



ทฤษฎีและทบทวนผลงานในอดีต

2.1 แนวความคิดพื้นฐานเกี่ยวกับการทรุดตัว

มวลดินจะประกอบด้วย เม็ดดิน น้ำและอากาศ ซึ่งจะอยู่ตามช่องว่างหรือโพรงระหว่างเม็ดดิน โดยมีสมมุติฐานว่าภายใต้สภาวะน้ำหนักปกติส่วนที่เป็นเม็ดดินและน้ำจะไม่สามารถถูกอัดตัวได้ (Incompressible)

ดินจะเกิดความเครียดหรือการเคลื่อนตัวเมื่อได้รับความเค้นจากแรงภายนอกมากระทำเพิ่มขึ้น ลักษณะความเครียดที่เกิดขึ้นอาจเป็นแบบ 1 หรือ 2 หรือ 3 มิติก็ได้ ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับลักษณะขนาด รูปทรงของน้ำหนักที่มากระทำและความหนาของชั้นดิน รูปแบบลักษณะความเครียดที่เกิดขึ้น แสดงอยู่ดังในรูปที่ 2.1 ความเครียดหรือการเคลื่อนตัวที่เกิดขึ้นในแนวตั้งนี้เราเรียกว่า การทรุดตัว การทรุดตัวของดินที่เกิดขึ้นอาจแบ่งได้ 2 ลักษณะใหญ่ ๆ ด้วยกันคือ

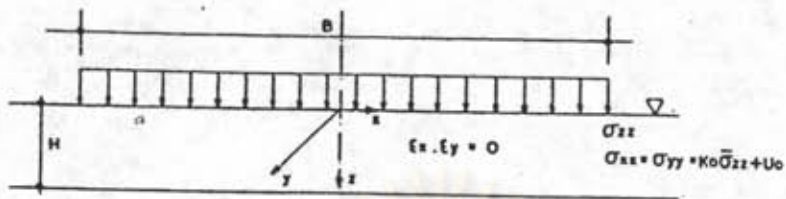
1. การทรุดตัวทันทีทันใด (Immediate Settlement)
2. การทรุดตัวที่ขึ้นกับเวลา (Time Dependent Settlement)

2.1.1 การทรุดตัวทันทีทันใด (Immediate Settlement)

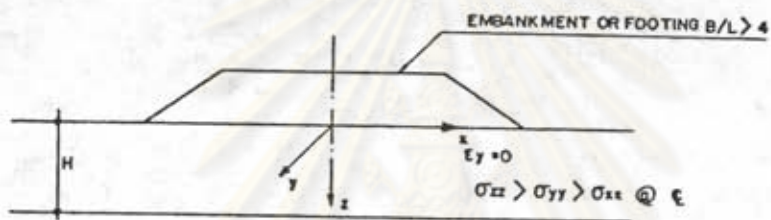
เมื่อดินเหนียวที่อิ่มตัวด้วยน้ำได้รับความเค้นจากการที่มีแรงมากระทำอย่างรวดเร็วกว่าการไหลของน้ำออกจากช่องว่างในมวลดิน (น้ำไหลออกได้ยาก) เนื่องจากดินมี permeability ต่ำ และผลจากการที่น้ำไหลออกจากช่องว่างได้ยากทำให้ดินไม่สามารถที่จะเปลี่ยนแปลงปริมาตรได้ทันทีเมื่อถูกความเค้น ดังนั้นการทรุดตัวทันทีจะเกิดขึ้นได้นั้นจะต้องมีการขยายตัวทางด้านข้างไปพร้อม ๆ กัน ซึ่งจะพบได้ในกรณีที่มีรูปแบบความเครียดเป็น 2 หรือ 3 มิติ เท่านั้น

2.1.2 การทรุดตัวที่ขึ้นกับเวลา (Time Dependent Settlement)

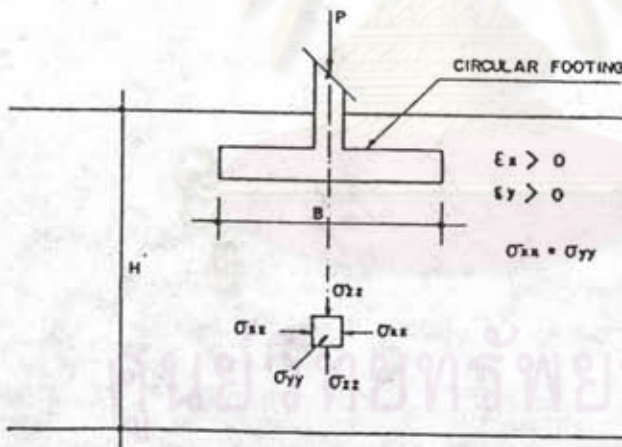
การทรุดตัวชนิดนี้เป็นลักษณะการทรุดตัวที่สำคัญสำหรับดินเหนียวและ plastic silt และสามารถแบ่งตามกลไก (mechanism) ของการเกิดการทรุดตัวได้ดังนี้



- (ก) ความเครียดเป็นแบบ 1 มิติ
 $B \gg H$ ($B/H > 10$ เป็นต้น)



- (ข) ความเครียดเป็นแบบ 2 มิติ



- (ค) ความเครียดเป็นแบบ 3 มิติ

รูปที่ 2.1 แสดงสภาวะรูปแบบความเครียด

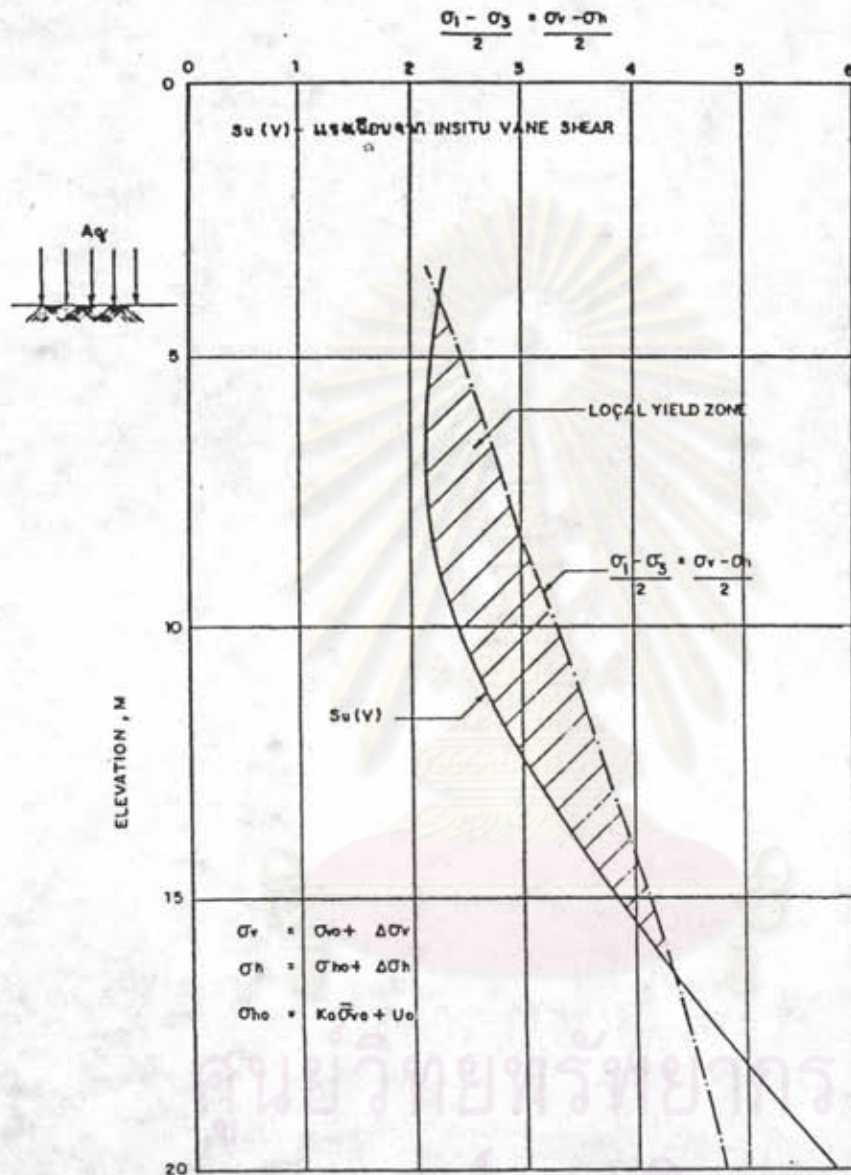
2.1.2.1 การทรุดตัวเนื่องจากการวิบัติเป็นที (Local Yield or Plastic Flow) และ Undrained Creep

ในดินเหนียวหรือดินที่มีเม็ดละเอียด Undrained Settlement ไม่ได้เกิดขึ้นทันทีทันใดแต่เพียงอย่างเดียว (ในหัวข้อ 2.1.1) เมื่อสักขณะความเครียดที่เกิดขึ้นเป็นแบบ 2 หรือ 3 มิติ Undrained Settlement ของดินเหนียวที่เกิดขึ้นอาจเป็นฟังก์ชันกับเวลาก็ได้ ทั้งนี้เนื่องจากผลของ Local Yield และ Undrained Creep ซึ่งเกิดขึ้นมากใน High Plastic and Organic Clays เช่น ดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ (ลัมปัตติ, 2525) และ ดินเหนียวอ่อนมากที่บางปู (ชูชาติ, 2527) ซึ่งมีปัญหา Undrained Creep มาก เป็นต้น

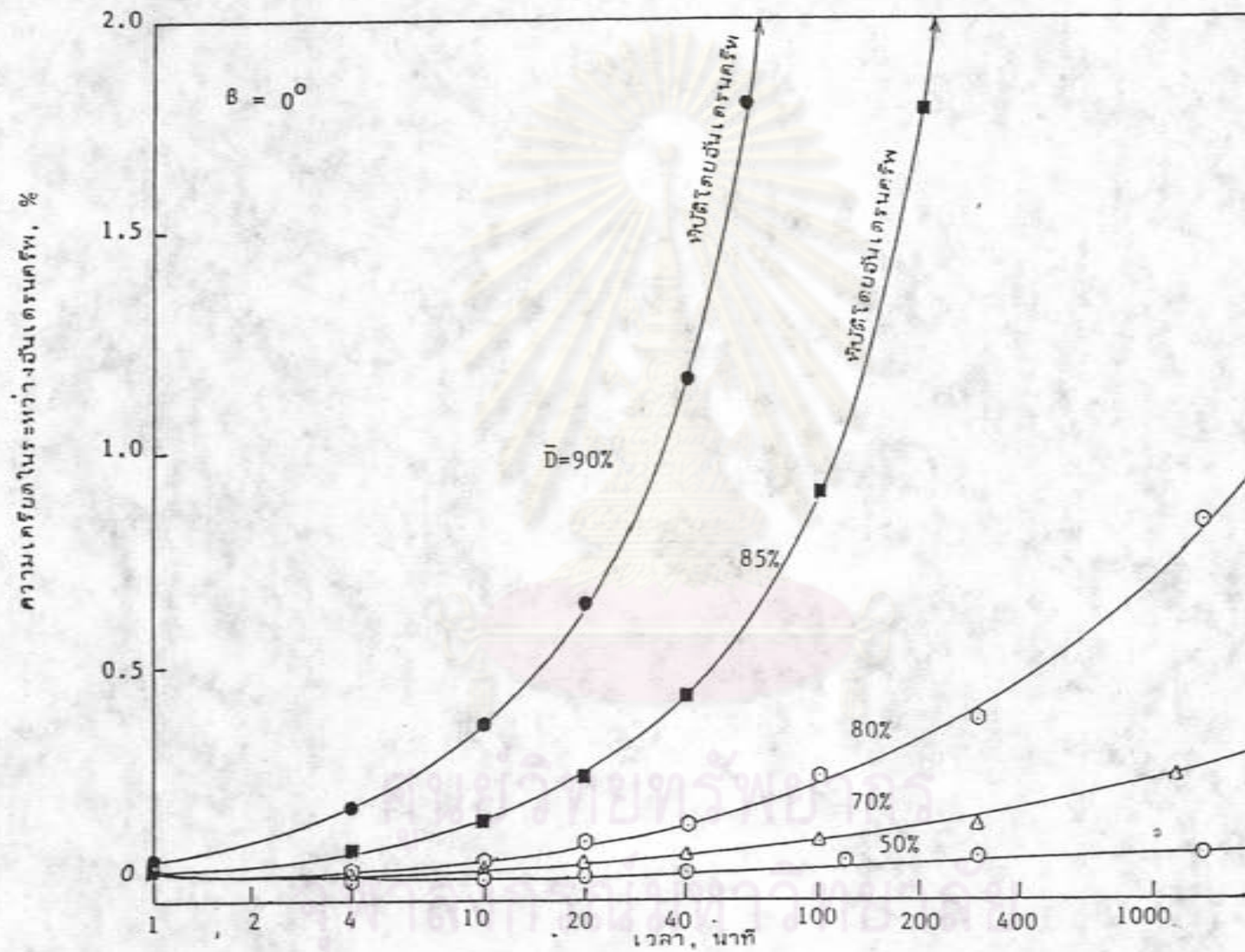
การทรุดตัวเนื่องจาก Local Yield เกิดจากการที่มวลดินบางส่วนได้รับ Shear Stress จากแรงกระทำภายนอกสูงมากจนกระทั่ง Shear Stress ที่เกิดขึ้นมีค่าเท่ากับ ค่ากำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำ (Undrained Shear Strength) ของดิน เป็นผลให้เกิดการทรุดตัวเนื่องจากการ Flow ของมวลดิน การคำนวณการเกิด Local Yield ในมวลดินแสดงอยู่ในรูปที่ 2.2

ส่วนการทรุดตัวเนื่องจาก Undrained Creep เกิดจากการที่ดินได้รับ Shear Stress คงที่ โดยเมื่อเวลาผ่านไปการทรุดตัวก็จะมากขึ้น แต่อัตราการทรุดตัวมักจะมีค่าลดลงเรื่อย ๆ จนอาจจะหยุด ในบางกรณีเมื่อระดับหน่วยแรงเฉือน (Stress Level) สูงกว่าค่า ๆ หนึ่ง ซึ่งเรียกว่า Creep Strength จะพบว่าอัตราการทรุดตัวเนื่องจาก Undrained Creep จะกลับเพิ่มขึ้นอีก (ลัมปัตติ, 2525 และ ชูชาติ, 2527) จนเกิดการวิบัติในที่สุด ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดกับเวลาที่ระดับหน่วยแรงเฉือนต่าง ๆ แสดงอยู่ในรูปที่ 2.3, 2.4 และ 2.5

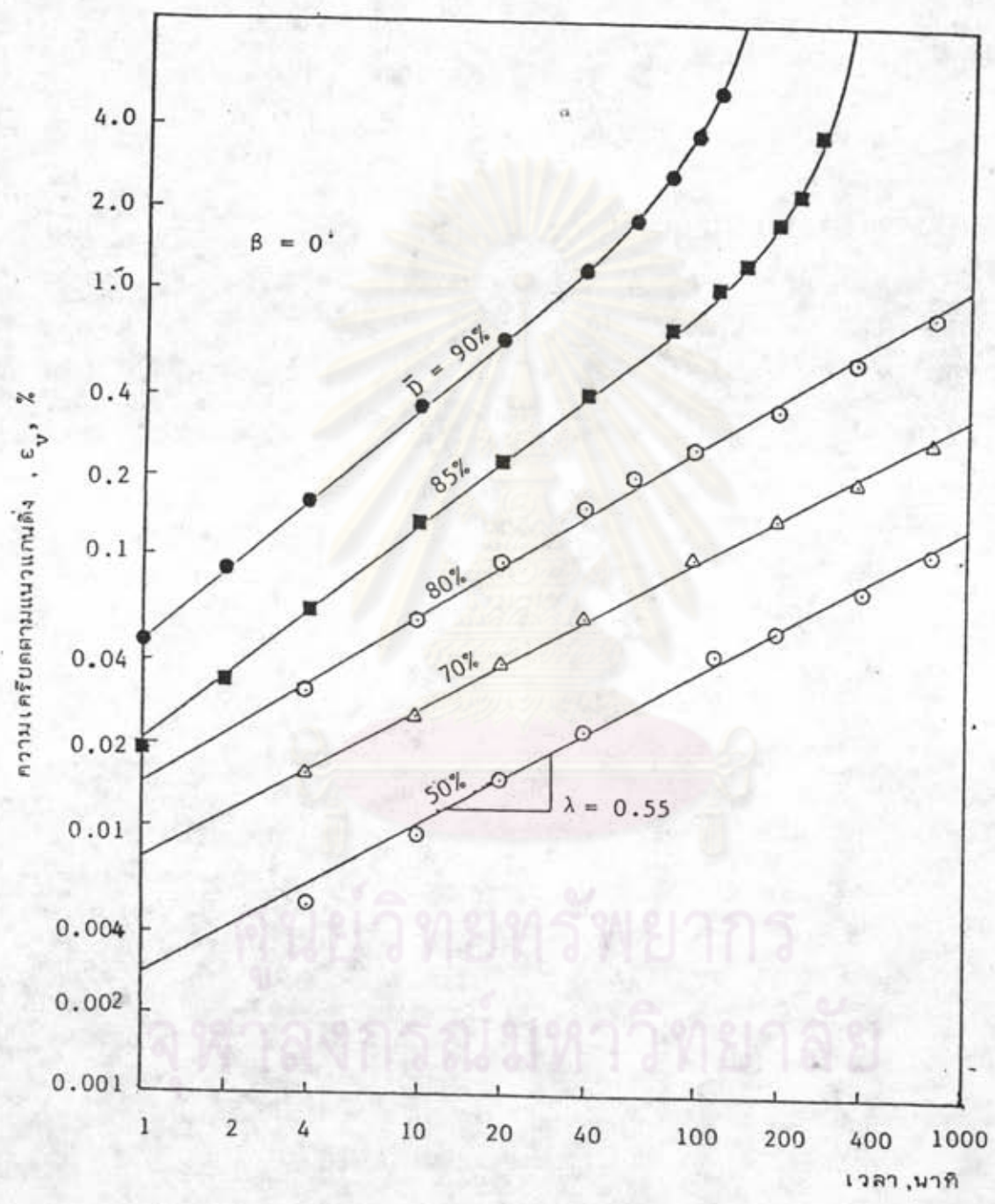
การทรุดตัวเนื่องจาก Local Yield และ Undrained Creep จะทำให้ค่า Excess pore pressure เพิ่มขึ้นกับเวลา ความสัมพันธ์ระหว่าง Excess pore pressure เนื่องจาก Undrained Creep กับเวลา แสดงดังรูปที่ 2.6 กรณีที่ในสนามมี Consolidation process เกิดขึ้นด้วย ค่า Excess pore pressure อาจจะยังคงเพิ่มขึ้น คงที่หรือลดลงขึ้นอยู่กับอิทธิพลของ Consolidation process ว่า มากน้อยเพียงใด แต่ถ้าพบว่า Excess pore pressure เพิ่มขึ้นเรื่อย ๆ กับเวลา แสดงว่ามวลดินอาจเกิดการพังทลาย (Failure) ได้ด้วยผลของ Local Yield หรือ Undrained



