



บทที่ 2

ทฤษฎีและการทบทวนงานในอดีต

2.1 หลักการพื้นฐานของการทรุดตัว

มวลดินจะถูกพิจารณาว่าประกอบด้วย เม็ดดิน น้ำและอากาศบรรจุอยู่ในช่องว่างหรือโพรงระหว่างเม็ดดิน โดยมีสมมุติฐานว่า เม็ดดิน และน้ำ จะไม่ถูกบดอัด

เมื่อน้ำหนักกระทำต่อดินเหนียวที่อิ่มตัว ซึ่งมีค่าความสามารถซึมผ่านได้ (Permeability) ต่ำ ในพื้นที่หนึ่งใด ภายหลังจากการให้น้ำหนัก น้ำในโพรงจะเป็นตัวที่รับน้ำหนักไว้ทั้งหมดและต่อมาเมื่อน้ำในโพรงระบายออก น้ำหนักจะถูกส่งถ่ายไปยังเม็ดดิน ซึ่งจะยังผลให้ปริมาตรของช่องว่างระหว่างเม็ดดินลดลง ปรากฏการณ์ที่กล่าวมานี้เป็นสิ่งที่รู้จักกันว่าคือขบวนการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation) ในทางปฏิบัติจะถือว่าการทรุดตัวของฐานรากที่ตั่งบนดินเหนียวที่อิ่มตัวประกอบด้วย 3 ส่วนคือ

การทรุดตัวทันที (Immediate Settlement)

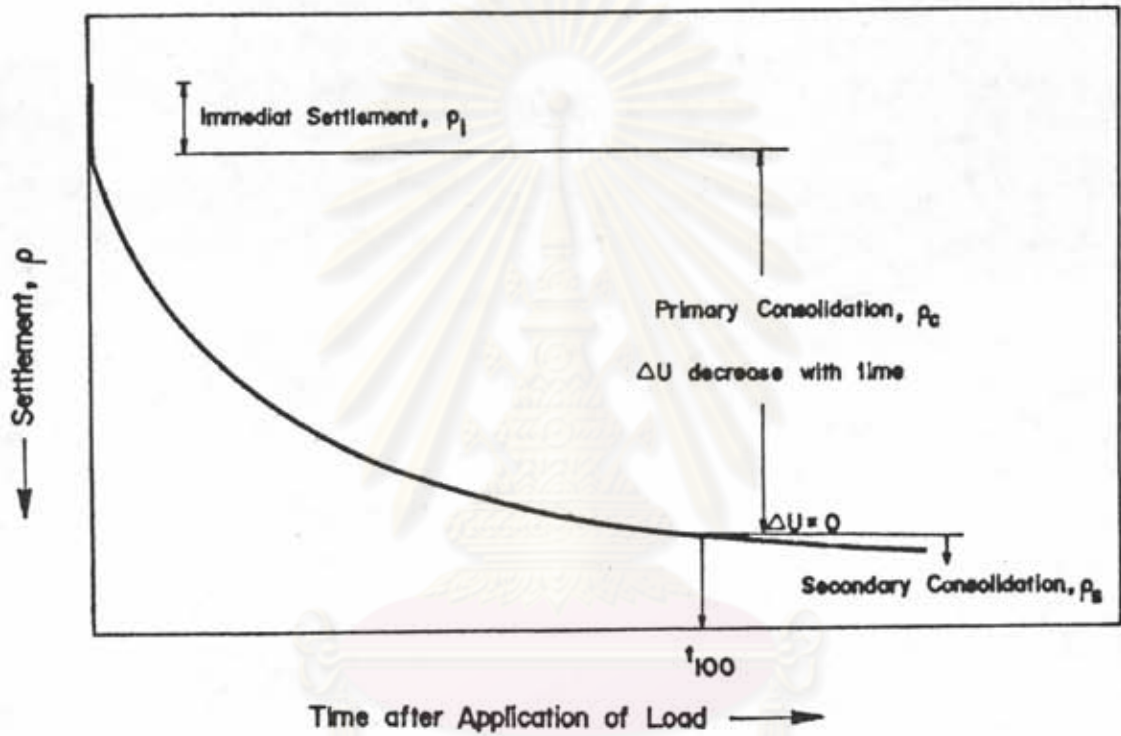
การทรุดตัวขั้นแรก (Primary Consolidation)

การทรุดตัวขั้นที่สอง (Secondary Consolidation)

โดยจะถือว่าการทรุดตัวเป็นไปตามลำดับ ดังแสดงในรูปที่ 2.1 แต่ในความเป็นจริงแล้วบางส่วนของ การทรุดตัวขั้นที่สองสามารถเกิดขึ้นได้พร้อมกับการทรุดตัวขั้นแรก

2.1.1 การทรุดตัวทันที (Immediate Settlement)

ภายหลังจากการกระทำของหน่วยแรงภายนอกแก่ดินเหนียวที่อิ่มตัว จะทำให้เกิดความคั่งน้ำในโพรงเพิ่ม (Excess Pore Pressure ;  $\Delta U$ ) ขึ้น เนื่องจากดินเหนียวมีค่าความสามารถซึมผ่านได้ต่ำ และมีความหนาของชั้นดินมาก จึงทำให้การระบายของน้ำในโพรงเกิดขึ้นได้น้อยมาก ดังนั้นดินเหนียวจะเกิดการยุบอัดตัวโดยปริมาตรคงที่ ภายใต้อิทธิพลของน้ำหนักจะเกิดการยุบตัวในแนวคิ่ง และขยายตัวออกในแนวนอน



ศูนย์วิจัยทรัพยากร  
รูปที่ 2.1 ส่วนประกอบของการทรุดตัว  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

### 2.1.2 การทรุดตัวขั้นแรก (Primary Consolidation)

เมื่อเวลาผ่านไปภายหลังจากการให้น้ำหนัก น้ำในโพรงจะเริ่มระบายออก น้ำหนักจะถูกส่งถ่ายจากน้ำในโพรงไปยังเม็ดดิน และดินเหนียวจะเกิดการทรุดตัวเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงปริมาตร อัตราของการเปลี่ยนแปลงปริมาตรหรือการทรุดตัวนี้ จะขึ้นอยู่กับการที่ปริมาตรของน้ำในโพรงระบายออกได้เร็วหรือช้าเพียงใด

### 2.1.3 การทรุดตัวขั้นที่สอง (Secondary Consolidation)

การทรุดตัวขั้นที่สองเป็นการทรุดตัวที่ขึ้นอยู่กับเวลา และไม่เกี่ยวข้องกับอัตราของการระบายออกของน้ำในโพรง กลไกที่ถูกต้องของขบวนการนี้ยังไม่เป็นที่ทราบแน่ชัด ASTM (1965) ได้แนะนำว่าการทรุดตัวขั้นที่สองจะเกิดขึ้นหลังจากที่ความดันน้ำในโพรงเพิ่มไต่กระจายไปหมดแล้ว และได้ให้คำจำกัดความว่า

"การทรุดตัวขั้นที่สอง คือการลดลงของปริมาตรของมวลดิน เนื่องจากการให้น้ำหนักแก่มวลดิน และการปรับโครงสร้างภายในของมวลดินภายหลังจากที่เม็ดดินรับน้ำหนักทั้งหมดที่ส่งถ่ายมาจากน้ำในโพรง"

### 2.1.4 การประมาณการทรุดตัวทั้งหมด

การทรุดตัวทั้งหมด (Total Settlement;  $p_T$ ) ของฐานรากบนดินเหนียวที่อิ่มตัว คือ

$$p_T = p_i + p_c + p_s \quad (2.1)$$

เมื่อ  $p_i$  = การทรุดตัวทันที

$p_c$  = การทรุดตัวขั้นแรก

$p_s$  = การทรุดตัวขั้นที่สอง

### 2.2 การกระจายของความเค้น (Stress Distribution)

การหาการกระจายความเค้นในดิน เป็นปัจจัยที่สำคัญอันหนึ่งซึ่งมีผลต่อความถูกต้องแน่นอนของการวิเคราะห์การทรุดตัว โดยทั่วไปแล้วการคำนวณหาความเค้นภายใต้น้ำหนักกระทำจะใช้ทฤษฎีอีลาสติก

Boussinesq (1885) ได้ให้สมการสำหรับการกระจายความเค้นที่เกิดจากการ



กระทำของน้ำหนักเป็นจุด (Point Load) บนผิวของมวลซึ่งมีความลึกไม่จำกัด (Semi-infinite Space) และมีคุณสมบัติเป็นแบบ Homogeneous และ Isotropic ต่อมาได้มีการเสนอวิธีการต่าง ๆ ทั้งในรูปแบบของสมการ แผนภูมิ (Chart) เส้นโค้ง (Curve) และกระเปาะความดัน (Pressure bulbs) เพื่อหาการกระจายความเค้นที่เกิดจากการกระทำของน้ำหนักในรูปแบบอื่น ๆ โดยอาศัยหลักการของสมการ Boussinesq

เพื่อที่จะหาการกระจายความเค้นใต้ถูกต้องยิ่งขึ้น จึงได้มีการปรับปรุงวิธีการโดยกำหนดขอบเขตเงื่อนไข และคุณสมบัติของดินแตกต่างกันออกไป เช่น Westergarrd (1948) พิจารณาดินไม่มีความเครียดด้านข้าง และมีคุณสมบัติแบบ Non-homogeneous และ Anisotropic Burmister (1956) ได้เสนอค่าตอบสำหรับหาความเค้น และการเคลื่อนตัวของหน้าดินที่ชั้นดินที่ยืดหยุ่นได้ (Compressible Layer) ตั้งอยู่บนชั้นดินแข็ง (Rigid Base) และอาศัยทฤษฎีของ Burmister นี้ Poulos (1967) ได้เสนอ Influence factors สำหรับหาค่าความเค้น และการเคลื่อนตัวของผิวดิน ในกรณีที่มีชั้นดินอ่อนวางอยู่บนชั้นดินแข็ง และในรูปแบบที่ 2.2 เป็น Influence factors สำหรับหาค่า  $\sigma_z$ ,  $\theta$  และ  $\tau_{xz}$

### 2.3 ความคั่งน้ำในโพรงเพิ่ม (Excess Pore Pressure)

#### 2.3.1 วิธีพื้นฐาน

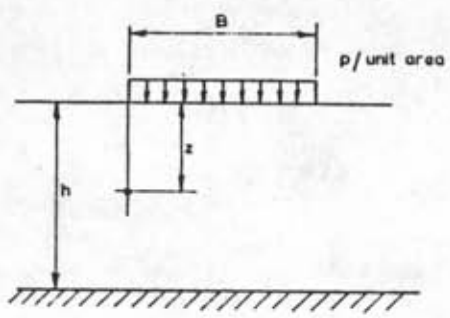
ความคั่งน้ำในโพรงเพิ่มที่เกิดขึ้นเมื่อมีน้ำหนักกระทำต่อมวลดิน สามารถคำนวณได้จากหลายวิธี ดังแสดงในตารางที่ 2.1

ตารางที่ 2.1 วิธีการประมาณความคั่งน้ำในโพรงเพิ่ม

วิธี	สมการ
One-dimensional	$\Delta u = \Delta \sigma_v$
Three-dimensional (Elastic)	$\Delta u = \Delta \sigma_{oct}$
Skempton's equation	$\Delta u = \Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)$
Henkel's equation	$\Delta u = \Delta \sigma_{oct} + a \Delta \tau_{oct}$

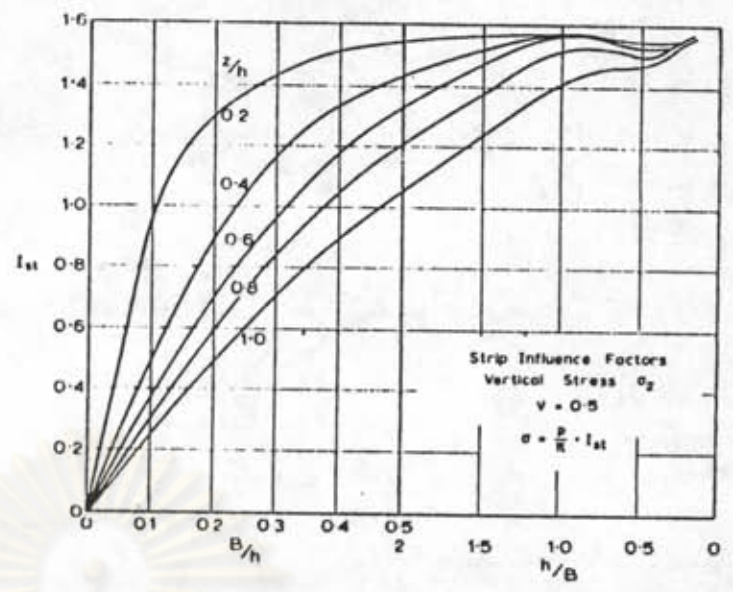
เมื่อ  $\Delta \sigma_v$  = ความเค้นที่เพิ่มขึ้นในแนวตั้ง

