



203552 Advanced Soil Mechanics

Lecture No. 3

Dr. Warakorn Mairaing
Associate Professor

Civil Engineering Department
Kasetsart University, Bangkok
Tel: 02-579-2265
Email: mairaing@yahoo.com

1

Soil Settlement (Consolidation)

Dr.Warakorn Mairaing

Soil Settlement

Soil Settlement generally due to stress and environmental changes causing the volumetric change in soil mass

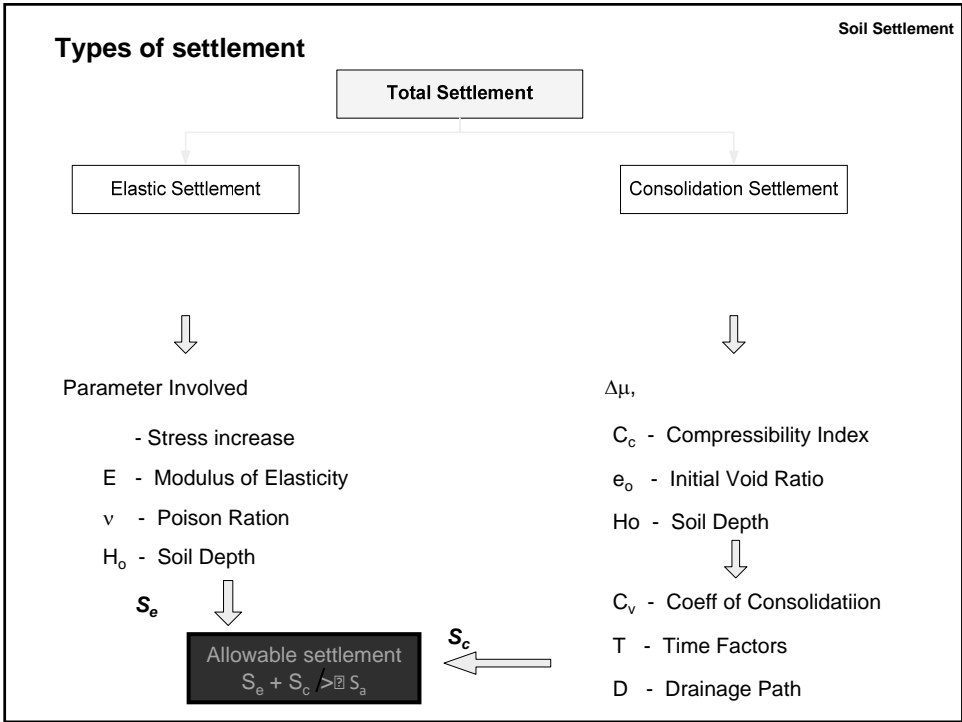
Then $\sigma_v \rightarrow \sigma_v + \Delta\sigma$

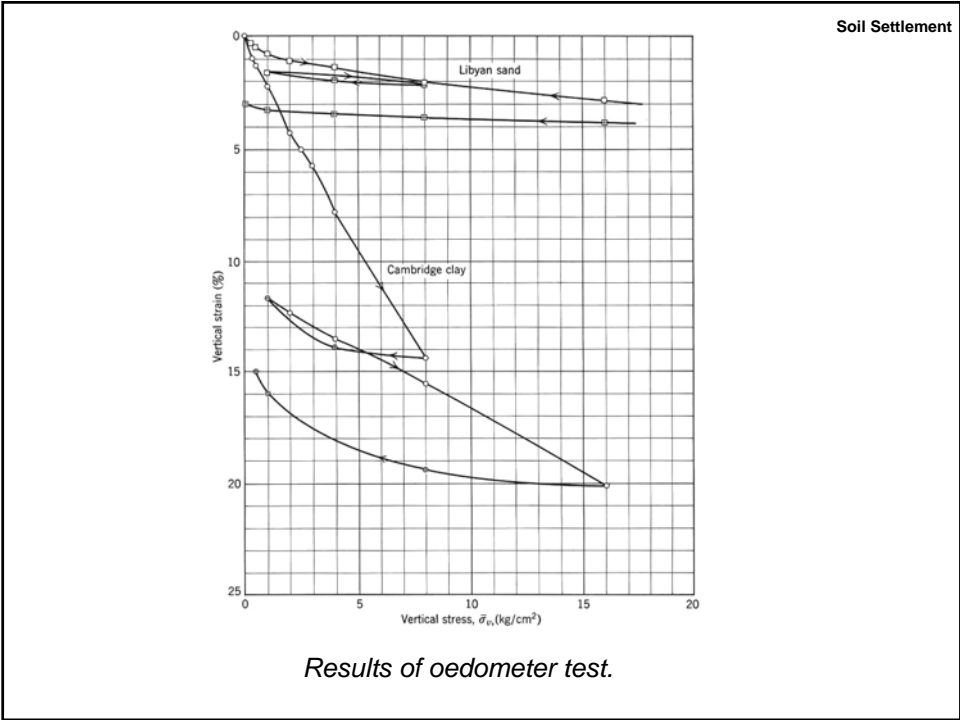
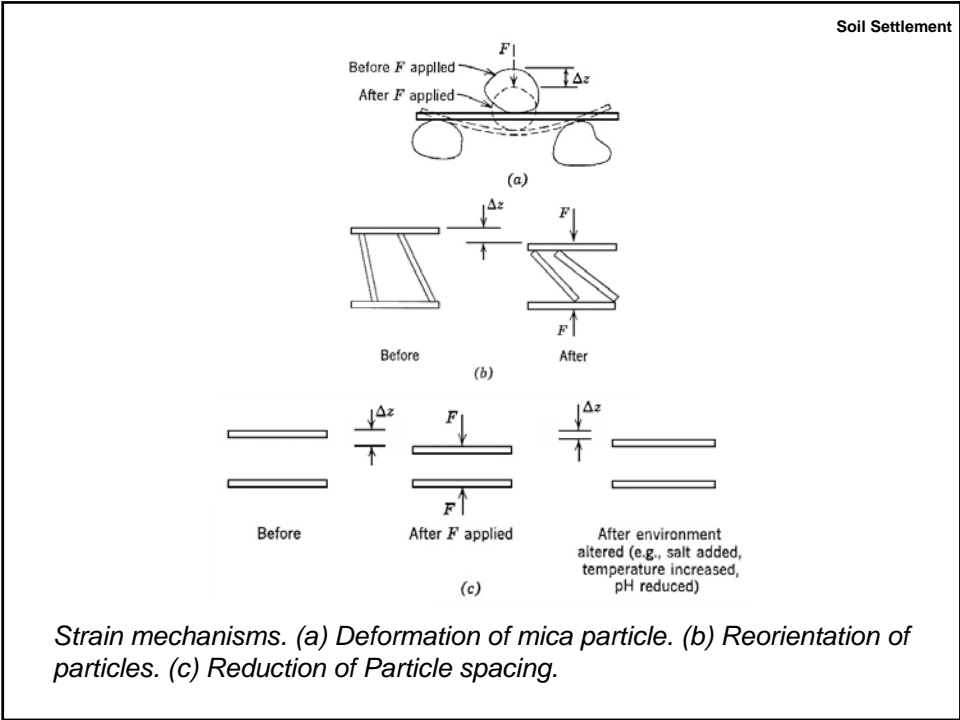
Or $v_v \rightarrow v_v - \Delta v$

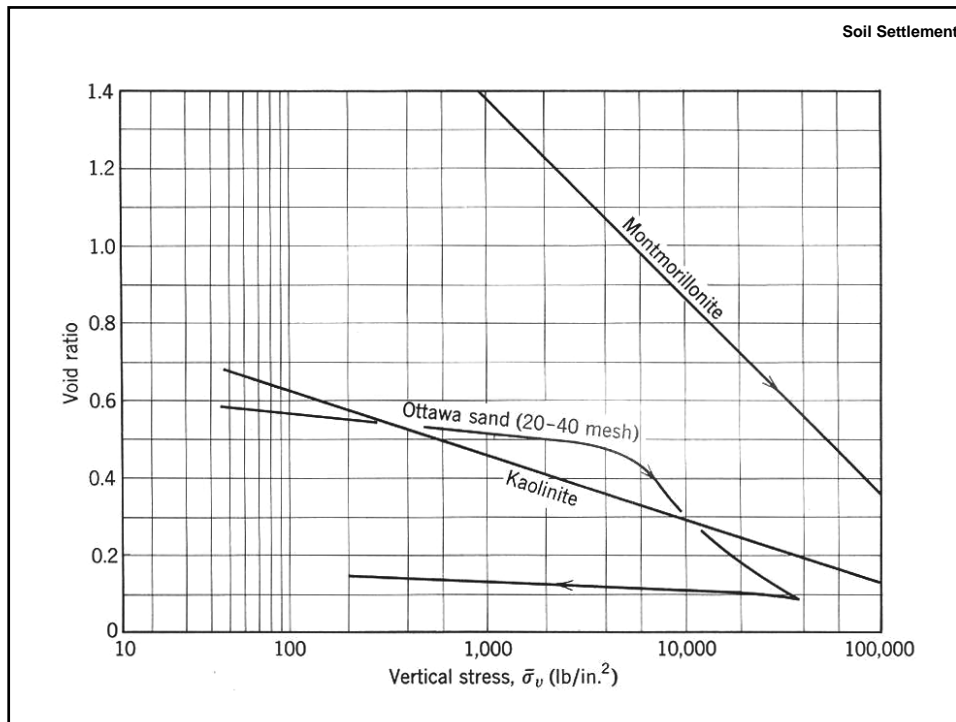
$H_v \rightarrow H_v - \Delta S$

}

According to stress – strain relationship





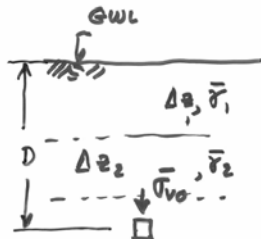


Allowable Settlement		Soil Settlement
Type of Movement	Limiting Factor	Maximum Settlement
Total settlement	Drainage	6-12 in.
	Access	12-24 in.
	Probability of nonuniform settlement:	
	Masonry walled structure	1-2 in.
	Framed structures	2-4 in.
	Smokestacks, silos, mats	3-12 in.
Tilting	Stability against overturning	Depends on height and width
	Tilting of smokestacks, towers	0.004/l
	Rolling of trucks, etc.	0.01/l
	Stacking of goods	0.01/l
	Machine operation-cotton loom	0.003/l
	Machine operation-turbogenerator	0.0002/l
	Crane rails	0.003/l
Differential movement	Drainage of floors	0.01-0.02/l
	High continuous brick walls	0.0005-0.001/l
	One-story brick mill building, wall cracking	0.001-0.002/l
	Plaster cracking (gypsum)	0.001/l
	Reinforced-concrete building frame	0.0025-0.004/l
	Reinforced-concrete building curtain walls	0.003/l
	Steel frame, continuous	0.002/l
	Simple steel frame	0.005/l

From Sowers, 1962.
 Note. *l* = distance between adjacent columns that settle different amounts, or between any two points that settle differently. Higher values are for regular settlements and more tolerant structures. Lower values are for irregular settlements and critical structures.

Settlement analysis requires the calculations of overburden stress and induced stress (ΔP or $\Delta\sigma_v$)

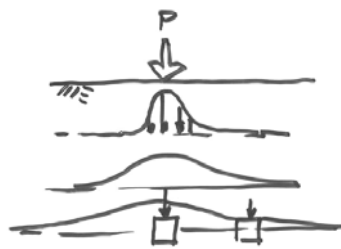
- Overburden stress ($\bar{\sigma}_v$)



$$\bar{\sigma}_v = \int_0^D \bar{\gamma} \cdot dz = \sum \bar{\gamma}_i \cdot \Delta z_i \quad \text{---(1)}$$

When D = total depth
 $\bar{\gamma}$ = effective unit weight
 Δz = depth of each soil layer

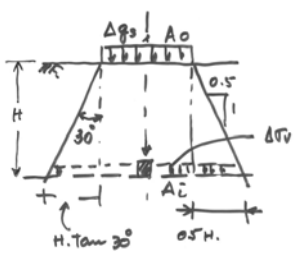
- Induced stress



Based on elastic theory of soil mass in Boussinesq (1885) Newmark's etc.