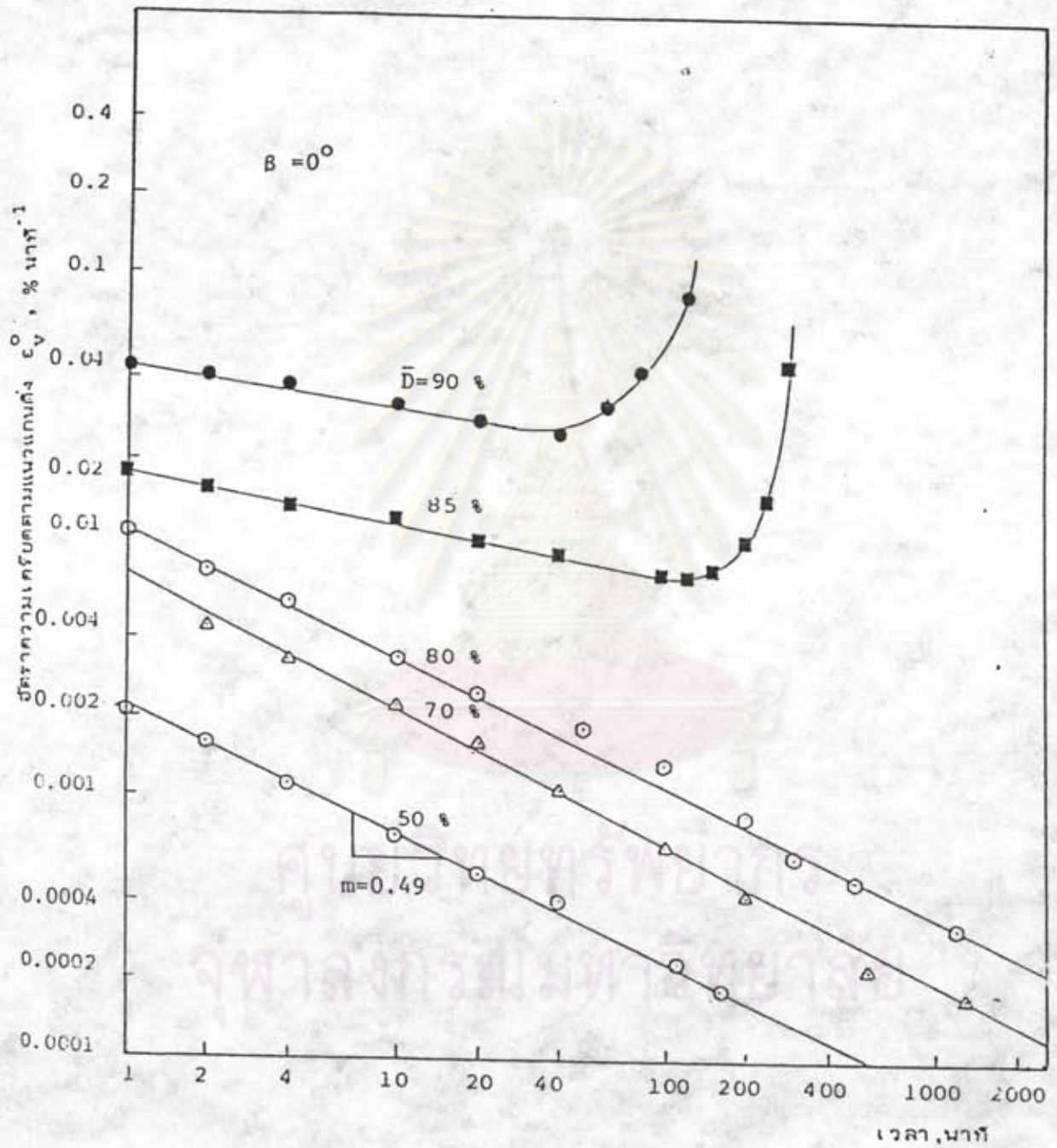
รูปที่ 2.2 แสดงการคำนวณการเกิด Local Yield ในมวลดิน



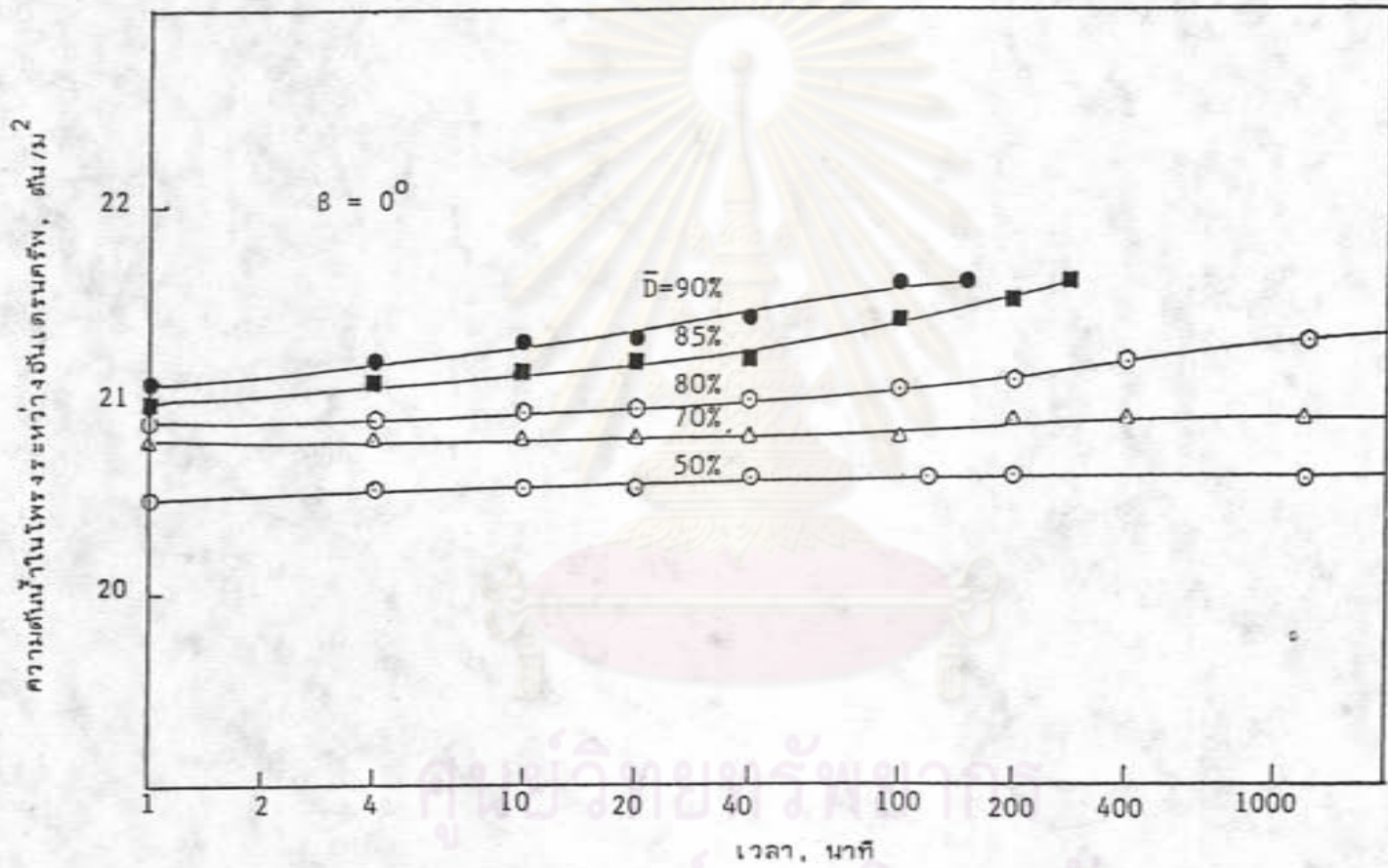
รูปที่ 2.3 ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดกับหือคของเวลาในการเกิด Undrained Creep (ยูยาติ, 2527)



รูปที่ 2.4 ความสัมพันธ์ระหว่างสื่อของความเครียดกับสื่อของเวลาในการเกิด Undrained Creep (ปูยาตี, 2527)



รูปที่ 2.5 ความสัมพันธ์ระหว่างลอคของอัตราการแปรปรวนความแฉกกับลอคของเวลาในการเกิด Undrained Creep (ฟูซาดี, 2527)



รูปที่ 2.6 ความสัมพันธ์ระหว่างความดันน้ำพร่งเพิ่มขึ้นกับสัคของเวลาในการเกิด Undrained Creep (ชูชาติ, 2527)

Creep (สุรฉัตร, 2527)

2.1.2.2 การทรุดตัวเนื่องจากขบวนการอัดตัวคายน้ำขั้นแรก (Consolidation Settlement)

เป็นการทรุดตัวที่ขึ้นกับเวลาที่ลึภาวะระบายน้ำ (Drained Condition) เกิดจากการที่ดินมี Excess Pore Pressure ทำให้น้ำในมวลดินที่ถูกความเค้นมี Total Head มากกว่าดินภายนอก เมื่อเวลาผ่านไปน้ำจะไหลจากมวลดินที่มี Total Head สูงกว่าไปยังมวลดินที่มี Total Head ต่ำกว่า และความเค้นจะถูกส่งถ่ายจากน้ำไปยังเม็ดดิน ทำให้ดินมีความเค้นประสิทธิผล (Effective Stress) เพิ่มขึ้น การไหลออกของน้ำจะทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงขนาดของช่องว่างและปริมาตรของมวลดิน (เล็กและน้อยลง) ซึ่งผลก็คือ ดินจะเกิดการทรุดตัว อัตราการทรุดตัวจะขึ้นอยู่กับ ความสามารถของน้ำในช่องว่างที่จะไหลออกได้เร็วเพียงใด การไหลของน้ำสามารถเกิดได้ทั้งในลักษณะ 1 หรือ 2 หรือ 3 มิติ เช่นเดียวกับลักษณะรูปแบบการเกิดความเครียดตั้งที่กล่าวมาแล้ว Consolidation Settlement จะสิ้นสุดเมื่อไม่มี Excess Pore Pressure เหลืออยู่ หรืออีกนัยหนึ่งคือ Total Head ของน้ำทุกจุดในมวลดินเท่ากัน

2.1.2.3 การทรุดตัวเนื่องจากขบวนการอัดตัวคายน้ำขั้นที่สอง (Secondary Consolidation)

เป็นการทรุดตัวที่ขึ้นกับเวลาที่ลึภาวะระบายน้ำ (Drained Condition) เกิดขึ้นทั้ง ๆ ที่ไม่มี Excess Pore Pressure เหลืออยู่ในมวลดิน โดยจะเกิดต่อเนื่องจากขบวนการอัดตัวคายน้ำขั้นแรก (Primary consolidation) การทรุดตัวเกิดจากการที่น้ำไหลออกจากช่องว่างในมวลดิน (มวลดินมีปริมาตรลดลง) ซึ่งเป็นผลจากการจัดเรียงตัวของอนุภาคเม็ดดินในขณะที่ Effective Stress ในดินคงที่ ในดินทั่วไปการทรุดตัวนี้จะมีค่าน้อย ยกเว้นใน Highly Organic Soils (Weber, 1969) Lo (1961) ได้ทำการศึกษาและสรุปผลเกี่ยวกับ Secondary consolidation ไว้ดังนี้

1. อัตราการทรุดตัวจะลดลงเมื่อเวลาเพิ่มขึ้น
2. อัตราการทรุดตัวจะเป็นสัดส่วนกับลอการิทึมของเวลา
(Logarithm of time)

012915

2.1.3 การทรุดตัวทั้งหมด (Total Settlement)

การทรุดตัวทั้งหมดที่เกิดขึ้นในมวลดินจะสามารถหาได้ดังนี้

1. เมื่อความเครียดที่เกิดขึ้นมีลักษณะ 1 มิติ

$$\rho_T = \rho_c + \rho_s \quad (2.1)$$

2. เมื่อความเครียดที่เกิดขึ้นมีลักษณะ 2 หรือ 3 มิติ

$$\rho_T = \rho_i + \rho_u + \rho_c + \rho_s \quad (2.2)$$

เมื่อ ρ_T = การทรุดตัวทั้งหมด

ρ_i = การทรุดตัวทันทีทันใด

ρ_u = การทรุดตัวเนื่องจาก Local Yield และ
Undrained Creep

ρ_c = การทรุดตัวเนื่องจากขบวนการอัดตัวคายน้ำขั้นแรก

ρ_s = การทรุดตัวเนื่องจากขบวนการอัดตัวคายน้ำขั้นที่สอง

2.2 การกระจายความเค้นในมวลดิน (Stress Distribution in Soil Mass)

การหาการกระจายความเค้นในมวลดินที่เกิดขึ้น เนื่องจากมีแรงภายนอกมากระทำ นั้น เป็นสิ่งจำเป็นอย่างยิ่งในการวิเคราะห์การทรุดตัว ความละเอียดและถูกต้องของความเค้นที่หาได้จะมีผลต่อความถูกต้อง แม่นยำและน่าเชื่อถือของผลการทรุดตัวที่ได้จากการวิเคราะห์เป็นอย่างมาก

เนื่องจากมวลดินไม่เป็นเนื้อเดียวกัน (Non Homogeneous) ตลอดทั้งหมด และมีคุณสมบัติที่ซับซ้อนมาก ทำให้การวิเคราะห์หาความเค้นที่เกิดขึ้นในมวลดินให้ถูกต้องเป็นไปได้ยาก โดยทั่วไปความเค้นในมวลดินจะได้จากทฤษฎีอีลาสติกเชิงเส้น (Linear Elastic Theory) ซึ่งวิธีการที่ใช้อยู่กันอยู่โดยทั่วไปมีดังนี้

2.2.1 วิธี Boussinesq

Boussinesq (1885) ได้เสนอสมการสำหรับหาความเค้นที่เกิดขึ้นเนื่องจากมีแรงเป็นจุดมากระทำที่ผิวสัมผัสในแนวตั้งของวัสดุที่กึ่งอนันต์ ซึ่งมีคุณสมบัติเป็นเนื้อเดียวกัน (Homogeneous) และ Isotropic ต่อมาได้มีการพัฒนาสมการนี้ไปใช้หาความเค้นที่เกิดขึ้นเนื่องจากน้ำหนักที่มีรูปทรงทางเรขาคณิต (Geometry of Loading) ต่าง ๆ ในรูปของสมการ (Gray, 1936), ตาราง (Giroud, 1970), Influence charts (Newmark, 1942), Curves (Fadum, 1948) และ Pressure bulbs (Bowles, 1977) เป็นต้น

2.2.2 วิธี Westergaard

Westergaard (1938) ได้เสนอสมการสำหรับหาความเค้นในวัสดุที่กึ่งอนันต์ แต่ไม่เป็นเนื้อเดียวกัน เนื่องจากมีชั้นวัสดุแกร่งแทรกอยู่ซึ่งทำให้ไม่มีการเคลื่อนตัวด้านข้าง การหาความเค้นเนื่องจากน้ำหนักรูปทรงต่าง ๆ ดูได้จาก Bowles (1977)

2.2.3 วิธี Burmister

Burmister (1956) ได้เสนอสมการสำหรับหาความเค้นและการเคลื่อนตัวของ Two Layer Systems ซึ่งมีชั้นที่อัดตัวได้ (Compressible) ตั้งอยู่บนชั้นวัสดุแกร่งผิวหยาบ (Rough Rigid Base) ที่มีมุมของน้ำหนักรูปสี่เหลี่ยม เมื่อ Poisson's Ratio = 0.4 ซึ่งต่อมาได้ถูกพัฒนาโดย Poulos (1967b), Milovic (1970), Milovic and Tournier (1971) เป็นต้น

2.2.4 วิธี Multilayer Flexible Systems

วิธีนี้จะพิจารณาว่าดินไม่เป็นเนื้อเดียวกัน (Non-homogeneous) แต่มีการวางตัวเป็นชั้น ๆ ที่มีความยืดหยุ่น Fox (1948), Burmister (1958) ได้เสนอสมการและ Charts ในการใช้หาความเค้นสำหรับกรณีนี้ไว้

Poulos and Davis (1974) ได้รวบรวมวิธีการหาความเค้นและความเครียดที่ Geometry of Loading และ Boundary Condition ต่าง ๆ กันไว้เป็นจำนวนมาก

2.3 ความดันน้ำโพรงเพิ่ม (Excess Pore Pressure)

ความดันน้ำโพรงเพิ่มเป็นสิ่งจำเป็นในการคาดคะเน Consolidation Settlement และเป็นตัวชี้ถึงพฤติกรรมของมวลดิน เนื่องจากดินเหนียวมี Permeability ต่ำเมื่อมีน้ำหนักมากระดับหนึ่ง น้ำในช่องว่างในมวลดินไม่สามารถไหลออกได้ทัน จึงทำให้เกิด Excess Pore Pressure ขึ้น ค่า Excess Pore Pressure สามารถหาได้จาก 2 วิธีใหญ่ ๆ ดังนี้