$\Delta \sigma_{oct}$  = Octahedral Stress

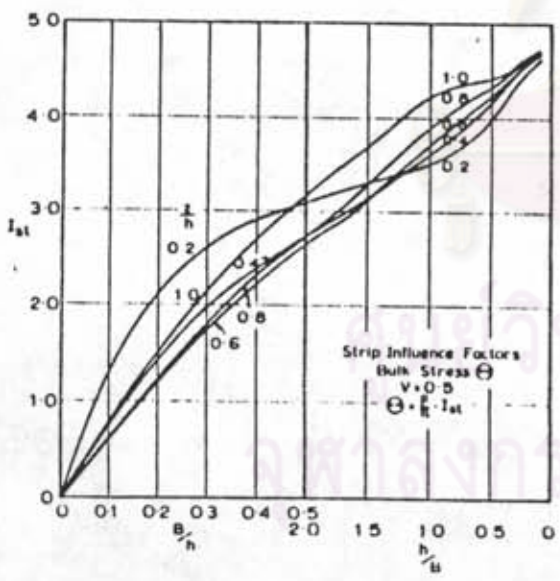


$$\sigma_x = \frac{\theta}{1+\nu} - \sigma_z$$

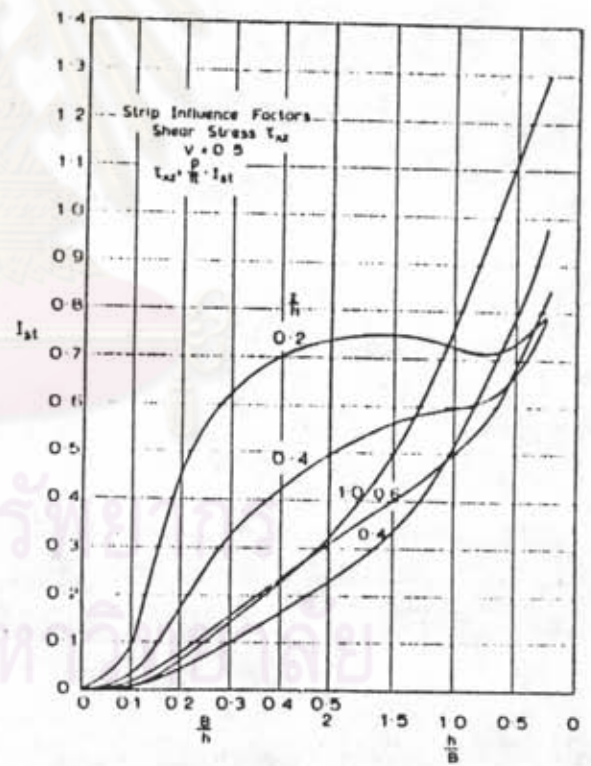
$$\sigma_y = \nu(\sigma_x + \sigma_z)$$



Strip curves for  $\sigma_z$ .  $\nu=0.5$ .



Strip curves for  $\theta$ .  $\nu=0.5$ .



Strip curves for  $\tau_{xz}$ .  $\nu=0.5$ .

รูปที่ 2.2 Influence Factors สำหรับค่า  $\sigma_z$ ,  $\theta$  และ  $\tau_{xz}$  ที่ขอบของหน้าผกกระทำ (Davis และ Poulos, 1974)



$\Delta\tau_{oct}$  = Octahedral Shear Stress

A = Skempton's Parameter ได้จากการทดสอบ Triaxial

a = Henkel's Parameter

=  $3A-1/\sqrt{2}$  กรณี Compression

=  $3A-2/\sqrt{2}$  กรณี Extension

อภิชัย(2528) ได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่าง  $A_f$  กับ OCR ของดินเหนียว  
บางนา-บางปะกง ในรูปที่ 2.3 โดย  $A_f$  ได้จากการทดสอบ  $\overline{CK}_{OC}$  และสามารถใช้ค่า  
 $A_f$  นี้ ประมาณความค้ำน้ำในโพรงเพิ่มในดินบริเวณนี้โดยสมการของ Skempton และของ  
Henkel ได้

### 2.3.2 วิธีการที่รับการพัฒนาขึ้นใหม่

วิธีพื้นฐานนี้จะสามารถให้ค่าความค้ำน้ำในโพรงเพิ่มในช่วงอิลาสติกเท่านั้น  
แต่ไม่สามารถใช้ได้กับกรณีที่ดินเกิดการวิบัติ (Yield) หรือเกิดการเปลี่ยนแปลงโครงสร้าง  
(Destruction) ดังนั้นจึงได้มีการพัฒนาวิธีการขึ้นเพื่อแก้ปัญหา

#### 2.3.2.1 วิธีของ Hoeg et al

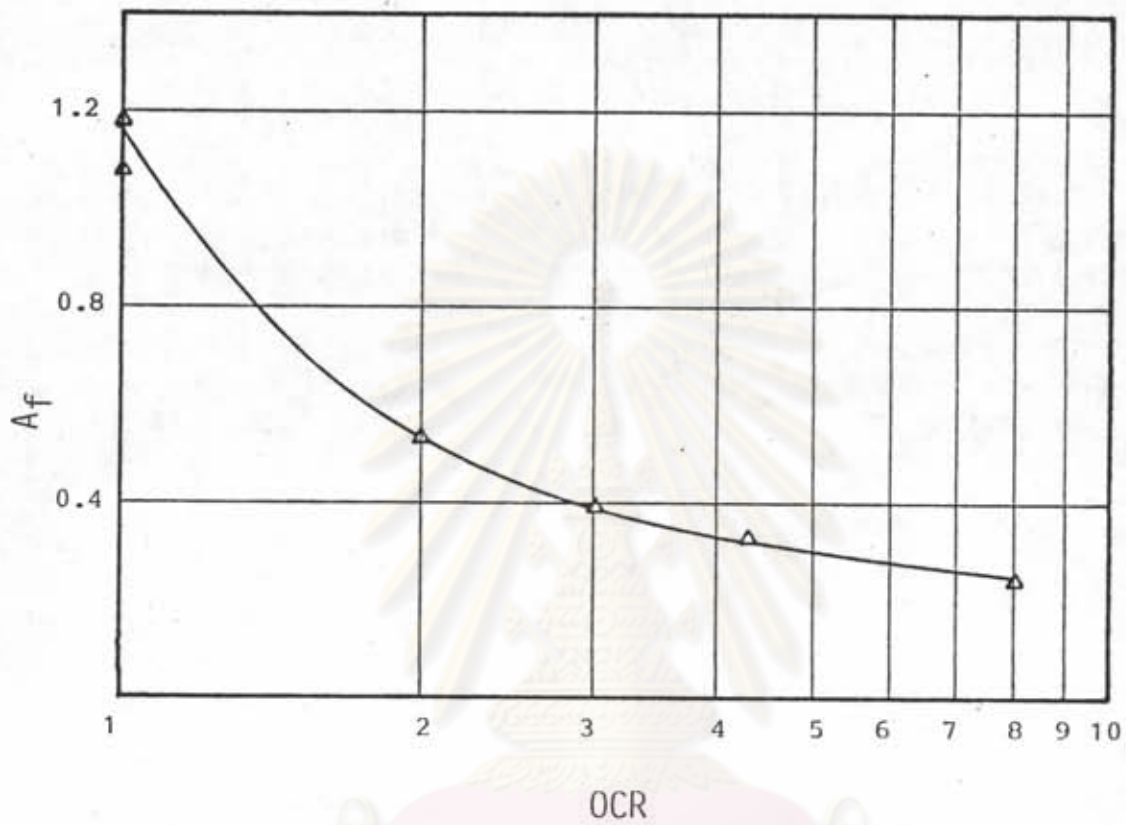
เมื่อบางส่วนในมวลดินได้รับความเค้นเฉือน (Shear Stress)  
จากน้ำหนักกระทำภายนอกสูงมาก จนกระทั่งความเค้นเฉือนที่เกิดขึ้นมีค่าเท่ากับกำลังรับแรง  
เฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำ (Undrained Shear Strength) จะทำให้เกิดการวิบัติเป็นแห่ง  
(Local Yielding) ขึ้น เมื่อถึงจุดนี้แล้วถ้ามีการเพิ่มน้ำหนักกระทำภายนอกขึ้นอีก ความเค้น  
เฉือนก็จะไม่เพิ่มขึ้นมากกว่านี้ ซึ่งจะทำได้ตั้งสมมุติฐานไว้ว่า  $\Delta\sigma_1$  เท่ากับ  $\Delta\sigma_3$  Hoeg et al  
(1969) ได้เสนอวิธีการประมาณค่าความค้ำน้ำในโพรงเพิ่มไว้ ดังนี้

ก. ก่อนเกิดการวิบัติเป็นแห่ง  $\Delta u_1 = \Delta\sigma_{oct}$  โดย  $\Delta\sigma_{oct}$   
คำนวณจากน้ำหนักกระทำภายนอกที่พอดีทำให้เกิดการวิบัติเป็นแห่ง

ข. หลังจากเกิดการวิบัติเป็นแห่ง  $\Delta u_2 = \Delta\sigma_1$  โดย  $\Delta\sigma_1$   
คำนวณจากน้ำหนักส่วนที่เพิ่มขึ้นจากน้ำหนักที่พอดีทำให้เกิดการวิบัติเป็นแห่ง

ค. ความค้ำน้ำในโพรงเพิ่มที่เกิดขึ้น  $\Delta u = \Delta u_1 + \Delta u_2$

จากการตรวจสอบข้อมูลในสนาม D'Appolonia et al(1971)  
พบว่าภายหลังเกิดการวิบัติเป็นแห่งแล้ว  $\Delta u$  ที่เกิดขึ้นมีค่ามากกว่า  $\Delta\sigma_1$  เล็กน้อย



รูปที่ 2.3 ความสัมพันธ์ระหว่าง  $A_f = \Delta u_f / \Delta \sigma_{vf}$  จากการทดสอบ  
 CK UC ของดินเหนียวบางนา-บางปะกง (อภิษฐ์; 2528)

ศูนย์วิทยทรัพยากร  
 จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

### 2.3.2.2 วิธีของ Tavenas

Tavenas (1979) ได้เสนอรูปแบบการเกิดขึ้นของความคั่งน้ำใน  
 โทรงเพิ่ม ดังแสดงในรูปที่ 2.4 โดยจุดหักแรกที่จุด P เกิดขึ้นเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงโครงสร้างของดินเหนียว และจุดหักที่สองที่จุด F เกิดขึ้นเมื่อดินเหนียวเกิดการวิบัติ สมการสำหรับ  
 คำนวณค่าความคั่งน้ำในโตรงเพิ่มในแต่ละลำดับชั้นมีดังนี้

ก. ลำดับชั้นที่ 1 ก่อนที่คันดินมีความสูงถึงความสูงวิกฤติ  
 (Critical height)

$$\Delta u = B_1 \cdot I \cdot \Delta p \quad (2.2)$$

จากข้อมูลทั่วๆ ไปได้ในสนาม (รูปที่ 2.5) พบว่า

$$B_1 = 0.6 - 2.4(Z/D - 0.5)^2 \quad (2.3)$$

เมื่อ  $Z$  = ความลึก ณ จุดที่กำลังพิจารณา

$D$  = ความหนาของชั้นดินเหนียว

$I$  = Influence Factor สำหรับค่าความเค้น

$\Delta p$  = ความดันที่กระทำที่พื้นผิวดิน

และคันดินจะมีความสูงถึงความสูงวิกฤติเมื่อคันดินมีน้ำหนักเท่ากับ

$$\gamma_{Hcrit} = \frac{\bar{\sigma}_{vm} - \bar{\sigma}_{vo}}{I(1-B_1)} \quad (2.4)$$

ข. ลำดับชั้นที่ 2 เมื่อคันดินมีความสูงเกินความสูงวิกฤติ และ  
 ก่อนเกิดการวิบัติ

ในช่วงนี้  $B_2 = 1$  และ  $\Delta u = \Delta \sigma_v$  ความคั่งน้ำใน-  
 โทรงเพิ่มที่เกิดขึ้นสามารถคำนวณได้โดย

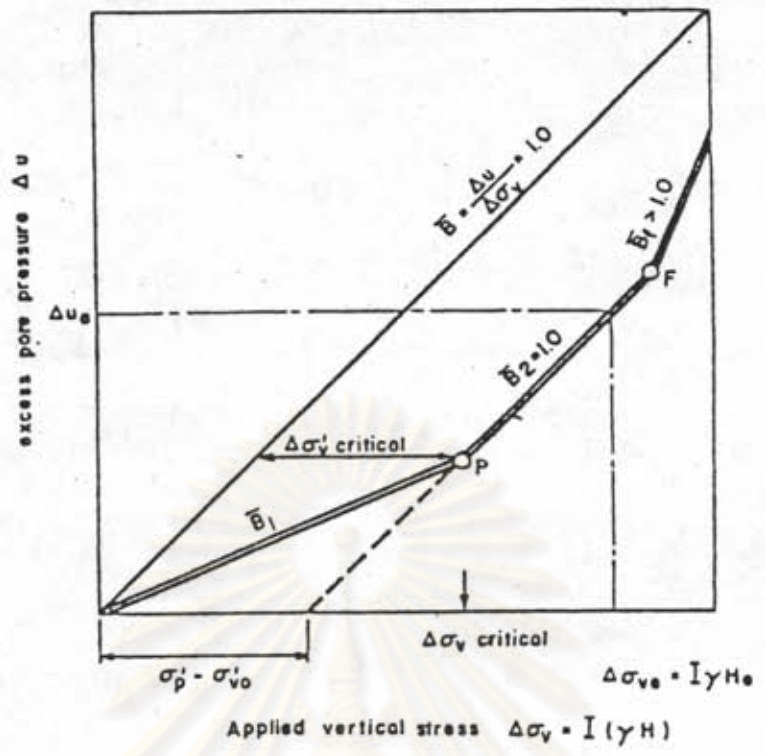
$$\Delta u = I \Delta p - (\bar{\sigma}_{vm} - \bar{\sigma}_{vo}) \quad (2.5)$$