1. Point load
2. Line load
3. Rectangular uniform load
4. Strip load
5. Circular area load
6. Irregular area load

Based on approximation of area



$$\sum F_v = 0$$

$$\therefore \Delta q_s \cdot A_0 = \Delta \sigma_v \cdot A_s$$

$$\frac{\Delta \sigma_v}{\Delta q_s} = \frac{A_0}{(A_0 + \Delta A)}$$

---(2)

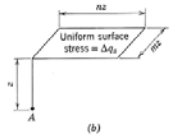
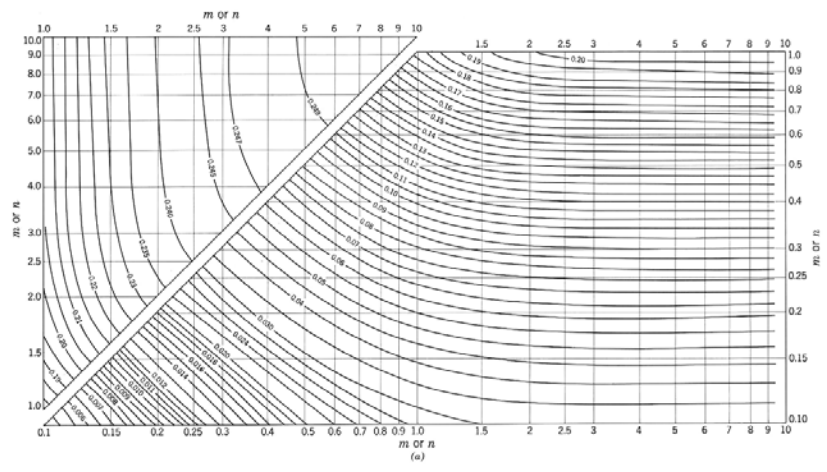
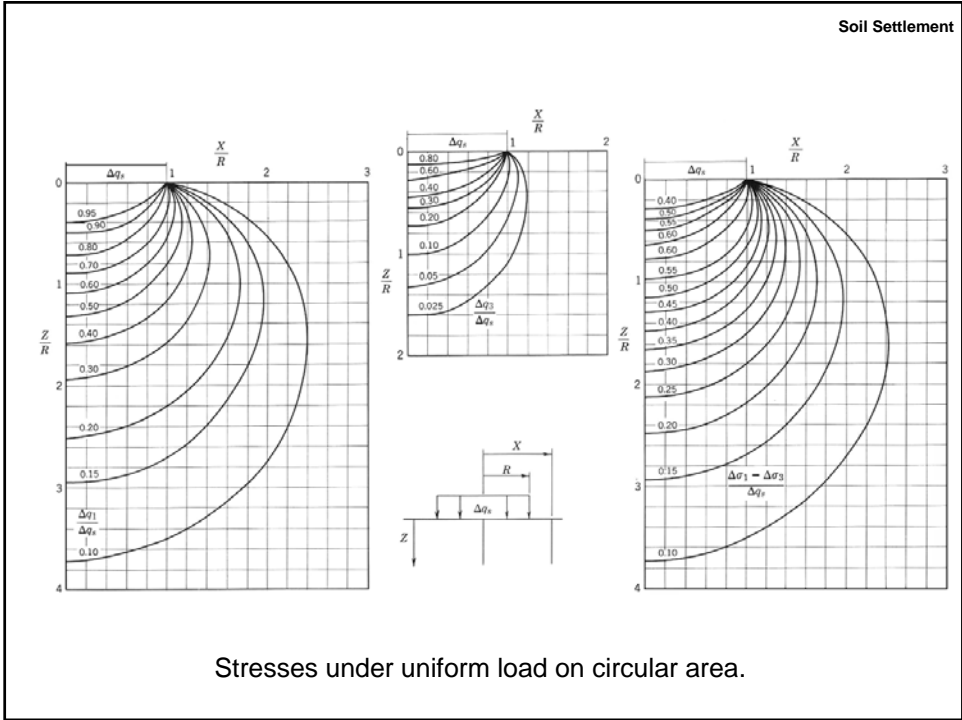
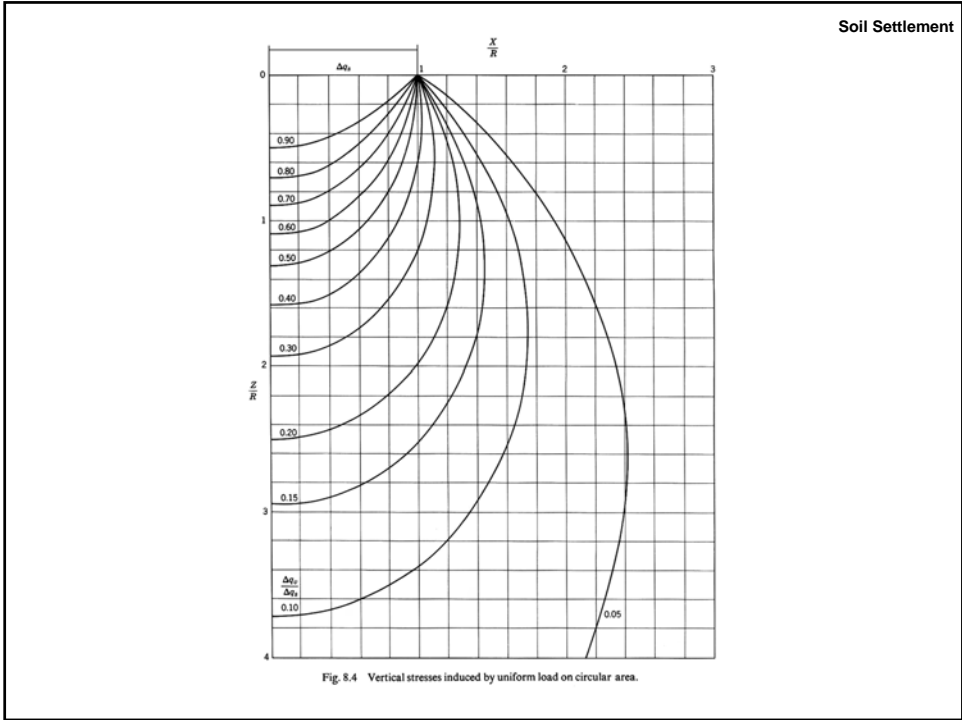
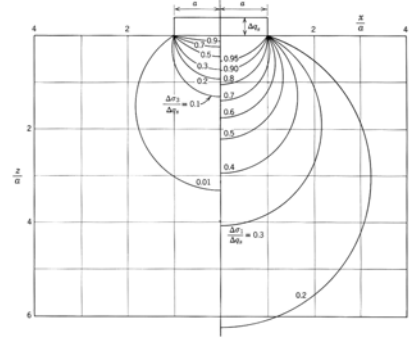


Fig. 8.6 (a) Chart for use in determining vertical stresses below corners of loaded rectangular surface areas on elastic, isotropic material. Chart gives $f(m, n)$. (b) At point A, $\Delta \sigma_v = \Delta q_s \times f(m, n)$. (From Newmark, 1942)



Soil Settlement



Principal stresses under strip load.

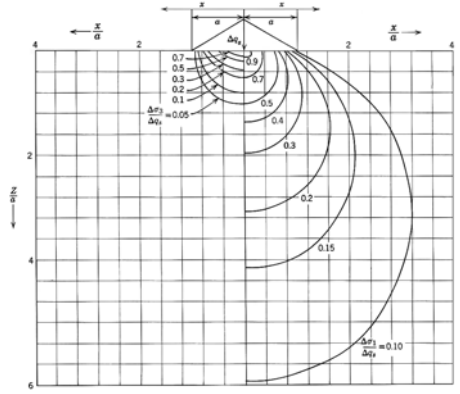


Fig. 8.8 Principal stresses under triangular strip load.

Principal stresses under triangular strip load

Elastic Settlement

Dr.Warakorn Mairaing

Elastic Settlement

Total elastic settlement (S_e) – Large Loading area.

$$S_e = \sum \delta_{z_i} = \sum E_{z_i} \cdot \Delta z_i \quad \text{---(3)}$$

When

- δ_z = settlement on each soil layer
- E_z = vertical strain
- Δ_z = thickness of soil layer
- $\Delta\sigma_v$ = induced stress
- E = modulus of elasticity

Elastic Settlement

For small loading area where lateral movements are influenced to vertical settlement

$$E_s = \frac{1}{E} [\Delta\sigma_z - \nu(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y)] \quad \text{---(4)}$$

Where

- $\Delta\sigma_z$ = stress increase in vertical direction
- $\Delta\sigma_x, \Delta\sigma_y$ = stress increase in lateral direction
- ν = poison ratio

Application and Problems on Elastic Settlement

1. Applications

- Foundation on sand layer subjected to load and unload cycle.
Ex. Oil tank, Silo
- Foundation on organic soil
- Elastic or untrained settlement of clay.

2. Problems

- Calculation of $\Delta\sigma_z$, $\Delta\sigma_x$, $\Delta\sigma_y$ for layered soil
- Estimation of E_i and ν_i
- Interaction between foundation – soil stiffness
Ex. Rigid footing v.s. flexible footing

See more details on Item 14.8 – 14.11 Page 212-224
Soil Mechanics by Lamke and Whitman.

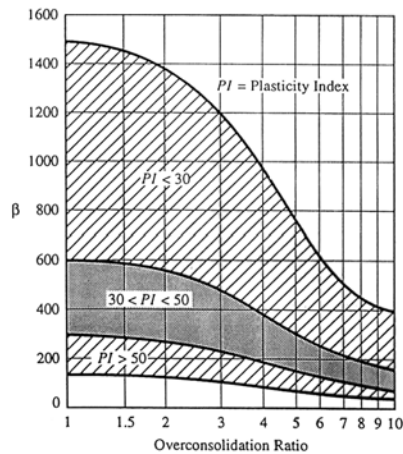
Young's modulus for vertical static compression of sand from standard penetration number

Reference	Relationship	Soil Types	Remarks
Schmertmann (1970)	$E_s = 766 N \text{ kN} / \text{m}^2$	Sand	
Webb (1969)	$E_s = 5(N+15) \text{ ton} / \text{ft}^2$ $E_s = 10/3(N+15) \text{ ton} / \text{ft}^2$	Sand Clayey sand	Below water table
Begemann (1974)	$E_s = 40+C(N-6) \text{ kg} / \text{cm}^2$ $N > 15$ $E_s = C(N+6) \text{ kg} / \text{cm}^2$ $N < 15$	Silt with sand to gravel with sand	Used in Crecece
Trofimenkov (1984)	$E_s = (350 \text{ to } 500) \log N \text{ kg} / \text{cm}^2$	Sand	U.S.S.R. practice

*N = standard penetration number

Elastic Parameters of Various Soils

Type of Soil	Young's modulus, E_s		Poisson's ration, μ_s
	MN/m ²	1b/in. ²	
Loose sand	10.35-24.15	1,500-3,500	0.20-0.40
Medium dense sand	17.25-27.60	2,500-4,000	0.25-0.40
Dense sand	34.50-55.20	5,000-8,000	0.30-0.45
Silty sand	10.35-17.25	1,500-2,000	0.20-0.40
Sand and gravel	69.00-172.50	10,000-25,000	0.15-0.35
Soft clay	2.07-5.18	300-750	
Medium clay	5.18-10.35	750-1,500	0.20-0.50
Stiff clay	10.35-24.15	1,500-3,500	



Correlation between the undrained modulus of elasticity for clay and the undrained shear strength (Duncan and Buchingnani, 1976)

Consolidation of Clay

Dr.Warakorn Mairaing

Consolidation of Clay

Consolidation of Clay

ในดินเหนียวอิมตัว การที่มีแรงกระทำหรือการกระทบกระเทือนจากภายนอก ทำให้เกิด ความดันน้ำส่วนเกิน “Excess Pore Pressure” (Δu) เกิดขึ้นได้และจะต้องมีการระบายน้ำส่วนนี้ออก ไปสู่บริเวณที่มีแรงดันน้ำต่ำกว่า หรือแรงดันน้ำสถิต (u_0) ภายนอก จึงต้องใช้เวลาานพอสมควร และ ทำให้เกิดการทรุดตัวตามมาในขณะที่น้ำระบายออกไป

สาเหตุของการเกิด Consolidation

1. แรงกด หรือแรงกระทำจากสิ่งก่อสร้าง
2. การกระทบกระเทือนจากการตอกเข็ม
3. การลดระดับน้ำใต้ดิน
4. การเกิดความดันน้ำจากแผ่นดินไหว
5. ความสั่นสะเทือนจากเครื่องจักร เครื่องยนต์ ยานยนต์

Consolidation of Clay

สิ่งที่ต้องการทราบจากการทรุดตัว

1. ปริมาณการทรุดตัว → การทรุดตัวสูงสุด, การทรุดตัวต่างกัน
2. อัตราการทรุดตัว → เปอร์เซ็นต์การทรุดตัวที่เวลาต่างๆ

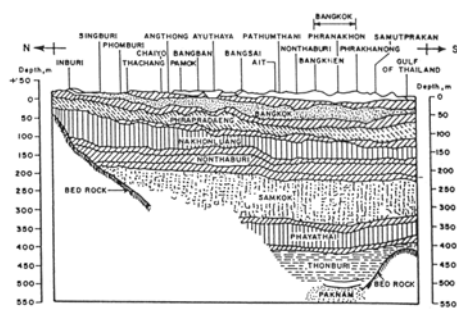
ความเสียหายที่เกิดจากการทรุดตัว

1. การทรุดตัวที่มากเกินไป
2. การทรุดตัวที่ต่างกันมาก
3. การเสียประโยชน์ใช้สอยของโครงสร้างที่เกี่ยวข้องกับการทรุดตัว
4. การเกิดรอยแตกร้าวในโครงสร้างดิน (เขื่อน, คันคลอง)
5. เกิดการนุดลงของเสาเข็ม