2.3.1 Conventional Method

Excess Pore Pressure ที่ Undrained Condition ของดินเหนียวที่อิ่มตัวด้วยน้ำ สามารถคาดคะเนได้จากความสัมพันธ์กับการเปลี่ยนแปลงความเค้นรวม ซึ่งมีอยู่ 4 วิธี (D'Appolonia et al, 1971) ดังแสดงในตารางที่ 2.1

ตารางที่ 2.1 วิธีการคาดคะเนความดันโพรงเพิ่มทันทีทันใด (Initial Excess Pore Pressure)

วิธี	สมการ
1. One-Dimensional	$\Delta u = \Delta \sigma_v$
2. Three-Dimensional	$\Delta u = \Delta \sigma_{oct}$
3. Skempton's (1954) Equation	$\Delta u = \Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)$
4. Henkel's (1960) Equation	$\Delta u = \Delta \sigma_{oct} + a \Delta \tau_{oct}$

2.3.2 วิธีที่พัฒนาขึ้นมาใหม่

2.3.2.1 วิธี Hoeg et al (1969)

Hoeg et al (1969) ได้แนะนำวิธีการหา Excess Pore Pressure ไว้ดังนี้

ก. ช่วงก่อนเกิด Local Yield

$$\Delta u = \Delta \sigma_{\text{oct}} \quad (2.3)$$

ข. ช่วงหลังจากเกิด Local Yield

$$\Delta u = \Delta \sigma_1 \quad (2.4)$$

Local Yield เกิดขึ้นเนื่องจาก Shear Stress ที่เกิดขึ้นในมวลดินมีค่ามากจนเท่ากับ Undrained Shear Strength ของดิน ดังแสดงในรูปที่ 2.7 และสามารถตรวจสอบการเกิด Local Yield ได้ดังนี้

$$\Delta \sigma_v - \Delta \sigma_h = 2S_u - \bar{\sigma}_{vo} (1 - K_o) \quad (2.5)$$

2.3.2.2 วิธี Burland (1971)

Burland (1971) ได้นำแนวความคิดเกี่ยวกับ Limit and Critical State มาใช้และสรุปการเกิด Excess pore pressure ไว้ 3 ช่วง คือ

ก. ช่วงอีลาสติก

$$\Delta u = \Delta \sigma_{\text{oct}} \quad (2.6)$$

ข. ช่วง Limit State

$$\Delta u = f(\Delta \sigma) \quad (2.7)$$

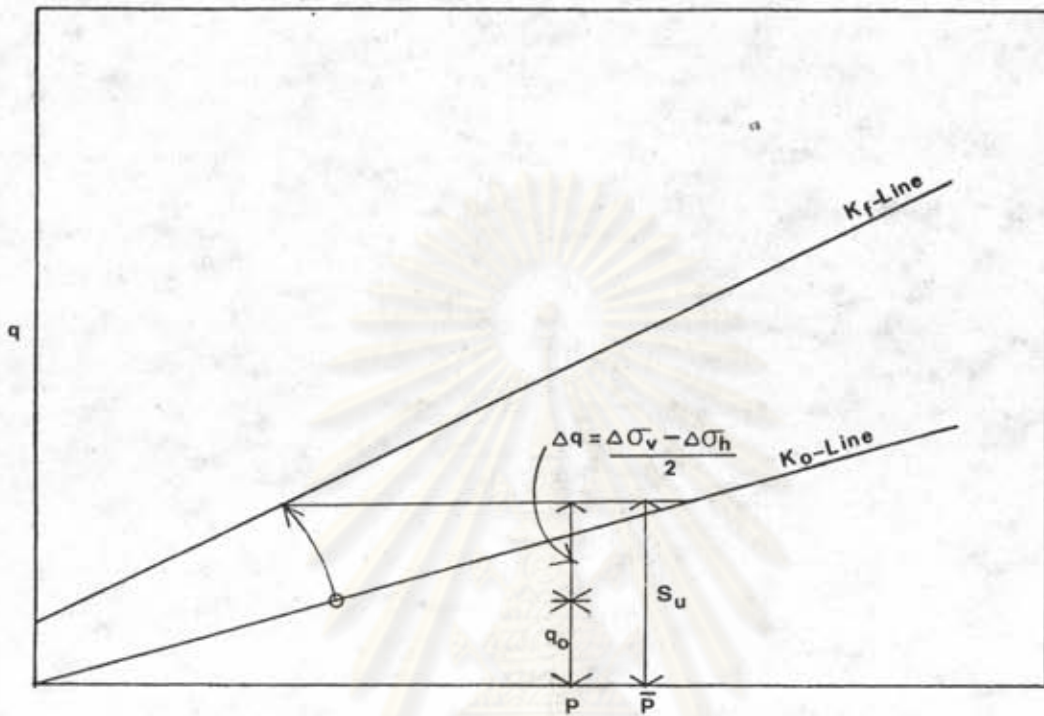
ค่า Excess Pore Pressure ที่เกิดขึ้นก็เพื่อที่จะรักษาความเค้นประสิทธิผล (Effective Stress) ให้อยู่ที่ Limit State Line

ค. ช่วง Critical State หรือ Local Yield

$$\Delta u = \Delta \sigma_1 \quad (2.8)$$

2.3.2.3 วิธี Tavenas and Leroueil (1977)

Tavenas and Leroueil (1977) ได้พิจารณาถึงผลของการเกิด Consolidation ในระหว่างก่อสร้างใน Overconsolidated Clay ซึ่งจะทำได้ดินเปลี่ยนไปเป็น Normally Consolidated Clay และได้เสนอ YLIGHT Model ซึ่งได้ปรับปรุง Limit State Theory มาอธิบายการเกิด Excess pore pressure ระหว่างก่อสร้าง



รูปที่ 2.7 แสดง Stress Path การเกิด Local Yield

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



ต่อมา Leroueil et al (1978) และ Tavenas (1979) ได้ทบทวนและเสนอสมการสำหรับหา Excess Pore Pressure ไว้ดังนี้ (ดูรูปที่ 2.8)

ก. ช่วงแรก (ก่อนถึง Critical height)

$$\Delta u = (B_1)(I)(P_1) \quad (2.9)$$

เมื่อ $B_1 = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_v} \quad (2.10)$

หาได้จากกราฟวิเคราะห์หรือจากสมการ 2.11

$$B_1 = 0.6 - 2.4(Z/D - 0.5)^2 \quad (2.11)$$

$$B_{1 \max} = 0.6 \text{ ที่จุดกึ่งกลางของชั้นดิน}$$

$$B_{1 \min} = 0 \text{ ที่ Drainage Boundaries}$$

$$Z = \text{ความลึกที่ใช้คำนวณหาค่า } B_1, \text{ m}$$

$$D = \text{ความหนาของชั้นดิน, m}$$

$$I = \text{Stress Influence Factor จาก Elastic Solution}$$

$$P = \text{Applied Surface Pressure, T/m}^2$$

ข. ช่วงที่สอง (หลังจากเกินความสูงวิกฤติ แต่ยังไม่เกิด

Local Yield)

$$B_2 = 1$$

$$\text{และ } \Delta u = I \times \Delta p = \Delta \sigma_v \quad (2.12)$$

$$\Delta u_e = (I \times p_2) - (\bar{\sigma}_p - \bar{\sigma}_{vo}) \quad (2.13)$$

เมื่อ $\Delta u_e = \text{Final Excess Pore Pressure}$

$$\bar{\sigma}_p = \text{Preconsolidation Pressure}$$

$$\bar{\sigma}_{vo} = \text{Effective Overburden Pressure}$$

โดยความสูงวิกฤติ (Critical Height) จะได้จาก

$$H_{crit} = \frac{\bar{\sigma}_p - \bar{\sigma}_{vo}}{I\bar{\gamma}(1-B_1)} \quad (2.14)$$

ค. ยี่งที่ล้าวม (เมื่อเกิด Strain Softening และ Local Yield)

Excess Pore Pressure ที่เกิดขึ้นในยี่งนี้ยั้งไม่ สามารถหาได้แน่นอน แต่พบว่าค่า $B_f > 1$

จากแนวความคิดนี้จะมีจุดหักเกิดขึ้น 2 จุด (จุด P และจุด F) ดังแสดงอยู่ในรูปที่ 2.8 ซึ่ง Tavenas (1979) อธิบายว่า จุดหักแรก (จุด P) เกิดจากการทำลาย (Destruction) โครงสร้างของดิน ทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลง Mechanical properties (ดินเปลี่ยนจาก OCC เป็น NCC) ส่วนจุดหักที่สอง (จุด F) เกิดจากการ Yielding ของดิน

Lee (1983) ได้ทำการวัด Excess Pore Pressure ได้จุดกึ่งกลางของคันทางในดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ และได้แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Pore Pressure Parameter ($\mu = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_1}$, $A = \frac{\Delta u - \Delta \sigma_3}{\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3}$) กับ OCR ดังในรูปที่ 2.9 และ 2.10

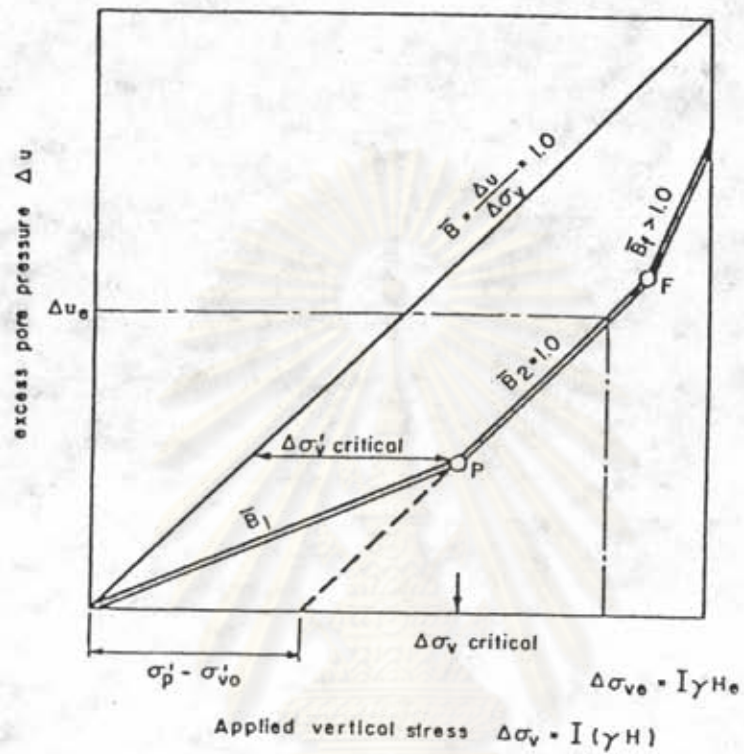
2.4 วิธีการคาดคะเนปริมาณการทรุดตัว

2.4.1 ยี่งตอนที่สำคัญในการวิเคราะห์การทรุดตัว

ในการวิเคราะห์การทรุดตัวจะประกอบด้วยยี่งตอนที่สำคัญ 2 ยี่งตอน คือ

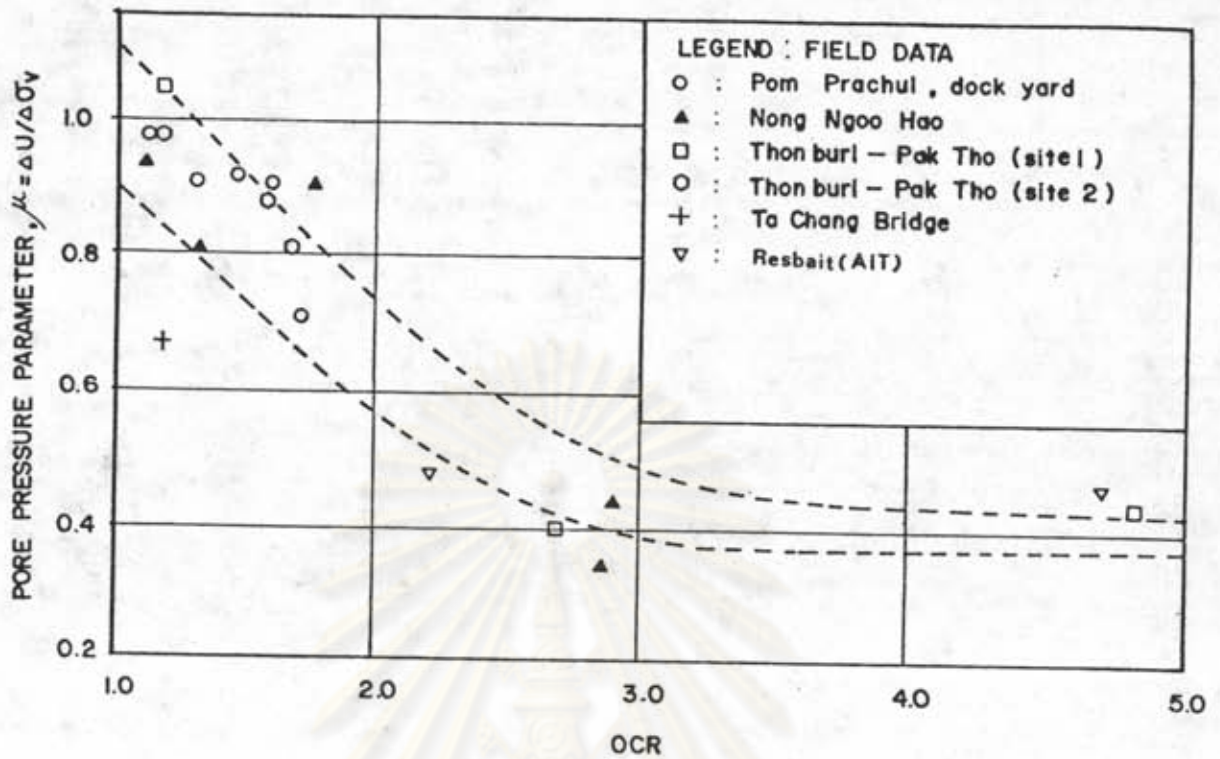
1. ทราบความเค้นที่เกิดขึ้นในชั้นดินที่มีการทรุดตัวเมื่อมีน้ำหนักมากกระทำ
2. คำนวณการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากความเค้นที่เพิ่มขึ้น โดยใช้ความสัมพันธ์ความเค้นและความเครียดที่เหมาะสม (Appropriate Stress-Strain Relationship) เช่น จากการทดสอบ Triaxial หรือ Oedometer เป็นต้น

Lambe (1964, 1967b) ได้เสนองค์ประกอบที่สำคัญ 4 ประการ ในการวิเคราะห์การทรุดตัวและปัจจัยที่มีผลต่อแต่ละองค์ประกอบ ดังแสดงในตารางที่ 2.2

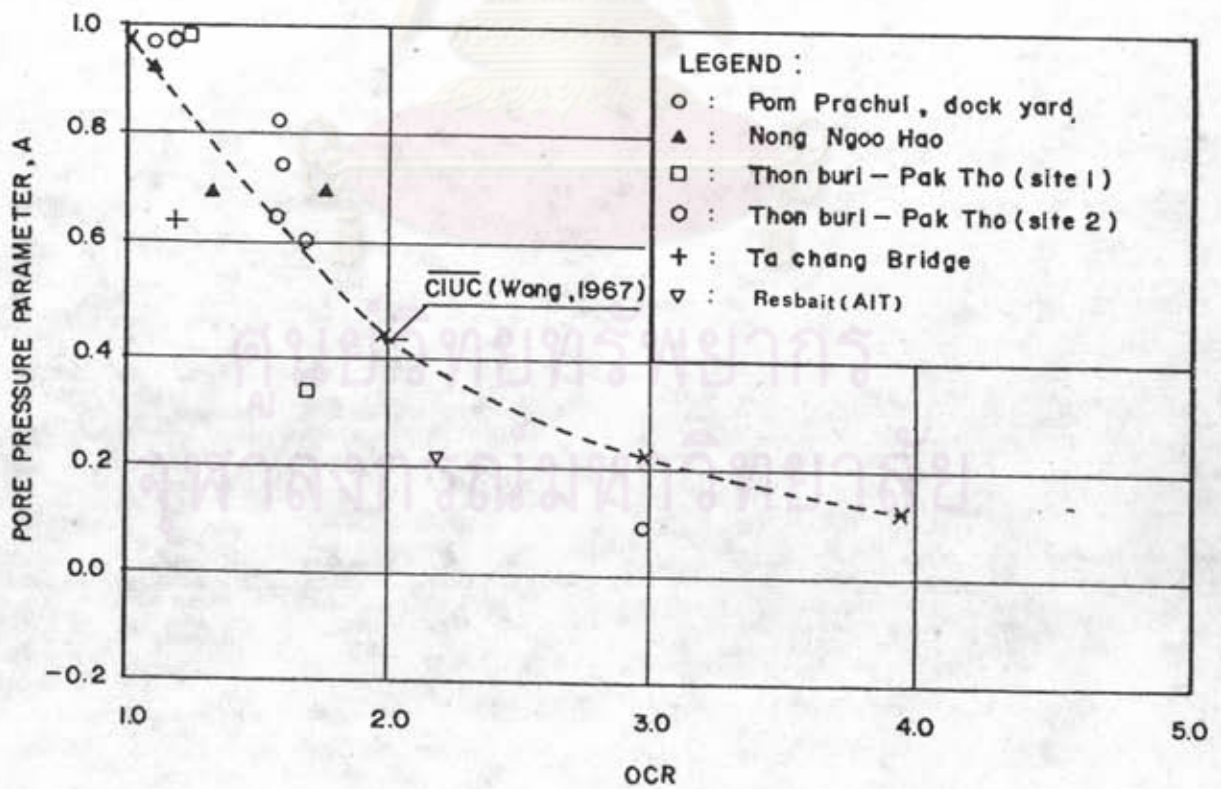


Typical $\Delta u - I(\Delta \sigma_v)$ relationship

รูปที่ 2.8 ความสัมพันธ์ระหว่าง Excess Pore Pressure
กับ Applied Vertical Stress
(Tavenas, 1979)



รูปที่ 2.9 ความสัมพันธ์ระหว่าง μ กับ OCR



รูปที่ 2.10 ความสัมพันธ์ระหว่าง A_f กับ OCR

ตารางที่ 2.2 องค์ประกอบในการวิเคราะห์การทรุดตัว จาก Lambe (1964, 1967b)

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, 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 σ_1 , σ_2 and σ_3 with consolidation; influence of arching, change in Poisson's ratio.

Selection of soil parameters (m_v , C_c , C_r , C_α , σ'_{vc} , k , E_u , E' , ν' , K_o , A , 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.
-

Ladd (1977) ได้กล่าวไว้ว่า ความสามารถในการคาดคะเนการทรุดตัว
ได้ก็ขึ้นจะต้องประกอบด้วยองค์ประกอบ 3 อย่างคือ

1. แบบจำลองที่สามารถอธิบายพฤติกรรมของดินได้อย่างถูกต้อง
2. วิธีการที่เหมาะสมสำหรับหาค่า Soil parameters ที่ต้องการ
3. วิธีคำนวณเพื่อที่จะตัดแปลงแบบจำลองไปใช้กับปัญหาจริง

2.4.2 การคาดคะเนปริมาณการทรุดตัวโดยใช้ข้อมูลจากการทดสอบ Oedometer

การทดสอบ Oedometer เป็นการทดสอบพื้นฐานที่สำคัญมากสำหรับใช้ในการวิเคราะห์การทรุดตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากขบวนการ Consolidation Terzaghi (1923) ได้เสนอทฤษฎีการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ (One-Dimensional Consolidation Theory) ขึ้น โดยพิจารณาว่าดินมีการระบายน้ำและการเคลื่อนตัวแบบ 1 มิติ ไม่มีการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง ซึ่งจะพบในทางปฏิบัติก็ต่อเมื่อชั้นดินที่มีการทรุดตัวใต้นั้นบางมากเมื่อเปรียบเทียบกับขนาดของน้ำหนักที่มากกระทำ การวิเคราะห์การทรุดตัวโดยวิธีนี้สามารถกระทำได้โดยสะดวกและรวดเร็ว ซึ่งมีขั้นตอนดังนี้ (Taylor, 1948)

1. ศึกษาการวางตัวของชั้นดิน เก็บตัวอย่างดินที่ถูกรบกวนน้อยที่สุดแล้วนำมาทดสอบ Oedometer เพื่อที่จะหาค่าพารามิเตอร์ของดิน ได้แก่ m_v , CR, RR, C_v เป็นต้น

2. คำนวณความเค้นที่เกิดขึ้นในชั้นดิน
3. คำนวณหาปริมาณการทรุดตัว

วิธีการคาดคะเนการทรุดตัวโดยใช้ข้อมูลจากการทดสอบ Oedometer
มีดังนี้

2.4.2.1 วิธี Terzaghi (Terzaghi and Peck, 1948)

วิธีนี้มีสมมุติฐานว่า ชั้นดินจะเกิดการทรุดตัวและระบายน้ำเพียง 1 มิติเท่านั้น ไม่มีการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง และค่า Excess Pore Pressure ที่เกิดขึ้นของดินเหนียวที่อิ่มตัวด้วยน้ำจะมีค่าเท่ากับความเค้นรวมในแนวตั้งที่เพิ่มขึ้น ($\Delta u = \Delta \sigma_v$) Consolidation Settlement ของชั้นดินจะคำนวณได้จาก

$$\rho_T = \rho_C = \rho_{oed} = \sum_{i=1}^n (m_v \Delta \sigma_v H)_i \quad (2.15)$$

หรืออาจคำนวณได้จากค่า RR และ CR (Ladd, 1975) ดังนี้

1. เมื่อ $\bar{\sigma}_{vo} < \bar{\sigma}_{vm} < \bar{\sigma}_{vf}$

$$\rho_T = \sum_{i=1}^n H_i \left(RR \log \frac{\bar{\sigma}_{vm}}{\bar{\sigma}_{vo}} + CR \log \frac{\bar{\sigma}_{vf}}{\bar{\sigma}_{vm}} \right)_i \quad (2.16)$$

2. เมื่อ $\bar{\sigma}_{vo} < \bar{\sigma}_{vf} < \bar{\sigma}_{vm}$

$$\rho_T = \sum_{i=1}^n H_i \left(RR \log \frac{\bar{\sigma}_{vf}}{\bar{\sigma}_{vo}} \right)_i \quad (2.17)$$

เมื่อ H = ความหนาของแต่ละชั้นดิน

m_v = Coefficient of Volume Compressibility

RR = Recompression Ratio

CR = Compression Ratio

$\bar{\sigma}_{vo}$ = Effective Overburden Pressure

$\bar{\sigma}_{vm}$ = Maximum Past Pressure

$\bar{\sigma}_{vf}$ = ความเค้นประสิทธิผลในแนวตั้งที่จุดสุดท้าย ($\Delta u = 0$), $\bar{\sigma}_{vo} + \Delta \sigma_v$

Soil Parameters ที่ได้จากการทดสอบ Oedometer ซึ่งจะได้ถูกนำไปใช้ในการคาดคะเนปริมาณการทรุดตัว แสดงอยู่ในรูปที่ 2.11

2.4.2.2 วิธี Skempton-Bjerrum (1957)

Skempton-Bjerrum (1957) พบว่าเมื่อการทรุดตัวของดินไม่เป็น 1 ชาติ (เป็น 2 หรือ 3 ชาติ) การทรุดตัวทั้งหมดจะประกอบด้วย 2 ส่วนคือ การทรุดตัวทันทีทันใดและการทรุดตัวเนื่องจากขบวนการ Consolidation ค่า Excess Pore Pressure ของดินเหนียวที่อิ่มตัวด้วยน้ำจะไม่เท่ากับความเค้นรวมในแนวตั้งที่เพิ่มขึ้น โดยการ

ทรุดตัวทันทีทันใดจะคำนวณได้จากวิธี Modified Elastic Displacement ดังจะกล่าวใน
หัวข้อที่ 2.4.4.3 และ Consolidation Settlement จะคำนวณได้จาก

$$\rho_c = \sum_{i=1}^n (m_v \Delta u \cdot H)_i \quad (2.18)$$

เมื่อ m_v = Coefficient of Volume Compressibility จาก
Oedometer Test

สำหรับดินเหนียวที่อิ่มตัวด้วยน้ำ จะได้

$$\Delta u = \Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \quad (2.19)$$

เมื่อ A = Skempton's Pore Pressure Coefficient ซึ่งได้จาก
การทดสอบ Undrained Triaxial Test (เป็น Axisymmetric)
ซึ่งจะขึ้นอยู่กับ Stress Level, Stress Path และ OCR

$$\text{หรือ } \rho_c = \mu \rho_{\text{oed}} \quad (2.20)$$

เมื่อ ρ_{oed} = Consolidation Settlement ซึ่งได้จากวิธี Terzaghi (1948)

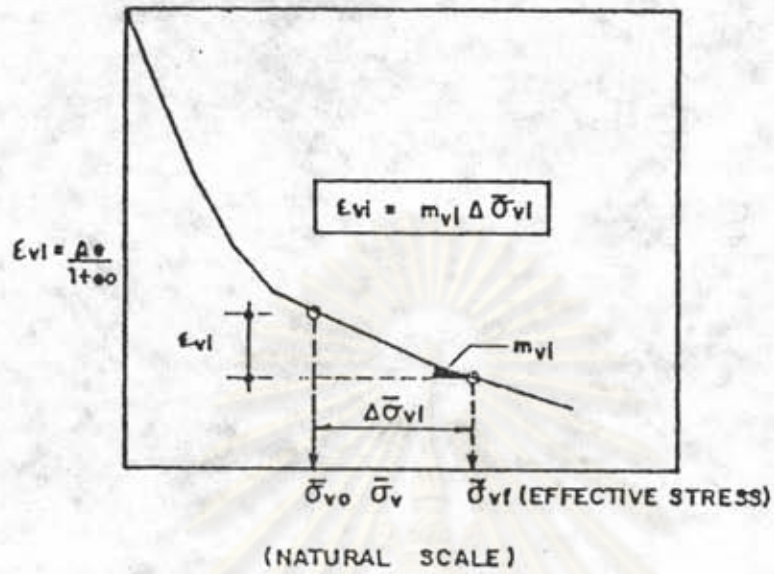
μ = Correction Factor ซึ่งจะขึ้นอยู่กับค่า A และรูปทรงเรขาคณิต
ของปัญหาที่วิเคราะห์ดังแสดงในรูปที่ 2.12

Natamon (1984) ได้คาดคะเน Consolidation Settlement ของ
คันทาง (Embankment) ที่ละเอียงเทรา โดยใช้ $\mu = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_v}$ ของ Lee (1983) ดังแสดงใน
รูปที่ 2.9 พบว่าให้ผลใกล้เคียงกับค่าที่เกิดขึ้นจริงมากยิ่งขึ้น

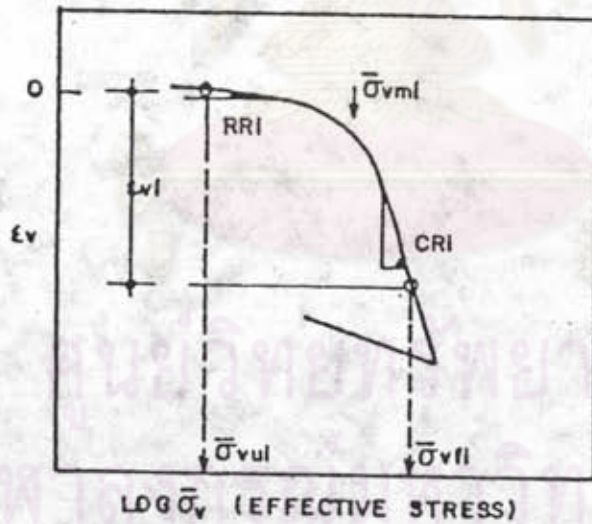
2.4.2.3 วิธี Bjerrum

Bjerrum (1967) ได้เสนอว่า การทรุดตัวของดินเหนียวจะ
ประกอบด้วย 2 ส่วนด้วยกันคือ

1. Instant Compression เป็นการทรุดตัวที่เกิดขึ้นทันที
ทันใดพร้อมกับการเพิ่มขึ้นของความเค้นประสิทธิผล ซึ่งเป็นสาเหตุให้ช่องว่างลดน้อยลงจนถึง
สภาวะสมดุลเมื่อความเค้นทั้งหมดที่เพิ่มขึ้นถูกปรับไว้ด้วยเม็ดดิน ซึ่งเมื่อถึงจุดนี้ความเค้น
ประสิทธิผลจะมีค่าคงที่



ก. ϵ_v กับ $\bar{\sigma}_v$

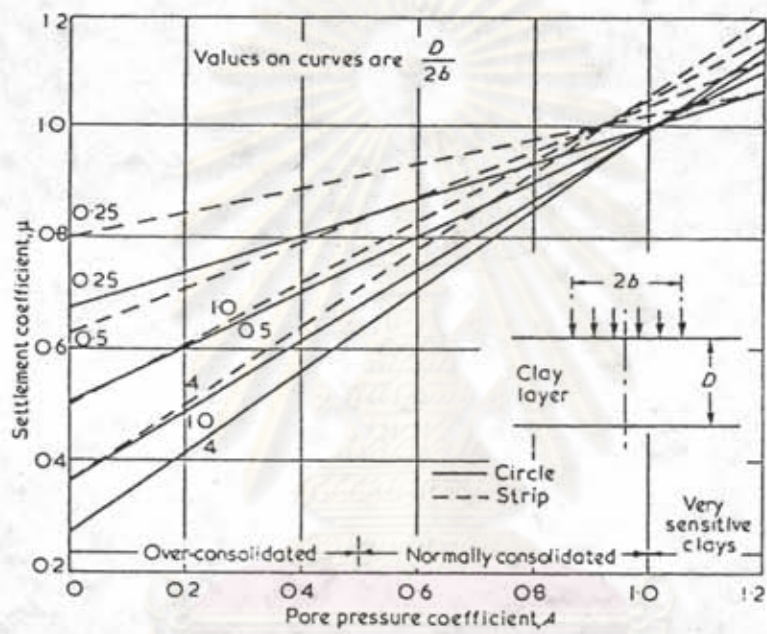


RR = RECOMPRESSION RATIO = $C_r / (1 + e_0)$

CR = COMPRESSION RATIO = $C_c / (1 + e_0)$

ข. ϵ_v กับ $\log \bar{\sigma}_v$

รูปที่ 2.11 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียด
จากการทดสอบ Consolidation



รูปที่ 2.12 ความสัมพันธ์ระหว่าง μ กับ A (Skempton & Bjerrum, 1957)

ศูนย์วิจัยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

2. Delayed Compression เป็นการทรุดตัวที่เกิดขึ้น

เนื่องจากดินมีปริมาตรลดลง โดยที่ความเค้นประสิทธิผลคงที่

ส่วนประกอบของการทรุดตัวโดยวิธี Bjerrum แสดงดังในรูปที่

2.13 และจากรูปที่ 2.14 สามารถคำนวณการทรุดตัวได้ดังนี้

$$\rho_{int} = \sum_{i=1}^n H_i \left| CR \log \frac{\bar{\sigma}_{vo} + \Delta\sigma_v}{\bar{\sigma}_{vc}} \right|_i \quad (2.21)$$

$$\rho_T = \sum_{i=1}^n H_i \left| CR \log \frac{\bar{\sigma}_{vo} + \Delta\sigma_v}{\bar{\sigma}_{vo}} \right|_i \quad (2.22)$$

$$\rho_{delay} = \rho_T - \rho_{int} \quad (2.23)$$

1. เมื่อ $\bar{\sigma}_{vo} + \Delta\sigma_v > \bar{\sigma}_{vc}$

$$\rho_{delay} = \sum_{i=1}^n H_i \left| CR \log \frac{\bar{\sigma}_{vc}}{\bar{\sigma}_{vo}} \right|_i \quad (2.24)$$

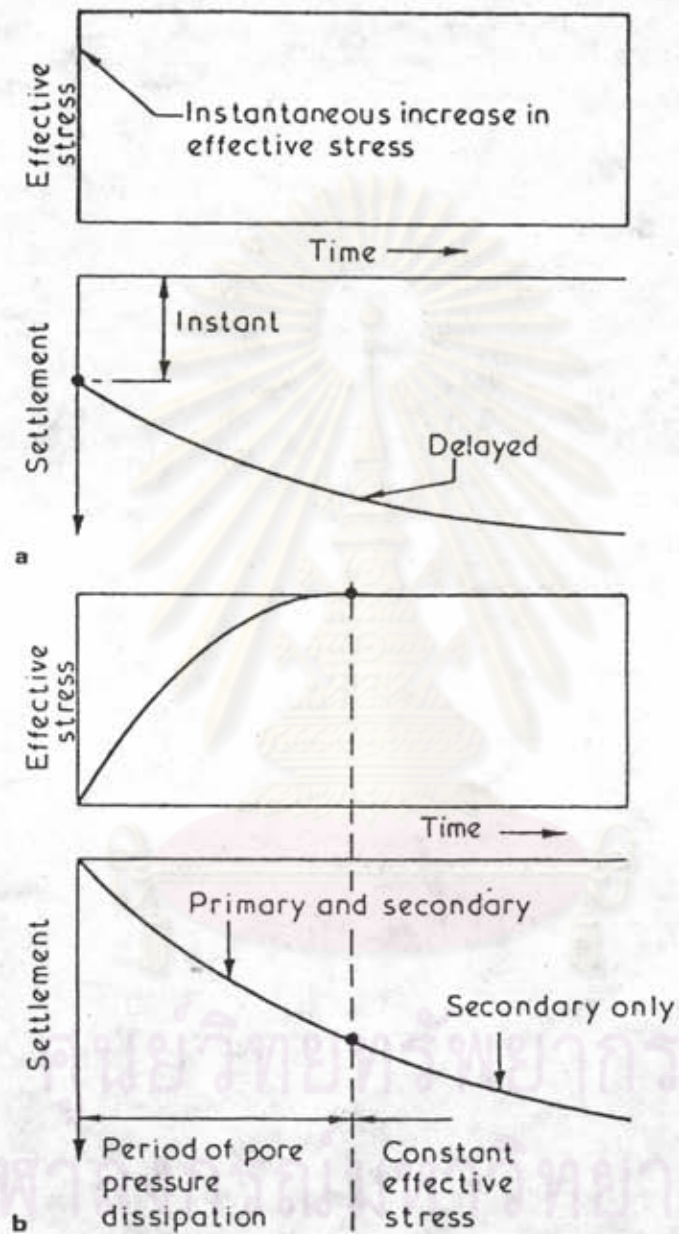
2. เมื่อ $\bar{\sigma}_{vo} + \Delta\sigma_v < \bar{\sigma}_{vc}$

$$\rho_{delay} = \sum_{i=1}^n H_i \left| CR \log \frac{\bar{\sigma}_{vo} + \Delta\sigma_v}{\bar{\sigma}_{vo}} \right|_i \quad (2.25)$$

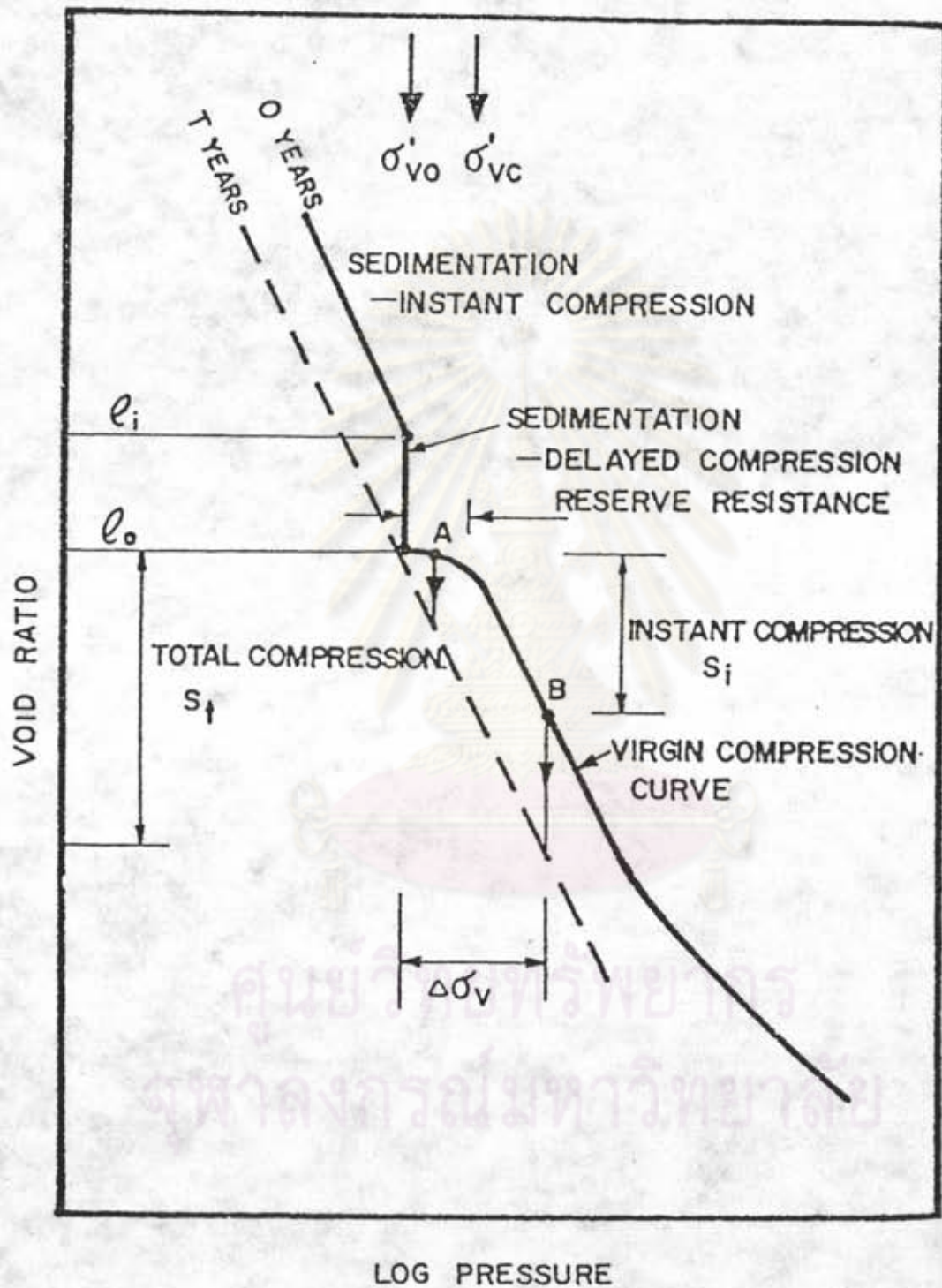
เมื่อ ρ_{int} = Instant Compression

ρ_{delay} = Delayed Compression

ρ_T = Total Settlement



รูปที่ 2.13 แสดง Instant และ Delayed Compression
(Bjerrum, 1967)



รูปที่ 2.14 ลักษณะการทรุดตัวของ Slightly Overconsolidated Clays (Bjerrum, 1967)

2.4.2.4 วิธีการของ Cox

Leroueil et al (1978-a, 1978b) และ Tavenas et al (1979-b) พบว่า พฤติกรรมการทรุดตัวของดินทางที่สร้างขึ้นอยู่บน Overconsolidated Clay จะประกอบด้วย การทรุดตัวที่เกิดขึ้นระหว่างการก่อสร้าง (Construction Settlement) และการทรุดตัวภายหลังการก่อสร้าง (Post Construction Settlement) ซึ่งจากหลักการนี้ Cox (1981) ได้เสนอวิธีการคำนวณการทรุดตัวที่เกิดขึ้นระหว่างการก่อสร้าง และหลังการก่อสร้างของดินทางที่สร้างขึ้นบนดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ไว้ดังนี้

ก. การทรุดตัวระหว่างการก่อสร้าง (Construction Settlement)

การทรุดตัวระหว่างการก่อสร้างจะประกอบด้วย การทรุดตัวทันที ซึ่งปรับแก้ผลของ Local Yield (ดูหัวข้อที่ 2.4.4.3) และการทรุดตัวเนื่องจากขบวนการ Consolidation ในช่วง OC Range

เมื่อ $\bar{\sigma}_{vo} + \Delta\sigma_v > \bar{\sigma}_{vm}$ จะได้

$$\rho_i = \frac{q BI}{E_u (SR)} + H \left| RR \log \frac{\bar{\sigma}_{vm}}{\bar{\sigma}_{vo}} \right| \quad (2.26)$$

เมื่อ $\bar{\sigma}_{vo} + \Delta\sigma_v < \bar{\sigma}_{vm}$ จะได้

$$\rho_i = \frac{q BI}{E_u (SR)} + H \left| RR \log \frac{\bar{\sigma}_{vo} + \Delta\sigma_v}{\bar{\sigma}_{vo}} \right| \quad (2.27)$$

ข. การทรุดตัวภายหลังการก่อสร้าง (Post Construction Settlement)

$$\rho_c = H \left| CR \log \frac{\bar{\sigma}_{vo} + \Delta\sigma_v}{\bar{\sigma}_{vm}} \right| \quad (2.28)$$

เมื่อ $\rho_i =$ การทรุดตัวระหว่างการก่อสร้าง

$\rho_c =$ การทรุดตัวภายหลังการก่อสร้าง

2.4.3 การคาดคะเนปริมาณการทรุดตัวโดยวิธี Stress Path

2.4.3.1 หลักการของ Stress Path

Stress Path คือ เส้นที่แสดงการเปลี่ยนแปลงสภาพความเค้น (State of Stress) ที่ระนาบใดระนาบหนึ่งของจุดหนึ่งในมวลดิน Stress Path สามารถแสดงได้หลายรูปแบบด้วยกัน แต่ที่นิยมกันคือ แสดงในรูปของ p-q diagram ซึ่ง Lambe (1964) เป็นผู้เสนอขึ้นโดย Stress Path ของ p-q diagram จะเป็นเส้นที่ลากผ่านจุดระนาบที่มีความเค้นเฉือนมากที่สุด (Maximum Shear Stress) State of Stress ที่แสดงอาจอยู่ในรูปของความเค้นรวม (Total Stress) หรือความเค้นประสิทธิผล (Effective Stress) ก็ได้และสามารถแสดงใน diagram เดียวกันได้ ค่าพารามิเตอร์ใน p-q diagram หาได้ดังนี้

เมื่อแสดงในรูปความเค้นรวม

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad (2.26)$$

$$q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (2.27)$$

เมื่อแสดงในรูปความเค้นประสิทธิผล

$$\bar{p} = \frac{\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_3}{2} \quad (2.28)$$

$$\bar{q} = \frac{\bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_3}{2} \quad (2.29)$$

และได้ว่า

$$\bar{p} = p - u \quad (2.30)$$

$$\bar{q} = q \quad (2.31)$$

เมื่อ $\sigma_1, \bar{\sigma}_1$ = Major Total and Effective Principal Stress

$\sigma_3, \bar{\sigma}_3$ = Minor Total and Effective Principal Stress

u = Pore Pressure

โดยทั่วไป Stress Path ที่ได้จากการทดสอบ Triaxial มีอยู่ 4 แบบ
 ดังแสดงในรูปที่ 2.15 ซึ่งที่จุดเริ่มต้นดินจะถูกอัดตัวด้วยความเค้นเท่ากันทุกทิศทาง
 (Isotropic Consolidation)

2.4.3.2 วัฏ Stress Path

Lambe (1964, 1967a) โดยเสนอวัฏ Stress Path
 สำหรับวิเคราะห์การทรุดตัวโดยพิจารณาถึงความสำคัญของ Stress Path (การเปลี่ยนแปลง
 $\Delta\sigma_1, \Delta\sigma_3$) ที่เกิดขึ้นในล้นามซึ่งจะบ่งบอกถึงพฤติกรรมต่าง ๆ ของดิน ได้แก่ ลักษณะการ
 เคลื่อนตัว, Compressibility และ Excess Pore Pressure เป็นต้น ดังแสดงในรูปที่
 2.16 และ 2.17

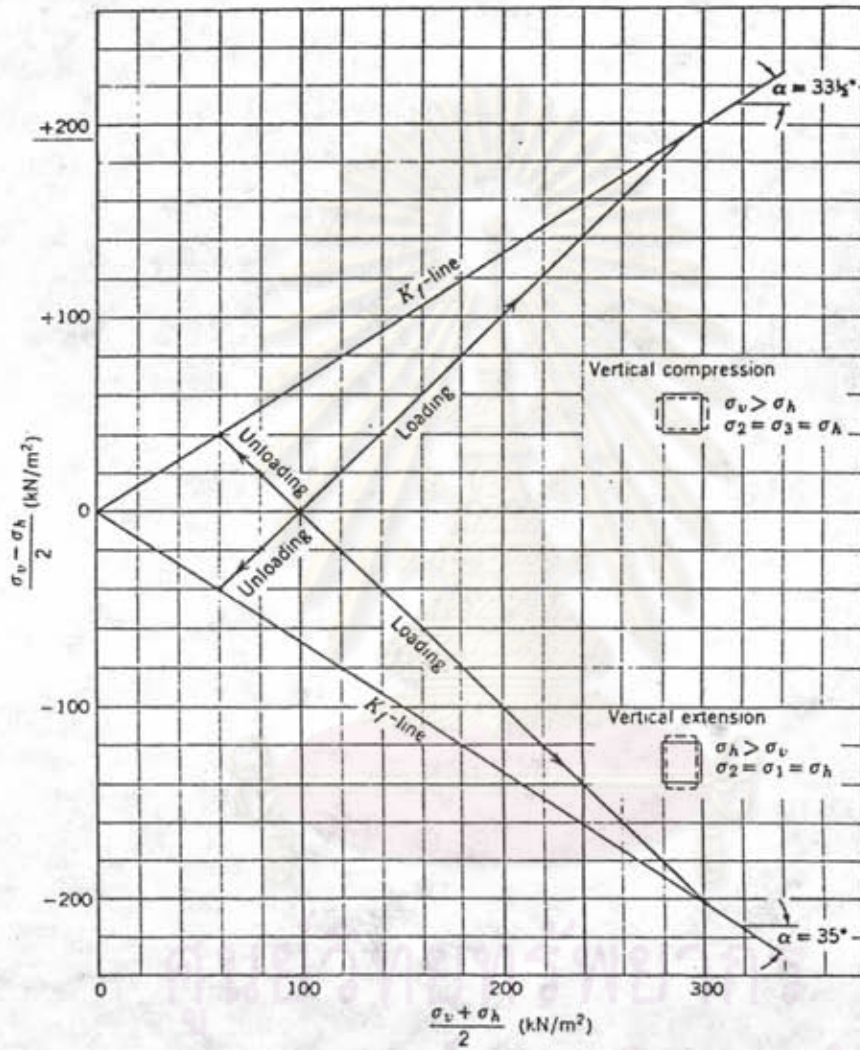
โดยส่วนใหญ่ Stress Path ของดินที่อยู่ใต้น้ำหนักกระทำเมื่อ
 มีน้ำหนักมากกระทำทันที จะเป็นไปตามรูปที่ 2.17 ซึ่งประกอบด้วย 2 ส่วนคือ

- OB - Effective Undrained Stress Path ซึ่ง Strain ที่เกิดขึ้น
 ตามเส้น OB นี้จะสอดคล้องกับ Undrained Settlement ที่เกิดขึ้น
 อันจะรวมถึงผลของ Local Yield และ Undrained Creep
 ด้วยถ้ามีเกิดขึ้น
- BC - Effective Drained Stress Path ซึ่ง Strain ที่เกิดขึ้นตาม
 ตามเส้น BC นี้จะสอดคล้องกับ Consolidation Settlement
 แต่ในทางปฏิบัติจะไม่พิจารณาถึงผลการลดลงของความเค้นรวมอันเนื่องจากการ
 Consolidation (ทำให้ Poisson's Ratio ลดลง) ดังนั้น Effective Drained
 Stress Path-BC ในทางปฏิบัติจึงเป็นเส้น BA แทน

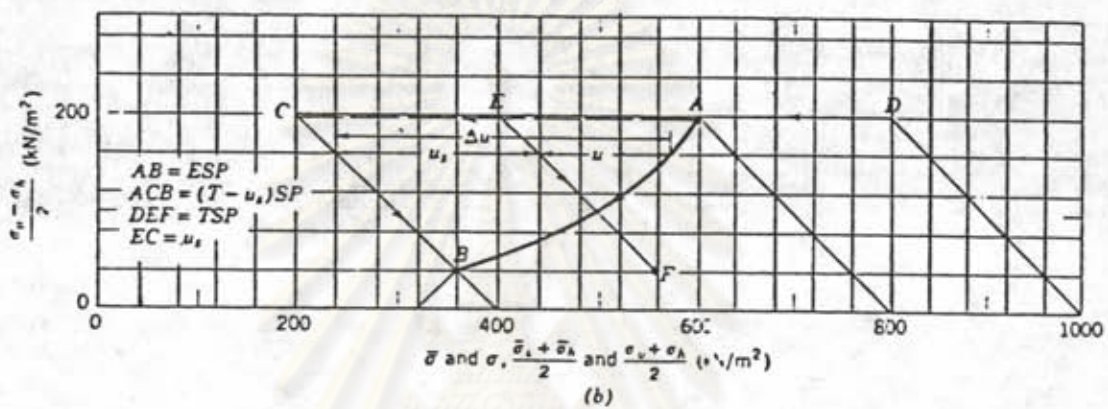
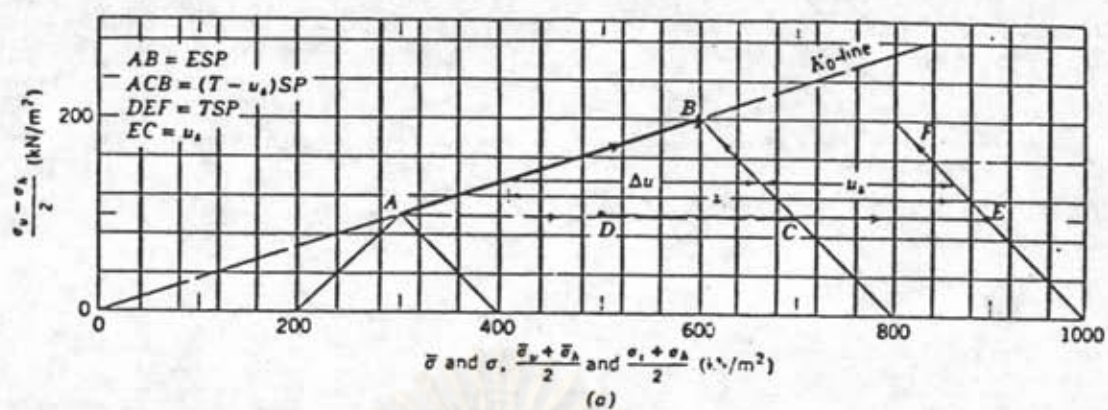
การใช้ Stress Path ในการคาดคะเนการทรุดตัวมี 2 วิธีคือ

ก. วิธีการใช้ Stress-Strain Contours มีขั้นตอนดังนี้

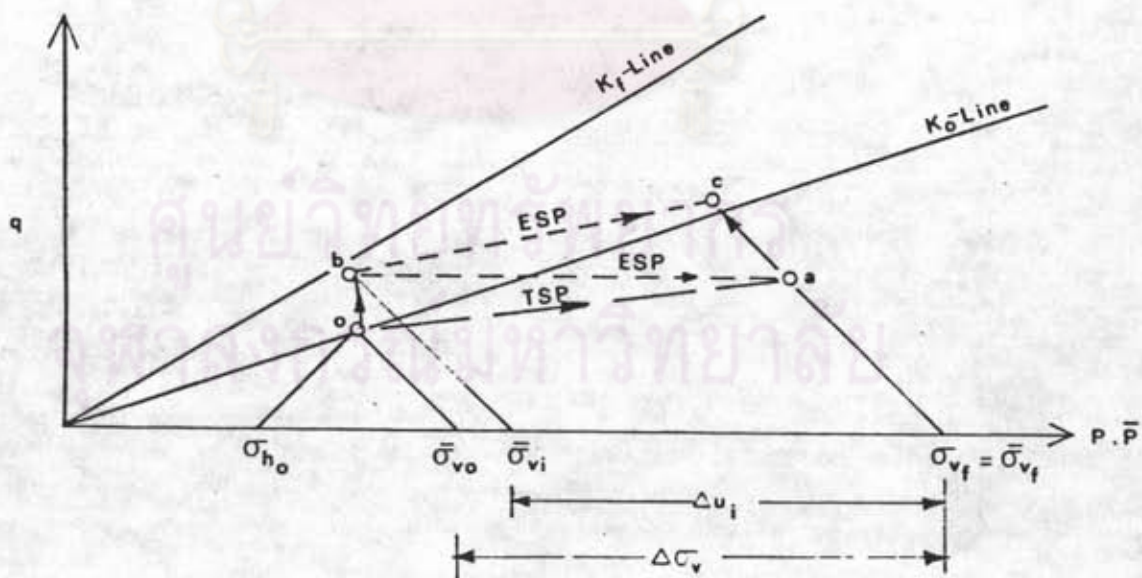
1. ทำการทดสอบ Consolidated Undrained Triaxial Test
 หลาย ๆ ชุด แล้วนำมา plot ให้อยู่ในรูปของ Stress-Strain Contours ดังแสดงใน
 รูปที่ 2.18



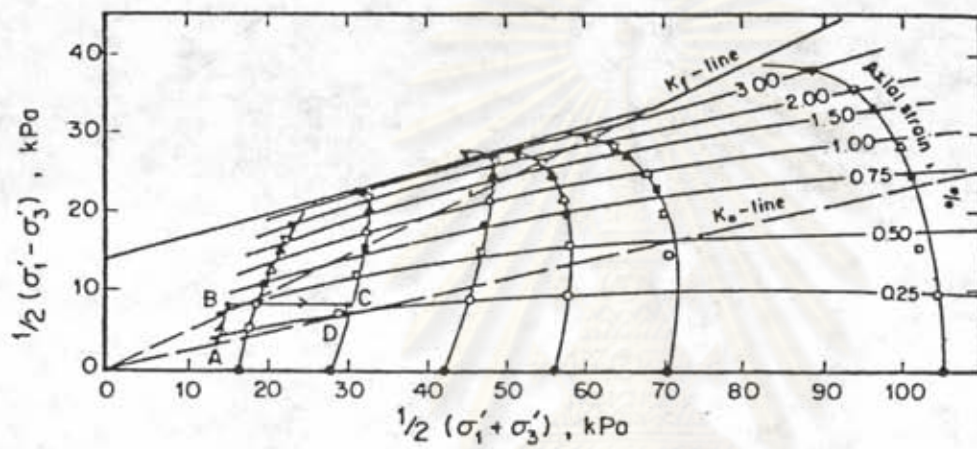
รูปที่ 2.15 Stress Path ของการทดสอบ Triaxial
(Lambe, 1967a)



รูปที่ 2.16 Stress Path จากการทดสอบ Consolidation (Lambe, 1967a)



รูปที่ 2.17 Stress Path เมื่อความเครียดเป็นแบบ 3 มิติ



รูปที่ 2.18 Effective Stress Paths และ Strain Contours
ของ Weathered Clay จากบางพลี (Balasubramaniam &
Brenner, 1981)

ศูนย์วิทยพัชรากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

2. คาดคะเน Effective Stress Path ในสนาม แล้วจึงนำมาแสดงใน Stress-Strain Contours เช่น ABC ดังในรูปที่ 2.18

3. คำนวณหาความเครียด โดยความเครียดในแนวตั้ง (Vertical Strain) ที่สภาวะไม่ระบายน้ำ จะได้จาก Axial Strain Contours (AB) ในขณะที่ความเครียดเชิงปริมาตรที่เกิดขึ้นเนื่องจากขบวนการ Consolidation จะได้จากการทดลอง Oedometer (Stress Path AD ในรูปที่ 2.18) ทั้งนี้เนื่องจาก Stress Path BC มีความเครียดเชิงปริมาตรเท่ากับ Stress Path AD (C, D อยู่บน Undrained Stress Path) จากทฤษฎีอีลาสติกจะถึงความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดตามแนวแกนกับความเครียดเชิงปริมาตรในขบวนการ Consolidation ได้ดังนี้ (Lambe, 1964; Suklje, 1969)

$$\frac{\epsilon_1}{\epsilon_v} = \frac{1+K_o - 2K_o K_o}{(1-K_o)(1+2K_o)} \quad (2.35)$$

เมื่อ ϵ_1 = ความเครียดตามแนวแกน

ϵ_v = ความเครียดเชิงปริมาตร

K_o = Coefficient of Earth Pressure at Rest

$$K = \frac{\Delta \bar{\sigma}_h}{\Delta \bar{\sigma}_v} \quad (2.36)$$

$\Delta \bar{\sigma}_v, \Delta \bar{\sigma}_h$ = ความเค้นประสิทธิผลในแนวตั้งและในแนวนอนที่เพิ่มขึ้น

และถ้า Effective Stress Path BC เป็นเส้นในแนวนอน จะได้

$$\epsilon_1 = \frac{\epsilon_v}{3} \quad (2.37)$$

4. ความเครียดทั้งหมดในแนวตั้ง (Total Vertical Strain) จะมีค่าเท่ากับผลรวมของความเครียดตามแนวแกนที่สภาวะไม่ระบายน้ำกับความเครียดตามแนวแกนเนื่องจากขบวนการ Consolidation และการทรุดตัวทั้งหมดที่เกิดขึ้นจะได้จากการคูณ Total Vertical Strain ด้วยความหนาของชั้นดิน

ข. วิธีการใช้ผลจากการทดลองในห้องปฏิบัติการ โดยจำลอง Stress Path ให้เหมือนกับที่เกิดขึ้นจริงในสนาม (Procedure Using Results of Laboratory

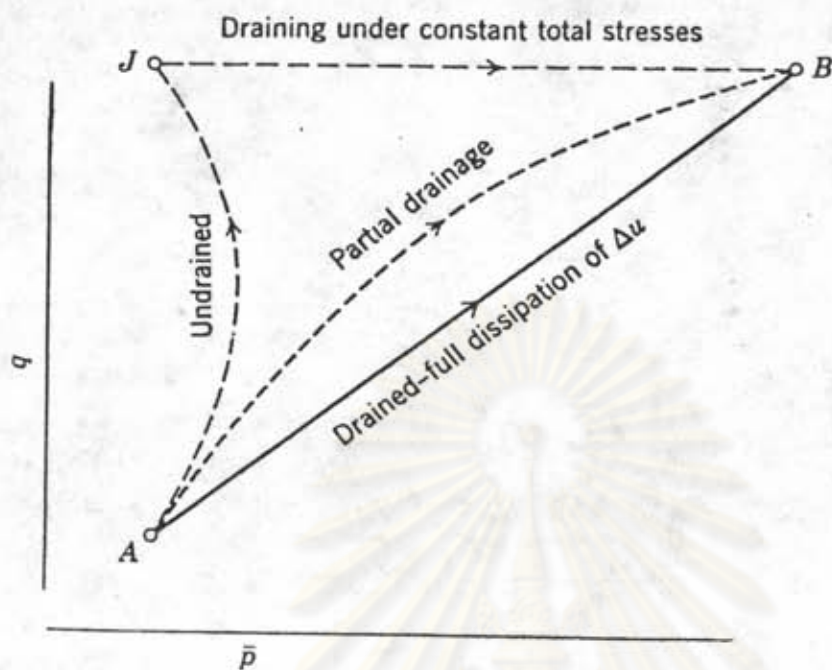
Test Duplicating Field Effective Stress Path) มีขั้นตอนดังนี้

1. แบ่งดินเป็นชั้น ๆ ตามคุณสมบัติ การทรุดตัว, Plasticity และ Stress History. เป็นต้น
2. กำหนดจุดที่เป็นตัวแทนของแต่ละชั้น โดยปกติจะใช้จุดกึ่งกลางของแต่ละชั้น
3. กำหนดหาสภาวะความเค้น (Stress Condition) ที่ขั้นตอนต่าง ๆ ได้แก่ σ_{vo} , σ_{ho} , $\bar{\sigma}_{vo}$, $\bar{\sigma}_{ho}$, $\Delta\sigma_v$, $\Delta\sigma_h$, u_o , Δu เป็นต้น ของจุดที่เป็นตัวแทน
4. ทำการทดลองให้เป็นไปตาม Field Effective Stress Path และทำการวัดความเครียดตามแนวแกนที่เกิดขึ้น
5. คำนวณการทรุดตัว โดยได้จากการคูณความเครียดตามแกนด้วยความหนาของชั้นดินที่กำลังพิจารณา

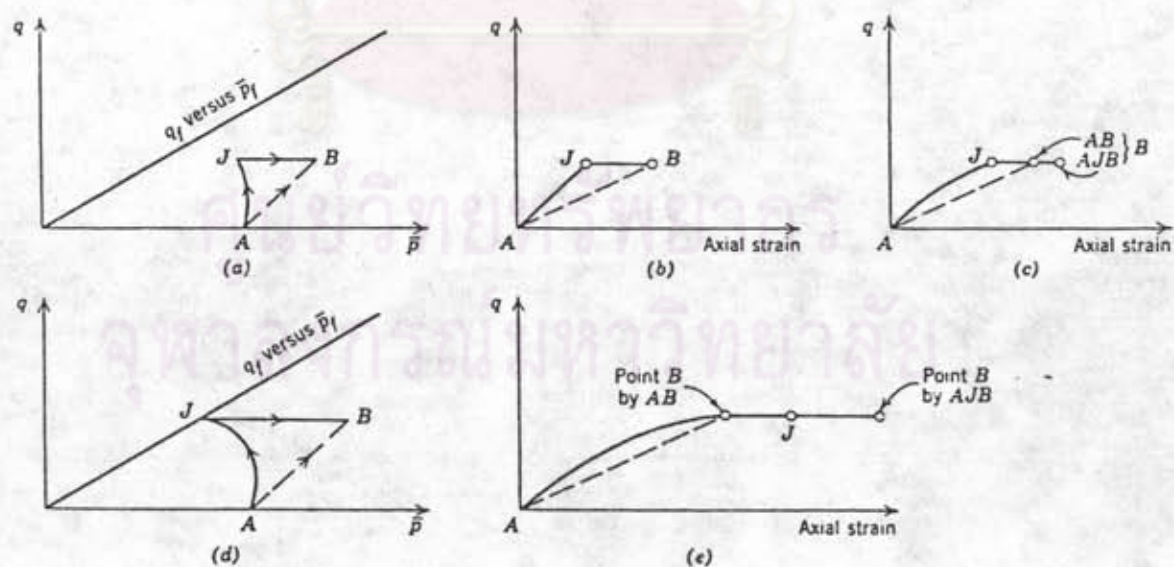
ปัญหาที่สำคัญของวิธีการนี้ คือ การหา Field Effective Stress Path เนื่องจาก Effective Stress Path ที่เกิดขึ้นจริงในสนามจะขึ้นอยู่กับ Rate of Loading และ Rate of Consolidation ดังแสดงในรูปที่ 2.19 Lambe (1967 a) พบว่าความเครียดตามแนวแกนจะขึ้นอยู่กับ Rate of Loading หรือ Effective Stress Path ดังแสดงในรูปที่ 2.20 และได้สรุปว่า

1. ความเครียดตามแนวแกนจะมากที่สุดเมื่อ ESP เป็นตั้งเส้น AJB
2. ความเครียดตามแนวแกนจะน้อยที่สุดเมื่อ ESP เป็นตั้งเส้นกับ AB
3. ความเครียดตามแนวแกนจะอยู่ระหว่างข้อ 1 และ 2 เมื่อ ESP เป็นตั้งเส้นประ AB

ดังนั้นโดยทั่วไป ในการทดลองในห้องปฏิบัติการ จะเป็นการจำลอง Field Total Stress Path ซึ่งในขั้นแรกจะทดลองในสภาวะ Undrained Condition ก่อน แล้วจึงปล่อยให้มวลไหลออกจากตัวอย่างเนื่องจากขบวนการ Consolidation ซึ่งการทรุดตัวที่เกิดขึ้น (ทั้ง Undrained และ Consolidation Settlement) จะได้จากการคูณความเครียดตามแนวแกน (Undrained และ Drained Condition ที่ล่อคก้องกัน) ที่เกิดขึ้นด้วยความหนาของชั้นดินที่กำลังพิจารณา



รูปที่ 2.19 ผลของ Rate of Loading ที่มีต่อ Effective Stress Path (Lambe, 1967a)



รูปที่ 2.20 ความสัมพันธ์ระหว่าง Axial Strains กับ Stress Path (Lambe, 1969)

2.4.4 การคาดคะเนปริมาณการทรุดตัวโดยใช้วิธีที่มีรากฐานจากทฤษฎีอีลาสติก

การคาดคะเนวิธีนี้ได้ถูกเสนอขึ้นโดย Davis & Poulos (1963, 1968), Egorov et al (1957), Kerisel & Quatre (1968) และ Sulkje & Sovinc (1963) ซึ่งการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจะถูกแสดงในรูปของ Undrained และ Drained Elastic Constants (E_u , ν_u , \bar{E} , $\bar{\nu}$) ดังนั้นความละเอียดถูกต้อง จึงขึ้นอยู่กับ การเลือกใช้ Elastic Constants เหล่านี้ การทรุดตัวที่เกิดขึ้นสามารถคำนวณได้ดังนี้

2.4.4.1 วิธี Summation of the Vertical Strains

วิธีนี้เหมาะสำหรับชั้นดินที่ไม่เป็นเนื้อเดียวกันตลอด (Non-Homogeneous) มีการวางตัวเป็นชั้น ๆ ที่มีคุณสมบัติแตกต่างกัน การทรุดตัวจะคำนวณได้โดย

$$\rho_T = \sum_{i=1}^n \frac{1}{E} |\Delta\sigma_z - \bar{\nu}(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y)|_i H_i \quad (2.38)$$

$$\rho_i = \sum_{i=1}^n \frac{1}{E_u} |\Delta\sigma_z - \nu_u(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y)|_i H_i \quad (2.39)$$

\bar{E} , E_u = ค่า Drained และ Undrained Young's Modulus

$\bar{\nu}$ = Drained Poisson's Ratio

ν_u = Undrained Poisson's Ratio

สำหรับดินเหนียวที่อิ่มตัวด้วยน้ำ $\nu_u = 0.5$

$\Delta\sigma_x$, $\Delta\sigma_y$, $\Delta\sigma_z$ = ความเค้นรวมที่เพิ่มขึ้น ซึ่งได้จาก Elastic Stress Distribution Theory โดยใช้ ν ที่เหมาะสม

2.4.4.2 วิธี Elastic Displacement Theory

วิธีนี้เหมาะสำหรับชั้นดินที่มีลักษณะเป็นเนื้อเดียวกันตลอด ดังนั้น ค่า Elastic Constants ที่ใช้จึงใช้ค่าเฉลี่ยที่เหมาะสมเพียงค่าเดียวตลอดทั้งชั้นดิน การทรุดตัวจะคำนวณได้ดังนี้

$$P_T = \frac{q BI}{\bar{E}} \quad (2.40)$$

$$p_i = \frac{q BI}{E_u} \quad (2.41)$$

เมื่อ q = ความเค้นของแรงภายนอกที่มากกระทำ (Applied Foundation Pressure)

B = ขนาดด้านสั้นที่สุดของน้ำหนักกระทำ

I = Influence Factor ได้จาก Elastic Theory ซึ่งจะขึ้นอยู่กับ Poisson's Ratio, Geometry of Loading, ความหนาของชั้นดิน ดังแสดงในตารางที่ 2.3

Janbu, Bjerrum, Kjaernsli (1956) ได้สร้าง chart สำหรับหาการทรุดตัวทันทีทันใดเฉลี่ย (Average Immediate Settlement) ของน้ำหนักกลุ่มสี่เหลี่ยม (Flexible) ที่มีรูปทรงแบบ Strip, Rectangular และ Circular ซึ่งต่อมาได้ถูกพัฒนาใหม่โดย Christian and Carrier (1978) ดังแสดงในรูปที่ 2.21 เมื่อ

$$I = \mu_0 \mu_1$$

2.4.4.3 วิธี Modified Elastic Displacement

เนื่องจากดินในธรรมชาติไม่เป็นเนื้อเดียวกัน (Non-Homogeneous), Anisotropy และความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดไม่เป็นอีลาสติกเชิงเส้นอย่างแท้จริง โดยเฉพาะเมื่อความเค้นในมวลดินสูง ๆ Davis and Poulos (1968) ได้กล่าวว่า การคำนวณการทรุดตัวโดยใช้ Elastic Theory นั้น จะให้ค่าที่ไม่ถูกต้อง (ต่ำไป) เนื่องจากดินจะเกิด Plastic Flow. D'Appolonia et al (1971) ได้พิจารณาว่าดินเป็น Elasto-Plastic Clay ซึ่งมีความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับการทรุดตัวทันทีทันใด เป็นดังรูปที่ 2.22 และได้ใช้วิธี Finite Element เพื่อที่หาผลของการเกิด Local Yield ที่มีต่อการทรุดตัวทันที นอกจากนี้ยังได้เสนอวิธีการอย่างง่ายในการคำนวณการทรุดตัวทันทีเมื่อเกิด Local Yield ในรูปของ Chart ดังแสดงในรูปที่ 2.23

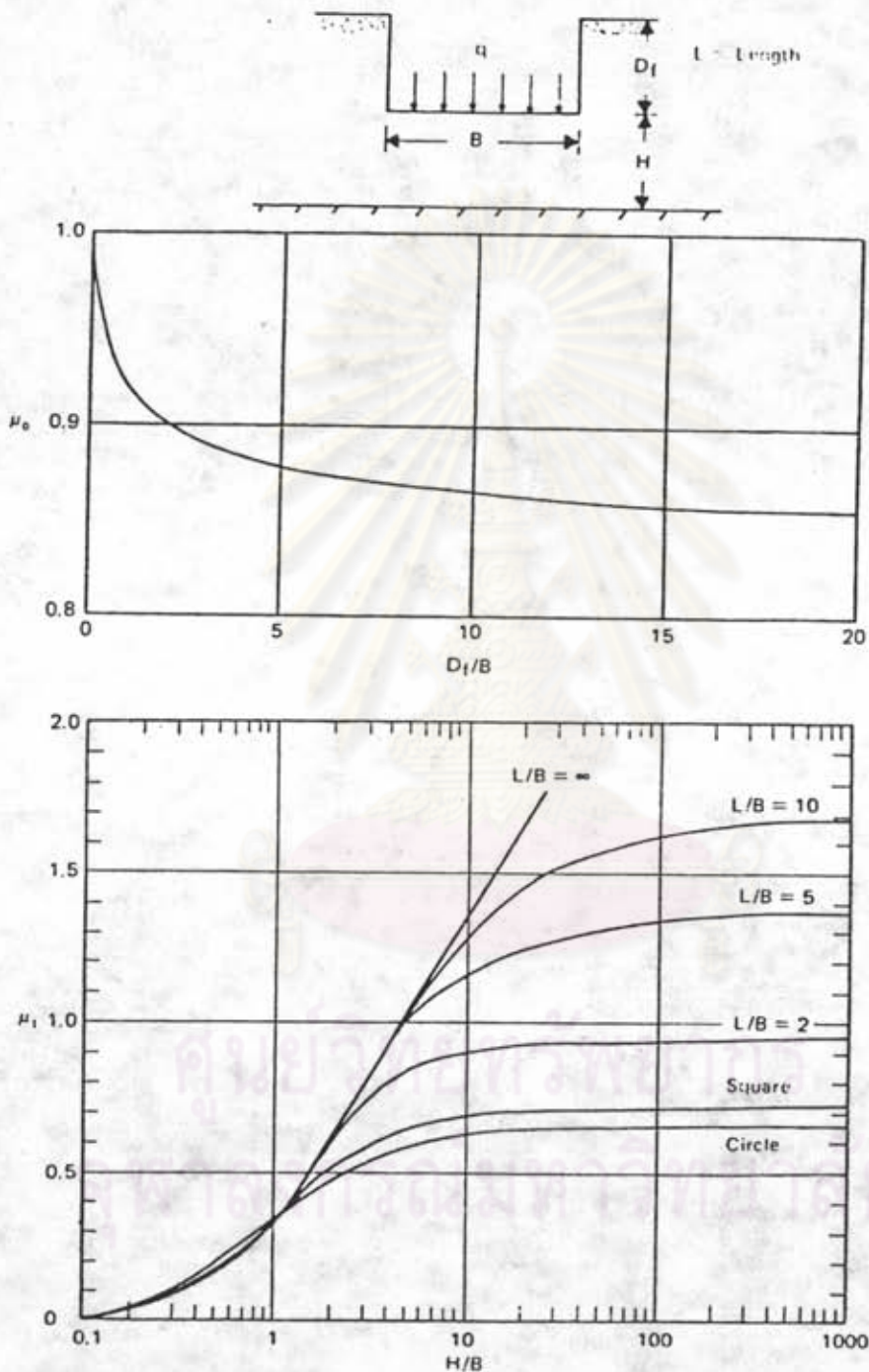


ตารางที่ 2.3 ค่า Shape และ Rigidity Factor ในการคำนวณหาการทรุดตัว ณ จุดต่าง ๆ บนพื้นที่แรงกระทำ ที่ผิวหน้าของ Elastic Half-Space