ค. ลำดับชั้นที่ 3 ภายหลังการวิบัติ

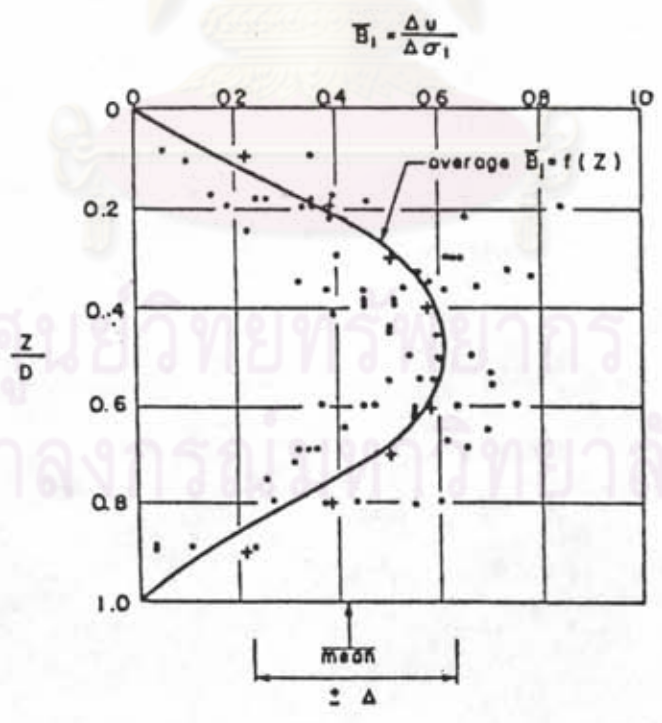
หลังจากที่เกิดการวิบัติแล้ว ค่า  $B_f$  จะมียค่ามากกว่า 1  
 และยังไม่สามารถหาค่าที่แน่นอนได้

Lee (1983) ได้ทำการวัดความคั่งน้ำในโตรงเพิ่มที่เกิดขึ้นใต้คันดินในกรุงเทพฯ





รูปที่ 2.4 รูปแบบการเกิดขึ้นของความคืบน้ำในโพรงเพิ่ม (Tavenas; 1979)



รูปที่ 2.5 ความสัมพันธ์ระหว่าง  $B_1$  กับ  $Z/D$  (Tavenas; 1979)

และบริเวณใกล้เคียง ปรากฏได้ความสัมพันธ์ระหว่าง Pore Pressure Parameter ( $\mu = \Delta u / \Delta \sigma_v$ ) กับ OCR ดังแสดงในรูปที่ 2.6 ดังนั้นจึงสามารถใช้ความสัมพันธ์นี้ประมาณค่าความคืบหน้าในโพรงเพิ่มได้อีกวิธีหนึ่ง

## 2.4 ลักษณะของน้ำหนักระทำ

### 2.4.1 น้ำหนักระทำ 1 มิติ (One-Dimensional Loading)

ลักษณะของปัญหาที่จะถือได้ว่าเป็นลักษณะใน 1 มิติ คือ เมื่อความกว้างของน้ำหนักระทำมากกว่าความหนาของชั้นดินมาก เช่น ที่จุดกึ่งกลางของดินถมที่กว้างมาก ๆ ในกรณีนี้ความคืบหน้าในโพรงเพิ่มจะเท่ากับความเค้นเพิ่มในแนวตั้ง ( $\Delta \sigma_v$ ) ทางเดินของความเค้น (Stress Path) ที่เกิดขึ้นเนื่องจากลักษณะน้ำหนักใน 1 มิตินี้ แสดงในรูปที่ 2.7

ระหว่างการให้น้ำหนักระทำ TSP จะเป็นไปตาม 0a ในขณะที่ความเค้นประสิทธิผลยังคงอยู่ที่จุด 0 เมื่อเกิดขบวนการอัดตัวคายน้ำ ESP จะเป็นไปตามเส้น  $K_0$  (0b) ขณะที่ TSP เป็นไปตาม ab

### 2.4.2 น้ำหนักระทำ 3 มิติ (Three-Dimensional Loading)

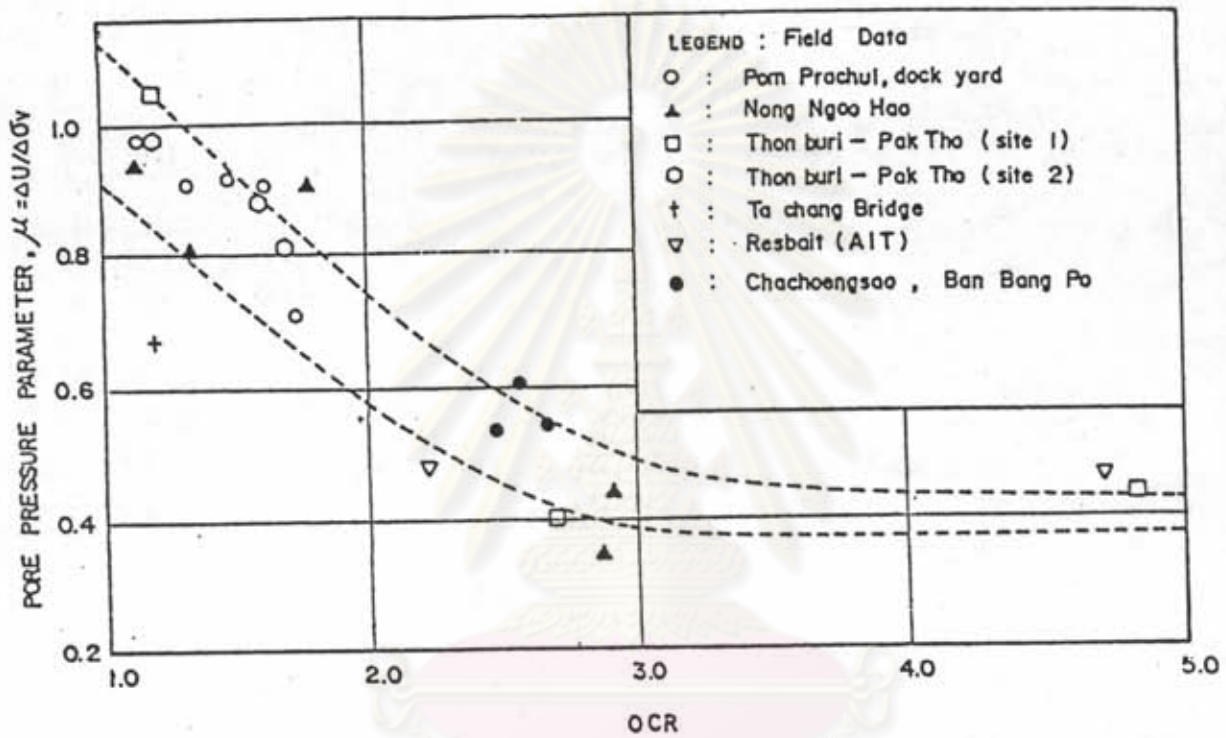
ลักษณะปัญหาส่วนใหญ่ในทางปฏิบัติจะเป็นแบบ 2 มิติ เช่น คันดินถม (Embankment) และ 3 มิติ เช่น ฐานรากเคี้ยวบนชั้นดินที่หนามาก ทางเดินของความเค้นที่จุดกึ่งกลางของน้ำหนักระทำ 3 มิติแสดงในรูปที่ 2.8

ระหว่างการให้น้ำหนักระทำ (ในสภาพไม่ระบายน้ำ) ทางเดินของความเค้นประสิทธิผล (ESP) และความเค้นรวม (TSP) จะเป็นไปตาม 0b และ 0a ตามลำดับเมื่อเกิดขบวนการอัดตัวคายน้ำ ค่า Poisson's ratio จะเปลี่ยนจาก  $\nu = 0.5$  ไปเป็น  $\nu = \nu'$  ซึ่งจะทำให้ความเค้นในแนวนอนลดลง ในขณะที่ความเค้นในแนวตั้งยังคงที่ ดังนั้น TSP จะเปลี่ยนจากจุด a ไปยังจุด c และ ESP คือ bc

## 2.5 วิธีการคาดคะเนปริมาณการทรุดตัว

### 2.5.1 ขั้นตอนที่สำคัญในการวิเคราะห์การทรุดตัว

- การวิเคราะห์การทรุดตัวประกอบด้วยขั้นตอนที่สำคัญ 2 ขั้นตอนคือ
- การคำนวณหาความเค้นที่เพิ่มขึ้นในชั้นดินภายใต้ น้ำหนักระทำ

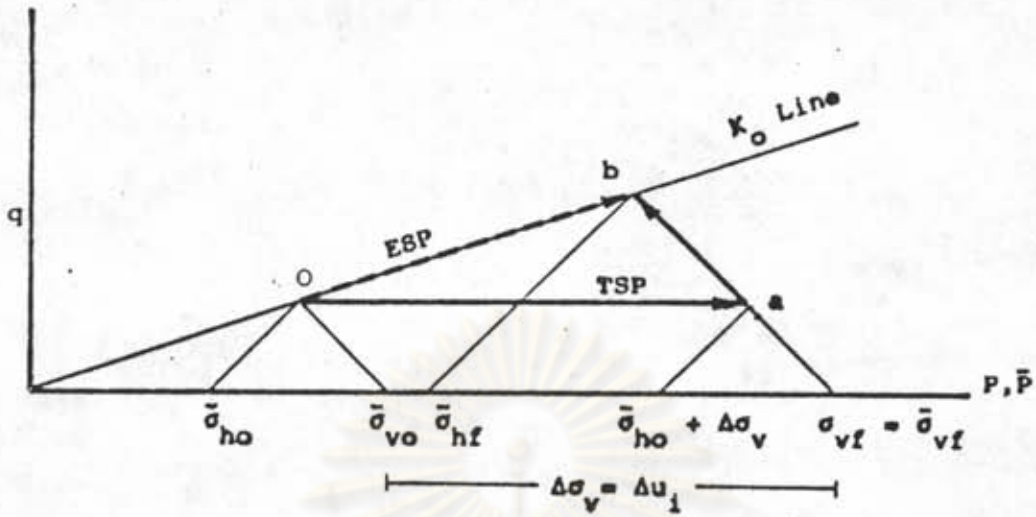


รูปที่ 2.6 ความสัมพันธ์ระหว่าง  $\mu$  กับ OCR (Lee; 1983)

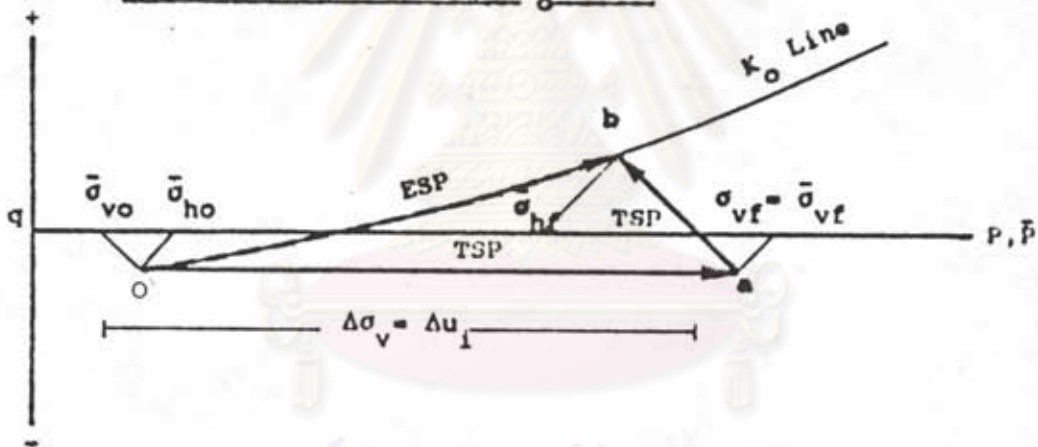
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