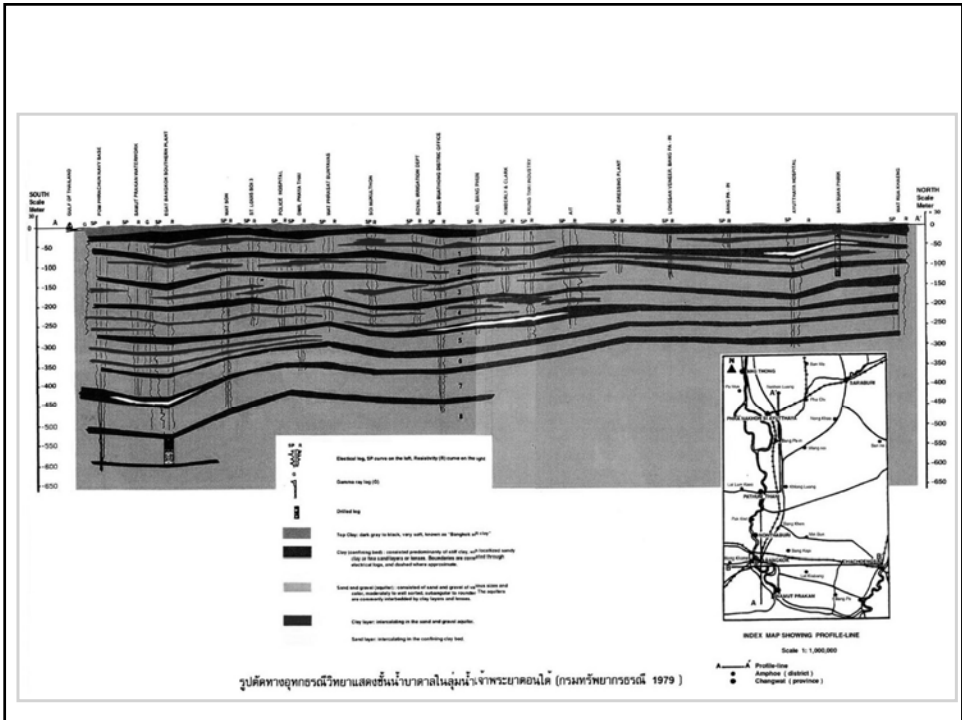
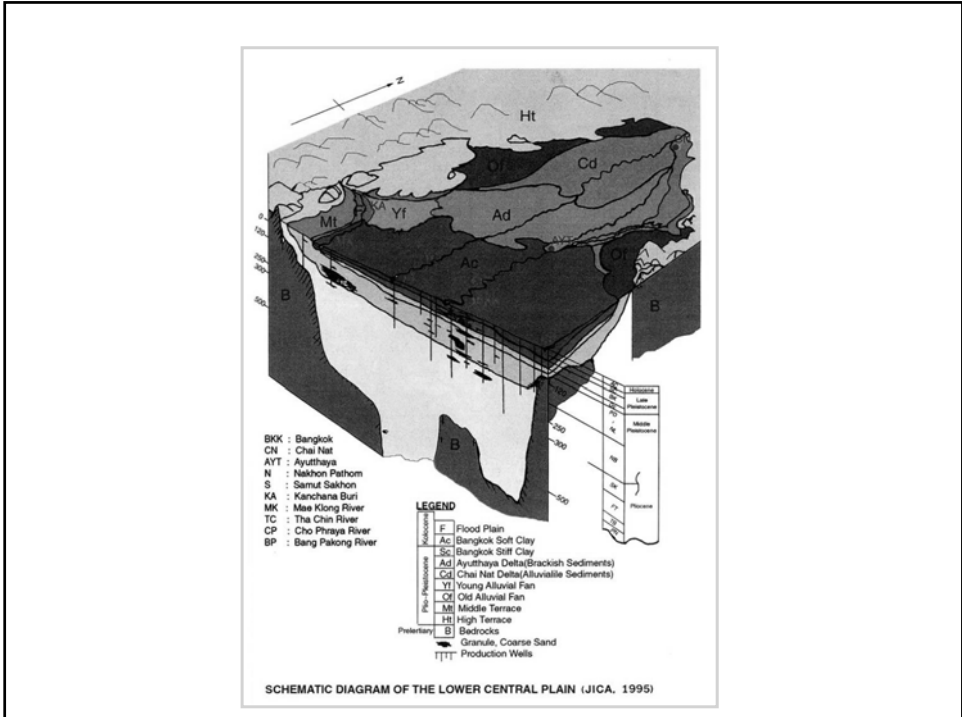


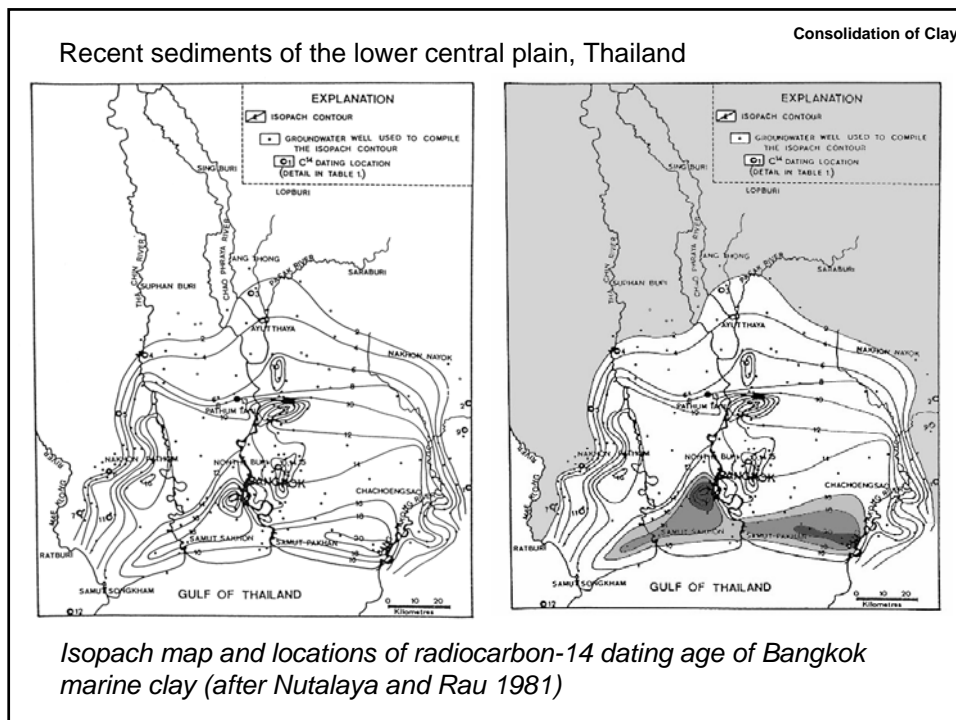
Distribution of recent clays in Southeast Asia

Consolidation of Clay



System of aquifers under the Chao Phraya plain





Soil Sedimentation and Self weight Consolidation

Dr.Warakorn Mairaing

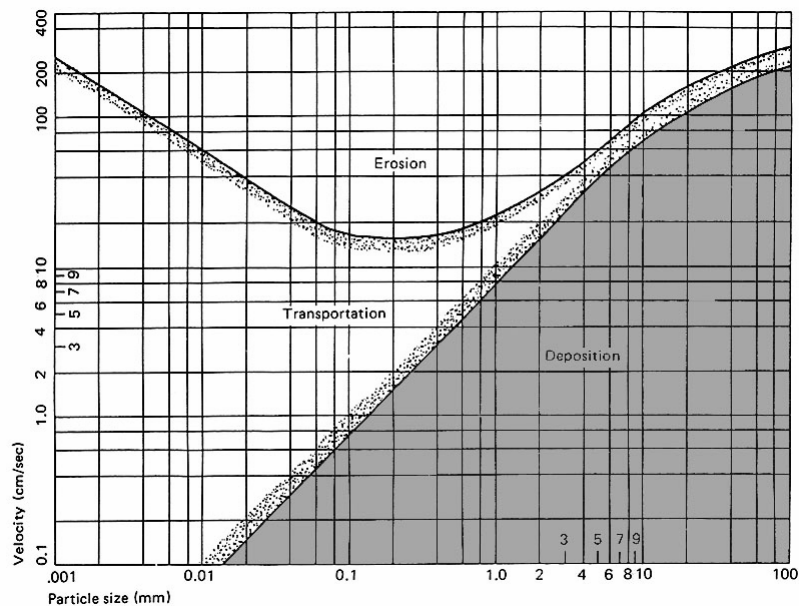
Consolidation of Clay Soil Sedimentation and Self weight Consolidation

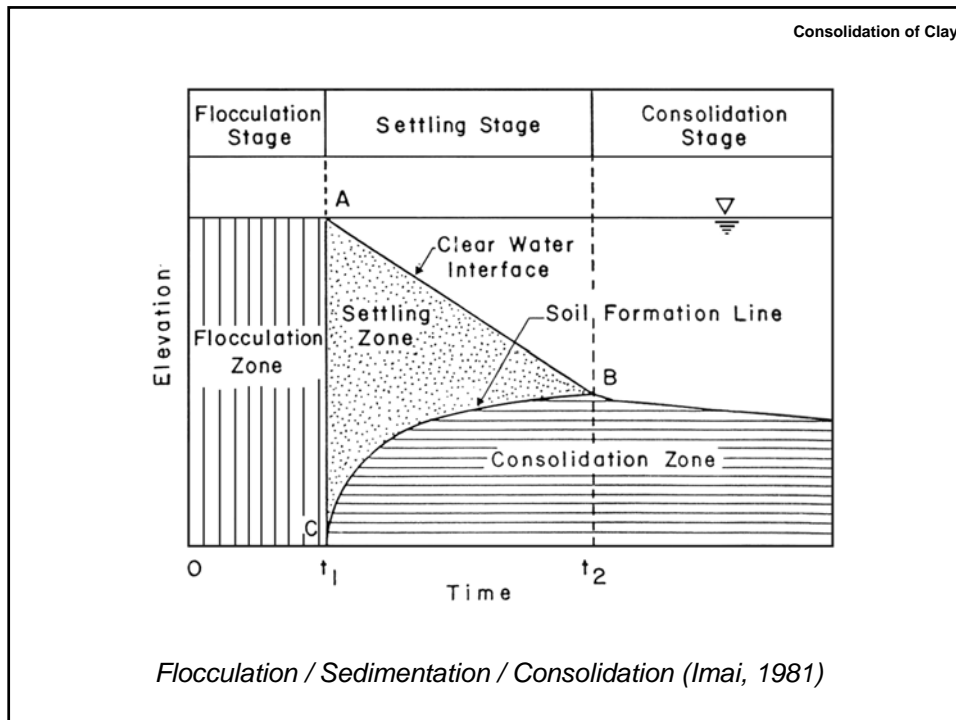
Alluvial soils are the deposit of river transported sediment such as Chao Phraya river delta, Mekhong, Mississippi etc.

When flow velocity is reduced at the river mouth, soil particle sedimented according to Stoke's law

First stage, muddy soil ($e \approx 15$ or $W_n \approx 600-700\%$) is consolidated by its own weight. Until the water content reaches 150-200% or $e = 4.0-5.0$, soil starts to gain its strength.

Consolidation of Clay





Consolidation of Clay Soil Sedimentation and Self weight Consolidation

→ Large strain or non linear consolidation is governed (Gibson 1967)

→ e is varied

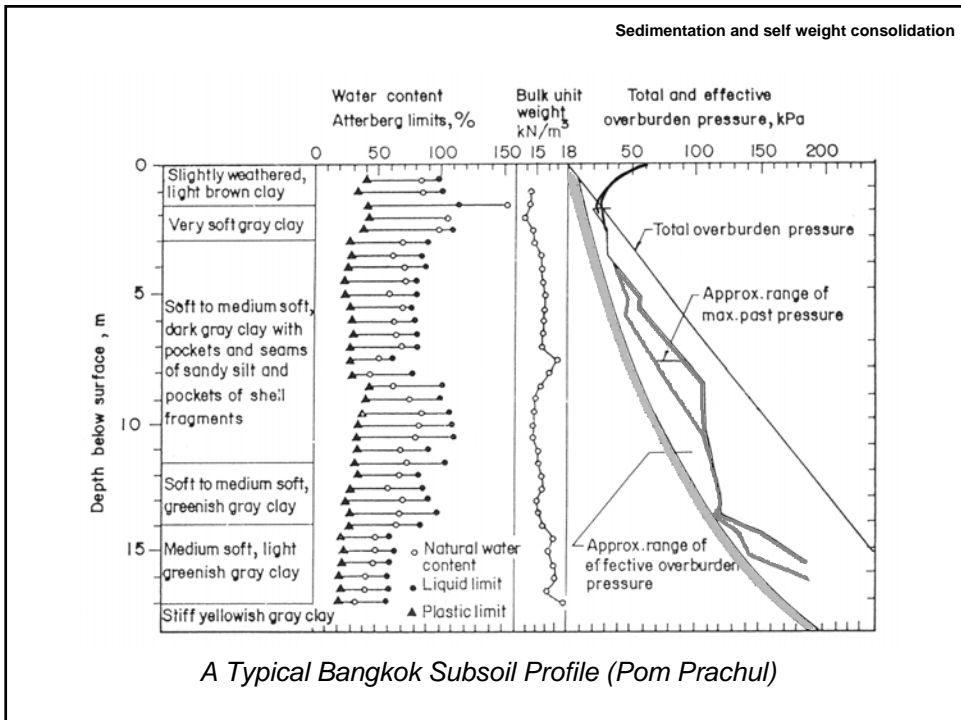
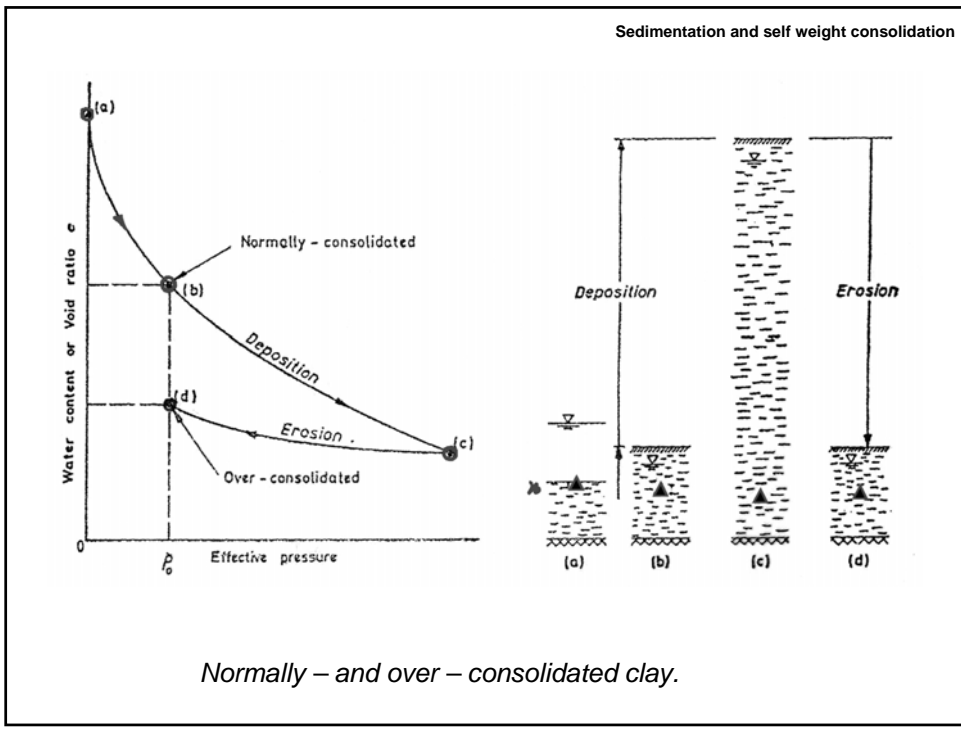
→ k and a_v are varied = $f(e)$

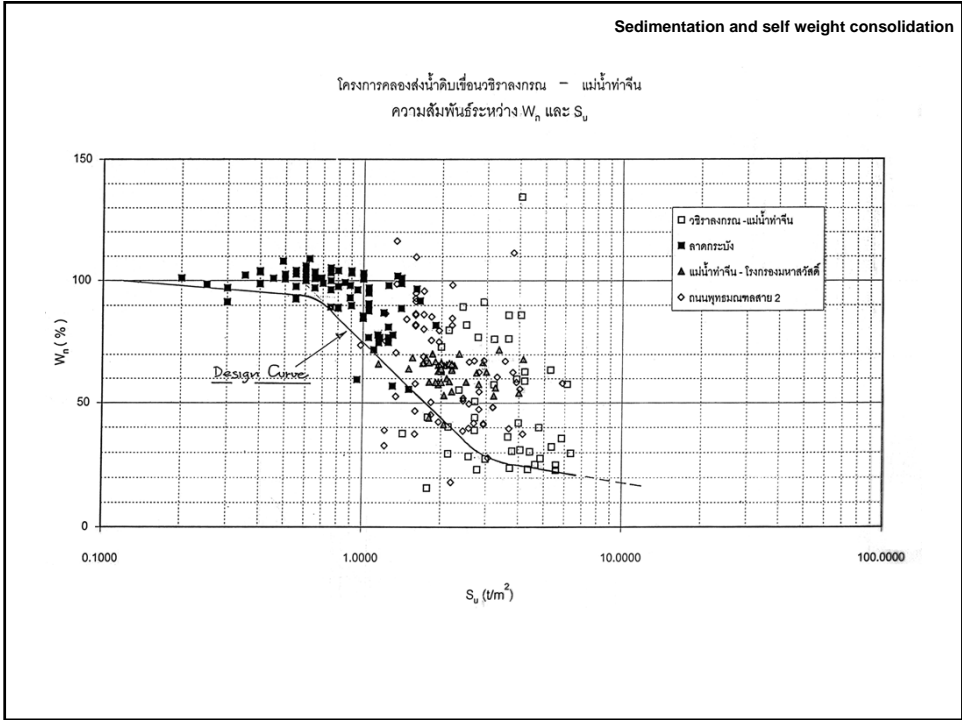
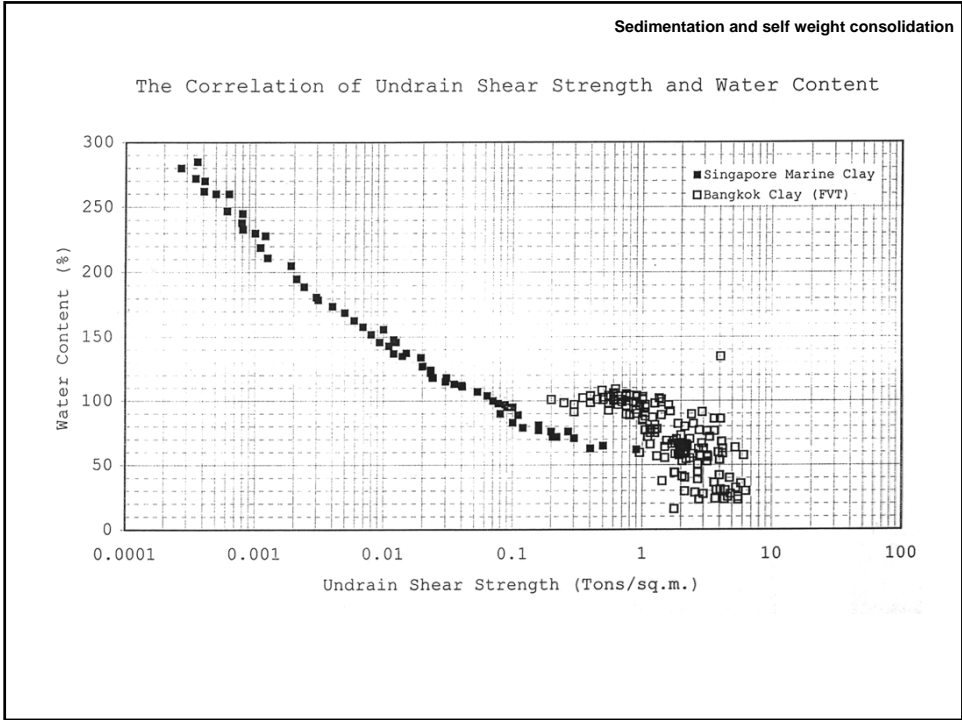
Second stage, On next flooding season, very soft clay is overlain by next layer of sediment. Soil at points X is continued to settle as normally consolidated soil (N.C.)

When $\bar{\sigma}_m \approx \bar{\sigma}_w \rightarrow \text{or } \frac{\bar{\sigma}_m}{\bar{\sigma}_w} \approx OCR \approx 1$

Third stage, If the top layer of soil is eroded by river current or dry out by dissiccation, then soil at point x is considered at over consolidated soil (O.C.)

When $\bar{\sigma}_m > \bar{\sigma}_w \rightarrow OCR > 1.0$





สรุปค่า C_c และค่า C_v ของชั้นน้ำต่าง ๆ ที่เคยมีผู้ทำการศึกษา

ชั้นน้ำ	C_c	C_v ($\times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{day}$)	References
กรุงเทพ	0.30 – 1.30	-	AIT (1981)
	0.06 – 1.65	2 - 40	Premchit (1981)
	0.07 – 0.15	5.6 – 11.0	Nguyen (1999)
พระประแดง	0.23 – 0.27	-	AIT (1981)
	0.08 – 0.25	15	Premchit (1981)
	0.04 – 0.19	-	Nguyen (1999)
นครหลวง	-	-	
นนทบุรี	0.182	-	AIT (1981)
สามโคก	-	-	
พญาไท	-	-	
ธนบุรี	-	-	
ปากน้ำ	-	-	

Sedimentation and self weight consolidation

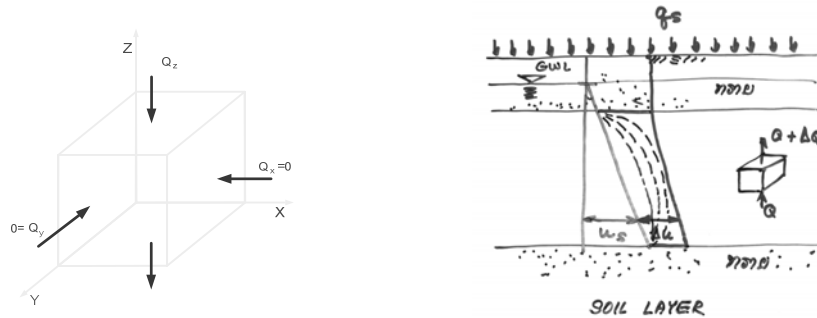
การคาดคะเนอัตราการทรุดตัว (Prediction Rate of Consolidation)

การคาดคะเนอัตราการทรุดตัว โดยเฉพาะในชั้นดินเหนียวอิมตัวนำไปใช้ในกรณีต่างๆ ดังต่อไปนี้

1. คาดการณ์อัตราการทรุดตัวในช่วงการใช้งานของ อาคาร ถนน ท่าเรือ สนามบิน เขื่อน เป็นต้น เพื่อการถมเมื่อความสูงที่ทรุดตัว การซ่อมบำรุง หรือการออกแบบอายุใช้งาน
2. คาดการณ์การทรุดตัวที่ต่างกันของสิ่งก่อสร้างที่สร้างคนละช่วงเวลา แต่ใช้งานต่อเนื่องกัน
3. คาดการณ์การทรุดตัวที่เกิดขึ้นในช่วงการก่อสร้าง
4. คำนวณเวลาในการกดทับดินล่วงหน้า (Preloading) หรือเร่งการทรุดตัวด้วย Sand drain หรือ P.V.D.
5. คำนวณเวลาในการเพิ่มกำลังของดินอ่อนมากด้วยชั้นทรายกดทับทีละชั้น (Stage loading)

ทฤษฎีการอัดตัวของ Terzaghi (1925) 1 D

ทฤษฎีนี้สรุปมาจากการไหลของน้ำผ่านมวลดินโดยทั่วไป มาใช้สำหรับชั้นดินเหนียวที่บางมากเมื่อเทียบกับพื้นที่การบรรทุกน้ำหนัก จึงมีการไหลของน้ำในแนวตั้งเท่านั้น


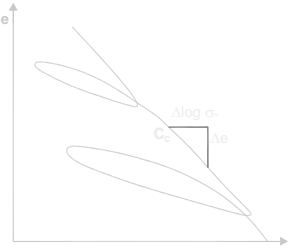


Assumptions of Terzaghi 1-D Consolidation Theory

1. ดินเหนียวทั้งชั้นเป็นดินที่มีเนื้อเดียวกันสม่ำเสมอตลอดทั้งชั้น (Homogeneous)
2. ดินเหนียวอิ่มตัว (100% Saturation)
3. มีการไหลของน้ำในทิศทางเดียว คือ แนวตั้ง
4. เป็นการไหลแบบ Laminar Flow ดังนั้น Darcy's Law และ Continuity Equation ของการไหลของน้ำผ่านมวลดินใช้ได้
5. ในระหว่างการทรุดตัวหรืออัดตัวของน้ำ ค่า k และ c คงที่ "Low strain consolidation"
6. การทรุดตัวของมวลดินเกิดจากการไหลออกของน้ำจากมวลดินเท่านั้น

Sedimentation and self weight consolidation

-บทพจน Stress-Strain Parmeters สำหรับ Confined Compression Page 153-158 Soil Mechanics ของ Lambe & Whitman.

e

H₂O

1

SOLID

$$a_v = \frac{-de}{d\sigma_v} = -\frac{\Delta e}{\Delta \sigma_v} = \text{Coeff of Compressibility}$$

$$m_v = \frac{-de}{(1+e_o)} \cdot \frac{1}{d\sigma_v} = \frac{a_v}{(1+e_o)} = \text{Coeff of Compressibility}$$

$$C_c = \frac{-de}{d \log \sigma_v} = -\frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma_v} = \text{Compressibility Index}$$

Sedimentation and self weight consolidation

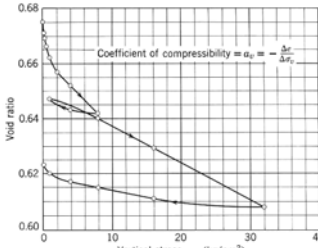
The Continuity equation of flow in soil mass

$$kx \frac{\partial h^2}{\partial x^2} + ky \frac{\partial h^2}{\partial y^2} + kz \frac{\partial h^2}{\partial z^2} = \frac{1}{1+e} \left(e \cdot \frac{\partial s}{\partial t} + s \cdot \frac{\partial e}{\partial t} \right) \quad \text{---(1)}$$

For Saturated Soil and vertical flow (1-D), the equation (1) reduced to

$$kz \cdot \frac{\partial h^2}{\partial z^2} = \frac{1}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t} \quad \text{---(2)}$$

Compressibility of Soil skeleton



Coefficient of compressibility,

$$a_v = -\frac{de}{d\sigma_v}, \quad \text{or} = -\frac{\Delta e}{\Delta \sigma_v}$$

Coefficient of volume change,

$$m_v = -\frac{de_v}{d\sigma_v}, \quad \text{or} = -\frac{\Delta e_v}{\Delta \sigma_v}$$

When

$$\Delta E_v = \frac{\Delta v}{v_o} \quad \text{or} \quad = \frac{\Delta e}{1+e} \quad \text{then} \quad mv = \frac{a_v}{1+e}$$

Results of confined compression test plotted as void ratio versus stress on natural scale.

Sedimentation and self weight consolidation

Substitute $\partial e = -a_v \partial \bar{\sigma}_v$ ---(3)

Into (2), Obtain

$$kz \cdot \frac{(1+e)}{a_v} = \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{-\partial \bar{\sigma}_v}{\partial t} \quad \text{---(4)}$$

Equilibrium of hydraulic head and yaressure

$$h = h_e + \frac{u}{r\omega} = h_e + \frac{1}{r\omega} (u_{ss} + u_e) \quad \text{---(5)}$$

h_e = elevation head =

u_{ss} = steady state pore pressure = constant

U_e = excess pore pressure

Sedimentation and self weight consolidation

From (5) $\frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{1}{r\omega} \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2}$ ---(6)

Substitute ⑥ into ④

$$\frac{kz(1+e_o)}{r\omega \cdot a_v} = \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} = \frac{-\partial \bar{\sigma}_v}{\partial t} \quad \text{---(7)}$$

Introduce the new constant

Then equation (7) became

$$c_v \cdot \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} = \frac{-\partial \bar{\sigma}_v}{\partial t} \quad \text{---(8)}$$

When

Then equation (8) can be written as

$$c_v \cdot \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} = \frac{-\partial u_e}{\partial t} - \frac{\partial \sigma_v}{\partial t} \quad \text{---(9)}$$

Solution to Terzaghi's 1-D Consolidation Equation

$$\text{Diff. Equation} \quad c_v \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad \text{---(10)}$$

$$\text{Solution form} \quad \mu = F(z) \cdot G(t) \quad \text{---(11)}$$

When $F(z)$ = function of z alone and $G(t)$ = function of t alone, then

$$\therefore \frac{\partial u}{\partial t} = F(z) \cdot \frac{\partial G(t)}{\partial t} = F(z) \cdot G'(t) \quad \text{---(12)}$$

$$\text{and} \quad \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \left[\frac{\partial^2}{\partial z^2} F(z) \right] \cdot G(t) = F''(z) \cdot G(t) \quad \text{---(13)}$$

Substitute (12) and (13) into Eq. (10)

$$\text{หรือ} \quad \frac{F''(z)}{F(z)} = \frac{1}{c_v} \cdot \frac{G'(t)}{G(t)} \quad \text{---(14)}$$

เมื่อเทอมด้านซ้ายของ Eq(14) อยู่ใน term ของ z เท่านั้น

และเทอมด้านขวาของ Eq(14) อยู่ใน term ของ t เท่านั้น

ดังนั้นให้แต่ละ เทอมเท่ากับค่าคงที่ให้ $= -B^2$

$$\therefore F''(z) = -B^2 \cdot F(z) \quad \text{---(15)}$$

Solution ของสมการ (15) จะอยู่ใน General Term ดังนี้

$$F(z) = A_1 \cdot \cos Bz + A_2 \cdot \sin Bz \quad \text{---(16)}$$

เมื่อ A_1 และ A_2 = Constants.

ทำนองเดียวกันด้านขวาของสมการ (14) จะเป็น

$$G'(t) = -B^2 \cdot c_v \cdot G(t) \quad \text{---(17)}$$

Solution ของสมการ (17) จะอยู่ใน General Term ดังนี้

$$G(t) = A_3 \cdot e^{(-B^2 \cdot c_v \cdot t)} \quad \text{---(18)}$$

เมื่อ A_3 = Constants.

ถ้ารวมคำตอบในสมการ (16) และ (18) ลงในสมการ (11)

$$\mu = (A_1 \cdot \cos BZ + A_2 \cdot \sin BZ) \cdot A_3 \cdot e^{(-B^2 \cdot C_v \cdot t)} \quad \text{---(19)}$$

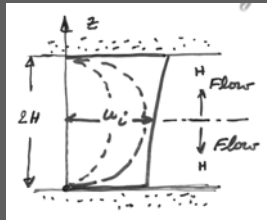
หรือ

$$\mu = (A_4 \cdot \cos BZ + A_5 \cdot \sin BZ) \cdot e^{(-B^2 \cdot C_v \cdot t)} \quad \text{---(20)}$$

เมื่อ

และ

แทนค่า Boundaries Condition และ Initial Condition ของ Consolidation layer.



Double Drainage

1. Initial Condition

at time $t = 0 \rightarrow u = u_i \quad \text{---(1.1)}$

2. Boundary Condition

at any time

where $z = 0 \rightarrow u = 0 \quad \text{---(2.1)}$

$z = 2H \rightarrow u = 0 \quad \text{---(2.3)}$

จาก B.C. (2.1) แทนใน Eq(20)

$$\rightarrow \therefore A_4 = 0$$

จาก B.C. (2.2) แทนใน Eq(20)

$$\therefore A_5 \sin 2BH = 0 \rightarrow 2BH = n\pi \quad (n = 1, 2, 3 \dots)$$

หรือ $B = \frac{n\pi}{2H} \quad \text{---(21)}$

แทน (21), $A_4 = 0$ ลงใน (20)

$$\mu = \sum_{n=1}^{n=\infty} A_n \cdot \sin \frac{n\pi \cdot z}{2H} \cdot e^{\left(\frac{n^2 \pi^2 T_v}{4}\right)} \quad \text{---(22)}$$

เมื่อ

Sedimentation and self weight consolidation

จากสมการที่ (22) แทนค่า Initial Condition (1.1) @ $t = 0$, $u = u_i$

$$\therefore u_i = \sum_{n=1}^{\infty} A_n \cdot \sin \frac{n\pi z}{2H} \quad \text{---(23)}$$

สมการที่ (23) เป็น Fourier sine series ที่สามารถหาค่า A_n ได้จาก

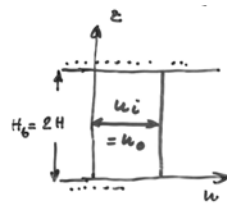
$$A_n = \frac{1}{H} \int_0^{2H} u_i \cdot \sin \frac{n\pi z}{2H} \cdot dz \quad \text{---(24)}$$

\therefore จากสมการที่ (22) และ (24)

$$u = \sum_{n=1}^{\infty} \left(\frac{1}{H} \int_0^{2H} u_i \cdot \sin \frac{n\pi z}{2H} \cdot dz \right) \sin \frac{n\pi z}{2H} \cdot e^{\left(\frac{-n^2 \pi^2 T_v}{4} \right)} \quad \text{---(25)}$$

Sedimentation and self weight consolidation

แทนค่า Initial Pore Pressure ในรูปต่างๆ เช่น



$$\frac{1}{H} \int_0^{2H} u_0 \cdot \sin \frac{n\pi z}{2H} \cdot dz = \frac{2u_0}{n\pi} (1 - \cos n\pi) \quad \text{---(26)}$$

$$\therefore u = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2u_0}{n\pi} (1 - \cos n\pi) \sin \frac{n\pi z}{2H} \cdot e^{\left(\frac{-n^2 \pi^2 T_v}{4} \right)} \quad \text{---(27)}$$

เทอม $(1 - \cos n\pi)$ จะเป็น 0 เมื่อ $n = 2, 4, 6 \dots$

ดังนั้นสมการ (27) ถ้าให้ $n = 2m+1$ เมื่อ $m = 0, 1, 2 \dots \infty$ or $n = 1, 3, 5 \dots \infty$

$$u = \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2u_0}{(2m+1)} \cdot (1 - \cos (2m+1)\pi) \cdot \sin \frac{(2m+1)\pi z}{2H} \cdot e^{\left(\frac{-(2m+1)^2 \pi^2 T_v}{4} \right)} \quad \text{---(28)}$$

และถ้าให้

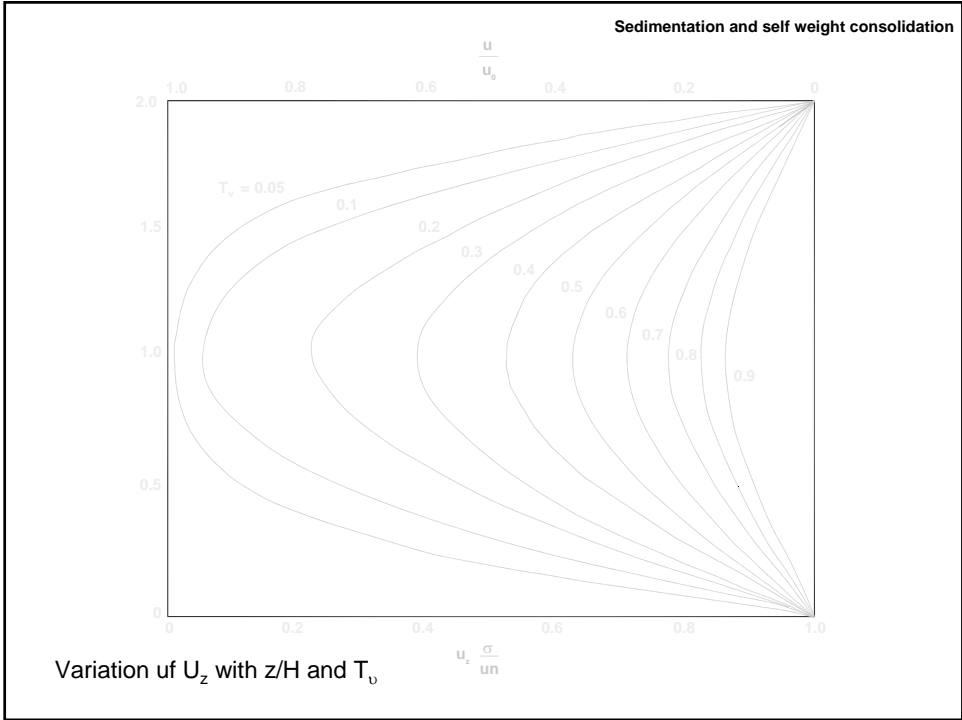
$$\therefore u = \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2u_0}{m} \sin \frac{m\pi z}{H} \cdot e^{(-m^2 T_v)} \quad \text{---(29)}$$

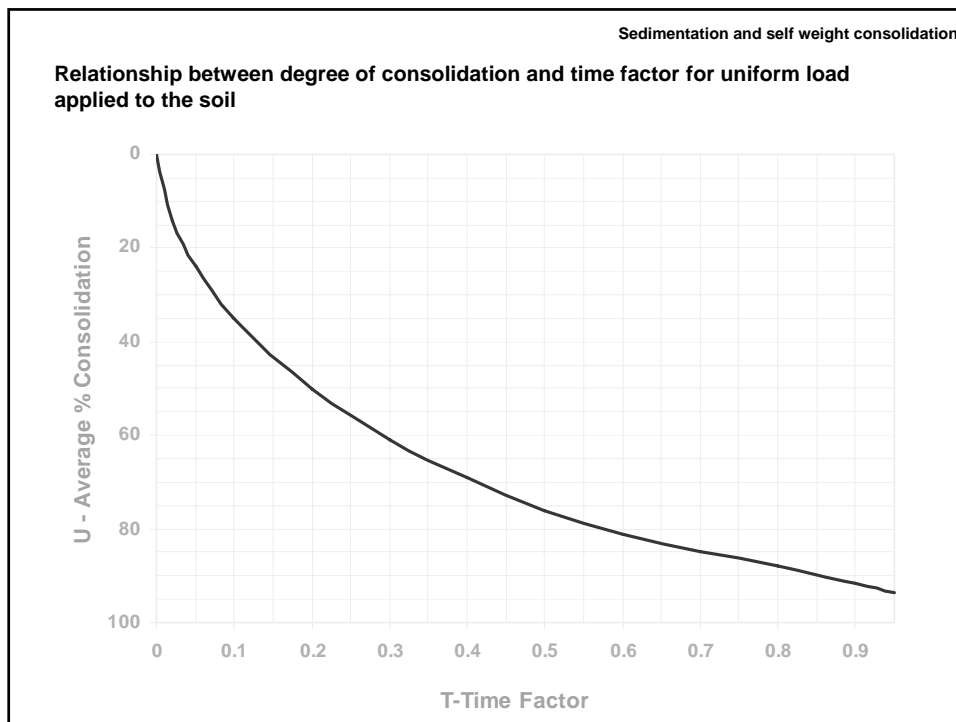
Sedimentation and self weight consolidation

% Consolidation at any depth z คือ

$$U_z = \frac{u_i - u}{u_i} \quad \text{---(30)}$$

Average % Consolidation ของทั้งชั้นดิน

$$U_{av} = \frac{\left(\frac{1}{H_t}\right) \int_0^{H_t} u_i \cdot dz - \left(\frac{1}{H_t}\right) \int_0^{H_t} u \cdot dz}{\left(\frac{1}{H_t}\right) \int_0^{H_t} u_i \cdot dz} \quad \text{---(31)}$$




Sedimentation and self weight consolidation

One-Dimensional Consolidation of a Double-Drained Soil Layer with Six Depth Increments and Different Initial Epwp Distributions

T	n	Case 1		Case 2		Case 3
		U_{eigen}	$U_{analytical}$	U_{eigen}	$U_{analytical}$	U_{eigen}
0.02	1.08	15.41	15.96	5.10	4.00	18.93
0.06	3.24	27.42	27.64	13.31	11.99	32.38
0.10	5.40	35.60	35.68	20.94	19.77	40.70
0.15	8.10	43.67	43.70	29.84	28.86	48.45
0.20	10.8	50.40	50.41	37.89	37.04	54.72
0.25	13.5	56.23	56.22	45.07	44.32	60.07
0.30	16.2	61.33	61.32	51.44	50.78	64.74
0.35	18.9	65.83	65.82	57.08	56.49	68.84
0.40	21.6	69.80	69.79	62.06	61.54	72.47
0.50	27.0	76.41	76.40	70.36	69.95	78.49
0.60	32.4	81.57	81.56	76.85	76.52	83.20
0.70	37.8	85.60	85.59	81.91	81.65	86.88
0.80	43.2	88.75	88.74	85.87	85.66	89.75
0.90	48.6	91.22	91.20	88.96	88.80	91.99
1.00	54.0	93.14	93.13	91.38	91.25	93.74
1.50	81.0	98.00	98.00	97.49	97.45	98.18
2.00	108.0	99.42	99.42	99.27	99.26	99.47

Case 1

Initial Epwp distribution is constant with depth

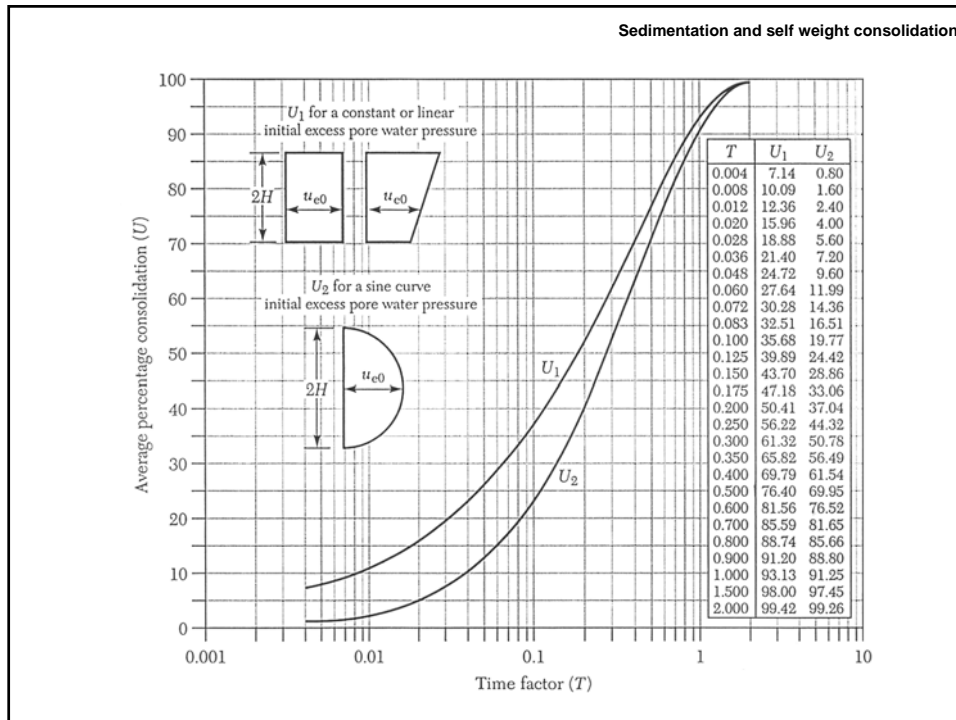
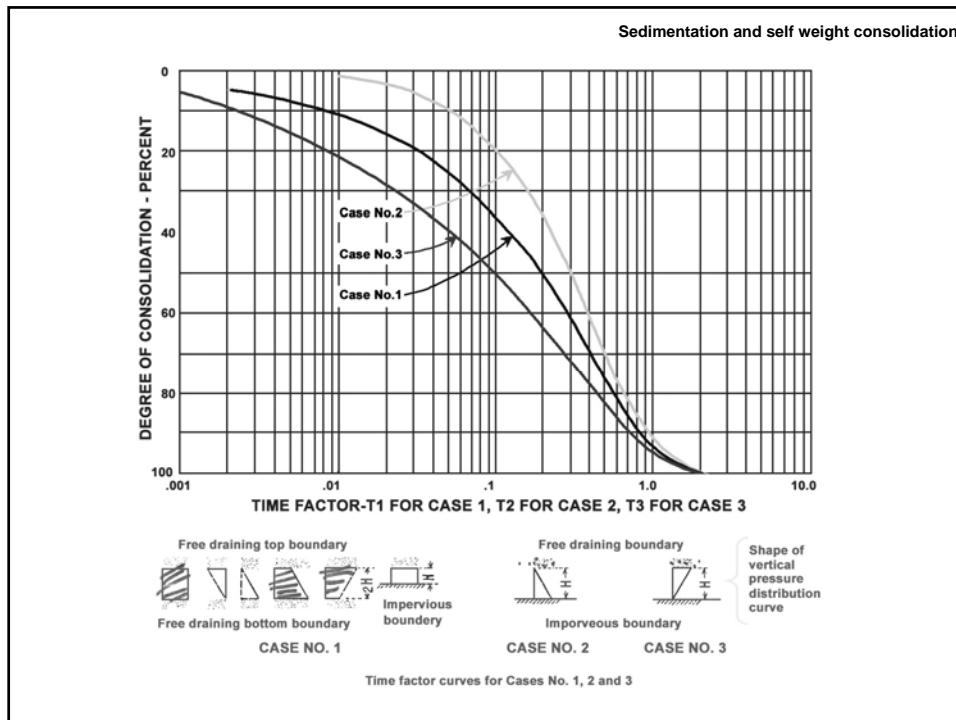
Case 2

Initial Epwp distribution is triangular with depth

Case 3

Initial Epwp distribution is Boussinesq with depth

NOTE: Case 3 is for a $B \times B$ footing with initial Epwp taken under the center to $2B$ depth.



Sedimentation and self weight consolidation

►Example 27.1

Given. The stratum of clay and loading shown in Fig. E27.1-1. This is the same profile and loading as in Example 25.6.

Find. At elevation -27.5 ft and 4 months after loading

- a. Excess pore pressure.
- b. Pore pressure.
- c. Vertical effective stress.
- d. Velocity of flow.

Solution. Because the overlying and underlying soils are much more permeable than the clay, there is double drainage.

$$H = 7 \text{ ft}, \quad Z = \frac{(27.5 - 24)}{7} = 0.5, \quad T = \frac{13.6(0.33)}{(7)^2} = 0.092$$

Interpolating in Fig. 27.2, $U_z = 0.24$

Thus:

$$u_e = 2.1(1 - 0.24) = 1.60 \text{ ksf}$$

$$u = u_{ss} + u_e = 1.13 + 1.60 = 2.73 \text{ ksf}$$

$$\bar{\sigma}_v = (\bar{\sigma}_v)_0 + \Delta\bar{\sigma}_v = 1.27 + 2.1(0.24) = 1.27 + 0.50 = 1.77 \text{ ksf}$$

The stresses and pore pressures after 4 months are shown in Fig. E27.1-2. The slope of the tangent at $Z = 0.5$ to the interpolated curve for $T = 0.092$ is shown in Fig. E27.1-3. In terms of gradient this becomes

$$i = \frac{1}{\gamma_w} \frac{U_z u_0}{Z H} = \frac{(0.95)(2.10)}{(0.0624)(7)} = 4.56$$

The superficial seepage velocity is thus

$$v = ki = 0.06(4.56) = 0.27 \text{ ft/yr upward}$$

Sedimentation and self weight consolidation

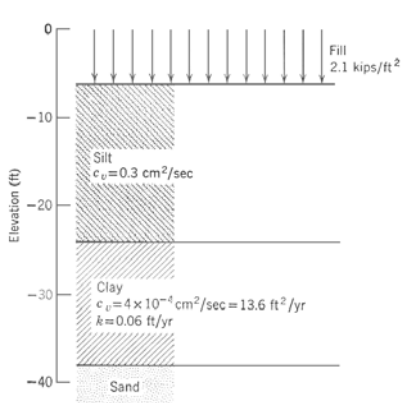


Fig. E27.1-1

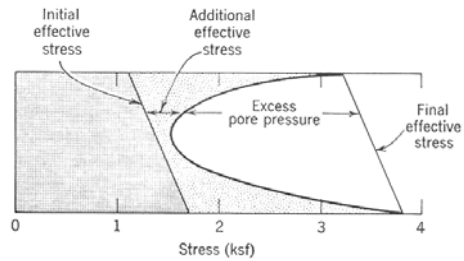


Fig. E27.1-2

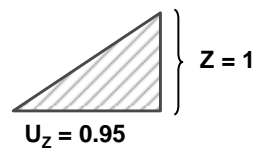
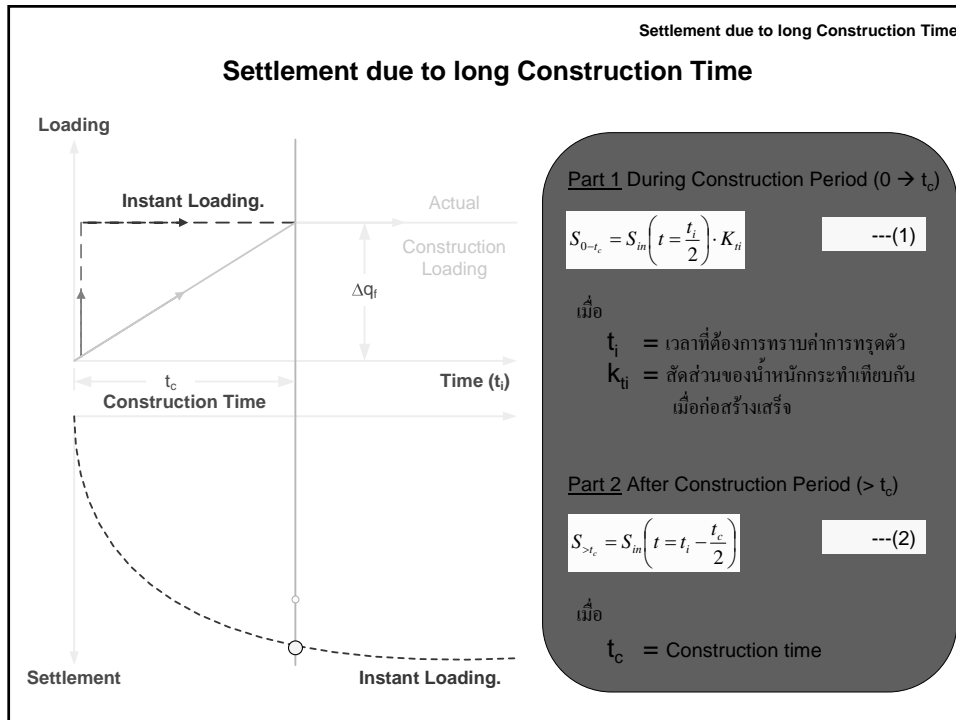


Fig. E27.1-3

Settlement due to long Construction Time

Dr.Warakorn Mairaing



Example 27.5

Given. Soil profile and loading of Fig. E27.1-1 with the load increased linearly during 1 Yr.

Find Time-Settlement relationship.

Solution. See Fig

Sample computations :

t = 3 mo. From curve for instantaneous loading, settlement at 0.15 mo is 0.4 ft. One-quarter of the load is in place.

Settlement = 0.4(0.25) = 0.1 ft

t = 2 yr. From curve for instantaneous loading, settlement at t = (2-0.5) = 1.5 yr is :

Settlement = 1.5 ft

Settlement due to long Construction Time

Fig 27.7 Settlement from time-varying load.

Settlement due to long Construction Time

จากรูป หากไม่มีการไหลในทิศทาง z ให้หาสมการการไหล

ก) ให้หาสมการการไหลในอัตราคงที่ (Steady State) แบบ 2 มิติ

ข) ถ้ากรณีที่มีการไหลแบบไม่คงที่มีเฉพาะในทิศทาง y แบนเดียวและการเปลี่ยนแปลงของปริมาณน้ำต่อเวลา / หน่วยปริมาตรเท่าถึง

เมื่อ S = Saturation ratio

e = void ratio

e_0 = initial void ratio

ให้เขียนสมการ Laplace's Equation ของ Consolidation ของดินอิ่มตัวในเทอมของ h, z, e และ t

Settlement due to long Construction Time

2. ให้เขียน Flownet และคำนวณแรงดันน้ำที่จุด A,B,C และ D

Diagram details:
 - Ground surface: +6.00
 - Well: +0.00, $k = 1.8 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$
 - Sheet pile wall: 20.00 m long, from -1.00 to -5.00, $k = 2.5 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$
 - Soil layers: Dense Sand (from -1.00 to -5.00), Medium Stiff Clay (from -5.00 to -7.00)
 - Water table: +6.00 (left), +0.00 (well), +1.50 (sheet pile wall)

ถ้าหาก Sheet pile ทางด้านซ้ายสามารถตอกลงได้เพียงระดับ -4.00 เมตร เนื่องจากคิดหินกรวดที่อยู่เหนือชั้นดิน Stiff Clay จะมีโอกาสเกิด Boiling ใต้น้ำหรือไม่

Settlement due to long Construction Time

3. ถังน้ำมันขนาดรัศมี 20 เมตร ก่อสร้างลงบนชั้นดินเหนียวแข็ง ดังแสดงในรูป

Diagram details:
 - Tank radius: 20 m
 - Soil unit weight: $\Delta q = 20 \text{ kN/m}^3$
 - Point A: -14 m depth
 - Point B: -24 m depth
 - Soil properties: $\bar{E} = 5.07 \text{ kN/m}^2$, $\phi = 25^\circ$, $\gamma_{sat} = 2.07 \text{ kN/m}^3$, $K_o = 0.5$

ถ้า $\Delta u = B \Delta \sigma_3 + A (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)$
 $B = 1.0$
 $A = 0.80$

ก. หาความดันน้ำที่เกิดขึ้นจากน้ำหนักถังน้ำมัน

ข. เขียน Stress-Path ของการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงที่จุด A และ B ทั้ง TSP และ ESP ถ้าดินเป็น Normally Consolidation Clay

Settlement due to long Construction Time

4. ถ้าเจาะเก็บตัวอย่างดิน จากจุด A มาทดสอบ Triaxial แบบ CTUC-Test จำนวน 3 ตัวอย่าง

ก. ท่านคิดว่าจะทดสอบที่ Effective Confining pressure ที่เหมาะสมในแต่ละตัวอย่างเท่าใดจึงจะได้ข้อมูลที่ครอบคลุมระดับหน่วยแรงที่ใช้ในการก่อสร้างและใช้งาน

ข. ให้เขียน Stress-path ที่แสดงการเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงตั้งแต่การเก็บตัวอย่าง → Saturated → Consolidation และ Shearing ของตัวอย่างดินที่เป็นตัวแทน มา 1 ตัวอย่าง

ค. ท่านจะรู้ได้อย่างไรจากผลของ Triaxial Test ว่าชั้นดินจะเป็น Normally Consolidation หรือ Over consolidated.

5. ให้อธิบายความหมายของคำต่อไปนี้ พอสังเขปโดยอาจใช้รูปประกอบ

- ก. Self weight consolidation
- ข. Time Factor (T_v)
- ค. Strain Contours
- ง. SHANSEP Theory
- จ. Consolidation Boundary Condition

Consolidation of Two-Layer Soil

Dr.Warakorn Mairaing

Consolidation of Two-Layer Soil

To estimate the degree of consolidation of two-layer soil, we can pre-analysis solution (Figure 27.9), or FEM or Approximate method.

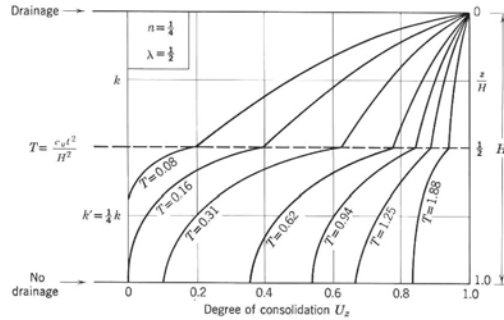


Fig. 27.9 Consolidation of two layers. c_v and k for bottom layer are $\frac{1}{2}$ of values for upper layer. T is based upon c_v of upper layer. (From Luscher, 1965).

- Approximate method

Ex. On Figure 27.6,
Find U_z for $T_i = 0.5$

1. Assume soil layer (2) as impervious
find distribution on layer (1) at $T_i = 0.5$

2. Assume soil layer (1) as pervious
Find distribution on layer (2) at

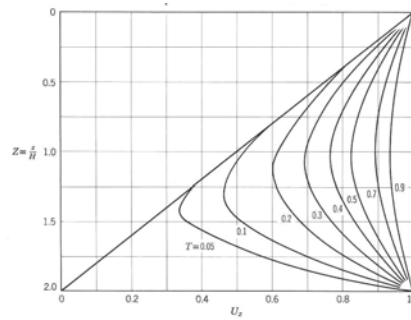


Fig. 27.6 U_z versus Z for triangular initial excess pore pressure distribution.

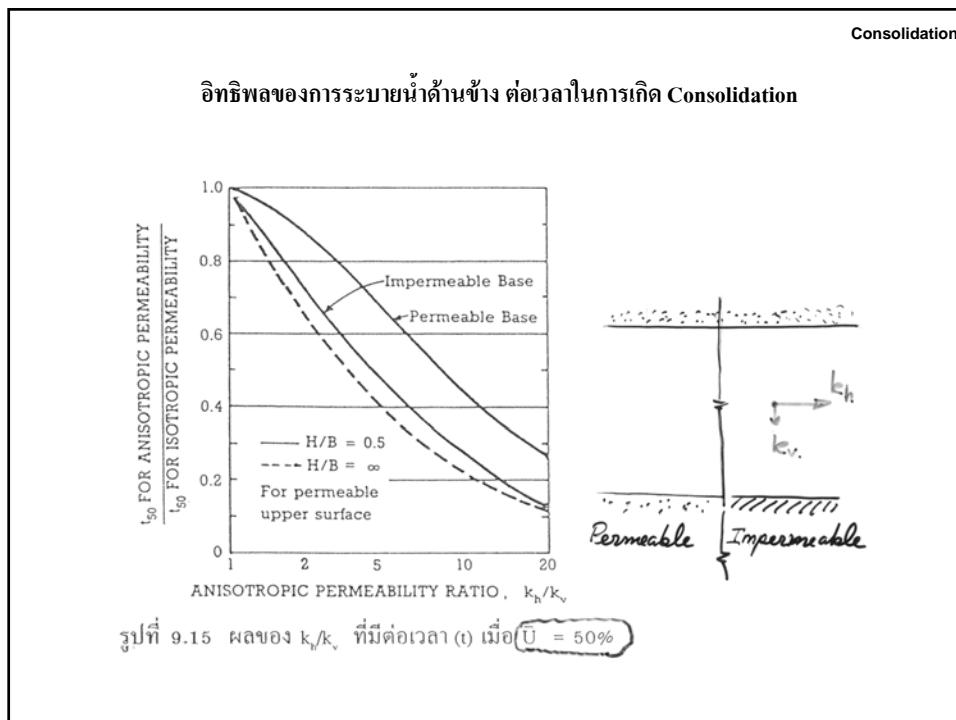
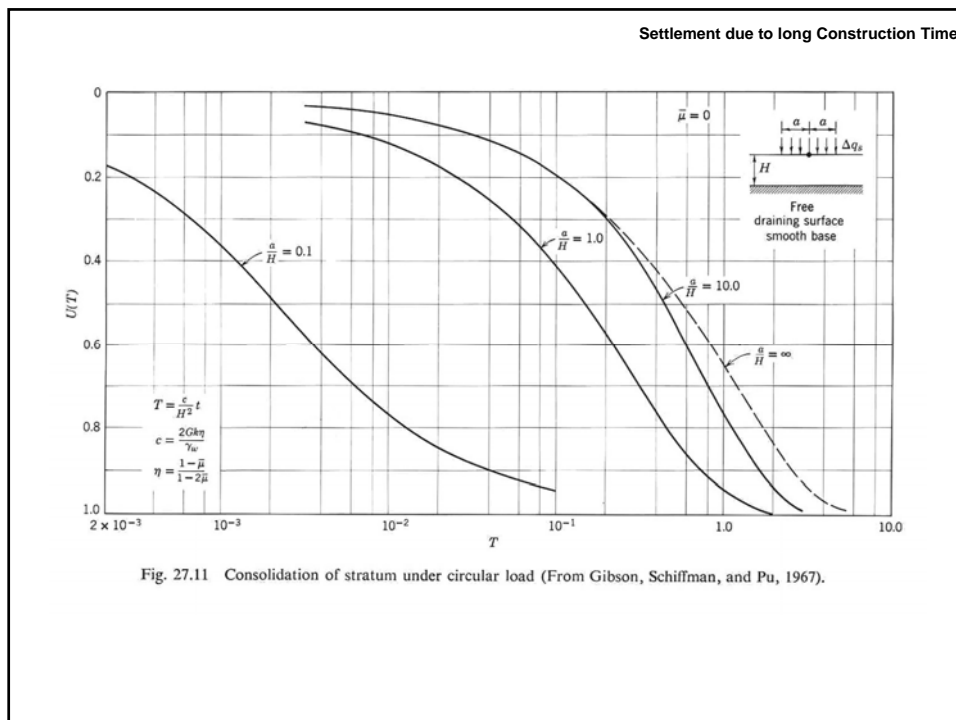
If $H_1 = H_2$ and $t_1 = t_2 \rightarrow \therefore T = f(k) \rightarrow$

$$\frac{T_1}{H_1^2} = \frac{k_1}{c_{v1}} \rightarrow T_2 = \frac{k_2}{c_{v2}} T_1$$

3. Adjust at the interface between soil (1) and (2)

Note: If $k_1 > 20 k_2 \rightarrow$ Treat k_2 as impervious or k_1 as previous

Which layer is control layer.



Consolidation

ตารางสัดส่วน C_v ในสนามและในห้องปฏิบัติการ

สถานที่ทำการศึกษา	PI(%)	OCR	$\frac{C_v(field)}{C_v(lab)}$	ผู้วิจัย
ฉะเชิงเทรา	40-50	3.0-6.0	70	Natamon (1984)
บางนา-ตราด (กม. 2+890)	40-50	1.0-2.0	80	Udomrek (1985)
บางนา-ตราด (กม. 24)	40-80	1.0-2.0	7-14	นริศ (2528)
บางนา-ตราด (กม. 30)	50-80	1.0-2.0	10-20	พินิจ (2528)
บางนา-ตราด (กม. 52)	40-70	1.5-2.5	8	ธานีชัย (2528)

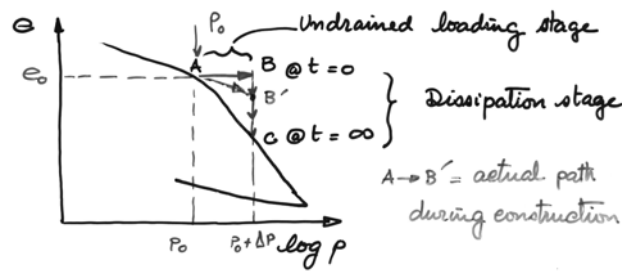
**Discrepancy between Prediction
and Field Observation**

Dr.Warakorn Mairaing

Discrepancy between Prediction and Field Observation

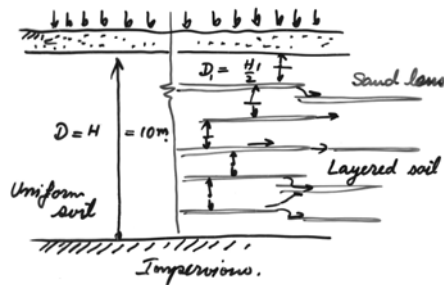
Rates of settlement or consolidation are usually different between laboratory and field from the following reasons.

1. Partial settlement occur during construction period



2. Anisotropic and layer soil properties.

Sedimentary soil as in Bangkok Clay tend to have $k_x > k_y$ or having sand lense or this layers of sand sandwich between clay layer. The drainage path there shorten by this behavior.




If sand layers are at .10 m.

Then $\frac{D_v}{D_L} = \frac{10}{0.10} = 200$

Time (T) $\propto D^2$

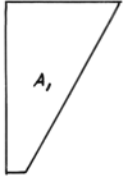
$$\frac{T_v}{T_L} = (200)^2 = 40000$$

COMBINED RATE OF CONSOLIDATION




Initial Excess Pore Pressure

=



Case I
Known A.

-




Case II
Known B.

$$U_{av} = \frac{U_{a1} A_1 - U_{a2} A_2}{A_1 - A_2}$$

Two Layer Consolidation

Use FEM. Or simplified If. $K_1 > 20 K_2$ $C_{v1} > 20 C_{v2}$



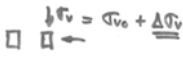
Two or Three Dimensional Consolidation

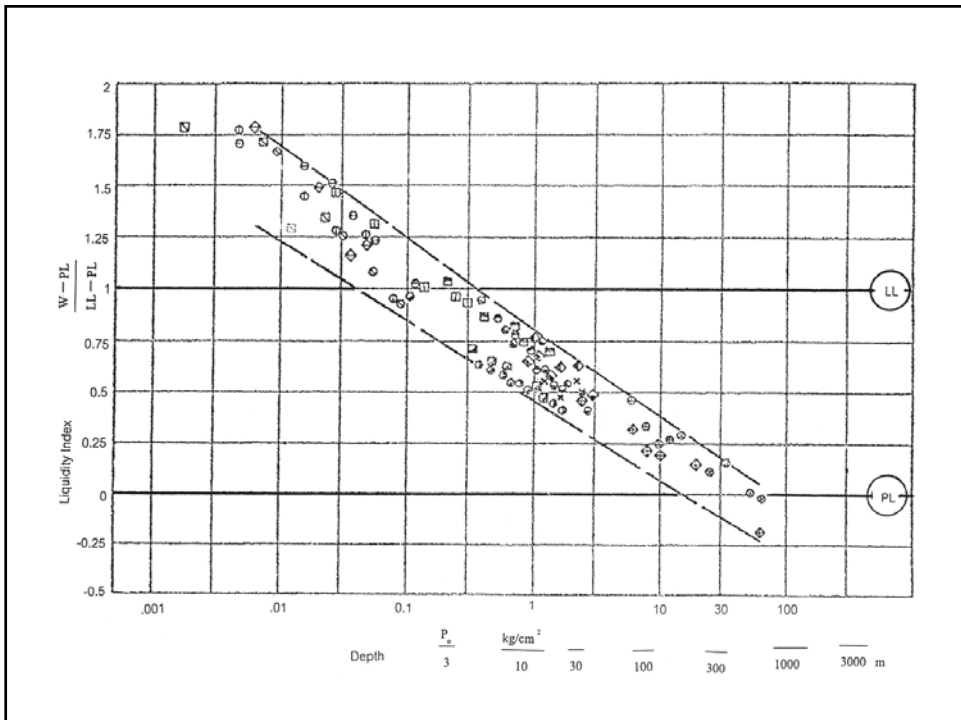
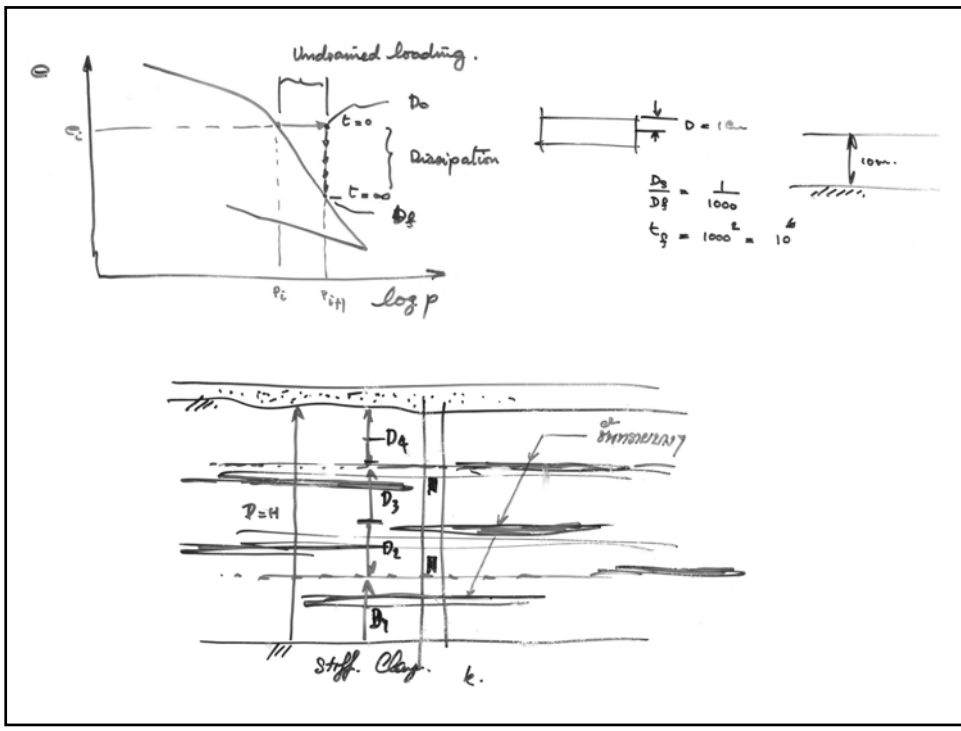
ปัญหา คือ

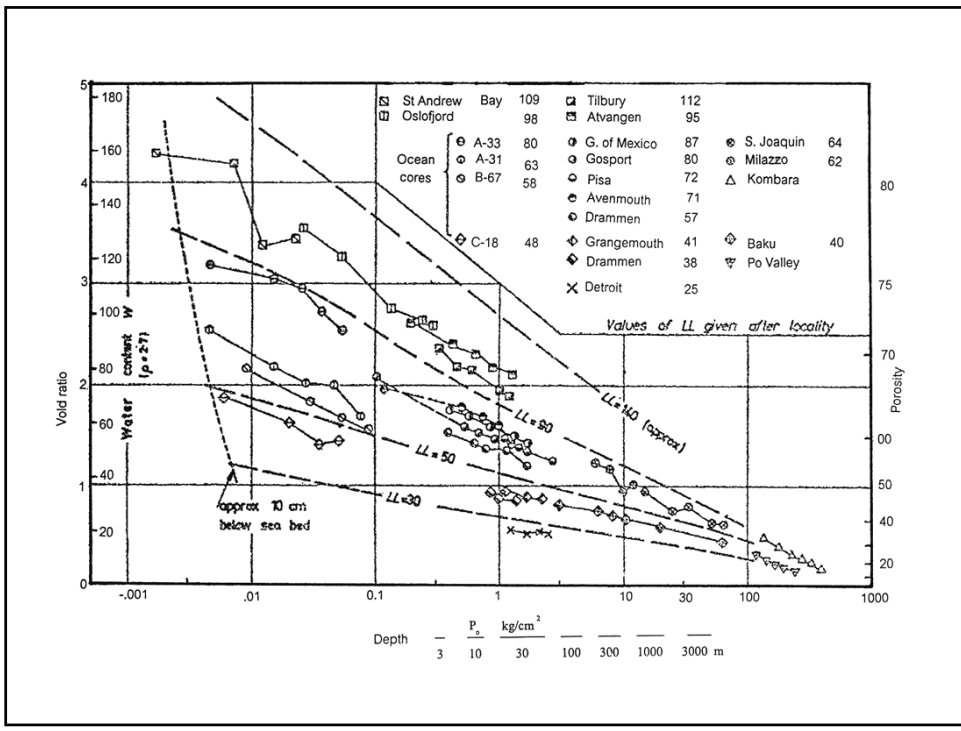
1. Total Stresses vary with time ($\sigma_v = \sigma_n \neq \text{Const}$)
2. Elastic Solution not valid

Simplifiedn (Assuneed)

1. Assumed Pseudo 3-D with constant total stresses
2. Rate of change of pore pressure = rate of volume change







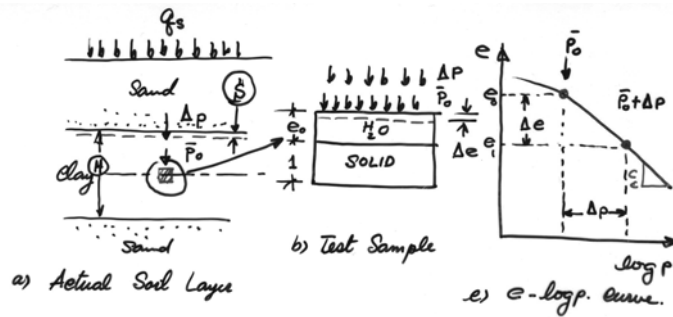
Consolidation Settlement Calculation

Dr.Warakorn Mairaing

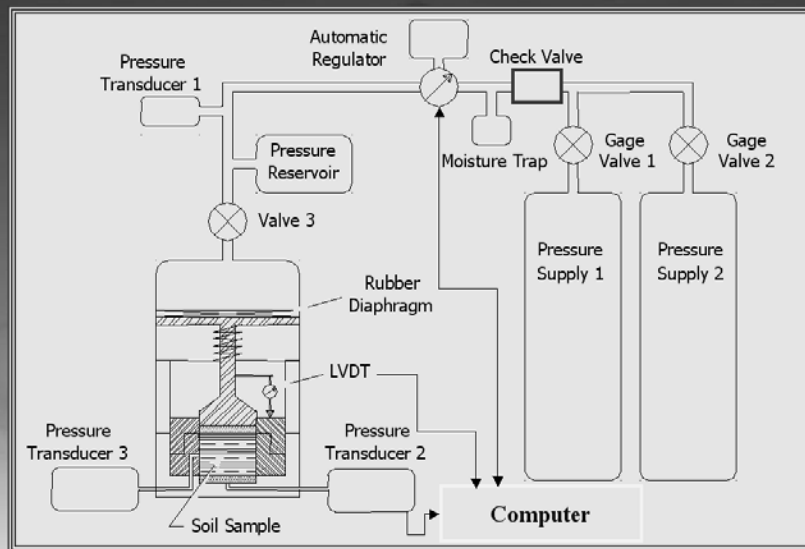
Consolidation Settlement Calculation

Concepts

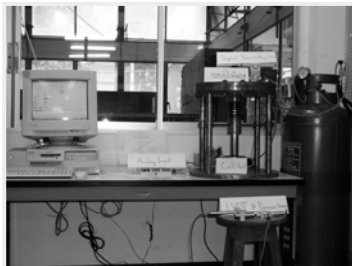
1. Based on Terzaghi's Consolidation Theory.
2. Assume 1-D, homogeneous soil layer.
3. Low strain settlement $\rightarrow e_o = \text{const.}$
4. Linear relationship between e - $\log p$ Curve.
5. Saturated soil layer



Schematic Diagram of Consolidation Test



เครื่องมือทดสอบ High Pressure Consolidation

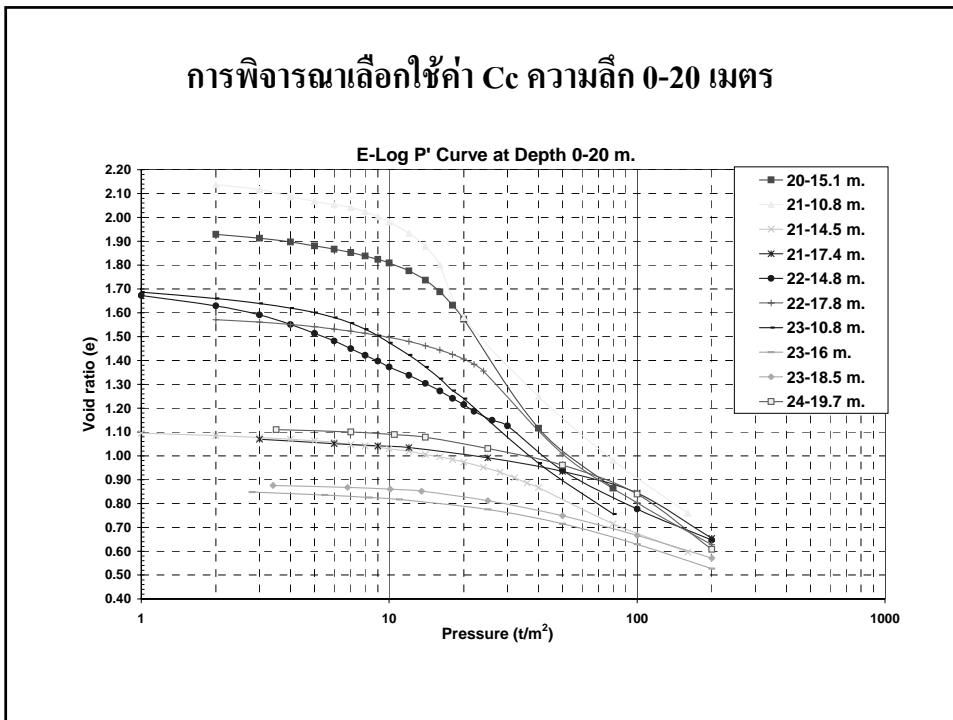


วัตถุประสงค์การพัฒนาเครื่องมือ

- สามารถทดสอบการยุบอัดตัวของดินเหนียว ที่ความลึก 600 เมตร คือ ประมาณ 2,000 ตัน/ตารางเมตร
- ได้แรงกด มากที่สุด 6,000 kg
- การตรวจวัดโดยอุปกรณ์อิเล็กทรอนิกส์ ส่งค่าเข้าไปเก็บไว้ในคอมพิวเตอร์
- ควบคุมการทดสอบโดยคอมพิวเตอร์
- ลดระยะเวลาในการทดสอบจาก 7 วัน เป็น 3 วัน
- ขนาดเครื่องมือทดสอบ 1.0 x 1.0 ม.
- การรบกวนจากภายนอกมีผลน้อยมาก

สรุปผลการทดสอบคุณสมบัติการยุบอัดตัวของดิน

Sta.	Depth (m)		C_v (cm ² /s)	P'_m (ksc)	Unit Weight (t / m ³)	C_c	C_s	C_r	e_0	Mv cm ² / kg	k (cm / s)
	From	To									
KD	49.50	50.00	2.62E-04	19.50	2.088	0.1970	0.0684	0.0398	0.6251	1.00E-03	2.63E-10
KD	188.50	189.00	3.46E-04	37.00	2.162	0.1703	0.0345	0.0640	0.4541	9.82E-04	3.39E-10
KE	99.00	99.50	5.72E-05	27.00	2.147	0.1975	0.0389	0.0240	0.6051	1.21E-03	6.92E-11
KE	179.50	180.00	1.67E-04	33.50	2.255	0.1694	0.0451	0.0437	0.3673	7.97E-04	1.33E-10
KE	266.00	266.50	1.15E-04	50.00	2.166	0.2159	0.0586	0.0511	0.4132	7.41E-04	8.49E-11
KE	366.50	367.00	9.66E-05	62.00	2.262	0.1893	0.0413	0.0432	0.3284	5.48E-04	5.30E-11
KE	367.00	367.50	1.41E-04	55.85	2.272	0.1628	0.0413	0.0483	0.3032	5.66E-04	8.00E-11
KE	440.00	440.50	6.08E-04	72.25	2.325	0.1285			0.2779	4.45E-04	2.71E-10
KE	566.50	567.00	8.71E-05	104.00	2.267	0.2225	0.0387	0.0440	0.3422	3.82E-04	3.33E-11



Consolidation Settlement Calculation

Comparison between; Settlement in soil and test sample

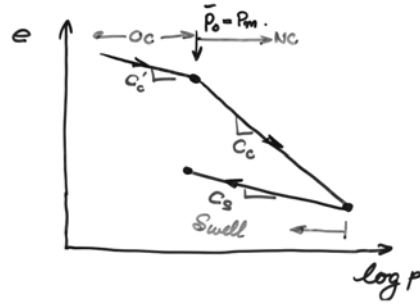
$$\frac{S}{H} = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad \text{---(1)}$$

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

From e-log curve $\rightarrow \Delta e = c_c \cdot \log\left(\frac{\bar{P}_o + \Delta P}{\bar{P}_o}\right) \quad \text{---(2)}$

Then (1) become $S = \frac{H}{1 + e_0} \cdot c_c \cdot \log\left(\frac{\bar{P}_o + \Delta P}{\bar{P}_o}\right) \quad \text{---(3)}$

1. N.C. Clay Layer



\bar{P}_m = Max. past pressure.
 \bar{P}_0 = Overburden pressure.

2. Over Consolidation Clay Layer

$$S = S_{oc} + S_{NC}$$

---(4)

3. Exeavation or Pressure release

$$S = \frac{H}{He_0} \cdot C_s \cdot \log \left(\frac{\bar{P}_0 - \Delta P}{\bar{P}_0} \right)$$

---(5)