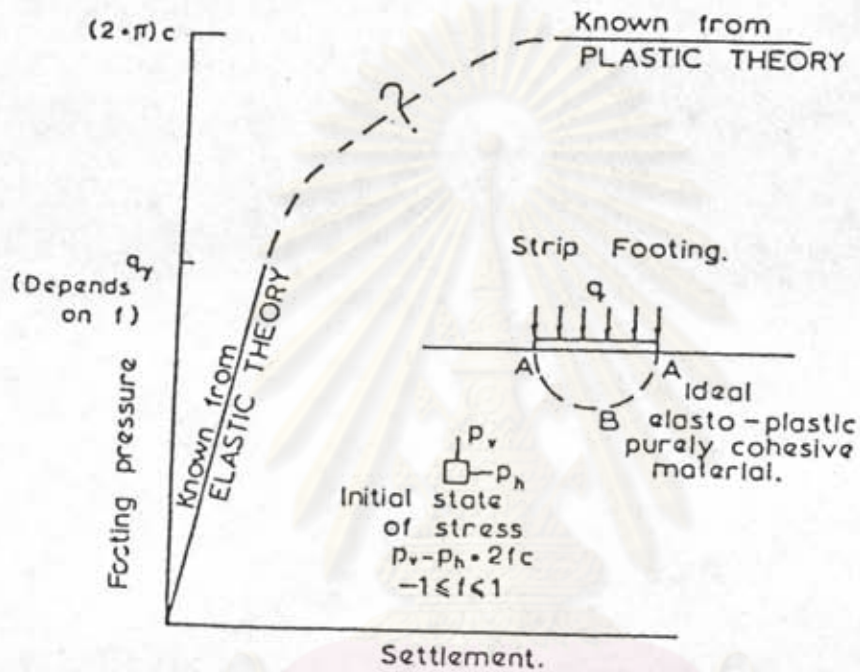
Shape and Rigidity Factor I for Loaded Areas on an Elastic Half-Space of Limited Depth Over a Rigid Base						
H/B	Center of Rigid Circular Area Diameter = B	Corner of Flexible Rectangular Area				
		L/B = 1	L/B = 2	L/B = 5	L/B = 10	(strip) L/B = ∞
for $\nu = 0.50$						
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.5	0.14	0.05	0.04	0.04	0.04	0.04
1.0	0.35	0.15	0.12	0.10	0.10	0.10
1.5	0.48	0.23	0.22	0.18	0.18	0.18
2.0	0.54	0.29	0.29	0.27	0.26	0.26
3.0	0.62	0.36	0.40	0.39	0.38	0.37
5.0	0.69	0.44	0.52	0.55	0.54	0.52
10.0	0.74	0.48	0.64	0.76	0.77	0.73
for $\nu = 0.33$						
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.5	0.20	0.09	0.08	0.08	0.08	0.08
1.0	0.40	0.19	0.18	0.16	0.16	0.16
1.5	0.51	0.27	0.28	0.25	0.25	0.25
2.0	0.57	0.32	0.34	0.34	0.34	0.34
3.0	0.64	0.38	0.44	0.46	0.45	0.45
5.0	0.70	0.46	0.56	0.60	0.61	0.61
10.0	0.74	0.49	0.66	0.80	0.82	0.81

RECTANGLE NOTATION FOR LOADED AREAS, SHOWN IN PLAN VIEW

ศูนย์วิศวกรรมศาสตร์
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

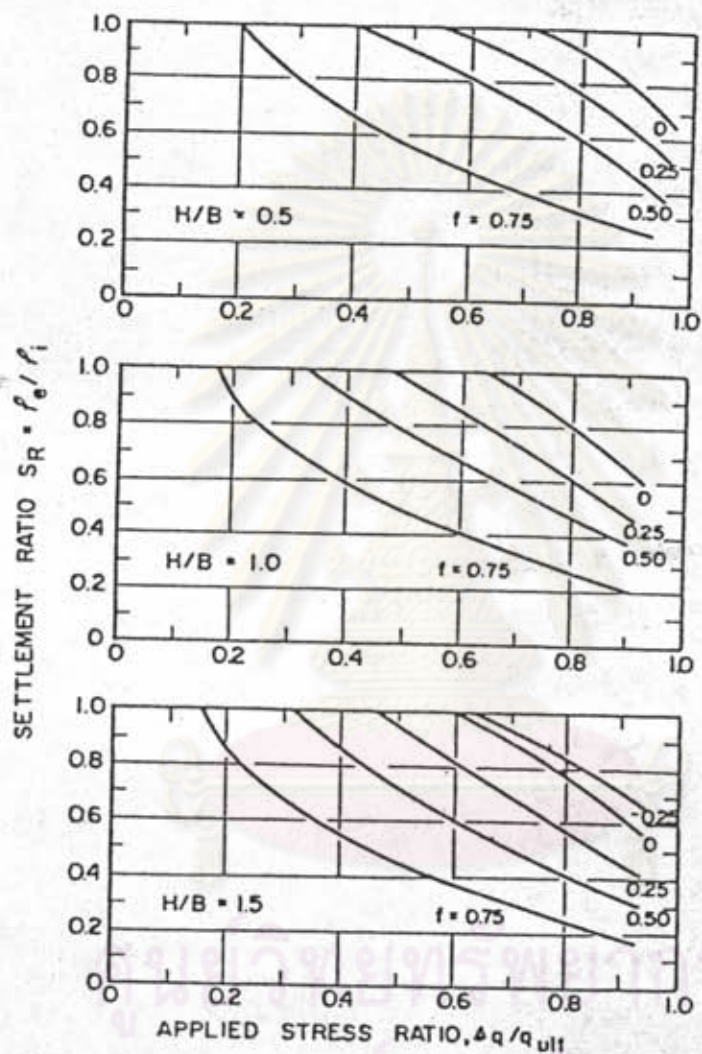


รูปที่ 2.21 ค่า μ_0 , μ_1 ที่ใช้ในการคำนวณการหลุดตัวทันที
(Christian & Carrier, 1978)



รูปที่ 2.22 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียด
ของ Elasto-Plastic Material
(Davis & Poulos, 1968)

ศูนย์วิจัยจรรยาบรรณ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 2.23 ความสัมพันธ์ระหว่าง Settlement Ratio กับ Applied Stress Ratio สำหรับ Load กระทำบน Isotropic Homogeneous Foundation (จาก D'Applonia et al, 1971)

ดังนั้น การทรุดตัวทันทีเมื่อเกิด Local Yield สามารถคำนวณ

ได้ดังนี้

$$\rho_i = \frac{\rho_e}{SR} \quad (2.42)$$

เมื่อ ρ_i = การทรุดตัวทันทีเมื่อเกิด Local Yield

ρ_e = การทรุดตัวทันทีจาก Elastic Theory โดยวิธี Summation of the Vertical Strain หรือวิธี Elastic Displacement Theory

SR = อัตราส่วนการทรุดตัว (Settlement Ratio)

ค่าอัตราส่วนการทรุดตัว (Settlement Ratio, SR) จะขึ้นอยู่กับ

1. Initial Shear Stress Ratio, f

ซึ่ง f จะมีค่าดังสมการ 2.43 หรืออาจได้จากความสัมพันธ์กับ

Stress History (OCR) และชนิดของดิน (PI) ดังแสดงในรูปที่ 2.24

$$f = \frac{\bar{\sigma}_{vo} - \bar{\sigma}_{ho}}{2S_u} = \frac{1 - K_o}{2S_u / \bar{\sigma}_{vo}} \quad (2.43)$$

S_u = Undrained Shear Strength

$$S_u = S_u(V) \quad K_o \leq 1$$

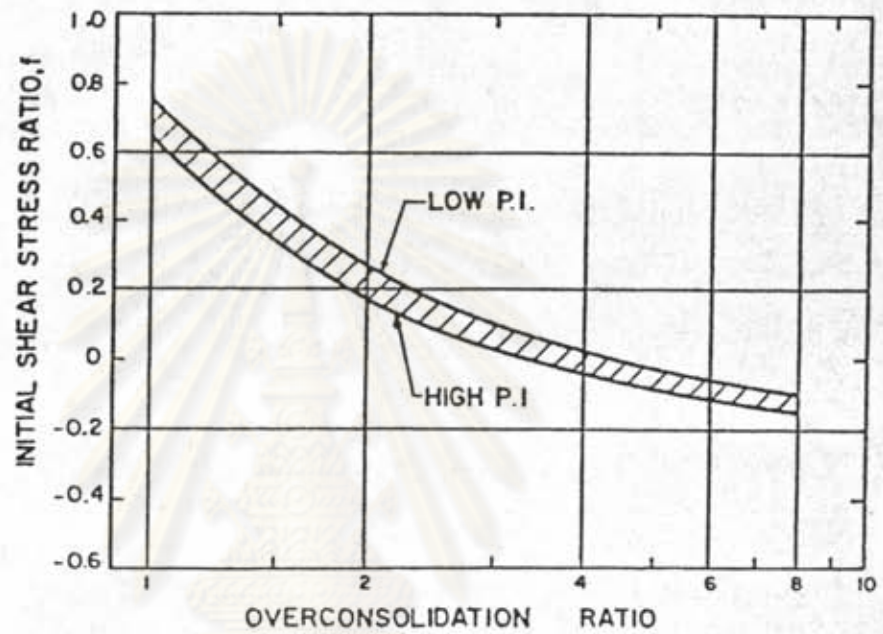
$$= S_u(H) \quad K_o > 1$$

2. Applied Stress Ratio, $\frac{q}{q_{ult}}$

q = Applied Foundation Pressure

q_{ult} = Ultimate Bearing Stress

3. อัตราส่วนความหนาของชั้นดินต่อความกว้างของหน้าหมักกระทำ, H/B



รูปที่ 2.24 ความสัมพันธ์ระหว่าง Initial Shear Stress กับ Overconsolidation Ratio

(จาก D'Appolonia et al, 1971)

ศูนย์วิทยุโทรพักร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

2.4.5 การคาดคะเนปริมาณการทรุดตัวโดยวิธี Curve Fitting

2.4.5.1 วิธีการหาค่าของ Asaoka

Asaoka (1978) ได้เสนอวิธีการคาดคะเนปริมาณการทรุดตัว และอัตราการทรุดตัวโดยอาศัยข้อมูลการทรุดตัวที่เกิดขึ้นในสนามในช่วงระยะเวลาที่เหมาะสม เขาได้แสดงให้เห็นว่าสมการ Partial Differential ของขบวนการ Consolidation ที่เสนอโดย Mikasa (1963) ดังสมการ 2.44 สามารถแทนอย่างคร่าว ๆ ด้วยสมการ Ordinary Differential ดังสมการ 2.45

$$C_v \frac{\partial^2 \epsilon_v}{\partial z^2} = \frac{\partial \epsilon_v}{\partial t} \quad (2.44)$$

$$\rho + a_1 \frac{d\rho}{dt} + a_2 \frac{d^2\rho}{dt^2} + \dots + a_n \frac{d^n\rho}{dt^n} + \dots = b \quad (2.45)$$

เมื่อ ρ = Consolidation Settlement ที่เวลาใด ๆ

a_1, a_2, \dots, a_n, b = Constant Coefficient

สมการ 2.45 สามารถเขียนในรูปความสัมพันธ์ Recurrence ได้ดังนี้

$$\rho_j = \beta_0 + \sum_{i=1}^n \beta_i \rho_{j-1} \quad (2.46)$$

เมื่อ ρ_j = การทรุดตัวที่เวลา t_j

$t_j = j \cdot \Delta t, j = 1, 2, 3, \dots$

Δt = ช่วงเวลาที่กำหนดขึ้นมีค่าคงที่

เมื่อ $n=1$ สมการที่ 2.45 และ 2.46 จะเขียนได้ดังนี้

$$\rho + a_1 \frac{d\rho}{dt} = b \quad (2.47)$$

$$\rho_j = \beta_0 + \beta_1 \rho_{j-1} \quad (2.48)$$

จากสมการที่ 2.48 Asaoka ได้เสนอวิธีการหาค่าในการแก้ปัญหา

Magnan and Mieussens (1980) ได้เสนอขั้นตอนการใช้วิธีกราฟฟิก

ไว้ดังนี้

1. พล็อตและลากเส้นการทรุดตัวที่วัดได้ในสนามกับเวลา ในมาตราส่วนเลขคณิต (Arithmetic scale) แล้วแบ่งเป็นช่วง ๆ โดยให้ช่วงเวลาเท่ากัน (Δt) ซึ่งปกติจะใช้ $\Delta t = 30-100$ วัน อ่านและสร้างตารางการทรุดตัว $\rho_1, \rho_2, \rho_3, \dots$ ซึ่งสอดคล้องกับเวลา t_1, t_2, t_3, \dots จากรูปที่ 2.25 ก.
2. พล็อตการทรุดตัวที่ได้จากข้อ 1 ในระบบ (ρ_{i-1}, ρ_i) โคออร์ดิเนตเช่น จุด $(\rho_1, \rho_2), (\rho_2, \rho_3), (\rho_3, \rho_4)$ เป็นต้น แล้วลาก Fitted Straight Line ของจุดเหล่านี้ ดังแสดงในรูปที่ 2.25 ข.
3. ลากเส้นตรงทำมุม 45° ซึ่งเป็นเส้นที่ $\rho_i = \rho_{i-1}$ จากรูปที่ 2.25 ข.
4. จุดตัดระหว่าง Fitted Straight Line ในข้อ 2 กับเส้นตรง 45° ในข้อ 3 จะเป็น Final Consolidation Settlement และ Consolidation Settlement ที่เวลาใด ๆ จะได้จาก

$$\rho_{t(j)} = \beta_0 + \beta_1 \rho_{j-1}$$

เมื่อ $\beta_0 =$ ค่าตัดแกนตั้ง

$\beta_1 =$ ค่าความลาดชันของ Fitted Straight line

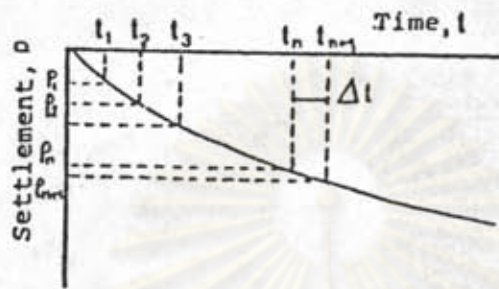
ความละเอียดถูกต้องของวิธี Asaoka จะขึ้นอยู่กับระยะเวลาที่ทำการวัดการทรุดตัว และช่วงเวลา (Δt) ที่กำหนดขึ้น Magnan and Mieussens (1980) พบว่าค่า C_v ของดินที่เป็นเนื้อเดียวกัน จะมีค่าดังนี้

$$C_v = \frac{-5}{12} H^2 \frac{\ln \beta_1}{\Delta t}, \text{ cm}^2/\text{day} \quad (2.49)$$

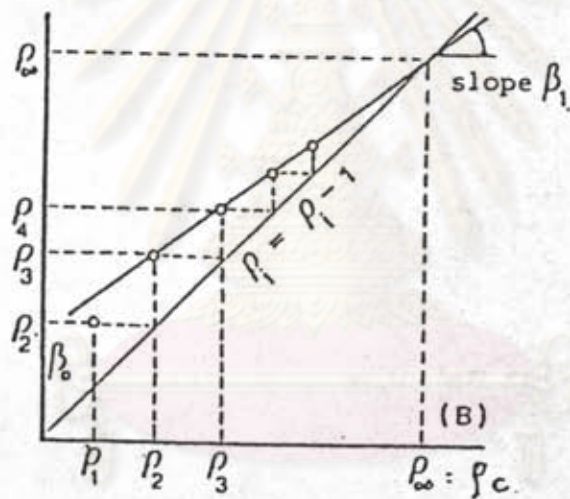
$C_v =$ Coefficient of Consolidation (cm^2/day)

$H =$ Height of Drainage Path (cm)

$\Delta t =$ ช่วงเวลา (day)



(n)



(ข)

รูปที่ 2.25 การคาดคะเนการทรุดตัวโดยวิธี Asaoka (1978)

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

2.4.5.2 วิธี Hyperbolic Fitting

Rao and Kodandaramaswamy (1982) ได้เสนอวิธีการหา การทรุดตัวทั้งหมดและการทรุดตัวที่เวลาใด ๆ โดยใช้ Simple Hyperbolic Formula ซึ่งเป็นการพล็อตระหว่าง t/ρ_t กับ t ดังแสดงในรูปที่ 2.26 ซึ่งเขียนเป็นสมการแสดงความสัมพันธ์ ได้ดังนี้

$$t/\rho_t = a + bt \quad (2.50)$$

และการทรุดตัวทั้งหมด จะคำนวณได้ดังนี้

$$\begin{aligned} \rho_{\text{final}} &= \lim_{t \rightarrow \infty} \rho_t = \lim_{t \rightarrow \infty} \frac{1}{\frac{a}{t} + b} \\ &= \frac{1}{b} \\ &= \text{ส่วนกลับของความลาดชันของส่วนที่เป็นเส้นตรง} \end{aligned} \quad (2.51)$$

2.5 การคาดคะเนอัตราทรุดตัว

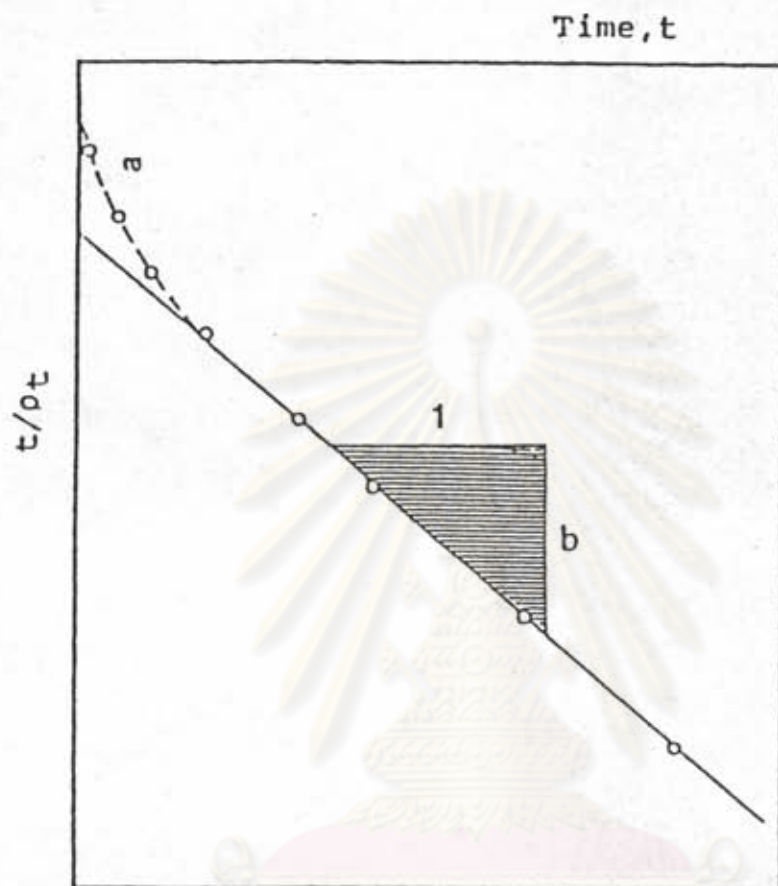
การคาดคะเนอัตราทรุดตัวเป็นสิ่งสำคัญมาก ในกรณีที่อายุของสิ่งก่อสร้างนั้นสั้นกว่าระยะเวลาที่การทรุดตัวทั้งหมดจะเกิดขึ้น วิธีการคาดคะเนอัตราทรุดตัวที่ใช้กันอยู่ในปัจจุบันจะพิจารณาเฉพาะ Consolidation Settlement เท่านั้นที่เป็นการทรุดตัวที่เป็นฟังก์ชันกับเวลา โดย Consolidation Settlement ที่เวลาใดเวลาหนึ่งจะคำนวณได้จาก

$$\rho_{ct} = U \rho_{cf} \quad (2.52)$$

= Consolidation Settlement ที่เวลาใดเวลาหนึ่ง

U = Average Degree of Consolidation

ρ_{cf} = Consolidation Settlement ทั้งหมด



รูปที่ 2.26 15 Hyperbolic Fitting

ศูนย์วิทยาศาสตร์
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ดังนั้นในการคาดคะเนอัตราการทรุดตัว ซึ่งมีความจำเป็นจะต้องทราบค่า Average Degree of Consolidation วิธีการคาดคะเนอัตราการทรุดตัว มีดังนี้

2.5.1 วิธี Terzaghi

ค่า U จะหาได้จากความสัมพันธ์กับ Time Factor (T) ดังแสดงในรูปที่ 2.27

$$\text{โดย } T = \frac{C_v t}{H_d^2} \quad (2.53)$$

เมื่อ C_v = Coefficient of Consolidation ซึ่งได้จากการทดสอบ Oedometer โดยวิธี \sqrt{t} หรือ $\log t$

2.5.2 วิธี Lacasse

Lacasse et al (1975) ได้เสนอความสัมพันธ์ U กับ T สำหรับในกรณีที่มีน้ำสามารถไหลออกได้ในลักษณะ 2 มิติ ดังแสดงในรูปที่ 2.28 และได้เสนอสมการที่ 2.54 สำหรับเปรียบเทียบเวลาที่ได้โดยวิธี Lacasse กับ Terzaghi ที่ Degree Consolidation เดียวกัน

$$t = t_v \frac{T_{2D}}{T_v} \frac{1}{\alpha \sqrt{K_h/K_v}} \quad (2.54)$$

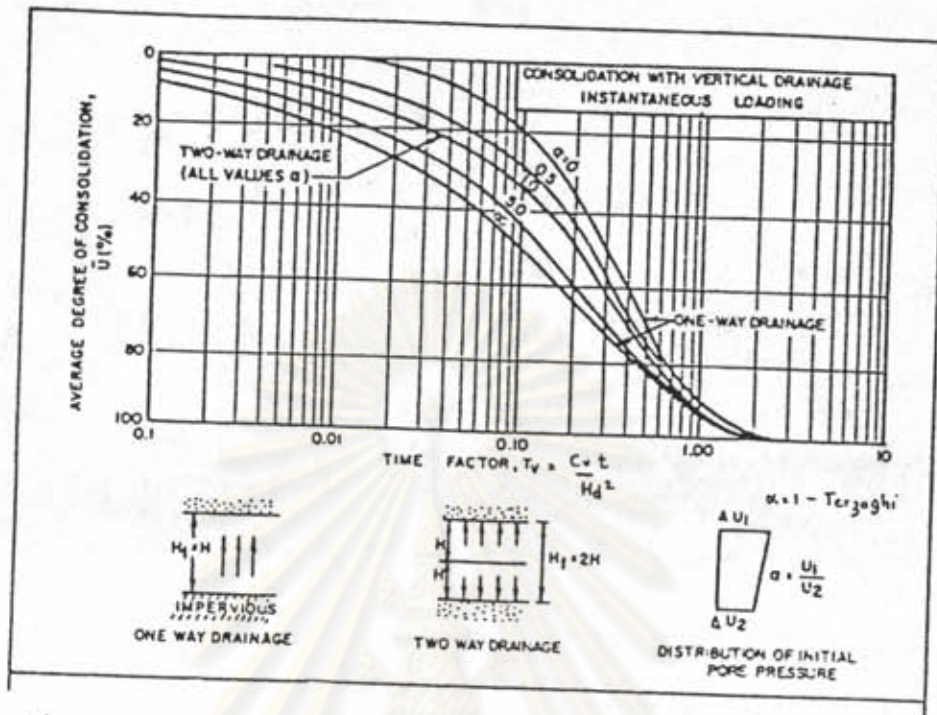
เมื่อ t_v = เวลาที่ใช้ในการ drainage โดยวิธี Terzaghi ที่ U ที่สนใจ

T_v = Time Factor จากวิธี Terzaghi ที่ค่า U ที่สนใจ

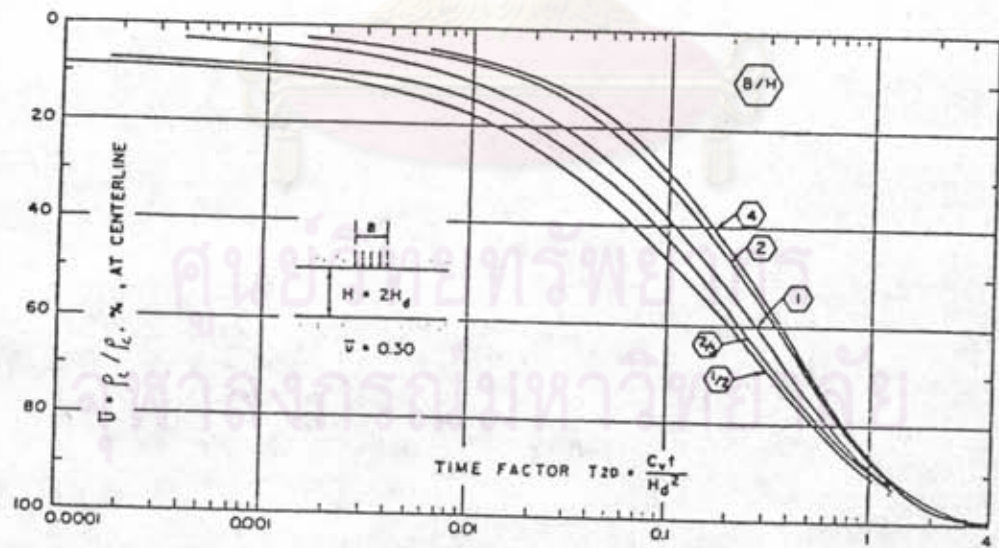
T_{2D} = Time Factor จากวิธี Lacasse ที่ค่า U ที่สนใจ

α = ค่า Factor ซึ่งจะขึ้นอยู่กับ K_h/K_v , B/H และค่า U ดังแสดงในรูปที่ 2.29

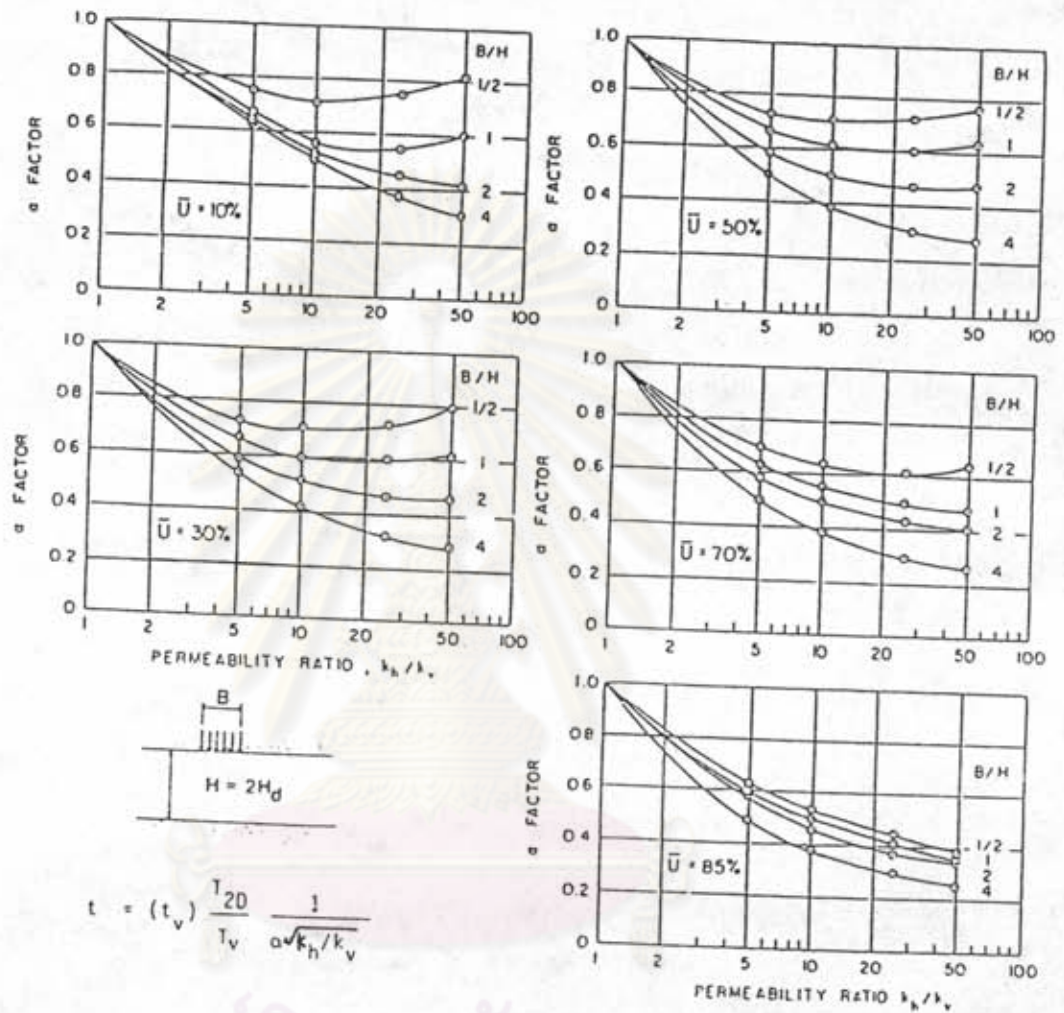
K_h, K_v = ค่าสัมประสิทธิ์การซึมได้ในแนวนอน และตั้งตามลำดับ



รูปที่ 2.27 อัตราการทรุดตัวเนื่องจาก Consolidation สำหรับ Vertical Drainage เพื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุกพื้นที่ (DM-7)



รูปที่ 2.28 แสดง T_{2D} กับ \bar{U} สำหรับ Plane Strain Consolidation โดยมี Double Drainage และ Isotropic Permeability (Lacasse et al, 1975)



รูปที่ 2.29 แสดง Alpha factor กับ Permeability Ratio สำหรับ Plane Strain Consolidation ที่ $\bar{U} = 10\% - 85\%$ (Lacasse et al, 1975)

2.5.3 วิธี Asaoka

เป็นวิธีที่อาศัยข้อมูลการวัดการทรุดตัวที่เกิดขึ้นในสนาม ดึงได้กล่าวแล้ว

ในหัวข้อ 2.4.5.1 ซึ่งจะคำนวณ C_v ได้ดังนี้

$$C_v = \frac{-5}{12} H_d^2 \frac{\ln \beta_1}{\Delta t} \quad (2.55)$$

ค่า C_v ที่ได้นี้จะถูกนำไปใช้คำนวณหาอัตราทรุดตัว โดยใช้ความสัมพันธ์ U กับ T จากทฤษฎี Terzaghi หรือจากทฤษฎี Lacasse et al (1975)

2.5.4 วิธี Stress Path

Davis & Poulos (1963) ได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่าง U กับ T ซึ่งได้จากการทดสอบ Triaxial Consolidation ที่สภาวะการระบายน้ำต่าง ๆ ดังแสดงในรูปที่

2.30

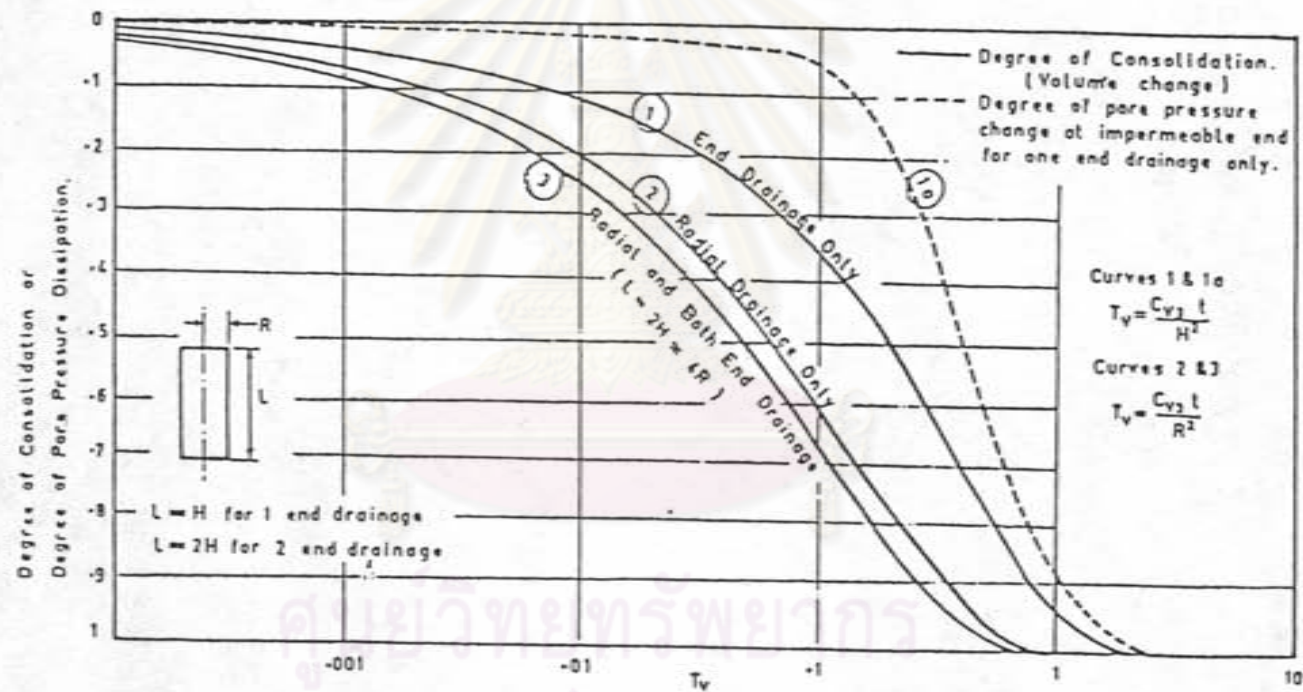
เมื่อ C_{v3} = Three-Dimensional Coefficient of Consolidation

$$= \frac{k \bar{E}}{3\gamma_w (1-\bar{\nu})} \quad (2.56)$$

และความสัมพันธ์ระหว่าง C_{v1} , C_{v2} , C_{v3} มีดังนี้

$$C_{v1} = 2(1-\bar{\nu}) C_{v2} = \frac{3(1-\bar{\nu})}{(1+\bar{\nu})} C_{v3} \quad (2.57)$$

เมื่อ C_{v1} , C_{v2} = One and Two Dimensional Coefficient of Consolidation



รูปที่ 2.30 แสดง Rate of Triaxial Consolidation ที่สภาพการระบายน้ำ

ต่าง ๆ กัน (Davis & Poulos, 1963)