(a) Normally Consolidated Clay,  $K_o = 0.5$



(b) Over Consolidated Clay,  $K_o = 2.0$



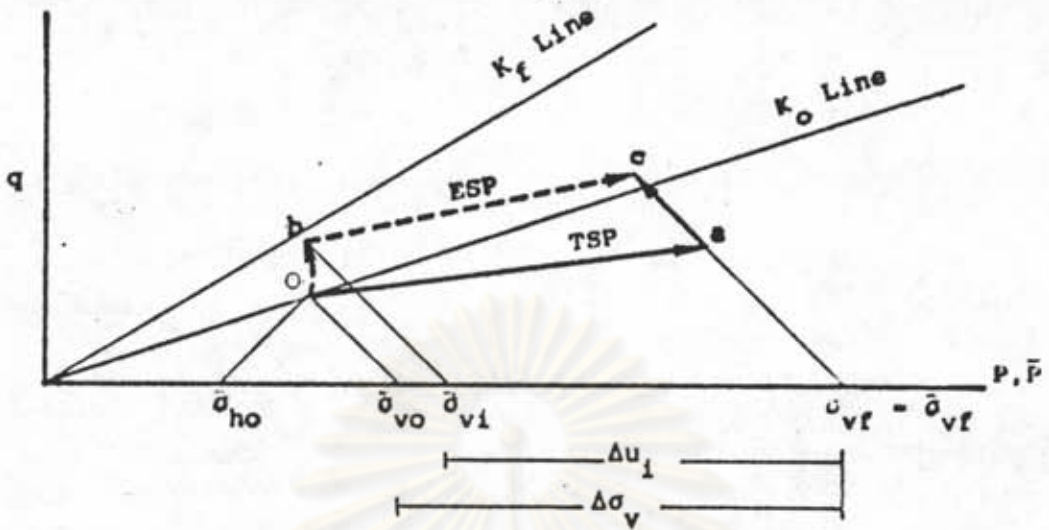
———— TSP q VS P

----- ESP q VS P-bar

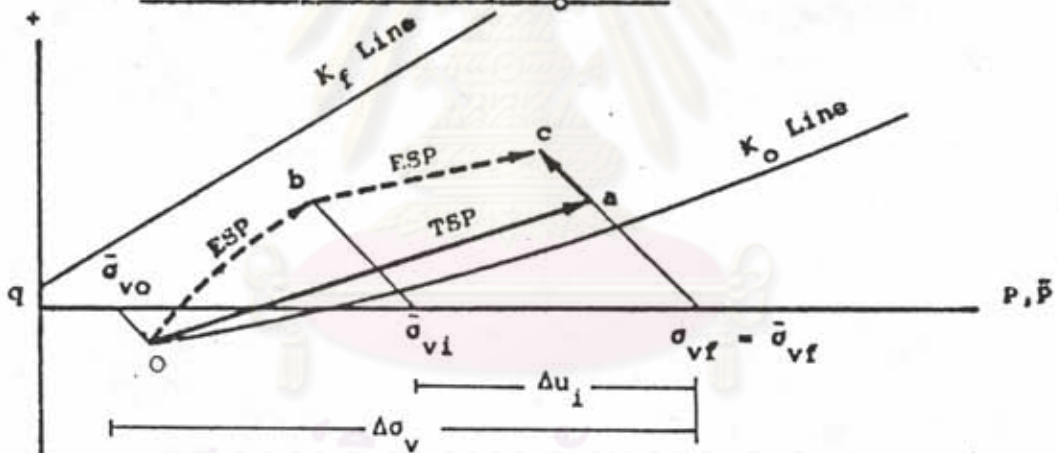
NOTE : Drawn for  $u_o = 0$

รูปที่ 2.7 Stress Path ที่เกิดขึ้นเนื่องจากน้ำหนักกระทำ 1 มิติ

(a) Normally Consolidated Clay,  $K_o = 0.5$



(b) Over Consolidated Clay,  $K_o = 2.0$



\_\_\_\_\_ TSP  $q$  VS  $P$   
 - - - - - ESP  $q$  VS  $\bar{P}$

รูปที่ 2.8 Stress Path ที่เกิดขึ้นเนื่องจากน้ำหนักกระทำ 3 มิติ

ข. การคำนวณหาปริมาณการทรุดตัวเนื่องจากความเค้นที่เพิ่มขึ้น โดยการใช้ความสัมพันธ์ของความเค้น-ความเครียดที่เหมาะสม

และตารางที่ 2.2 ใต้แสดงถึงส่วนประกอบของการวิเคราะห์การทรุดตัว

ตารางที่ 2.2 ส่วนประกอบของการวิเคราะห์การทรุดตัว (Lambe ; 1964)

#### Determination of Subsoil Section.

1. Vertical and lateral extent of soils-location of compressible soils, drainage surfaces and any special boundary conditions.
2. Variation of initial pore pressure with depth.

#### Stress Analysis.

1. Initial effective stress versus depth.
2. Magnitude and distribution and time rate of application of surface load-including any shear stress between ground surface and applied load.
3. Stress distribution theory compatible with boundary conditions-effect of rigid boundaries or layers.
4. Variation of  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$ , and  $\sigma_3$  with consolidation-influence of arching, change in Poisson's ratio.

#### Selection of Soil Parameters ( $m_v$ , $E$ , $K_i$ , $K_o$ , $K_f$ , $A_I$ , $A_F$ , $\bar{\sigma}_{cm}$ , $c_v$ )

1. Representativeness of samples tested
2. Sample disturbance
3. Environmental factors
4. Testing technique

#### Estimation of Settlement and Pore Pressure.

1. Method of analysis
2. Rotation of principal planes
3. Variation of  $m_v$ ,  $k$ ,  $c_v$  with consolidation
4. Secondary compression

#### 2.5.2 การทรุดตัวเนื่องจากการวิบัติเป็นแห่ง (Local Yielding)

โดยปกติการทรุดตัวหนึ่สามารถคำนวณได้จากทฤษฎีอีลาสติค ซึ่งจะกล่าวต่อไปในหัวข้อ 2.5.6 แต่สำหรับกรณีที่มีมวลดินเกิดการวิบัติเป็นแห่ง การทรุดตัวหนึ่ที่จะเกิดขึ้นมากกว่าที่คำนวณโดยทฤษฎีอีลาสติค D'Appolonia et al (1971) ได้พัฒนาวิธีการเพื่อรวมผลของการวิบัติเป็นแห่งเข้าไปในการคำนวณการทรุดตัวหนึ่ วิธีการนี้ต้องการค่าพารามิเตอร์ของดิน 3 ค่าคือ

- ก. ค่าโมดูลัสแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Modulus ;  $E_u$ )



ข. ค่ากำลังรับน้ำหนักสูงสุด (Ultimate Bearing Capacity ;  $q_{ult}$ )

ค. ค่าอัตราส่วนความเค้นเฉือนเริ่มต้น (Initial Shear Stress Ratio;  $f$ )

$$f = \frac{\bar{\sigma}_{vo} - \bar{\sigma}_{ho}}{2s_u} = \frac{1 - K_o}{2s_u / \bar{\sigma}_{vo}} \quad (2.6)$$

เมื่อ  $\bar{\sigma}_{vo}$ ,  $\bar{\sigma}_{ho}$  = ความเค้นประสิทธิผลทับถมในแนวดิ่งและแนวนอนตามลำดับ

$K_o$  = สัมประสิทธิ์ของแรงค้ำดินในสภาวะสมดุล

$s_u$  = กำลังรับแรงเฉือนของดินในสภาพไม่ระบายน้ำ

รูปที่ 2.9 แสดงค่า  $f$  เป็นฟังก์ชันกับ OCR

และในรูปที่ 2.10 ได้ให้อัตราส่วนของการทรุดตัว (Settlement Ratio: SR) ซึ่งเป็นอัตราส่วนระหว่างการทรุดตัวทันทีที่คำนวณโดยทฤษฎีอีลาสติค  $p_{ie}$  กับ การทรุดตัวทันทีที่เกิดขึ้นเมื่อรวมผลของการวิบัติเป็นแห่ง และในรูปนี้ยังได้ออกถึงวิธีการคำนวณไว้ด้วย

### 2.5.3 การทรุดตัวเนื่องจากอน์ไครนคริท (Undrained Creep ; $p_{cr}$ )

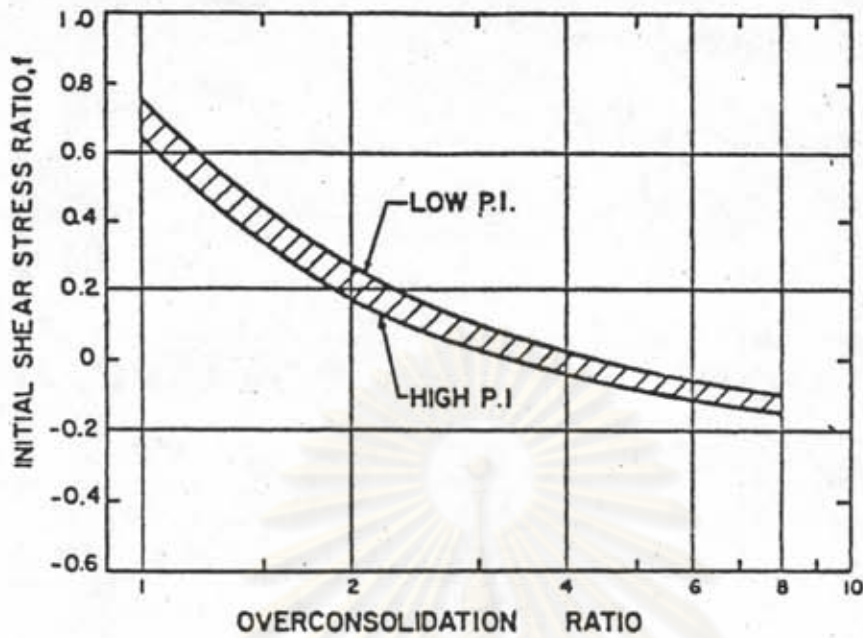
อน์ไครนคริท เป็นการทรุดตัวแบบไม่ระบายน้ำที่ขึ้นกับเวลา และเกิดขึ้นในขณะที่ดินรับความเค้นเฉือนคงที่ ระหว่างการเกิดขบวนการนี้ความค้ำน้ำในโพรงจะเพิ่มขึ้น เนื่องจากการยุบอัดตัวของดิน และจะทำให้เกิดการวิบัติขึ้นเมื่อความเค้นเฉือนมีค่าเท่ากับ Creep Strength หรือเมื่อ ESP ถึงเส้นเอนเวล็อปของหน่วยแรงประสิทธิผลที่วิบัติ (Effective Stress envelop at failure)

Foott et al (1981) ได้กล่าวเกี่ยวกับอน์ไครนคริท ไว้ว่าเมื่อการทรุดตัวทันทีมีปริมาณน้อย  $p_{cr}$  ก็จะมีน้อยด้วย เมื่อการทรุดตัวทันทีมีปริมาณมาก แต่ขบวนการอัดตัวคายน้ำเกิดขึ้นได้เร็ว  $p_{cr}$  ก็จะน้อย และเมื่อการทรุดตัวทันทีมีปริมาณมาก แต่ขบวนการอัดตัวคายน้ำเกิดขึ้นได้ช้า  $p_{cr}$  จะมีความมาก

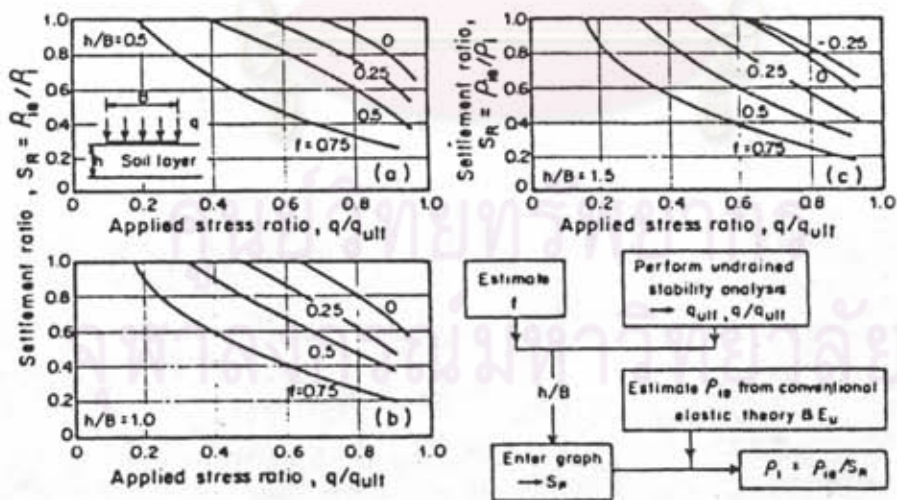
สำหรับวิธีการคำนวณหาการทรุดตัวเนื่องจากอน์ไครนคริท ในขณะนี้ยังไม่มี แต่สามารถที่จะหาปริมาณการทรุดตัวเนื่องจากขบวนการนี้ได้ โดยการทดสอบในห้องปฏิบัติการ เช่น ทดสอบ Stress Path

### 2.5.4 การคาดคะเนการทรุดตัวโดยการทดสอบ Consolidation

การทดสอบ Consolidation เป็นวิธีการพื้นฐานที่ใช้ในการวิเคราะห์การ



รูปที่ 2.9 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า  $f$  กับ OCR (D'Appolonia et al; 1971)



รูปที่ 2.10 ค่าอัตราส่วนของการทรุดตัว (Settlement Ratio) (D'Appolonia et al ; 1971)

