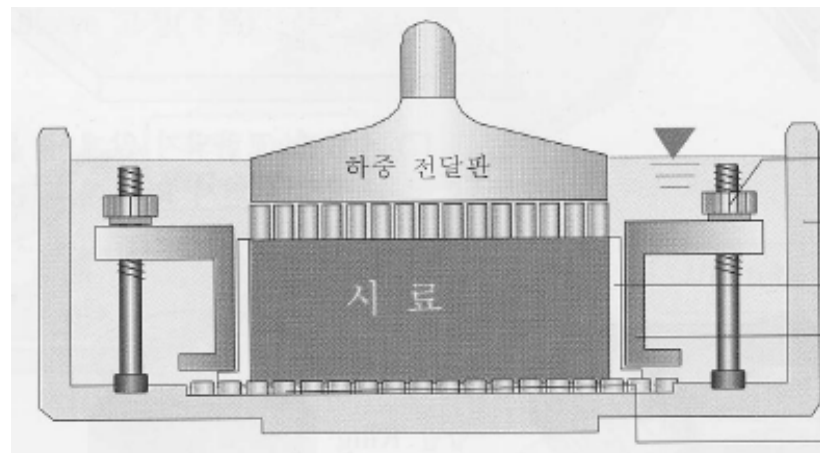
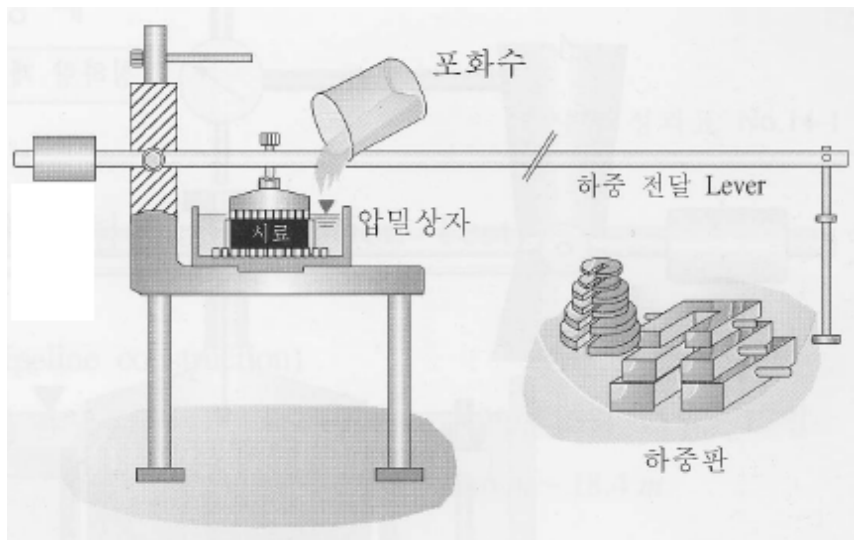
$$\Delta\sigma = \Delta\sigma' + \Delta u$$





3 Nén của đất

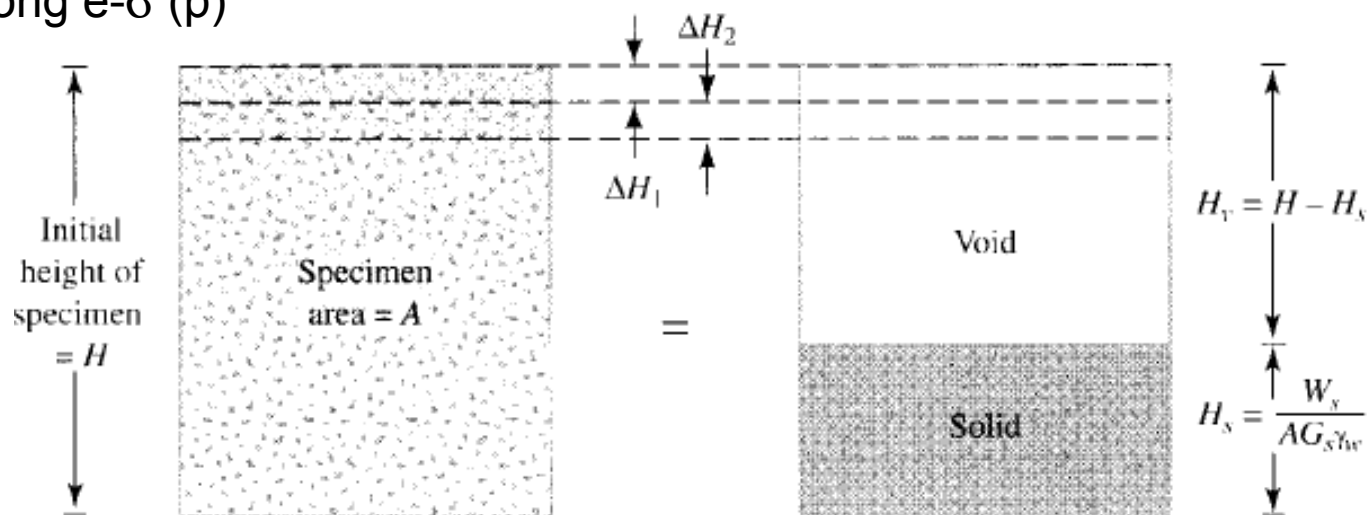
3.4.2 Thí nghiệm nén cố kết





3 Nén của đất

● Đường cong e-σ (p)



1. Calculate the height of solids, H_s

$$H_s = \frac{W_s}{AG_s \gamma_w} = \frac{M_s}{AG_s \rho_w}$$

2. Calculate the initial height of voids as

$$H_v = H - H_s$$

3. Calculate the initial void ratio, e_0

$$e_0 = \frac{V_v}{V_s} = \frac{H_v}{H_s} \frac{A}{A} = \frac{H_v}{H_s}$$

4. For the first incremental loading, σ_1

$$\Delta e_1 = \frac{\Delta H_1}{H_s}$$

5. Calculate the new void ratio after consolidation

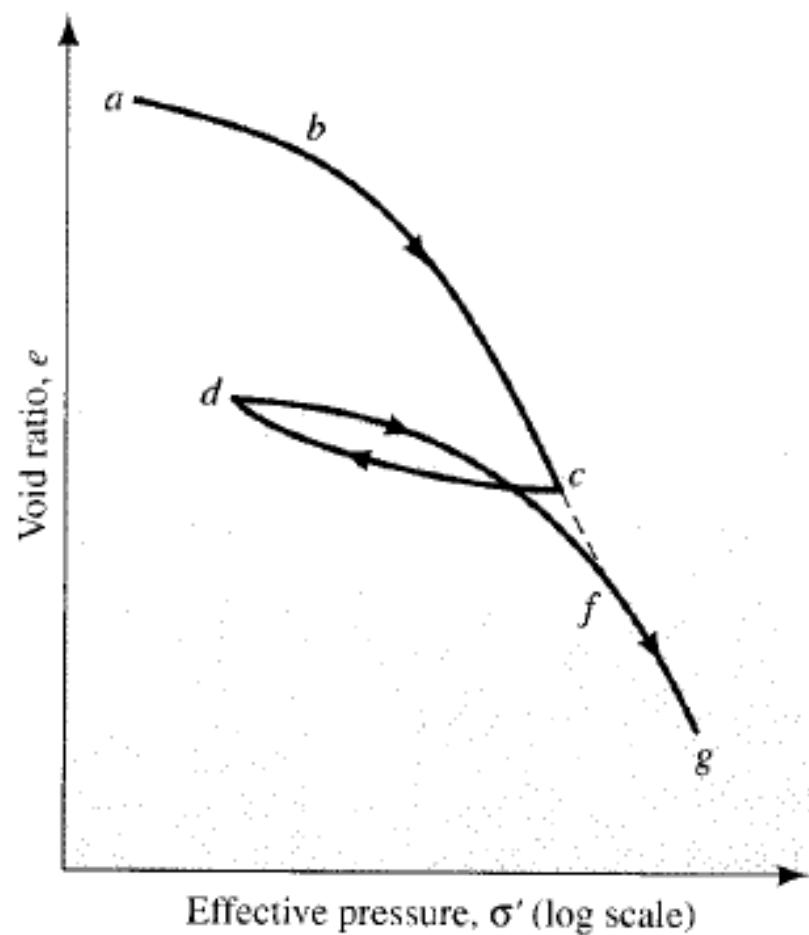
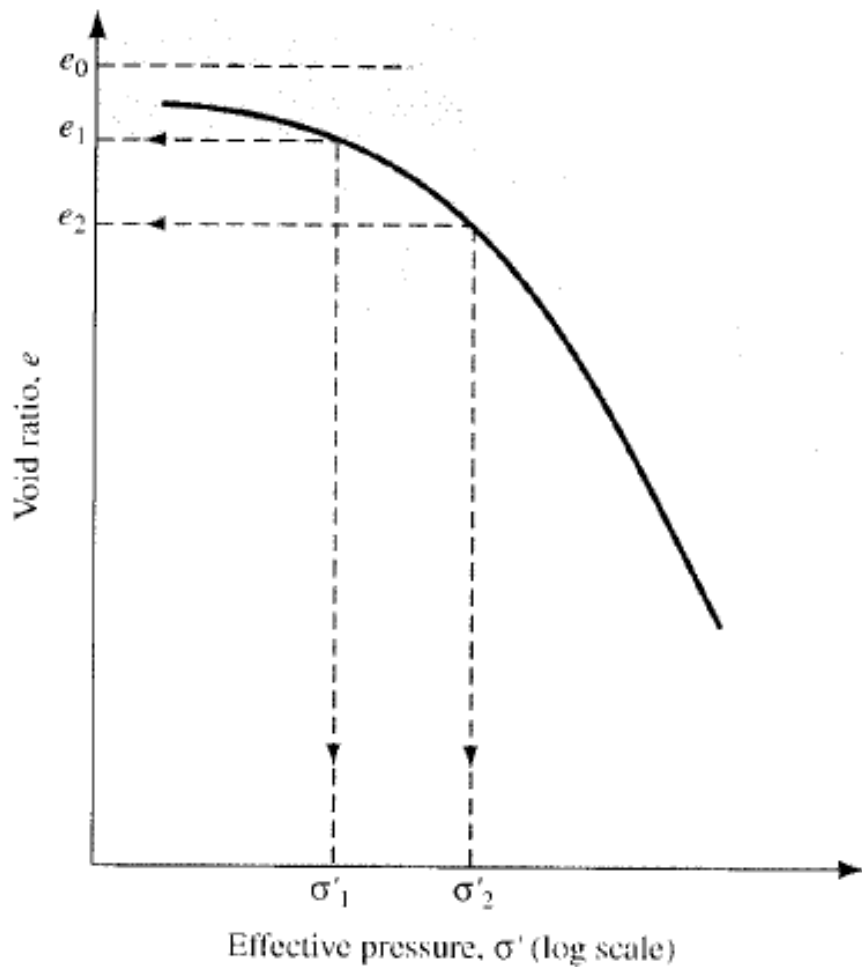
$$e_1 = e_0 - \Delta e_1$$

For the next loading, σ_2

$$e_2 = e_1 - \frac{\Delta H_2}{H_s}$$



3 Nén của đất





3 Nén của đất

● Thí dụ

Following are the results of a laboratory consolidation test on a soil specimen obtained from the field: Dry mass of specimen = 128 g, height of specimen at the beginning of the test = 2.54 cm, $G_s = 2.75$, and area of the specimen = 30.68 cm^2 .

Effective pressure, σ' (ton/ft ²)	Final height of specimen at the end of consolidation (cm)
0	2.540
0.5	2.488
1	2.465
2	2.431
4	2.389
8	2.324
16	2.225
32	2.115

Make necessary calculations and draw an e vs. $\log \sigma'$ curve.

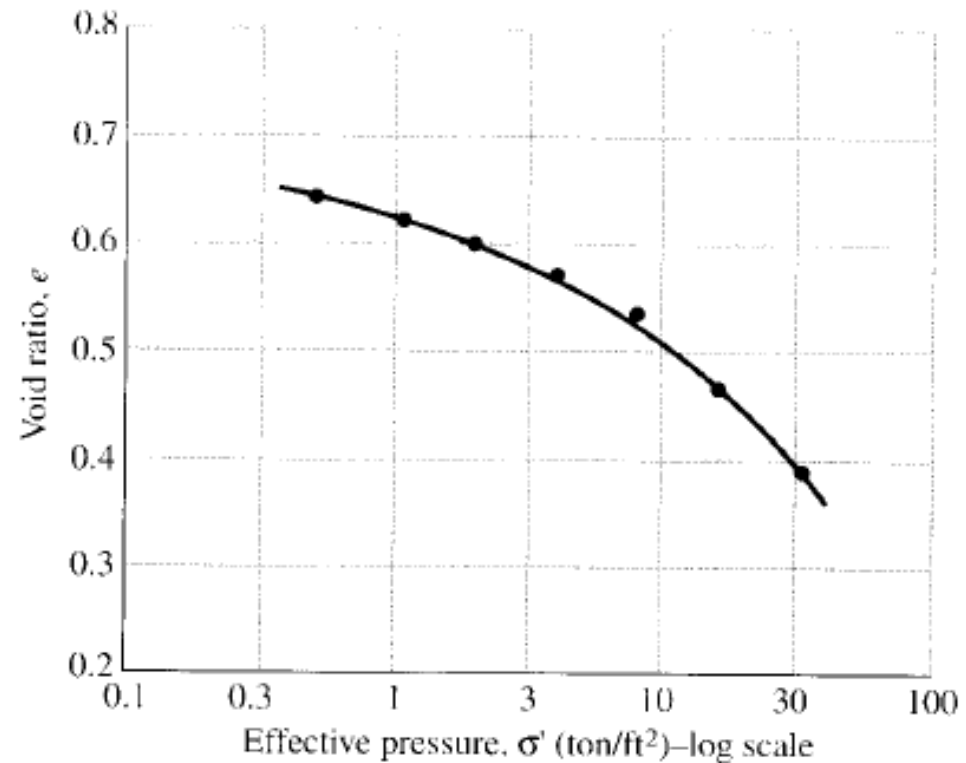


3 Nén của đất

Solution

$$H_s = \frac{W_s}{AG_s \gamma_w} = \frac{M_s}{AG_s \rho_w} = \frac{128 \text{ g}}{(30.68 \text{ cm}^2)(2.75)(1 \text{ g/cm}^3)} = 1.52 \text{ cm}$$

Effective pressure, σ' (ton/ft ²)	Height at the end of consolidation, H (cm)	$H_v = H - H_s$ (cm)	$e = H_v/H_s$
0	2.540	1.02	0.671
0.5	2.488	0.968	0.637
1	2.465	0.945	0.622
2	2.431	0.911	0.599
4	2.389	0.869	0.572
8	2.324	0.804	0.529
16	2.225	0.705	0.464
32	2.115	0.595	0.390





3 Nén của đất

- Hệ số quá cố kết: OCR

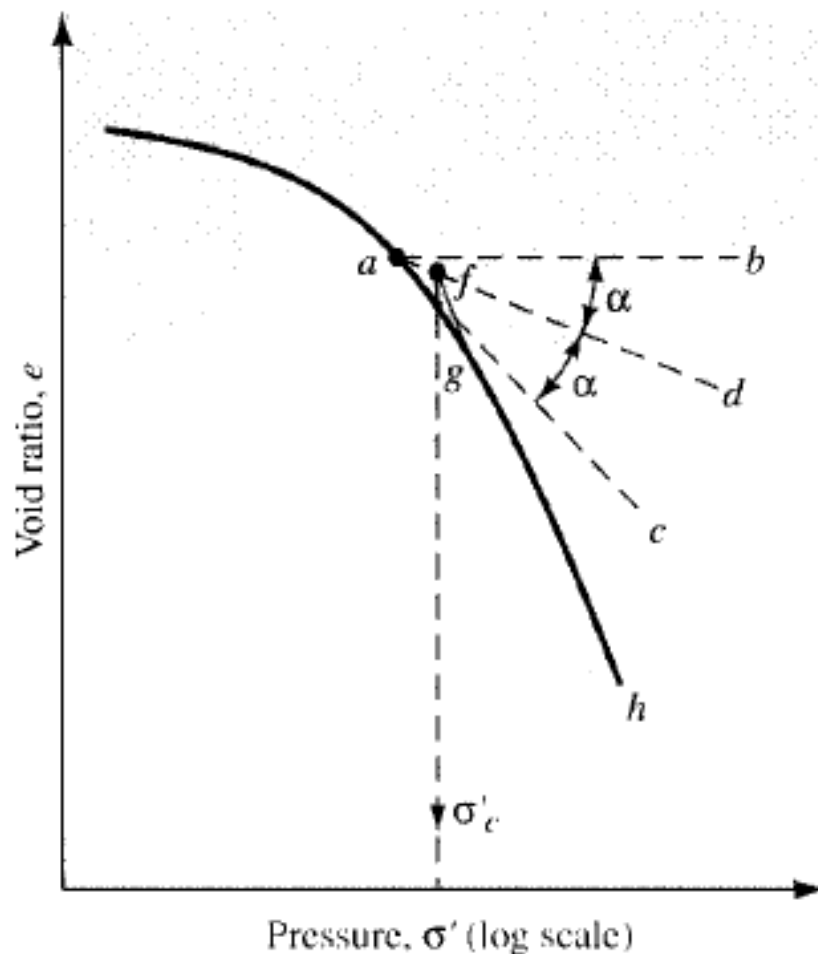
$$OCR = \frac{\sigma'_c}{\sigma'}$$

- Sét cố kết thường

$$OCR = 1$$

- Sét quá cố kết

$$OCR > 1$$





3 Nén của đất

- Nguyên nhân gây ra hiện tượng cố kết trước

- ü Áp lực đất bên trên bị dời đi do bào mòn hay do công trình củ

- ü Áp lực băng hà đã mất đi

- ü Do áp lực thủy động

- ü Do lực kiến tạo địa chất thí dụ mảng địa chất trôi giạt

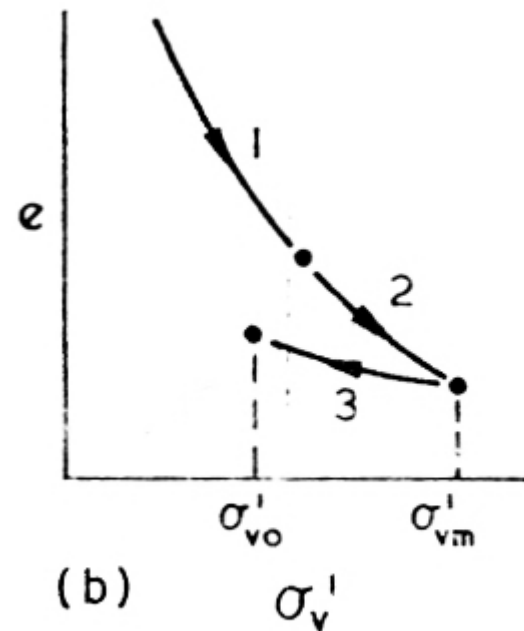
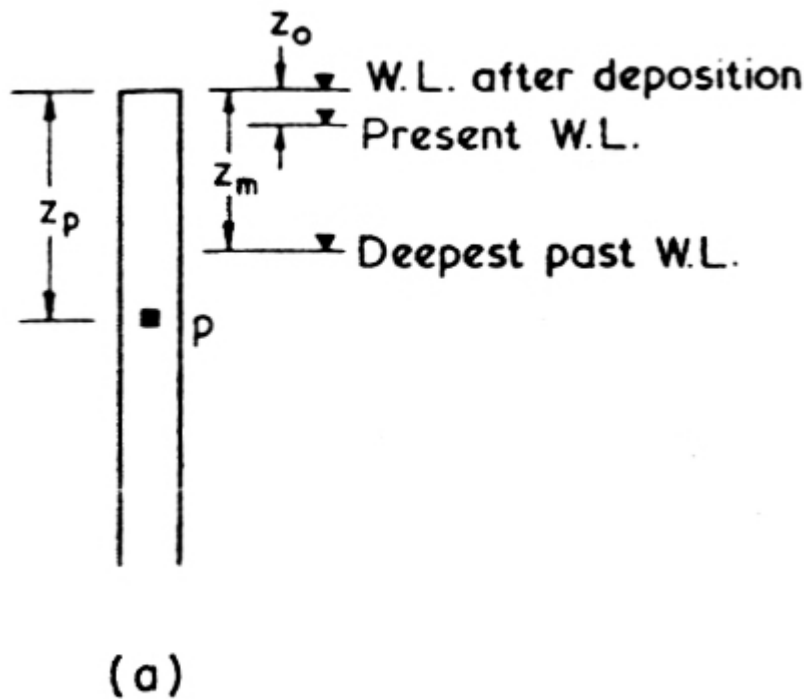
- ü Do dao động mực nước ngầm

- ü Do đất trầm tích theo thời gian

- ü Do nước trong đất bị bốc hơi hay bị hút bởi rễ cây



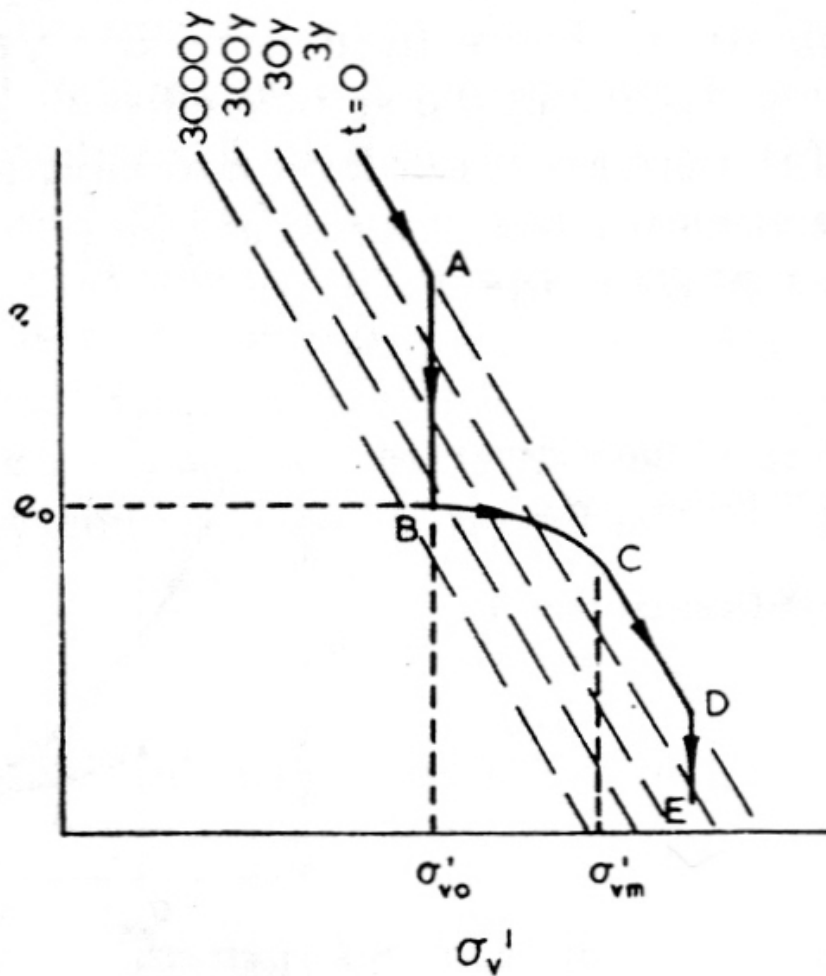
3 Nén của đất



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



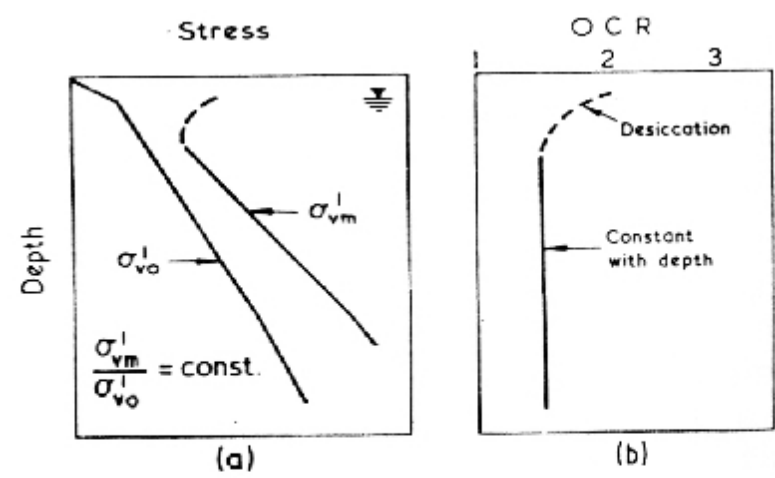
3 Nén của đất



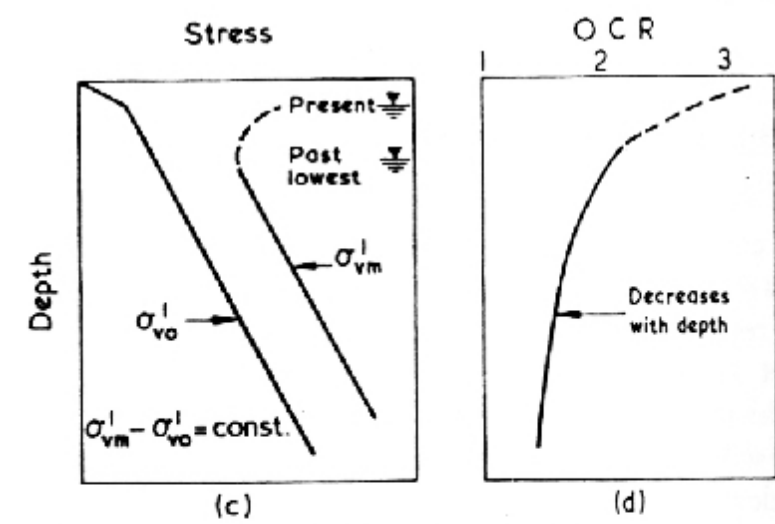
Apparent overconsolidation caused by delayed consolidation (Bjerrum, 1967).



3 Nén của đất



Delayed Consolidation



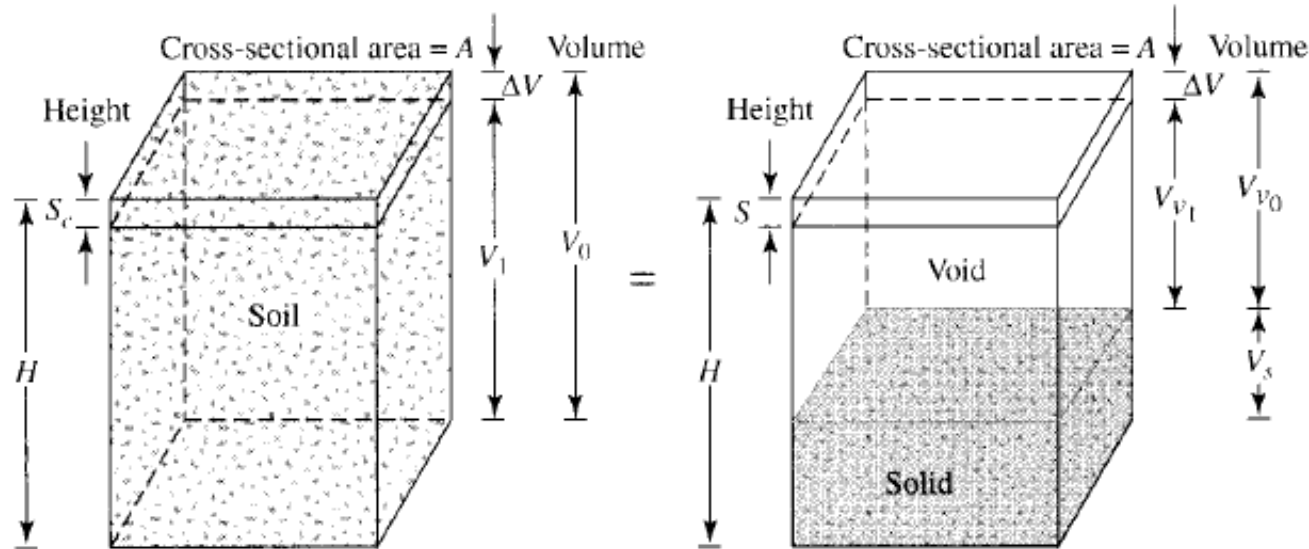
Changes in G.W. L.

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



3 Nén của đất

3.4.3 Xác định độ lún sau khi cố kết hoàn toàn



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

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

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

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

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

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



3 Nén của đất

● Hệ số nén: a_v

$$a_v = a = -\frac{de}{dS'} = -\frac{\Delta e}{\Delta S'}$$

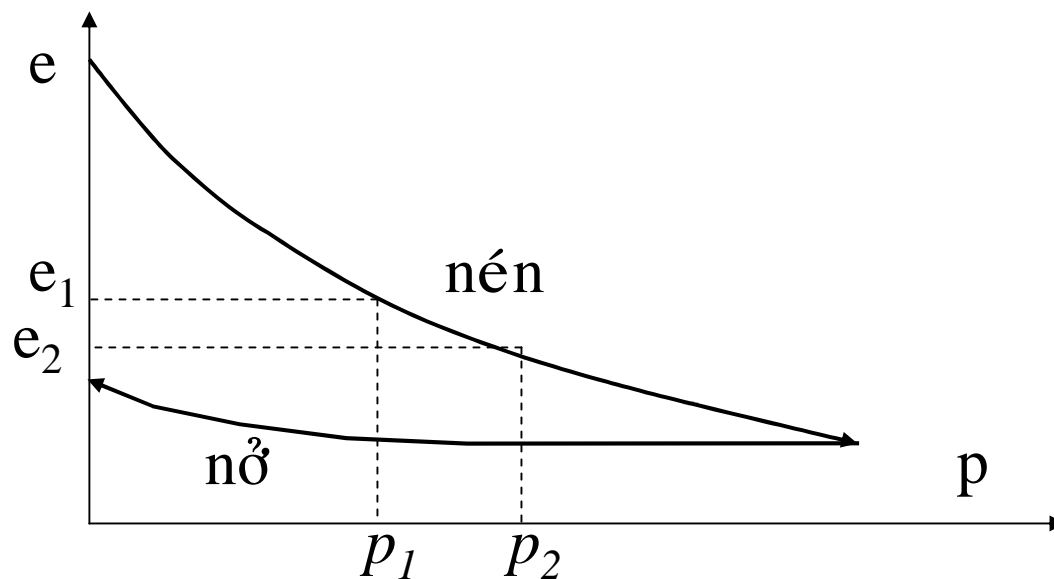
$$\Delta e = -a_v \Delta S'$$

● Hệ số nén tương đối: m_v

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

● Độ lún

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





3 Nén của đất

● Trong thí nghiệm nén cốt kết 1 chiều

$$e_x = e_y = 0; s_x = s_y$$

$$\iff e_x = \frac{1}{E} (s_x - n(s_y + s_z)) = 0$$

$$\implies \frac{s_x}{s_z} = K_o = \frac{n}{1-n}$$

$$e_z = \frac{1}{E} (s_z - n(s_y + s_x)) = \frac{s_z}{E} \left(1 - \frac{2n^2}{1-n}\right)$$

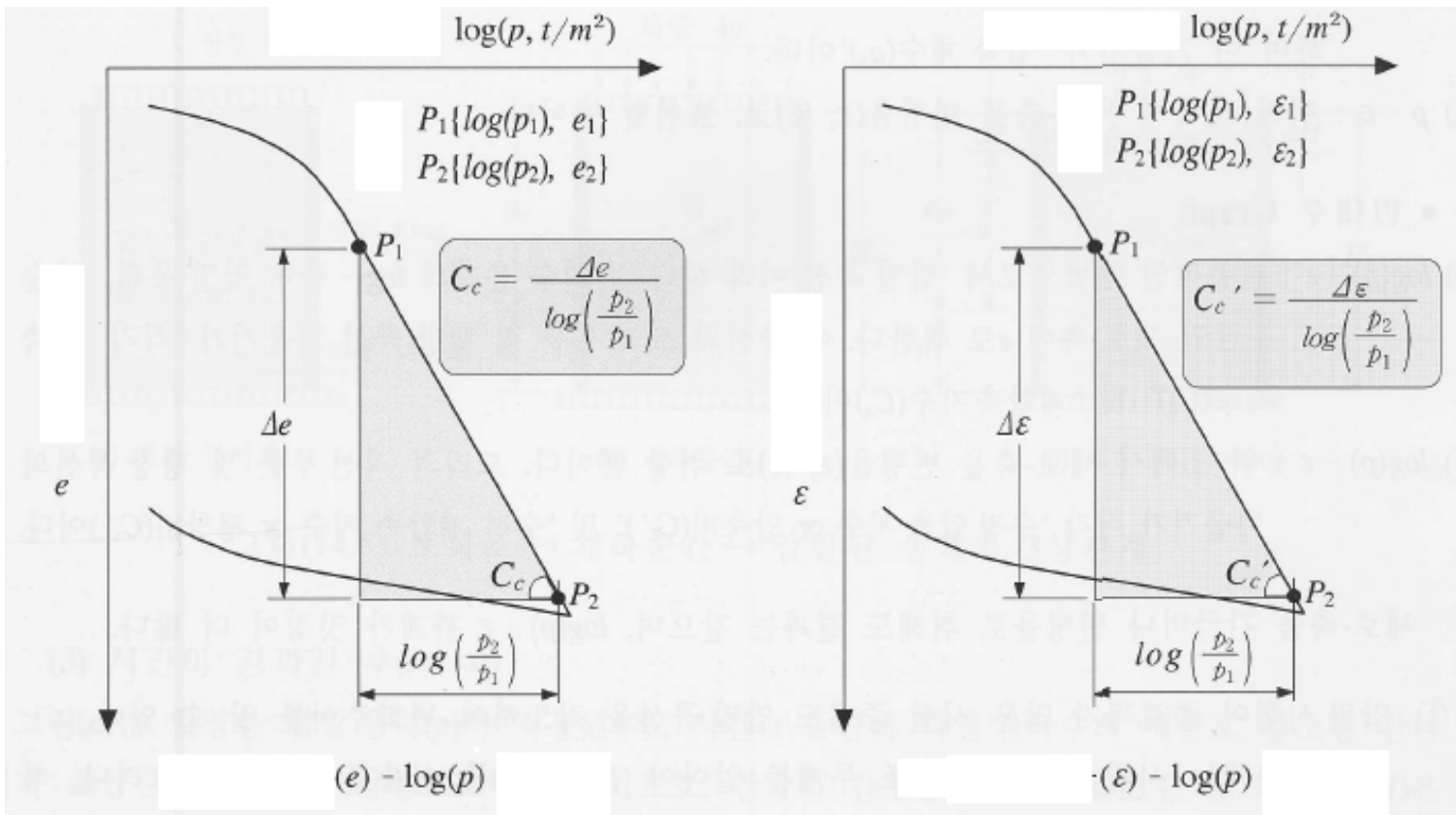
$$\iff e_z = \frac{s_c}{H} = \frac{\Delta s'}{E} \left(1 - \frac{2n^2}{1-n}\right) \implies \boxed{s_c = \frac{b}{E} \Delta s' H}$$

$$b = \left(1 - \frac{2n^2}{1-n}\right)$$



3 Nén của đất

● Đường cong e-log(p)



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

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

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



3 Nén của đất

● Độ lún cho đất sét cổ 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 cổ kết

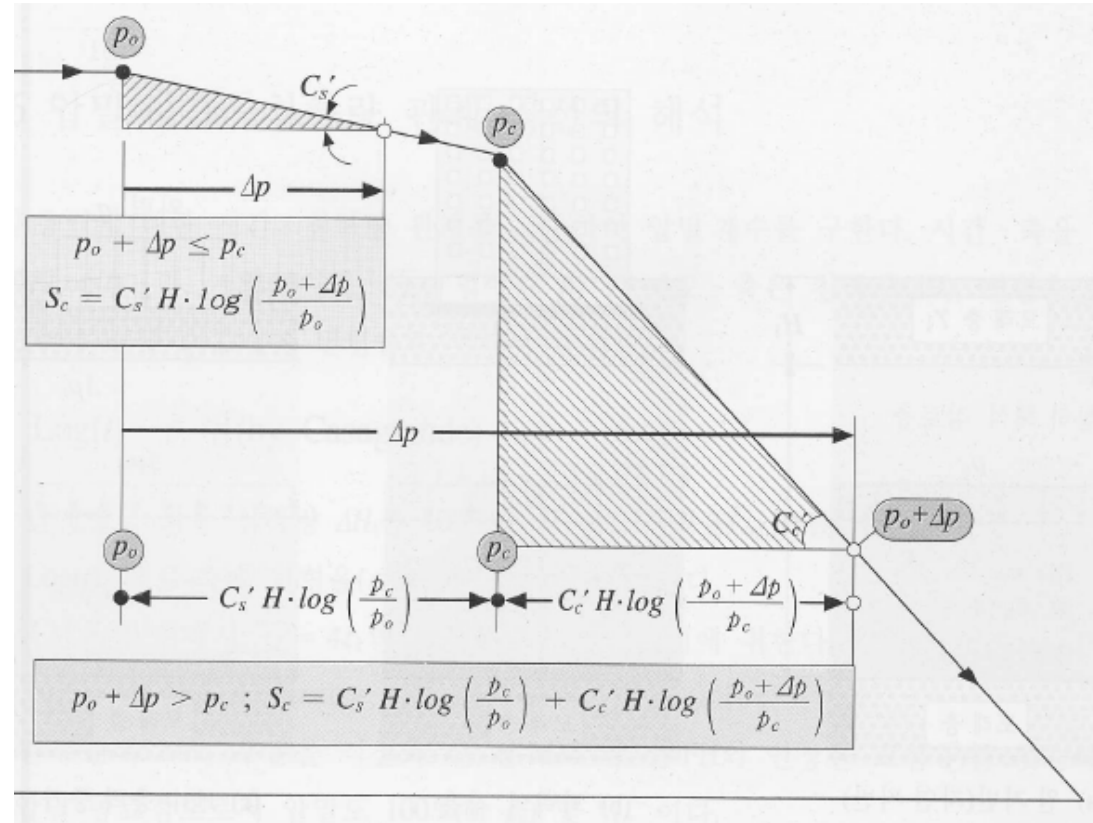
for $\sigma'_o + \Delta\sigma' \leq \sigma'_c$

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

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

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

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





3 Nén của đất

● 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)



3 Nén của đất

● **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

- a. The clay is normally consolidated
- b. The preconsolidation pressure (σ'_c) = 190 kN/m²
- c. σ'_c = 170 kN/m²

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

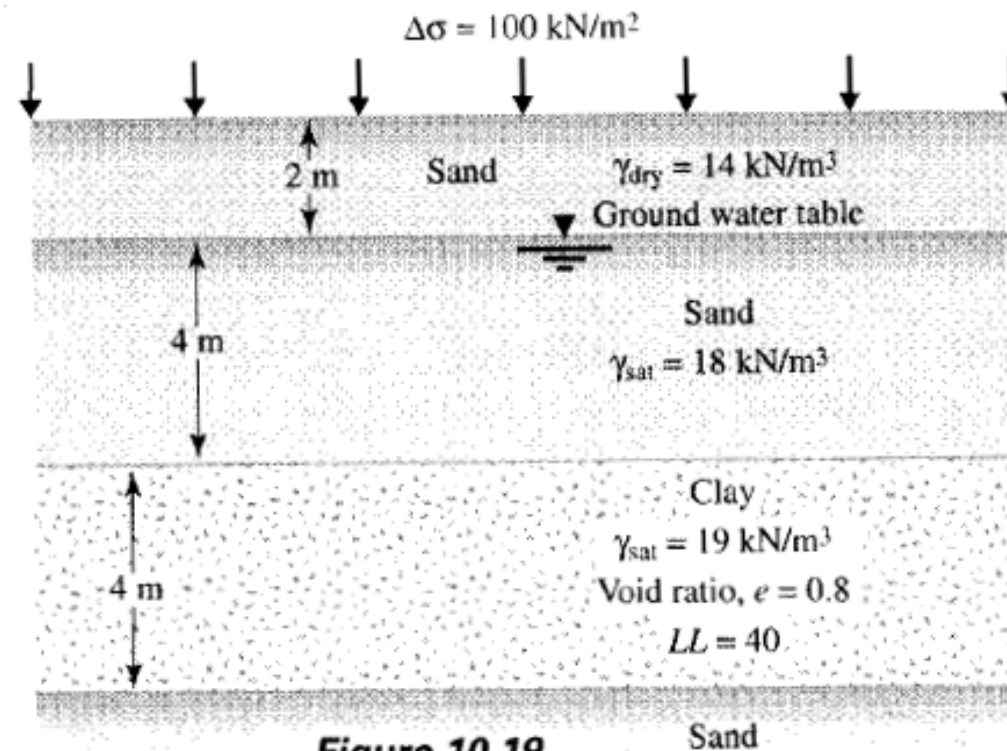


Figure 10.19



3 Nén của đất

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

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

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

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



3 Nén của đất

c.

$$\begin{aligned}\sigma'_o &= 79.14 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma'_o + \Delta\sigma' &= 179.14 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma'_c &= 170 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

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

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



3 Nén của đất

● Thí dụ

The laboratory consolidation data for an undisturbed clay specimen are as follows:

$$e_1 = 1.1 \quad \sigma'_1 = 95 \text{ kN/m}^2$$

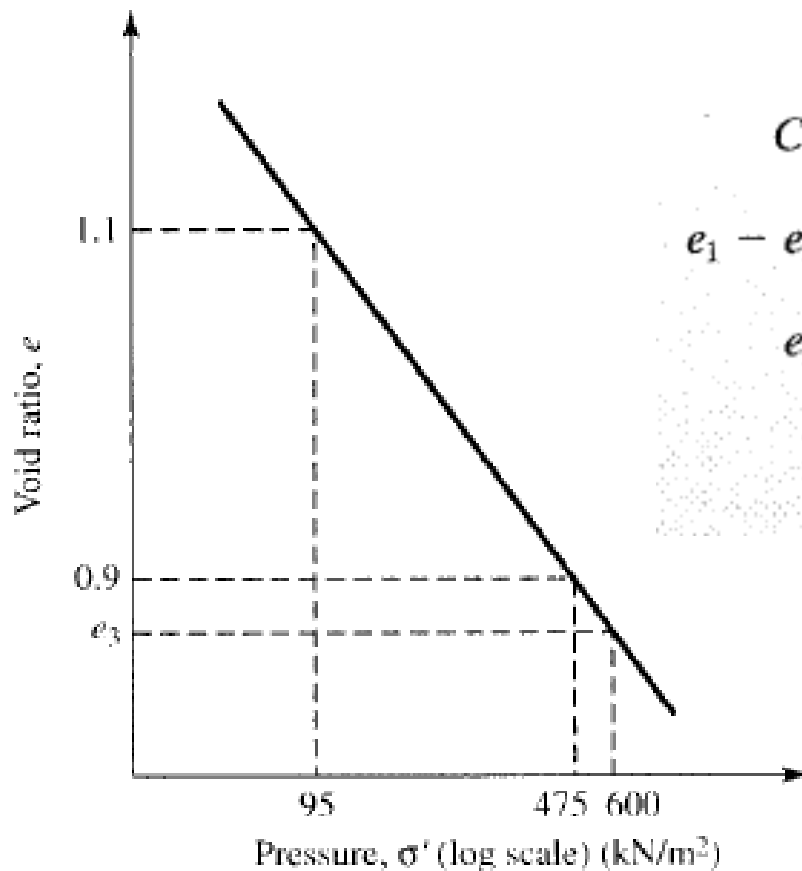
$$e_2 = 0.9 \quad \sigma'_2 = 475 \text{ kN/m}^2$$

What will be the void ratio for a pressure of 600 kN/m²? (Note: $\sigma'_c < 95 \text{ kN/m}^2$.)



3 Nén của đất

Solution



$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log \sigma'_2 - \log \sigma'_1} = \frac{1.1 - 0.9}{\log 475 - \log 95} = 0.286$$

$$e_1 - e_3 = C_c(\log 600 - \log 95)$$

$$e_3 = e_1 - C_c \log \frac{600}{95}$$

$$= 1.1 - 0.286 \log \frac{600}{95} = \mathbf{0.87}$$



3 Nén của đất

3.4.4 Xác định độ lún cố kết của nền nhiều lớp

$$S_{ci} = \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}} H_i$$

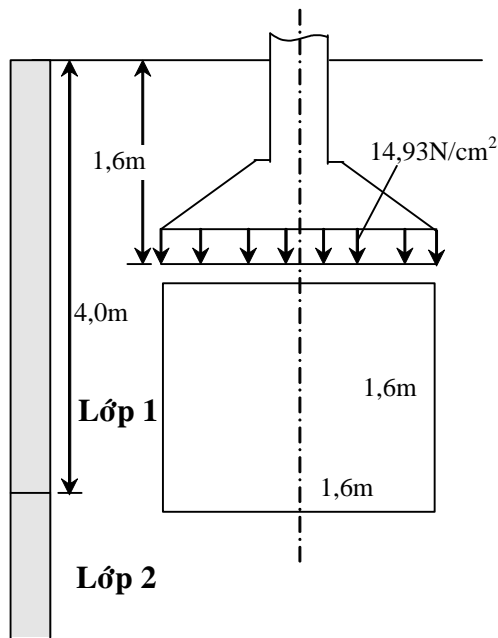
$$S_c = \sum_{i=1}^n S_i = \sum_{i=1}^n \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}} H_i$$

$$H_i = 0.4b - 0.6b$$



3 Nén của đất

● Thí dụ:



Lớp đất số 1

Dung trọng ẩm $\gamma_w \phi$ 17.4

Tỷ 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 ²)	Số đọc Δh (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 $\gamma_w \phi$ 19.2

Tỷ 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 ²)	Số đọc Δh (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

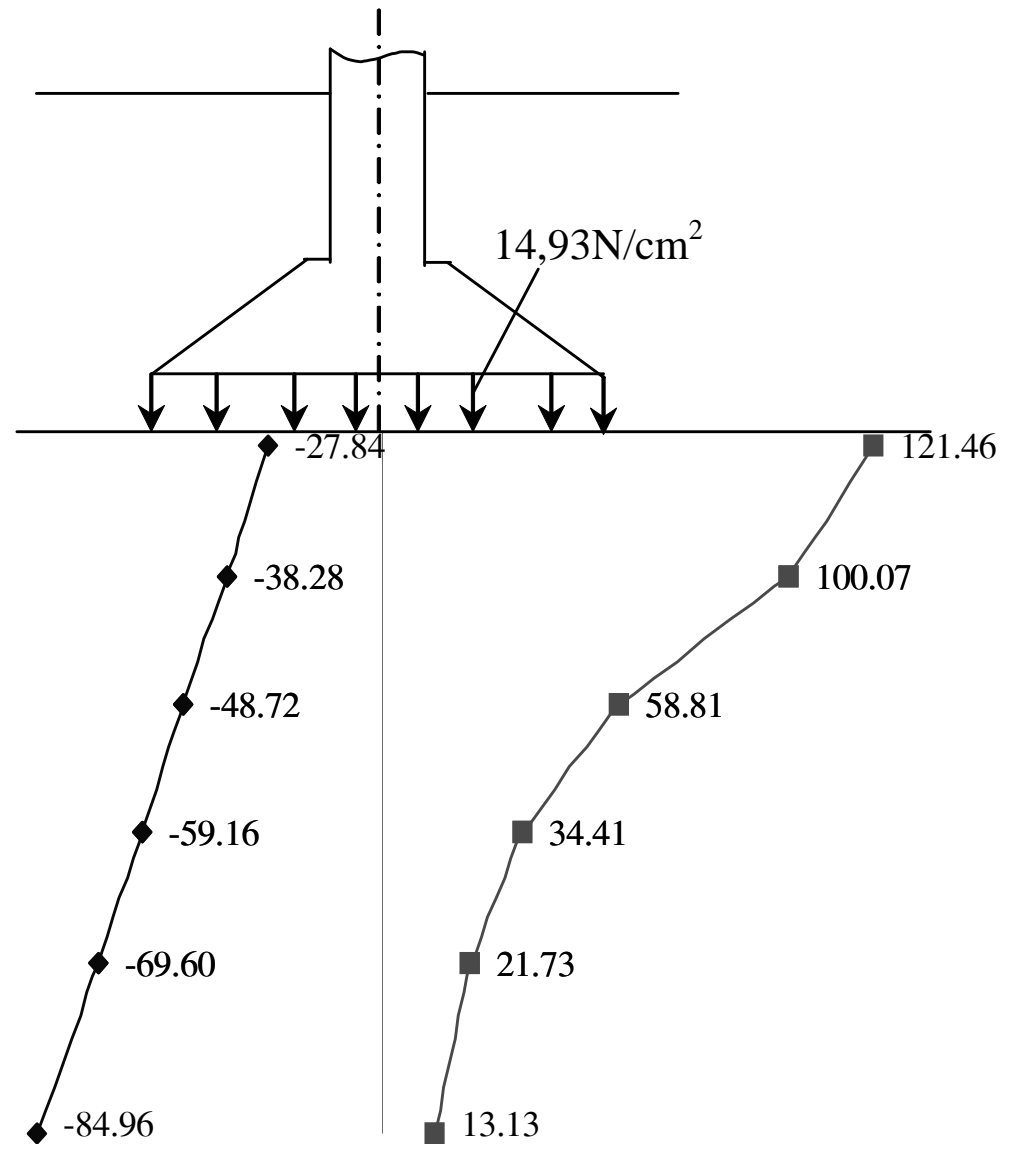


3 Nén của đất

Solution

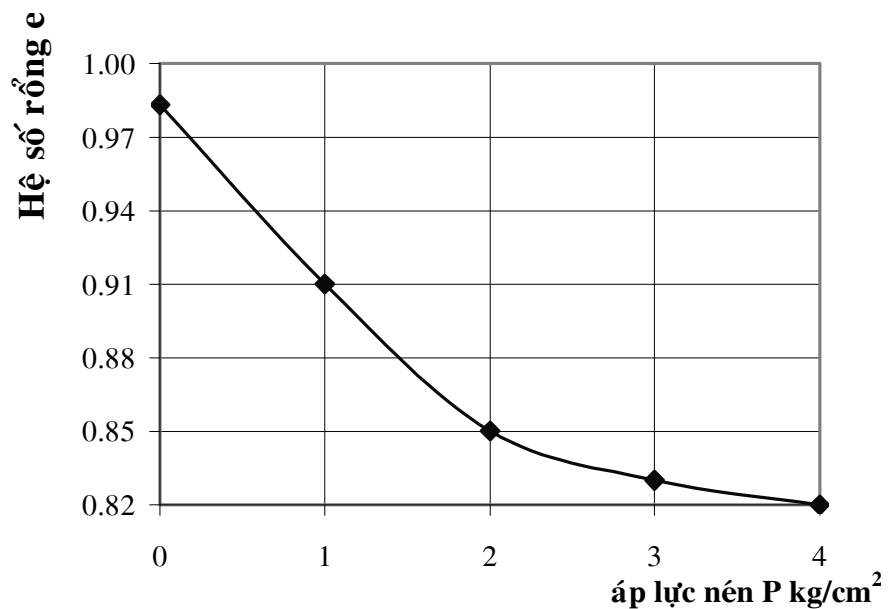
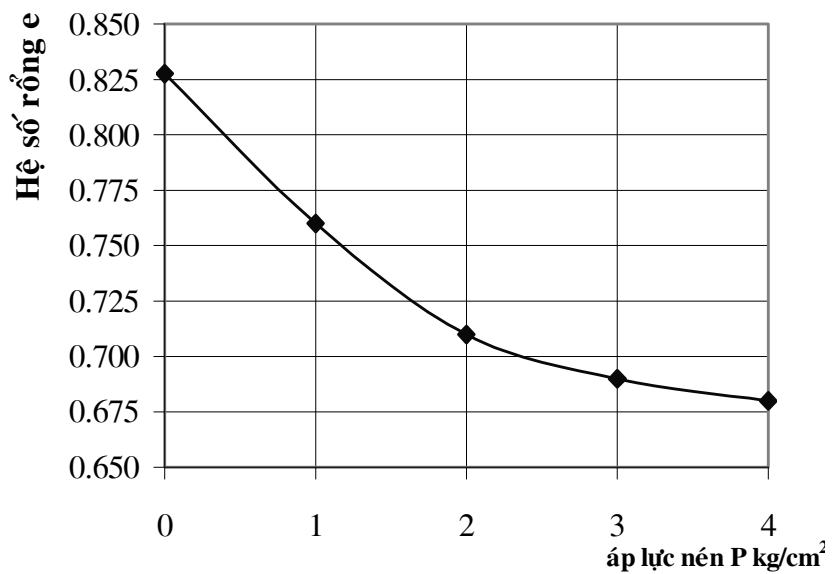
áp lực gây lên:

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





3 Nén của đất





3 Nén của đất

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 $l = 1.6 \text{ (m)}$

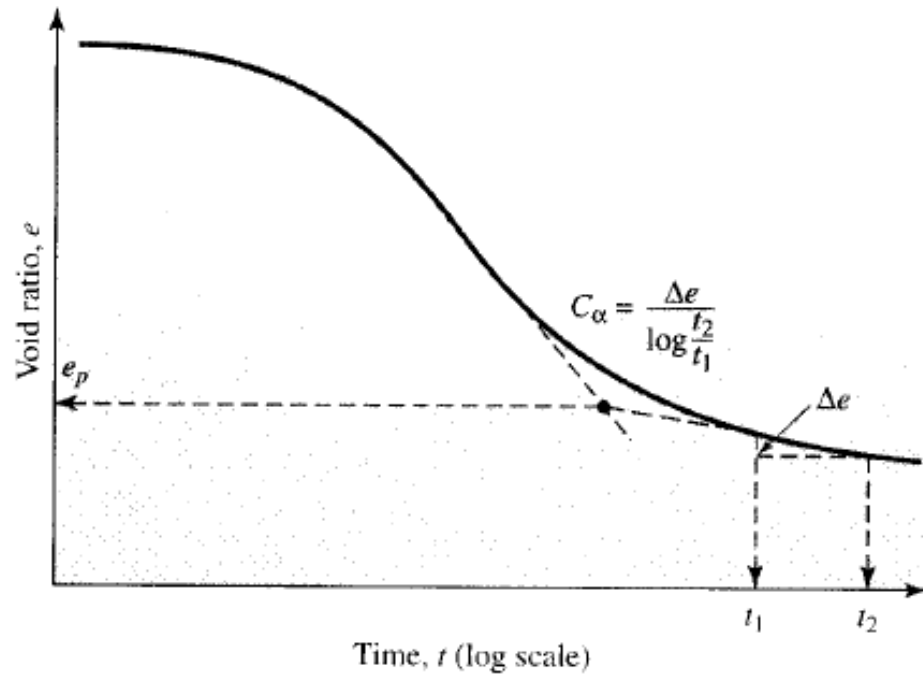
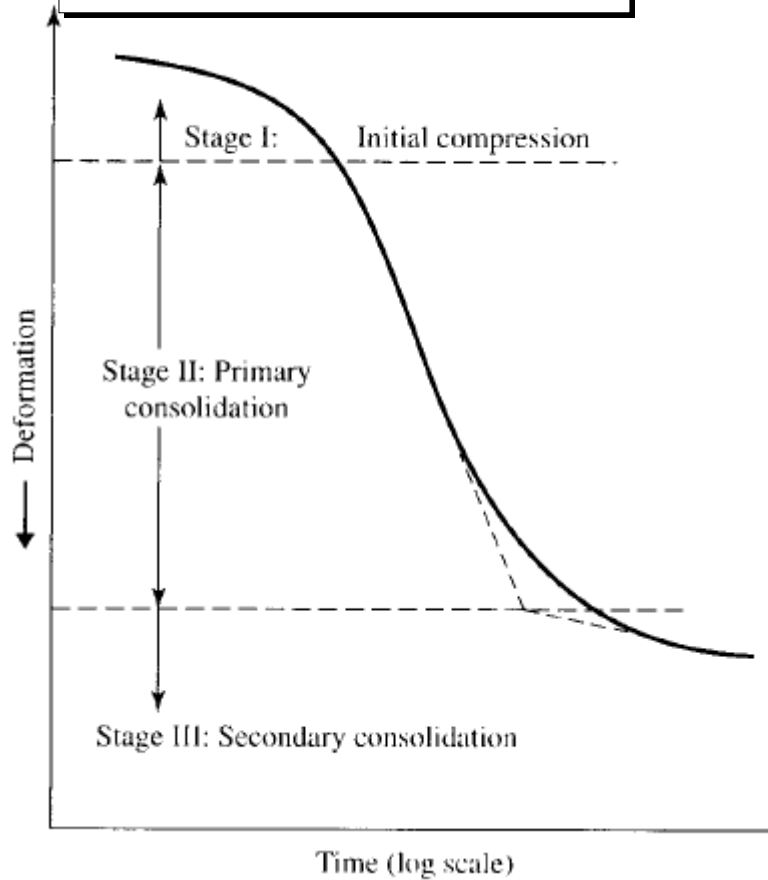
$$\mathbf{ĐỘ LUN S = 6.10972 \text{ (cm)}}$$

Lớp	Lớp phân tố	z(m)	$\gamma \text{ (KN/m}^3\text{)}$	chiều dày h (m)	$\sigma_{bt} \text{ (KN/m}^2\text{)}$	k_o	k_g	$\sigma_z \text{ (KN/m}^2\text{)}$	$\sigma_{ztb} \text{ (KN/m}^2\text{)}$	$p_{1i} \text{ (KN/m}^2\text{)}$	$p_{2i} \text{ (KN/m}^2\text{)}$	e_{1i}	e_{2i}	$S_i \text{ (cm)}$
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						



3 Nén của đất

3.5 Độ lún từ biến



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

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

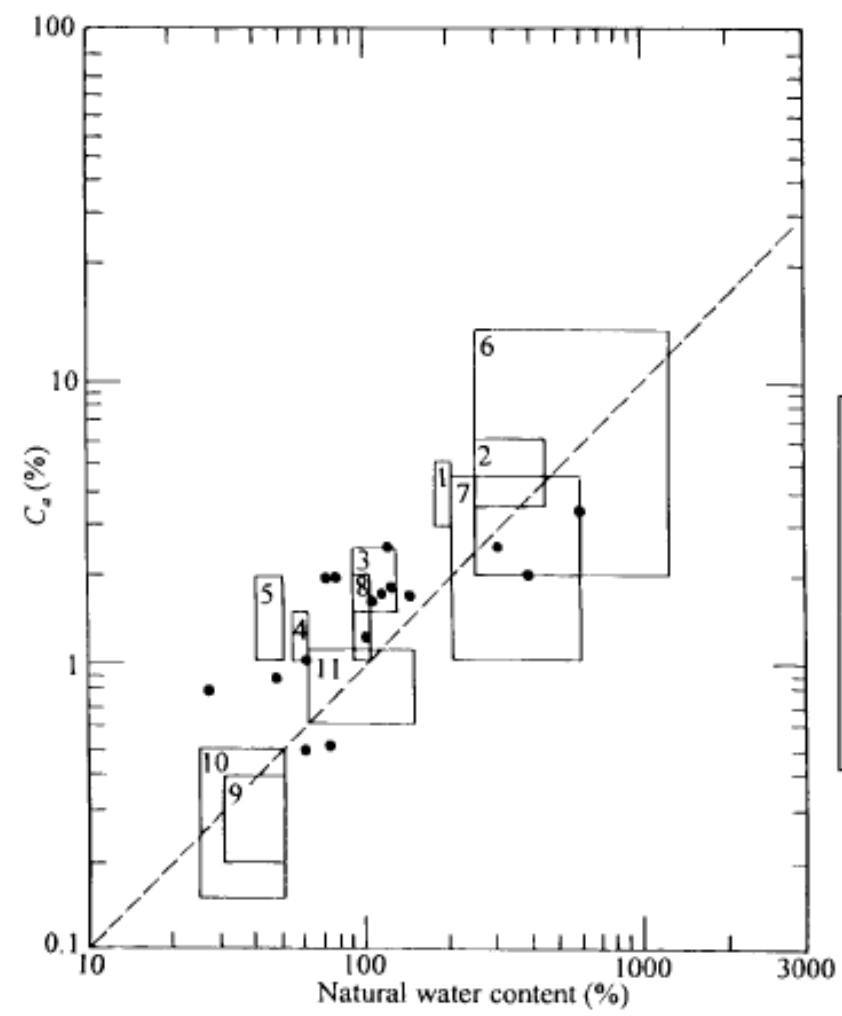
$$C'_\alpha = \frac{C_\alpha}{1 + e_p}$$

- 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



3 Nén của đất

C_α	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



- LEGEND**
- 1— Whangamarino clay
 - 2— Mexico City clay
 - 3— Calcareous organic silt
 - 4— Leda clay
 - 5— Norwegian plastic clay
 - 6— Amorphous and fibrous peat
 - 7— Canadian muskeg
 - 8— Organic marine deposits
 - 9— Boston blue clay
 - 10— Chicago blue clay
 - 11— Organic silty clay
 - Organic silt, etc.

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



3 Nén của đất

● 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 (σ'_0) = 2650 lb/ft²
- $\Delta\sigma' = 970$ lb/ft²
- Secondary compression index (C_α) = 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.*)



3 Nén của đất

Solution

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

$$e_p = e_0 - \Delta e_{\text{primary}}$$

$$\Delta e = C_c \log\left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0}\right) = 0.28 \log\left(\frac{2650 + 970}{2650}\right)$$

$$= 0.038$$

Primary consolidation, $S_c = \frac{\Delta e H}{1 + e_0} = \frac{(0.038)(8.5 \times 12)}{1 + 0.8} = 2.15 \text{ in.}$

$$e_0 = 0.8,$$

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

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

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

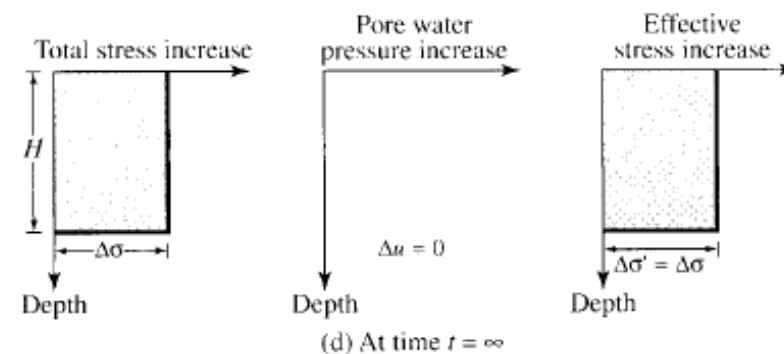
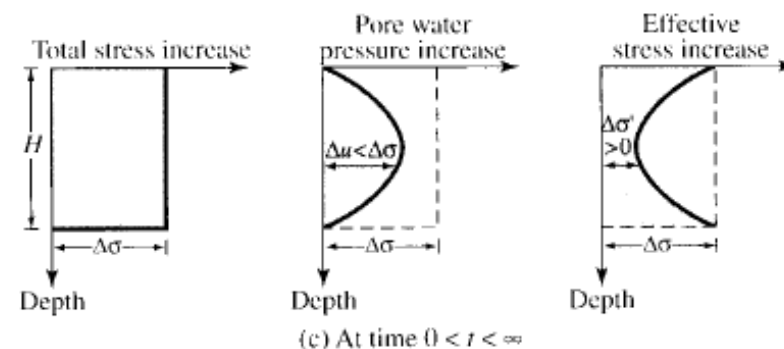
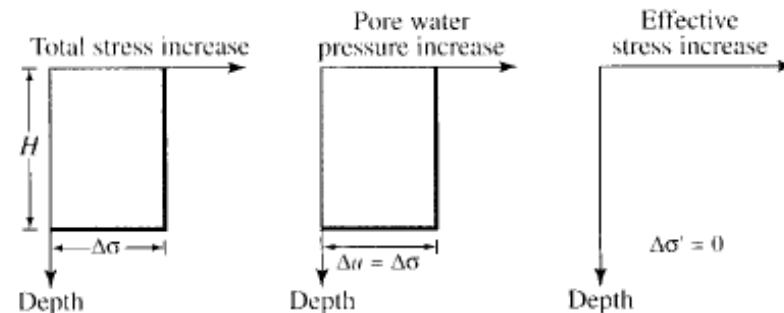
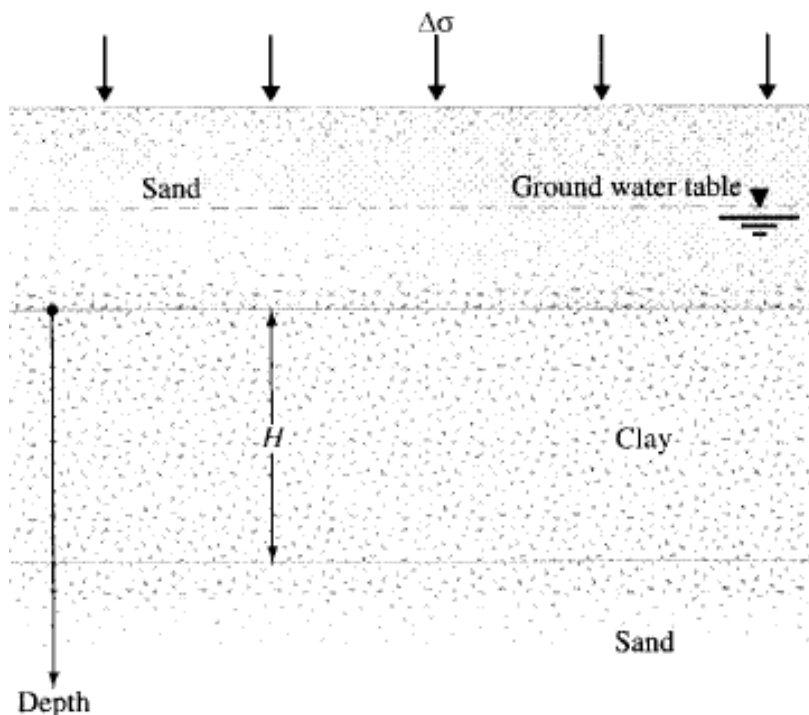
total consolidation settlement = 2.15 + 0.59 = **2.74 in.**



3 Nén của đất

3.6 Tốc độ lún của đất theo thời gian

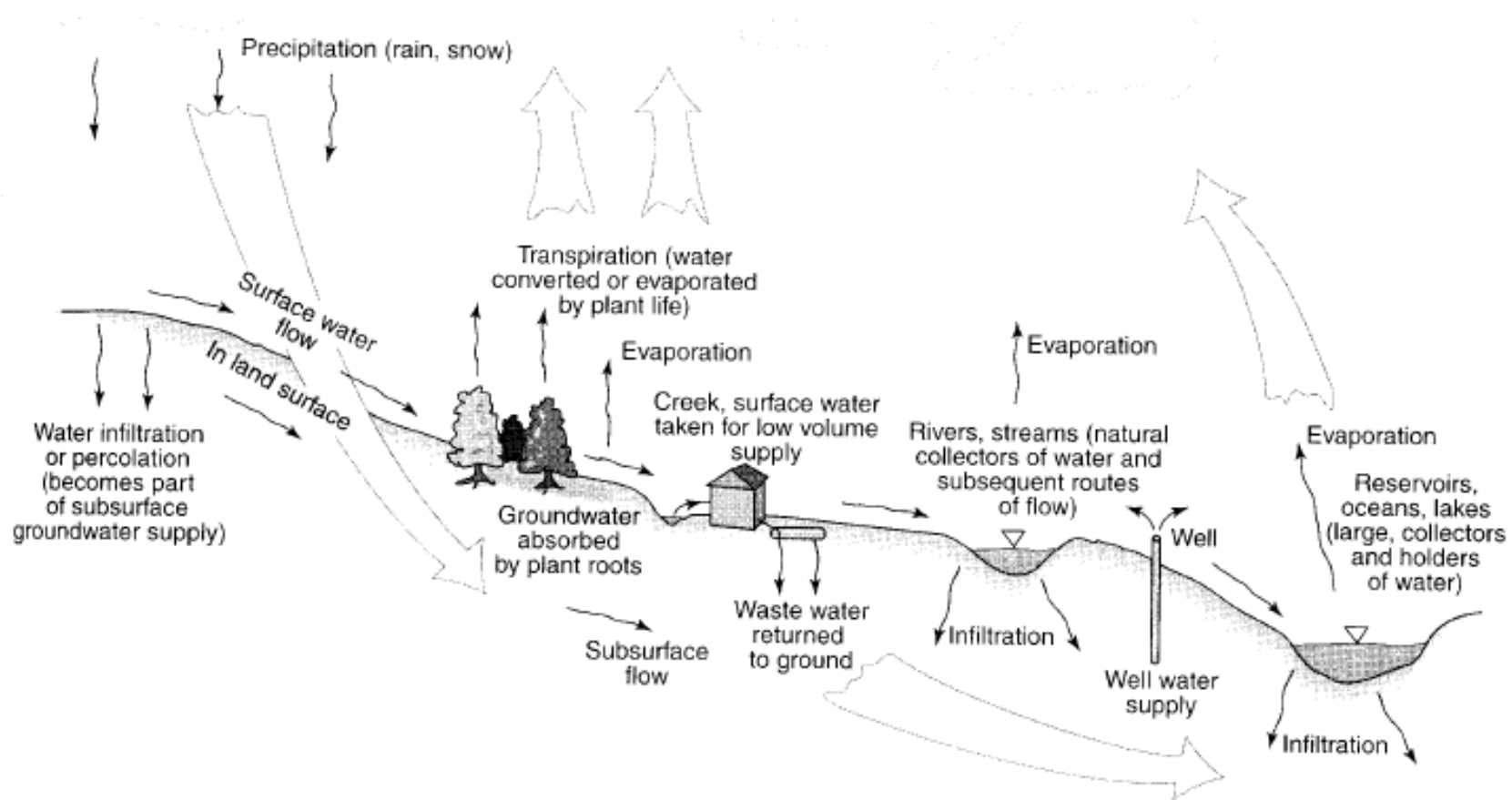
$$\Delta\sigma = \Delta\sigma' + \Delta u$$





3 Nén của đất

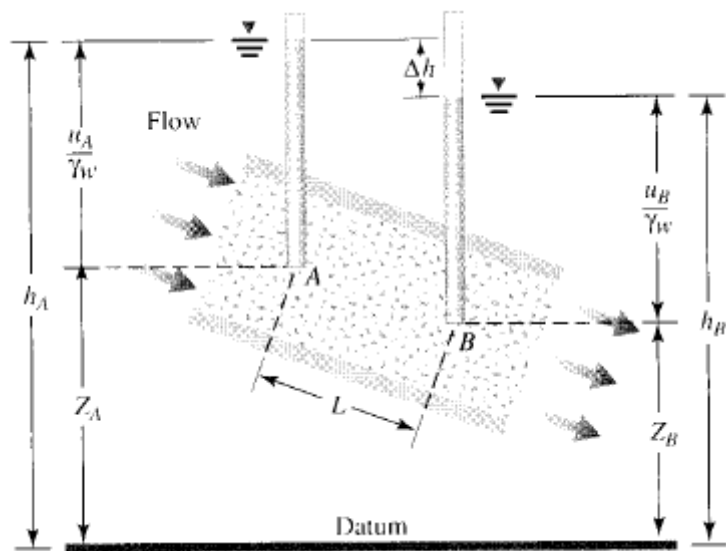
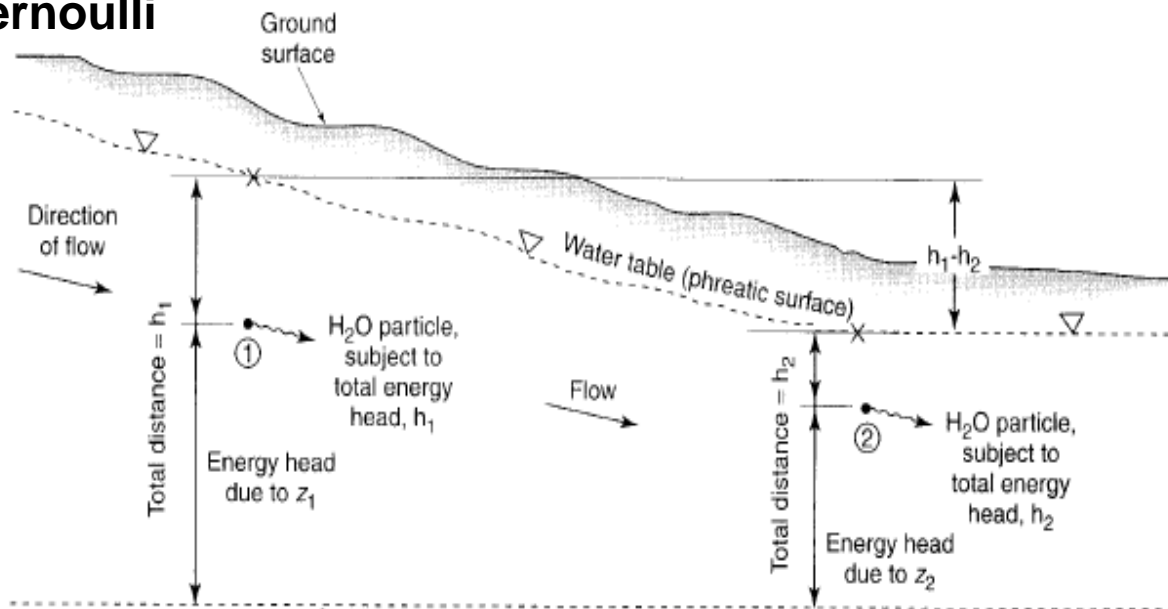
3.6.1 Thẩm của đất





3 Nén của đất

● Công thức Bernoulli



$$h = \frac{u}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g} + Z$$

↑ Pressure head ↑ Velocity head ↑ Elevation head

$$h = \frac{u}{\gamma_w} + Z$$



3 Nén của đất

● Định Luật Darcy

$$\frac{Q}{t} = k \frac{(\Delta h)(A)}{L}$$

$$\frac{Q}{t} = q = kiA$$

$$I = \frac{\Delta h}{L} \quad \text{Hydraulic gradient}$$

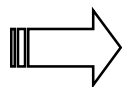
k: hệ số thấm

Typical Ranges of Permeability (Hydraulic Conductivity): Water and Different Soil Types*

Soil Type	Relative Degree of Permeability	k, Coefficient of Permeability or Hydraulic Conductivity (mm/sec)**	Drainage Properties
Clean gravel	High	10 to 100	Good
Clean sand, sand and gravel mixtures	Medium	10 to 10 ⁻²	Good
Fine sands, silts	Low	10 ⁻² to 10 ⁻⁴	Fair-poor
Sand-silt-clay mixtures, glacial tills	Very low	10 ⁻³ to 10 ⁻⁶	Poor-practically impervious
Homogeneous clays	Very low—practically impermeable	<10 ⁻⁶	Practically impervious

Ø Cho ĐK chảy tầng

$$q = Av$$



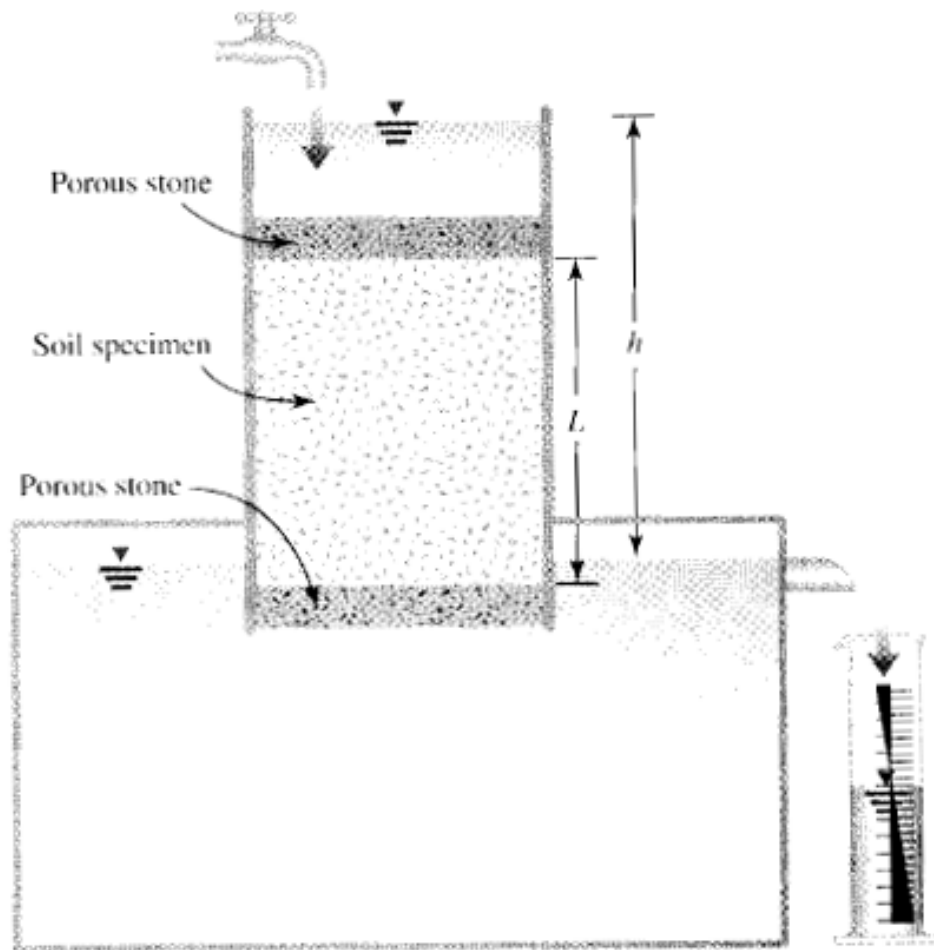
$$v = ki$$



3 Nén của đất

● Thí nghiệm xác định hệ số thấm, k

Ø constant head



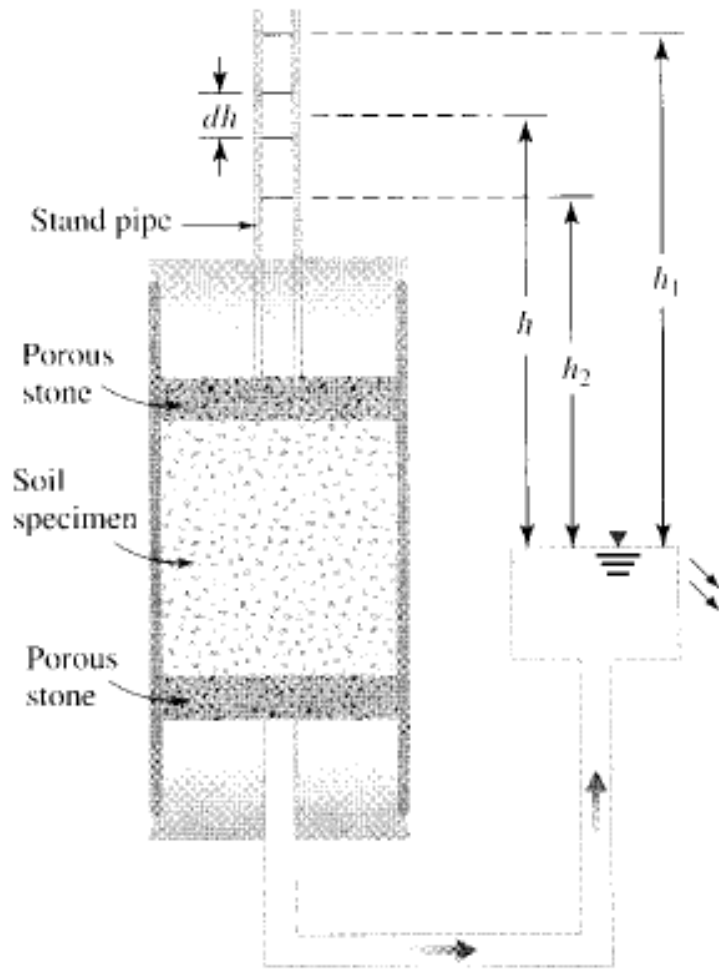
$$Q = A \left(k \frac{h}{L} \right) t$$

$$k = \frac{QL}{Aht}$$



3 Nén của đất

Ø Falling head



$$q = k \frac{h}{L} A = -a \frac{dh}{dt}$$

$$dt = \frac{aL}{Ak} \left(-\frac{dh}{h} \right)$$

$$t = \frac{aL}{Ak} \log_e \frac{h_1}{h_2}$$

$$k = 2.303 \frac{aL}{At} \log_{10} \frac{h_1}{h_2}$$



3 Nén của đất

$$k_{20^{\circ}\text{C}} = \left(\frac{\eta_{T^{\circ}\text{C}}}{\eta_{20^{\circ}\text{C}}} \right) k_{T^{\circ}\text{C}}$$

Variation of $\eta_{T^{\circ}\text{C}}/\eta_{20^{\circ}\text{C}}$

Temperature, T (°C)	$\eta_{T^{\circ}\text{C}}/\eta_{20^{\circ}\text{C}}$	Temperature, T (°C)	$\eta_{T^{\circ}\text{C}}/\eta_{20^{\circ}\text{C}}$
15	1.135	23	0.931
16	1.106	24	0.910
17	1.077	25	0.889
18	1.051	26	0.869
19	1.025	27	0.850
20	1.000	28	0.832
21	0.976	29	0.814
22	0.953	30	0.797



3 Nén của đất

● Thí dụ

Find the flow rate in $\text{m}^3/\text{sec}/\text{m}$ length (at right angles to the cross section shown) through the permeable soil layer shown in Figure 6.7 given $H = 8\text{m}$, $H_1 = 3\text{m}$, $h = 4\text{m}$, $L = 50\text{m}$, $\alpha = 8^\circ$, and $k = 0.08 \text{ cm}/\text{sec}$.

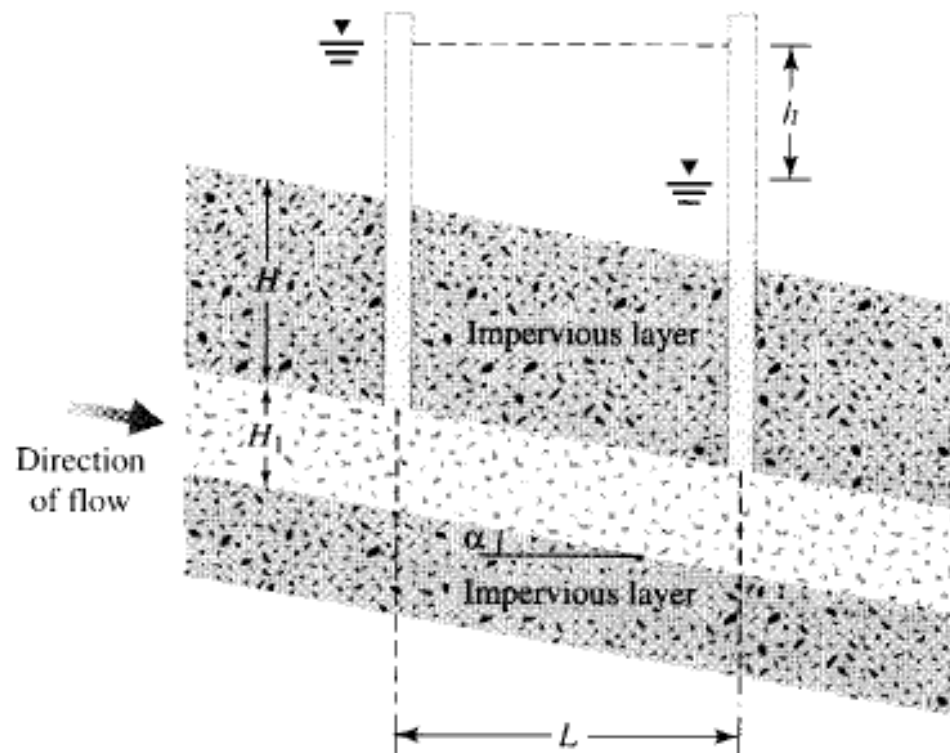
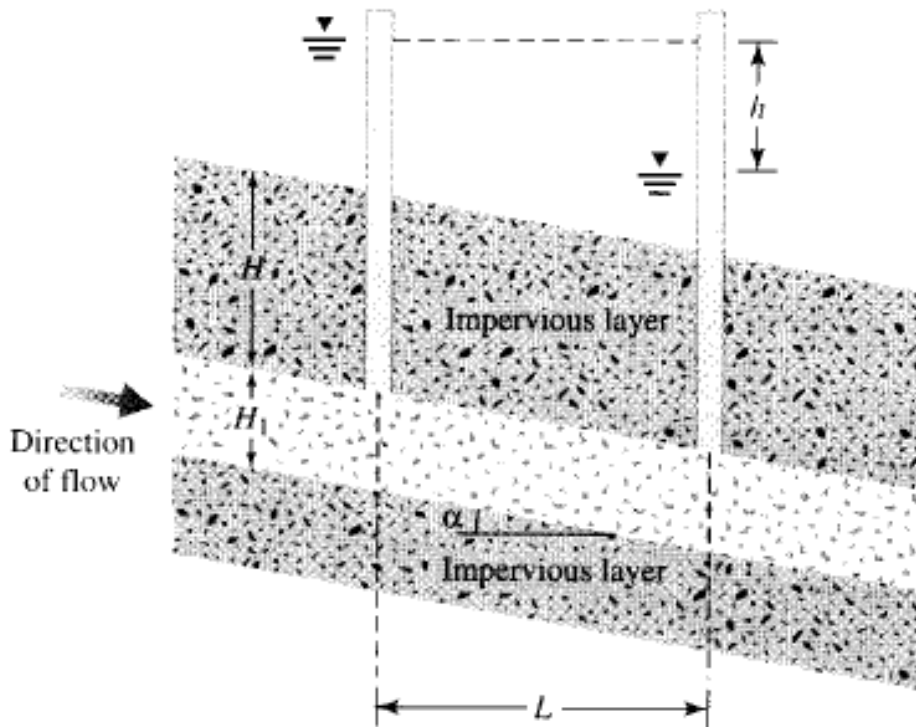


Figure 6.7 Flow-through permeable layer



3 Nén của đất

Solution



$$\text{Hydraulic gradient } (i) = \frac{h}{\frac{L}{\cos \alpha}}$$

$$\begin{aligned} q &= kiA = k \left(\frac{h \cos \alpha}{L} \right) (H_1 \cos \alpha \times 1) \\ &= (0.08 \times 10^{-2} \text{ m/sec}) \left(\frac{4 \cos 8^\circ}{50} \right) (3 \cos 8^\circ \times 1) \\ &= 0.19 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{sec}/\text{m} \end{aligned}$$



3 Nén của đất

● Thí dụ

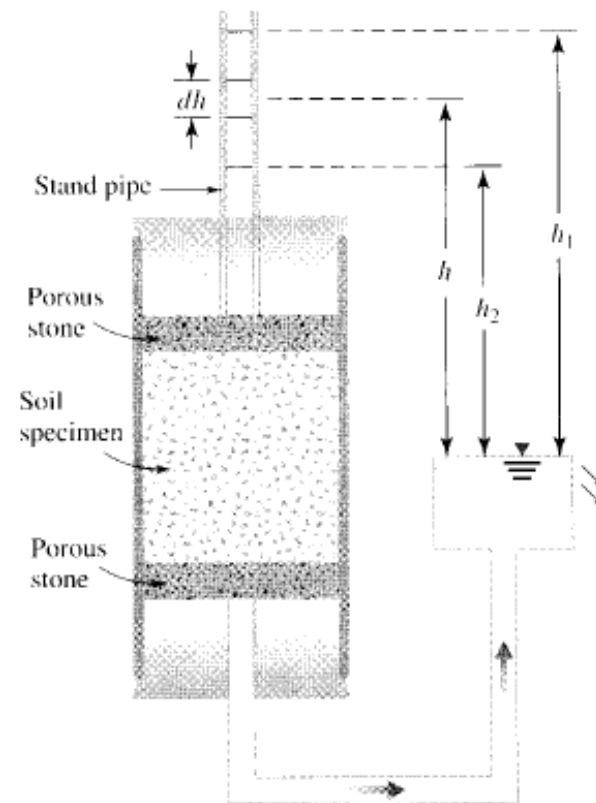
For a variable-head permeability test, the following are given: length of specimen = 15 in., area of specimen = 3 in.², and $k = 0.0688$ in./min. What should be the area of the standpipe for the head to drop from 25 to 12 in. in 8 min.?

Solution

$$k = 2.303 \frac{aL}{At} \log_{10} \frac{h_1}{h_2}$$

$$0.0688 = 2.303 \left(\frac{a \times 15}{3 \times 8} \right) \log_{10} \left(\frac{25}{12} \right)$$

$$a = \mathbf{0.15 \text{ in.}^2}$$





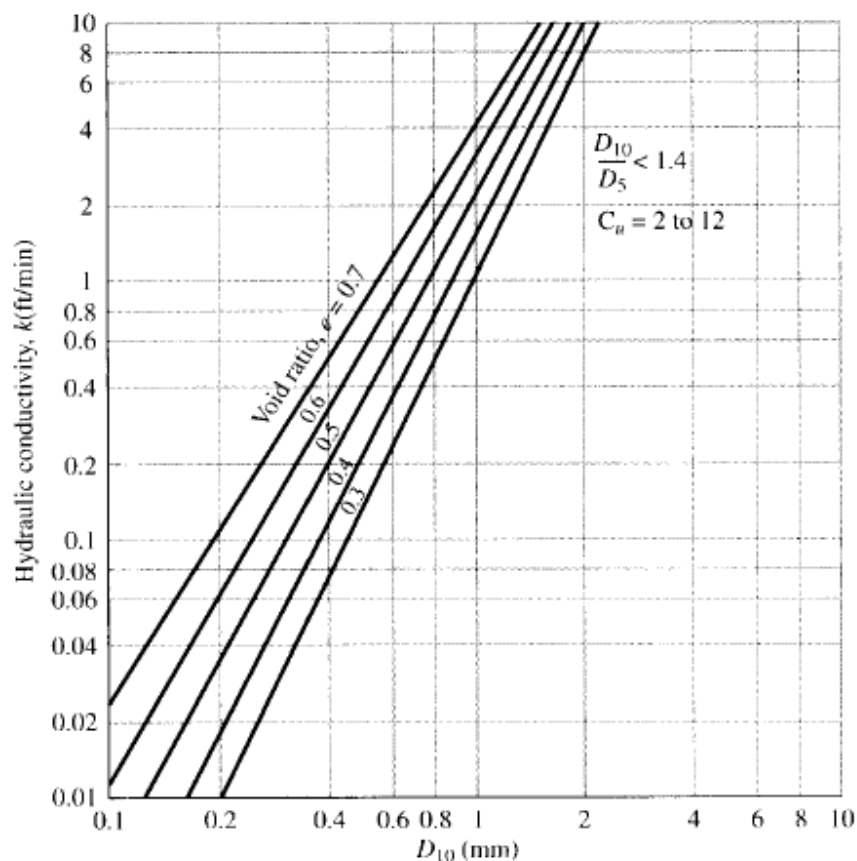
3 Nén của đất

● Giá trị kinh nghiệm của hệ số thấm, k

Hazen (1930)

$$c = 1.0 \text{ to } 1.5$$

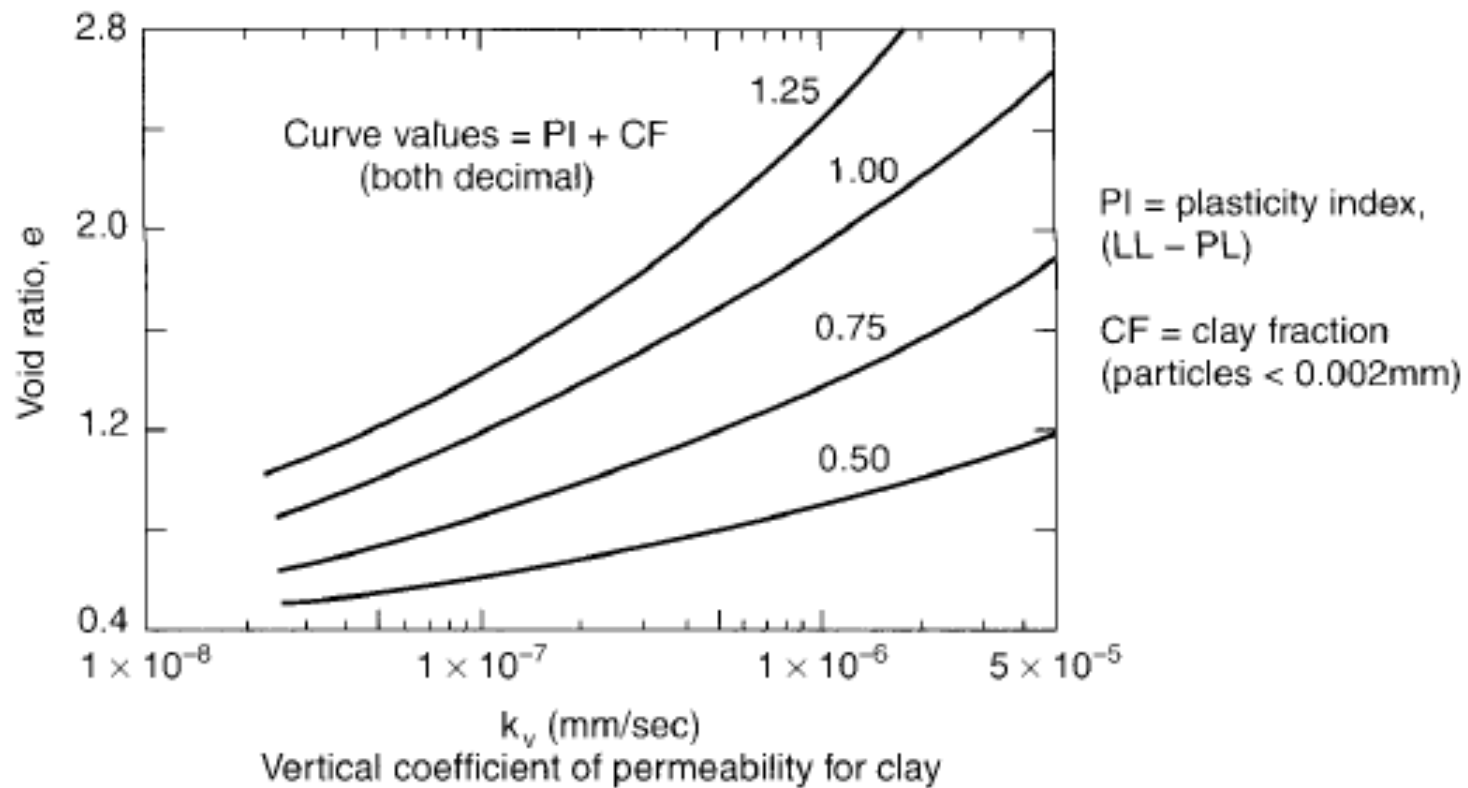
$$k \text{ (cm/sec)} = cD_{10}^2$$



Permeability of granular soils (after U.S. Department of Navy, 1971)



3 Nén của đất

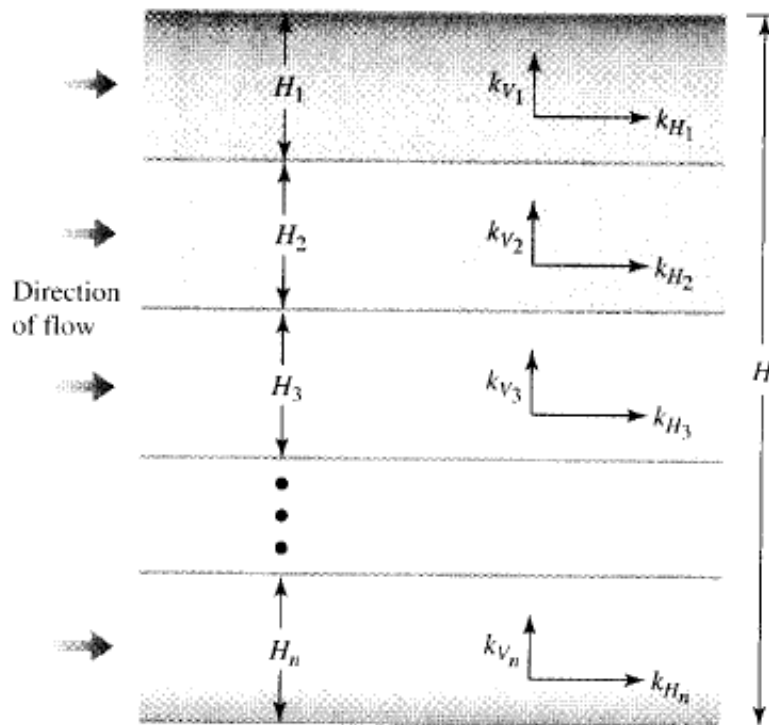




3 Nén của đất

● Hệ số thấm tương đương cho nền nhiều lớp

Ø Thấm ngang



$$q = v \cdot l \cdot H$$

$$= v_1 \cdot l \cdot H_1 + v_2 \cdot l \cdot H_2 + v_3 \cdot l \cdot H_3 + \dots + v_n \cdot l \cdot H_n$$

$$v = k_{H(eq)} i_{eq}; \quad v_1 = k_{H1} i_1; \quad v_2 = k_{H2} i_2; \quad v_3 = k_{H3} i_3; \quad \dots \quad v_n = k_{Hn} i_n$$

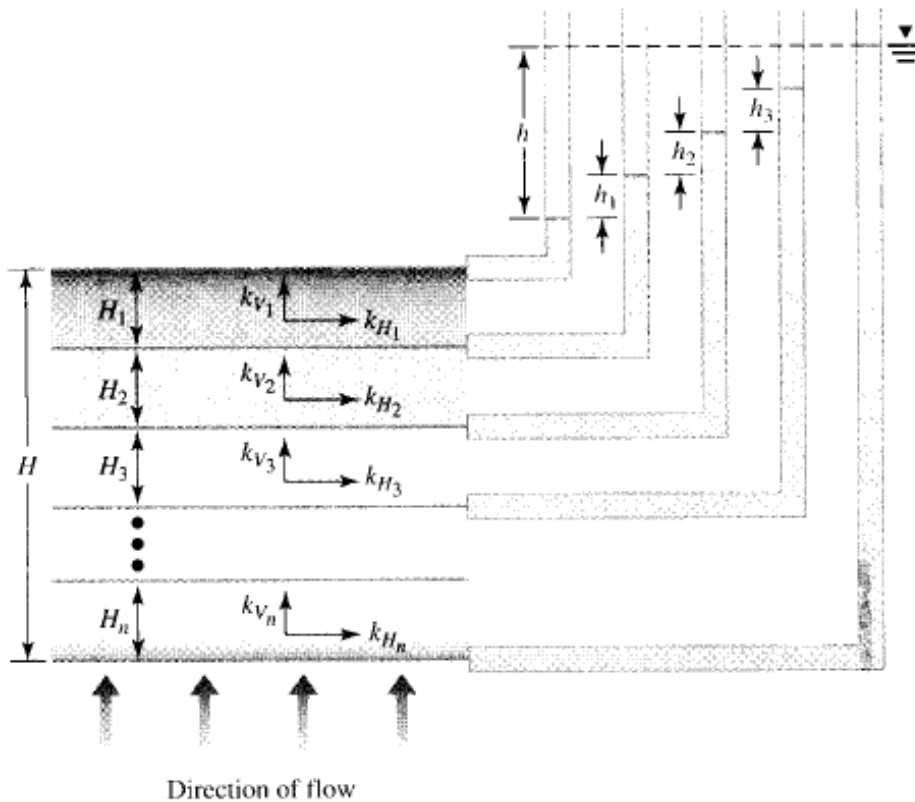
$$i_{eq} = i_1 = i_2 = i_3 = \dots = i_n$$

$$k_{H(eq)} = \frac{1}{H} (k_{H1} H_1 + k_{H2} H_2 + k_{H3} H_3 + \dots + k_{Hn} H_n)$$



3 Nén của đất

Ø Thẩm đưng



$$v = v_1 = v_2 = v_3 = \dots = v_n$$

$$h = h_1 + h_2 + h_3 + \dots + h_n$$

$$k_{V(eq)} \left(\frac{h}{H} \right) = k_{V_1} i_1 = k_{V_2} i_2 = k_{V_3} i_3 = \dots = k_{V_n} i_n$$

$$h = H_1 i_1 + H_2 i_2 + H_3 i_3 + \dots + H_n i_n$$

$$k_{V(eq)} = \frac{H}{\left(\frac{H_1}{k_{V_1}} \right) + \left(\frac{H_2}{k_{V_2}} \right) + \left(\frac{H_3}{k_{V_3}} \right) + \dots + \left(\frac{H_n}{k_{V_n}} \right)}$$



3 Nén của đất

● Thí dụ

A layered soil is shown in Figure 6.13. Given that

- $H_1 = 1 \text{ m}$ $k_1 = 10^{-4} \text{ cm/sec}$
- $H_2 = 1.5 \text{ m}$ $k_2 = 3.2 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$
- $H_3 = 2 \text{ m}$ $k_3 = 4.1 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$

estimate the ratio of equivalent permeability,

$$\frac{k_{H(eq)}}{k_{V(eq)}}$$

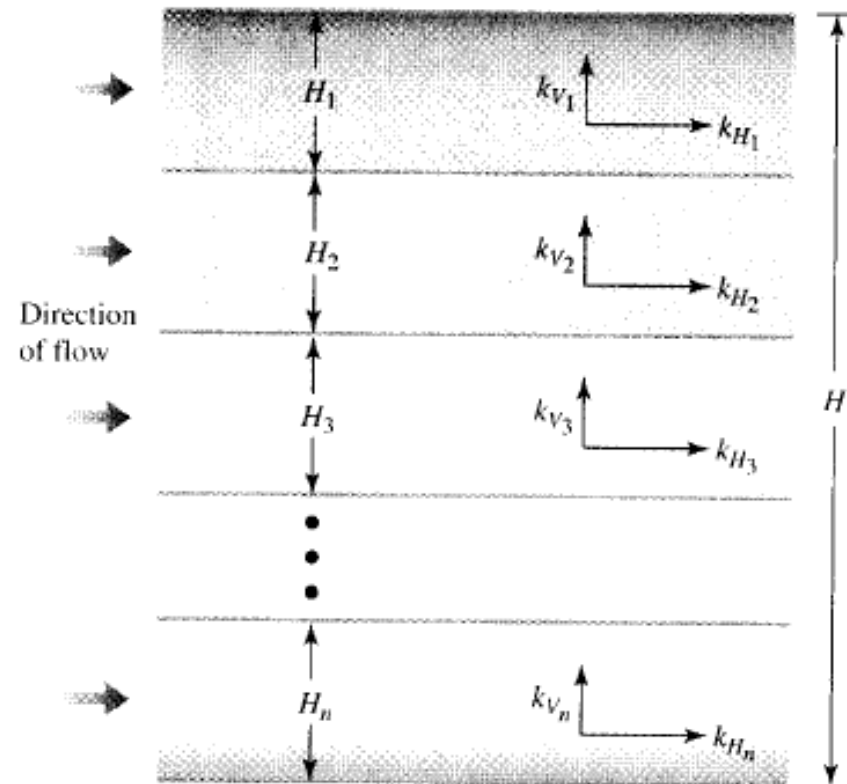


Figure 6.13



3 Nén của đất

Solution

$$\begin{aligned}
 k_{H(eq)} &= \frac{1}{H} (k_{H_1}H_1 + k_{H_2}H_2 + k_{H_3}H_3) \\
 &= \frac{1}{(1 + 1.5 + 2)} [(10^{-4})(1) + (3.2 \times 10^{-2})(1.5) + (4.1 \times 10^{-5})(2)] \\
 &= 107.07 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}
 \end{aligned}$$

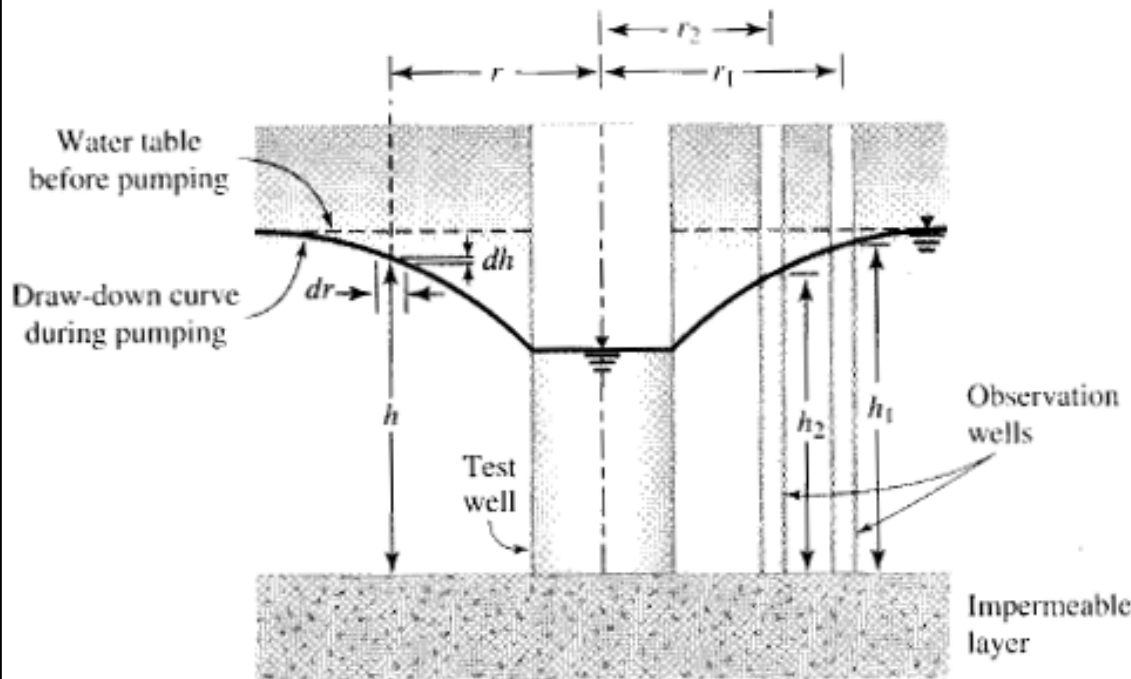
$$\begin{aligned}
 k_{V(eq)} &= \frac{H}{\left(\frac{H_1}{k_{V_1}}\right) + \left(\frac{H_2}{k_{V_2}}\right) + \left(\frac{H_3}{k_{V_3}}\right)} \\
 &= \frac{1 + 1.5 + 2}{\left(\frac{1}{10^{-4}}\right) + \left(\frac{1.5}{3.2 \times 10^{-2}}\right) + \left(\frac{2}{4.1 \times 10^{-5}}\right)} \\
 &= 0.765 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}
 \end{aligned}$$

$$\longrightarrow \frac{k_{H(eq)}}{k_{V(eq)}} = \frac{107.07 \times 10^{-4}}{0.765 \times 10^{-4}} \approx \mathbf{140}$$



3 Nén của đất

● Xác định hệ số thấm ngoài hiện trường



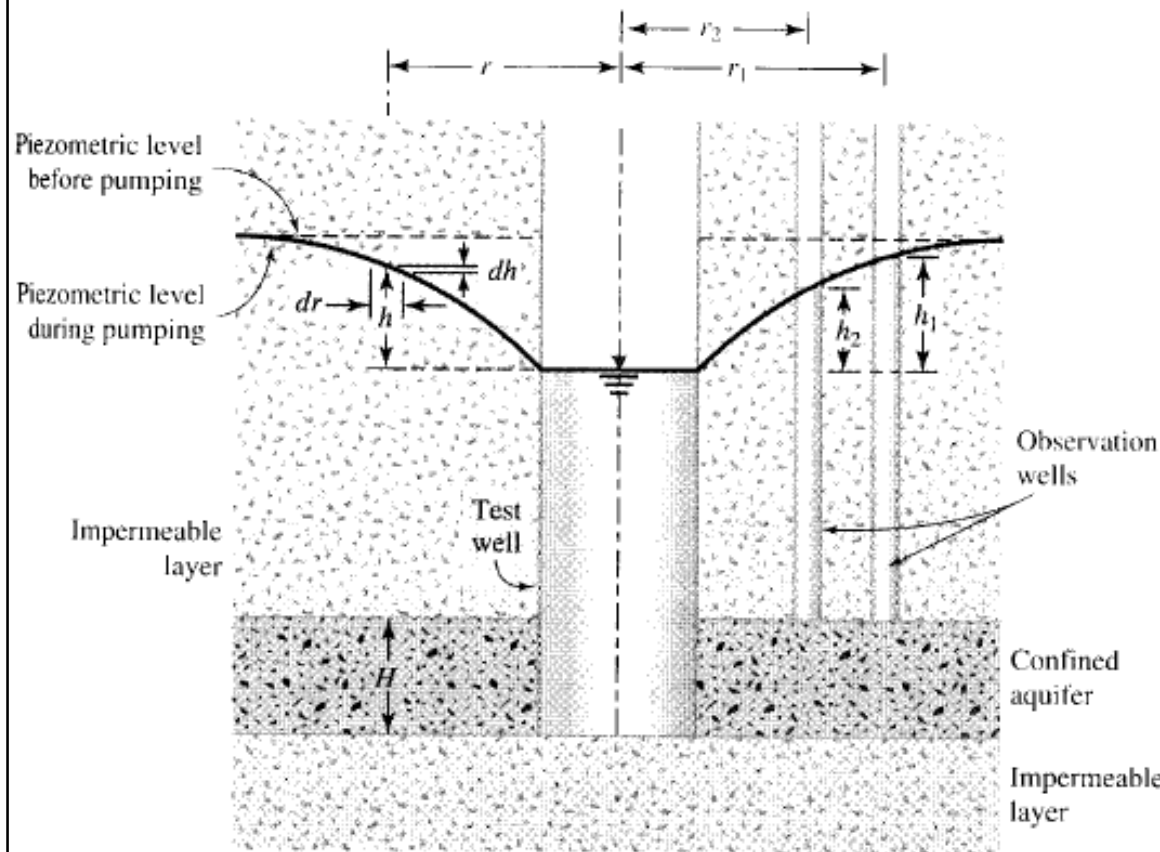
$$q = k \left(\frac{dh}{dr} \right) 2\pi r h$$

$$\int_{r_2}^{r_1} \frac{dr}{r} = \left(\frac{2\pi k}{q} \right) \int_{h_2}^{h_1} h dh$$

$$k = \frac{2.303q \log_{10} \left(\frac{r_1}{r_2} \right)}{\pi(h_1^2 - h_2^2)}$$



3 Nén của đất



$$q = k \left(\frac{dh}{dr} \right) 2\pi r H$$

$$\int_{r_2}^{r_1} \frac{dr}{r} = \int_{h_2}^{h_1} \frac{2\pi k H}{q} dh$$

$$k = \frac{q \log_{10} \left(\frac{r_1}{r_2} \right)}{2.727 H (h_1 - h_2)}$$



3 Nén của đất

● Thí dụ

Consider the case of pumping from a well in an unconfined permeable layer underlain by an impermeable stratum (see Figure 6.20). Given that

- $q = 0.74 \text{ m}^3/\text{min}$
- $h_1 = 6 \text{ m}$ at $r_1 = 60 \text{ m}$
- $h_2 = 5.2 \text{ m}$ at $r_2 = 30 \text{ m}$

calculate the hydraulic conductivity (in m/min) of the permeable layer.

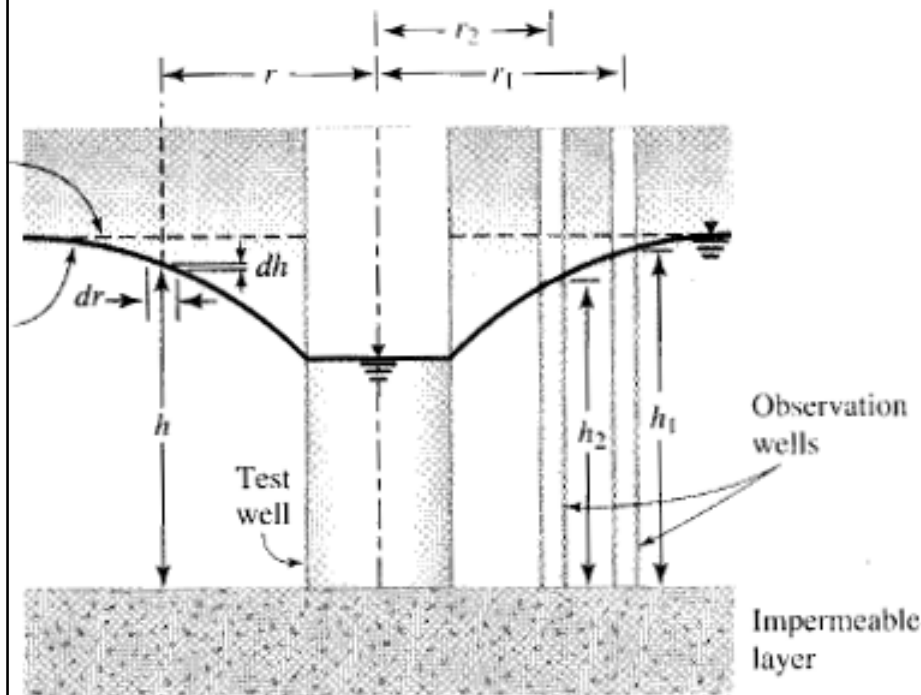


Figure 6.20

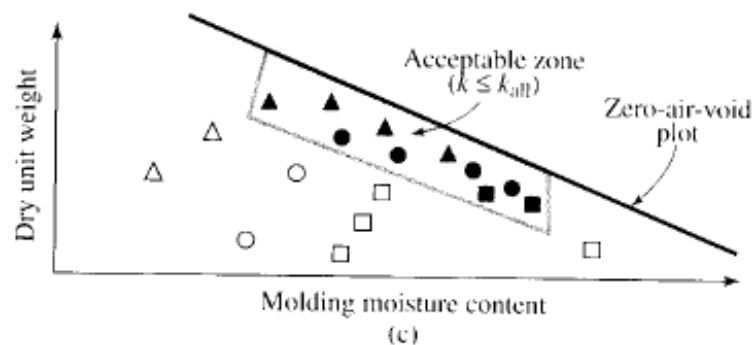
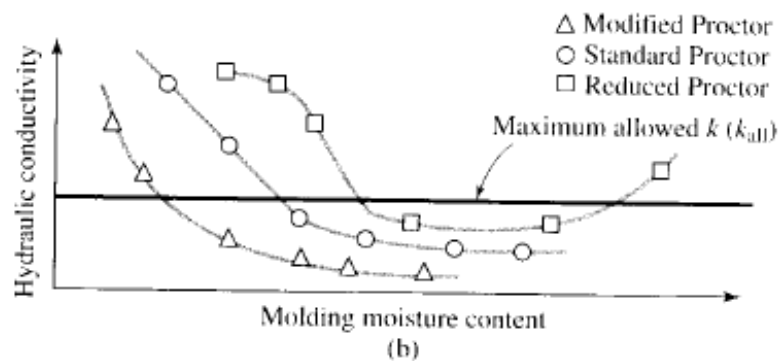
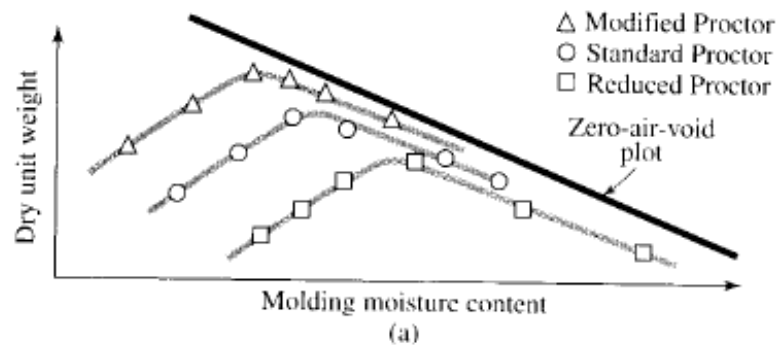
$$k = \frac{2.303q \log_{10} \left(\frac{r_1}{r_2} \right)}{\pi(h_1^2 - h_2^2)}$$

$$= \frac{(2.303)(0.74) \log_{10} \left(\frac{60}{30} \right)}{\pi(6^2 - 5.2^2)} = \mathbf{0.018 \text{ ft/min}}$$



3 Nén của đất

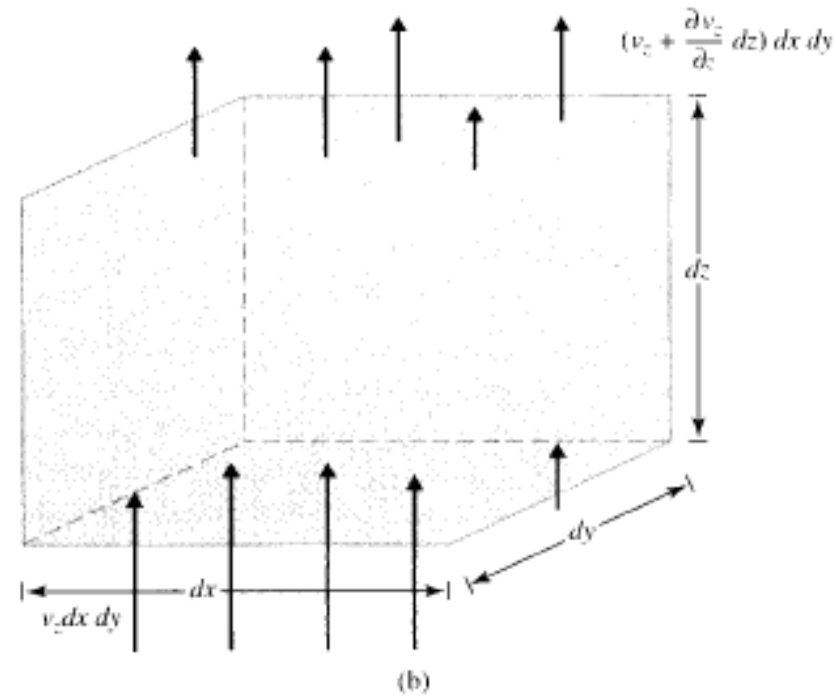
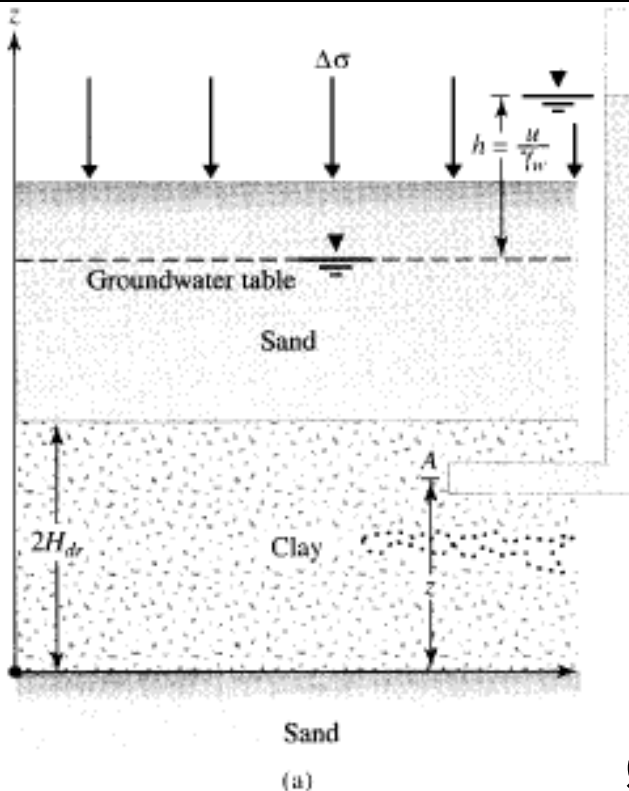
● Xác định mối quan hệ giữa độ ẩm và dung trọng cho lớp chống thấm





3 Nén của đất

3.6.2 Tốc độ lún của nền đất theo thời gian

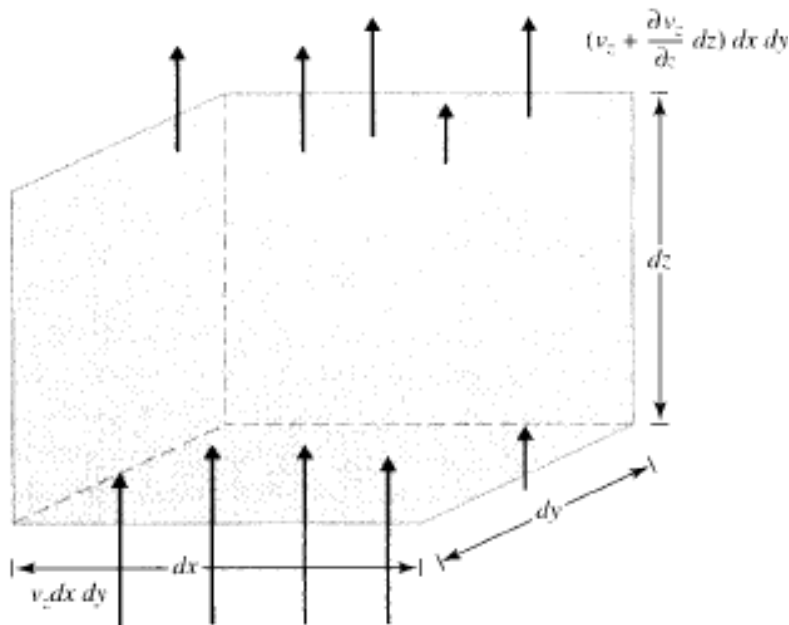


● Các giả thuyết

- Ø Nền đất là đồng nhất
- Ø Đất bão hòa hoàn toàn
- Ø Hạt Đất và Nước xem như không nén
- Ø Thẩm của nước theo một chiều thẳng đứng
- Ø Thẩm của đất tuân theo định luật Darcy



3 Nén của đất



Rate of outflow of water - Rate of inflow of water = Rate of volume change

$$\left(v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz \right) dx dy - v_z dx dy = \frac{\partial V}{\partial t}$$

$$\frac{\partial v_z}{\partial z} dx dy dz = \frac{\partial V}{\partial t}$$

Using Darcy's law

$$v_z = ki = -k \frac{\partial h}{\partial z} = -\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z}$$

$$\rightarrow -\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{1}{dx dy dz} \frac{\partial V}{\partial t}$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \frac{\partial V_v}{\partial t} = \frac{\partial (V_s + eV_s)}{\partial t} = \frac{\partial V_s}{\partial t} + V_s \frac{\partial e}{\partial t} + e \frac{\partial V_s}{\partial t}$$

$$\frac{\partial V_s}{\partial t} = 0$$

$$V_s = \frac{V}{1 + e_0} = \frac{dx dy dz}{1 + e_0}$$

$$\rightarrow \frac{\partial V}{\partial t} = \frac{dx dy dz}{1 + e_0} \frac{\partial e}{\partial t}$$

$$\rightarrow -\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{1}{1 + e_0} \frac{\partial e}{\partial t}$$



3 Nén của đất

$$\partial e = a_v \partial(\Delta\sigma') = -a_v \partial u$$

$$\rightarrow -\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = -\frac{a_v}{1 + e_0} \frac{\partial u}{\partial t} = -m_v \frac{\partial u}{\partial t}$$

$$m_v = a_v / (1 + e_0)$$

Ø Phương trình cổ kết một chiều

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

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

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

Ø Điều kiện biên

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

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

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

Ø Áp lực nước lỗ rỗng

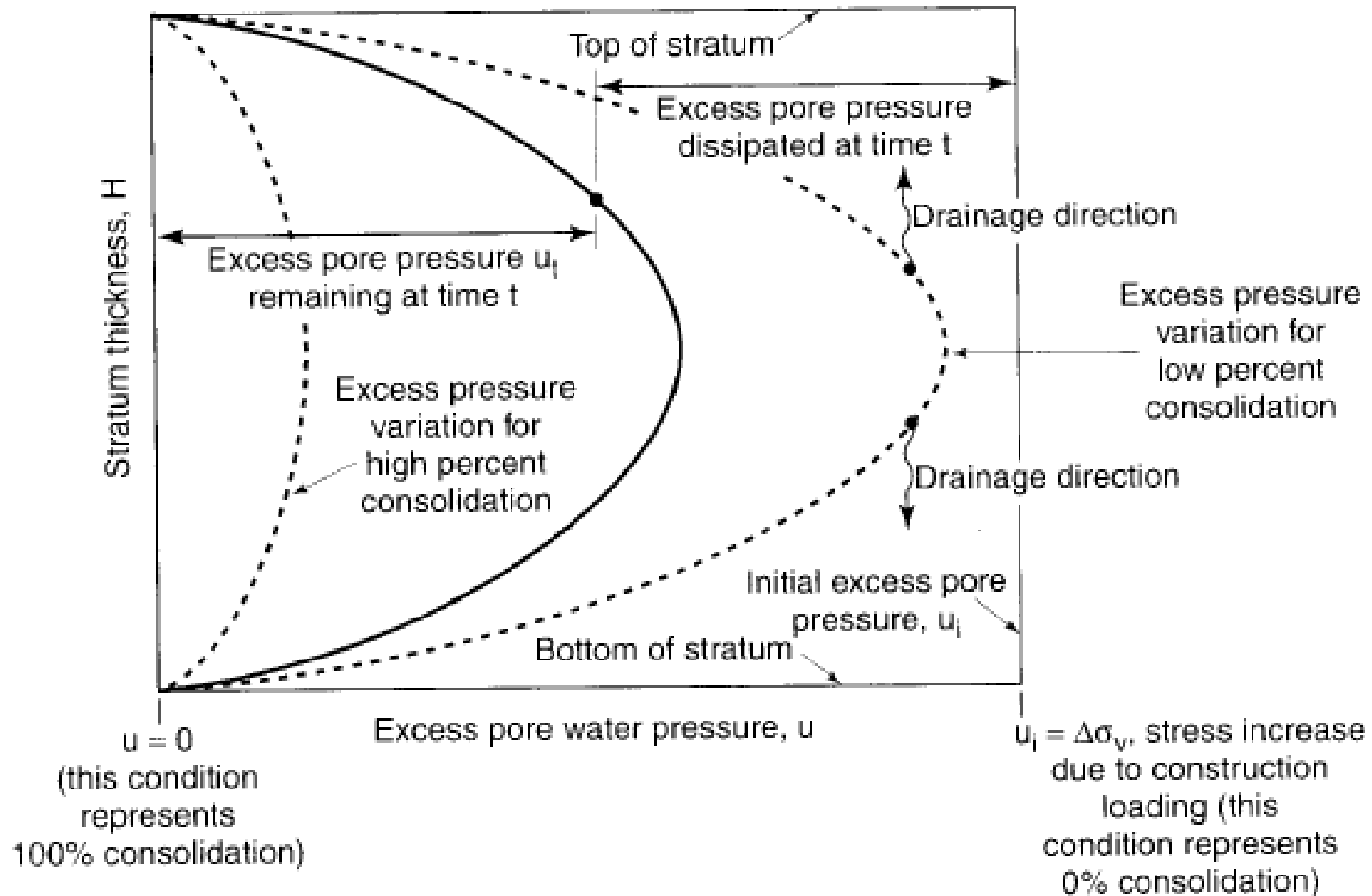
$$u = \sum_{m=0}^{m=\infty} \left[\frac{2u_0}{M} \sin\left(\frac{Mz}{H_{dr}}\right) \right] e^{-M^2 T_v}$$

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

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



3 Nén của đất

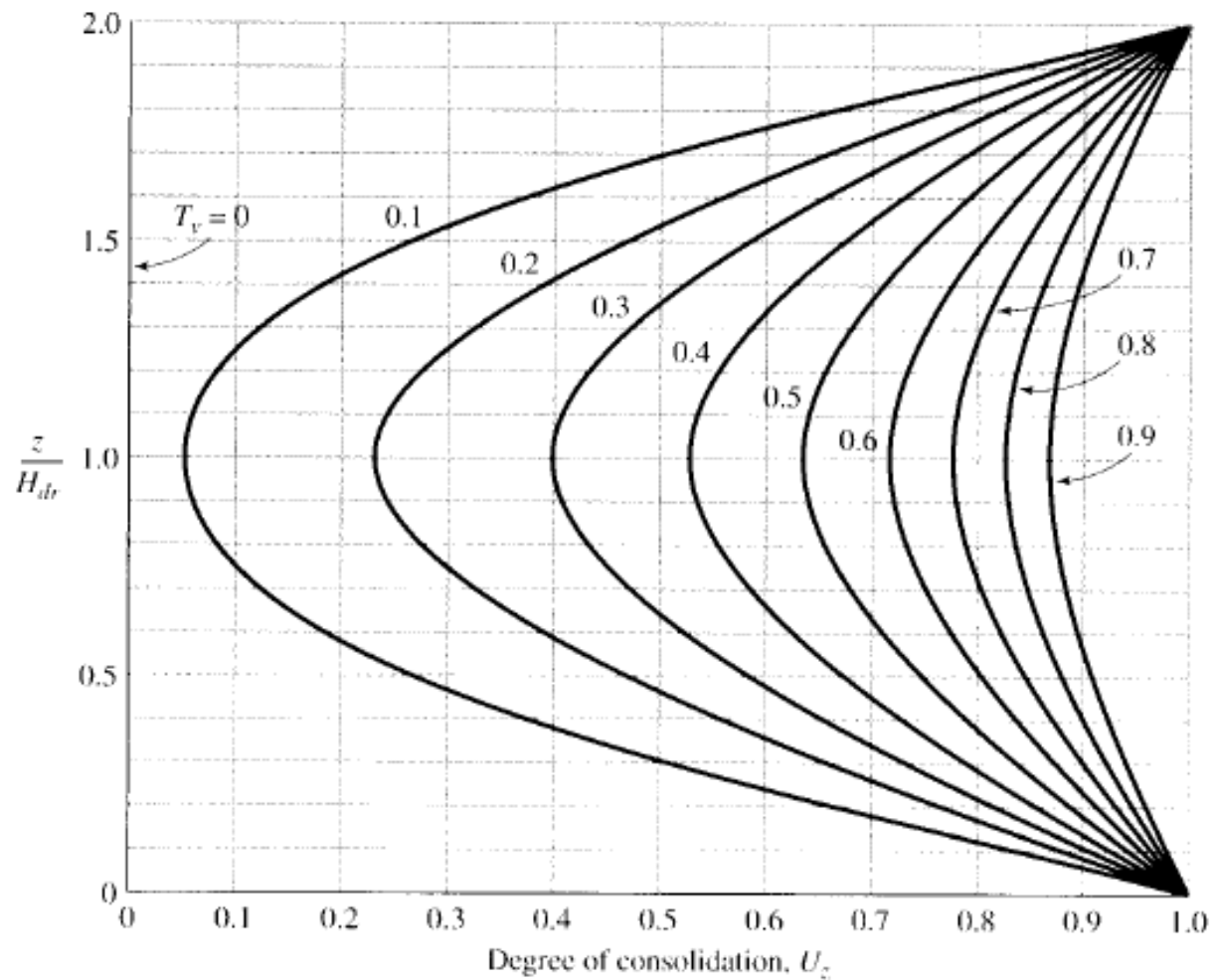




3 Nén của đất

Ø Độ cố kết

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



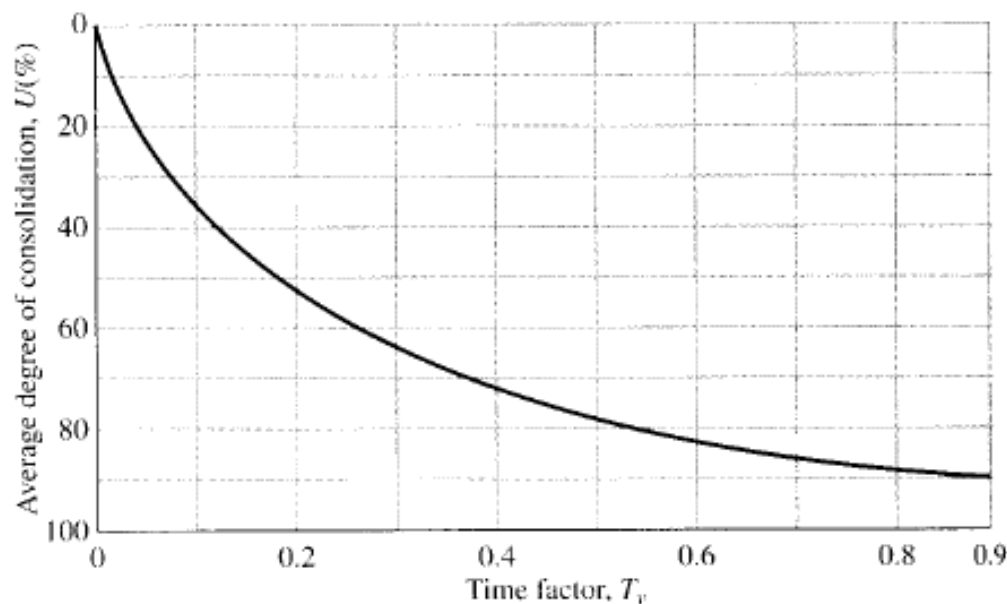
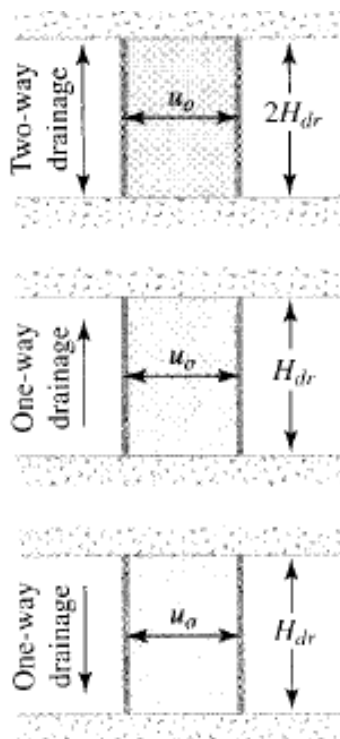


3 Nén của đất

Ø Độ cố kết trung bình cho toàn bộ lớp đất

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

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



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

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



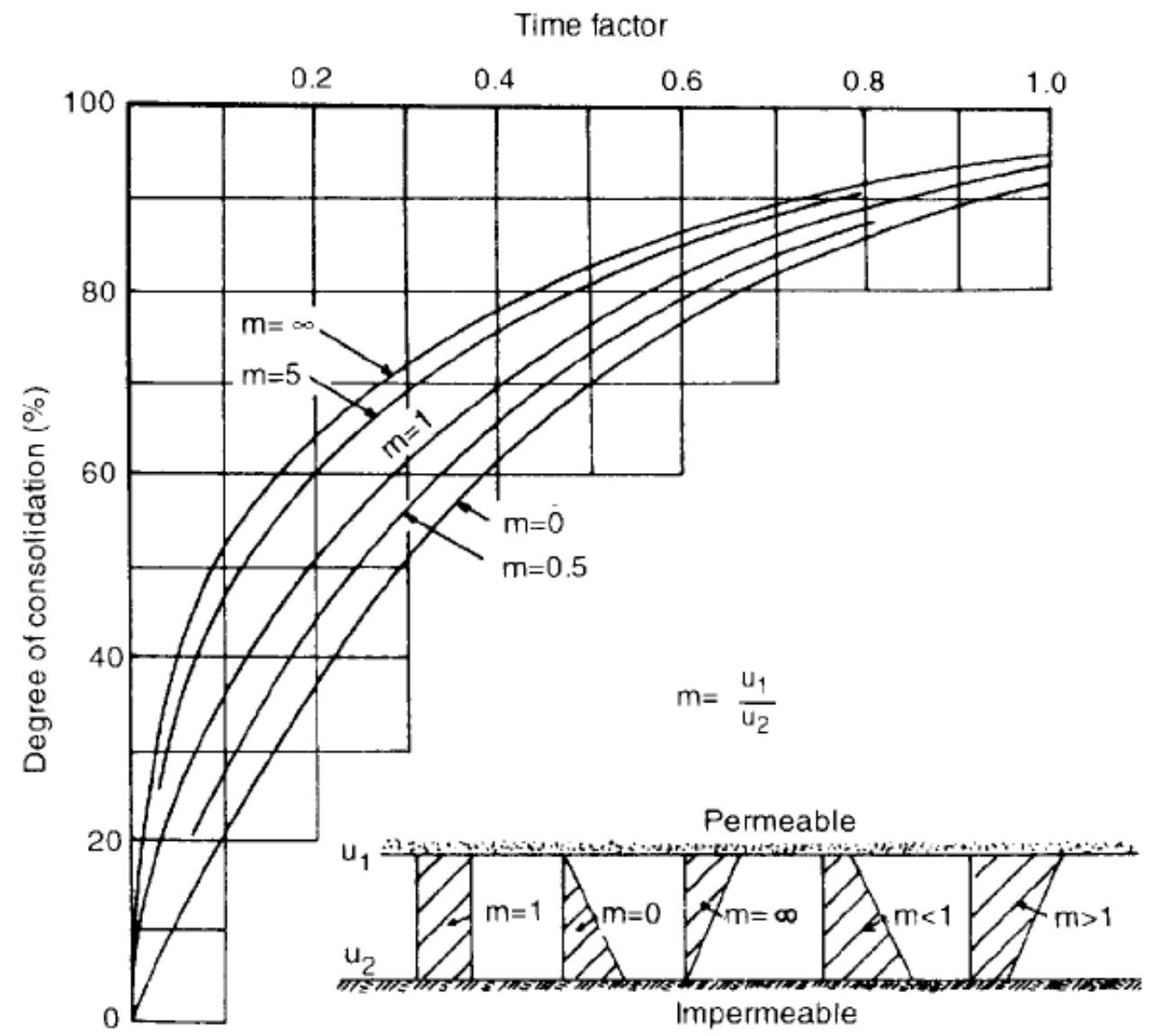
3 Nén của đất

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	∞
33	0.0855	67	0.364		



3 Nén của đất

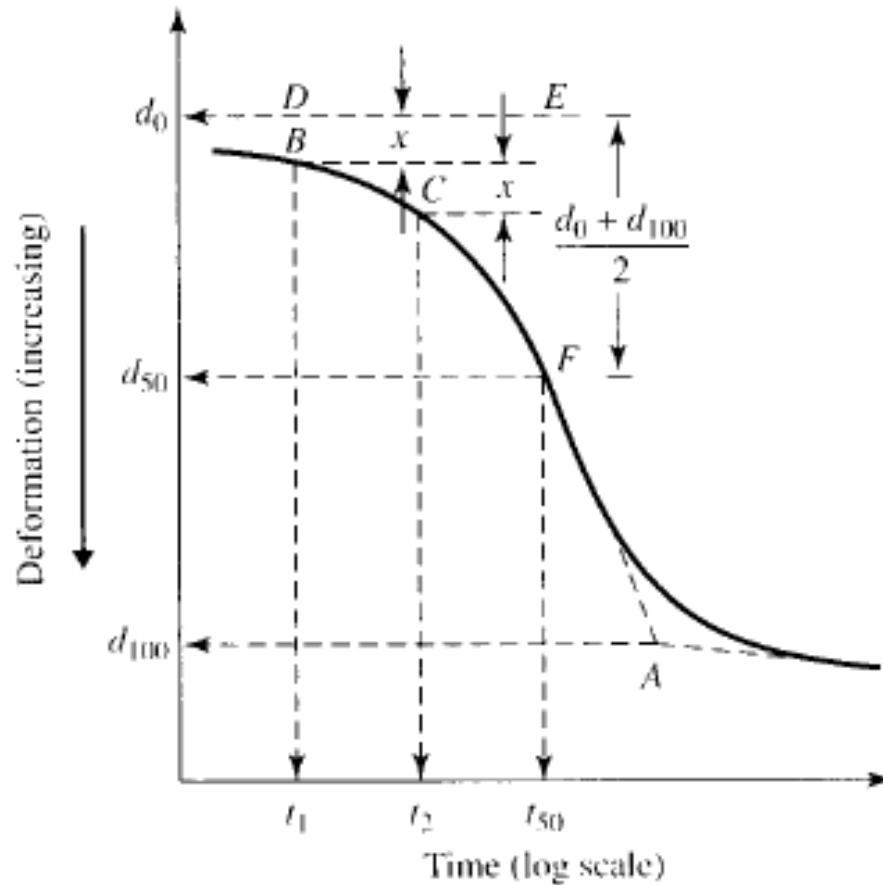




3 Nén của đất

● Xác định hệ số cố kết c_v

Ø PP Logarithm



$$T_{50} = \frac{c_v t_{50}}{H_{dr}^2} = 0.197$$

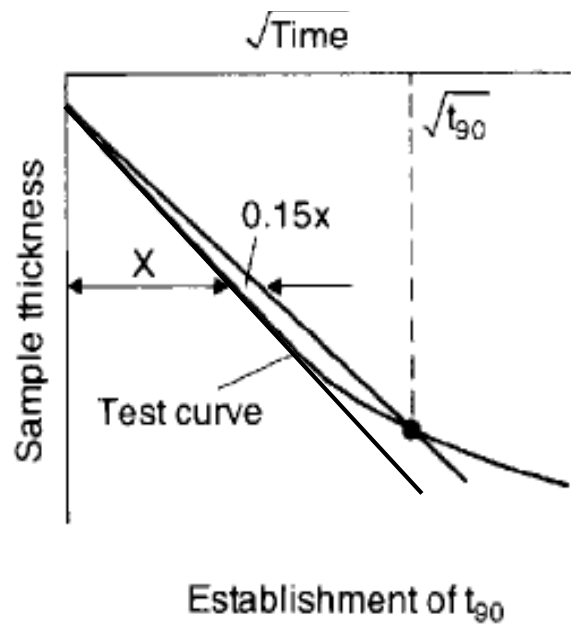
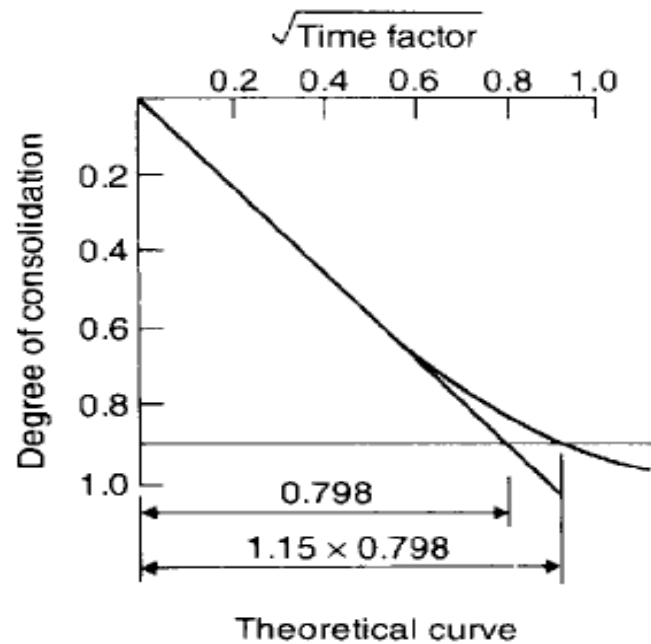
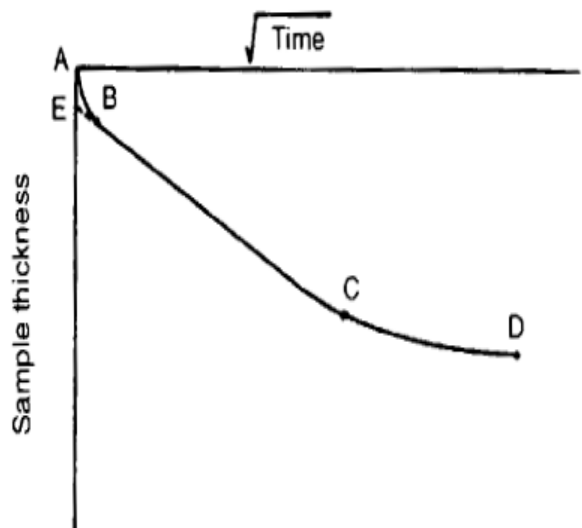
$$c_v = \frac{0.197 H_{dr}^2}{t_{50}}$$

H_{dr} : Chiều cao thoát nước trung bình của mẫu trong suốt quá trình cố kết



3 Nén của đất

Ø PP Căn bản hai



$$T_{90} = 0.848 = \frac{c_v t_{90}}{H_{dr}^2}$$

$$c_v = \frac{0.848 H_{dr}^2}{t_{90}}$$



3 Nén của đất

● 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?



3 Nén của đất

● **Solution**

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

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

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

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

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

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

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

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



3 Nén của đất

● 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,

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

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

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



3 Nén của đất

● 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?



3 Nén của đất

● Solution

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

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

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

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

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

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

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



3 Nén của đất

● 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?



3 Nén của đất

● Solution

Part A

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

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

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

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

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

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

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

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



3 Nén của đất

Part B

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

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

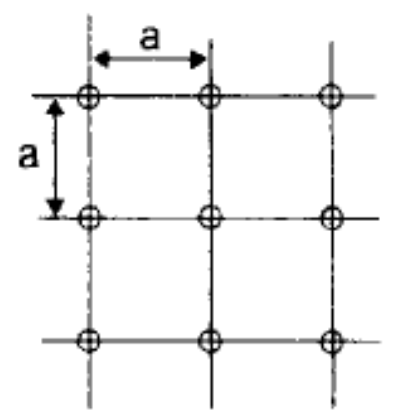
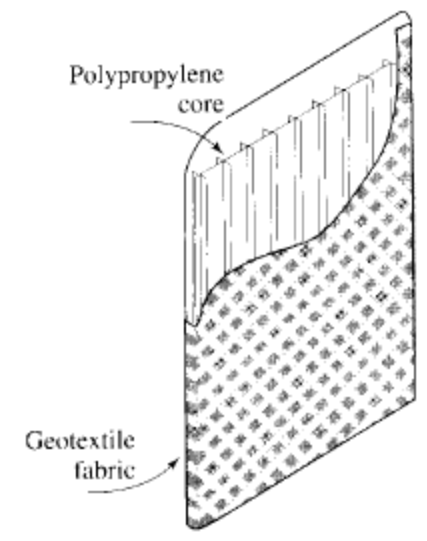
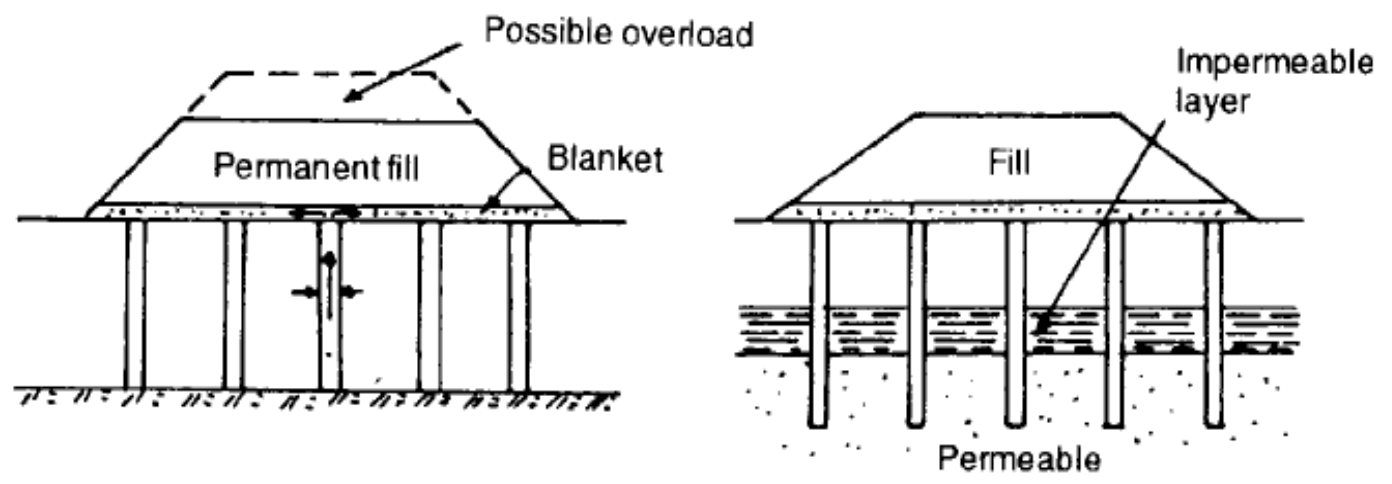
✦ $U = 60\%$ and $T_{60} = 0.286$,

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

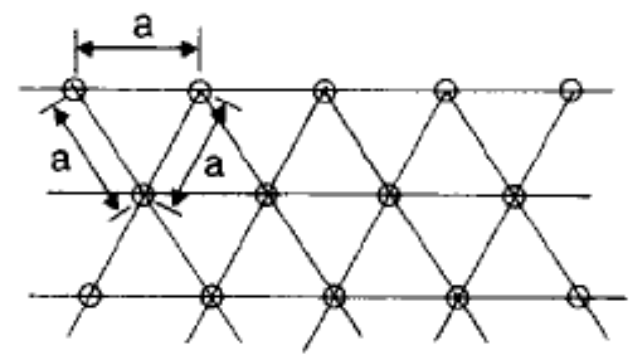


3 Nén của đất

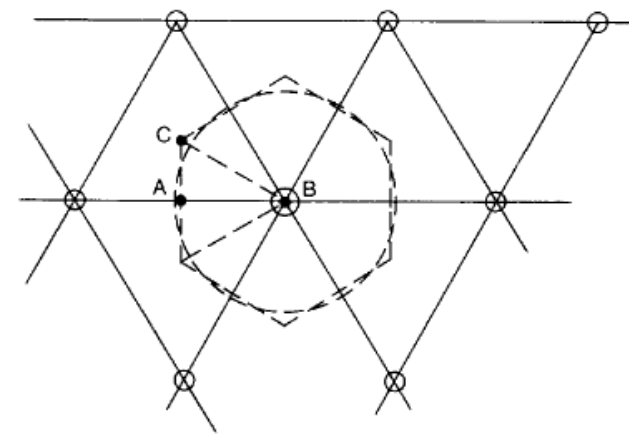
3.6.3 Gia tăng độ cố kết với thoát nước hai chiều



(a) Square



(b) Triangular





3 Nén của đất

● Bán kính thấm ngang tương đương

Ø Tam giác

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

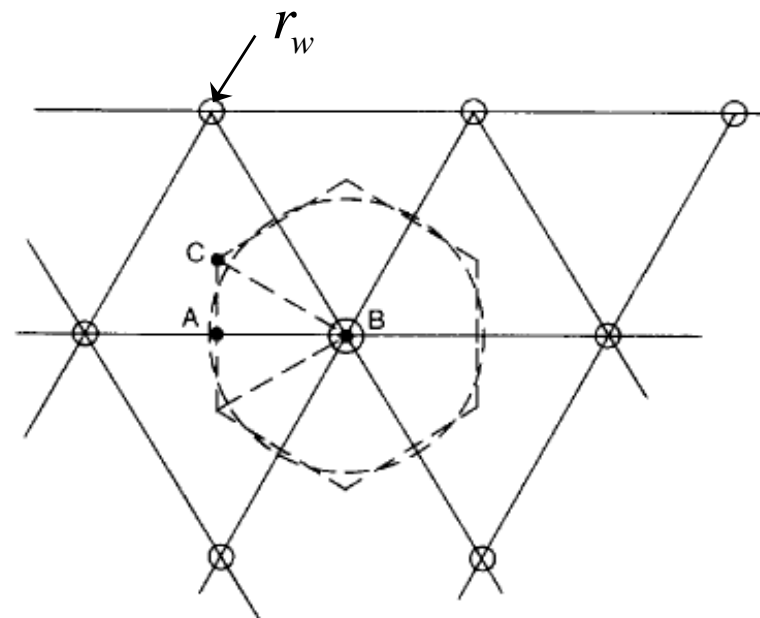
$$\text{Total area of the hexagon} = 12 \times \frac{a^2}{8\sqrt{3}} = 0.865a^2$$

$$r_e = 0.525a$$

Ø Hình vuông

$$pr_e^2 = a^2$$

$$r_e = 0.564a$$

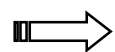




3 Nén của đất

- Phương trình cô kết thấm ngang
Barron (1948)

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



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

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

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

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

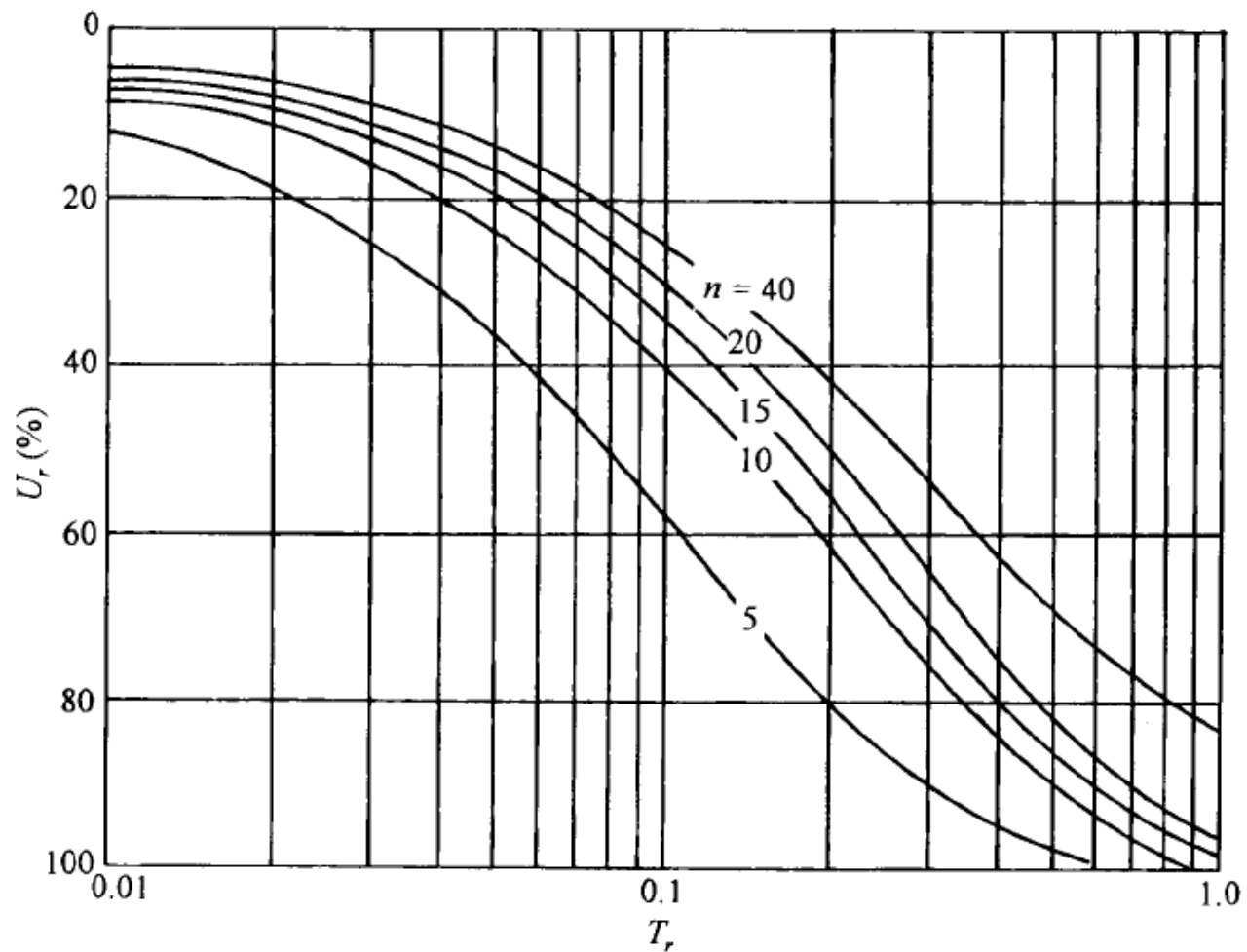
- Ø Độ cô kết trung bình

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

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



3 Nén của đất





3 Nén của đất

● Phương trình cô kết thấm hai chiều

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

Ø Độ cô kết trung bình (Carrilo, 1942)

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



Chapter 4 Sức chống cắt của nền đất

4

4.1 Khái niệm

4.2 Ứng xử của đất khi chịu cắt

4.3 Sức chống cắt của nền đất

4.4 Điều kiện cân bằng giới hạn Mohr-Coulomb

4.5 Thí nghiệm xác định sức chống cắt của đất

4.6 Sức chịu tải giới hạn của nền đất

4.7 Sức chịu tải cho phép của nền đất

4 Sức chịu tải của nền đất

4.1 Khái niệm



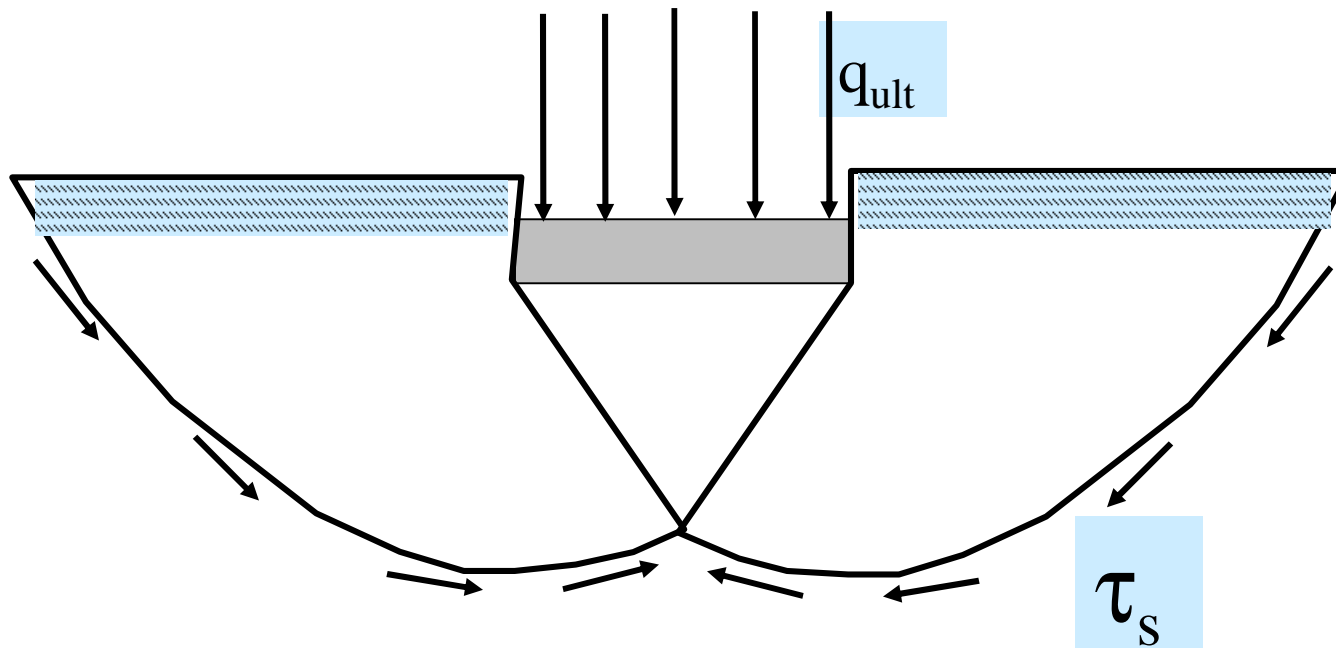
TS Nguyễn Minh Tâm

BM Địa Cơ Nền Móng

4 Sức chịu tải của nền đất

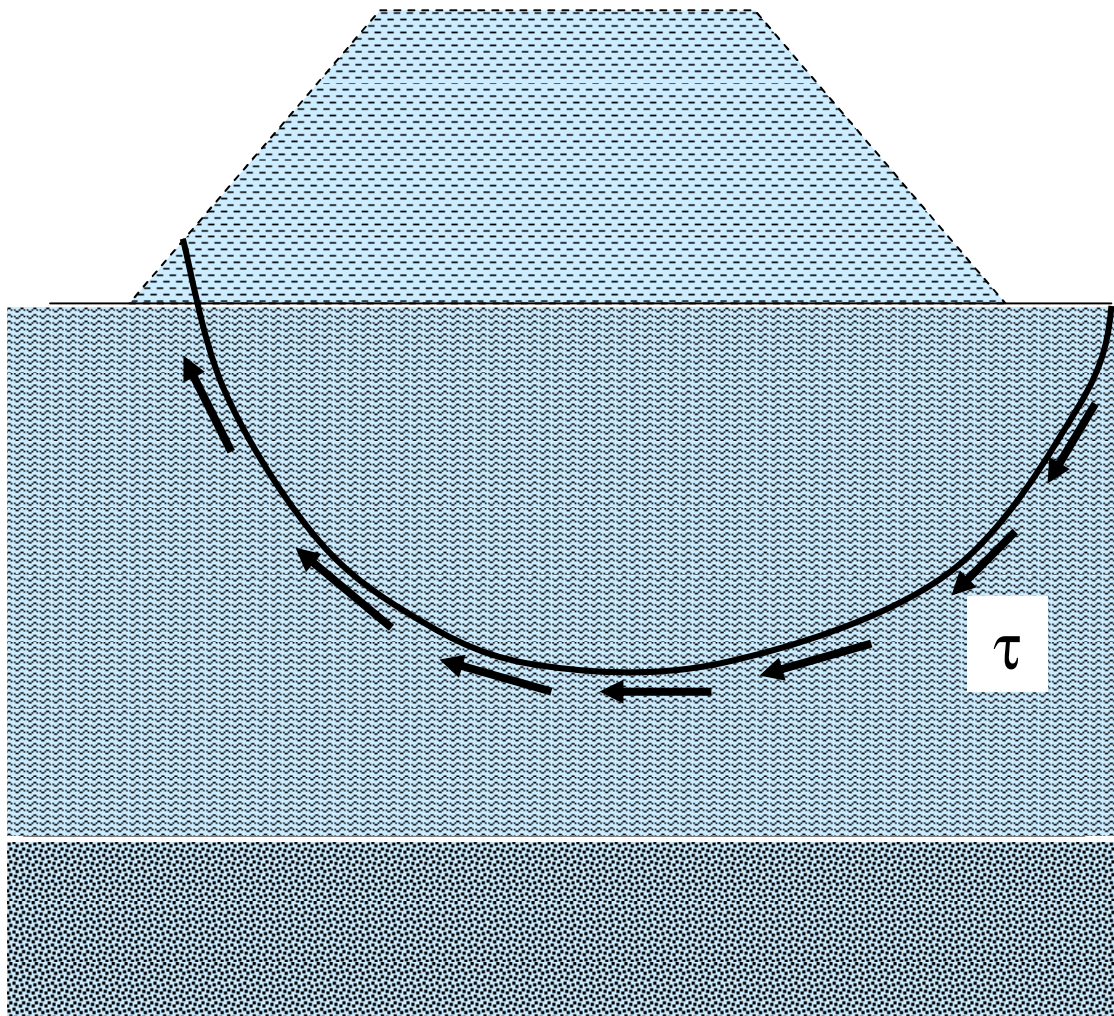


4 Sức chịu tải của nền đất



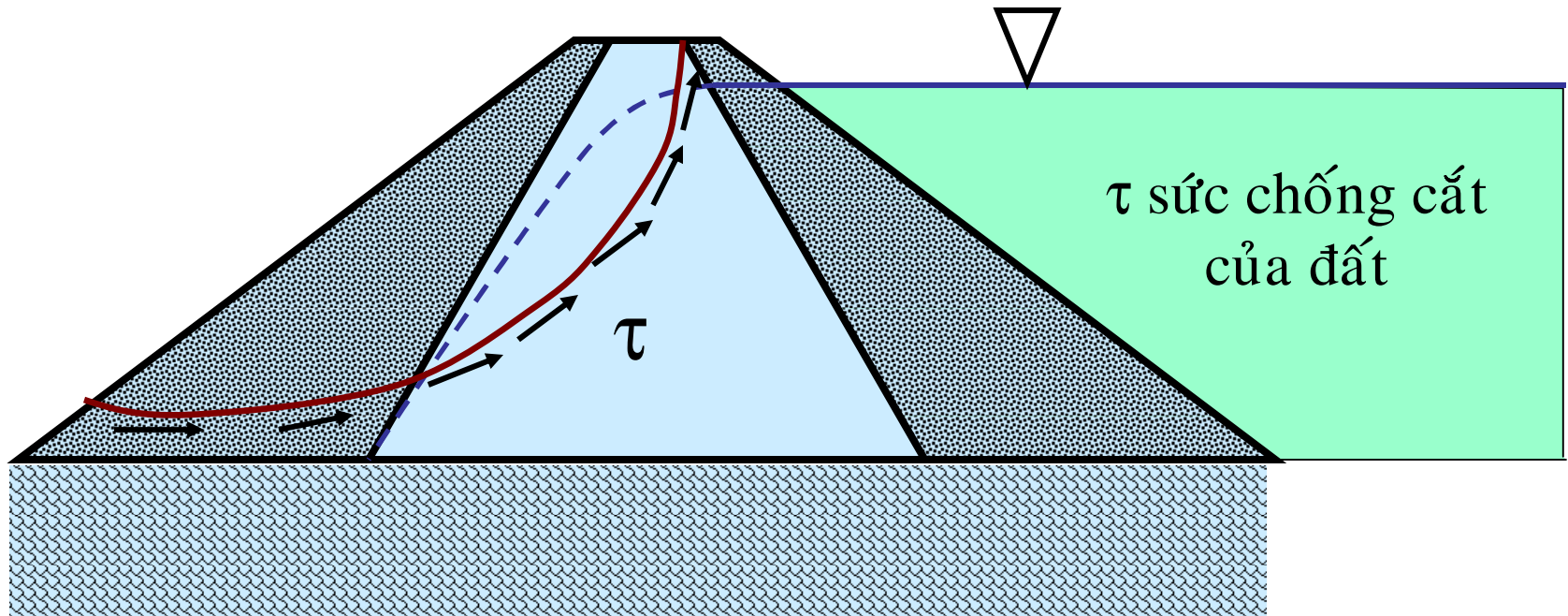
Mặt trượt dưới móng nông

4 Sức chịu tải của nền đất



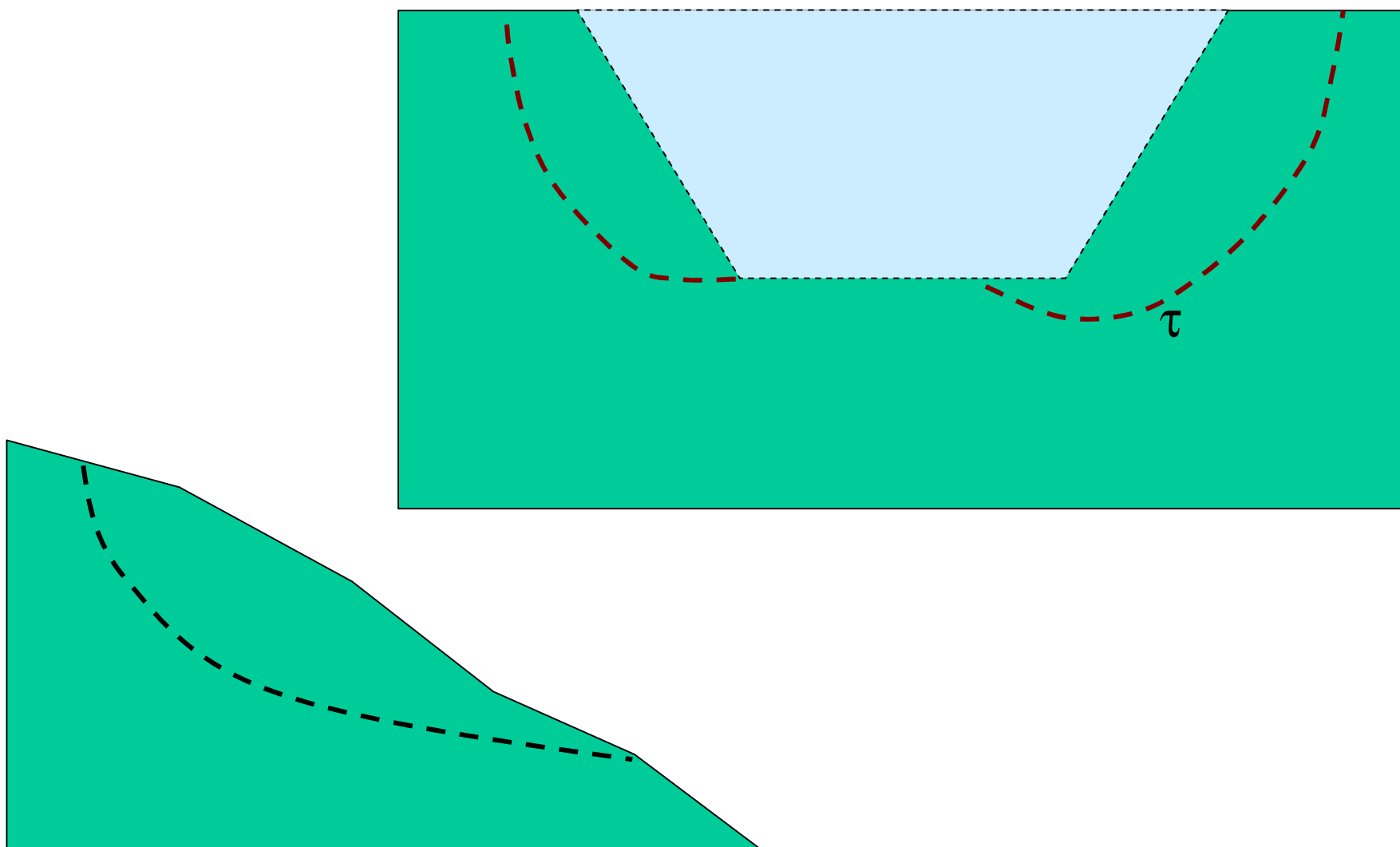
Mặt trượt dưới nền đường

4 Sức chịu tải của nền đất



Mặt trượt talus hạ lưu của đập đất

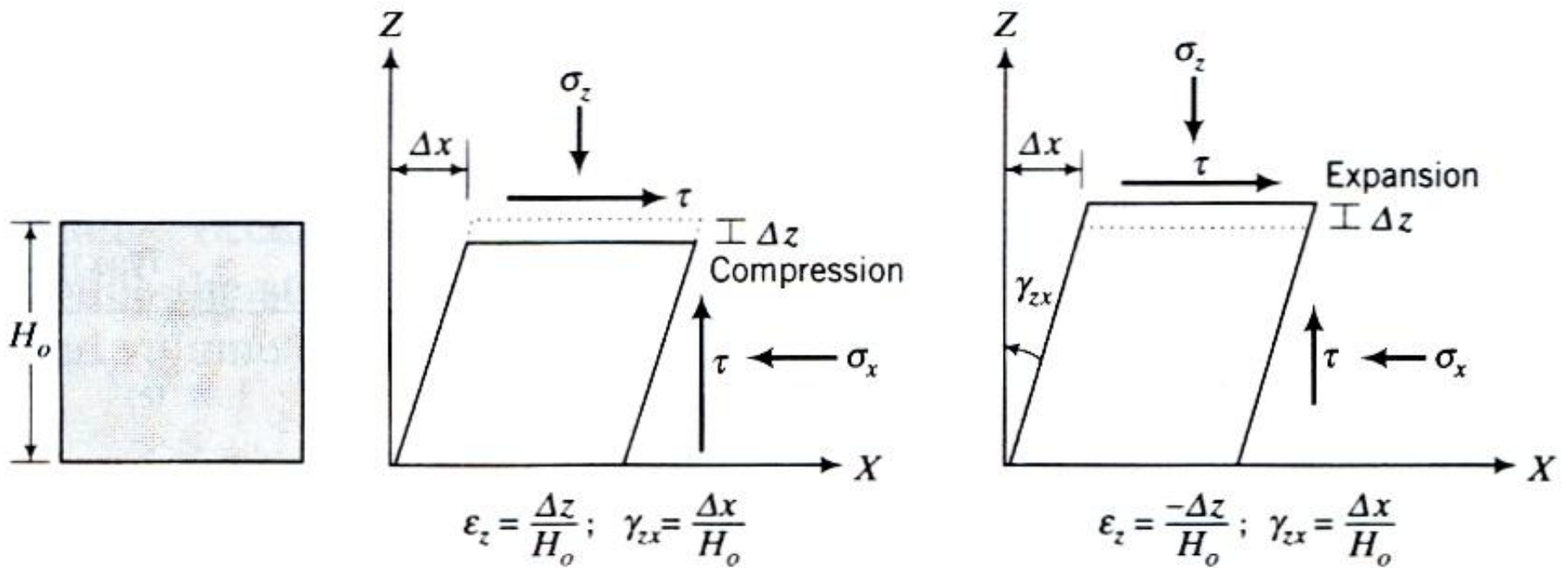
4 Sức chịu tải của nền đất



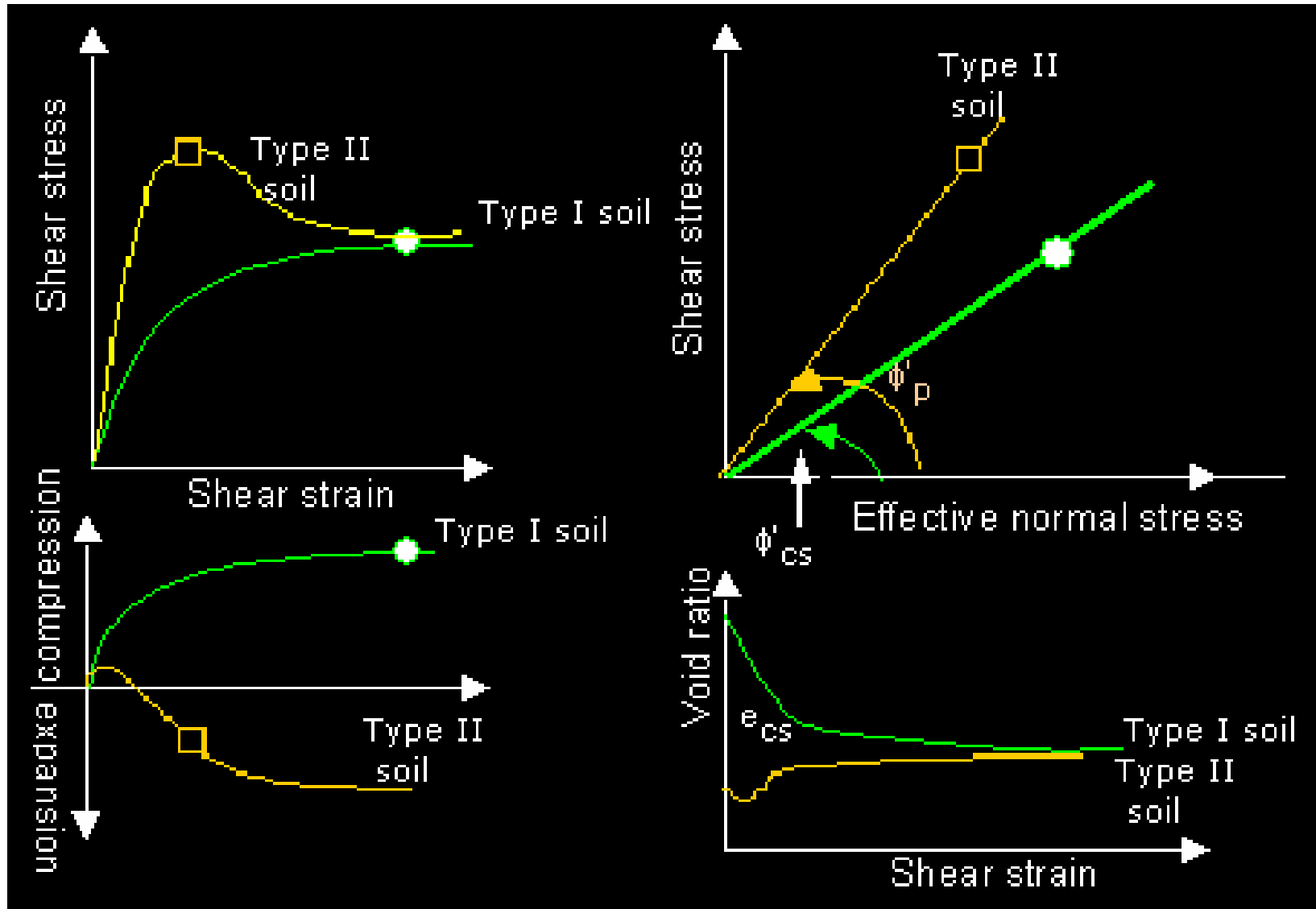
4 Sức chịu tải của nền đất



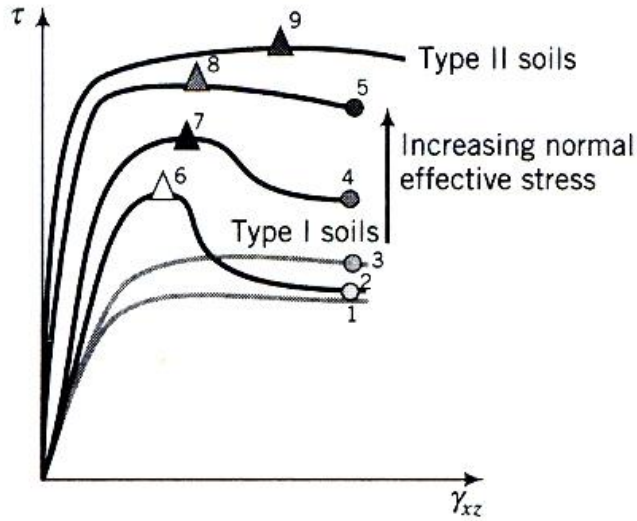
4.2 Ứng xử của đất khi chịu cắt



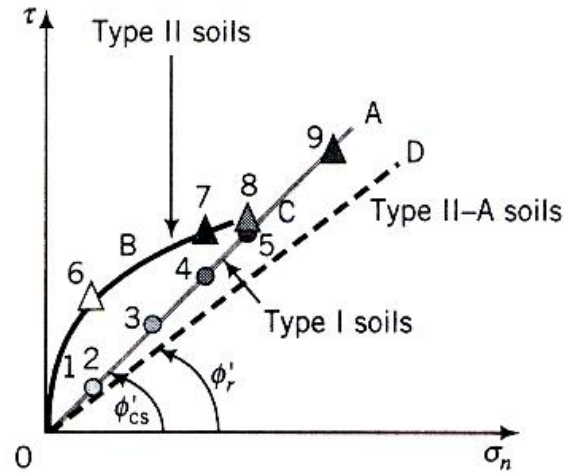
4 Sức chịu tải của nền đất



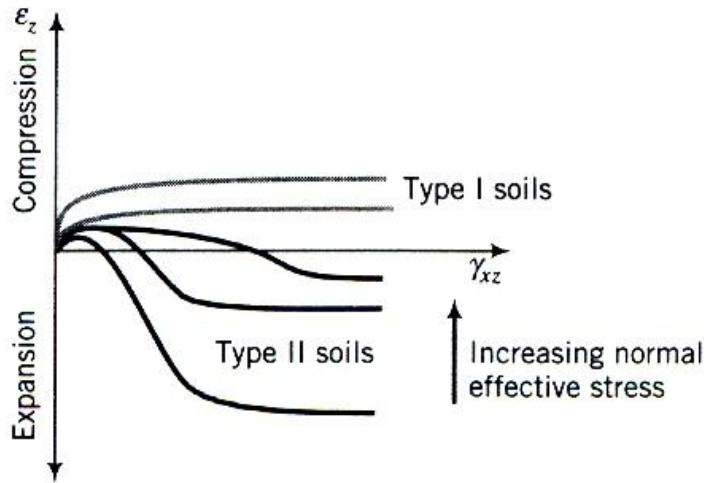
4 Sức chịu tải của nền đất



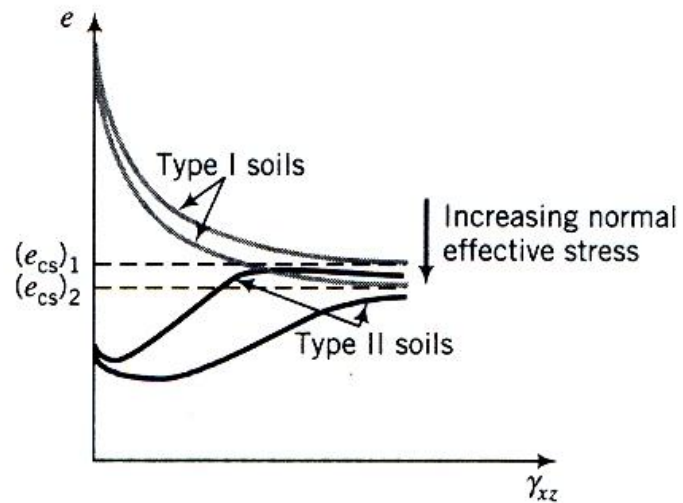
(a)



(c)



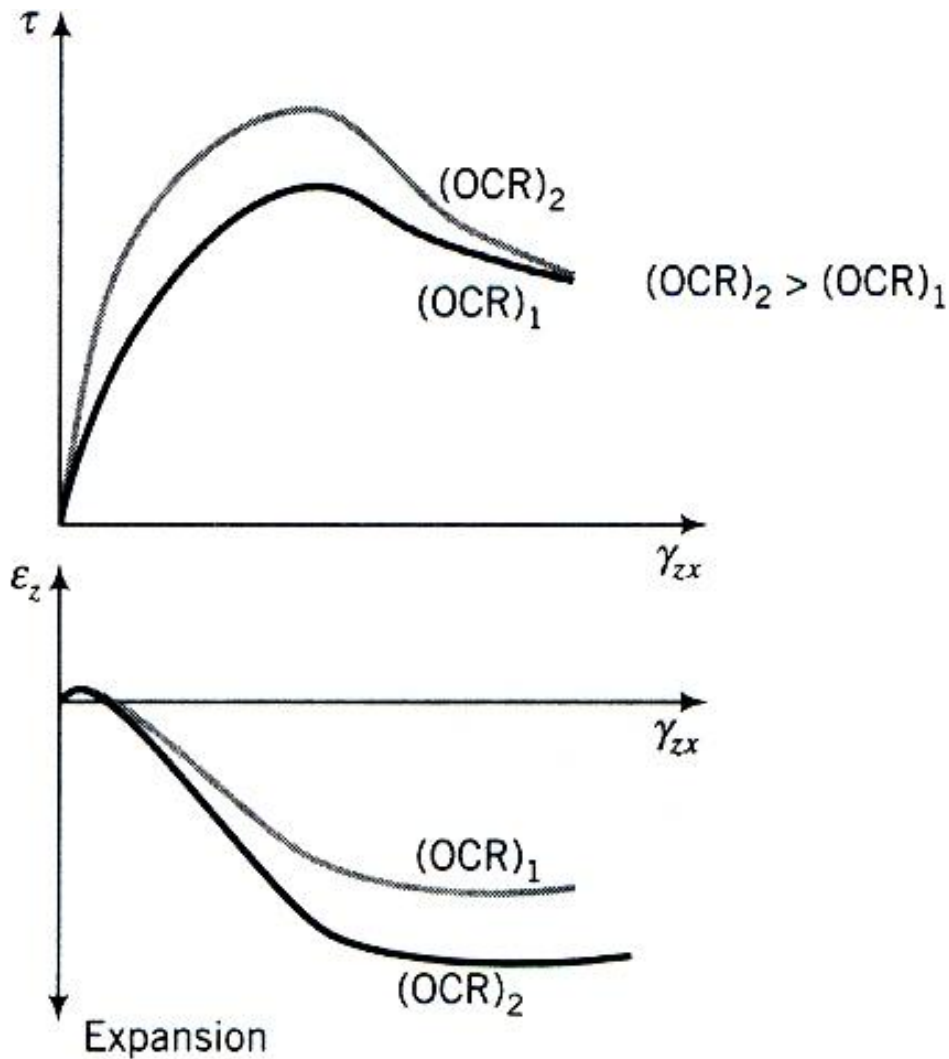
(b)



(d)

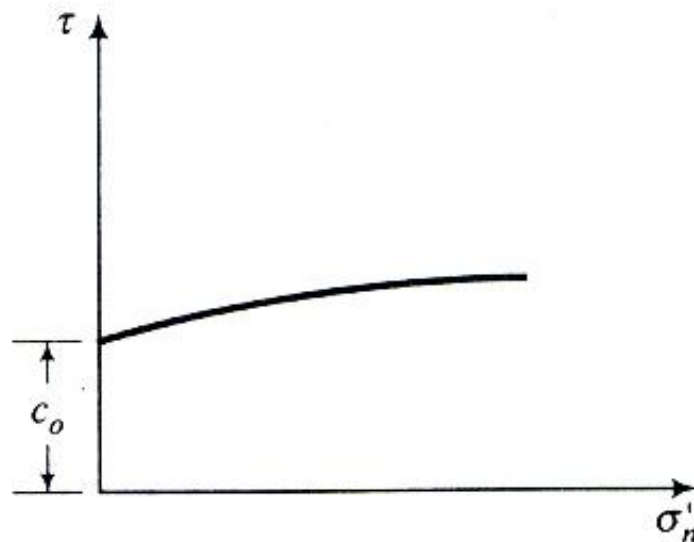
Effects of increasing normal effective stresses on the response of soils.

4 Sức chịu tải của nền đất



Effects of OCR on peak strength and volume expansion.

4 Sức chịu tải của nền đất

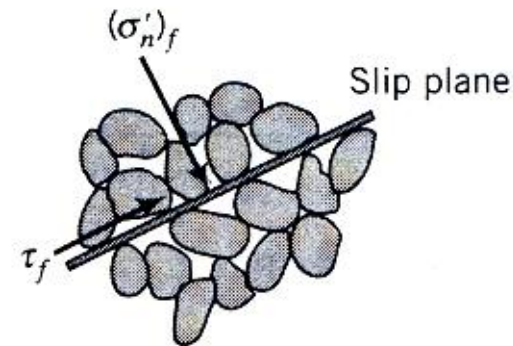
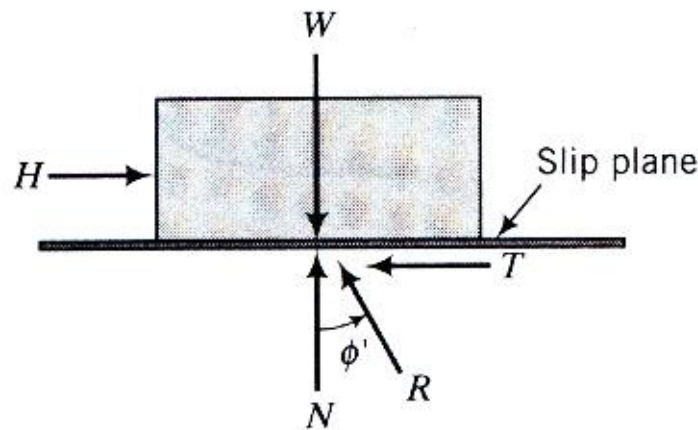


Peak shear stress envelope for cemented soils.

4 Sức chịu tải của nền đất



4.3 Sức chống cắt của đất



Ø Ở trạng thái cân bằng giới hạn

$$H = T_f = W \times \tan(f')$$

Hay

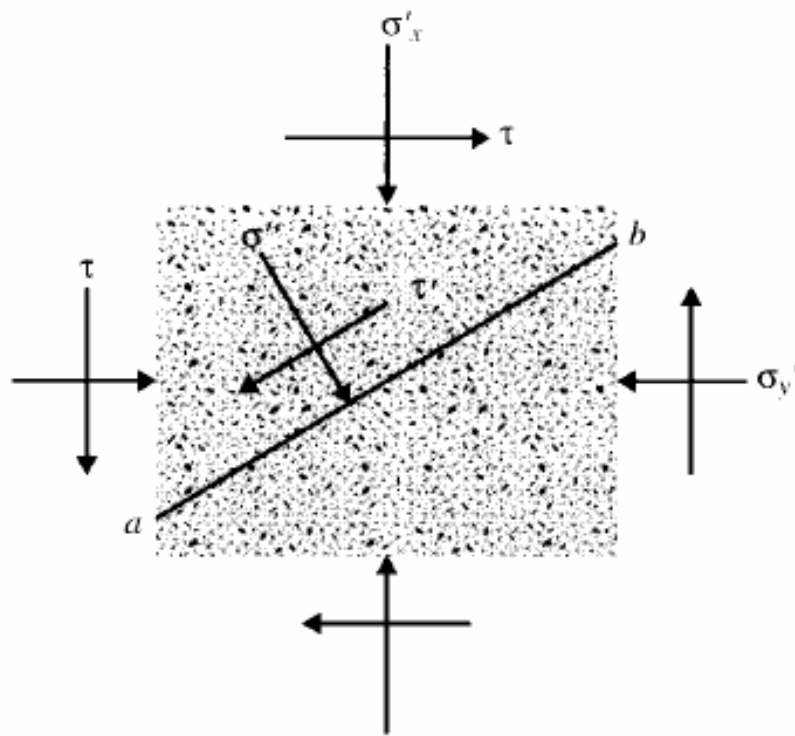
$$t'_f = (s'_n)_f \times \tan(f')$$

Ø Đất dính

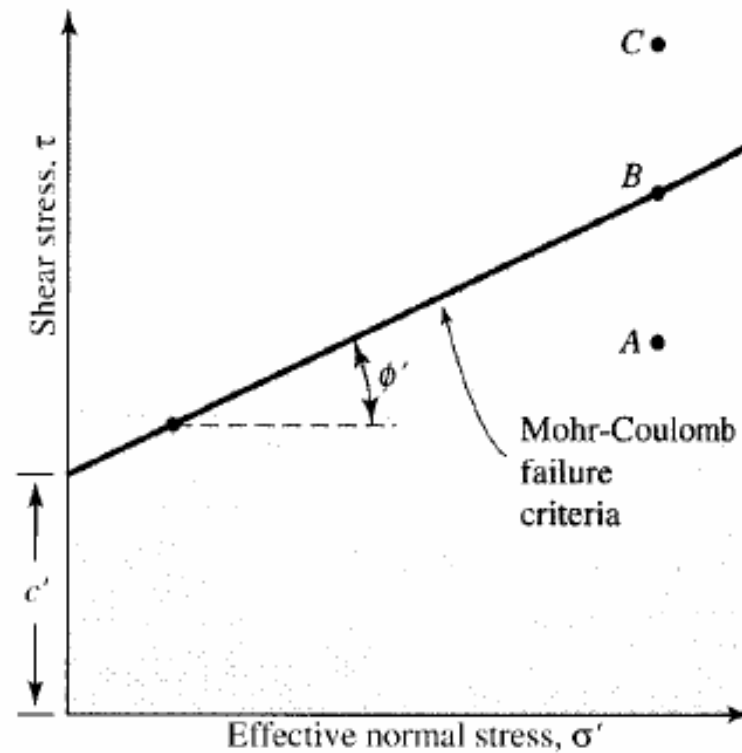
$$t'_f = (s'_n)_f \times \tan(f') + c'$$

4 Sức chịu tải của nền đất

$$t' = s'_f \times \tan(f') + c'$$



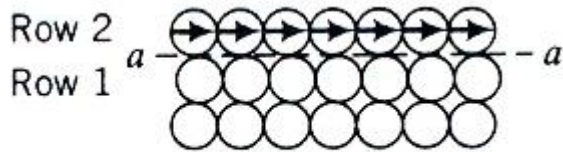
(a)



(b)

4 Sức chịu tải của nền đất

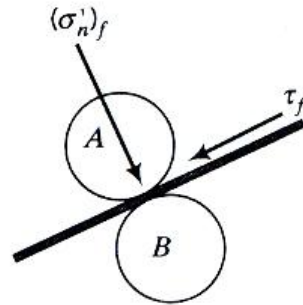
Góc lệch



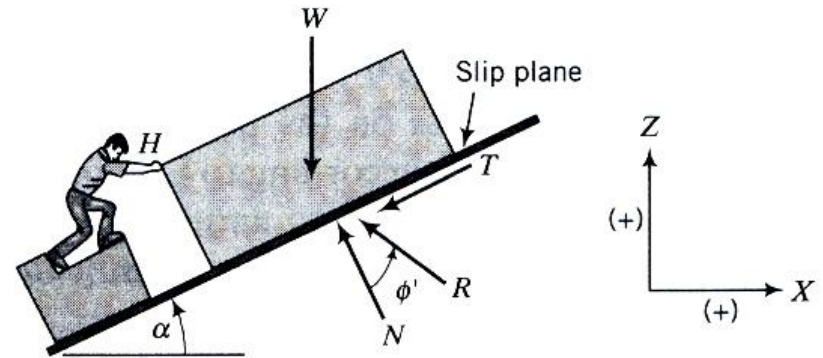
(a) Loose



(b) Dense



(a) Stresses on failure plane



(b) Simulated shearing of a dense array of particles

Simulation of failure in dense sand.

$$\Sigma F_x = 0: H - N \sin \alpha - \mu N \cos \alpha = 0$$

$$\Sigma F_z = 0: N \cos \alpha - \mu N \sin \alpha - W = 0$$

$$H = N(\sin \alpha + \mu \cos \alpha)$$

$$W = N(\cos \alpha - \mu \sin \alpha)$$

$$\frac{H}{W} = \frac{\mu + \tan \alpha}{1 - \mu \tan \alpha} = \frac{\tan \phi' + \tan \alpha}{1 - \tan \phi' \tan \alpha}$$

$$\tau_f = (\sigma'_n)_f \frac{\tan \phi' + \tan \alpha}{1 - \tan \phi' \tan \alpha} = (\sigma'_n)_f \tan(\phi' + \alpha)$$

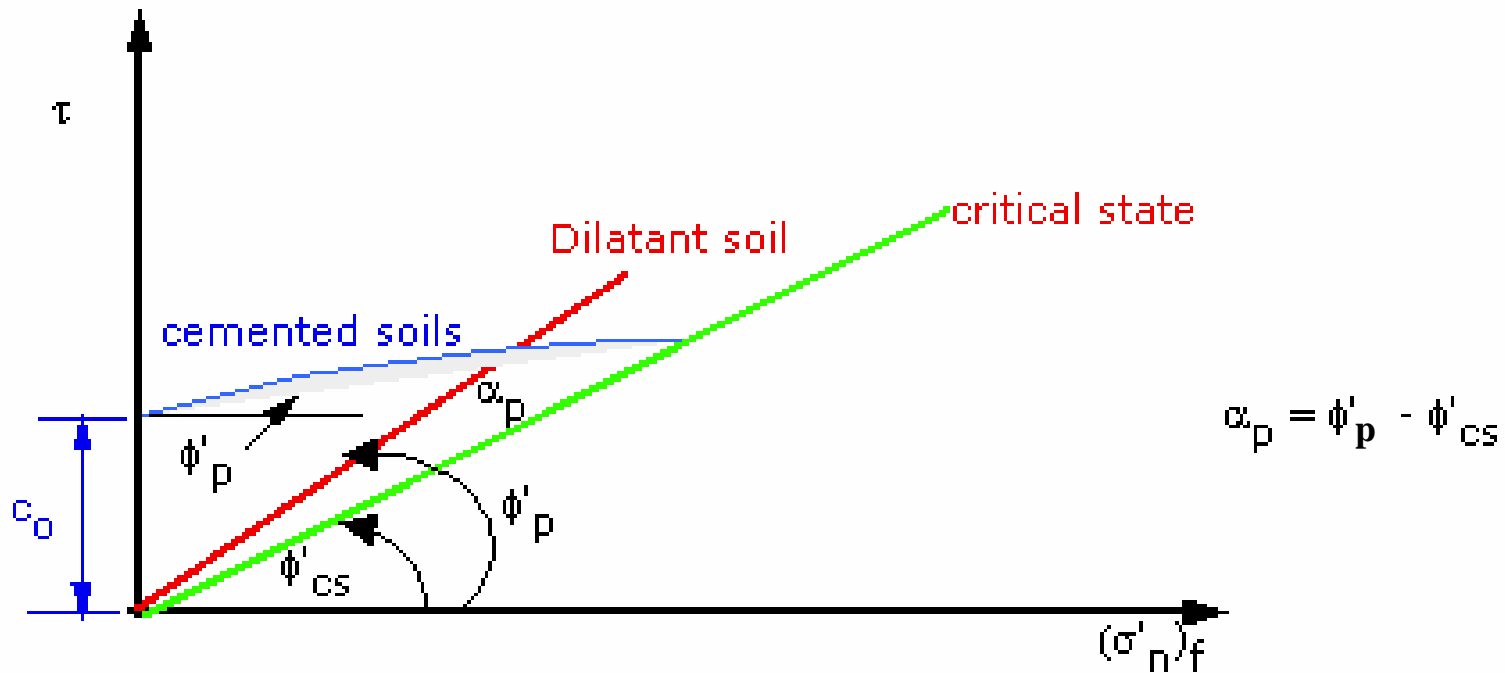
4 Sức chịu tải của nền đất



Ø Đất dính

$$t'_f = (s'_n)_f \times \tan(f'+a) + c'$$

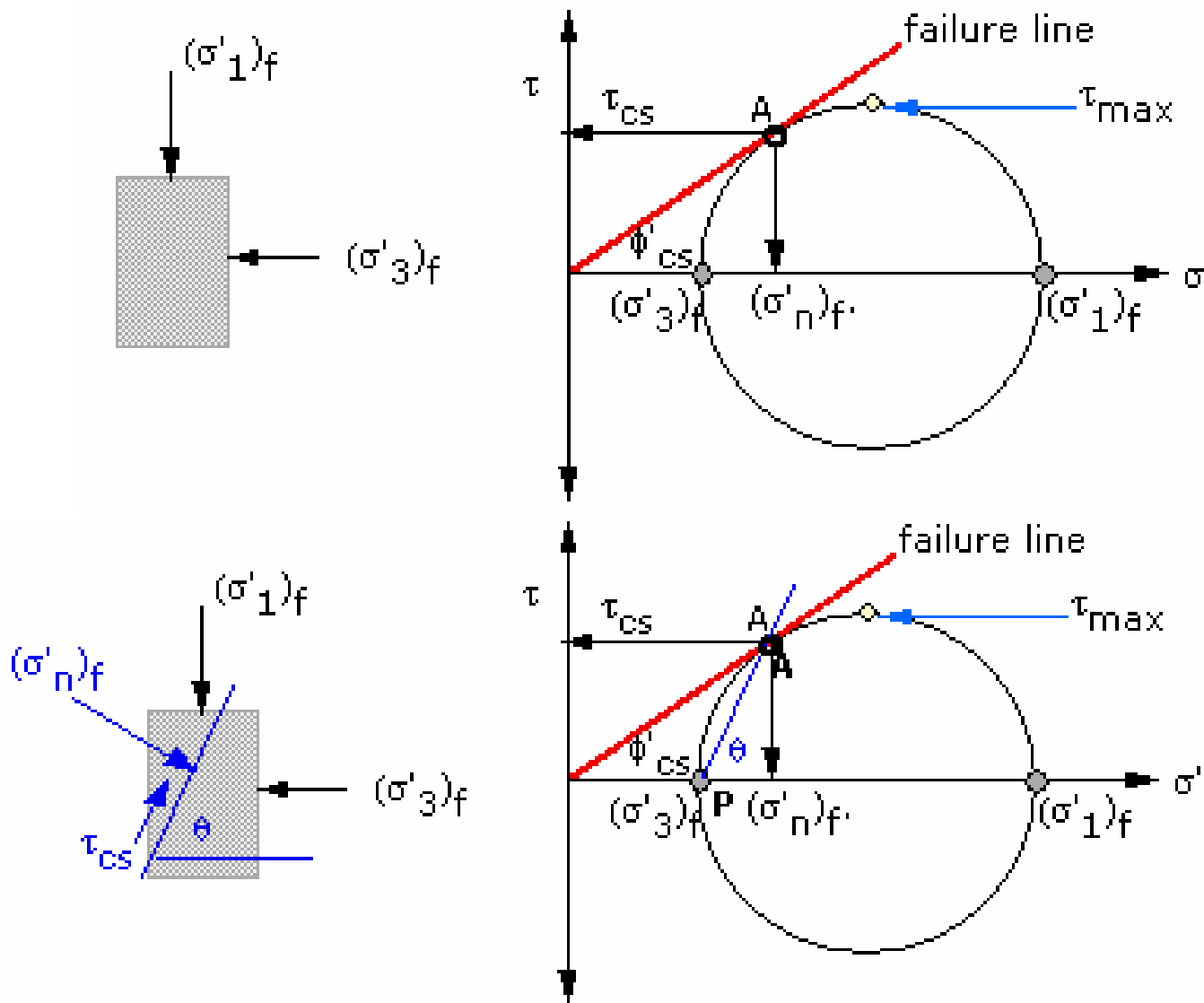
$$a = \tan^{-1}\left(\frac{\Delta z}{\Delta x}\right)$$



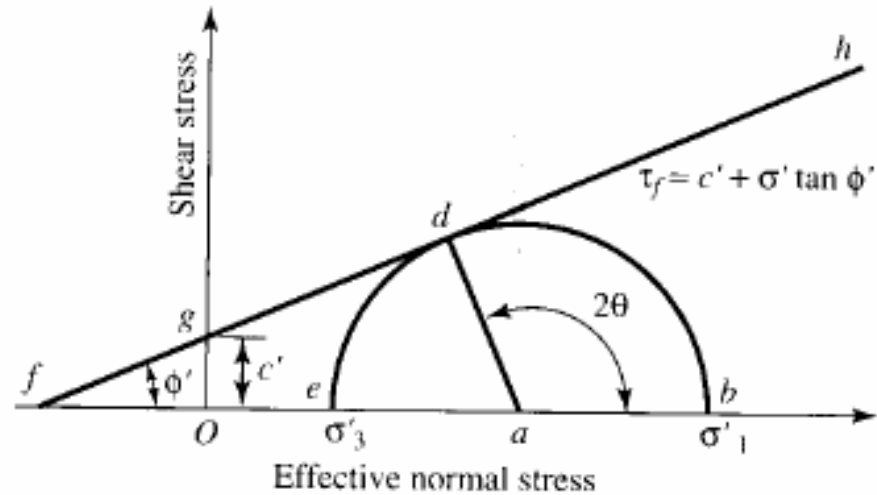
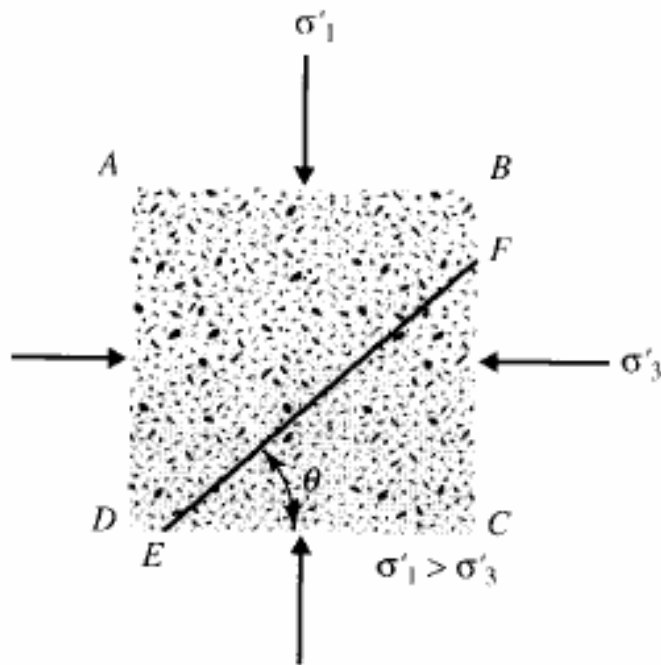
4 Sức chịu tải của nền đất



4.4 Điều kiện cân bằng giới hạn Mohr-Coulomb



4 Sức chịu tải của nền đất



Mohr's circle and failure envelope

$$\frac{\overline{ad}}{\overline{fa}} = \sin \phi'$$

$$\overline{fa} = fO + Oa = c' \cot \phi' + \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}$$

$$\overline{ad} = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2}$$

$$\sin \phi' = \frac{\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2}}{c' \cot \phi' + \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}}$$

4 Sức chịu tải của nền đất

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \left(\frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \right) + 2c \left(\frac{\cos \phi'}{1 - \sin \phi'} \right)$$

$$\frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)$$

$$\frac{\cos \phi'}{1 - \sin \phi'} = \tan \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)$$

Ø Ứng suất có hiệu

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) + 2c' \tan \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)$$

Ø Ứng suất tổng

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

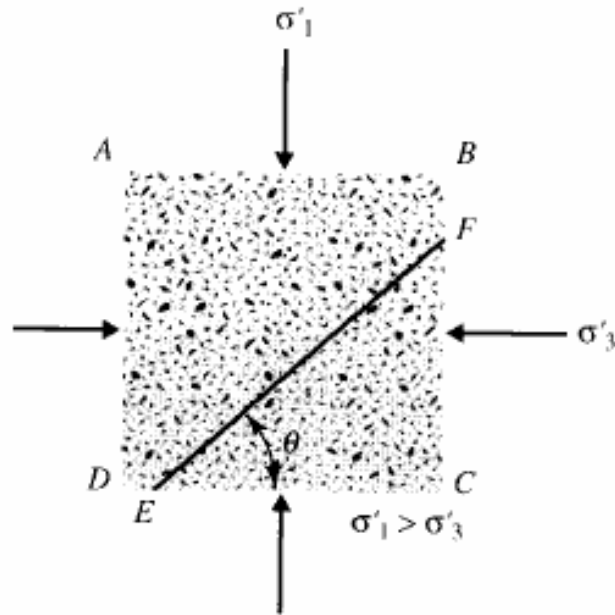
4 Sức chịu tải của nền đất

Ø Quan hệ f' và s'_x, s'_z, t'_{zx}

$$\sin^2 f' = \frac{(s'_z - s'_x)^2 + 4t'^2_{zx}}{(s'_z + s'_x + 2c' \cdot \cot gf')^2}$$

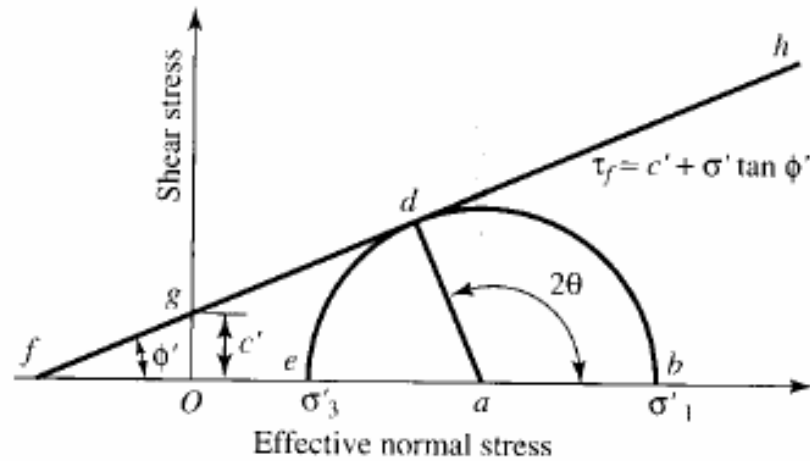
4 Sức chịu tải của nền đất

● Mặt phẳng trượt

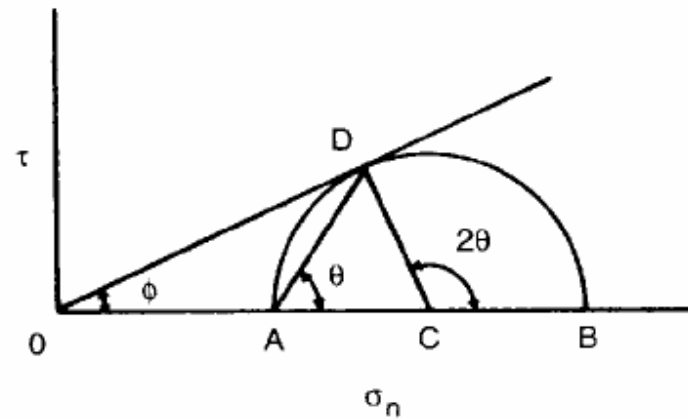


$$2\theta = 90 + \phi'$$

$$\theta = 45 + \frac{\phi'}{2}$$

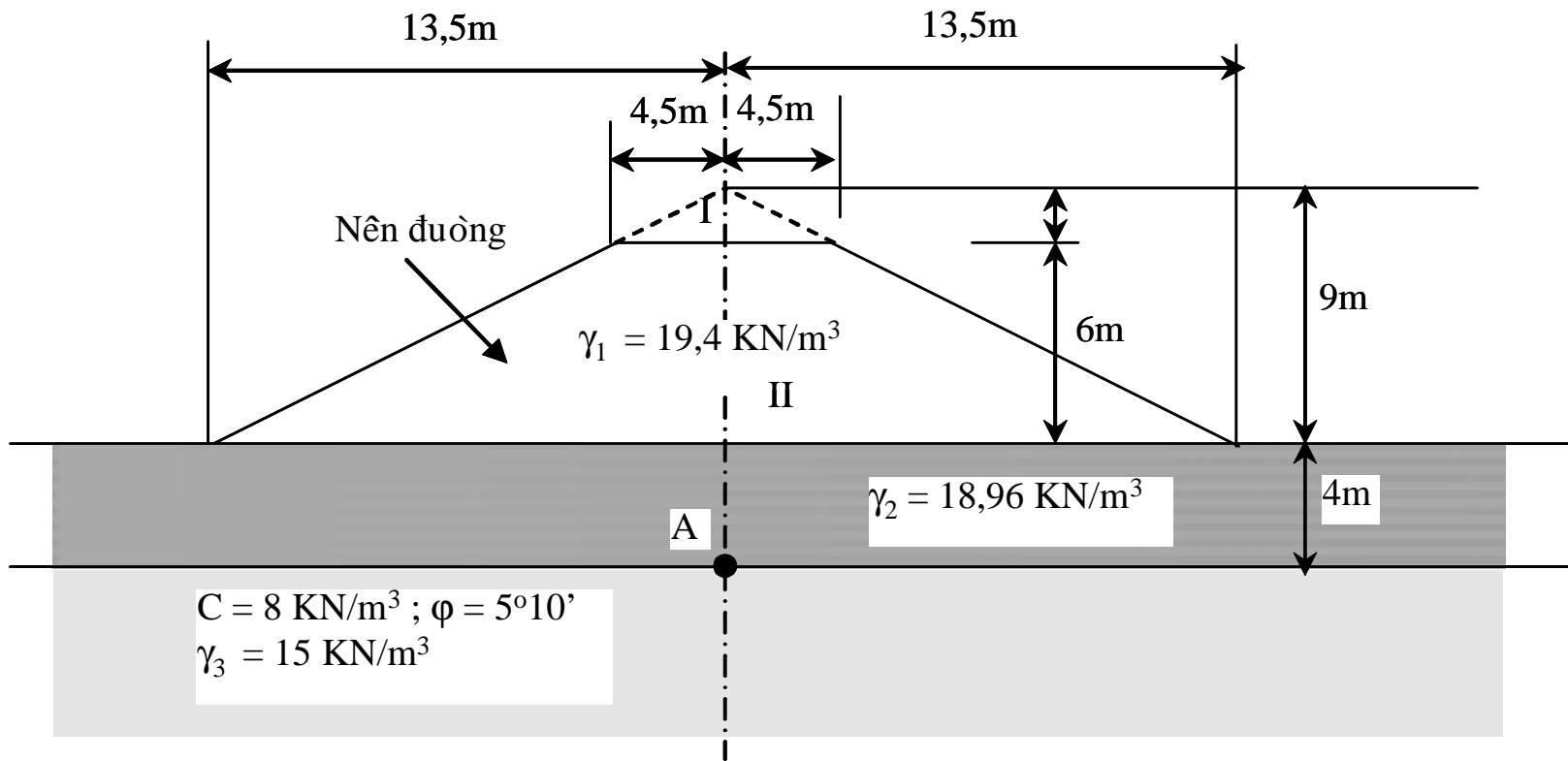


Mohr's circle and failure envelope



4 Sức chịu tải của nền đất

● Thí dụ: đánh giá độ bền của điểm A



4 Sức chịu tải của nền đất

Solution

Ø Ứng suất do tải trọng nền đường

$$S_{zA} = 112,79 \text{ KN/m}^2$$

$$S_{xA} = 62,5 \text{ KN/m}^2$$

$$t_{zxA} = 0$$

Ø Ứng suất do trọng lượng bản thân

$$S_{zA} = 18,96 \times 4 = 75,84 \text{ KN/m}^2$$

$$S_{xA} = 18,96 \times 4 = 75,84 \text{ KN/m}^2$$

$$t_{zxA} = 0$$

Ø Ứng suất tại A

$$S_{zA} = S_{IA} = 112,79 + 75,84 = 188,63 \text{ KN/m}^2$$

$$S_{xA} = S_{3A} = 62,5 + 75,84 = 138,34 \text{ KN/m}^2$$

$$t_{zxA} = 0$$

$$\sin q_{\max} = \frac{S_1 - S_3}{S_1 + S_3 + 2c \cdot \cot g j}$$

$$= \frac{188,63 - 138,34}{188,63 + 138,34 + 2 \cdot 8 \cdot \cot g 5^{\circ}10'} = 0,1$$

$$q_{\max} = 5,740 = 5^{\circ}44' > f = 5^{\circ}10'$$

 *A mất ổn định*

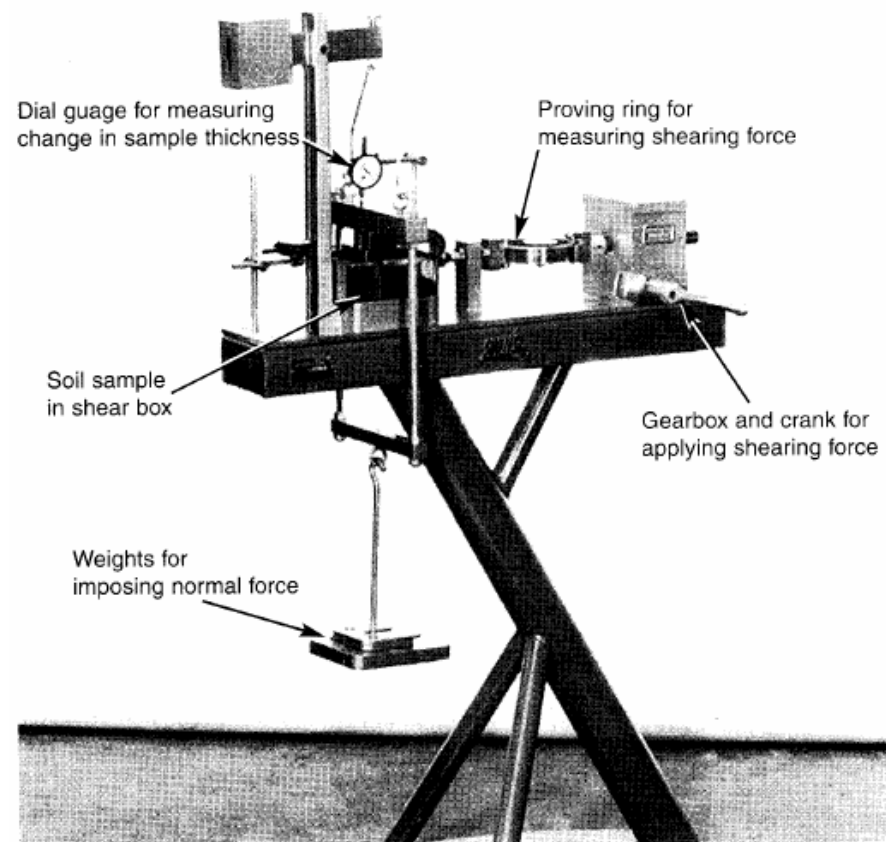
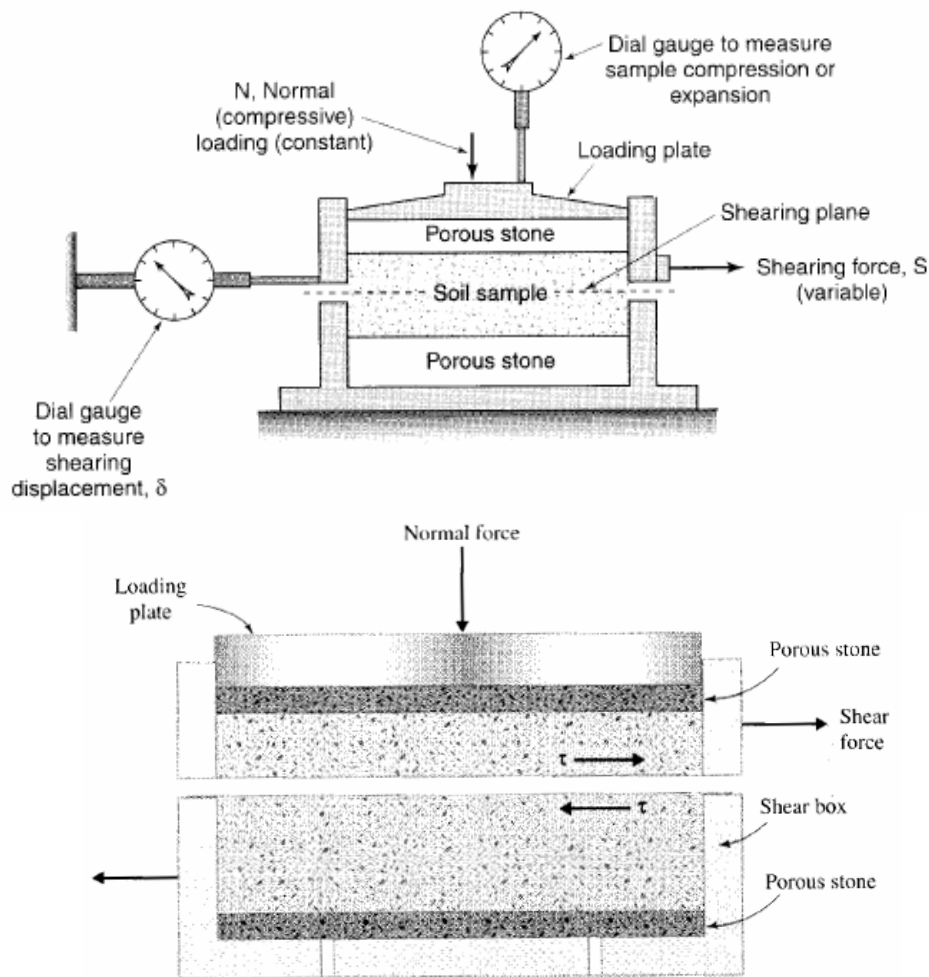
4 Sức chịu tải của nền đất



4.5 Thí nghiệm xác định sức chống cắt của đất trong phòng

4.5.1 Trong phòng

● Thí nghiệm cắt trực tiếp

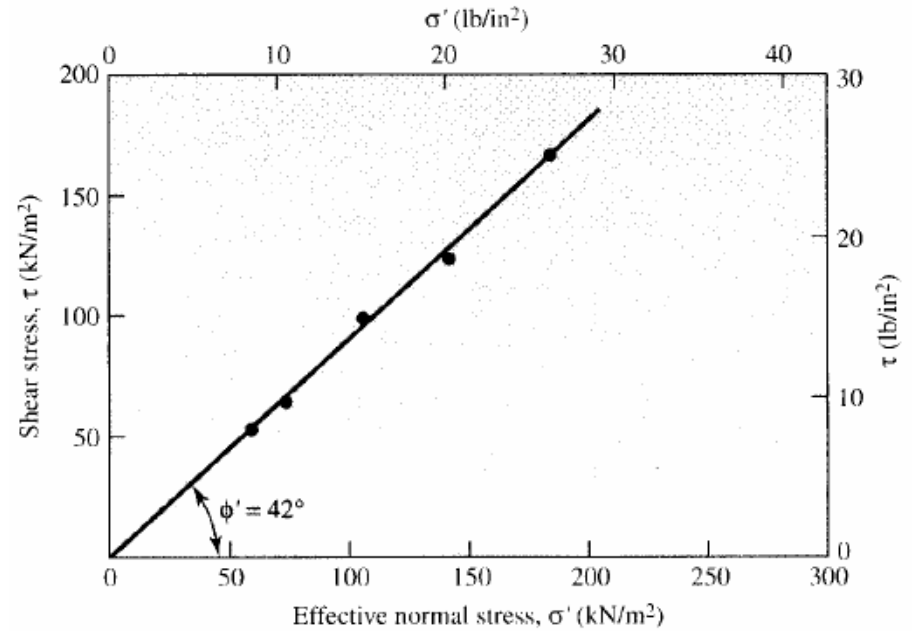
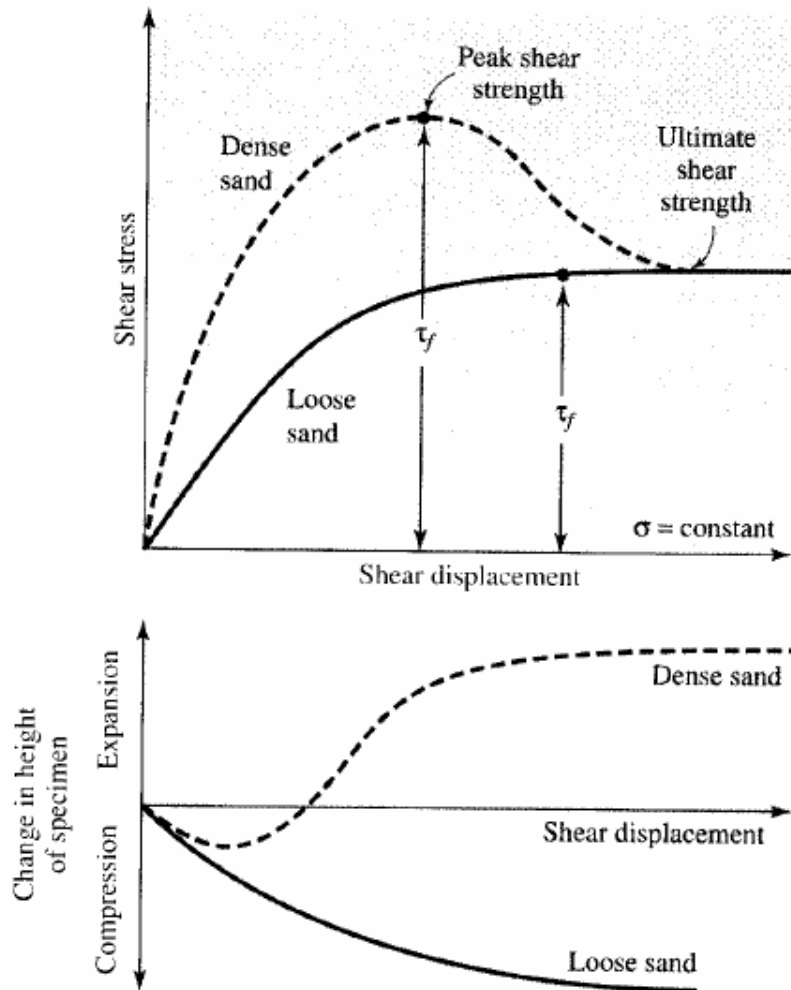


4 Sức chịu tải của nền đất



4 Sức chịu tải của nền đất

Ø Đất rời



$$\tau_f = \sigma' \tan \phi'$$

4 Sức chịu tải của nền đất



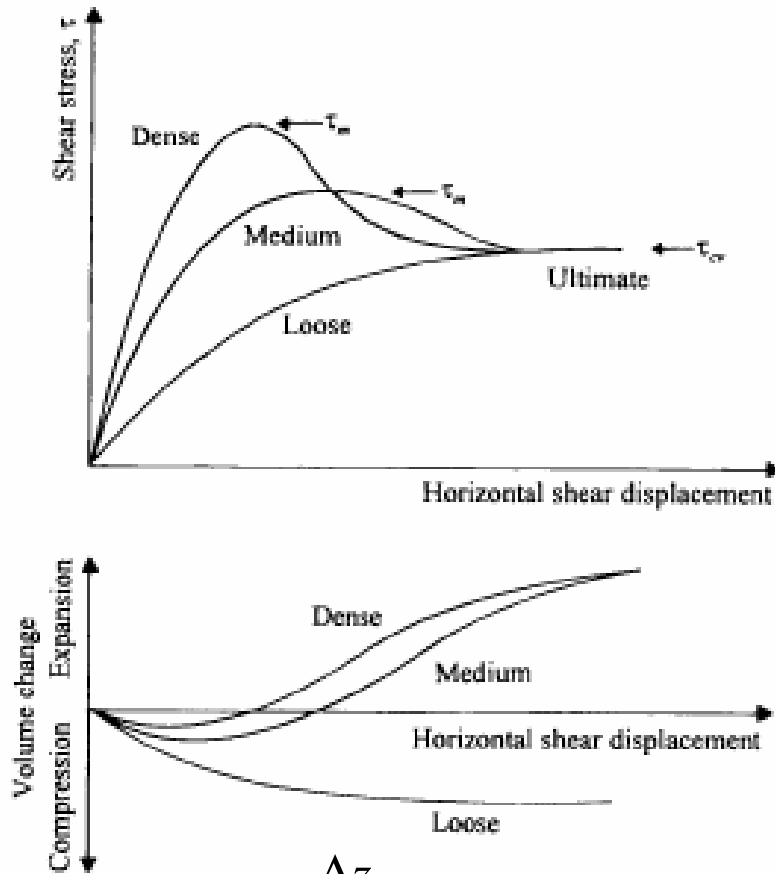
- Xác định giá trị c và j bằng phương pháp bình phương cực tiểu

$$\tan j = \frac{n \sum_{i=1}^n (t_i s_i) - \sum_{i=1}^n t_i \sum_{i=1}^n s_i}{n \sum_{i=1}^n s_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n s_i \right)^2}$$

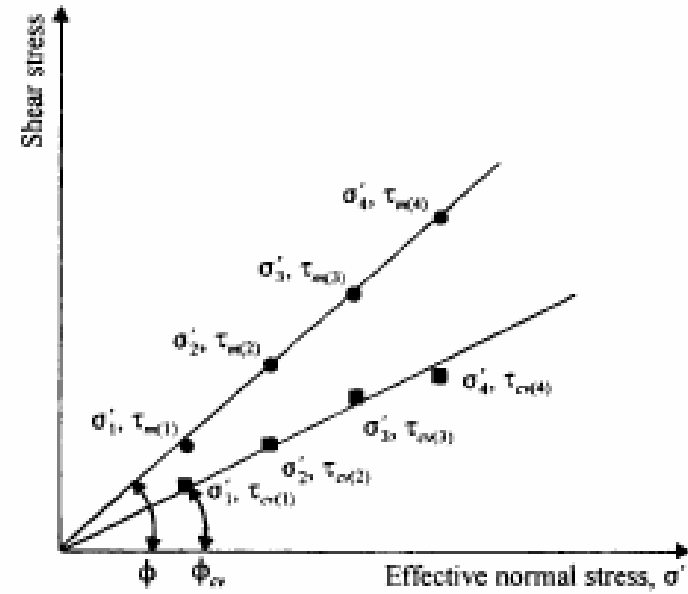
$$c = \frac{\sum_{i=1}^n t_i \sum_{i=1}^n s_i^2 - \sum_{i=1}^n s_i \sum_{i=1}^n (t_i s_i)}{n \sum_{i=1}^n s_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n s_i \right)^2}$$

- Xác định giá trị c và j bằng hàm LINEST trong Excel

4 Sức chịu tải của nền đất



$$a = \frac{\Delta z}{\Delta x}$$



$$f'_p = f'_{cv} + a_p$$

4 Sức chịu tải của nền đất

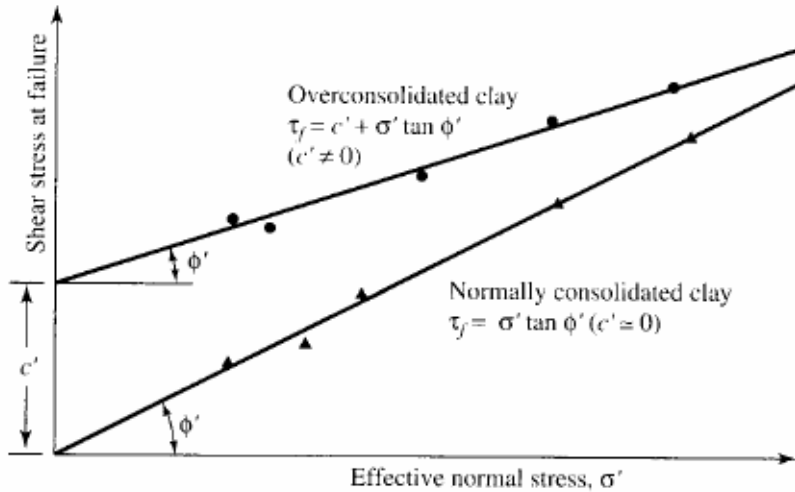


Typical values of ϕ and ϕ_{cv} for granular soils

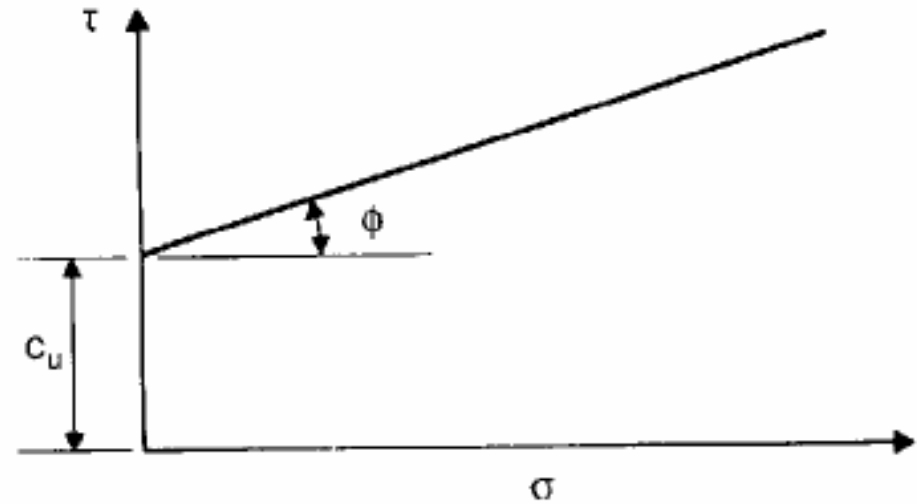
Type of soil	ϕ , deg	ϕ_{cv} , deg
Sand: round grains		
Loose	28–30	
Medium	30–35	26–30
Dense	35–38	
Sand: angular grains		
Loose	30–35	
Medium	35–40	30–35
Dense	40–45	
Sandy gravel	34–48	33–36

4 Sức chịu tải của nền đất

Ø Đất dính



Failure envelope for clay obtained from drained direct shear tests

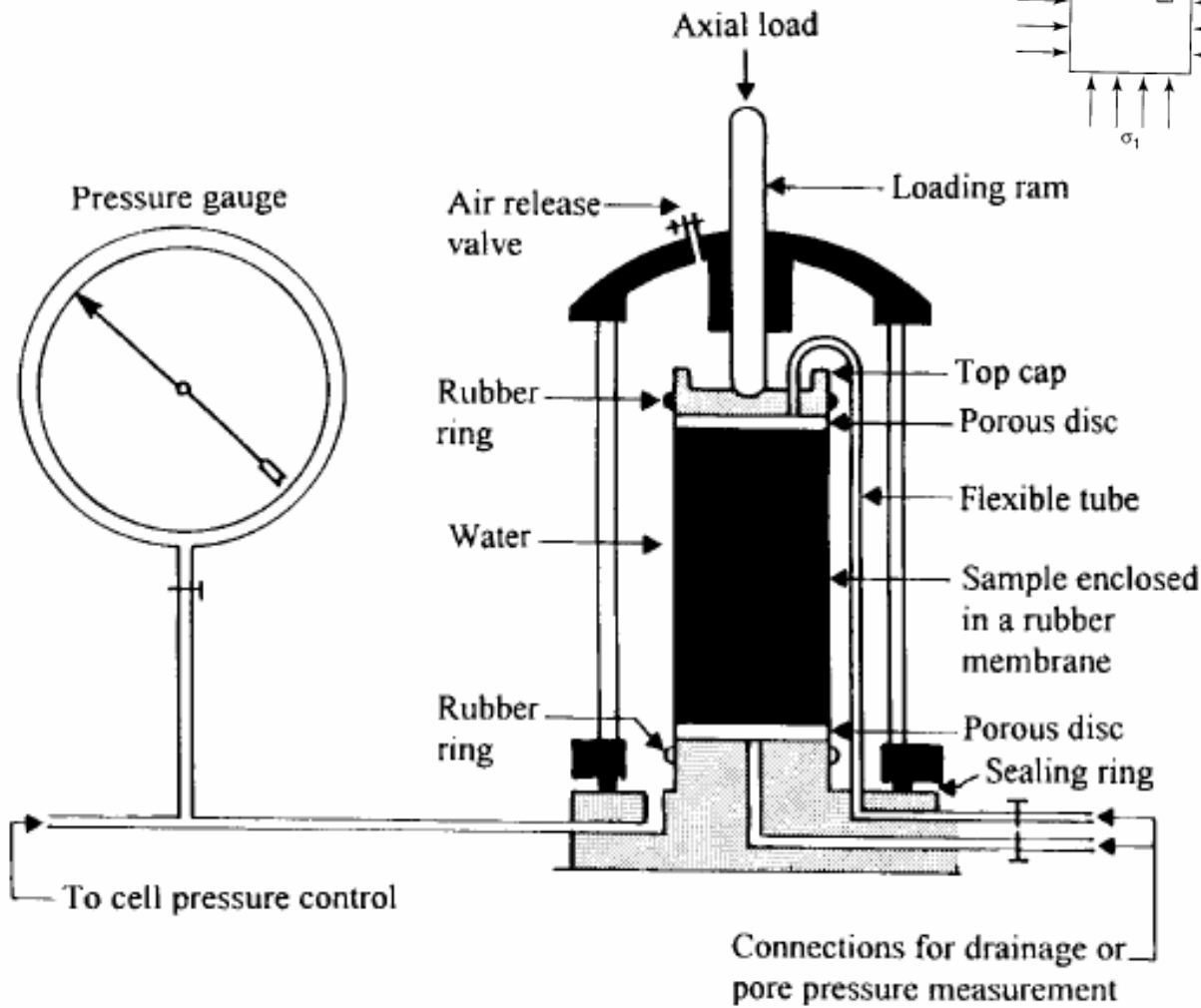
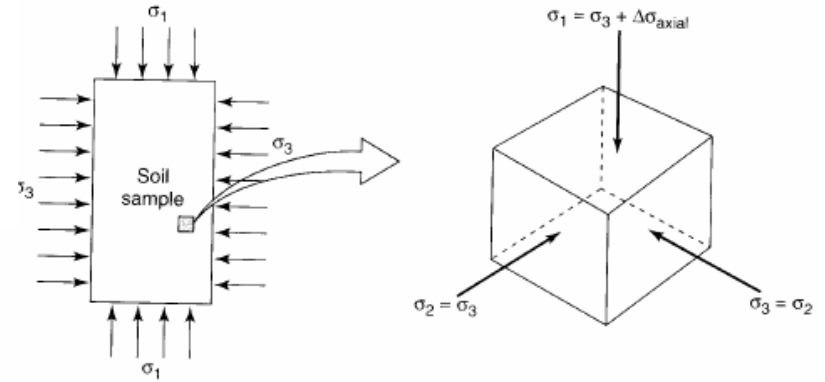


$$t' = s'_f \times \tan(f') + c'$$

$$t = s_f \times \tan(f) + c_u$$

4 Sức chịu tải của nền đất

● Thí nghiệm nén (cắt) 3 trục

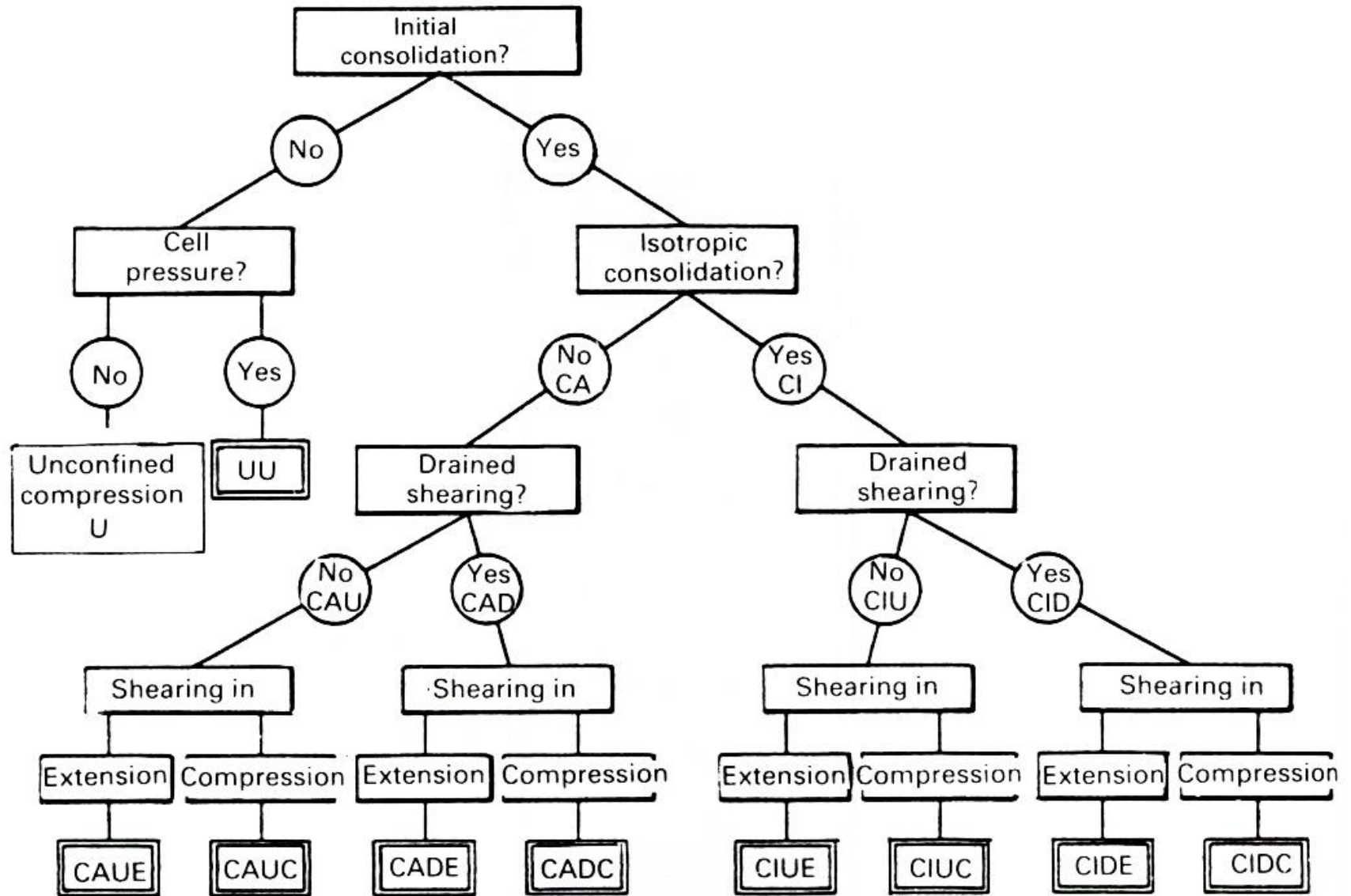


Ø CD
 ØCU
 ØUU

4 Sức chịu tải của nền đất



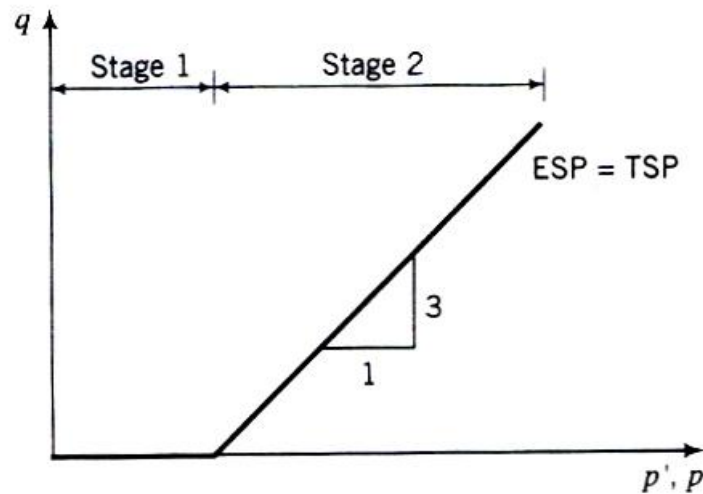
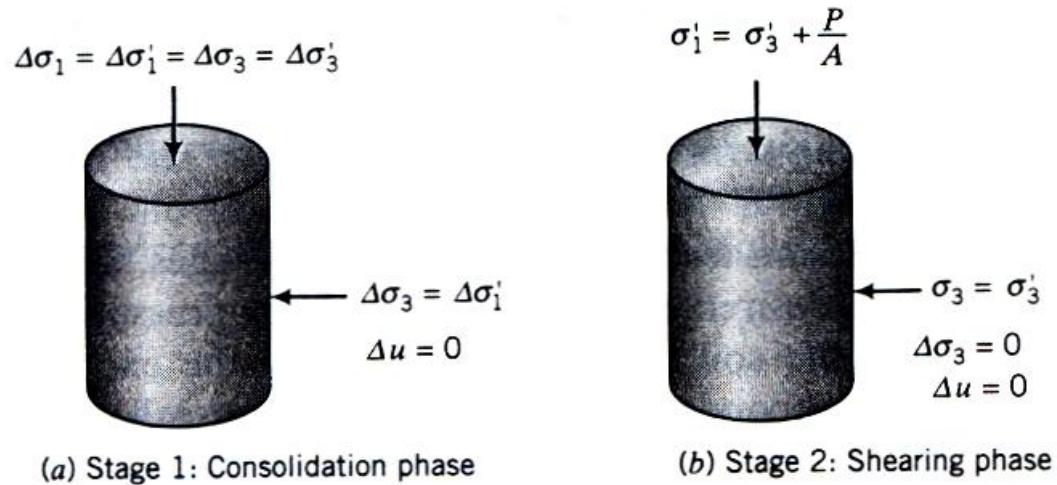
4 Sức chịu tải của nền đất



4 Sức chịu tải của nền đất



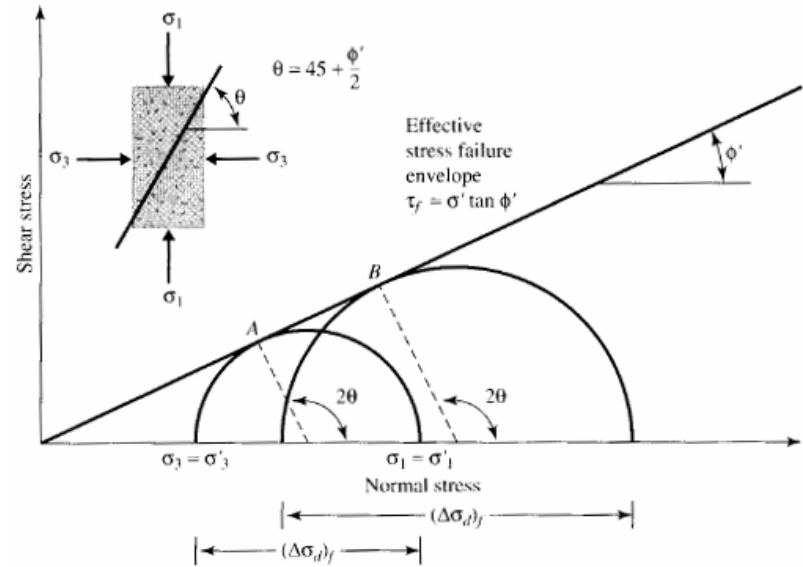
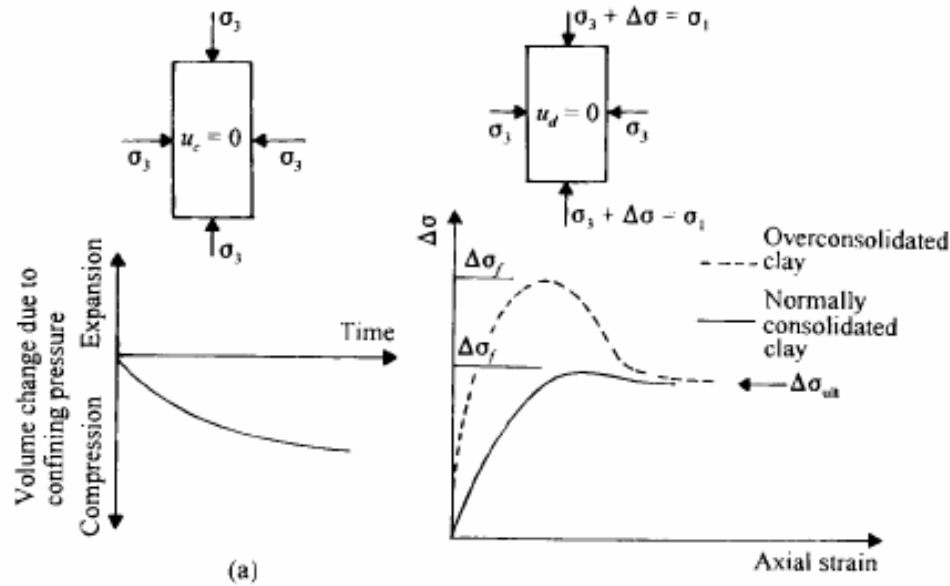
Ø CD



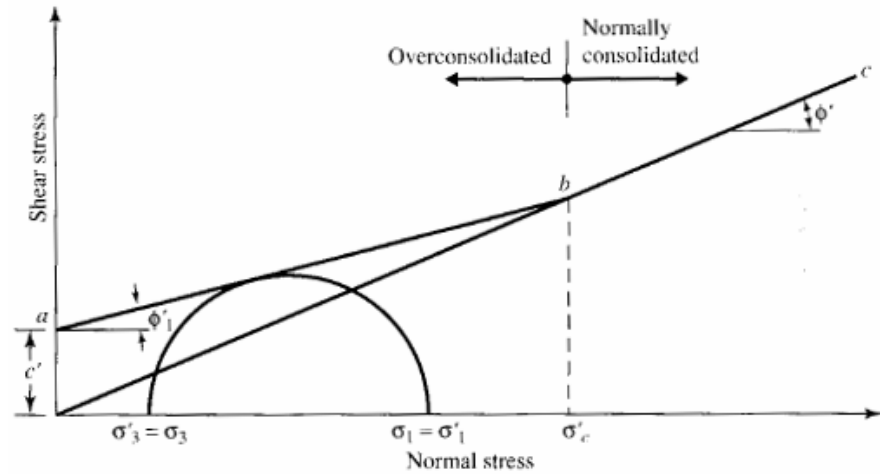
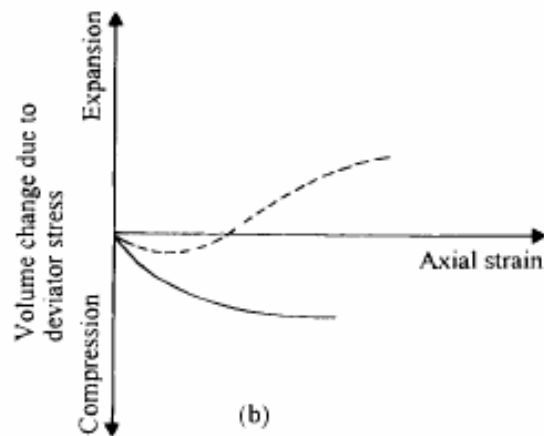
(c) Stress path

Stresses and stress paths during a CD test.

4 Sức chịu tải của nền đất



Effective stress failure envelope from drained tests on sand and normally consolidated clay



Effective stress failure envelope for overconsolidated clay

4 Sức chịu tải của nền đất



Phương pháp bình phương cực tiểu để xác định c, j trong thí nghiệm 3 trục

$$S_1 = S_3 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{j}{2} \right) + 2c \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{j}{2} \right)$$

$$S_1 = S_3 a + b$$

$$a = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{j}{2} \right)$$

$$b = 2c \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{j}{2} \right)$$

$$j = 2 \operatorname{arctg} \sqrt{a} - 90^\circ$$

$$c = \frac{b}{2\sqrt{a}}$$

$$a = \frac{n \sum_1^n S_1 S_3 - \sum_1^n S_1 \sum_1^n S_3}{n \sum_1^n S_3^2 - \left(\sum_1^n S_3 \right)^2}$$

$$b = \frac{\sum_1^n S_3^2 \sum_1^n S_1 - \sum_1^n S_3 \sum_1^n S_1 S_3}{n \sum_1^n S_3^2 - \left(\sum_1^n S_3 \right)^2}$$

4 Sức chịu tải của nền đất

Ø CU

$$\Delta\sigma_1 = \Delta\sigma'_1 = \Delta\sigma_3 = \Delta\sigma'_3$$



$$\Delta\sigma_3 = \Delta\sigma'_1$$

$$\Delta u = 0$$

(a) Stage 1: Consolidation phase

$$\Delta\sigma_1 = \Delta\sigma_3 + \frac{P_z}{A}$$



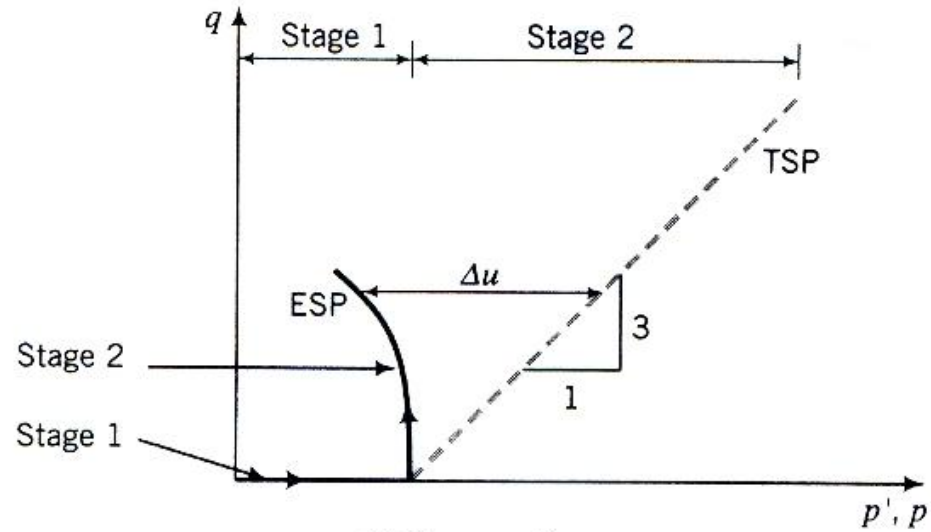
$$\Delta\sigma'_1 = \Delta\sigma'_1 - \Delta u$$

$$\Delta u \neq 0$$

$$\Delta\sigma_3 = 0$$

$$\Delta\sigma'_3 = \Delta\sigma_3 - \Delta u = -\Delta u$$

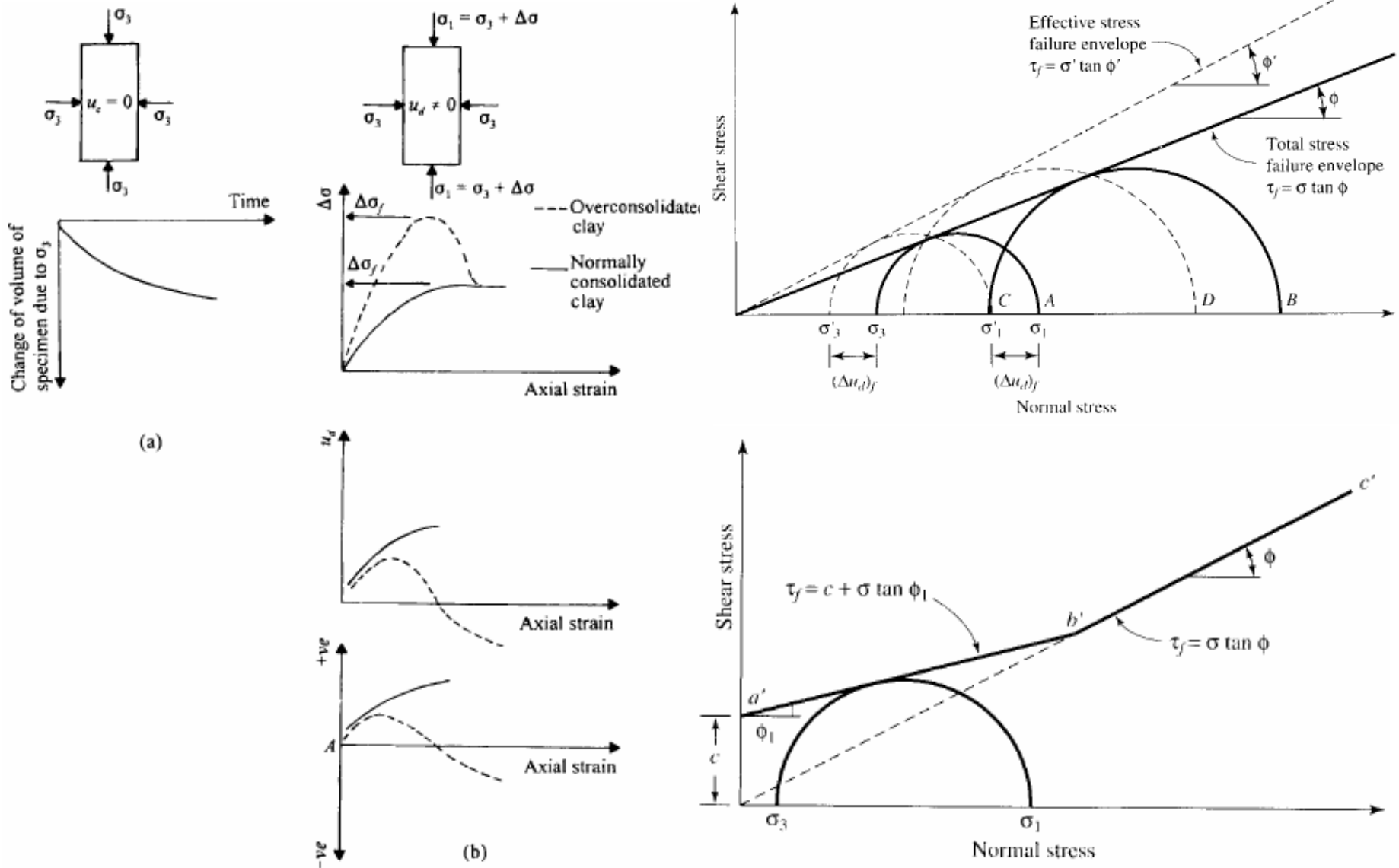
(b) Stage 2: Shearing phase



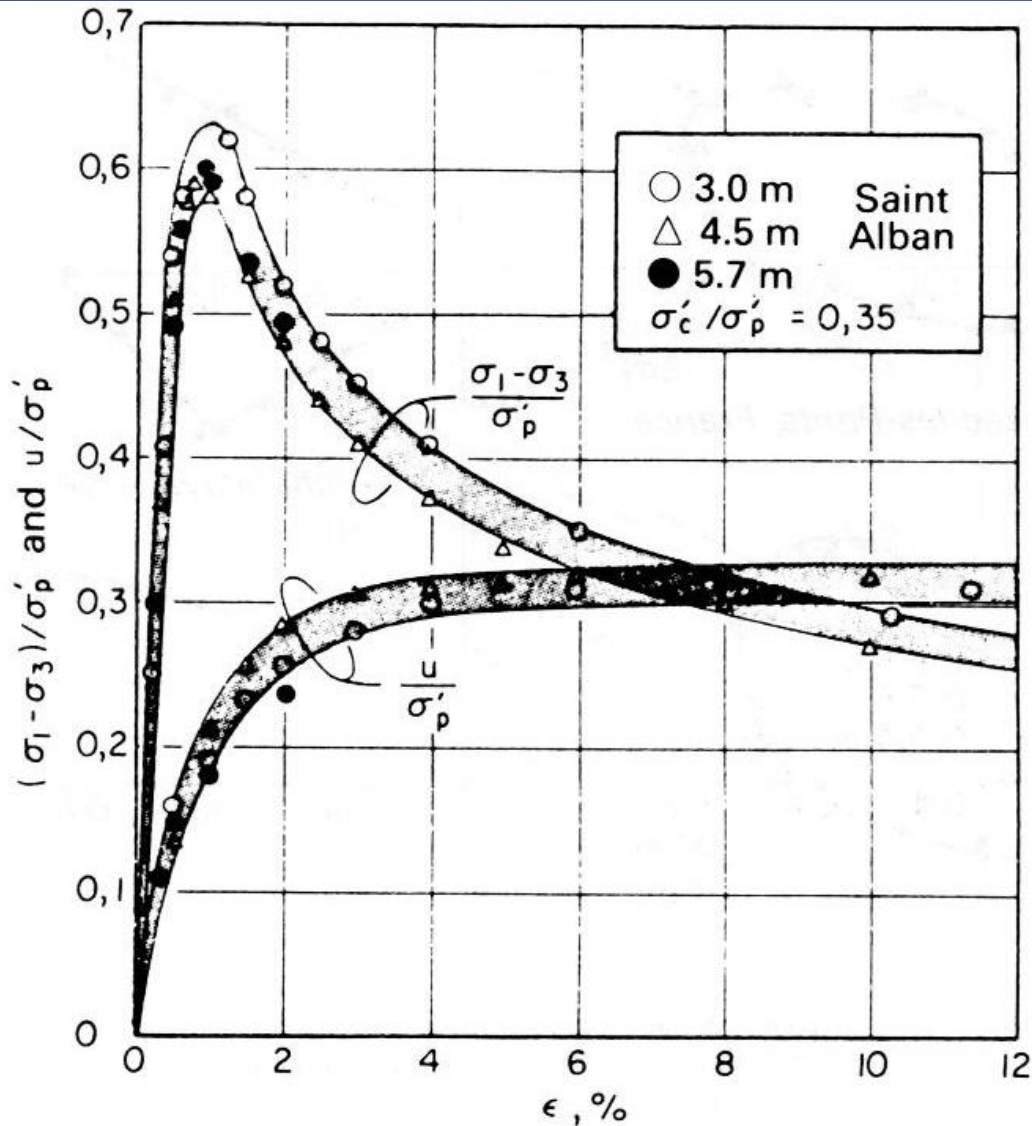
(c) Stress paths

Stresses and stress paths for triaxial CU test.

4 Sức chịu tải của nền đất



4 Sức chịu tải của nền đất



Undrained triaxial compression tests on isotropically consolidated samples: normalized stress–strain and pore pressure–strain curves.

4 Sức chịu tải của nền đất

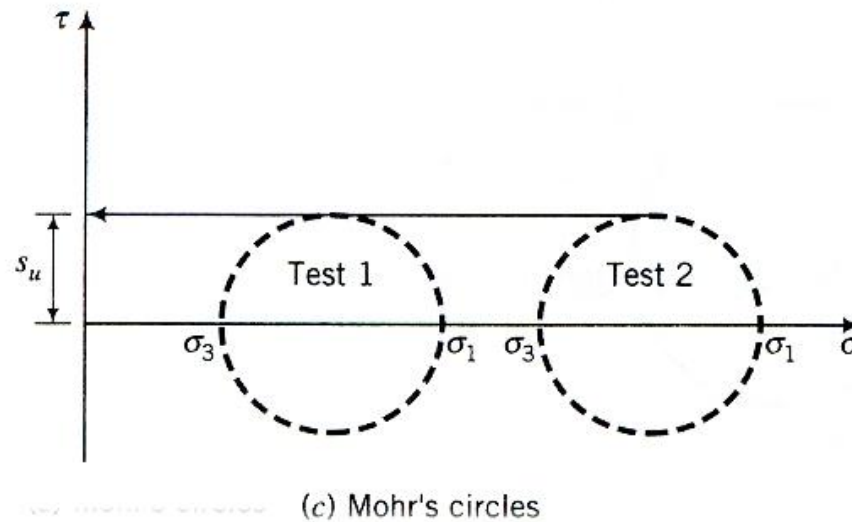
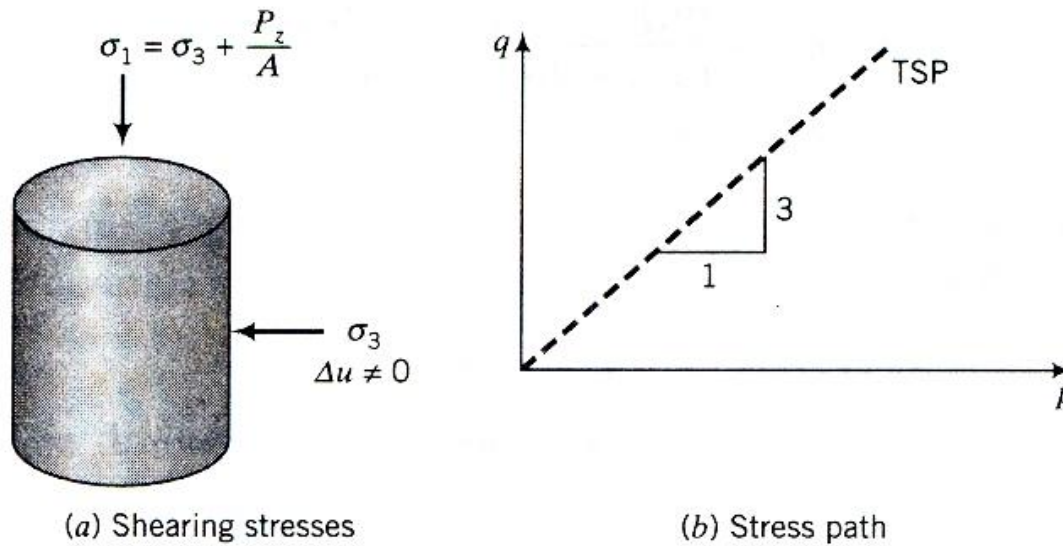


Empirical Equations Related to c_u and σ'_O

Reference	Relationship	Remarks
Skempton (1957)	$\frac{c_{u(VST)}}{\sigma'_O} = 0.11 + 0.0037(PI)$ <p>$PI =$ plasticity index (%) $c_{u(VST)} =$ 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>$\sigma'_c =$ 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>$OCR =$ overconsolidation ratio</p>	

4 Sức chịu tải của nền đất

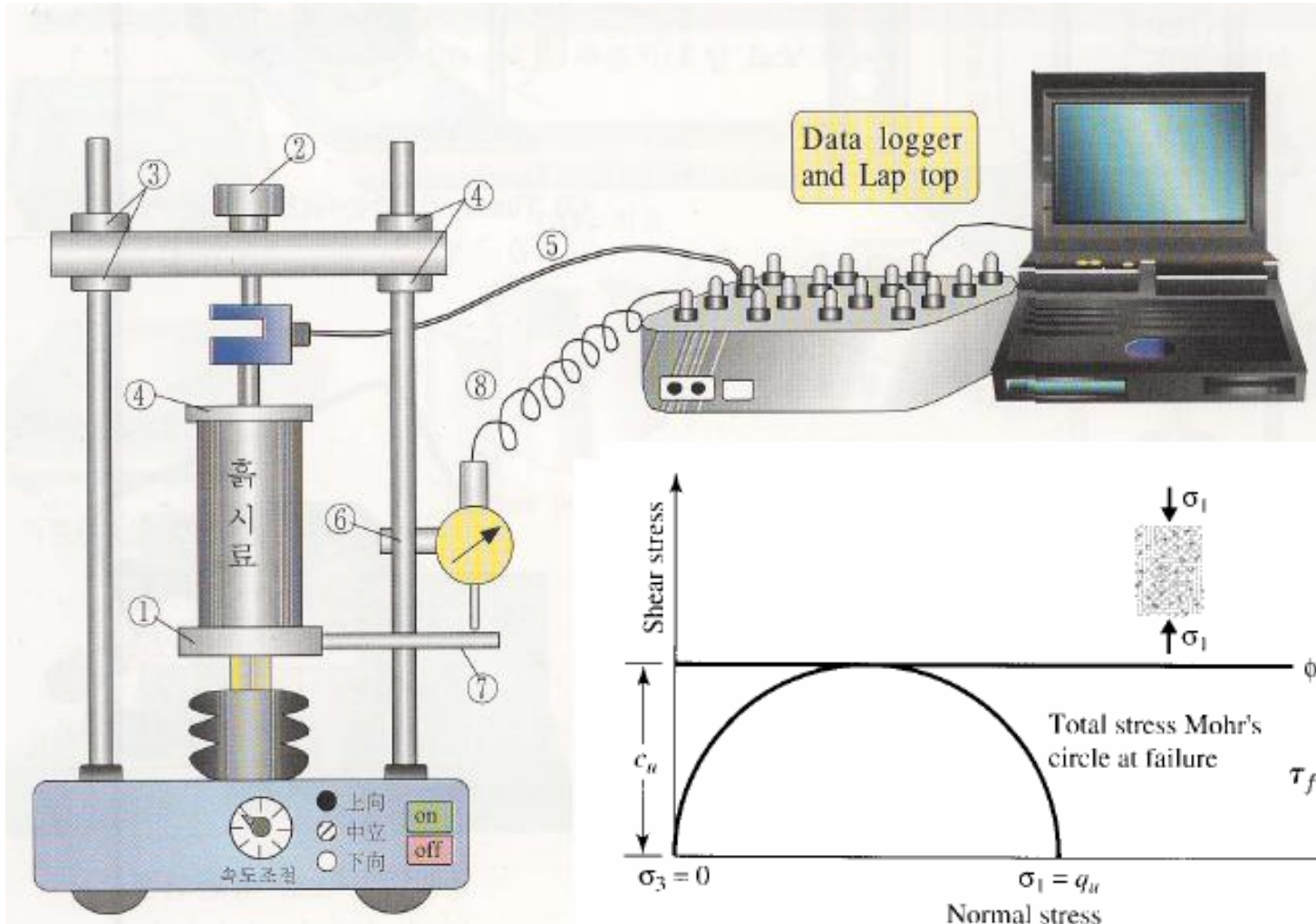
Ø UU



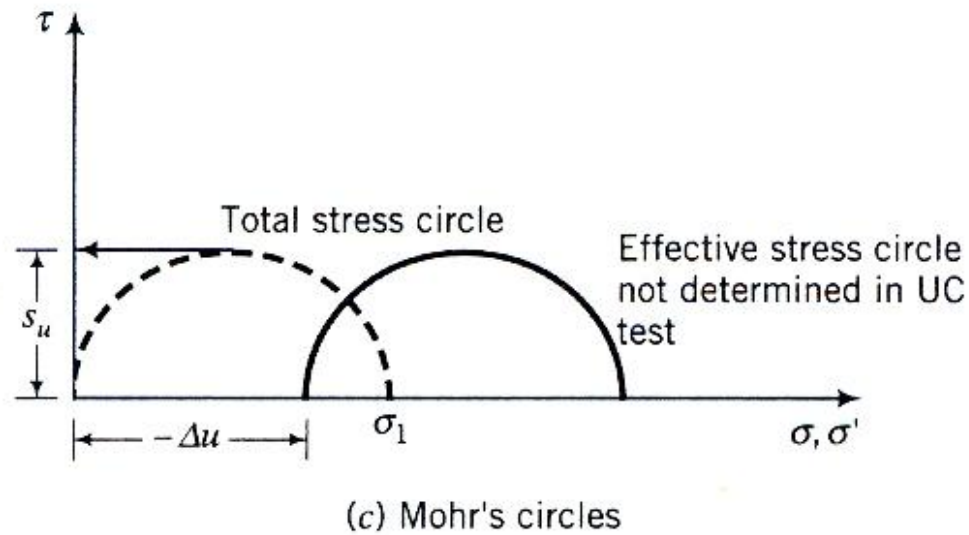
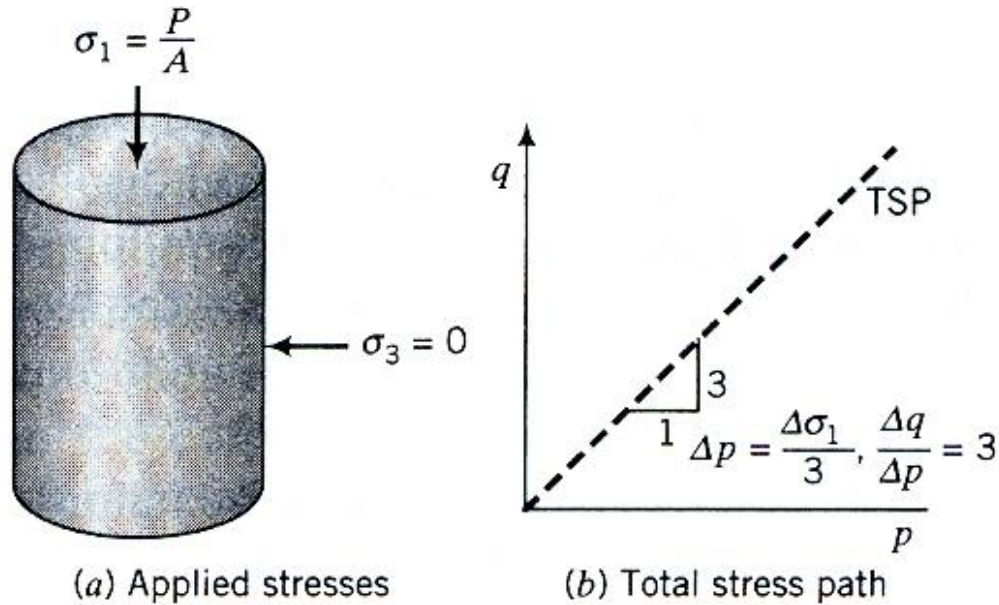
Stresses, stress path, and Mohr's circles for UU tests.

4 Sức chịu tải của nền đất

● Thí nghiệm nén 1 trục



4 Sức chịu tải của nền đất



4 Sức chịu tải của nền đất

General Relationship of Consistency and Unconfined Compression Strength of Clays

Consistency	q_u	
	kN/m ²	ton/ft ²
Very soft	0-25	0-0.25
Soft	25-50	0.25-0.5
Medium	50-100	0.5-1
Stiff	100-200	1-2
Very stiff	200-400	2-4
Hard	>400	>4

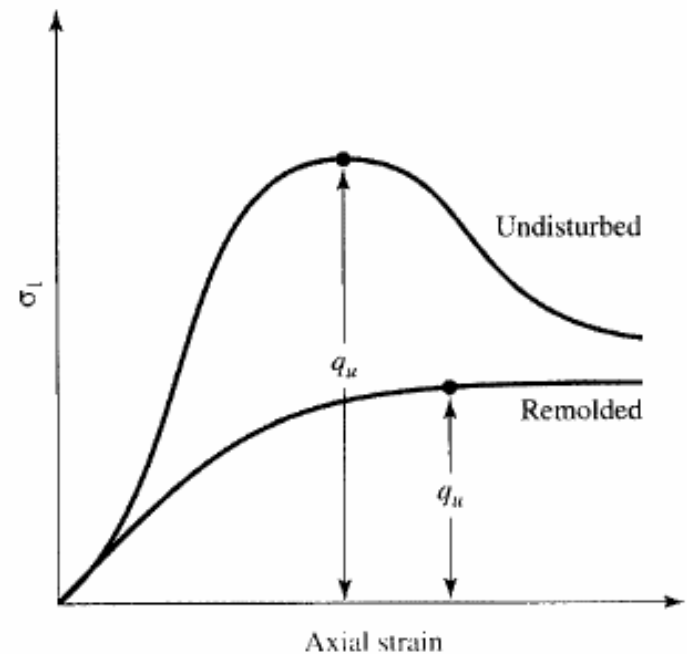
Ø Độ nhạy

$$S_f = \frac{q_{u(\text{undisturbed})}}{q_{u(\text{remolded})}}$$

Classifications of sensitivity, S_f

Skempton & Northey (1952)	Rosenqvist (1953)	Söderblom (1969)*
≈ 1.0 : Insensitive clays	≈ 1.0 : Insensitive clays	< 20: Normal clays
1-2 : Clays of low sensitivity	1-2 : Slightly sensitive clays	20-50: Semi-quick clays
2-4 : Clays of medium sensitivity	2-4 : Medium sensitive clays	> 50: Quick clays
4-8 : Sensitive clays	4-8 : Very sensitive clays	
8-16: Extra-sensitive clays	8-16: Slightly quick clays	
>16: Quick-clays	16-32: Medium quick clays	
	32-64: Very quick clays	
	> 64: Extra quick clays	

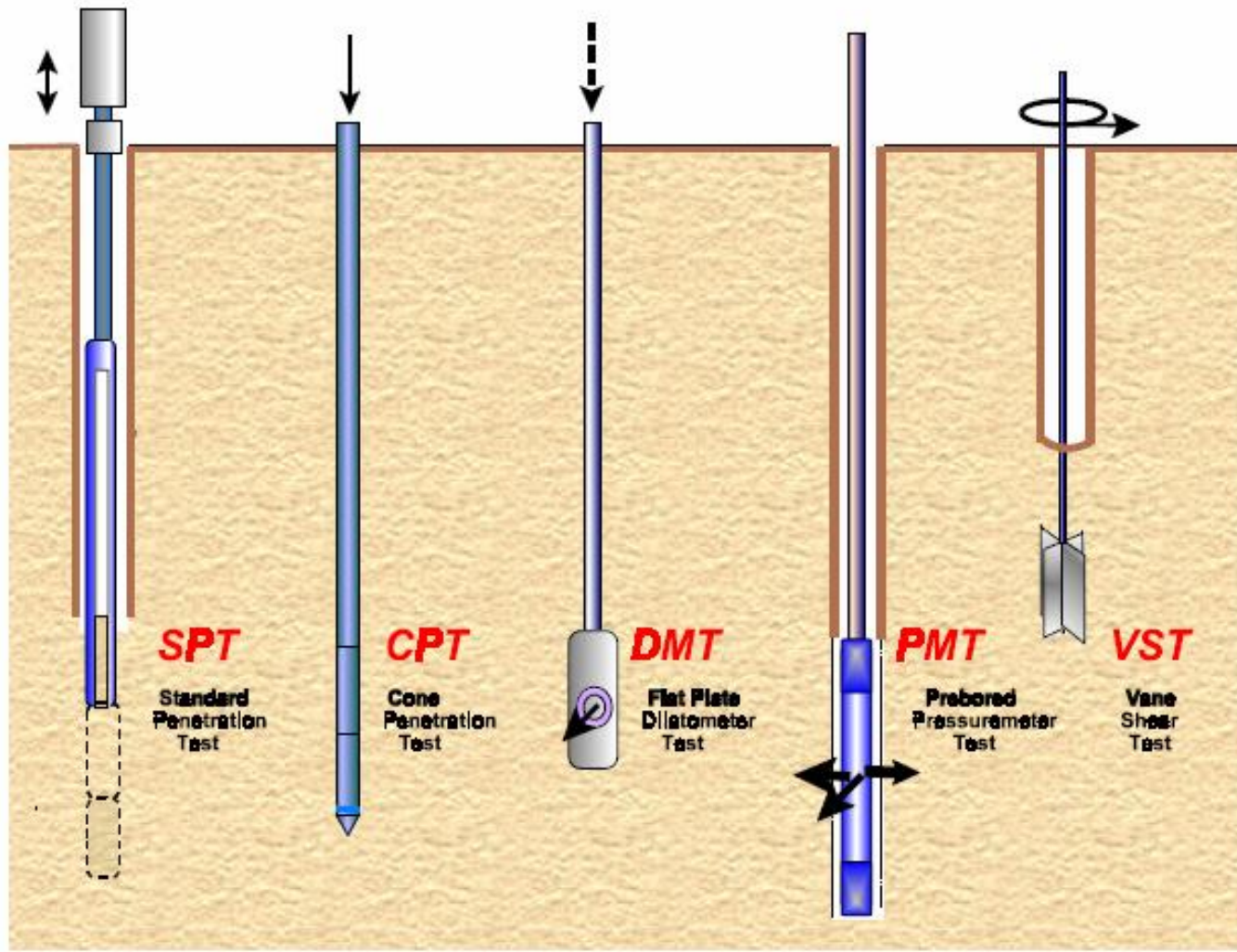
* S_f defined as H_3/H_1 (see text)



4 Sức chịu tải của nền đất

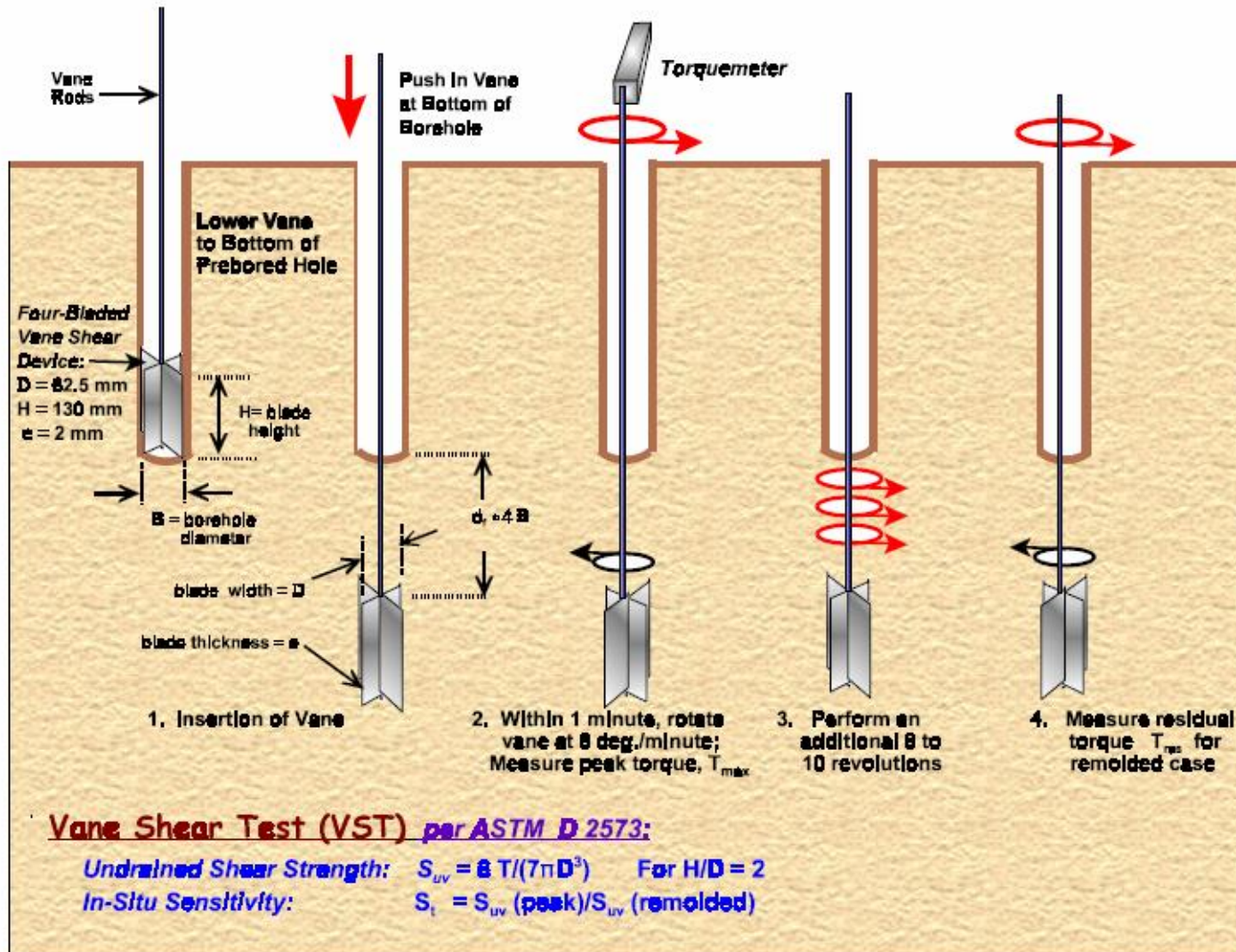


4.5.2 Ngoài hiện trường



4 Sức chịu tải của nền đất

● Thí nghiệm cắt cánh



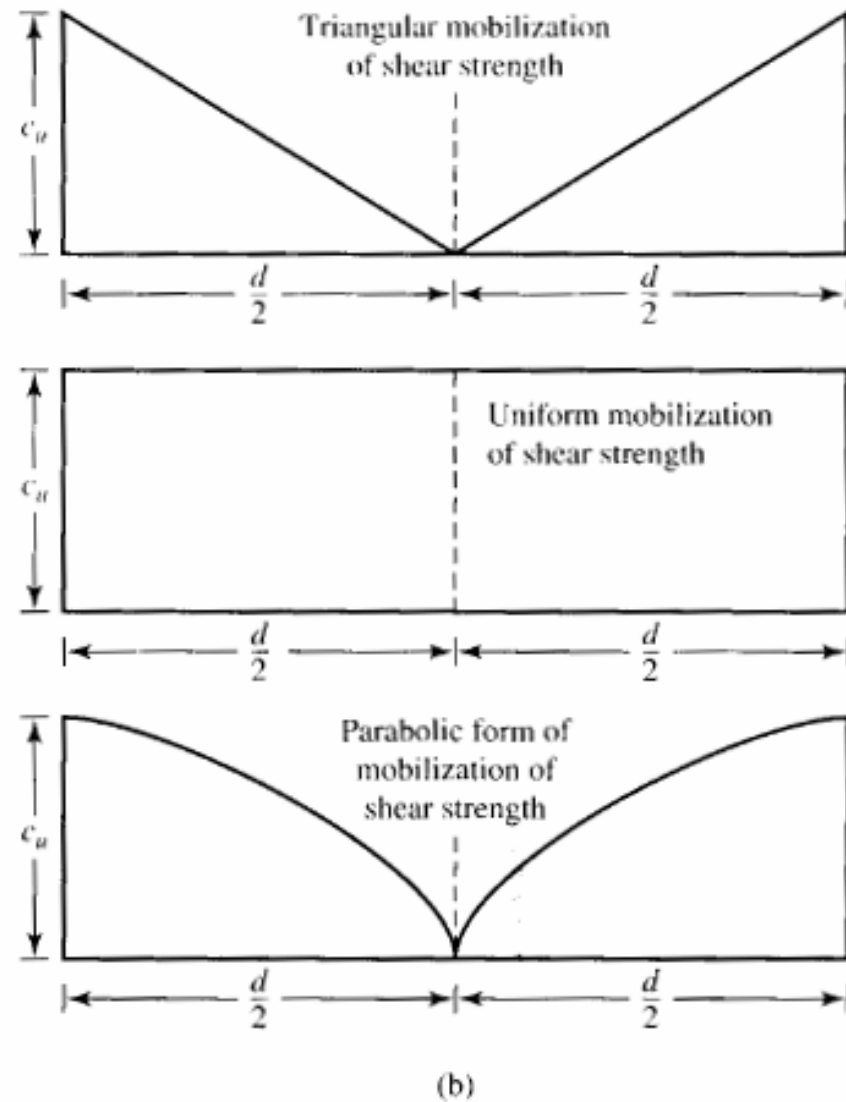
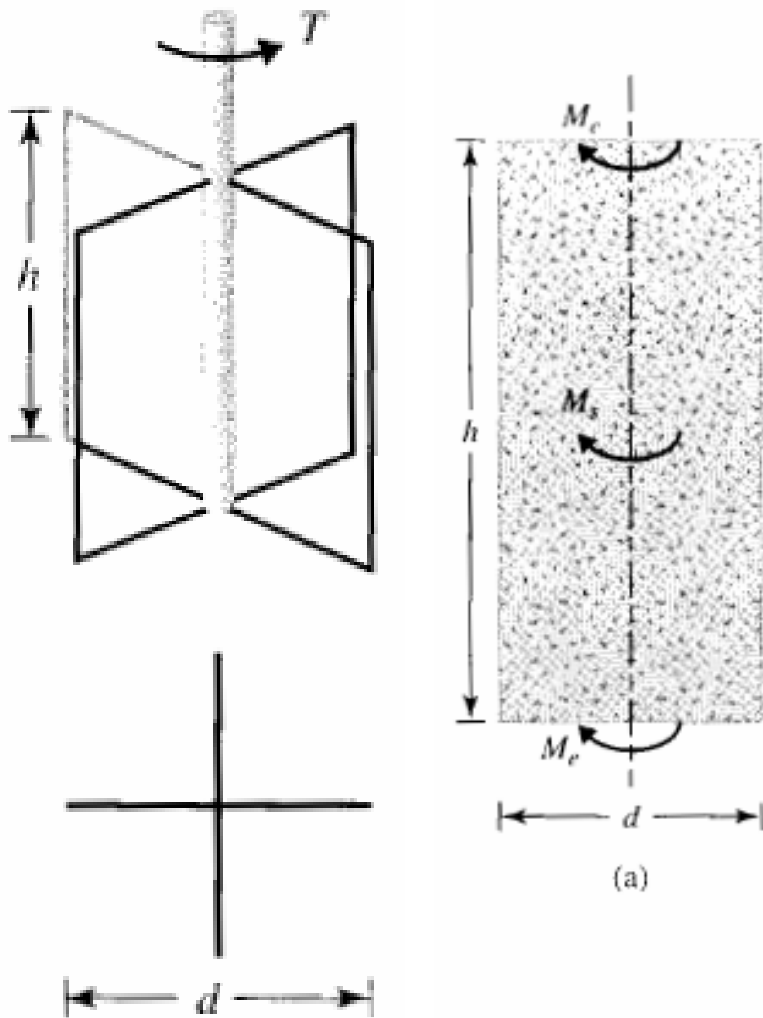
General Test Procedures for the Field Vane in Fine-Grained Soils.

Interpretation of undrained strength shown is specifically for standard rectangular vane with $H/D = 2$

4 Sức chịu tải của nền đất



4 Sức chịu tải của nền đất



4 Sức chịu tải của nền đất



$$T = M_s + \underbrace{M_c + M_e}_{\text{Two ends}}$$

$$M_s = \underbrace{(\pi dh)c_u}_{\text{Surface area}} \underbrace{(d/2)}_{\text{Moment arm}}$$

$$T = \pi c_u \left[\frac{d^2 h}{2} + \beta \frac{d^3}{4} \right]$$

$$c_u = \frac{T}{\pi \left[\frac{d^2 h}{2} + \beta \frac{d^3}{4} \right]}$$

$\beta = \frac{1}{2}$ for triangular mobilization

$\beta = \frac{2}{3}$ for uniform mobilization

$\beta = \frac{3}{5}$ for parabolic mobilization

4 Sức chịu tải của nền đất

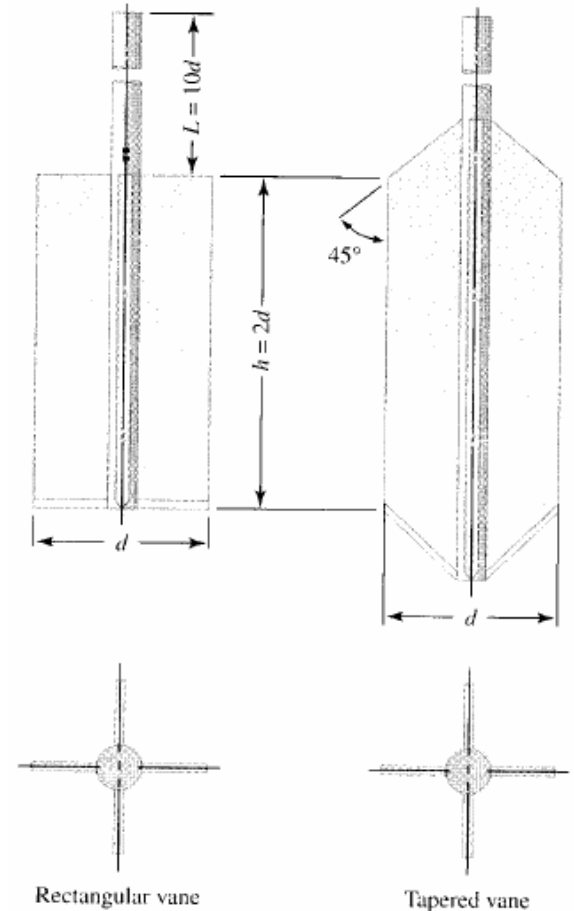
Recommended Dimensions of Field Vanes*

Casing size	Diameter, mm (in.)	Height, mm (in.)	Thickness of blade, mm (in.)	Diameter of rod mm (in.)
AX	38.1 (1½)	76.2 (3)	1.6 (1/16)	12.7 (½)
BX	50.8 (2)	101.6 (4)	1.6 (1/16)	12.7 (½)
NX	63.5 (2½)	127.0 (5)	3.2 (1/8)	12.7 (½)
101.6 mm (4 in.) ^b	92.1 (3 5/8)	184.1 (7 1/4)	3.2 (1/8)	12.7 (½)

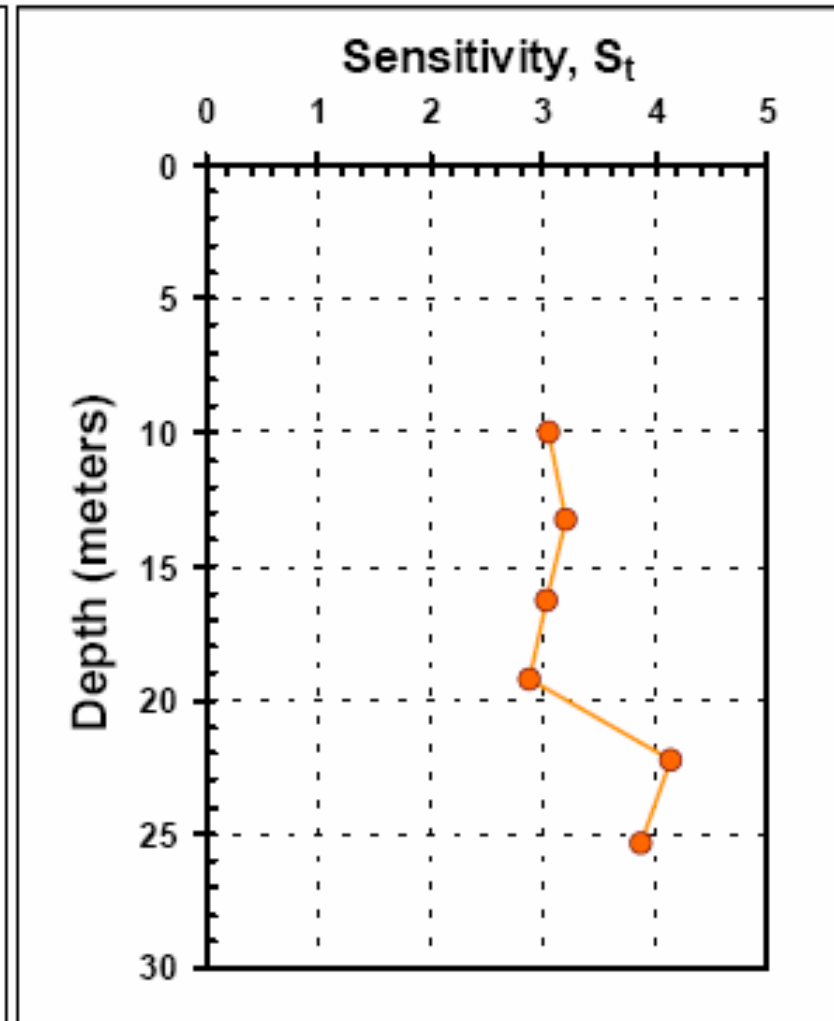
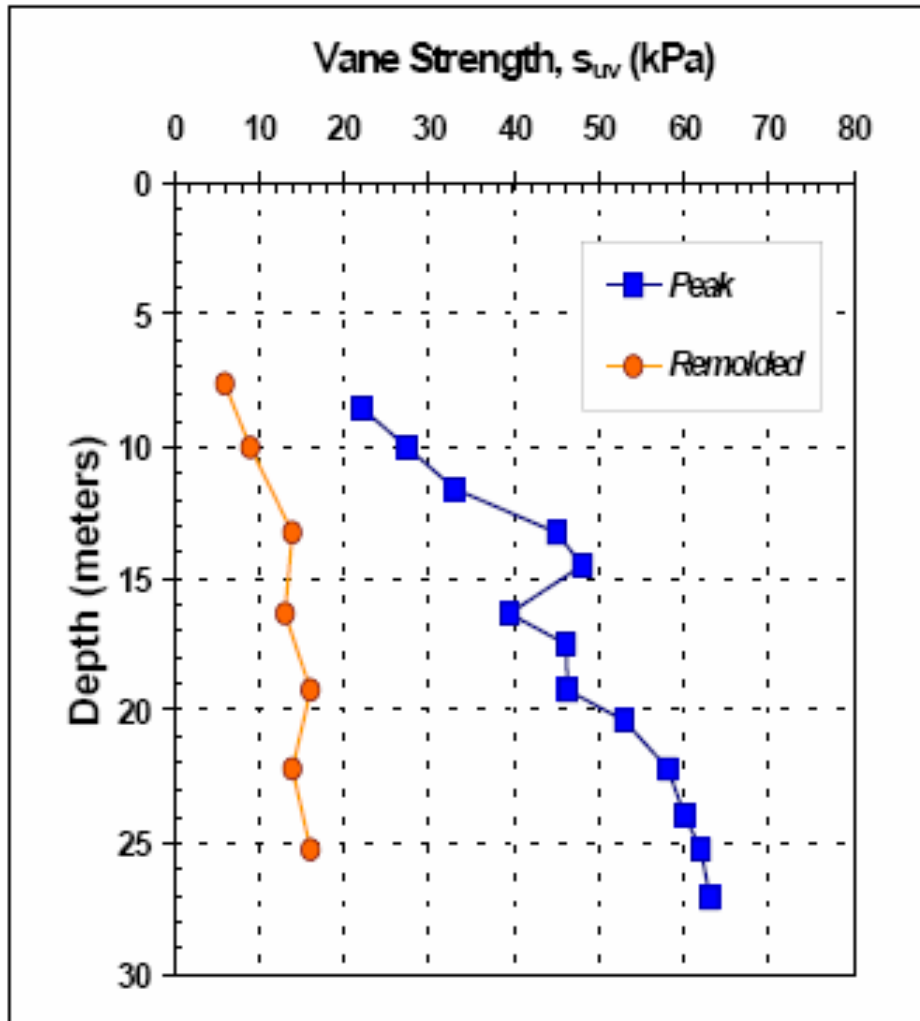
After ASTM, 1994

$$c_u \text{ (kN/m}^2\text{)} = \frac{T \text{ (N} \cdot \text{m)}}{(366 \times 10^{-8}) d^3}$$

↑
(cm)



4 Sức chịu tải của nền đất



4 Sức chịu tải của nền đất



Ø C_u thiết kế

✦ Bjerrum (1974)

$$C_{u(\text{design})} = \lambda C_{u(\text{vane shear})}$$

$$\lambda = \text{correction factor} = 1.7 - 0.54 \log(PI)$$

PI = plasticity index

✦ Morris and Williams (1994)

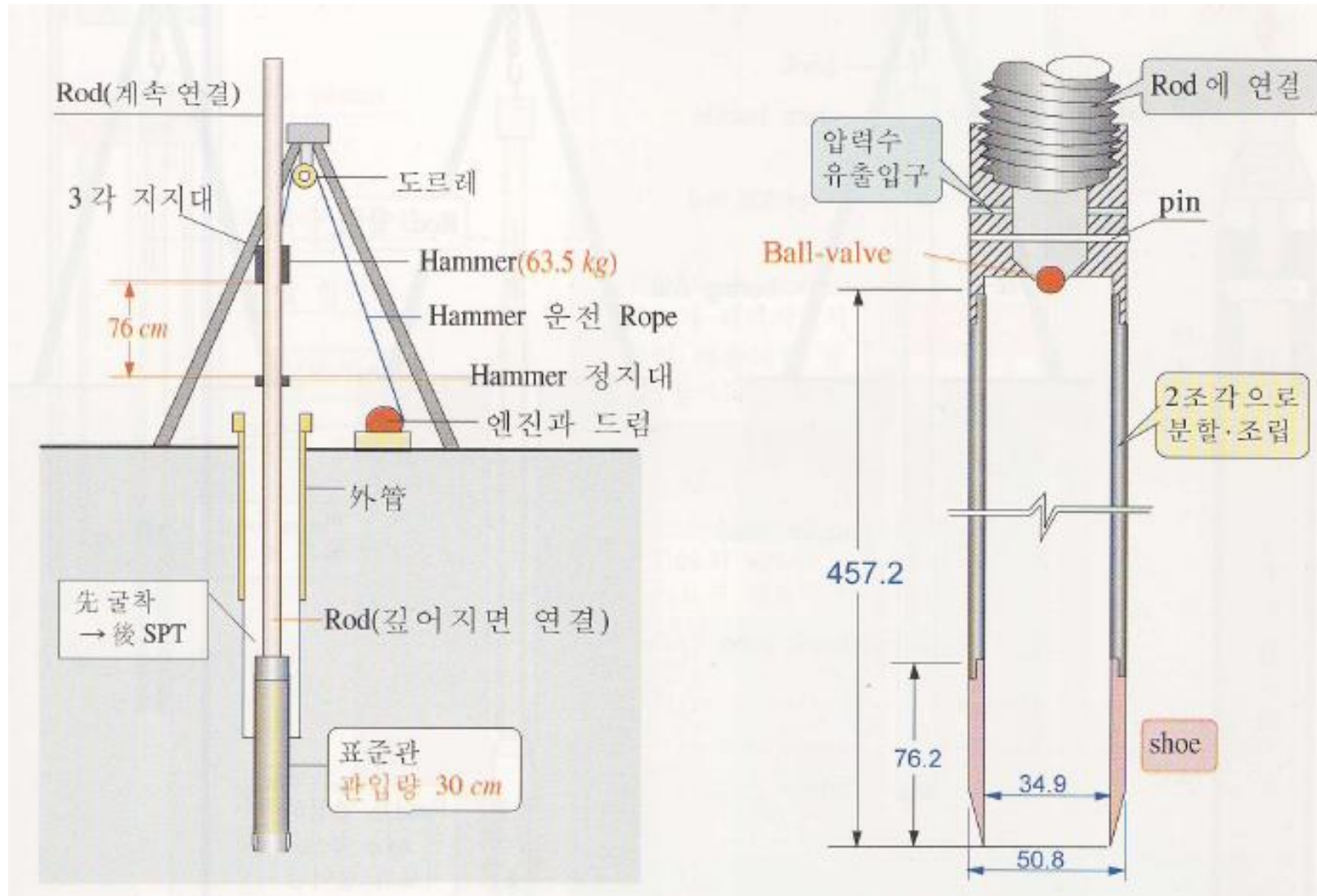
$$\lambda = 1.18e^{-0.08(PI)} + 0.57 \quad (\text{for } PI > 5)$$

$$\lambda = 7.01e^{-0.08(LL)} + 0.57 \quad (\text{for } LL > 20)$$

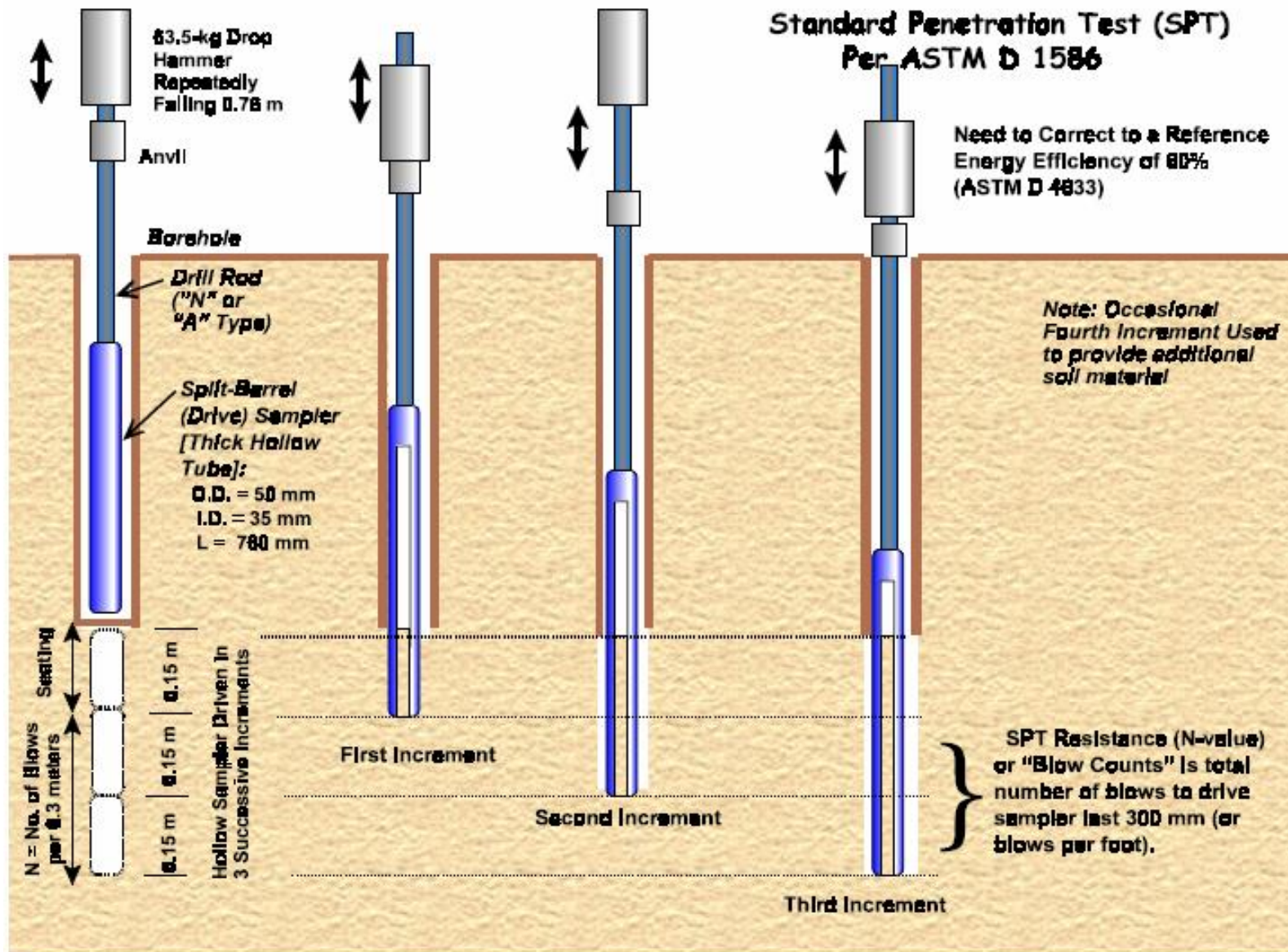
LL = liquid limit (%).

4 Sức chịu tải của nền đất

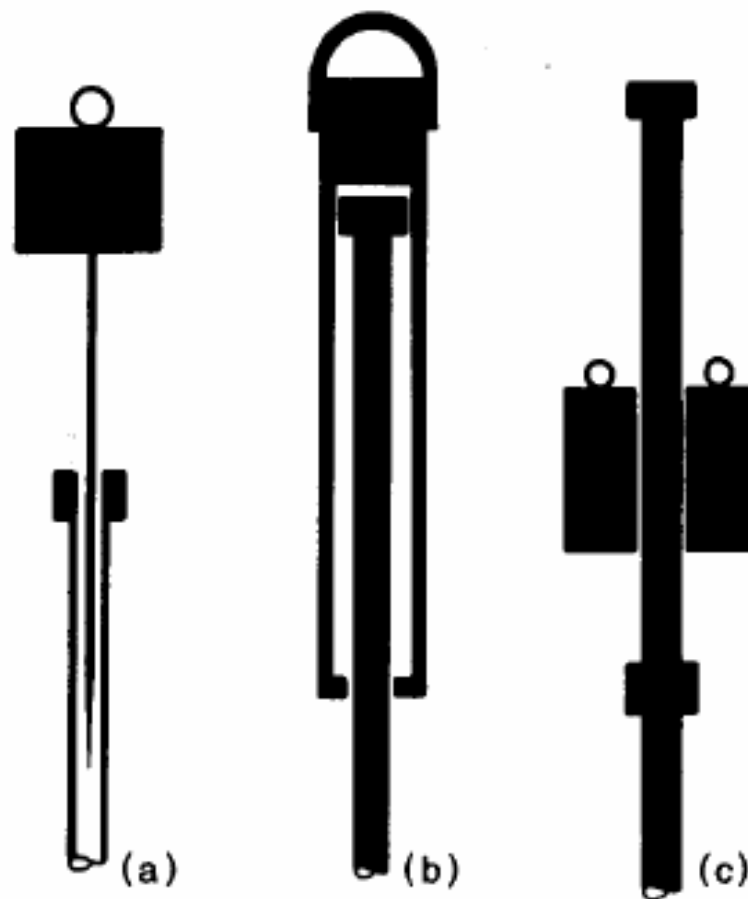
● Xuyên tiêu chuẩn SPT



4 Sức chịu tải của nền đất



4 Sức chịu tải của nền đất



4 Sức chịu tải của nền đất

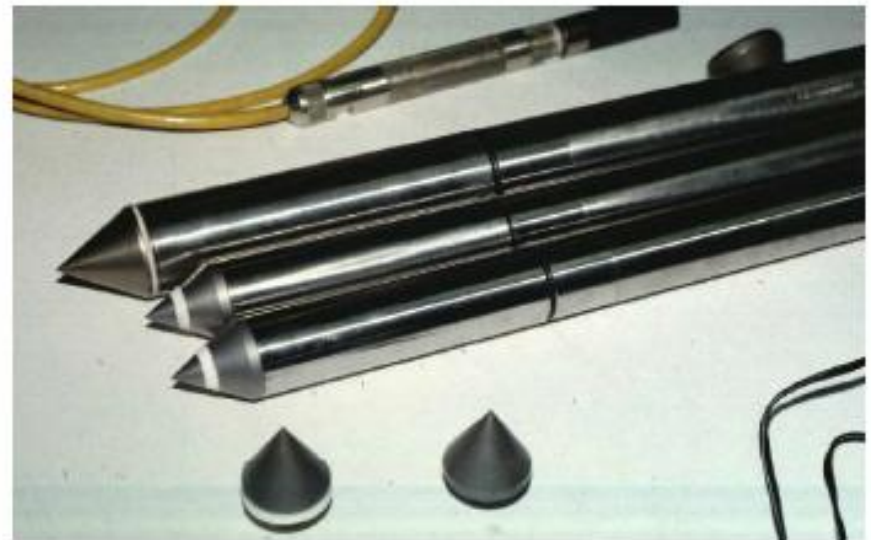
Sét	$c_u = \frac{N}{8}$ $c_u = a \times N$ $N < 5 \rightarrow a = \frac{1}{8} \sim 0.31$ $N > 15 \rightarrow a = 0.063 \sim \frac{1}{8}$	Terzaghi and Peck
	$C_u = (0.4 \sim 0.73)N$	Stround (1974)
	$C_u = 3.26 N^{0.72}$	Hara et al. (1971)
Cát	$f = 0.3N + 27$	Peck (1953)
	$f = \begin{cases} \frac{5}{6}N + 26.7 & ; 4 \leq N \leq 10 \\ \frac{1}{4}N + 32.5 & ; 10 \leq N \leq 50 \end{cases}$	Dunham (1954)

4 Sức chịu tải của nền đất

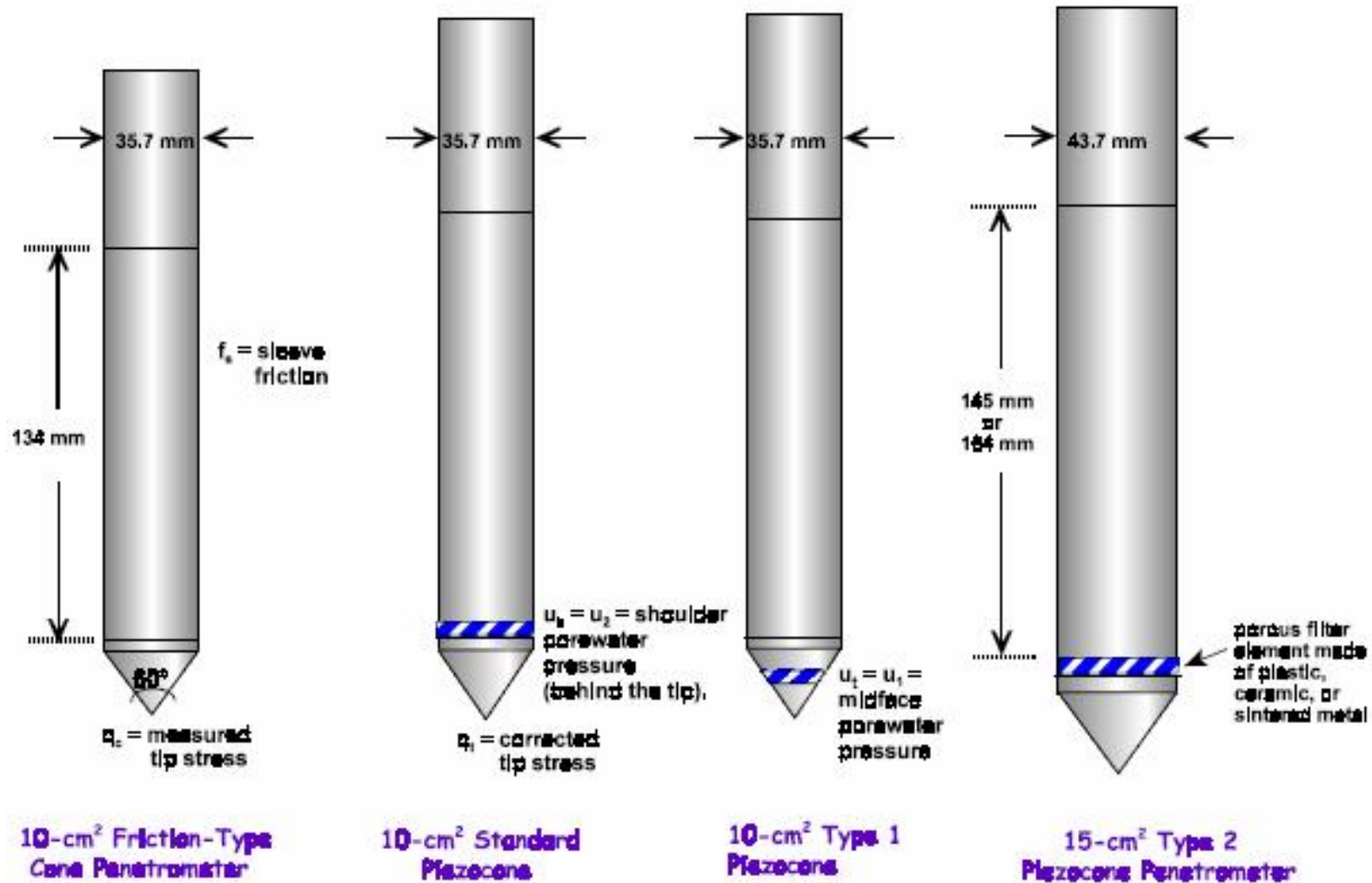
ĐẤT DÍNH			ĐẤT HẠT RỜI	
TRỊ SỐ CHÙY TIÊU CHUẨN N	SỨC CHỐNG NÉN ĐƠN (KG/cm ²)	TRẠNG THÁI	TRỊ SỐ CHÙY TIÊU CHUẨN N	ĐỘ CHẶT
< 2	< 0.25	Rất mềm	< 4	Rất rời ròi
2-4	0.25-0.50	Mềm	4-10	Rời ròi
5-8	0.50-1.00	Dẻo mềm	11-30	Chặt vừa
9-15	1.00-2.00	Dẻo cứng	31-50	Chặt
16-30	2.00-4.00	Nửa cứng	> 50	Rất chặt
> 30	> 4.00	Cứng		

4 Sức chịu tải của nền đất

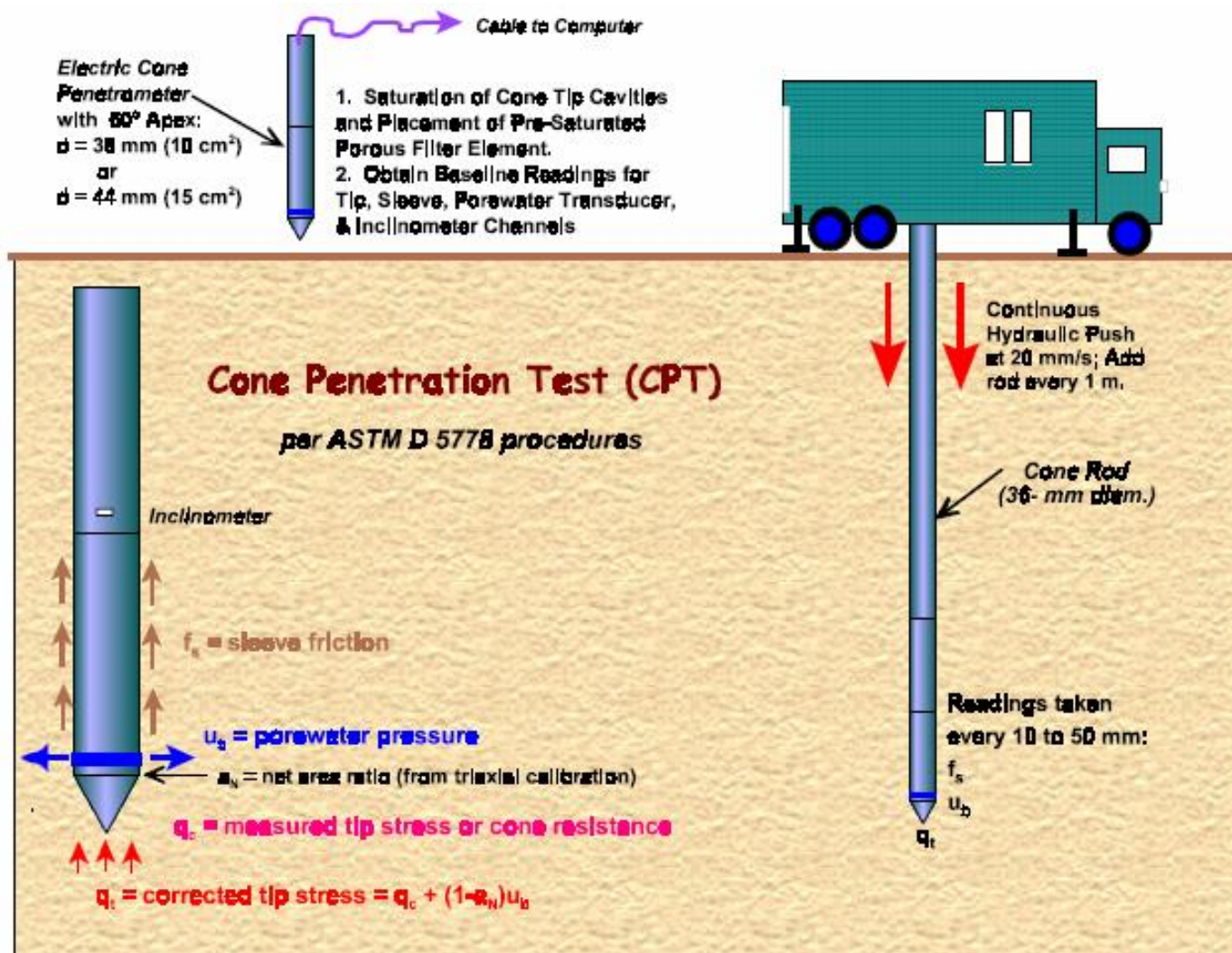
● Xuyên nón CPT



4 Sức chịu tải của nền đất

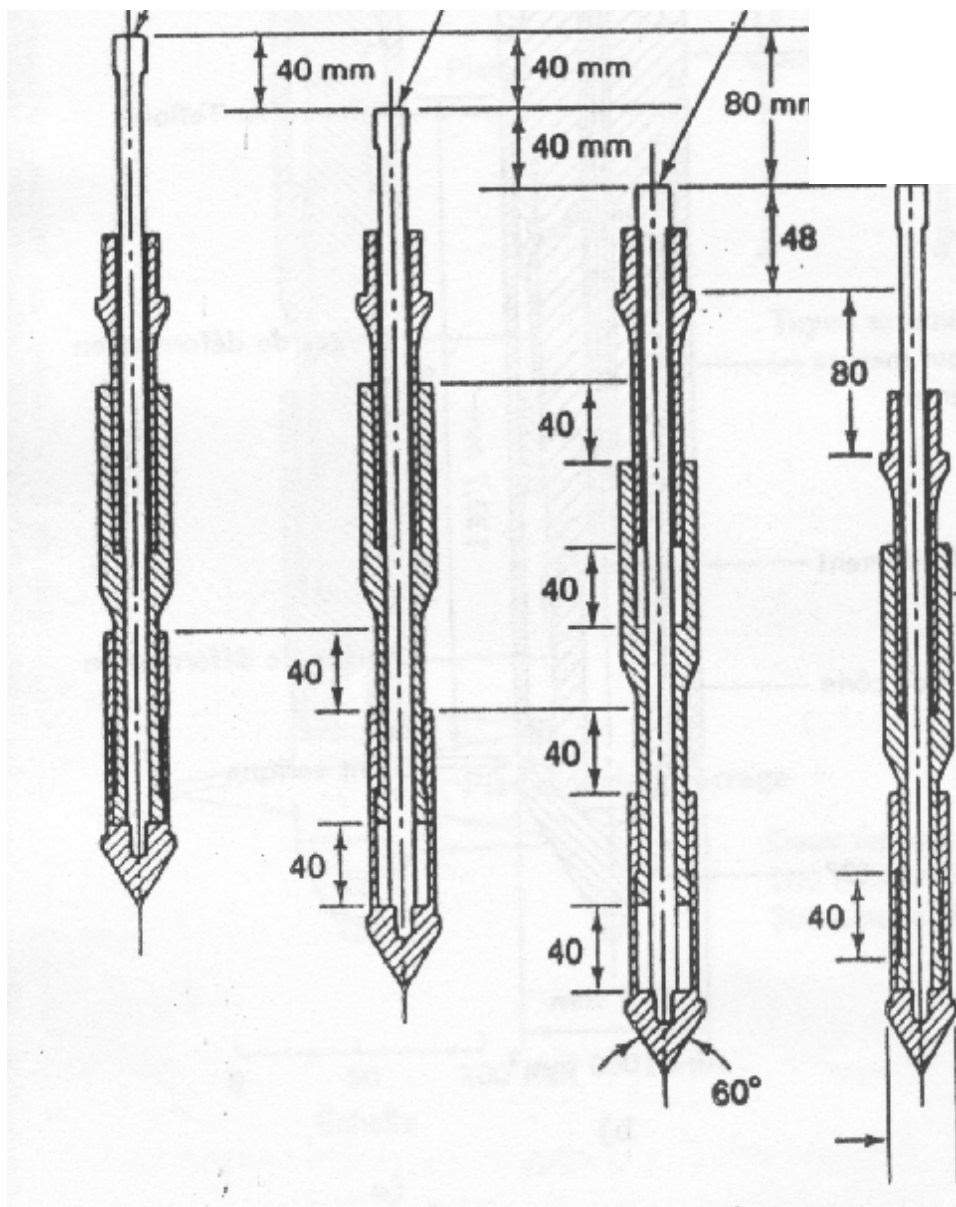


4 Sức chịu tải của nền đất

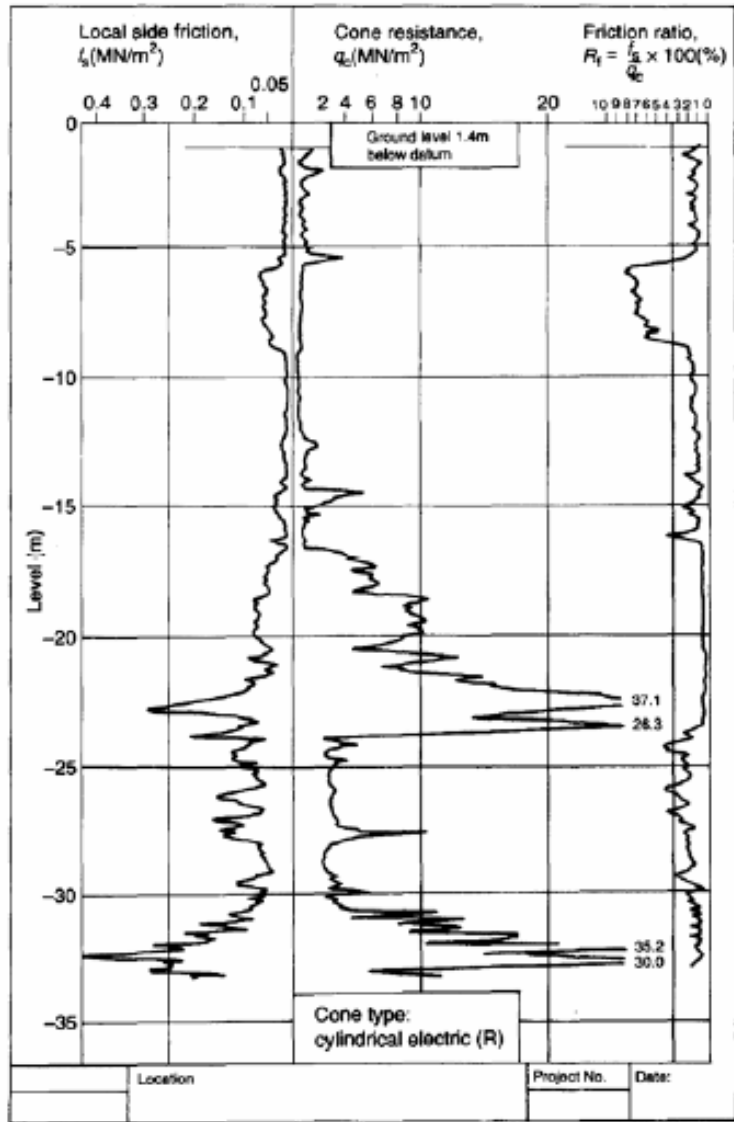


Procedures and Components of the Cone Penetration Test.

4 Sức chịu tải của nền đất



4 Sức chịu tải của nền đất



$$R_f = \frac{f_s}{q_c}$$

Typical record of a friction cone penetration test (te Kamp, 1977, from Meigh, 1987).

4 Sức chịu tải của nền đất

<p>Sét</p>	$c_u = \frac{q_c - S_v}{N_k}$ $N_k = 15 \sim 20$	
<p>Cát</p>	$f = \tan^{-1} \left(0.1 + 0.38 \log \frac{q_c}{S'_v} \right)$	

4 Sức chịu tải của nền đất



Loại cát	q_c (10^5 Pa)	Độ chặt
Cát hạt thô và trung	$q_c > 150$ $50 < q_c < 150$ $q_c < 50$	Chặt Chặt vừa Rời
Cát hạt mịn	$q_c > 120$ $40 < q_c < 120$ $q_c < 40$	Chặt Chặt vừa Rời
Cát lẫn bụi	$q_c > 100$ $30 < q_c < 100$ $q_c < 30$	Chặt Chặt vừa Rời
Cát bụi bão hoà	$q_c > 70$ $20 < q_c < 70$ $q_c < 20$	Chặt Chặt vừa Rời

4 Sức chịu tải của nền đất

$$E_o = \alpha_o q_c$$

Loại đất	q_c (10^5 Pa)	Giá trị a_o
Sét, sét pha chặt Sét, sét pha cứng	$q_c < 15$ $q_c > 15$	$5 < a_o < 8$ $3 < a_o < 6$
Sét, sét pha dẻo mềm Sét, sét pha dẻo chảy	$q_c > 7$ $q_c < 7$	$4.5 < a_o < 7.5$ $3 < a_o < 6$
Bùn sét Bùn sét pha	$W\% < 70\%$ $q_c < 6$ $W\% > 70\%$	$3 < a_o < 6$ $2 < a_o < 4$
Cát pha	$10 < q_c < 35$	$3 < a_o < 5$
Cát	$q_c > 20$	$1.5 < a_o < 3$

4 Sức chịu tải của nền đất



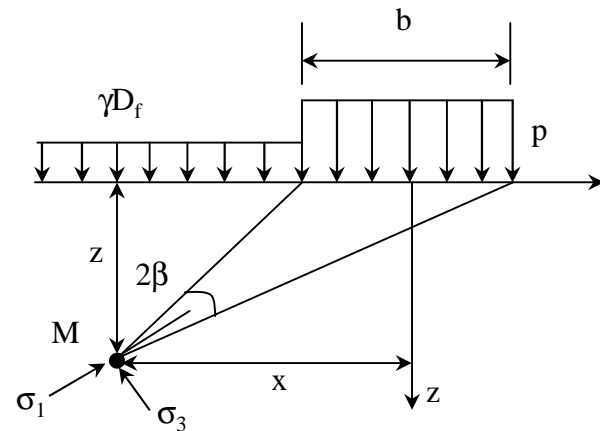
4.6 Sức chịu tải giới hạn của nền đất

4.6.1 Dựa trên mức độ phát triển của vùng biến dạng dẻo

$$s_1 = \frac{p - gD_f}{p} (2b + \sin 2b) + g(D_f + z)$$

$$s_3 = \frac{p - gD_f}{p} (2b - \sin 2b) + g(D_f + z)$$

$$\sin f = \frac{s_1 - s_3}{s_1 + s_3 + 2c \cdot \cot gf}$$



$$\Rightarrow z = \frac{p - gD_f}{pg} \left(\frac{\sin 2b}{\sin f} - 2b \right) - D_f - \frac{c}{g} \cot gf = f(b)$$

$$\frac{dz}{db} = 0 \Rightarrow 2b = \frac{p}{2} - f \Rightarrow z_{\max} = \frac{p - gD_f}{pg} \left(\cot gf + f - \frac{p}{2} \right) - D_f - \frac{c}{g} \cot gf$$

$$\Rightarrow p_{z_{\max}} = \frac{pg}{\cot gf + f - \frac{p}{2}} \left(z_{\max} + D_f + \frac{c}{g} \cot gf \right) + gD_f$$

4 Sức chịu tải của nền đất



● Công thức Frohlich

$$z_{\max} = 0 = \frac{p - gD_f}{pg} \left(\cot gf + f - \frac{p}{2} \right) - D_f - \frac{c}{g} \cot gf$$

→ $p_0 = gD_f(a) + c \times \cot g(f)(a - 1)$

$$a = \frac{p}{\cot gf + f - \frac{p}{2}} + 1$$

4 Sức chịu tải của nền đất



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

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

$$\rightarrow R_{tc} = p_{z_{\max} = \frac{b}{4}} = \frac{pg \left(\frac{b}{4} + D_f + \frac{c}{g \operatorname{tg} f} \right)}{\cot gf + f - \frac{p}{2}} + gD_f$$

$$R^{tc} = m(Abg_2 + BD_f g_1 + Dc)$$

$$A = \frac{0,25p}{\cot gj + j - \frac{p}{2}}; \quad B = 1 + \frac{p}{\cot gj + j - \frac{p}{2}}; \quad D = \frac{p \cot gj}{\cot gj + j - \frac{p}{2}}$$

$m = 0.6$ 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

4 Sức chịu tải của nền đất

ϕ	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

4 Sức chịu tải của nền đất

- 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

$$R_{II} = \frac{m_1 m_2}{k_{tc}} (A b g_{II} + B D_f g'_{II} + D c_{II})$$

$k_{tc} = 1$ 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

4 Sức chịu tải của nền đất

LOẠI ĐẤT	m ₁	m ₂	
		L/H ≥ 4	1,5 ≥ 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

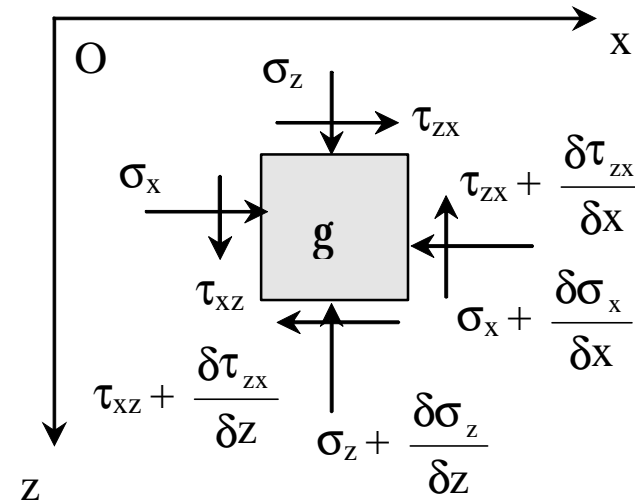
4 Sức chịu tải của nền đất



4.6.2 Dựa trên tính toán cân bằng giới hạn điểm

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

$$\sin^2 f = \frac{(s_z - s_x)^2 + 4t_{zx}^2}{(s_z + s_x + 2c \cdot \cot gf)^2}$$



● Lời giải của Prandtl

$$q_{ult} = (gD_f + c' \cdot \cot gf) \frac{1 + \sin f'}{1 - \sin f'} e^{p \cdot tg f'} - c \cdot \cot gf'$$

$$q_{ult} = gD_f N_q + c' N_c$$

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

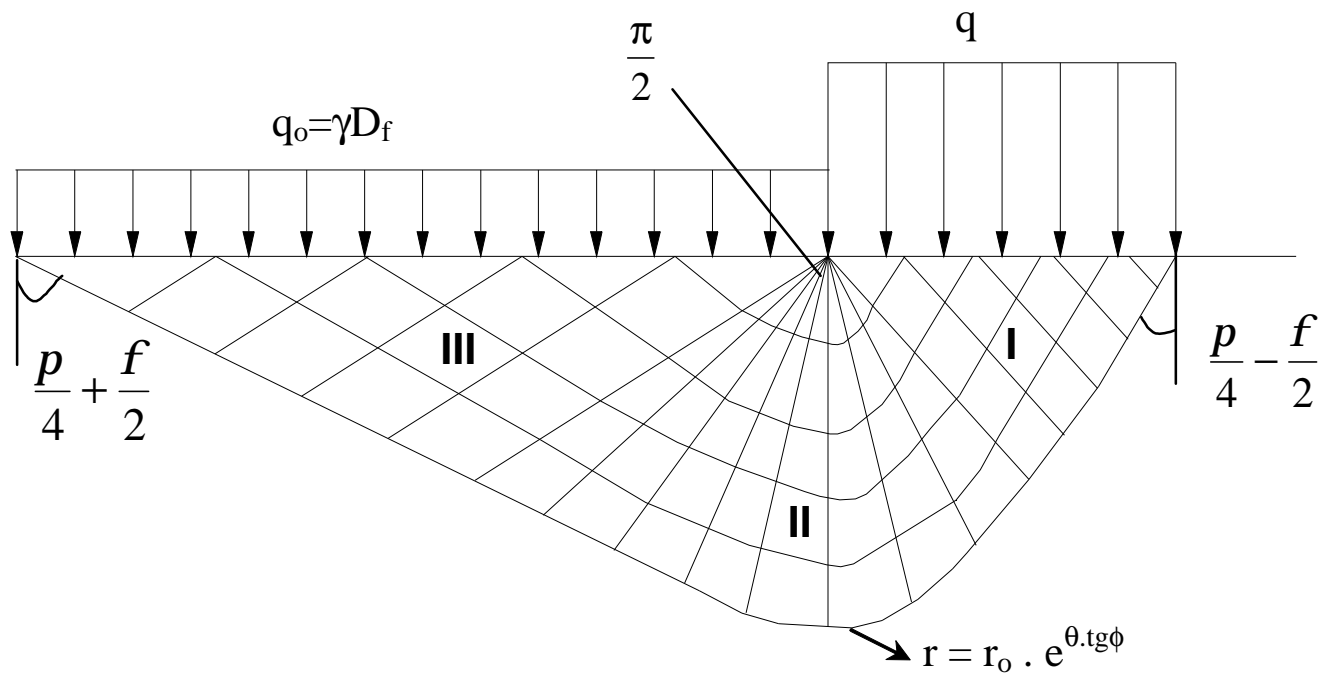
$$N_c = (N_q - 1) \cot gf'$$

4 Sức chịu tải của nền đất

Ø Trong trường hợp $\phi_u = 0, c_u$

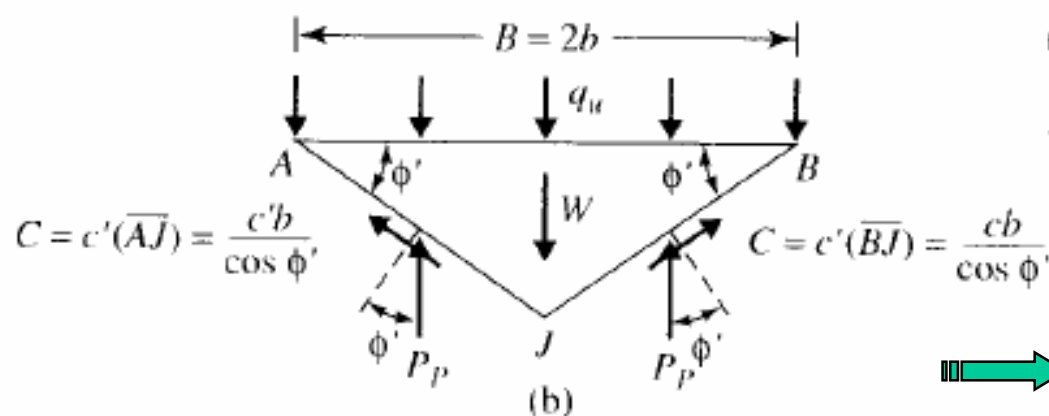
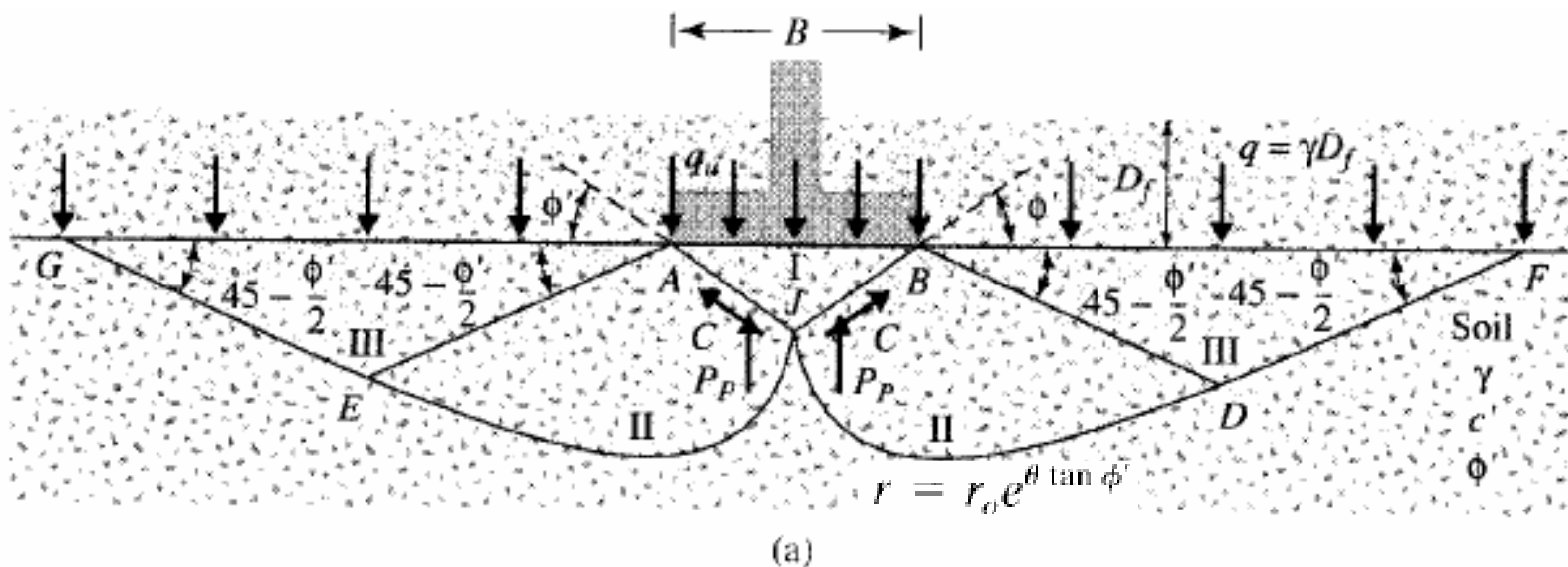
$$N_q = 1 \quad N_c = p + 2 = 5.14$$

$$q_{ult} = gD_f + 5.14 \times c'$$



4 Sức chịu tải của nền đất

● Công thức của Terzaghi

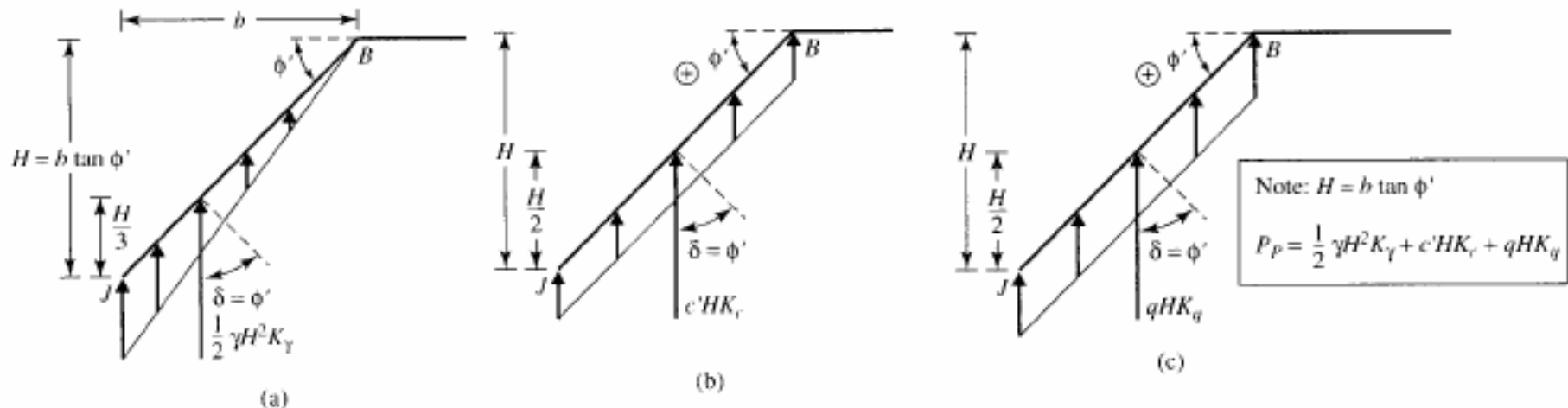


$$(q_u)(2b)(1) = -W + 2C \sin \phi' + 2P_p$$

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

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

4 Sức chịu tải của nền đất



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

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

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

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

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

4 Sức chịu tải của nền đất

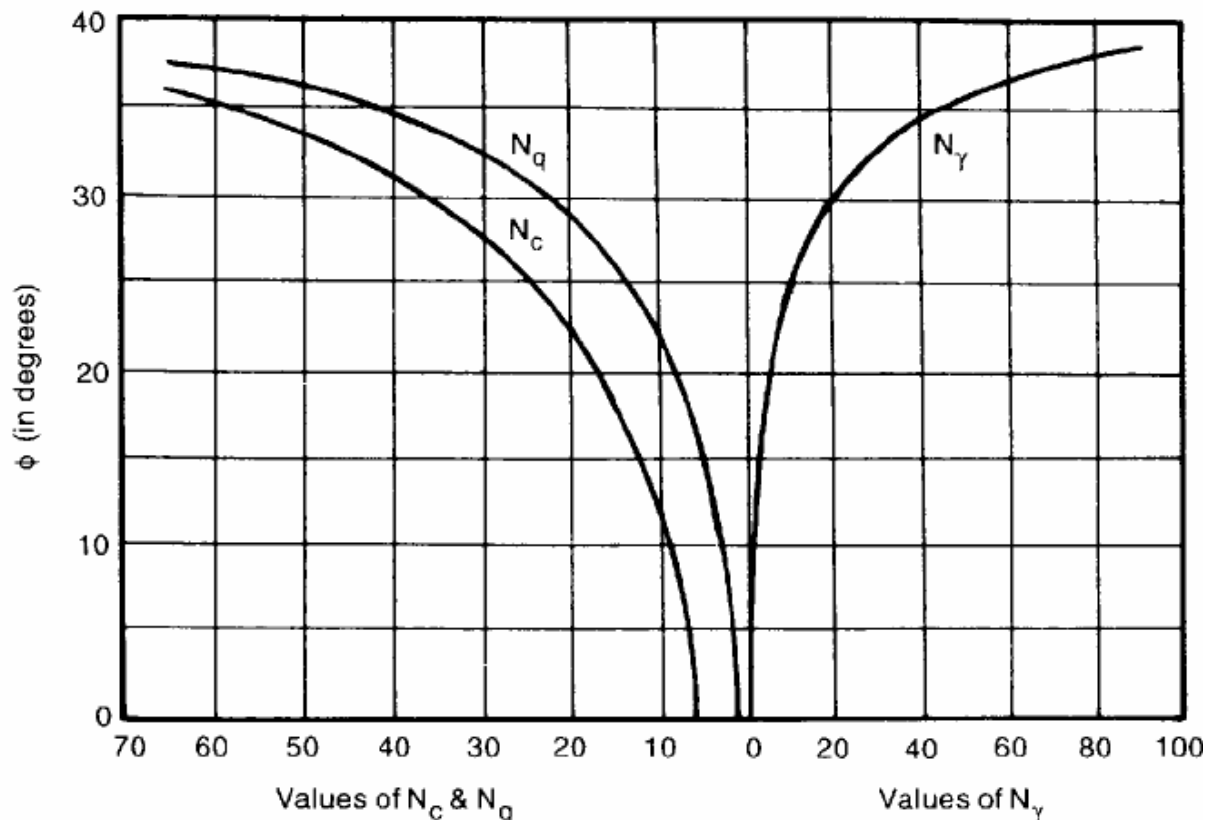


$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 (45 + \phi/2)$$

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

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

ϕ	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_γ	0.0	0.5	1.2	2.5	5.0	9.7	19.7	42.4	100	298



4 Sức chịu tải của nền đất

Ø Móng vuông

$$q_u = 1,3cN_c + qN_q + 0,4gBN_g$$

Ø Móng tròn

$$q_u = 1,3cN_c + qN_q + 0,3gBN_g$$

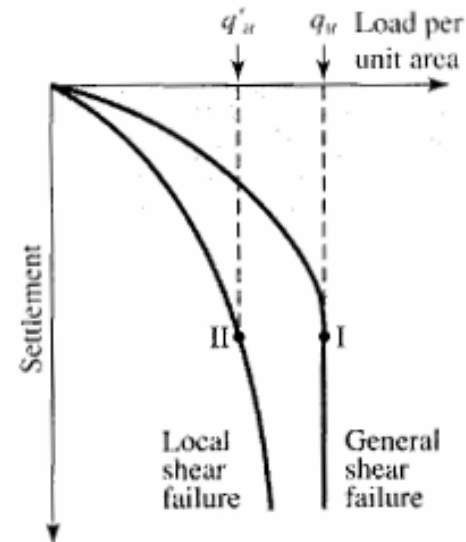
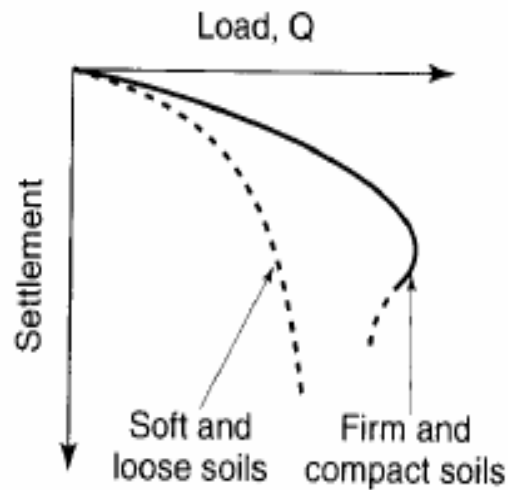
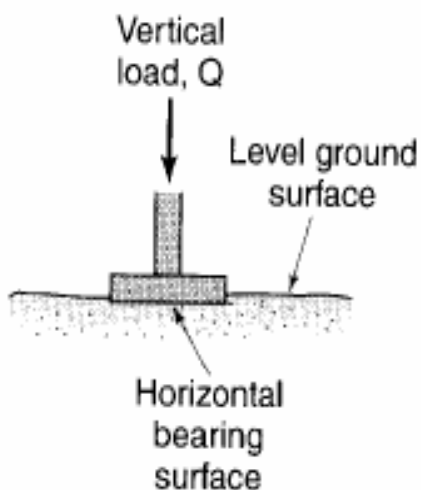
Ø Trong trường hợp $\phi_u = 0$, c_u

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

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

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

4 Sức chịu tải của nền đất



Ø 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

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

4 Sức chịu tải của nền đất



● 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_γ are shape factors

I_c , I_q and I_γ are inclination factors

D_c , D_q and D_γ are depth factors.

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

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

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

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

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

4 Sức chịu tải của nền đất

Các hệ số sức chịu tải N_c , N_q , N_γ (Vesic)

ϕ	N_q	N_c	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ
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

4 Sức chịu tải của nền đất

Ø Hệ số ảnh hưởng của hình dạng

De Beer (1970)

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

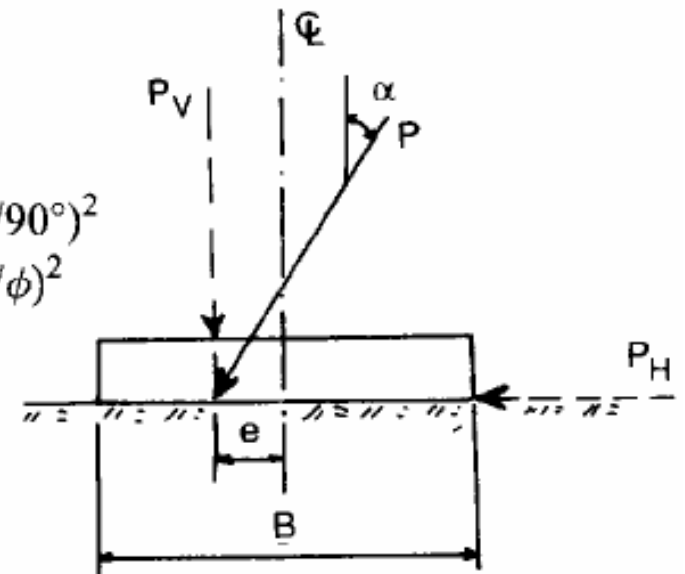
$$S_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$$

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

Ø Hệ số ảnh hưởng của độ nghiêng

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

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



Ø Hệ số ảnh hưởng của độ sâu chôn móng

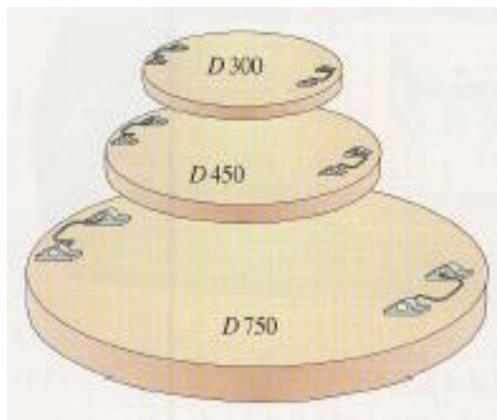
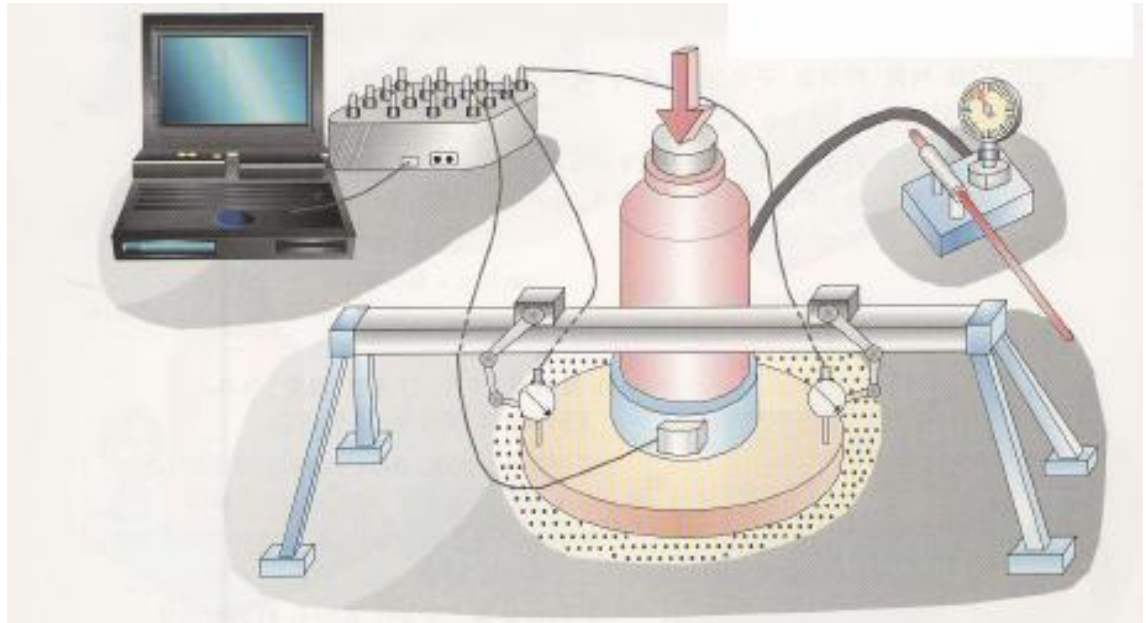
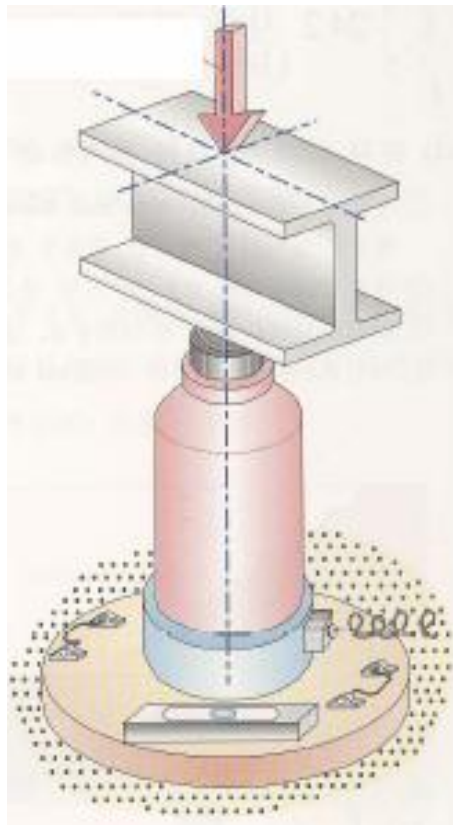
Hansen (1970)

	$z/B \leq 1.0$	$z/B > 1.0$
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_γ	1.0	1.0

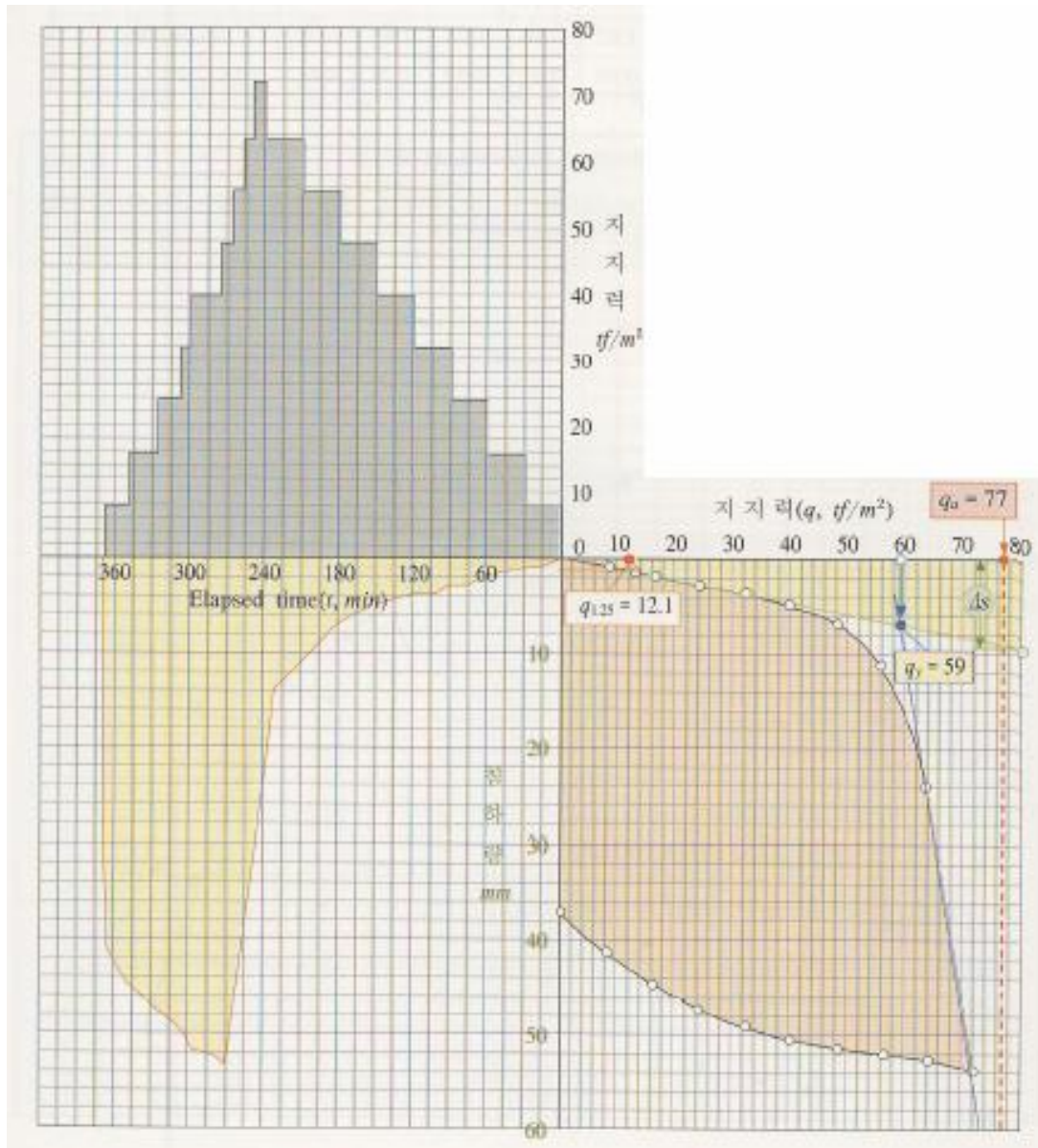
The arctan values must be expressed in radians.

4 Sức chịu tải của nền đất

4.6.3 Dựa trên thí nghiệm bàn nén hiện trường



4 Sức chịu tải của nền đất



4 Sức chịu tải của nền đất



4.7 Sức chịu tải cho phép của nền đất

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

$$\star q_{net} = q_{ult} - gD_f$$

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



Chapter 5 Áp lực đất lên tường chắn

5

5.1 Khái niệm

5.2 Phân loại tường chắn

5.3 Các dạng áp lực đất lên tường chắn

5.4 Xác định áp lực chủ động và bị động theo thuyết Rankine

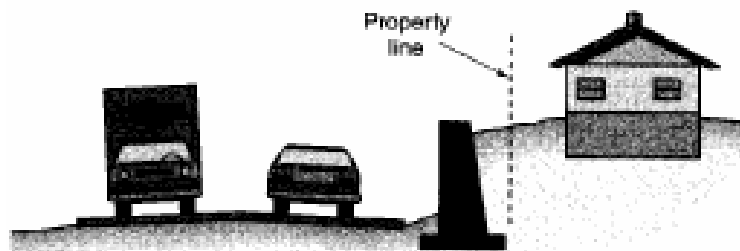
5.5 Xác định áp lực chủ động và bị động theo thuyết Coulomb

5.6 Kiểm tra ổn định trượt phẳng và lật

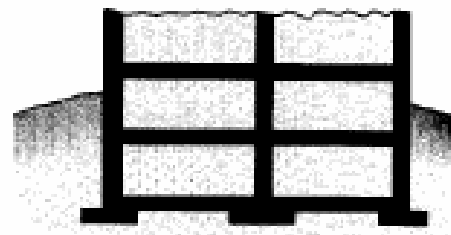
5 Áp lực đất lên tường chắn



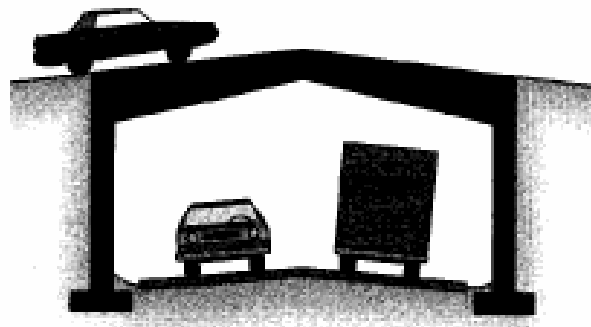
5.1 Khái niệm



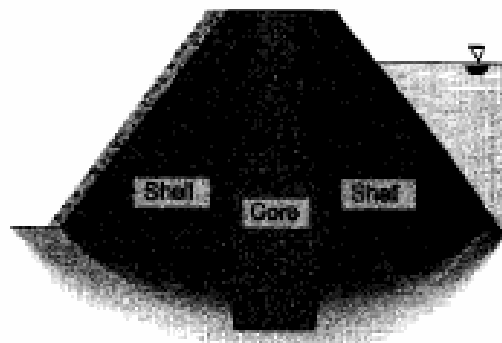
(a) Highway retaining wall



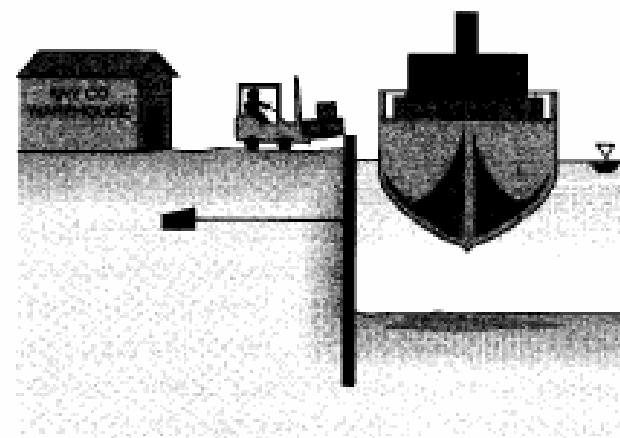
(b) Building basement walls



(c) Bridge abutments



(d) Earth dam

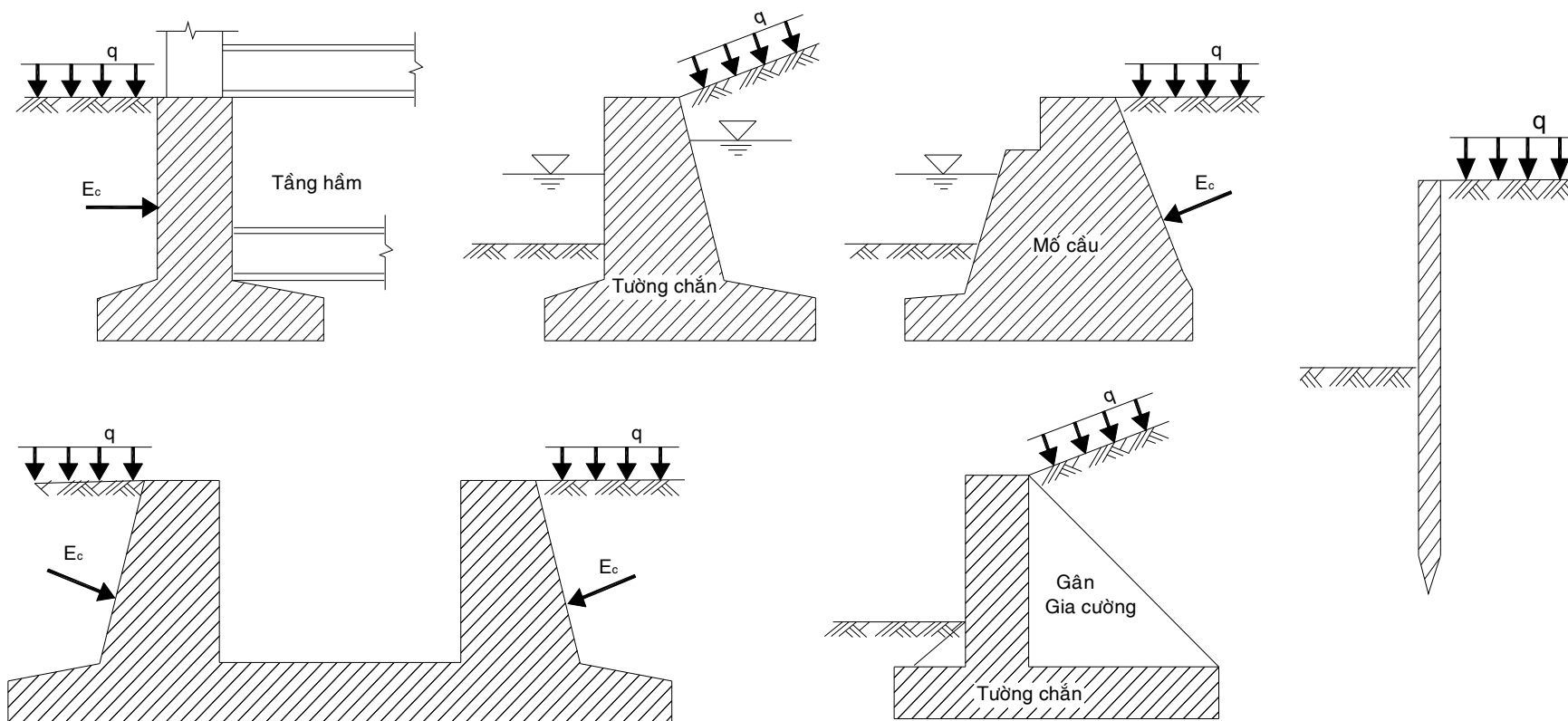


(e) Waterfront bulkhead

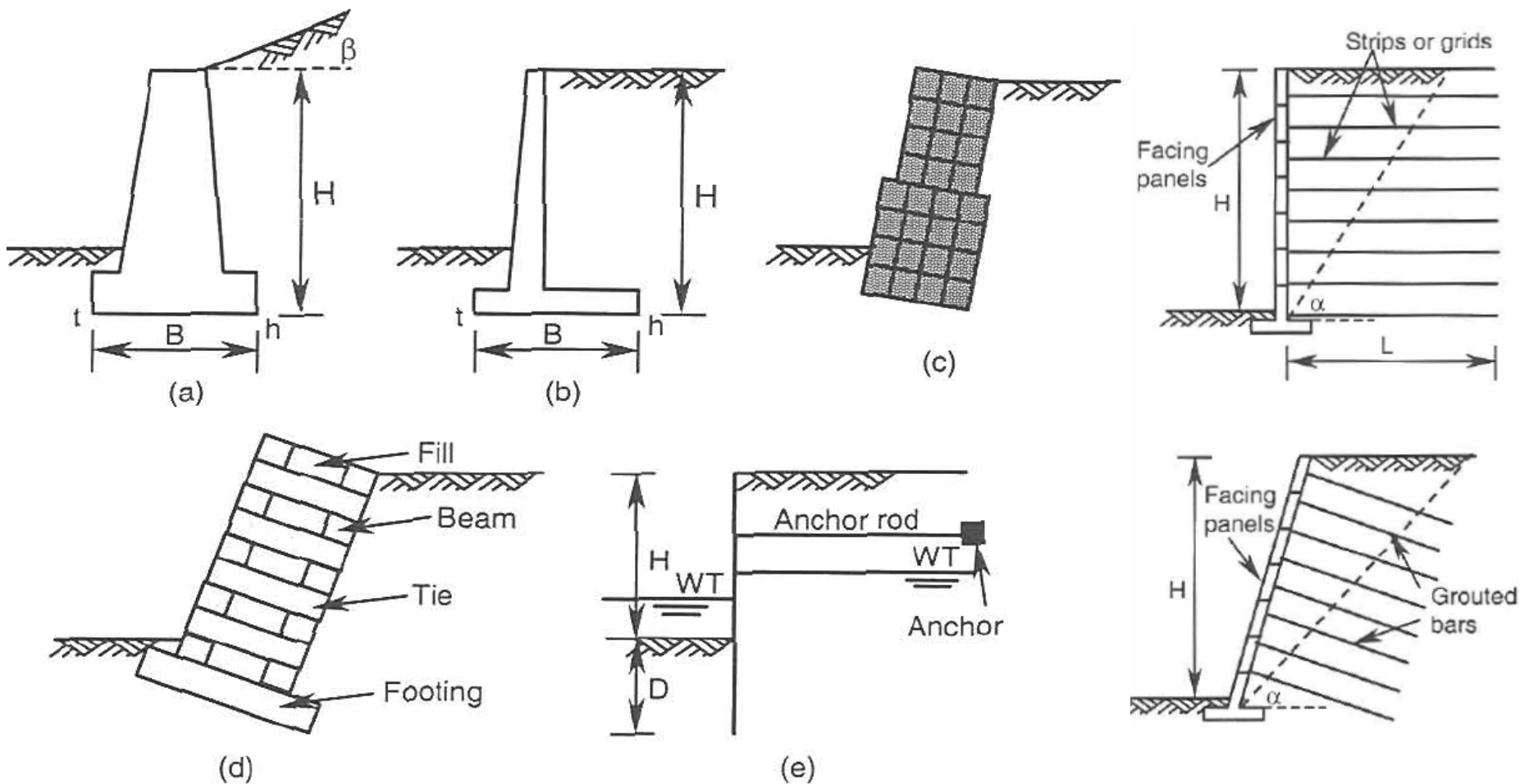
5 Áp lực đất lên tường chắn



5.2 Phân loại



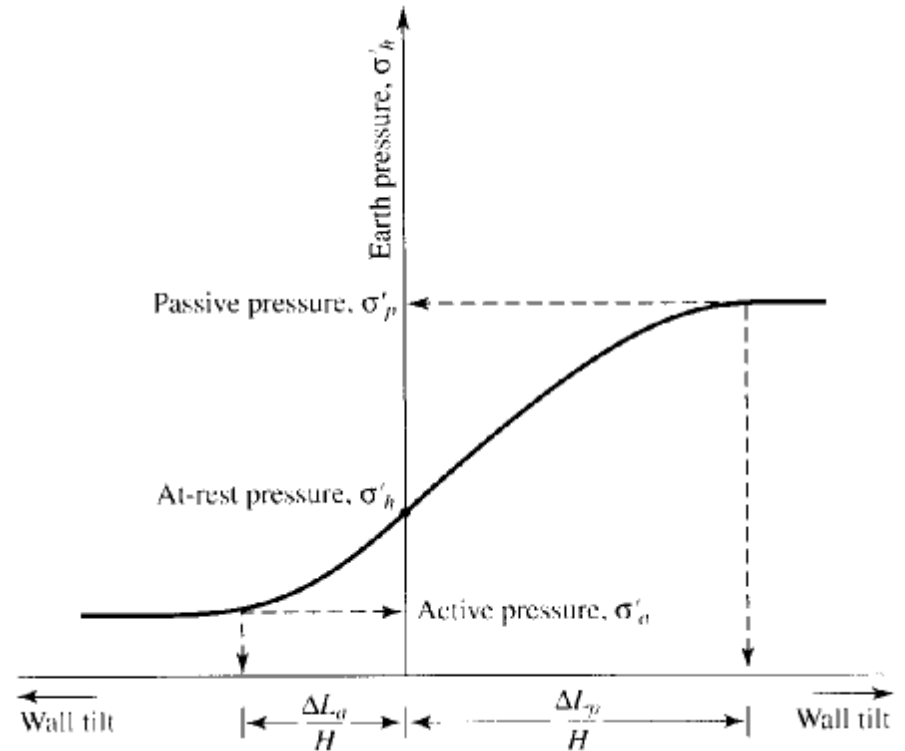
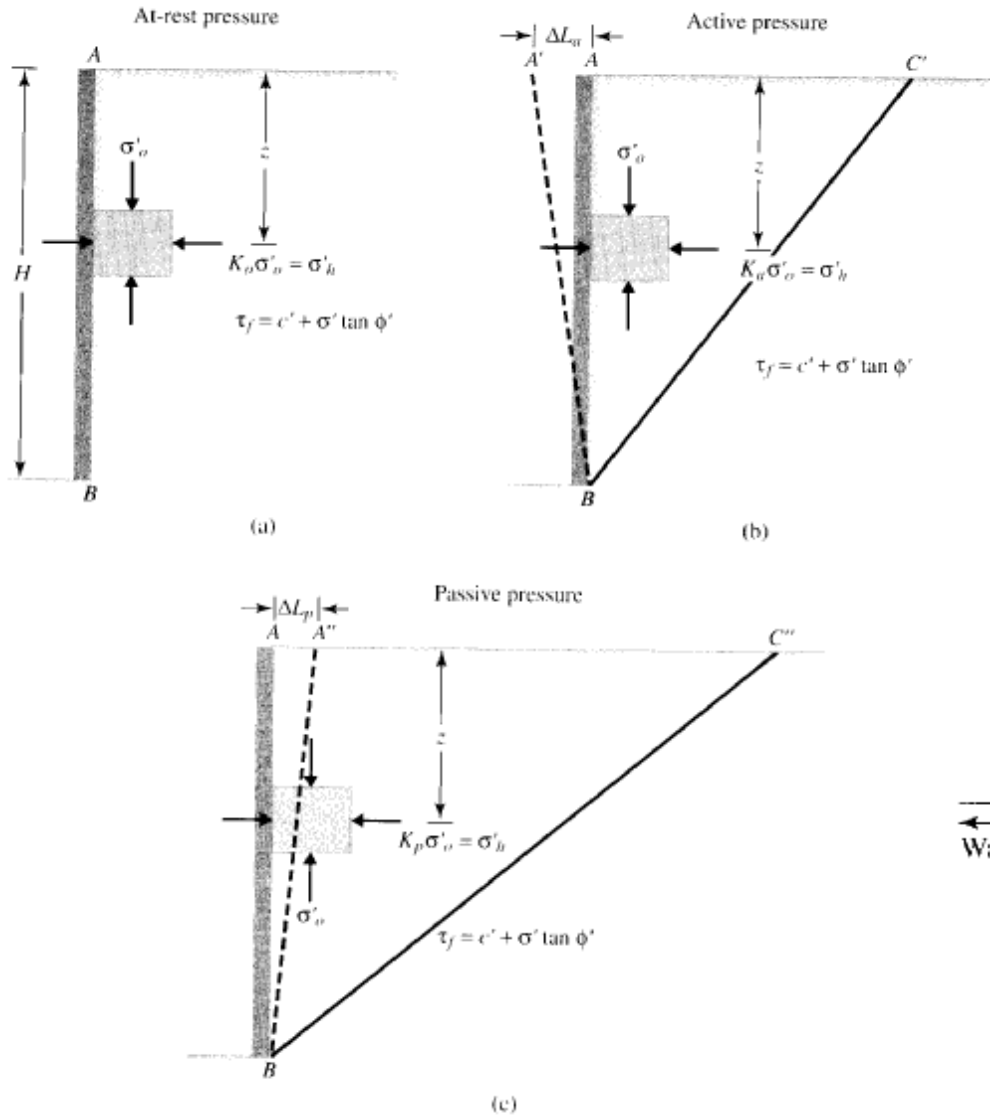
5 Áp lực đất lên tường chắn



5 Áp lực đất lên tường chắn



5.3 Các loại áp lực



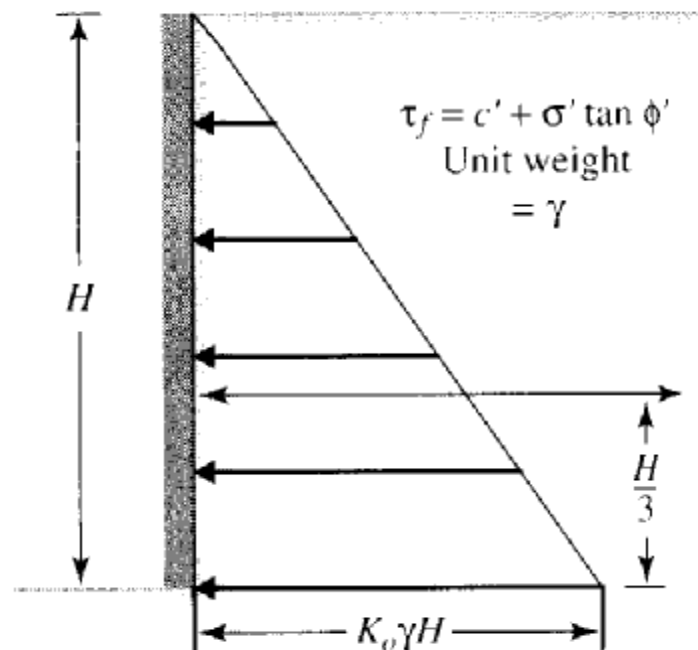
5 Áp lực đất lên tường chắn



5.3.1 Áp lực ngang tĩnh

$$S_h = S'_h + u \quad S'_h = K_o S'_v$$

Soil Type	K_o
Granular, loose	0.5–0.6
Granular, dense	0.3–0.5
Clay, soft	0.9–1.1 (undrained)
Clay, hard	0.8–0.9 (undrained)



● Jaky (1944)

$$K_{o(NC)} = 1 - \sin f'$$

$$K_{o(\text{overconsolidated})} = K_{o(\text{normally consolidated})} \sqrt{OCR}$$

● Mayne & Kulhawy (1982)

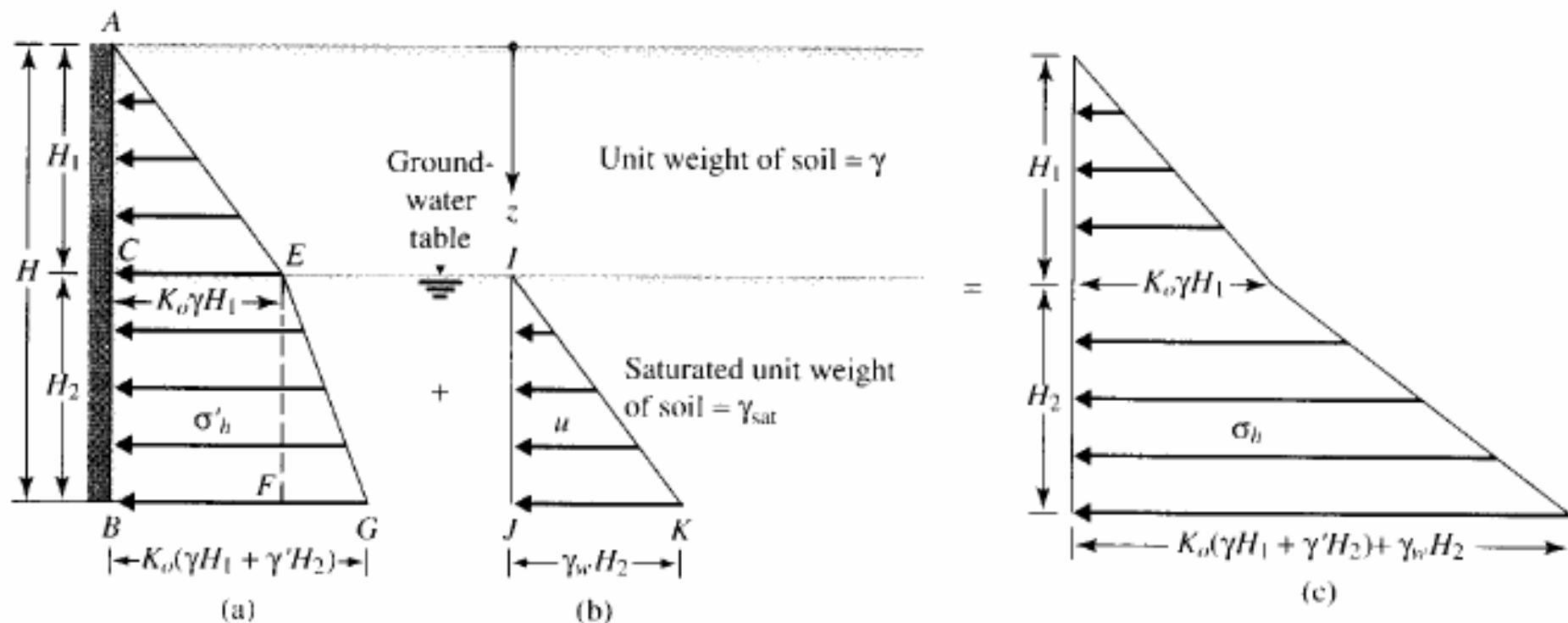
$$K_{o(OC)} = (1 - \sin f') OCR^{\sin f'}$$

➡ $P_0 = \frac{1}{2} K_o g H^2$

5 Áp lực đất lên tường chắn



● Mực nước ngầm

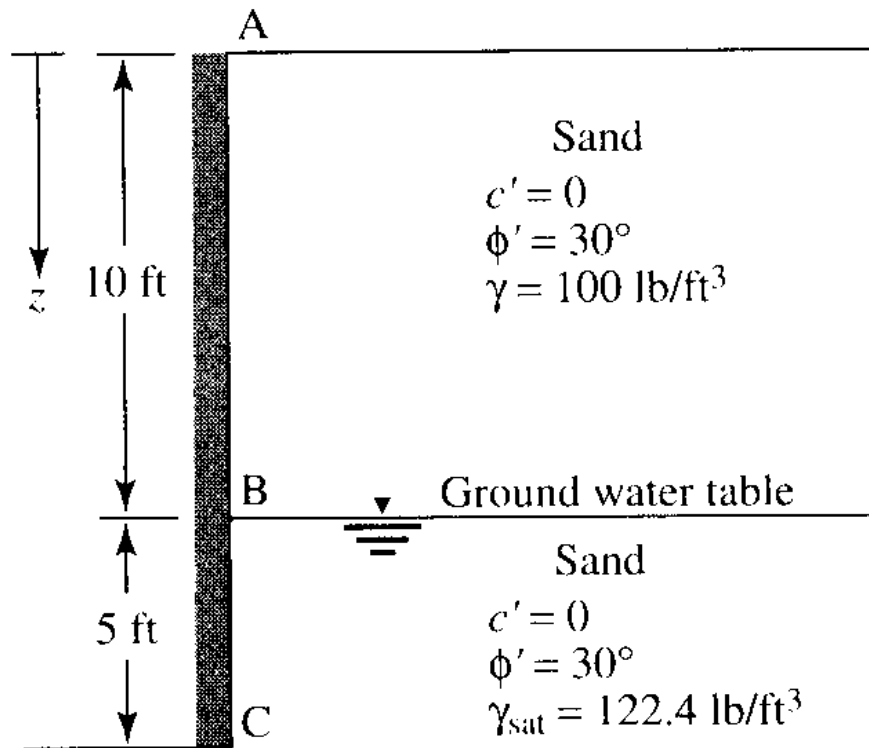


$$P_o = \underbrace{\frac{1}{2} K_o \gamma H_1^2}_{\text{Area ACE}} + \underbrace{K_o \gamma H_1 H_2}_{\text{Area CEFB}} + \underbrace{\frac{1}{2} (K_o \gamma' + \gamma_w) H_2^2}_{\text{Areas EFG and IJK}}$$

5 Áp lực đất lên tường chắn



● Thí dụ



5 Áp lực đất lên tường chắn



● Solution

$$K_o = 1 - \sin \phi' = 1 - \sin 30 = 0.5$$

$$\text{At } z = 0: \quad \sigma'_o = 0; \quad \sigma'_h = 0; \quad u = 0$$

$$\text{At } z = 10 \text{ ft: } \sigma'_o = (10)(100) = 1000 \text{ lb/ft}^2$$

$$\sigma'_h = K_o \sigma'_o = (0.5)(1000) = 500 \text{ lb/ft}^2$$

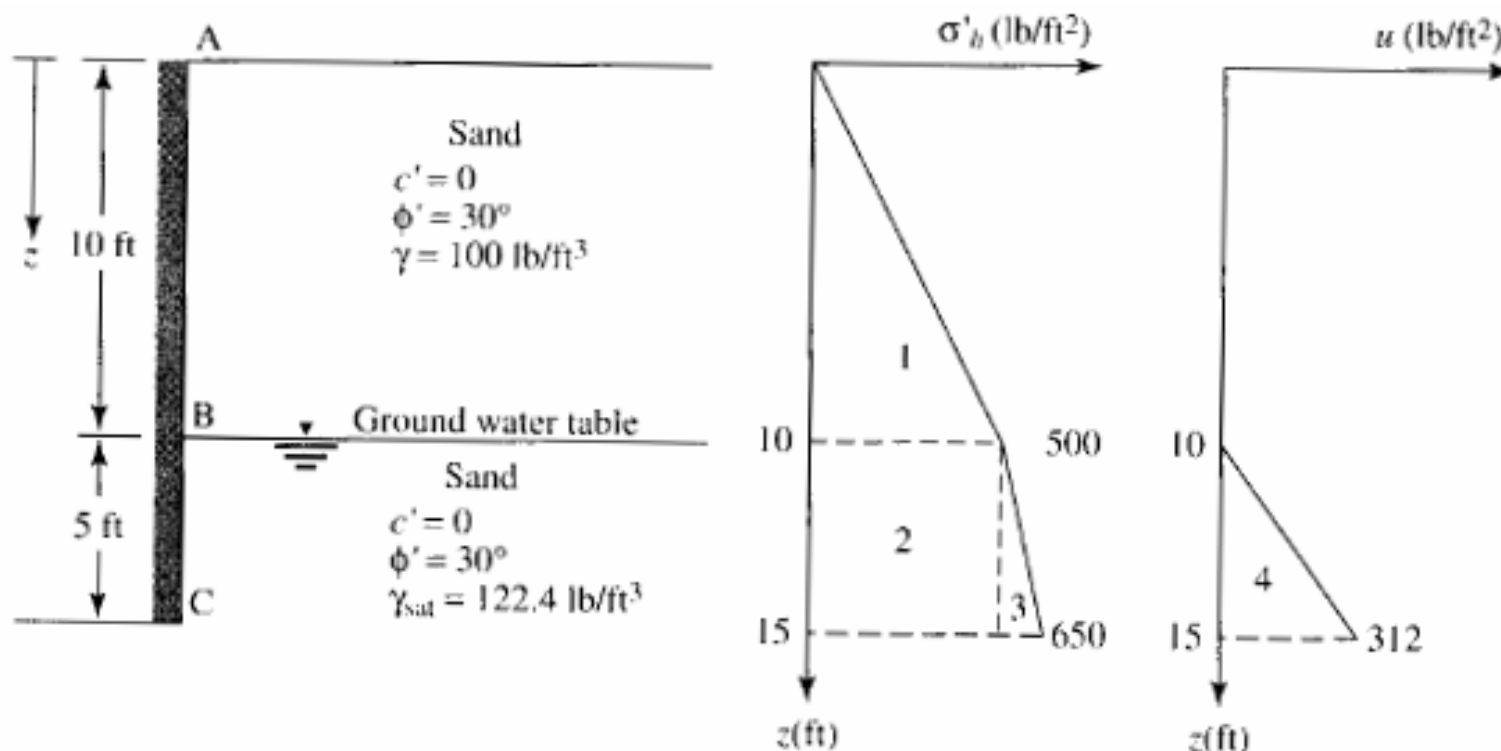
$$u = 0$$

$$\text{At } z = 15 \text{ ft: } \sigma'_o = (10)(100) + (5)(122.4 - 62.4) = 1300 \text{ lb/ft}^2$$

$$\sigma'_h = K_o \sigma'_o = (0.5)(1300) = 650 \text{ lb/ft}^2$$

$$u = (5)(\gamma_w) = (5)(62.4) = 312 \text{ lb/ft}^2$$

5 Áp lực đất lên tường chắn



Lateral force $P_o = \text{Area 1} + \text{Area 2} + \text{Area 3} + \text{Area 4}$

$$P_o = \left(\frac{1}{2}\right)(10)(500) + (5)(500) + \left(\frac{1}{2}\right)(5)(150) + \left(\frac{1}{2}\right)(5)(312)$$

$$= 2500 + 2500 + 375 + 780 = 6155 \text{ lb/ft}$$

5 Áp lực đất lên tường chắn

The location of the resultant, measured from the bottom of the wall, is

$$\bar{z} = \frac{\sum \text{moment of pressure diagram about } C}{P_o}$$

or

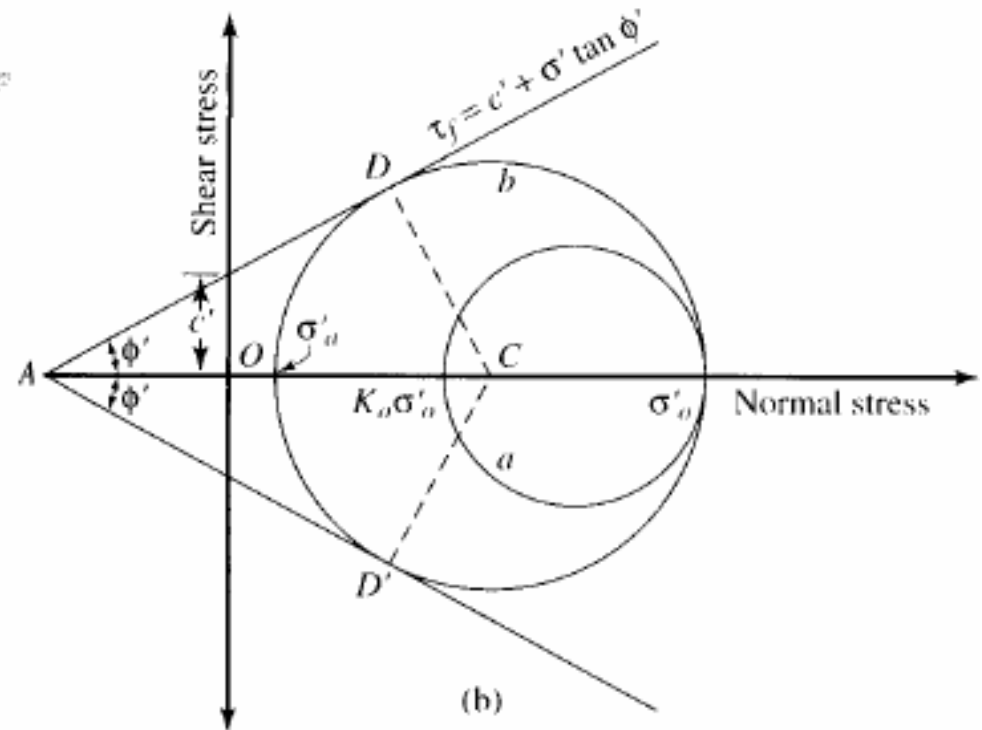
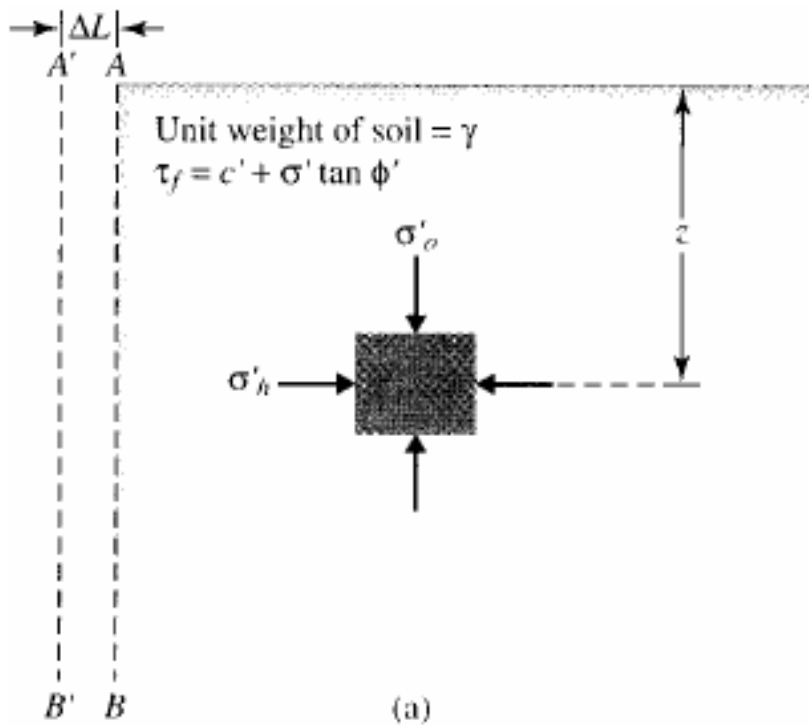
$$\bar{z} = \frac{(2500) \left(5 + \frac{10}{3} \right) + (2500) \left(\frac{5}{2} \right) + (375) \left(\frac{5}{3} \right) + (780) \left(\frac{5}{3} \right)}{6155} = 4.71 \text{ ft}$$

5 Áp lực đất lên tường chắn



5.4 Xác định áp lực chủ động và bị động theo thuyết Rankine

5.4.1 Áp lực chủ động



5 Áp lực đất lên tường chắn

$$\sin \phi' = \frac{CD}{AC} = \frac{CD}{AO + OC}$$

$$CD = \text{radius of the failure circle} = \frac{\sigma'_o - \sigma'_a}{2}$$

$$AO = c' \cot \phi' \quad OC = \frac{\sigma'_o + \sigma'_a}{2}$$

$$\sin \phi' = \frac{\frac{\sigma'_o - \sigma'_a}{2}}{c' \cot \phi' + \frac{\sigma'_o + \sigma'_a}{2}}$$

$$c' \cos \phi' + \frac{\sigma'_o + \sigma'_a}{2} \sin \phi' = \frac{\sigma'_o - \sigma'_a}{2}$$

$$\sigma'_a = \sigma'_o \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} - 2c' \frac{\cos \phi'}{1 + \sin \phi'}$$

5 Áp lực đất lên tường chắn



$$\frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right) \qquad \frac{\cos \phi'}{1 + \sin \phi'} = \tan \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right)$$

$$\sigma'_a = \gamma z \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right) - 2c' \tan \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right)$$

● Đất cát: $c' = 0$

$$\sigma'_a = \sigma'_o \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right)$$

$$K_a = \frac{\sigma'_a}{\sigma'_o} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right)$$

5 Áp lực đất lên tường chắn

- Đất dính – ứng suất có hiệu

$$s'_a = \gamma z K_a - 2c' \sqrt{K_a}$$

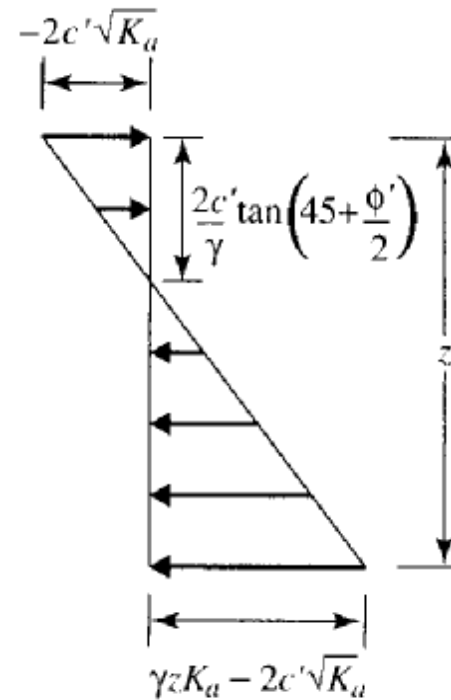
- Đất dính – ứng suất tổng

$$s_a = \gamma z K_a - 2c \sqrt{K_a}$$

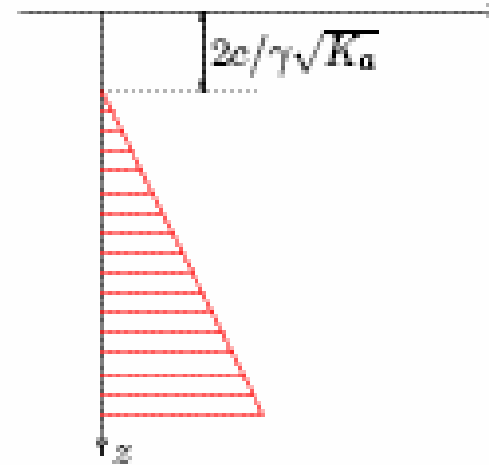
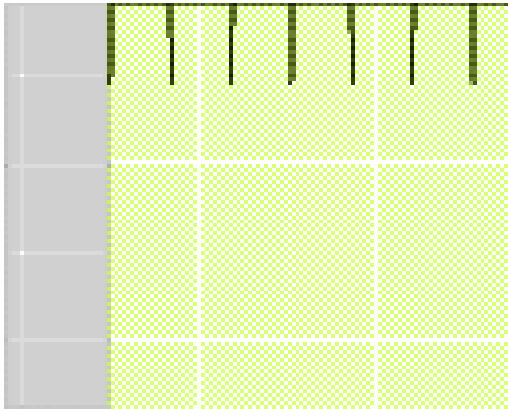
$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

- Chiều dày lớp đất bị kéo

$$z = \frac{2c}{\gamma} \sqrt{K_a}$$



5 Áp lực đất lên tường chắn



- Trong ĐK không thoát nước

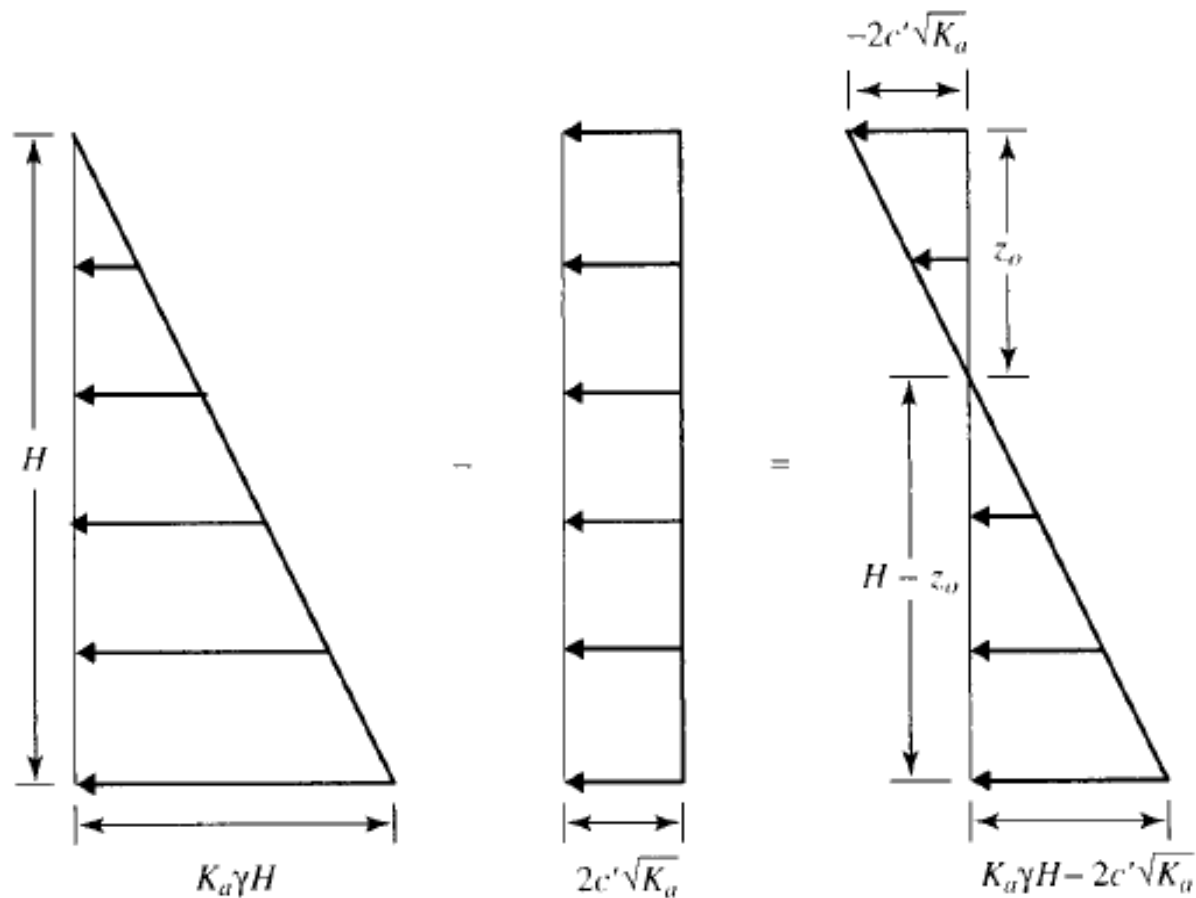
$$f = 0, \quad K_a = 1, \quad c = c_u$$

$$z_o = \frac{2c_u}{g}$$

- Nếu chiều dày bị nút chứa đầy nước

$$z_o = \frac{2c_u}{g'}$$

5 Áp lực đất lên tường chắn



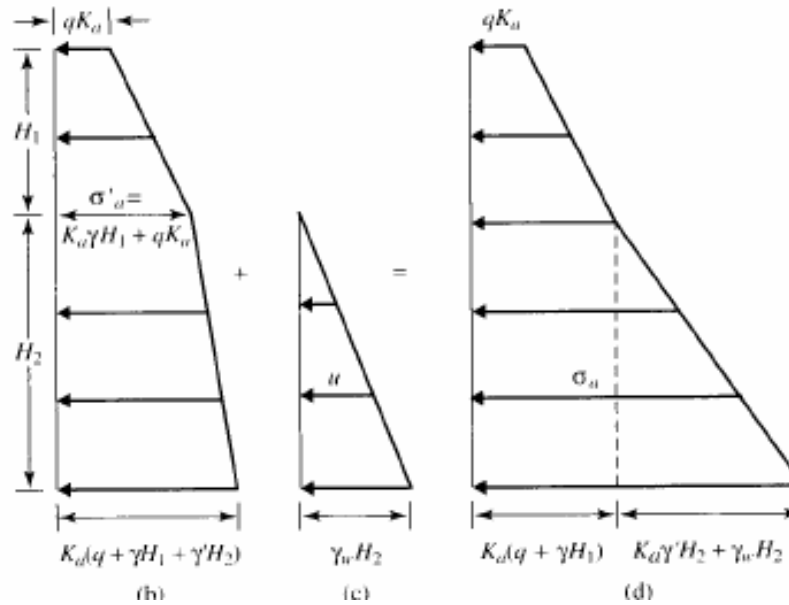
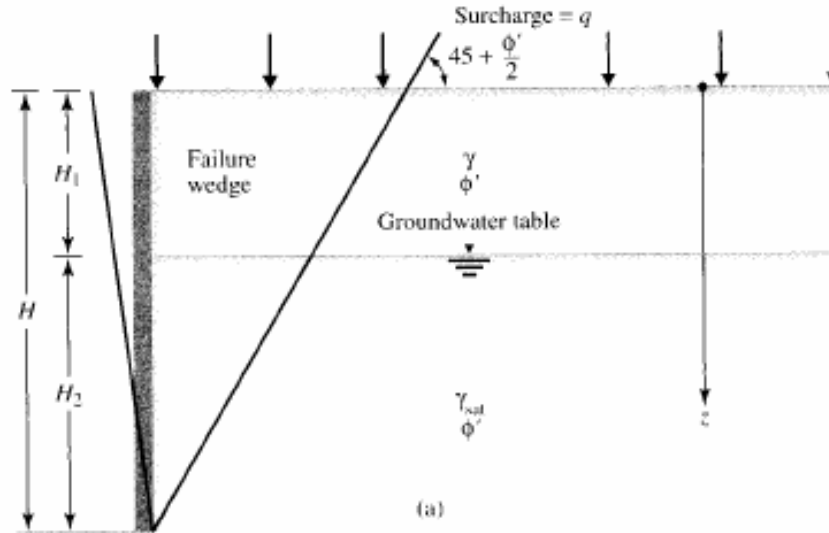
$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 - 2\sqrt{K_a} c' H$$

$$P_a = \frac{1}{2} (K_a \gamma H - 2\sqrt{K_a} c') \left(H - \frac{2c'}{\gamma \sqrt{K_a}} \right)$$

$$= \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 - 2\sqrt{K_a} c' H + 2 \frac{c'^2}{\gamma}$$

5 Áp lực đất lên tường chắn

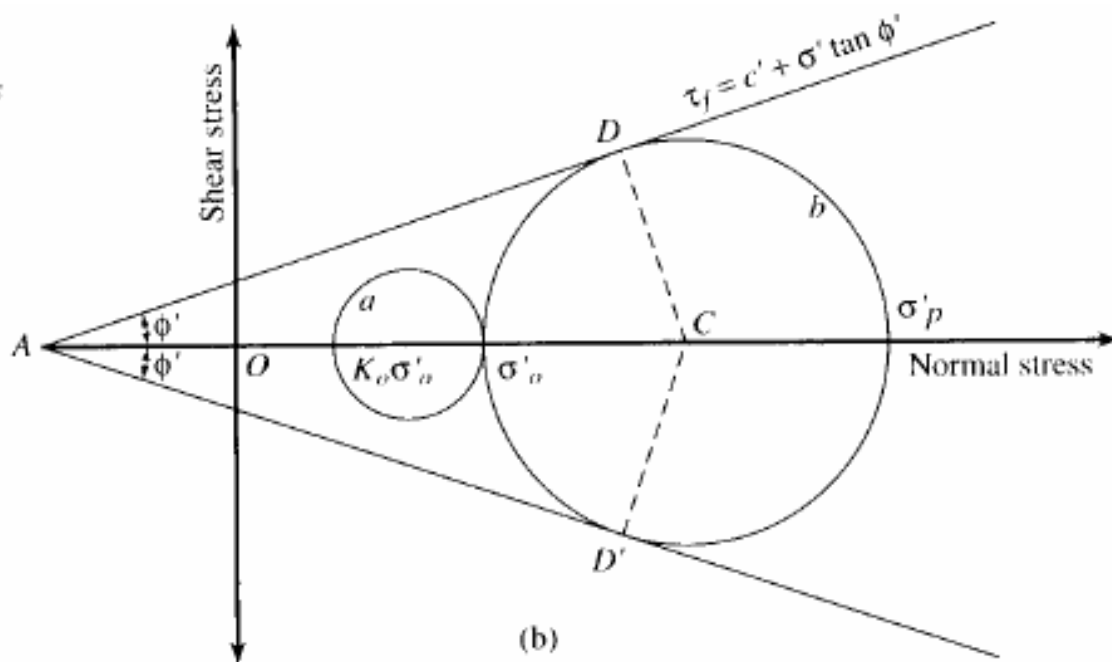
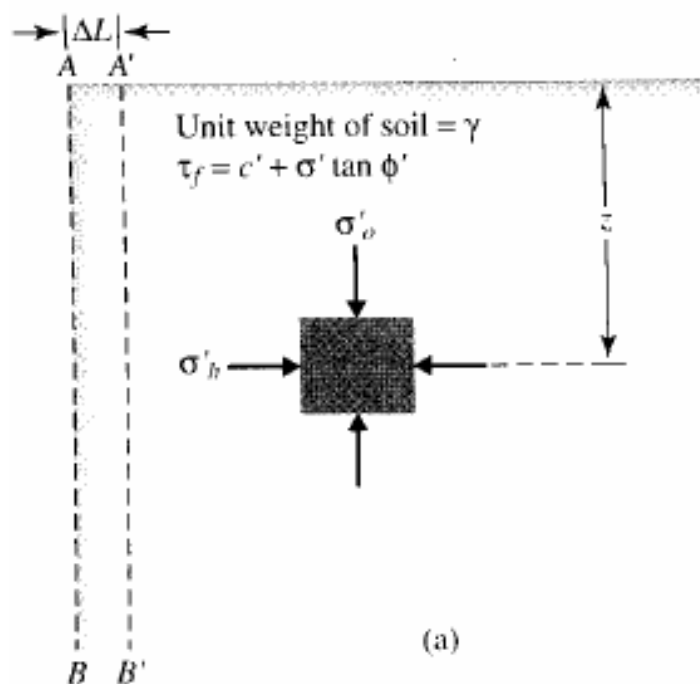
- Khi có áp lực đất, q , tác dụng trên bề mặt



5 Áp lực đất lên tường chắn



5.4.2 Áp lực bị động



$$\sigma'_p = \sigma'_o \tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) + 2c' \tan\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)$$

5 Áp lực đất lên tường chắn

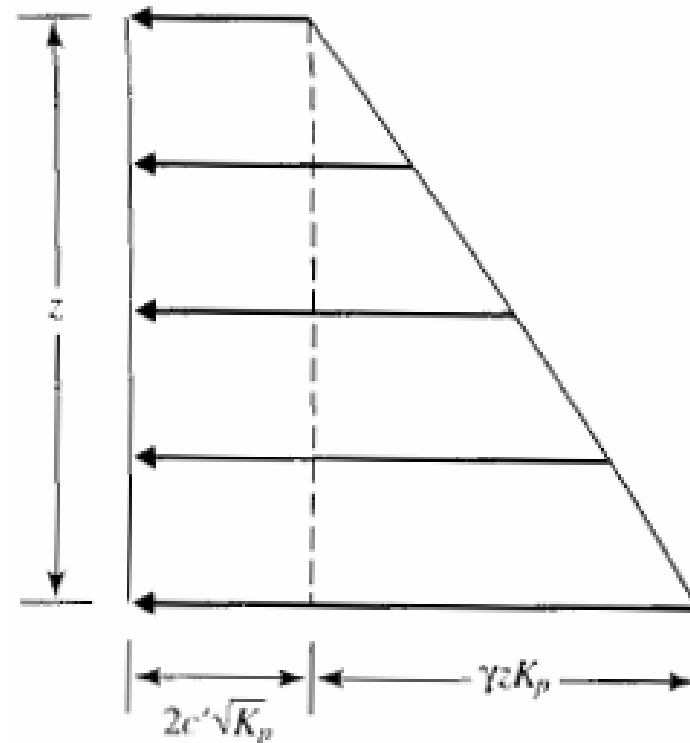
● Đất dính

$$s'_p = gzK_p + 2c' \sqrt{K_p}$$

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{f}{2} \right)$$

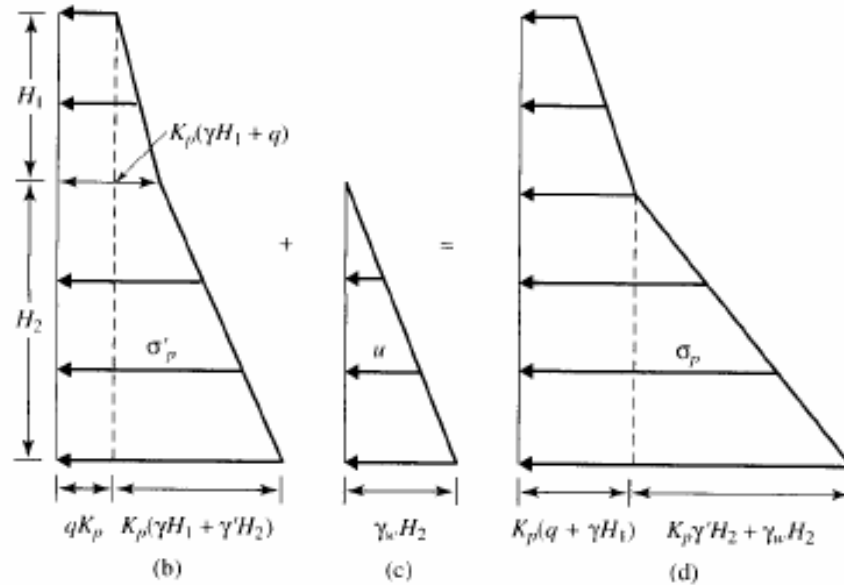
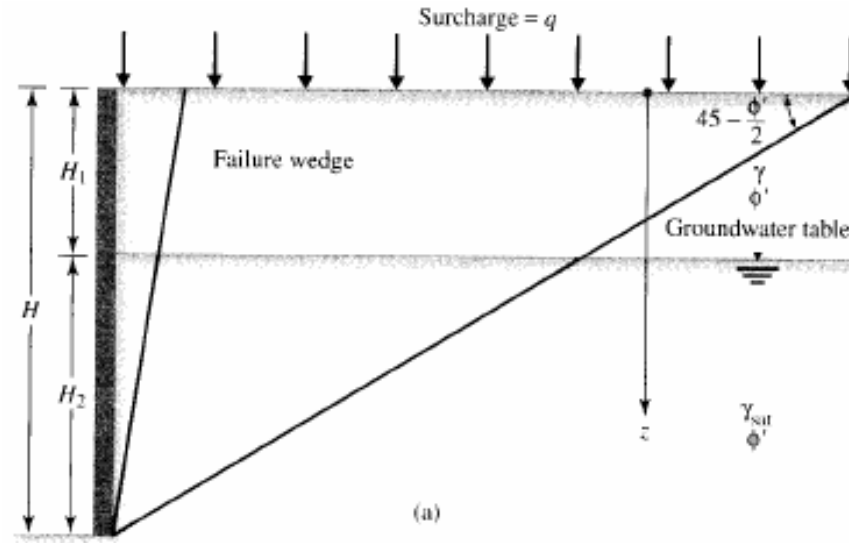
● Đất cát: $c' = 0$

$$s'_p = gzK_p$$



5 Áp lực đất lên tường chắn

- Khi có áp lực đất, q , tác dụng trên bề mặt



5 Áp lực đất lên tường chắn



● Thí dụ

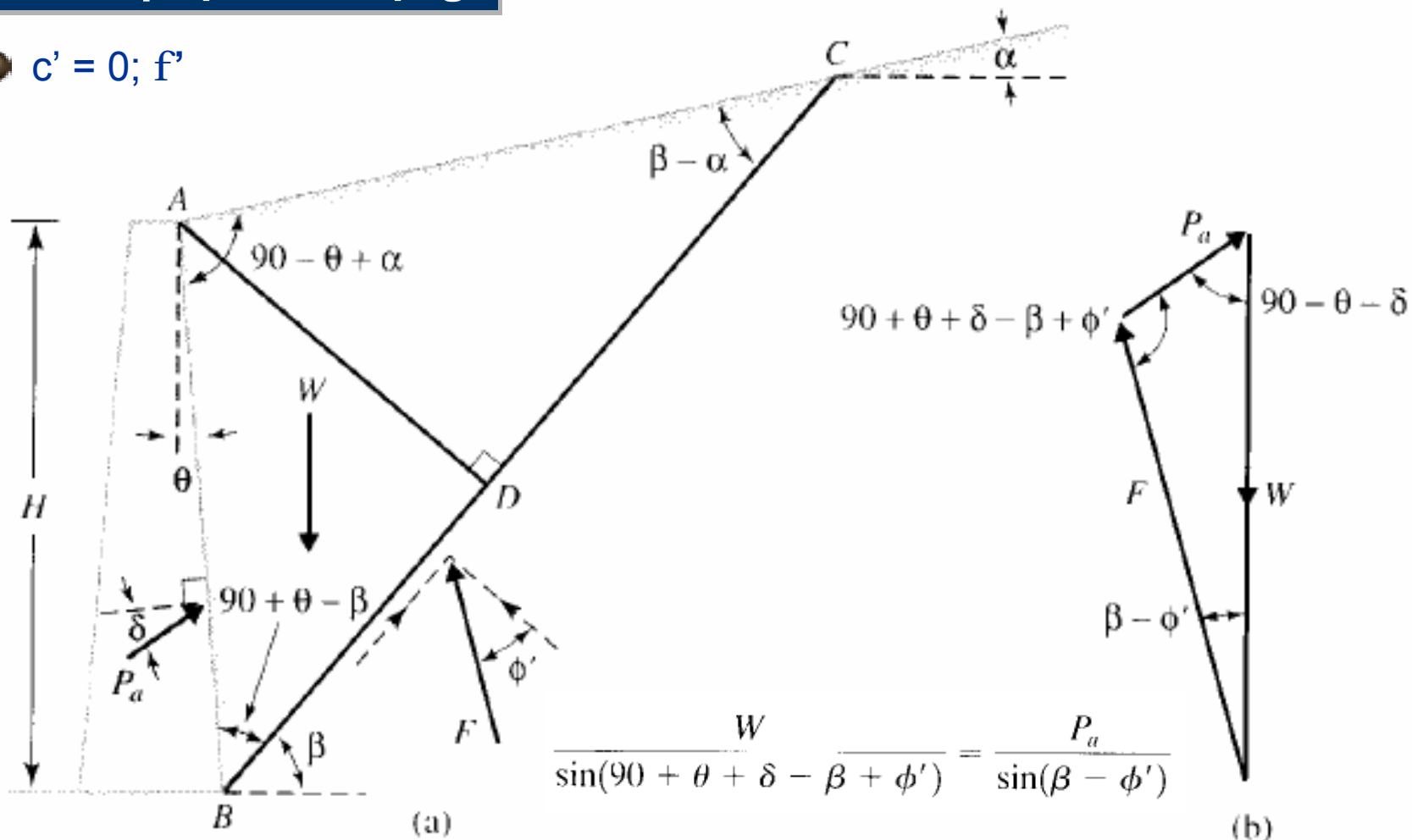
5 Áp lực đất lên tường chắn



5.5 Xác định áp lực chủ động và bị động theo thuyết Coulomb

5.5.1 Áp lực chủ động

● $c' = 0; f'$



5 Áp lực đất lên tường chắn

$$\tan b_a = \frac{\sqrt{\sin f' \cos d}}{\cos f' \sqrt{\sin(f'+d)}} + \tan f'$$

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2$$

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi' - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\delta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi') \sin(\phi' - \alpha)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2}$$

5 Áp lực đất lên tường chắn

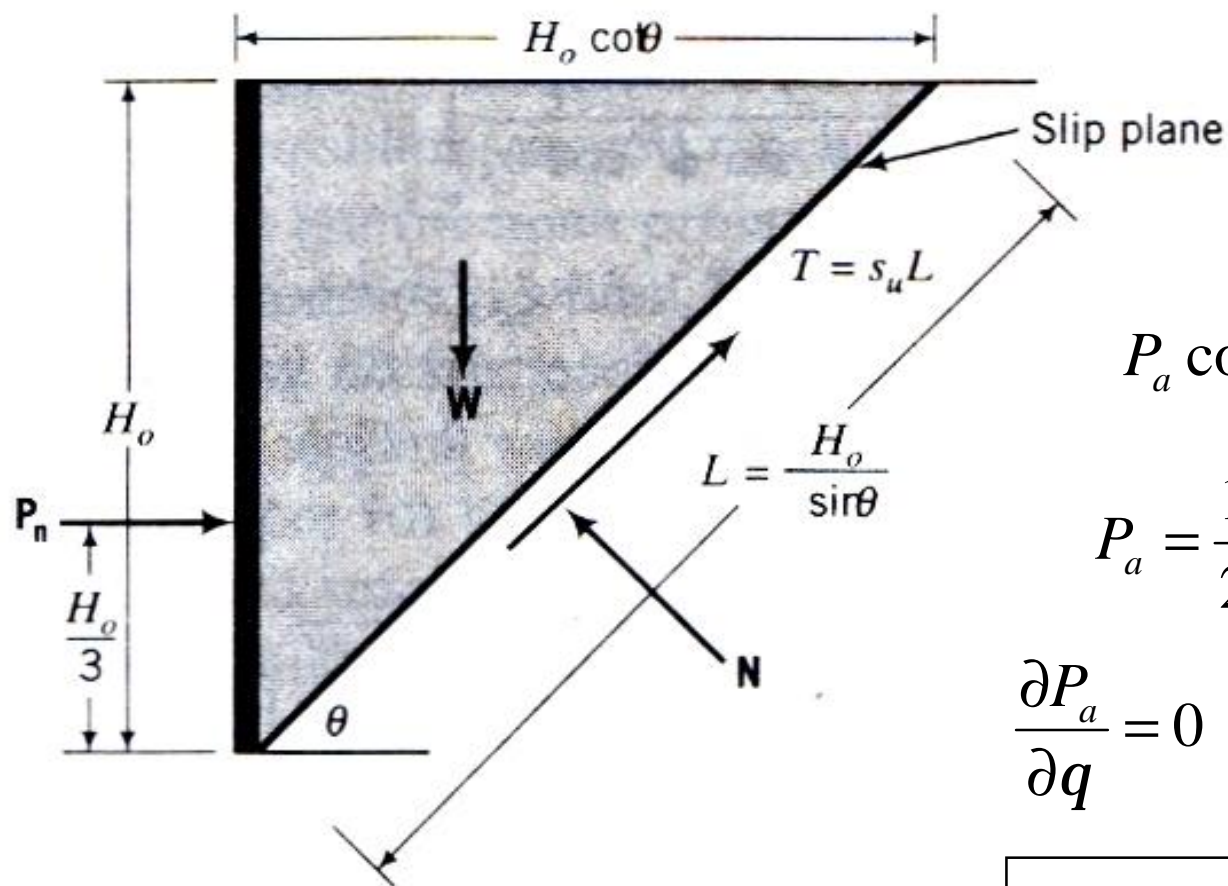


Values of K_a for $\theta = 0^\circ, \alpha = 0^\circ$

$\downarrow \phi' \text{ (deg)}$	$\delta \text{ (deg)} \rightarrow$					
	0	5	10	15	20	25
28	0.3610	0.3448	0.3330	0.3251	0.3203	0.3186
30	0.3333	0.3189	0.3085	0.3014	0.2973	0.2956
32	0.3073	0.2945	0.2853	0.2791	0.2755	0.2745
34	0.2827	0.2714	0.2633	0.2579	0.2549	0.2542
36	0.2596	0.2497	0.2426	0.2379	0.2354	0.2350
38	0.2379	0.2292	0.2230	0.2190	0.2169	0.2167
40	0.2174	0.2089	0.2045	0.2011	0.1994	0.1995
42	0.1982	0.1916	0.1870	0.1841	0.1828	0.1831

5 Áp lực đất lên tường chắn

- $c = c_u; f_u = 0$: đất với tường không có lực dính



$$P_a \cos q + T - W \sin q = 0$$

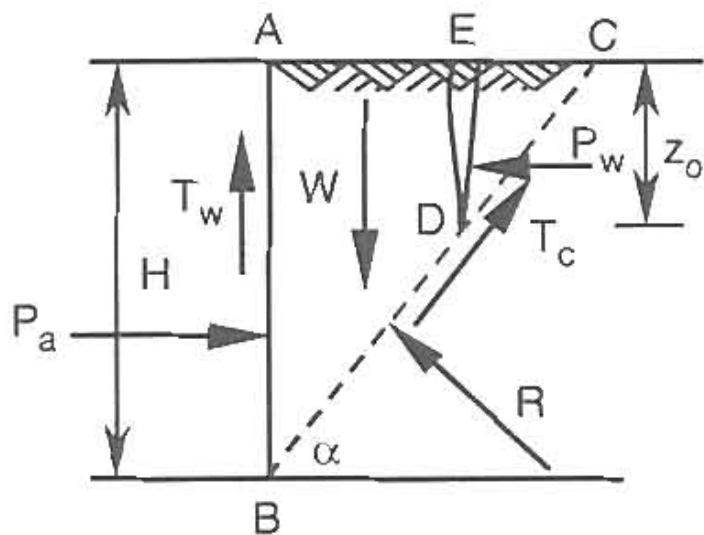
$$P_a = \frac{1}{2} g H_o^2 - \frac{s_u H_o}{\sin q \cos q}$$

$$\frac{\partial P_a}{\partial q} = 0 \longrightarrow q_a = 45^\circ$$

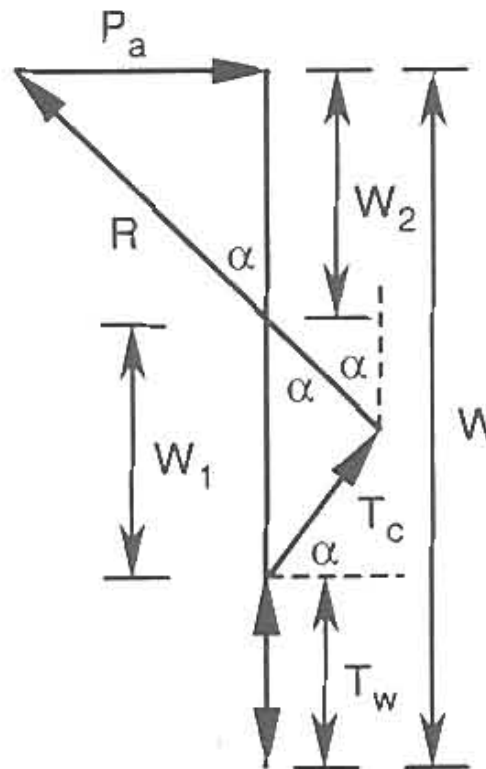
$$P_a = \frac{1}{2} g H_o^2 - 2 s_u H_o$$

5 Áp lực đất lên tường chắn

● $c = c_u; f_u = 0$



(a)



(b)

$$P_a = \frac{g(H^2 - z_o^2)}{2} - 2c_u(H - z_o) \sqrt{1 + \frac{c_w}{c_u}} \quad q = 0$$

$$P_a = \frac{g(H^2 - z_o^2)}{2} - +q(H - z_o) + 2c_u(H - z_o) \sqrt{1 + \frac{c_w}{c_u}} \quad q > 0$$

5 Áp lực đất lên tường chắn

$$\tan b_p = \frac{\sqrt{\sin f' \cos d}}{\cos f' \sqrt{\sin(f'+d)}} - \tan f'$$

$$P_p = \frac{1}{2} K_p g H^2$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi' + \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\delta - \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi' - \delta) \sin(\phi' + \alpha)}{\cos(\delta - \theta) \cos(\alpha - \theta)}} \right]^2}$$

5 Áp lực đất lên tường chắn



Values of K_p for $\theta = 0^\circ, \alpha = 0^\circ$

$\downarrow \phi' \text{ (deg)}$	$\delta \text{ (deg)} \rightarrow$				
	0	5	10	15	20
15	1.698	1.900	2.130	2.405	2.735
20	2.040	2.313	2.636	3.030	3.525
25	2.464	2.830	3.286	3.855	4.597
30	3.000	3.506	4.143	4.977	6.105
35	3.690	4.390	5.310	6.854	8.324
40	4.600	5.590	6.946	8.870	11.772

5 Áp lực đất lên tường chắn



● $c = c_u; f_u = 0, a = q = 0$

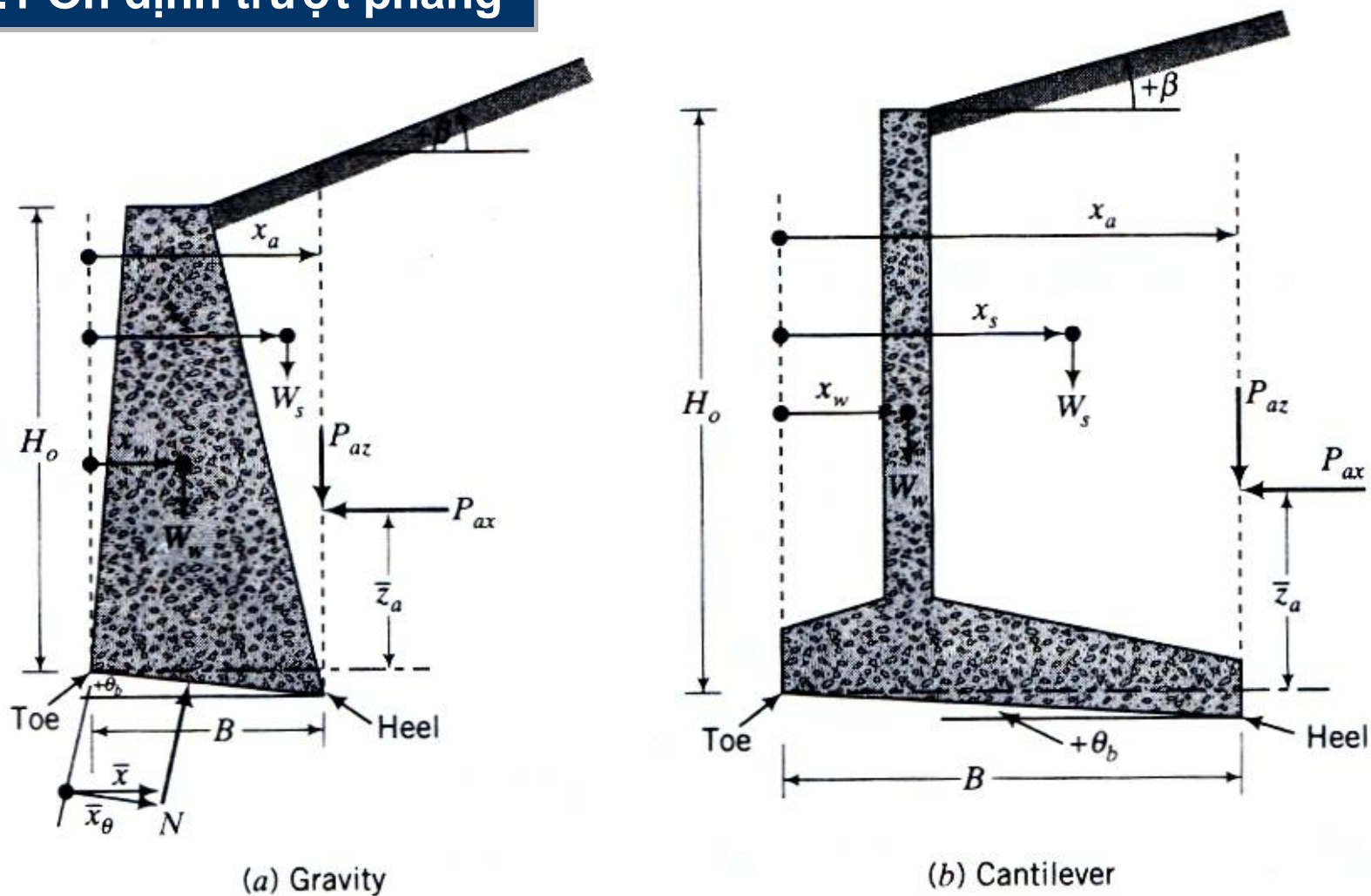
$$P_p = \frac{gH^2}{2} + qH + 2c_u H \sqrt{1 + \frac{c_w}{c_u}}$$

5 Áp lực đất lên tường chắn



5.6 Kiểm tra ổn định trượt phẳng và lật

5.6.1 Ổn định trượt phẳng



5 Áp lực đất lên tường chắn



● Tính theo ứng suất có hiệu

$$(FS)_T = \frac{[(W_w + W_s + P_{az}) \cos \theta_b - P_{ax} \sin \theta_b] \tan \phi'_b}{P_{ax} \cos \theta_b + (W_w + W_s + P_{az}) \sin \theta_b}$$

$$FS \geq 1.5$$

Khi $q_b = 0$

$$(FS)_T = \frac{(W_w + W_s + P_{az}) \tan \phi'_b}{P_{ax}}$$

● Tính theo ứng suất tổng

$$(FS)_T = \frac{s_w B / \cos \theta_b}{P_{ax} \cos \theta_b + (W_w + W_s + P_{az}) \sin \theta_b}$$

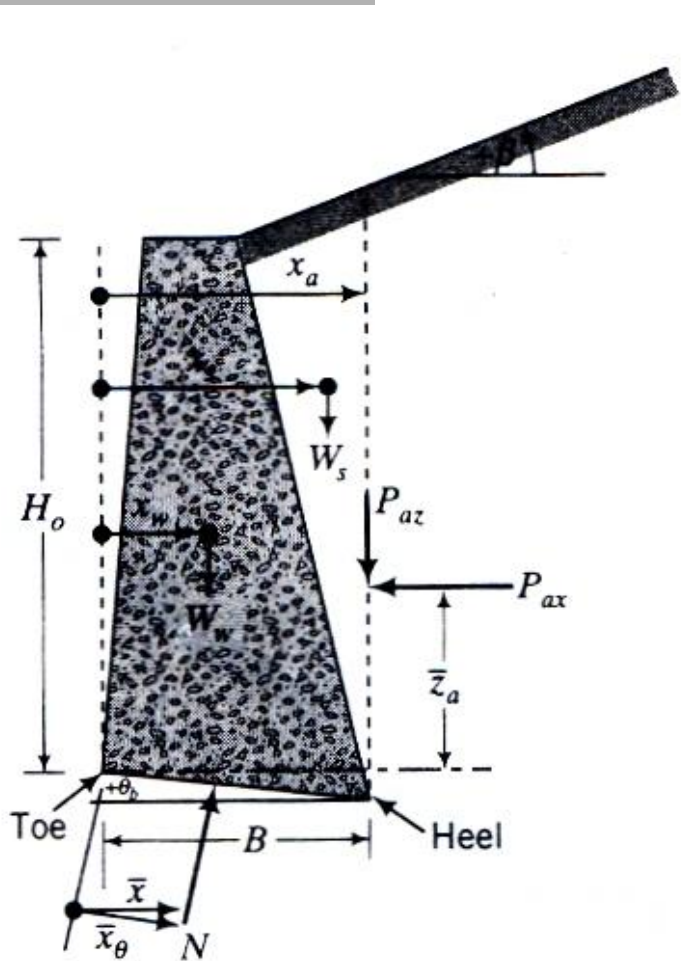
Khi $q_b = 0$

$$(FS)_T = \frac{s_w B}{P_{ax}}$$

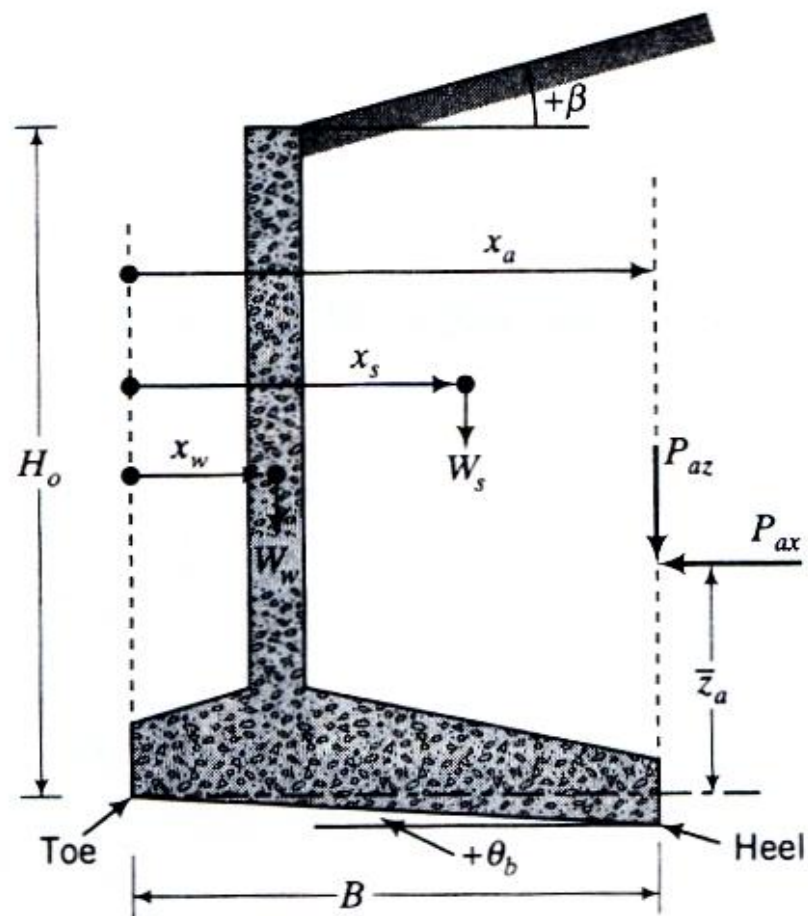
5 Áp lực đất lên tường chắn



5.6.1 Ổn định lật



(a) Gravity



(b) Cantilever

5 Áp lực đất lên tường chắn

$$\bar{x}_\theta = \frac{W_w x_w + W_s x_s + P_{az} x_a - P_{ax} \bar{z}_a}{(W_w + W_s + P_{az}) \cos \theta_b - P_{ax} \sin \theta_b}$$

Khi $q_b = 0$

$$\bar{x} = \frac{W_w x_w + W_s x_s + P_{az} x_a - P_{ax} \bar{z}_a}{W_w + W_s + P_{az}}$$