หตุค้วค้วการเลือกใชค้วอย่างคินที่ถูกรบกวนนอยหุค้ว และเป้นค้วแทนของชั้นคิน จะค้วค้วพารามิเตอร์ของคิน ค้วค้ว  $m_v$ , RR, CR และ  $c_v$  ค้วค้วแสดงในรูปที่ 2.11 และสามารถใชค้วพารามิเตอร์เหล่านึ้ในการวิเคราะห์การหตุค้ว ค้วค้ววิธีการค้วจะกล่วค้วไป

#### 2.5.4.1 วิธีการของ Terzaghi

วิธีการนึ้สมมุค้วฐานว่การหตุค้วเป้นไปน 1 มิตี ไมม่มีการเคลือ่นค้วทางค้วนข่ง ความค้วนน้ำในโพรงเพิ่มมีค้วเท่กับความเค้นที่เพิ่มขึ้ในแนวคิ่ง ( $\Delta u = \Delta \sigma_v$ ) ค้วค้วสมมุค้วฐานนึ้การหตุค้วค้วหุค้วจะไม่เกือค้วขึ้ ปริมาณการหตุค้วสำหรับคินที่ประกอบค้วด้วยชั้นคิน n ชั้น ค้วค้วค้วค้วจาก

$$\rho_T = \rho_C = \sum_{i=1}^n (m_v \cdot \Delta \sigma_v \cdot \Delta H)_i \quad (2.7)$$

$$\text{หรือ } \rho_T = \sum_{i=1}^n (RR \cdot \Delta H \log \frac{\bar{\sigma}_{vm}}{\bar{\sigma}_{vi}} + CR \Delta H \log \frac{\bar{\sigma}_{vf}}{\bar{\sigma}_{vm}})_i \quad (2.8)$$

$$\text{กรณีหุค้ว } \bar{\sigma}_{vi} < \bar{\sigma}_{vm} < \bar{\sigma}_{vf}$$

$$\text{และ } \rho_T = \sum_{i=1}^n (RR \Delta H \log \frac{\bar{\sigma}_{vf}}{\bar{\sigma}_{vi}})_i \quad (2.9)$$

$$\text{กรณีหุค้ว } \bar{\sigma}_{vi} < \bar{\sigma}_{vf} < \bar{\sigma}_{vm}$$

เมื่อ  $\Delta H$  = ความหนาของชั้นคิน

$m_v$  = สัมประสิหุค้วของการอ้ค้วในเชิงปริมาตร

RR = Recompression Ratio

CR = Compression Ratio

$\bar{\sigma}_{vi}$  = ความเค้นประสิหุค้วผลในแนวคิ่งที่จุดเริ่มคิน

$\bar{\sigma}_{vf}$  = ความเค้นประสิหุค้วผลในแนวคิ่งที่จุดค้วค้ว

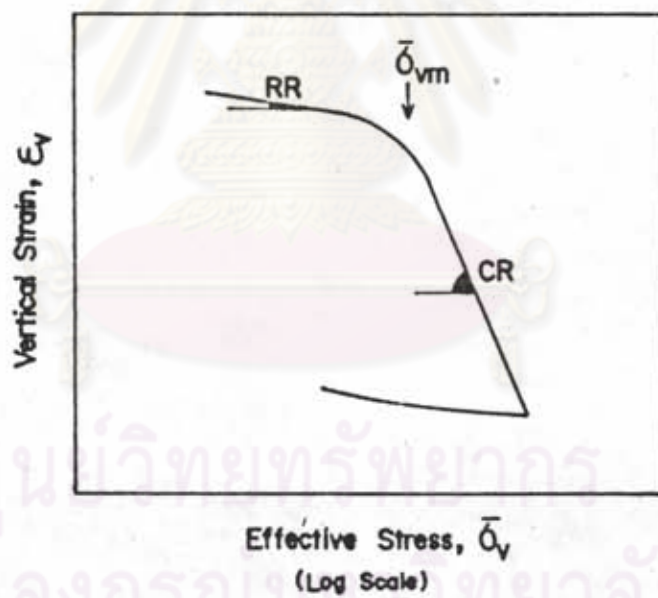
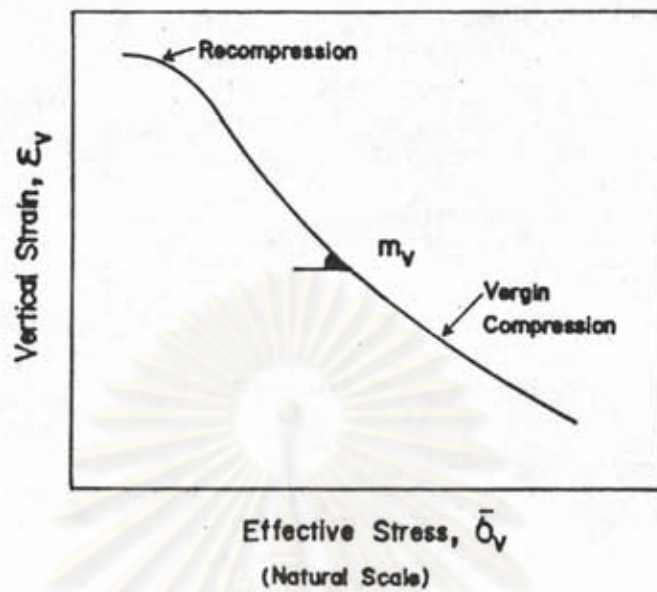
$$= \bar{\sigma}_{vi} + \Delta \sigma_v$$

$\bar{\sigma}_{vm}$  = ความค้วนสูงสุค้วค้วคินเคยรบัในอดีต

#### 2.5.4.2 วิธีการของ Skempton-Bjerrum

นกรณีหุค้วลัคัษณะปัญหาไมม่เป้นการหตุค้วใน 1 มิตี ความค้วนน้ำใน





รูปที่ 2.11 ข้อมูลที่ได้จากการทดสอบ Oedometer

โพรงเพิ่มจะไม่เท่ากับความเค้นที่เพิ่มขึ้นในแนวตั้ง Skempton & Bjerrum (1957) ได้พัฒนาวิธีการหาการทรุดตัว เนื่องจากขบวนการอัดตัวคายน้ำจากค่าความคั่นน้ำในโพรงเพิ่มที่เกิดขึ้นจริง โดยปริมาณการทรุดตัวคำนวณได้จาก

$$p_c = \sum_{i=1}^n (m_v \cdot \Delta u \Delta H)_i \quad (2.10)$$

สำหรับดินเหนียวที่อัดตัวที่จุด ๆ หนึ่งในมวลดิน :

$$\Delta u = \Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \quad (2.11)$$

เมื่อเปรียบเทียบกับ  $p_{oed}$  ซึ่งคำนวณได้จากวิธีการของ Terzaghi สมการที่ (2.10) เขียนได้ว่า

$$p_c = \mu p_{oed} \quad (2.12)$$

โดย  $\mu$  เป็นฟังก์ชันของ  $A$  และลักษณะรูปร่างของปัญหา (รูปที่ 2.12) และปริมาณการทรุดตัวทั้งหมด คำนวณได้จาก

$$p_T = p_i + \mu p_{oed} \quad (2.13)$$

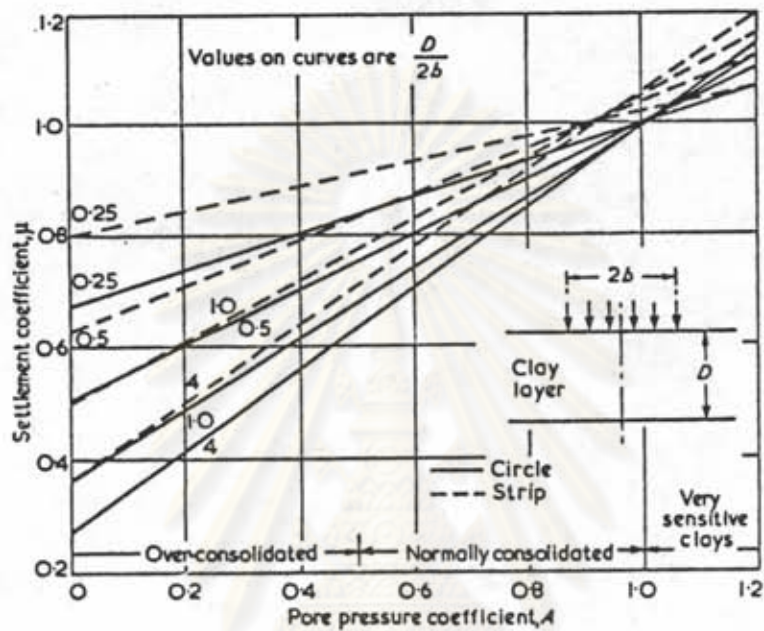
#### 2.5.4.3 วิธีการของ Cox

ระหว่างการก่อสร้างคันทางนั้น การให้น้ำหนักกระทำต่อมวลดิน จะอยู่ในลักษณะค่อยเป็นค่อยไป สำหรับกรณีที่ดินเป็นดินเหนียวอัดแน่นเกินตัว (Overconsolidated Clay) ดินจะมีอัตราการทรุดตัวสูงมาก ดังนั้นในระหว่างการก่อสร้างนอกจากจะมีการทรุดตัวทันทีที่เกิดขึ้นแล้ว ยังมีการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำในบางส่วนอีกด้วย (รูปที่ 2.13) ด้วยหลักการนี้ Cox (1981) ได้เสนอวิธีการคำนวณการทรุดตัวของคันทางบนดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ไว้ โดยได้แยกการทรุดตัวออกเป็น 2 ส่วนคือ

ก. การทรุดตัวระหว่างการก่อสร้าง (Construction Settlement)

การทรุดตัวในส่วนนี้จะประกอบด้วย การทรุดตัวในช่วงอีลาสติก (Elastic Deformation) การทรุดตัวในช่วงพลาสติค (Plastic Deformation) และการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำในช่วงอัดแน่นเกินตัว (Overconsolidated)

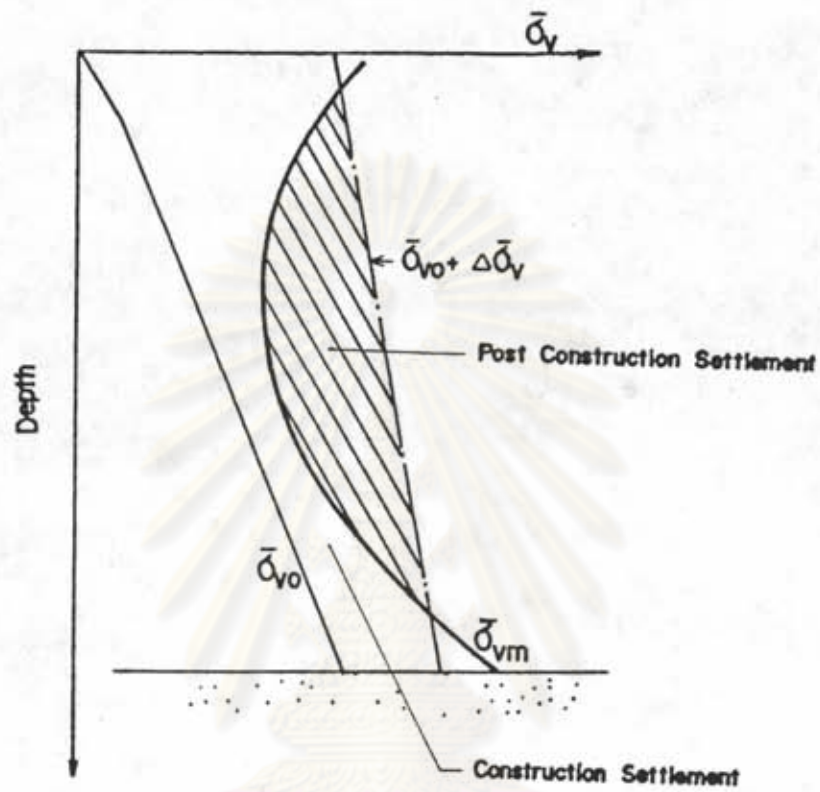
$$p_i = \frac{qBI}{Eu.SR} + RR.H \log \frac{\bar{\sigma}_{vm}}{\bar{\sigma}_{vo}} (\bar{\sigma}_{vo} + \Delta \sigma_v > \bar{\sigma}_{vm}) \quad (2.14)$$



รูปที่ 2.12 ความสัมพันธ์ระหว่าง  $\mu$  กับ  $A$  (Skempton และ Bjerrum ; 1957)

ศูนย์วิทยทรัพยากร  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย





รูปที่ 2.13 การกระจายความเค้นประสิทธิผลกับความลึกใต้ดิน

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

หรือ

$$p_i = \frac{qBI}{Eu.SR} + RR.H \log \frac{\bar{\sigma}_{vo} + \Delta\sigma_v}{\bar{\sigma}_{vo}} \quad (\bar{\sigma}_{vo} + \Delta\sigma_v < \bar{\sigma}_{vm}) \quad (2.15)$$

ข. การทรุดตัวภายหลังการก่อสร้าง  
(Post Construction Settlement)

การทรุดตัวในส่วนนี้คำนวณได้จาก การเปลี่ยนแปลงของความ  
เค้นประสิทธิผล ซึ่งแทนด้วยพื้นที่แรงในรูปที่ 2.13

$$p_c = CR.H \log \frac{\bar{\sigma}_{vo} + \Delta\sigma_v}{\bar{\sigma}_{vm}} \quad (2.16)$$

### 2.5.5 การคาดคะเนการทรุดตัวโดยวิธี Stress Path

#### 2.5.5.1 หลักการของ Stress Path

Stress Path คือทางเดินของความเค้นซึ่งเป็นเส้นแสดงสภาวะ  
การเปลี่ยนแปลงของความเค้นในมวลดิน ดังแสดงในรูปที่ 2.14 และมีการใช้ Stress Path  
อยู่ 2 รูปแบบคือ

Total Stress Path (TSP) ตลอดระหว่าง  $p$  กับ  $q$

Effective Stress Path(ESP)ตลอดระหว่าง  $\bar{p}$  กับ  $q$

$$\text{โดย } p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$$

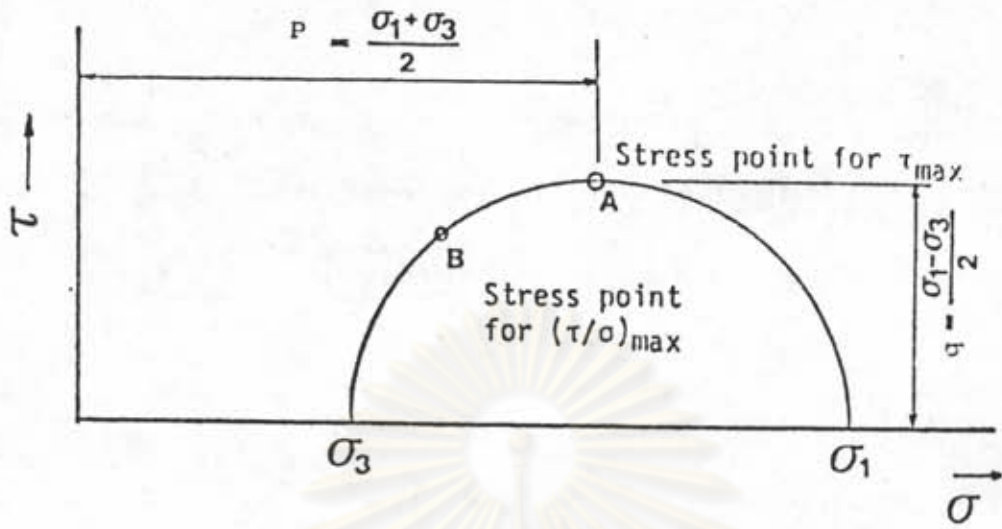
$$\bar{p} = \frac{\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_3}{2}$$

$$q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

เมื่อ

$\sigma_1, \bar{\sigma}_1$  = หน่วยแรงหลักจํานวน และหน่วยแรงหลักประสิทธิผล  
(Total and effective major principal Stress)

$\sigma_3, \bar{\sigma}_3$  = หน่วยแรงรองจํานวน และหน่วยแรงรองประสิทธิผล  
(Total and effective minor principal Stress)



รูปที่ 2.14 Stress Point และ Stress Path



### 2.5.5.2 วิธี Stress Path

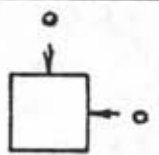
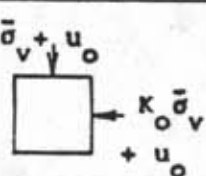
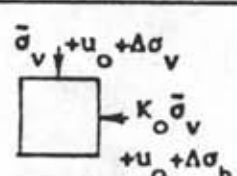
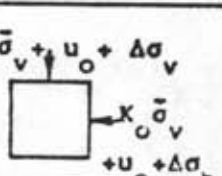
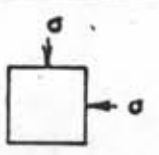
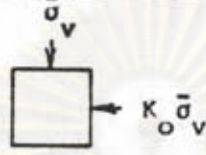
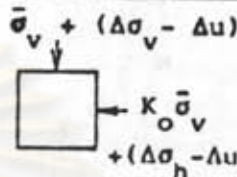
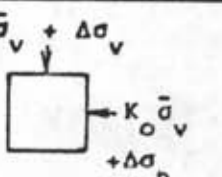
Lambe (1964, 1967) ได้เสนอวิธี Stress Path สำหรับใช้วิเคราะห์การทรุดตัว 2 แบบ คือ

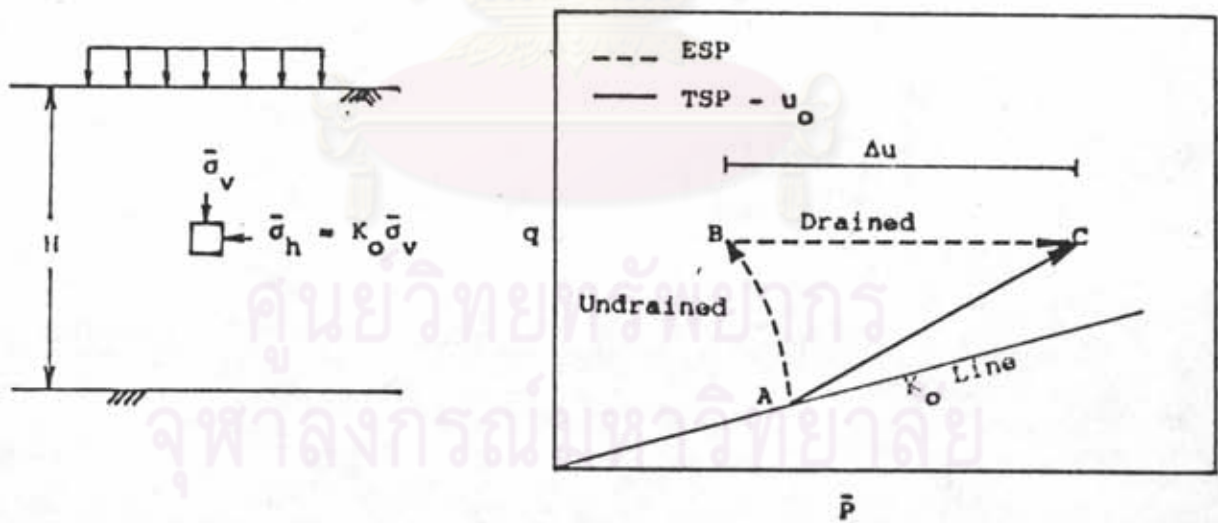
- ก. ใช้ Stress-Strain Contour
  - ข. ใช้ผลจากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ โดยการจำลอง Stress Path ให้เหมือนกับที่เกิดขึ้นจริงในสนาม
- ในที่นี้จะกล่าวถึงเฉพาะวิธีหลัง ซึ่งมีขั้นตอน ดังนี้
- ขั้นตอนที่ 1 แบ่งชั้นดินภายใต้หน้าหนักกระทำออกเป็นชั้นย่อย แล้วกำหนดจุดที่จะทำการทดสอบ (ปกติใช้จุดกึ่งกลางของแต่ละชั้น)
  - ขั้นตอนที่ 2 คำนวณหา TSP ที่เกิดขึ้นเนื่องจากน้ำหนักกระทำ ณ จุดที่กำหนดไว้
  - ขั้นตอนที่ 3 ทำการทดสอบ Stress Path ในห้องปฏิบัติการ โดยให้ TSP เป็นไปตามที่คำนวณไว้
  - ขั้นตอนที่ 4 ใช้ความเครียดหัวตัดไค้จากการทดสอบ คำนวณหาการทรุดตัว

ในรูปที่ 2.15 เป็นตัวอย่างรูปแบบอย่างง่ายของวิธี Stress Path จุด A เป็นสภาวะตามธรรมชาติของดินเมื่อยังไม่มีย้ำหนักกระทำ เมื่อมีย้ำหนักมากระทำ ความเค้นในดินจะเพิ่มขึ้น TSP เป็นไปตาม AC และเกิดความคั่นน้ำในโพรงเพิ่มขึ้นเท่ากับ BC ESP คือเส้น AB การทรุดตัวที่เกิดขึ้นในช่วงนี้จะเป็นการทรุดตัวในสภาพไม่ระบายน้ำ และเมื่อเวลาผ่านไปจะเกิดขบวนการอัดตัวคายน้ำ ความคั่นน้ำในโพรงเพิ่มลดลง ESP เป็นไปตาม BC ขณะที่ TSP ไม่เปลี่ยนแปลง การทรุดตัวที่เกิดขึ้นในช่วงหลังนี้เป็นทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ และเมื่อใช้ความเครียดหัวตัดไค้คู่กับความหนาของชั้นดินจะโคปรับมาณการทรุดตัวที่เกิดขึ้นในสนาม

### 2.5.6 การคาดคะเนการทรุดตัวโดยทฤษฎีอัสติค

วิธีการนี้ได้รับการเสนอขึ้นโดย David & Poulos (1963, 1968) และอีกหลายคณะ วิธีการนี้จำเป็นต้องหาค่าพารามิเตอร์ของดินที่เหมาะสม แล้วนำมาคำนวณหาการ-

	After sampling	In-situ Condition	Immediately after load application	After full consolidation
Total stresses				
Effective stresses				
Settlement			$\rho_i = \epsilon_u \cdot H$	$\rho_c = \epsilon' \cdot H$



รูปที่ 2.15 ตัวอย่างของการวิเคราะห์ห้การหุคตัวโดยวิธี Stress Path

ทรุดตัวไคโคย

- ก) การรวมผลของความเครียดที่เกิดขึ้นภายใต้หน้าหนักกระทำ  
 ข) ทฤษฎี Elastic Displacement

### 2.5.6.1 การรวมผลของความเครียด (Summation of Strain)

วิธีนี้เหมาะสำหรับดินที่ไม่เป็นเนื้อเดียวกัน (Non-Homogeneous)

และมีลักษณะเป็นชั้น ๆ การทรุดตัวทั้งหมดคำนวณ โดย

$$\rho_T = \sum_{i=1}^n \frac{1}{E'_i} [\Delta\sigma_z - \nu'(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y)]_i \Delta H_i \quad (2.17)$$

การทรุดตัวทันทีคำนวณไคโคย

$$\rho_{ie} = \sum_{i=1}^n \frac{1}{E_{ui}} [\Delta\sigma_z - \nu_u(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y)]_i \Delta H_i \quad (2.18)$$

ในกรณีที่ลักษณะปัญหาเป็นแบบ plane strain เช่น คันทาง การทรุดตัวทั้งหมดและการทรุดตัวทันทีคำนวณไคโคย

$$\rho_T = \sum_{i=1}^n \frac{1-\nu_i'^2}{E'_i} [(\Delta\sigma_z - \frac{\nu'}{1-\nu'} \Delta\sigma_x)]_i \Delta H_i \quad (2.19)$$

และ

$$\rho_{ie} = \sum_{i=1}^n \frac{1-\nu_{ui}^2}{E_{ui}} [(\Delta\sigma_z - \frac{\nu_u}{1-\nu_u} \Delta\sigma_x)]_i \Delta H_i \quad (2.20)$$

เมื่อ

$E_u, E'$  = ค่าโมดูลัสแบบไม่ระบายน้ำ และระบายน้ำตามลำดับ

$\nu_u, \nu'$  = สัดส่วนบัวของแบบไม่ระบายน้ำ และระบายน้ำตามลำดับ

$\nu_u$  = 0.5 สำหรับดินเหนียวอิ่มตัว

$\Delta\sigma_x, \Delta\sigma_y, \Delta\sigma_z$  = ความเค้นที่เพิ่มขึ้นในแนว x, y, z ตามลำดับ

### 2.5.6.2 ทฤษฎี Elastic Displacement

วิธีนี้เหมาะสำหรับดินที่มีลักษณะเป็นเนื้อเดียวกัน (Homogeneous)

ด้วยการใช้ค่าเฉลี่ย ตลอดทั้งชั้นของค่า  $E'$  และ  $E_u$  การทรุดตัวทั้งหมดและการทรุดตัวทันทีคำนวณไคโคย



$$\rho_T = \frac{qBI}{E} \quad (2.21)$$

และ  $\rho_{ie} = \frac{qBI}{E_u} \quad (2.22)$

เมื่อ

- q = ความเค้นที่กระทำที่ผิวสัมผัส  
 B = ความกว้างที่น้อยที่สุดของพื้นที่หน้าหน้ากระทำ  
 I = Influence factor ซึ่งเป็นฟังก์ชันของ  $\nu$  และลักษณะรูปร่างของปัญหา

ในรูปที่ 2.16 เป็นค่า I สำหรับคำนวณการทรุดตัวที่ขอบของหน้าหน้ากระทำ ซึ่งตั้งอยู่บนชั้นดินอ่อนที่ถูกรองรับด้วยชั้นดินแข็ง

ความสำเร็จของการใช้ทฤษฎีอีลาสติคในการวิเคราะห์การทรุดตัวขึ้นอยู่กับการใช้ค่าพารามิเตอร์ให้ถูกต้อง เนื่องจากดินไม่ได้มีพฤติกรรมอีลาสติคจริง ๆ ค่าพารามิเตอร์จึงขึ้นกับสภาวะความเค้นเริ่มต้น และระดับของความเค้น ดังนั้นจึงจำเป็นต้องเลือกใช้ค่าพารามิเตอร์ให้ถูกต้องตามช่วงของความเค้นที่เกิดขึ้นจริง

## 2.5.7 การคาดคะเนการทรุดตัวโดยวิธี Curve Fitting

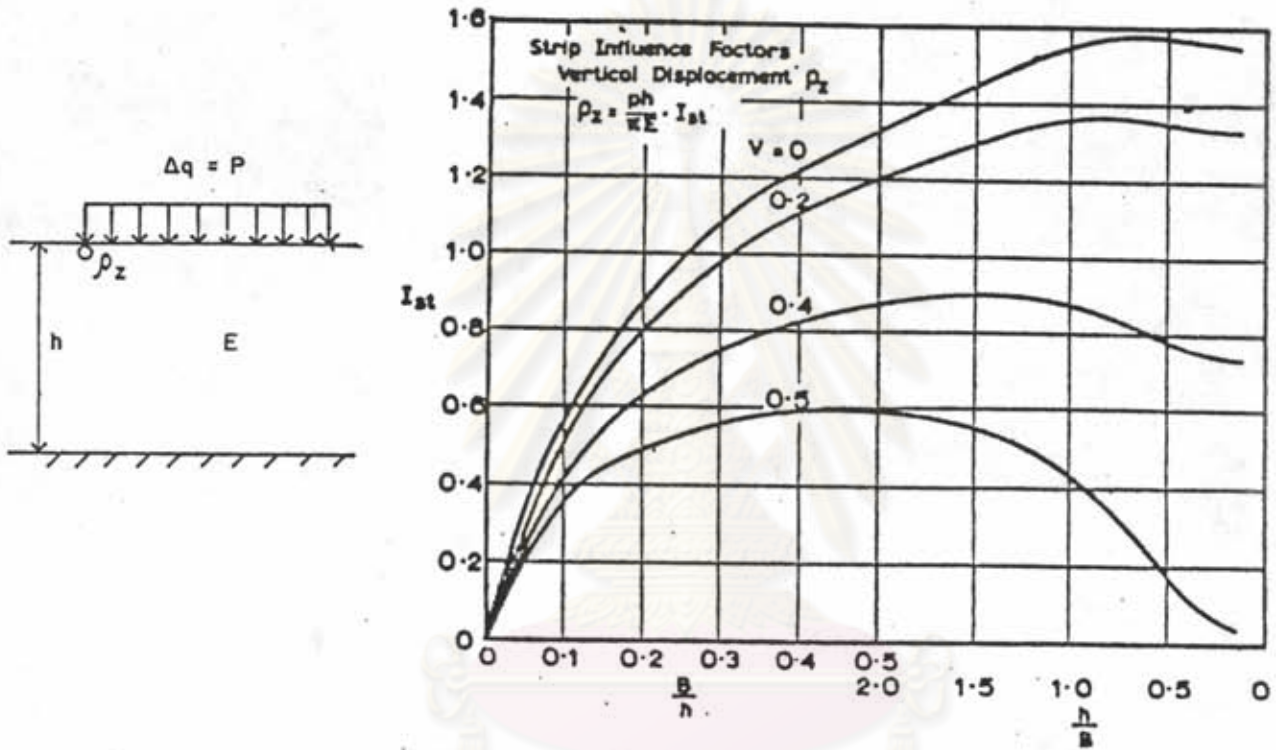
### 2.5.7.1 วิธีของ Asaoka

Asaoka (1978) ได้เสนอวิธีการประมาณปริมาณการทรุดตัวและอัตราการทรุดตัว โดยอาศัยข้อมูลการทรุดตัวที่วัดได้ในสนาม ภายในช่วงเวลาที่เหมาะสม

Magnan & Mieussens (1980) ได้เสนอขั้นตอนของวิธีการไว้ดังนี้

ก. จากข้อมูลการทรุดตัวที่วัดได้ในสนาม ทำการเขียนเส้นกราฟการทรุดตัวกับเวลา แล้วแบ่งออกเป็นช่วง ๆ โดยให้ช่วงเวลาที่เท่ากันเท่ากับ  $\Delta t$  (ปกติจะใช้  $\Delta t$  เท่ากับ 30-100 วัน) อ่านค่าการทรุดตัว  $\rho_1, \rho_2, \rho_3 \dots$  ซึ่งสอดคล้องกับเวลา  $t_1, t_2, t_3 \dots$  (รูปที่ 2.17 ก)

ข. นำค่าการทรุดตัวที่อ่านไว้  $\rho_1, \rho_2, \rho_3 \dots$  มาลงจุด  $(\rho_1, \rho_2), (\rho_2, \rho_3) \dots$  ในแกนของ  $\rho_{i-1}$  และ  $\rho$  แล้วลากเส้นตรงผ่านจุดเหล่านี้



รูปที่ 2.16 ค่า Influence Factor สำหรับคำนวณการทรุดตัว (Poulos; 1967)

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

(รูปที่ 2.17 ข)

ค. ลากเส้นตรงทำมุม  $45^\circ$  ซึ่งเป็นเส้นที่

ง. ที่จุดตัดของเส้นตรงในข้อ ข และ ค คือปริมาณการทรุดตัวสุดท้าย (Final Settlement ;  $p_f$ ) และปริมาณการทรุดตัวที่เวลาใด ๆ คำนวณได้โดย

$$p_t = \beta_0 + \beta_1 p_{i-1} \quad (2.23)$$

เมื่อ

$$\beta_0 = \text{ค่าตัดแกนตั้ง}$$

$$\beta_1 = \text{ความชันของเส้นตรง}$$

นอกจากนี้ค่าสัมประสิทธิ์ของการอัดตัวคายน้ำ  $C_v$  ยังสามารถคำนวณได้โดย

$$C_v = -\frac{5}{12} H^2 \frac{\ln \beta_1}{\Delta t} \quad (2.24)$$

เมื่อ

$$H = \text{ความยาวของเส้นทางระบายน้ำ (Drainage Path)}$$

ค่า  $C_v$  ที่ได้จะถูกต้องและน่าเชื่อถือมาก เมื่อมีข้อมูลการทรุดตัวในช่วงเวลานานพอ และวิธีของ Asaoka นี้ จะใช้ประมาณการทรุดตัวได้เมื่อมีข้อมูลการทรุดตัวจนถึงระดับของการอัดตัวคายน้ำ (Degree of Consolidation) อย่างน้อยเท่ากับ 60% (Magan & Deroy, 1980)

#### 2.5.7.2 วิธี Hyperbolic Fitting

วิธีนี้ได้รับการพัฒนาขึ้นโดย Rao S.N. และ Kodandaramaswamy K. (1980) เป็นการพล็อตระหว่าง  $t/p_t$  กับ  $t$  (รูปที่ 2.18) โดยมีสมการของเส้นตรงที่ลากผ่านจุดที่พล็อต คือ

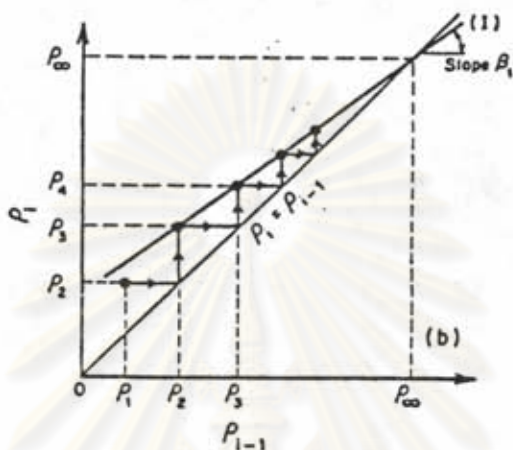
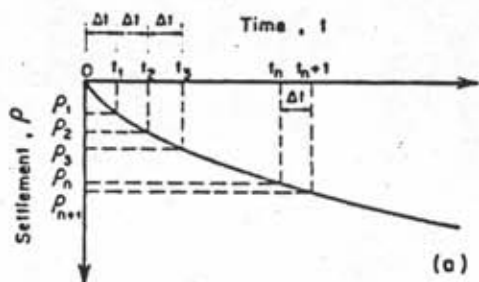
$$t/p_t = a + bt \quad (2.25)$$

และการทรุดตัวสุดท้ายคำนวณโดย

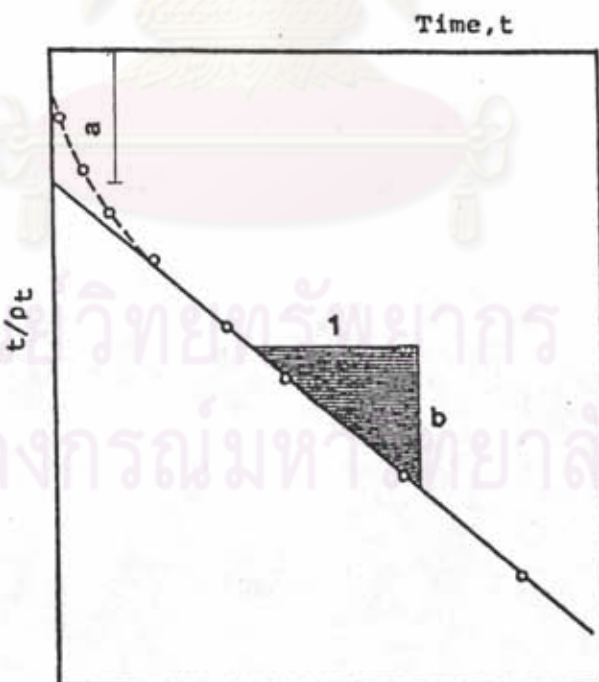
$$\begin{aligned} p_f &= \lim_{t \rightarrow \infty} p_t \\ &= 1/b \end{aligned} \quad (2.26)$$

ดังนั้นปริมาณการทรุดตัวสุดท้ายก็คือความชันของเส้นตรงที่พล็อต





รูปที่ 2.17 วิธีของ Asaoka



รูปที่ 2.18 วิธี Hyperbolic Fitting

## 2.6 อัตราการทรุดตัว (Rate of Settlement)

ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์อัตราการทรุดตัว คือสัมประสิทธิ์ของการอัดตัว คายน้ำ (Coefficient of Consolidation;  $c_v$ ) การวิเคราะห์อัตราการทรุดตัวอาจทำได้โดยใช้ทฤษฎีสำหรับความเครียดและน้ำที่ไหลออกจากดินไค้ 1 มิติ ของ Terzaghi และทฤษฎีสำหรับกรณีที่น้ำไหลออกจากดินไค้ 2 มิติ ของ Lacasse et al (1975) (คร.สุรฉัตร; 2527)

Tavenas (1979) ได้กล่าวถึงปัญหาความยุ่งยากในการวิเคราะห์อัตราการทรุดตัวไว้ดังนี้

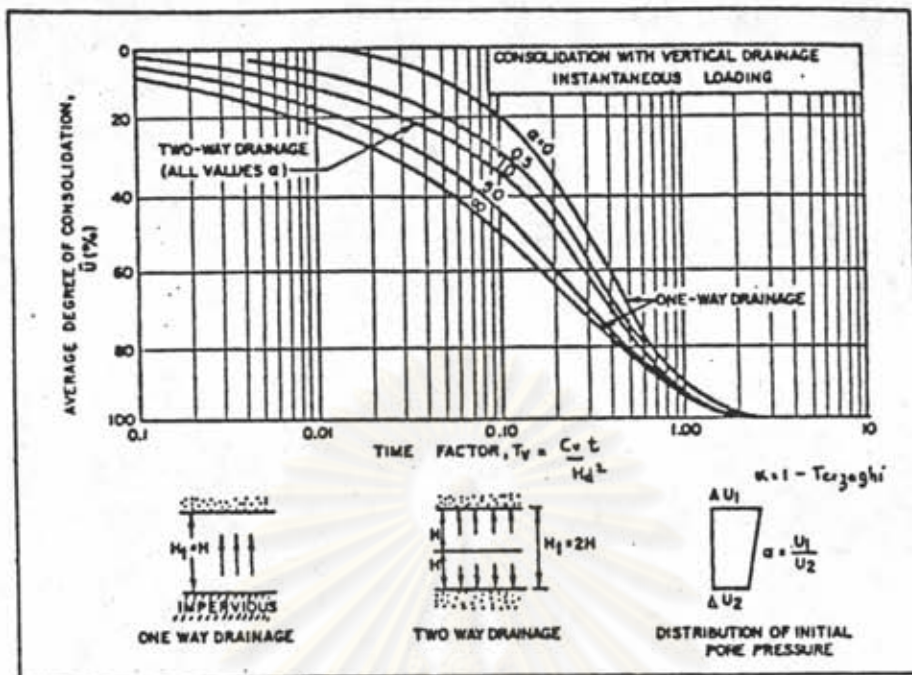
ก. ค่า  $c_v$  ไม่ได้เป็นคุณสมบัติเฉพาะตัวของดิน แต่เป็นพารามิเตอร์ที่รวมผลของความสามารถซึมผ่านไค้ (Permeability) และความสามารถยุบอัดไค้ (Compressibility) ของดิน โดยปกติค่า  $c_v$  จะไค้จากการทดสอบ Consolidation ที่ช่วงความเค้นสอดคล้องกันในสนาม และถือว่ามีค่าคงที่ตลอด ซึ่งไม่ถูกต้อง นอกจากนี้แล้วในกรณีที่ดินมีลักษณะเป็นชั้นและค่า  $c_v$  แปรเปลี่ยนไปตามความลึก ก็จะทำให้เกิดความยุ่งยากในการเลือกใช้ค่า  $c_v$  ที่จะเป็นตัวแทนของดินตลอดทั้งชั้น

ข. ปัญหาในการกำหนดขอบเขตการระบายน้ำ จะเกิดขึ้นในกรณีที่ชั้นดินเหนียวมีชั้นทรายบาง ๆ แทรกอยู่ ซึ่งสามารถเป็นชั้นระบายน้ำไค้ด้วย แต่เป็นการยากที่จะเห็นไค้จากการเจาะสำรวจ และถึงแม้จะพบไค้ไค้ความมั่นใจในการต่อเนื่องของชั้นตลอดจนความเป็นไปไค้ในการที่จะช่วยระบายน้ำ ทำให้เกิดความยุ่งยากในการเลือกเส้นทางระบายน้ำ และก่อให้เกิดความคลาดเคลื่อนในการวิเคราะห์การทรุดตัวไค้

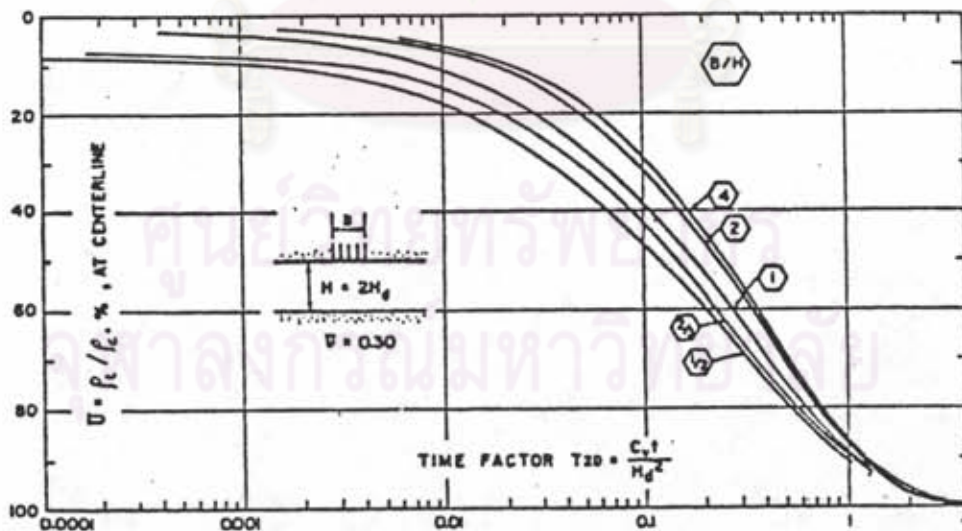
โดยทั่วไปแล้วค่า  $c_v$  ที่ไค้จากการทดสอบ Consolidation จะให้ค่าที่ต่ำกว่าความเป็นจริงในสนามมาก โดยเฉพาะในบริเวณที่มีการสูบน้ำบาดาล ซึ่งจะเร่งให้อัตราการทรุดตัวเร็วขึ้น คร.สุรฉัตร (2527) ไค้แนะนำเทคนิคในการวิเคราะห์อัตราการทรุดตัวของดินเหนียวกรุงเทพฯ ไว้ดังนี้

ก. ใช้ข้อมูลการทรุดตัวกับเวลาในสนามของสิ่งก่อสร้างในบริเวณใกล้เคียงวิเคราะห์หาค่า  $c_v$  โดยวิธีของ Asaoka

ข. จากผลการทดสอบ Consolidation ทำการเปรียบเทียบหาค่าสัดส่วนของค่า



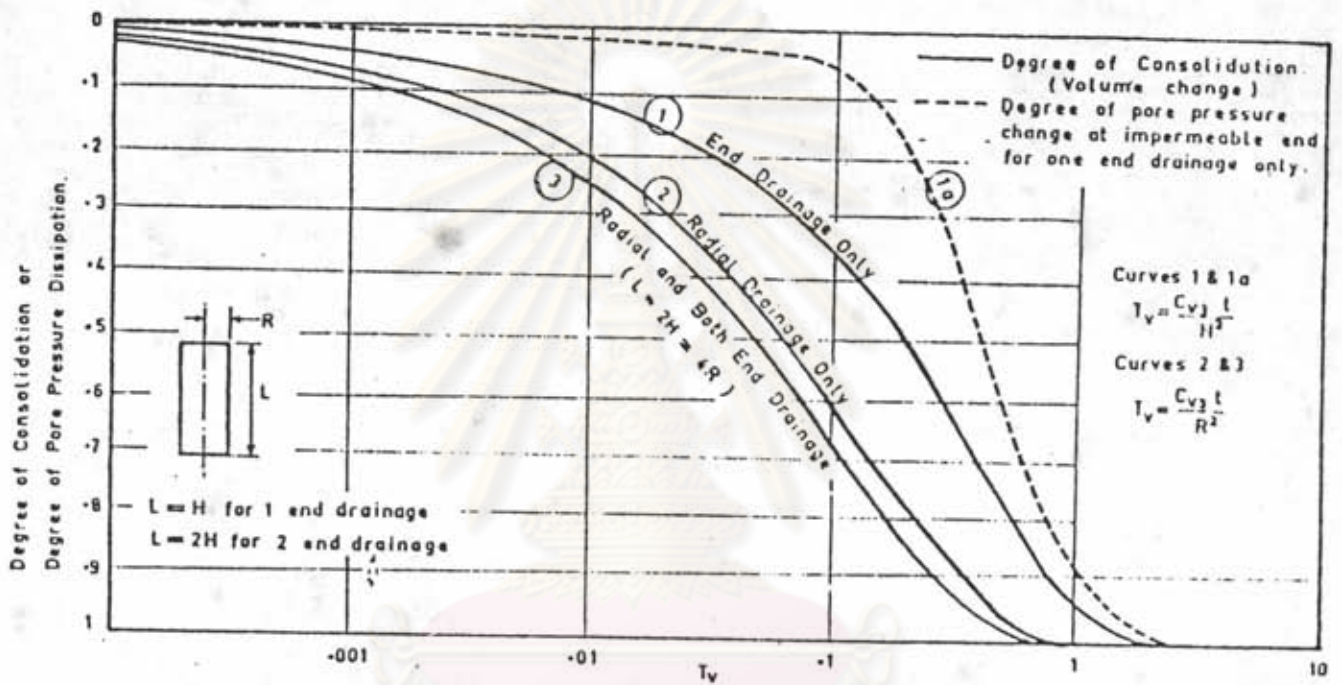
รูปที่ 2.19 U กับ  $T_v$  สำหรับ Vertical Drainage และเมื่อเพิ่ม  
น้ำหนักทันที



รูปที่ 2.20 U กับ  $T_{2D}$  สำหรับ Plane Strain Consolidation  
โดยมี Double Drainage และ Isotropic Permeability  
(Lacasse et al;1957)

I15906759





รูปที่ 2.21 อัตราการอัตรัดคายน้ำของการทดสอบ Triaxial สำหรับ ลักษณะการระบายน้ำต่าง ๆ (Davis และ Poulos; 1963)

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

$c_v$  ที่ระดับความเค้นของสิ่งก่อสร้างในข้อ ก กับค่าที่ระดับความเค้นของปัญหาที่กำลังศึกษา

ค. นำค่า  $c_v$  ที่ได้ในข้อ ก มาปรับแก้โดยใช้สัดส่วนในข้อ ข ค่า  $c_v$  ที่ได้นี้จะ  
เป็นค่า  $c_v$  ที่ถูกต้องที่สุดสำหรับปัญหาที่กำลังศึกษา

สำหรับกรณีที่ต้องการคำนวณการทรุดตัวที่เวลาใดเวลาหนึ่งนั้น สามารถทำได้โดย

$$p_t = p_i + Up_c \quad (2.27)$$

เมื่อ  $p_t$  = การทรุดตัวที่เวลาใด ๆ

$p_i$  = การทรุดตัวทันที

$p_c$  = การทรุดตัวเนื่องจากขบวนการอัดตัวคายน้ำ

$U$  = ค่าเฉลี่ยระดับของการอัดตัวคายน้ำ

ในรูปที่ 2.19 และ 2.20 เป็นความสัมพันธ์ของ  $U$  กับ  $T_v$  โดยทฤษฎีของ Terzaghi และ Lacasse et al ตามลำดับ และในรูปที่ 2.21 เป็นอัตราการอัดตัวคายน้ำของการทดสอบ Triaxial สำหรับลักษณะการระบายน้ำต่าง ๆ

## 2.7 สัมประสิทธิ์ของแรงค้ำคิน ณ สภาวะสมดุล (Coefficient of Earth Pressure at Rest ; $K_0$ )

สัมประสิทธิ์ของแรงค้ำคิน ณ สภาวะสมดุล ที่ไม่มีการเคลื่อนตัวของมวลดินในด้านข้างเป็นอัตราส่วนของหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวนอนตามธรรมชาติ คือหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งตามธรรมชาติ

$$K_0 = \frac{\bar{\sigma}_h}{\bar{\sigma}_v} \quad (2.28)$$

การวิเคราะห์การทรุดตัวในบางวิธี จำเป็นจะต้องใช้ค่าความเค้นเริ่มต้น ซึ่งจะต้องรู้ค่า  $K_0$  ก่อน การหาค่า  $K_0$  สามารถกระทำได้ในสนามและในห้องปฏิบัติการ สำหรับวิธีทดสอบในห้องปฏิบัติการนั้นมีหลายวิธี เช่น

- ก. Preconsolidation Pressure Simulating Method (PPSM) (Poulos และ Davis ; 1972)
- ข. Anisotropic Consolidated under Constant Stress Ratio (Andrawes และ El-Sohby ; 1973)

ก. Allowable Deviator Stress Testing Method (ADSTM) (Chang et al ; 1972)

นอกจากวิธีการทดสอบเหล่านี้แล้ว ยังมีสมการ empirical ที่ใช้สำหรับคำนวณหา ค่า  $K_o$  ได้ ดังสรุปแสดงไว้ในตารางที่ 2.3

ตารางที่ 2.3 สมการ empirical สำหรับการหาค่า  $K_o$

Formula	Remarks	Reference
$K_o = (1 + \frac{2}{3} \sin \phi') \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'}$ $K_o \approx 0.9 (1 - \sin \phi')$	Theoretical derivation	Jáky (1944)
$K_o = 1 - \sin \phi'$		Jáky (1948)
$K_o = 0.95 - \sin \phi'$	For cohesive soils, based on data obtained from remoulded specimens	Brooker & Ireland (1965)
$K_o = \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi_{rem}}{2} \right)$	$\phi_{rem} \approx \phi_s$ (Hvorslev) and $\phi_s = 1.15 (\phi' - 9^\circ)$	Rowe (1957) Abdelhamid & Krizek (1976)
$K_o = 0.19 + 0.233 \log J_p (\%)$	Based on data published by Kenney (1959)	Alpan (1967)
$K_o = 0.24 + 0.31 \log J_p (\%)$	$K_o$ determined from in-situ tests	Lee & Jin (1979)
$K_o(OC) = K_o(NC) OCR^{m_1}$ with $m_1 = 0.54 \exp(-J_p/281)$		Alpan (1967)
$K_o(OC) = K_o(NC) OCR^{m_1}$ $m_1 = f(J_p)$		Schmidt (1966) Ladd et al (1977)
$K_o(\min) = (0.95 - \sin \phi')$ $K_o(\max) = (0.95 - \sin \phi') OCR$		Tavenas et al (1975)

Note: NC = normally consolidated  
OC = overconsolidated

AIT (1974) และ Yuen (1975) ทำการทดสอบหาค่า  $K_o$  ของดินเหนียวหนองงูเห่า ซึ่งตั้งอยู่ประมาณ กม.15 จากบางนา ได้ผลดังแสดงในตารางที่ 2.4



ตารางที่ 2.4 ค่า  $K_0$  กับความลึกของดินเหนียวหนองงูเห่า

Depth (m)	$K_0$	Method Used
1.3	0.70	ADSTM
2.0	0.65	ADSTM
2.6	0.61	ADSTM
4.1	0.61	PPSM
4.1	0.63	ADSTM
5.5	0.63	PPSM
7.0	0.60	PPSM
8.6	0.63	ADSTM
10.4	0.63	PPSM
10.4	0.64	ADSTM
14.4	0.61	ADSTM

ADSTM - Allowable Deviator Stress Testing Method (CHANG, 1973)  
 PPSM - Preconsolidation Pressure Simulating Method (POULOS & DAVIS, 1972).

ศูนย์วิทยทรัพยากร  
 จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย