



บทที่ 2

ทฤษฎีและผลงานในอดีต

2.1 แนวความคิดพื้นฐานเกี่ยวกับการทรุดตัวของชั้นดินเหนียว

มวลดินที่พิจารณามักจะประกอบด้วยเม็ดดิน (Soil particle) และช่องว่างระหว่างเม็ดดิน (Void) ซึ่งประกอบด้วยน้ำและอากาศ ซึ่งเมื่อมีการรับน้ำหนักบรรทุกเม็ดดินและน้ำจะไม่สามารถอัดตัวให้เล็กลงได้ (Incompressible) หากแต่การทรุดตัวของชั้นดินเกิดจากการจัดเรียงตัวใหม่ของโครงดิน (Soil Skeleton) ให้มีเสถียรภาพมากขึ้นภายใต้น้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มขึ้น

เมื่อมวลดินที่อิ่มตัวด้วยน้ำ ได้รับแรงกระทำจากภายนอกเพิ่มขึ้น เช่น จากน้ำหนักบรรทุกมากระทำ เม็ดดินจะพยายามจัดตัวใหม่เพื่อให้มีเสถียรภาพมากขึ้น ในการจัดตัวใหม่ของเม็ดดินนี้เป็นผลให้มีการไหลออกของน้ำ ดินเหนียวโดยทั่วไปมีสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านของน้ำต่ำ (Low Coefficient of Permeability) ดังนั้นการไหลของน้ำออกจากมวลดินเป็นไปได้อย่างช้าๆ และเป็นผลให้เวลาในการจัดเรียงตัวใหม่ของเม็ดดิน จะใช้เวลานานซึ่งเป็นผลให้การทรุดตัวของดินเหนียวใช้เวลานาน ปรากฏการณ์ที่เกี่ยวข้องกับการไหลของน้ำออกจากเรือเข้าสู่มวลดินซึ่งเกิดขึ้นน้ำหนักกระทำภายนอกที่ทำให้ค่า Total Head ต่างจากภายนอกมวลดินและการไหลของน้ำทำให้เกิดการส่งถ่ายหน่วยแรงประสิทธิผล เราเรียกขบวนการนี้ว่าขบวนการยุบอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Process) อย่างไรก็ตามการจัดเรียงตัวใหม่ของเม็ดดินเนื่องจากน้ำหนักกระทำภายนอก ซึ่งไม่มีการเปลี่ยนแปลงปริมาตรแต่เกิดการเคลื่อนตัวในแนวตั้งและแนวนอน การจัดตัวของเม็ดดินชนิดนี้ทำให้เกิดการเคลื่อนที่ที่เรียกว่า การเคลื่อนตัวโดยไม่ระบายน้ำ (Undrained Movement)

การทรุดตัวของดินเหนียวสามารถแยกออกได้เป็น 3 ประเภทคือ

- 1) การทรุดตัวแบบทันทีทันใด (Immediate or Undrained Settlement, ρ_1)
- 2) การยุบอัดตัวครั้งแรก (Primary Consolidation, ρ_c)
- 3) การยุบอัดตัวครั้งที่สอง (Secondary Consolidation, ρ_s)

ในกรณีที่ทำการศึกษานี้เป็นกรณี 1 มิติ ดังนั้นจึงจะทำการพิจารณาเฉพาะการยุบอัดตัวครั้งแรกและการยุบอัดตัวครั้งที่สองเท่านั้น

2.2 วิธีการคาดคะเนปริมาณการทรุดตัว

การวิเคราะห์การทรุดตัวประกอบด้วยขั้นตอนที่สำคัญคือ

1. ทราบหน่วยแรงที่มีอยู่ในชั้นดินที่พิจารณาและทราบหน่วยแรงที่เกิดขึ้นเนื่องจากมีน้ำหนักบรรทุกมากระทำ
2. คำนวณการทรุดตัวที่เกิดขึ้นโดยใช้ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดที่เหมาะสมเช่นจากเครื่องมือทดสอบไตรแอกเซียลหรือเครื่องมือทดสอบการยุบอัดตัวคายน้ำ

Lambe (1964) ได้เสนอองค์ประกอบที่สำคัญ 4 ประการในการวิเคราะห์การทรุดตัว ดังแสดงในตารางที่ 2.1

TABLE 1.—COMPONENTS OF A SETTLEMENT ANALYSIS

<u>Determination of Subsoil Section.</u>	
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.
<u>Stress Analysis.</u>	
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 σ_1 , σ_2 , and σ_3 with consolidation—Influence of arching, change in Poisson's ratio.
<u>Selection of Soil Parameters (m_v, E, K_f, K_o, K_f, A_f, A_f, $\bar{\sigma}_{cm}$, c_v).</u>	
1.	Representativeness of samples tested
2.	Sample disturbance
3.	Environmental factors
4.	Testing technique
<u>Estimation of Settlement and Pore Pressure.</u>	
1.	Method of analysis
2.	Rotation of principal planes
3.	Variation of m_v , k , c_v with consolidation
4.	Secondary compression

ตารางที่ 2.1 องค์ประกอบที่สำคัญในการวิเคราะห์การทรุดตัว

การคาดคะเนปริมาณการทรุดตัวโดยใช้ข้อมูลจากการทดสอบการยุบอัดตัวคายน้ำ (Oedometer)

การทดสอบการยุบอัดตัวคายน้ำด้วยเครื่องมือ Oedometer เป็นการทดสอบพื้นฐานที่สำคัญมากเพื่อใช้ในการวิเคราะห์การทรุดตัวที่เกิดขึ้นจากขบวนการยุบอัดตัวคายน้ำที่เสนอโดย Terzaghi (1923) โดยที่ Terzaghi ได้เสนอทฤษฎีการยุบอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ (One-Dimensional Consolidation Theory) โดยพิจารณาว่าดินมีการระบายน้ำและการเคลื่อนตัวในรูปและของ 1 มิติ ไม่มีการเคลื่อนตัวด้านข้าง ในทางปฏิบัติการทรุดตัวจะเป็นแบบ 1 มิติ ก็ต่อเมื่อชั้นของดินที่พิจารณาว่าจะเกิดกการทรุดตัวมีความหนาพอเมื่อเทียบกับขนาดของน้ำหนักกระทำ Taylor (1948) ได้เสนอแนวทางในการศึกษาการทรุดตัวของชั้นดิน โดยมีขั้นตอนดังต่อไปนี้

1. ทำการสำรวจและศึกษาชั้นดิน ทำการเก็บตัวอย่างมาทดสอบโดยใช้เครื่องทดสอบการยุบอัดตัวคายน้ำ (Oedometer) เพื่อหาพารามิเตอร์ที่ใช้ในการคำนวณการทรุดตัว เช่น m_v , CR, RR, C_v

2. คำนวณความเค้นที่เกิดขึ้นในชั้นดิน

3. คำนวณการทรุดตัวที่เกิดขึ้น

ผลจากการทดสอบด้วยเครื่องมือ Oedometer สามารถนำมาใช้ คาดคะเนปริมาณการทรุดตัว โดยวิธีต่างๆ ดังต่อไปนี้

2.2.1 วิธีของ Terzaghi และ Peck (1948)

สมมติฐานของวิธีนี้คือ ดินเกิดการทรุดตัวและมีการระบาย น้ำแบบ 1 มิติเท่านั้น ไม่มีการเคลื่อนตัวด้านข้างและค่าความดันน้ำในโพรง เพิ่ม (Excess Pore Pressure) ของดินเหนียวที่อิ่มตัวด้วยน้ำ จะมีค่า เท่ากับหน่วยแบบรวมในแนวตั้งที่เพิ่มขึ้น ($\Delta U = \Delta \sigma_v$) การทรุดตัว เนื่องจากขบวนการยุบอัดตัวของชั้นดินจะคำนวณได้จากสมการที่ 2.1

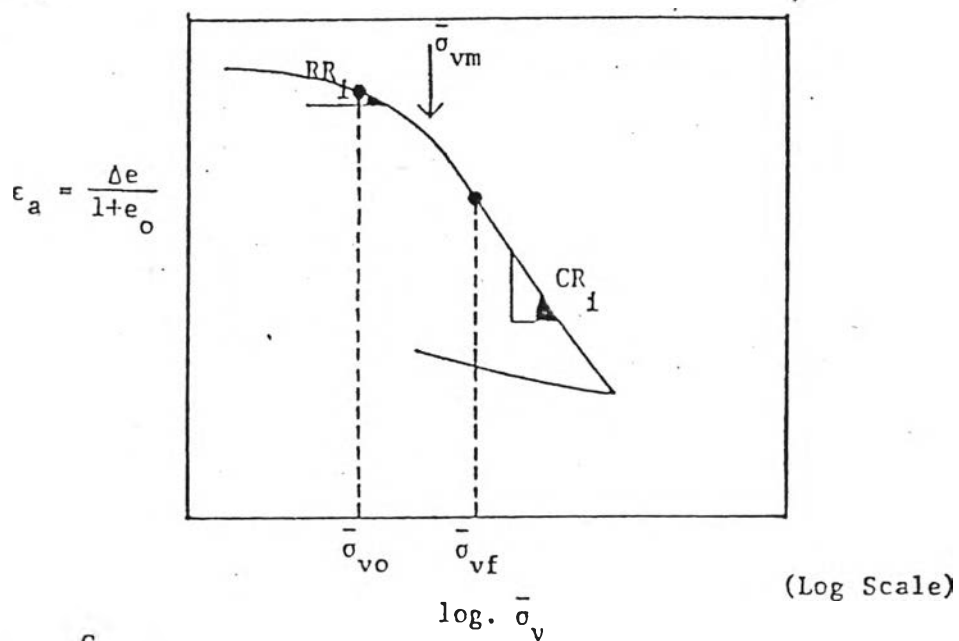
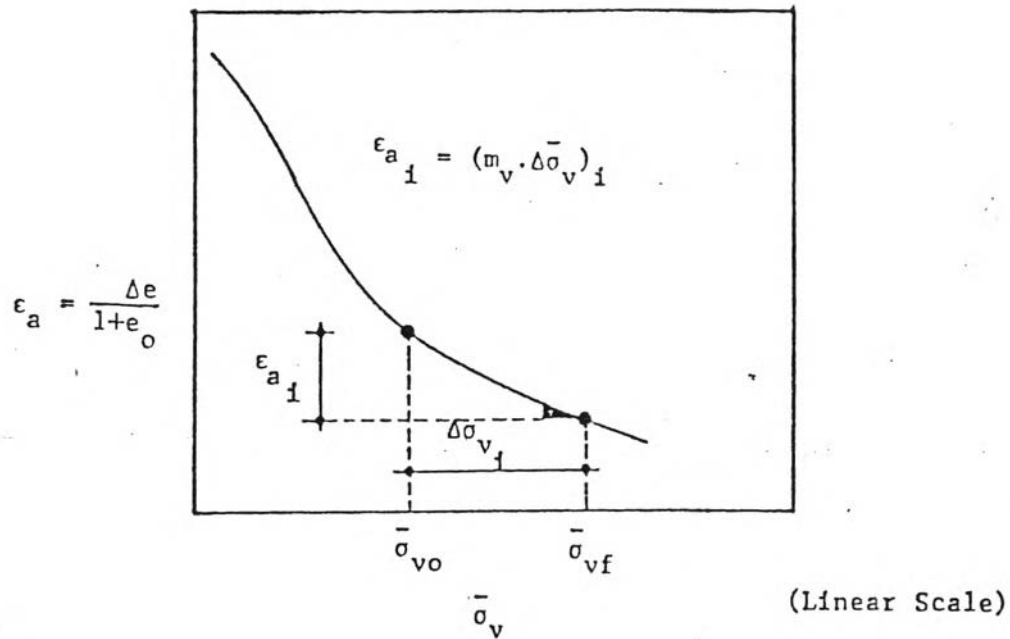
$$p_T = p_c = (m_v \cdot \Delta \sigma_v \cdot H), \quad (2.1)$$

2.2.2 วิธีของ Ladd (1975)

โดยที่สมมติฐานของ Ladd เหมือนกับวิธีของ Terzaghi และ Peck ต่างกันที่พารามิเตอร์ที่ใช้ในวิธีการคิดค่าการยุบอัดตัวของ Terzaghi และ Peck ใช้ค่า m_v ซึ่งได้จากการเขียนกราฟโดยที่แกนตั้ง เป็นความเครียดและแกนนอนเป็นหน่วยแรงประสิทธิผล โดยที่ทั้งสองสเกล เป็นสเกลปกติ วิธีของ Ladd ใช้พารามิเตอร์ CR และ RR ซึ่งได้จากการ เขียนกราฟแกนตั้งเป็นความเครียดในสเกลปกติ แกนนอนเป็นหน่วยแรงใน สเกล Log ดังรูปที่ 2.1 โดยมีสมการ 2.2, 2.3, 2.4

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

$$p_T = p_c = \sum_{i=1}^n H_i \left[RR \log \left(\frac{\bar{\sigma}_{vm}}{\bar{\sigma}_{vo}} \right) + CR \log \left(\frac{\bar{\sigma}_{vf}}{\bar{\sigma}_{vm}} \right) \right]_i \quad (2.2)$$



$$RR = \frac{C_r}{1+e_o}$$

C_r : ค่าดัชนีการอัดแน่นซ้ำ (Recompression Index)

$$CR = \frac{C_c}{1+e_o}$$

C_c : ค่าดัชนีการอัดแน่น (Compression Index)

รูปที่ 2.1 หลักการคำนวณการทรุดตัวเนื่องจากการยุบอัดตัวคายน้ำ

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

$$p_r = p_c = \sum_{i=1}^n H_i \cdot [RR \log\left(\frac{\bar{\sigma}_{vf}}{\bar{\sigma}_{vo}}\right)]_i \quad (2.3)$$

3 เมื่อ $\bar{\sigma}_{vo} = \bar{\sigma}_{vm}$

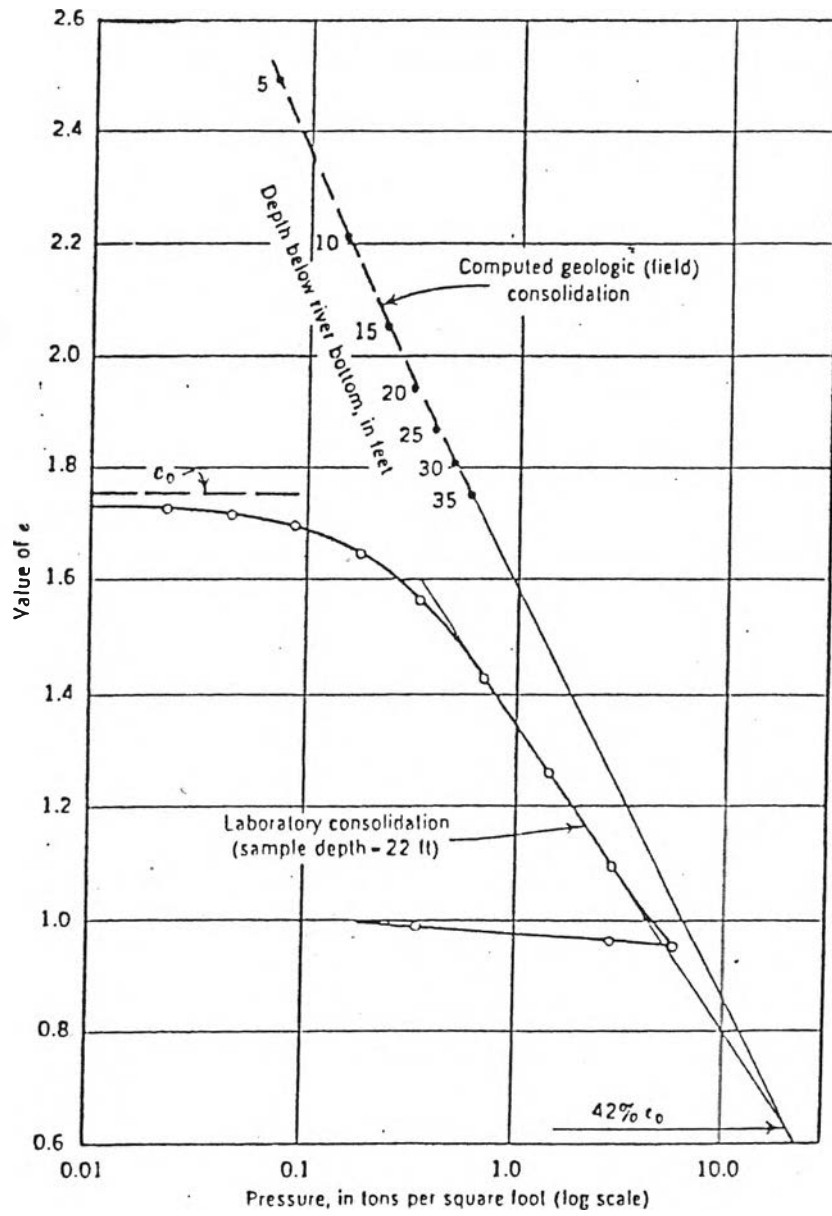
$$p_r = p_c = \sum_{i=1}^n H_i \cdot [CR \cdot \log\left(\frac{\bar{\sigma}_{vf}}{\bar{\sigma}_{vo}}\right)]_i \quad (2.4)$$

เมื่อ	p_r	=	ปริมาณการทรุดตัวทั้งหมด
	p_c	=	ปริมาณการทรุดตัวแบบยุบอัดตัวคายน้ำ
	H	=	ความหนาของแต่ละชั้นดิน
	m_v	=	Coefficient of Volume Compressibility
	RR	=	Recompression Ratio
	CR	=	Compression Ratio
	$\bar{\sigma}_{vm}$	=	Maximum Past Pressure
	$\bar{\sigma}_{vf}$	=	Final Effective Pressure

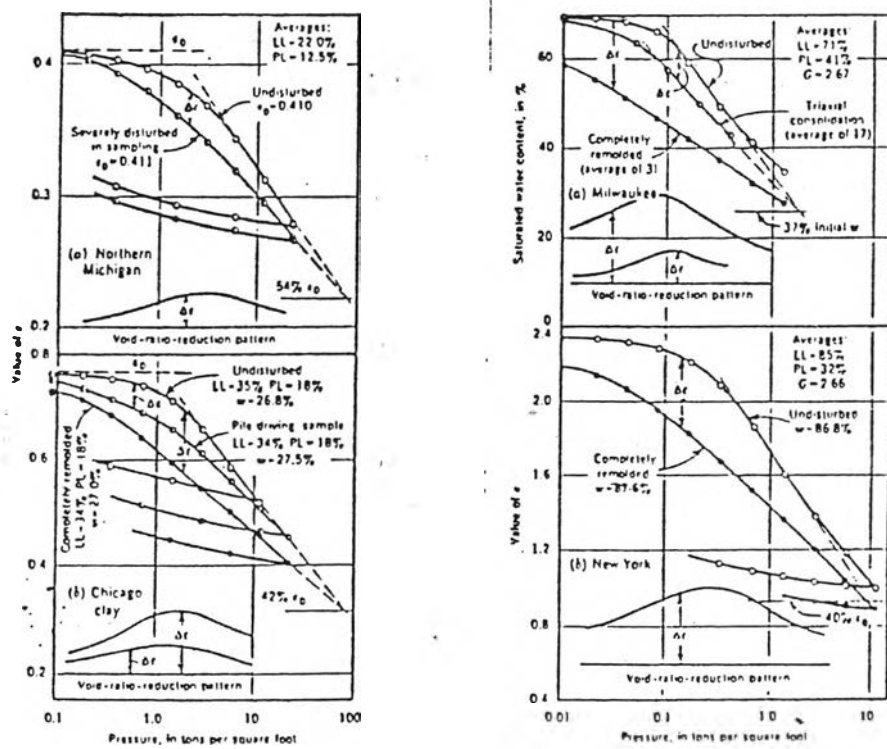
2.3 การปรับแก้พารามิเตอร์ด้วยวิธีของ Schmertmann

พารามิเตอร์ต่างๆ ของดินที่ใช้ในการคำนวณปริมาณการทรุดตัว เช่น CR, RR ได้จากการทำการทดลองการยุบอัดตัวคายน้ำด้วยเครื่อง Oedometer และทำการปรับแก้โดยวิธีของ Schmertmann ดังต่อไปนี้

Schmertmann (1955) ได้ทำการทดลองกับดิน New York Post-glacial marine river deposit of organic silty Clay ได้ผลการทดสอบจากห้องปฏิบัติการโดยทำการเปรียบเทียบเส้นโค้งการยุบอัดตัวคายน้ำของตัวอย่างที่ระดับความลึก 22 ft. กับ เส้นการยุบอัดตัวคายน้ำในสนาม ตามรูปที่ 2.2 และ 2.3



รูปที่ 2.2 การเปรียบเทียบเส้นโค้งการยุบตัวของคาน้ำในสนามและในห้องปฏิบัติการ



รูปที่ 2.3 การเปรียบเทียบเส้นโค้งการยุบตัวของคาน้ำในสนามและในห้องปฏิบัติการ

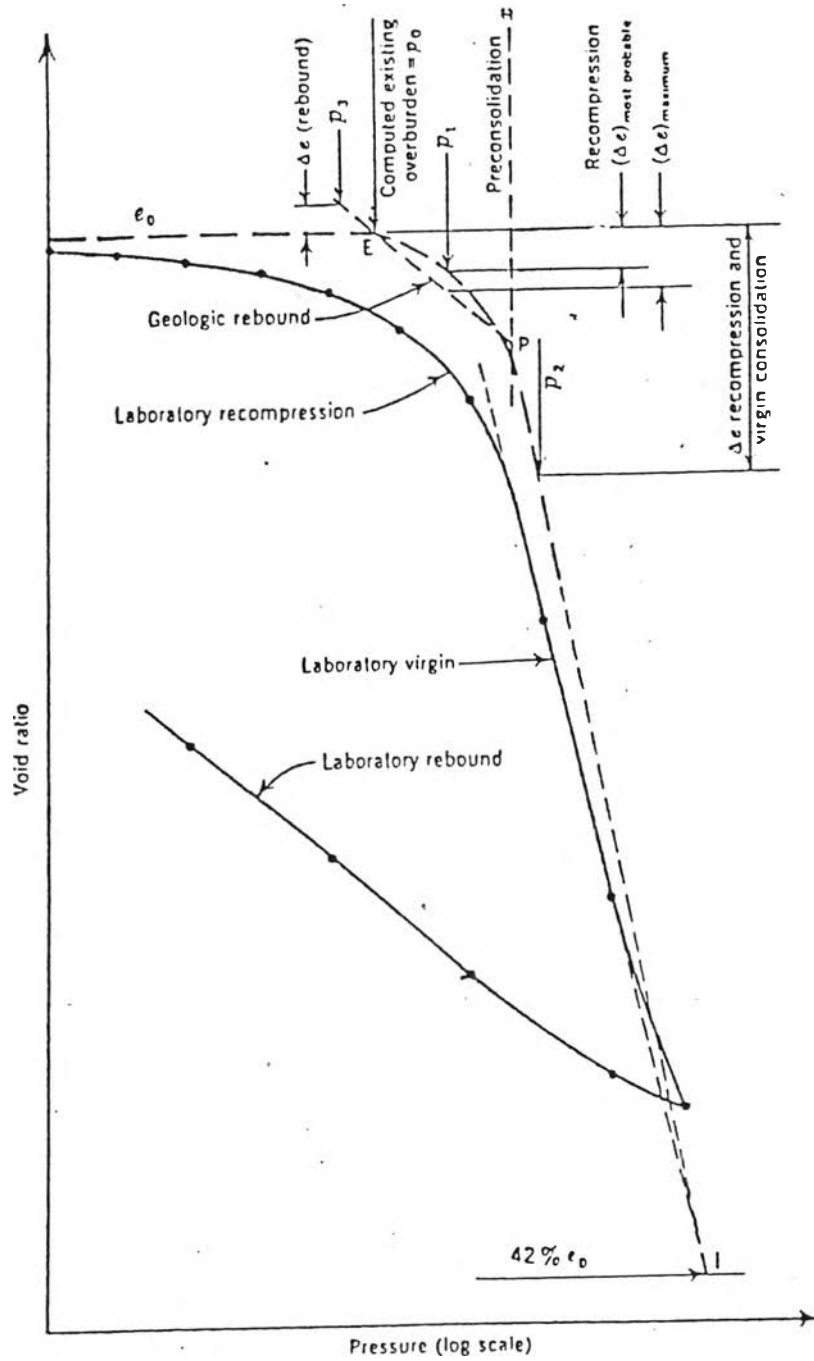
จากรูปจะพบว่าเส้นการยุบอัดตัวคายนํ้าในสนามตัดกับเส้นการยุบอัดตัวคายนํ้าในห้องทดลองที่ค่า $0.42 e_0$

ผลของการรบกวนตัวอย่าง (Effect of Sample disturbance) Rutledge (1944) ได้ทำการรวบรวมผลของการรบกวนตัวอย่างต่อค่าการยุบอัดคายนํ้าดังนี้

- ค่า Void ratio จะลดลงเมื่อดินรับน้ำหนักแนวตั้งเท่าๆกัน
- เปลี่ยน Stress History
- ส่วนที่เป็นเส้นตรงของเส้นการยุบอัดตัวคายนํ้าของตัวอย่างที่ถูกรบกวนมากๆ (Remold) จะอยู่ล่างจากเส้นการยุบอัดตัวคายนํ้าของตัวอย่างปกติ

Void Ratio Reduction Pattern คือการที่เส้นแสดงถึงการลดลงของ Void ratio เมื่อเทียบกับตัวอย่างที่ถูกรบกวน มากตามแกนตั้งและ log ของหน่วยแรงประสิทธิผลตามแกนนอน จากการเปรียบเทียบกับตัวอย่างที่ถูกรบกวนน้อยมาก เส้น Void-ratio-reduction จะเริ่มจากมีค่าน้อยที่ค่าหน่วยแรงต่ำๆ และจะไปมากที่สุดที่บริเวณของหน่วยแรงสูงสุดในอดีตและจะลดลงเมื่อผ่านจุดนั้นไปแล้วการลดลงของเส้น Void-ratio-reduction จะสมมาตรกับการเพิ่มขึ้นรอบแกนของหน่วยแรงสูงสุดในอดีต อย่างไรก็ตามการรบกวนตัวอย่างจะไม่เปลี่ยนแปลงค่าของ Rebound slope (Van Zelst) การสร้างเส้นการยุบอัดตัวคายนํ้าใหม่จากเส้นการยุบอัดตัวคายนํ้าในห้องปฏิบัติการ (Schmertmann) โดยการทำการทดสอบการยุบอัดตัวคายนํ้าในห้องปฏิบัติการ (Schmertmann) โดยการทำการทดสอบการยุบอัดตัวคายนํ้าด้วยตัวอย่างที่ถูกรบกวนน้อยที่สุดและทำการทดลองโดยให้ผ่านช่วงอัดแน่นปกติ (normally consolidated stage) และทำการเอานํ้าหนักกระทำออกด้วย (Rebound) ตามรูปที่ 2.4

จากนั้นทำการสร้างเส้นการยุบอัดตัวคายนํ้าใหม่ ตามวิธีการดังต่อไปนี้



รูปที่ 2.4 ภาพแสดงการสร้างเส้นโค้งการยุบอัดตัวคายน้ำใหม่

1) ทำการกำหนดจุด E ลงในรูปโดยที่จุด E แสดงถึงหน่วยแรงประสิทธิผล และอัตราส่วนช่องว่างในสภาพจริงที่ระดับจริงที่ทำการเก็บตัวอย่าง ค่าของหน่วยแรงประสิทธิผลโดยปกติคำนวณจากน้ำหนักกดทับ ค่าอัตราส่วนช่องว่างก็หาอัตราส่วนช่องว่างอิ่มตัวเริ่มแรกที่ได้จากการคำนวณ e_0 (Computed Saturated Initial void ratio) ของตัวอย่างที่จะนำมาทำการทดสอบการยุบอัดตัวคายน้ำ

2) โดยที่จุด E แสดงถึงสภาพของหน่วยแรงประสิทธิผลและอัตราส่วนช่องว่างในสภาพสนาม ดังนั้นเส้นการยุบตัวคายน้ำจึงเริ่มต้นจากจุดที่มีค่าอัตราส่วนช่องว่างคงที่ซึ่งเท่ากับ e_0 (Initial void ratio) จนกระทั่งถึงจุด E

3) หาค่าของหน่วยแรงมากที่สุดในอดีต (P_c) โดยวิธีที่เหมาะสมซึ่งอาจจะเป็นวิธีของ Casagrande หรือการใช้ข้อมูลปริมาณน้ำในมวลดินทำการหาค่าหน่วยแรงสูงสุดในอดีตก็ได้จากค่าหน่วยแรงสูงสุด ในอดีตนี้ลากเส้น $x-x$ ที่มีค่าหน่วยแรงคงที่เท่ากับ P_c

4) การคืนตัวทางธรณีวิทยา (Geologic rebound) ถูกสร้างขึ้นโดยขนานกับเส้นการคืนตัวที่ได้จากการทดสอบการยุบอัดตัวคายน้ำในห้องปฏิบัติการให้ผ่านจุด E ไปตัดกับเส้น $x-y$ ที่จุด p

5) ส่วนของเส้นการยุบอัดตัวคายน้ำซึ่งเป็นส่วนที่อยู่ในสภาพอัดแน่นปกติช่วงแรกที่เป็นเส้นตรงถูกต้องออกไปจนถึง $0.42 e_0$ ที่จุด i จากนั้นต่อเส้นตรง $p - i$

6) จากนั้นทำการลากเส้นเชื่อมจุด E-p-i ส่วนของ $p-i$ ส่วนแรกแสดงถึงส่วนแรกของเส้นการยุบอัดตัวคายน้ำในช่วงอัดแน่นปกติ เส้นประที่ดำเข้ม ในรูปที่เป็นเส้นที่สร้างขึ้นเพื่อให้ได้สภาพจริงในสนาม

อย่างไรก็ตามการตรวจสอบอีกครั้งหนึ่งทำได้โดยเขียน Void-ratio-reduction Pattern ขึ้นมาในกรณีทีเส้นที่สร้างขึ้นถูกต้อง

Void rate reduction จะต้องมีลักษณะสมมาตรรอบแกนที่มีค่าเท่ากับ หน่วยแรงสูงสุดในอดีต และมีค่า Void-ratio-reduction น้อยในช่วง แรกและมากที่สุดที่หน่วยแรงสูงสุดในอดีตและก็จะน้อยลงเมื่อมีค่าหน่วยแรง เพิ่มขึ้น

วิธีที่กล่าวมานี้สามารถปรับปรุงให้ใช้กับค่าของ RR, CR ได้โดย Ladd (1971) ในกรณีที่ทำการเขียนกราฟความเครียดกับหน่วยแรงในสเกล Log σ ที่จุดตัดกันจะมีค่าความเครียดเท่ากับ $\frac{0.58 e_u}{1 + e_o}$

2.4 การคาดคะเนอัตราการทรุดตัวเนื่องจากการยุบอัดตัวคายน้ำ

อัตราการทรุดตัวของดินเหนียวจะช้าหรือเร็วขึ้นอยู่กับการจัด เรียงตัวใหม่ของเม็ดดินและการระบายน้ำออกจากมวลดินซึ่งขึ้นอยู่กับค่าของ สัมประสิทธิ์ความซึมผ่านของน้ำเป็นสำคัญ การทรุดตัวในเวลาใดๆ สามารถ หาได้จากสมการที่ 2.5

$$p_t = \bar{U} p_c \quad (2.5)$$

- p_t = การทรุดตัวที่เวลา t ใด
 \bar{U} = ระดับการยุบอัดตัวคายน้ำ (Degree of Consolidation)
 p_c = การทรุดตัวเนื่องจากการยุบอัดตัวคายน้ำเมื่อ ความดันน้ำในโพรงเพิ่มเท่ากับศูนย์

ค่า \bar{U} จะขึ้นอยู่กับตัวประกอบเวลา (Time factor T_v) ซึ่ง ได้จากสมการที่ 2.6

$$T_v = \frac{c_v \cdot t}{H_d^2} \quad (2.6)$$

$$C_v = \text{สัมประสิทธิ์การยุบอัดตัวคายน้ำ}$$

$$t = \text{เวลาใดๆ}$$

$$H_d = \text{ระยะทางการไหลของน้ำ}$$

ซึ่งค่า C_v สามารถหาได้จากทั้งการทดลองในห้องปฏิบัติการและจากการทดลองในสนามด้วย Piezo-probe เป็นต้น การหาค่า C_v ในห้องปฏิบัติการทำได้โดยวิธีต่อไปนี้

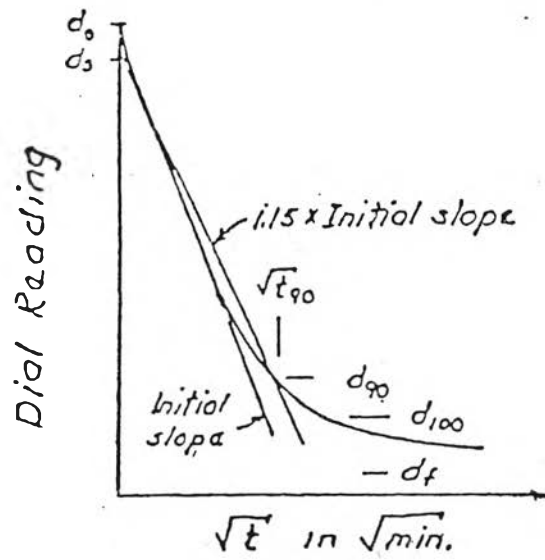
2.4.1 วิธีการหาค่าสัมประสิทธิ์การยุบอัดตัวคายน้ำ (Coefficient of Consolidation, C_v)

ค่าสัมประสิทธิ์การยุบอัดตัวคายน้ำสามารถทำได้จากการทดลองโดยใช้ Oedometer โดยทำการเขียนเส้นโค้งการทรุดตัวกับเวลาซึ่งสามารถเขียนได้ 2 วิธี ดังจะได้กล่าวต่อไป ค่าสัมประสิทธิ์การยุบอัดตัวคายน้ำจะเป็นตัวบ่งบอกว่าดินชนิดนี้จะมีการยุบอัดตัวคายน้ำเร็วเท่าใดที่ระดับของการยุบอัดตัวคายน้ำต่างๆ ทั้งนี้ค่าสัมประสิทธิ์การยุบอัดตัวคายน้ำจะขึ้นอยู่กับค่าสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านได้ (Coefficient of permeability) อัตราส่วนของช่องว่าง (Void Ratio) และค่าความสามารถในการอัดตัวได้ของดินนั้นๆ ด้วย การหาค่า C_v หาได้สองวิธีคือ

1. วิธีการของ Taylor (Taylor's Square Root of Time Method) โดยการเขียนเส้นของการทรุดตัวกับกรณีที่สองของเวลา โดยสามารถหาค่าของ C_v ได้จากการทราบค่าเวลาที่ใช้ในการยุบอัดตัวคายน้ำ 90% ดังรูปที่ 2.5 ได้จากสมการ 2.7

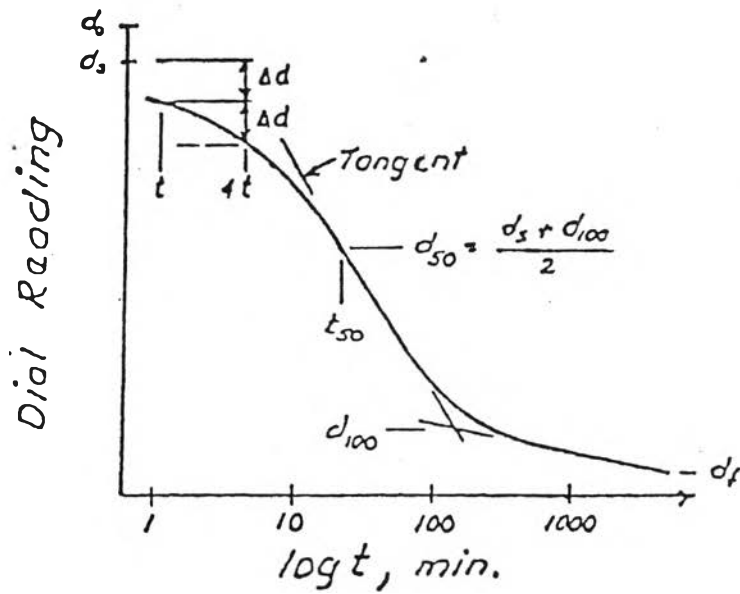
$$C_v = \frac{0.848 H_d^2}{t_{90}} \quad (2.7)$$

2. วิธีการของ Casagrande (Casagrande's Logarithm of Time method) โดยการเขียนเส้นของการทรุดตัวกับลอการิทึมของเวลา โดยสามารถหาค่า C_v ได้จากการทราบค่าเวลาที่ใช้ในการยุบอัดตัวคายน้ำ 50% ดังรูปที่ 2.6 ได้จากสมการ 2.8



$$C_v = \frac{0.848 H_d^2}{t_{90}}$$

รูปที่ 2.5 วิธีการหาค่า C_v ของ Taylor



$$C_v = \frac{0.197 H_d^2}{t_{50}}$$

รูปที่ 2.6 วิธีการหาค่า C_v ของ Casagrande

$$C_v = \frac{0.197 H_d^2}{t_{50}} \quad (2.8)$$

โดยที่ H_d เป็นระยะทางในการระบายน้ำ

ดังที่ได้กล่าวแล้วว่าการทรุดตัวของดินเหนียวขึ้นอยู่กับอัตราการขจัดความดันน้ำในโพรงเพิ่ม (Rate of Discipation of Excess Pore Water Pressure) ซึ่งพื้นฐานของการประมาณค่าความดันน้ำในโพรงที่เวลาต่างๆ เสนอโดย Terzaghi (1923) มีลักษณะการเพิ่มของน้ำหนักกระทำในทันทีซึ่งจะก่อให้เกิดค่าความดันน้ำในโพรงเพิ่มทันทีเช่นกัน Schiffman (1958) ได้เสนอสมการและกราฟสำหรับหาการขจัดความดันน้ำในโพรงเพิ่มโดยมีหลักการและสมมติฐาน ดังต่อไปนี้

2.4.2 การยุบอัดตัวคายน้ำภายใต้น้ำหนักบรรทุกที่แปรเปลี่ยนตามเวลา (Consolidation of Soil Under time-Dependent Loading)

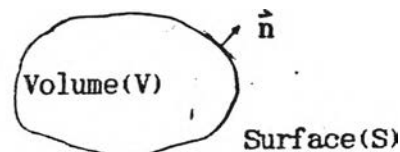
Framework of Condition

1. เมื่อดินไม่สามารถอัดตัวให้เล็กลงได้ น้ำไม่สามารถอัดตัวให้เล็กลงได้ ดินอัดตัวอย่างสมบูรณ์

2. กฎของ Darcy instantaneously valid ดังสมการที่ 2.9

$$\vec{v} = K \nabla h = K \left[\frac{\partial h}{\partial x} i + \frac{\partial h}{\partial y} j + \frac{\partial h}{\partial z} k \right] \quad (2.9)$$

3. การเปลี่ยนแปลงปริมาตรเนื่องจากน้ำหนักกระทำจะเป็นเชิงเส้นและน้อยเมื่อเทียบกับปริมาตรเดิม



Arbitrary closed volume within soil mass

สมการพื้นฐานของการยุบอัดตัวคายน้

ภายใต้ปริมาตรปิดในมวลดินมีปริมาตร (V) พื้นที่ผิว (S) ตามรูปปริมาตรของเหลวที่ไหลเข้าสู่มวลดินโดยผ่านพื้นที่ผิว (S)

$$= \int_S \vec{c} \cdot \vec{n} \, ds \quad (2.10)$$

การเพิ่มขึ้นของปริมาตรเนื่องจากความดันที่เกิดขึ้นภายใน

$$= \int_V Q \, dv \quad (2.11)$$

ปริมาตรที่เพิ่มขึ้นโดยไหลผ่านพื้นที่ผิว S เข้าสู่ปริมาตร (V)

$$\int_S \vec{c} \cdot \vec{n} \, ds + \int_V Q \, dv = \int_V [\nabla \cdot \vec{c} + Q] \, dv \quad (2.12)$$

$$= \int_V [\nabla \cdot (k \nabla h) + Q] \, dv \quad (2.13)$$

ปริมาตรที่เปลี่ยนไปทั้งหมด $\int_V \frac{\partial V_v}{\partial t} \, dv \quad (2.14)$

โดยกฎการคงที่ของมวลสาร (2.13) + (2.14) = 0

$$\int_V [\nabla \cdot (k \nabla h) + Q + \frac{\partial V_v}{\partial t}] \, dv = 0, \quad \nabla \cdot (k \nabla h) + Q + \frac{\partial V_v}{\partial t} = 0 \quad (2.15)$$

อัตราส่วนระหว่าง Mean stress [$\bar{\sigma} = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z$] และ dilatation เรียกว่า Modulus of Compression $m = \frac{\partial V_v}{\partial \bar{\sigma}}$

$$\begin{aligned} \bar{\sigma} &= \bar{\sigma} + U && \text{(like effective stress)} \\ - \frac{\partial \bar{\sigma}}{\partial t} &= \frac{\partial U}{\partial t} \\ \frac{\partial V_v}{\partial t} &= -m \frac{\partial U}{\partial t} \end{aligned}$$

จากสมการที่ 2.15 แทนค่า $\frac{\partial V_v}{\partial t} = -m \frac{\partial U}{\partial t}$ และ $U = \gamma_w h$

$$\text{จะได้ } \nabla \cdot [k \nabla U] + Q \gamma_w = m \gamma_w \frac{\partial U}{\partial t}$$

และ

$$\nabla k \cdot \nabla U + k \nabla^2 U + Q \gamma_w = m \gamma_w \frac{\partial U}{\partial t}$$

One-dimensional Consolidation

k constant $\nabla k = 0$

จะได้

$$\frac{k}{m} \frac{\nabla^2 u}{\gamma_w} + \frac{Q}{m} = \frac{\partial u}{\partial t}$$

One-dimensional $C_0 \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + R = \frac{\partial u}{\partial t}$ (2.16)

$m = -\frac{\partial V_v}{\partial u}$ $Q =$ อัตราการเปลี่ยนแปลงปริมาตร

และ $\frac{Q}{m} = R =$ อัตราการเปลี่ยนแปลงของความดันน้ำ
ในโพรงเพิ่ม

สมการที่เกี่ยวข้อง $C_0 \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + R = \frac{\partial u}{\partial t}$

$U(0,t) = 0, 0 < t < \infty$ เงื่อนไขขอบเขต
 $U(2H,t) = 0$

$U(z,0) = \sigma_z, 0 \leq z \leq 2H$ เงื่อนไขเริ่มต้น

$$u(z,t) = \frac{1}{H} \sum_{n=1}^{\infty} \left[\int_0^{2H} \sigma(z) \sin \frac{n\pi}{2H} z dz \right] \sin \frac{n\pi}{2H} z e^{Mt} + \frac{1}{H} \sum_{n=1}^{\infty} \sin \frac{n\pi}{2H} z \left\{ \int_0^t \left[\int_0^{2H} R(z,t) \sin \frac{n\pi}{2H} z dz \right] e^{M(t-\tau)} d\tau \right\}$$
 (2.17)

โดยที่ $M = -C \frac{\pi^2 \gamma_w}{4H^2}$

เมื่อพิจารณาสมการที่ 2.17 นั้นจะพบว่า การขยายตัวของตัวคาน้ำจะเป็นผลรวมของสองส่วนด้วยกันคือ ส่วนของ น.น บรรทุกคงที่และส่วนของ น.น บรรทุกที่ขึ้นกับเวลา โดยที่เงื่อนไขเบื้องต้นเป็นศูนย์

กรณีค่าสัมประสิทธิ์ความซึม ได้คงที่การเพิ่มขึ้นของน้ำหนักบรรทุกเป็นเชิงเส้น

$$\text{โดยที่ } R = \frac{P_0}{t_0} = \frac{U_0}{t_0}$$

- P_0 - น้ำหนักบรรทุกที่พื้นผิวที่เวลา
 U_0 - ความดันน้ำในโพรงเพิ่มที่เป็นผลจากการใช้น้ำหนักบรรทุกที่พื้นผิว

โดยที่

$$U(0, t) = 0 \quad 0 < t < \infty$$

เงื่อนไขขอบเขต

$$U(2H, t) = 0 \quad 0 < t < \infty$$

$$U(z, 0) = 0 \quad 0 < z < 2H$$

เงื่อนไขเริ่มต้น

ดังนั้นสมการที่ 2.16 จะมีคำตอบ คือ

$$U(z, T) = \frac{16u_0}{T_0 \pi^3} \sum_{n=1,3,5}^{\infty} \frac{1}{n^3} \sin \frac{n\pi}{2H} z [1 - e^{-(n^2 \pi^2 / 4) T}] \quad (2.18)$$

และ

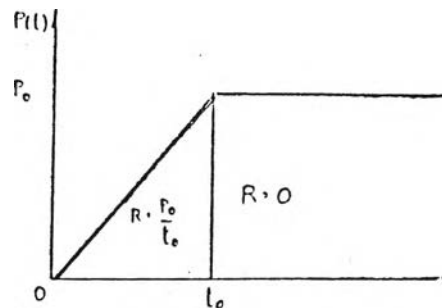
$$U(T) = \frac{1}{2H} \int_0^{2H} u(z, T) dz$$

จะได้

$$U(T) = \frac{32u_0}{T_0 \pi^4} \sum_{n=1,3,5}^{\infty} \frac{1}{n^4} [1 - e^{-(n^2 \pi^2 / 4) T}] \quad (2.19)$$

ค่า U อาจอ่านได้จากรูป 2.7

กรณีค่าสัมประสิทธิ์ความชื้นผ่านคงที่หน้าหนักบรรทุกจากการก่อสร้าง



ในกรณีที่ $t < t_0$ นั้น ค่าตอบของสัมการดิฟเฟอร์นเชียลจะออกมาเป็นสมการที่ 2.18 และ 2.19 แต่เมื่อเวลา $t > t_0$ หรือภายหลังจากการก่อสร้างแล้ว ทำโดยแทนค่า $t = t_0$ ในสมการที่ 2.18 และให้เป็นเงื่อนไขเริ่มต้นของการแก้สมการโดยมีค่า $R = 0$ ค่าตอบจะออกมาตามสมการ ดังต่อไปนี้

$$u(z, T) = \frac{16u_0}{T_0\pi^3} \sum_{n=1,3,5}^{\infty} \frac{1}{n^3} \sin \frac{n\pi}{2H} z [1 - e^{-(n^2\pi^2/4)T_0}] e^{-(n^2\pi^2/4)(T-T_0)} \quad (2.20)$$

และในทำนองเดียวกัน

$$\bar{u}(T) = \frac{32u_0}{T_0\pi^4} \sum_{n=1,3,5}^{\infty} \frac{1}{n^4} [1 - e^{-(n^2\pi^2/4)T_0}] e^{-(n^2\pi^2/4)(T-T_0)} \quad (2.21)$$

ดังที่ได้กล่าวมาแล้ว ค่า U ที่ค่าตัวประกอบเวลาต่างๆ สามารถหาได้อยู่ในรูปจำนวนเปอร์เซ็นต์ของ U_0 และที่ค่าตัวประกอบเวลาต่างๆ ก็จะมีค่าความดันน้ำในโพรงเพิ่มที่เป็นผลจากน้ำหนักบรรทุกเท่ากับค่าหนึ่ง (U')

$$\text{ดังนั้น เปอร์เซ็นต์ของการทรุดตัว} \quad \frac{U' - U}{U_0} \times 100$$

ค่า U ที่เวลาใดๆ อาจอ่านได้จากรูปที่ 2.8 และ 2.9

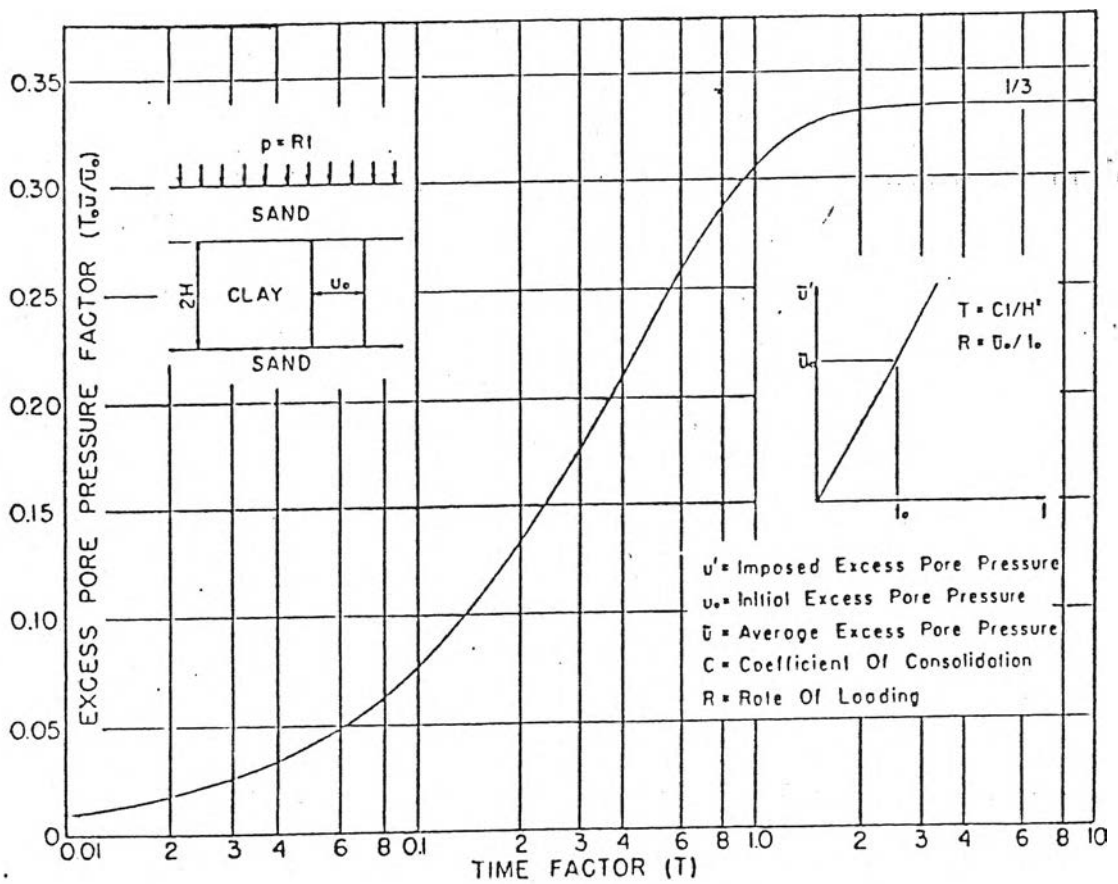
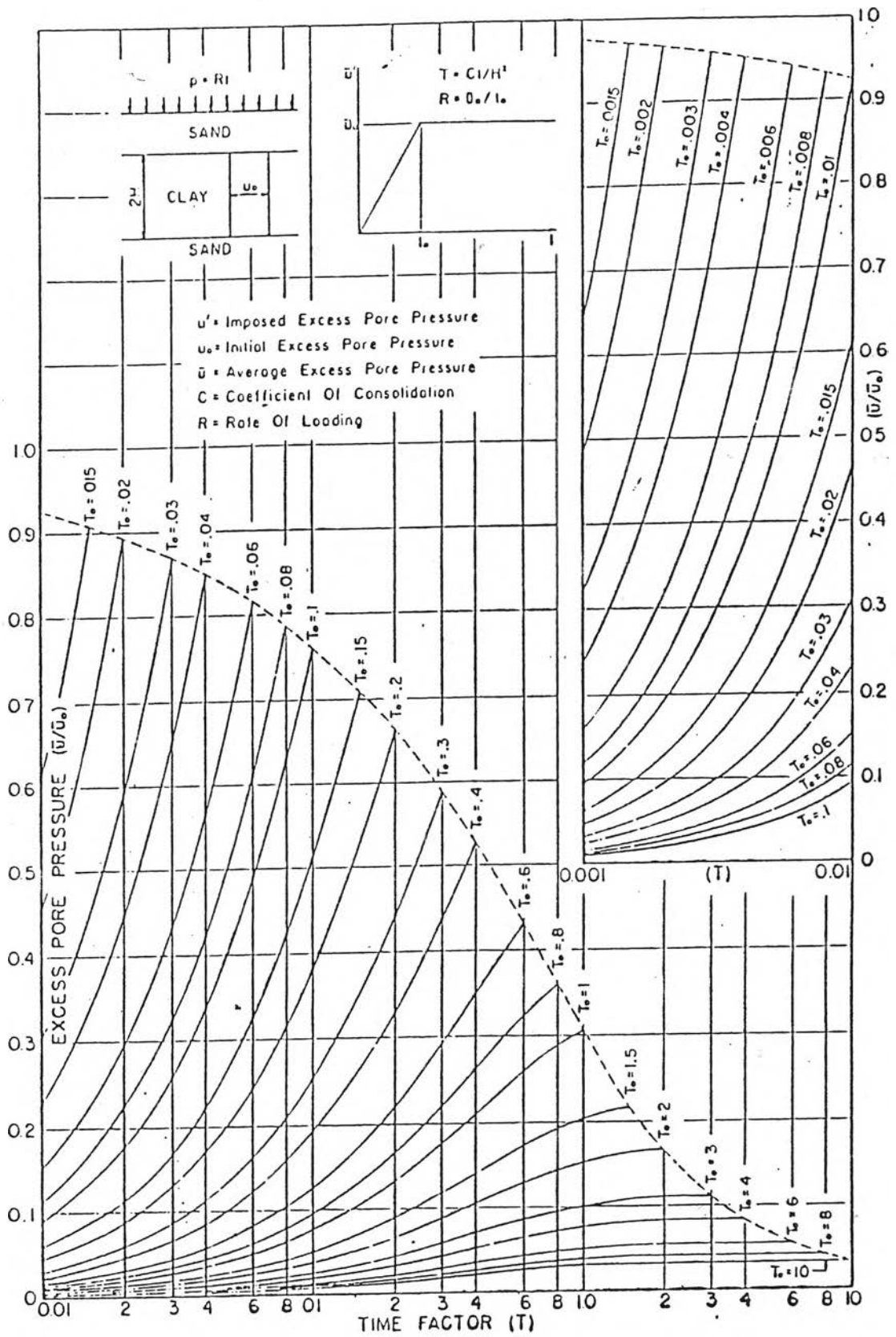


Figure 7. Linear loading consolidation.

รูปที่ 2.7 กราฟแสดงการยุบตัวของคาน้ำโดยน้ำหนักบรรทุกเพิ่มเป็นเชิงเส้น



รูปที่ 2.8 กราฟแสดงการยุบตัวของคาน้ำโดยน้ำหนักบรรทุกเพิ่มเป็นเชิงเส้น ระหว่างการก่อสร้าง

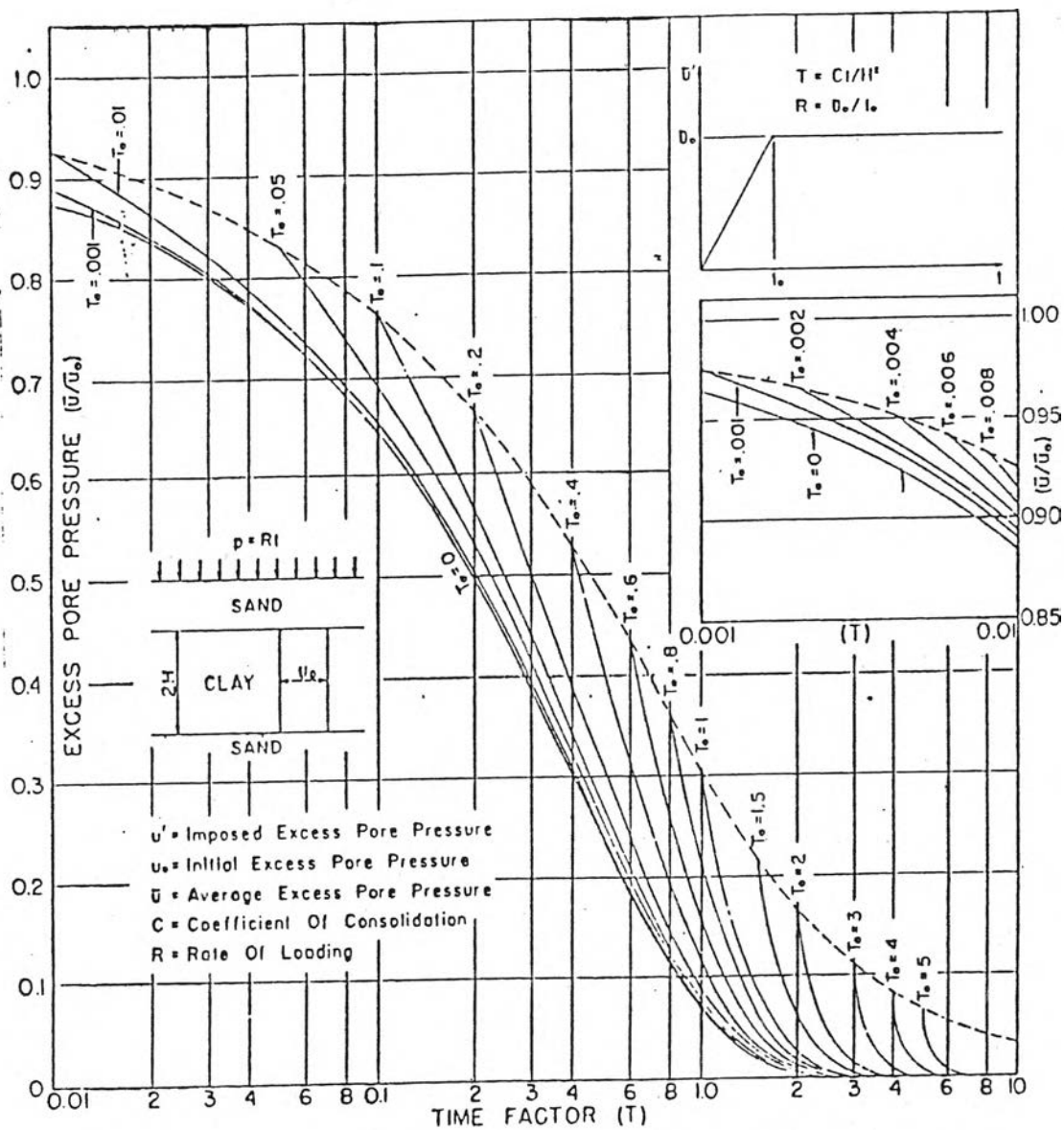


Figure 10b. Consolidation subsequent to construction.

รูปที่ 2.9 กราฟแสดงการยุบตัวของคาน้ำโดยน้ำหนักบรรทุกเพิ่มเป็นเชิงเส้น
 ภายหลังการก่อสร้าง

2.5 วิธีการวิเคราะห์เสถียรภาพของพื้นที่ปรับปรุง

ในการวิเคราะห์เสถียรภาพของพื้นที่ปรับปรุง (Reclamation Area) นี้ ทำด้วยกัน 2 วิธีคือ

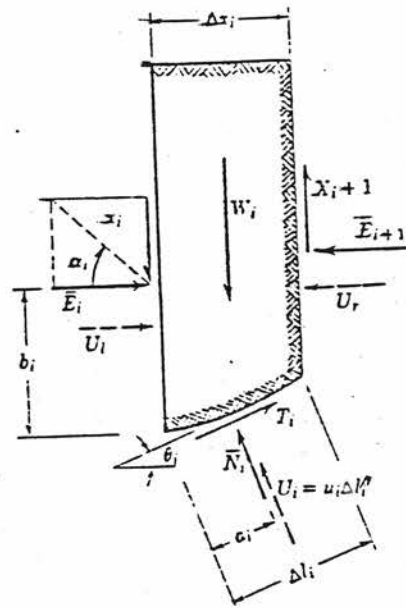
2.5.1 Slip Circle Method โดยการสมมติให้ดินเกิดการพิบัติแบบหมุน (Rotation) มีพื้นผิวแห่งการพิบัติเป็นโค้งของวงกลม การวิเคราะห์ทำโดยการแบ่งมวลดินที่พิบัติออกเป็นชั้นตามตั้งเท่าๆกัน ทำการวิเคราะห์หาแรงที่กระทำกันขึ้นส่วนของดิน โดยแรงกระทำต่อชั้นตามตั้งของมวลดินแสดงในรูปที่ 2.10 เมื่อพิจารณาระบบของแรงกระทำต่อชั้นส่วนของดินในรูปนี้แล้วจะพบว่า เป็นปัญหาแบบที่มีตัวแปรมากกว่าจำนวนสมการที่สอดคล้อง ดังนั้นการแก้ปัญหาจำเป็นต้องมีสมมติฐาน โดยทั่วไปที่นิยมใช้กัน 2 วิธีการ ดังต่อไปนี้

2.5.1.1 วิธีการของ Fellenius (วิธี Swedish)

Fellenius (1927) ได้เสนอวิธีการวิเคราะห์เสถียรภาพของคันทางโดยหาตัวประกอบปลอดภัย (Factor of Safety) โดยที่แรงกระทำด้านข้างของชั้นส่วนดินที่แบ่งตามตั้งจะมีผลลัพท์เป็นศูนย์ในทิศทางตั้งฉากกับส่วนโค้งพิบัติของชั้นส่วนนั้นๆ ตามรูปที่ 2.11

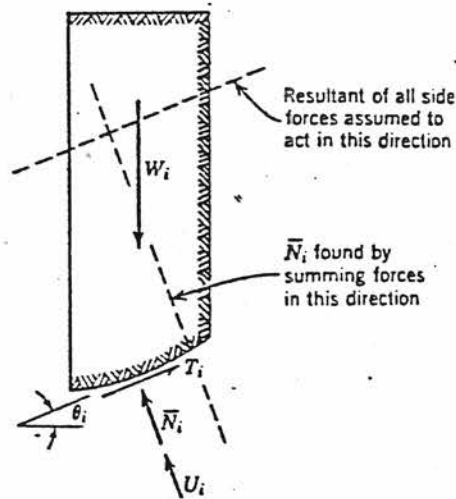
วิธีการของ Fellenius โดยสรุปได้เป็นข้อๆ ดังนี้

- 1) พื้นผิวแห่งการลื่นไถลจะลื่นไถลไปตามส่วนโค้งของวงกลม
- 2) แบ่งมวลดินที่เกิดการพิบัติเป็นชั้นส่วนตามตั้ง
- 3) โดยพิจารณาถึงสมดุลของระบบของแรง จะได้สมการดังต่อไปนี้

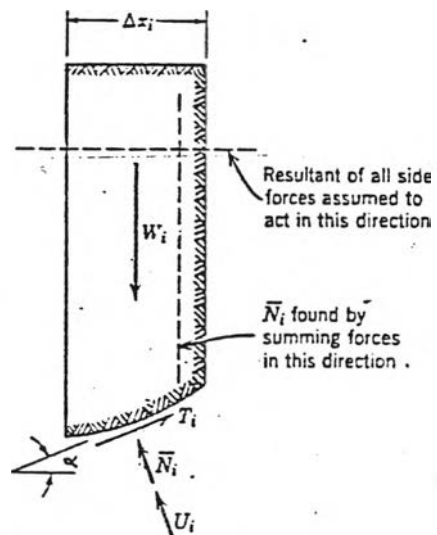


Complete system of forces acting on a slice.

รูปที่ 2.10 แสดงแรงที่กระทำกับชิ้นส่วนของดิน



รูปที่ 2.11 แสดงแรงที่กระทำกับชิ้นส่วนของดินที่แบ่งตามตั้งโดยวิธี Fellenius



รูปที่ 2.12 แสดงแรงที่กระทำกับชิ้นส่วนของดินที่แบ่งตามตั้ง
โดยวิธี Simplified Bishop

ในรูปของ Total Stress Analysis

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n [c_i l_i + W_i \cos \theta_i \tan \phi_i]}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \theta_i} \quad (2.22)$$

และในรูปของ Effective Stress Analysis

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n [c_i l_i + (W_i \cos \theta_i - u_i l_i) \tan \phi_i]}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \theta_i} \quad (2.23)$$

- โดยที่ W_i = น้ำหนักของมวลดินชั้นที่ i
 l_i = ความยาวของส่วนโค้งที่ฐานของมวลดินชั้นที่ i
 θ_i = มุมระหว่างฐานของชั้นส่วนที่ i กับแนวราบ
 c_i, ϕ_i = คุณสมบัติด้านกำลังรับแรงเฉือนของดินในรูปของหน่วยแรงรวม
 c_i, ϕ_i = คุณสมบัติด้านกำลังรับแรงเฉือนของดินในรูปของหน่วยแรงประสิทธิผล
 u_i = แรงดันน้ำใต้ฐานของมวลดินชั้นที่ i
 n = จำนวนชั้นตามตั้งของดิน

2.5.1.2 วิธีการ Simplified Bishop Method of Slices

ในปี 1955 Bishop ได้เสนอวิธีการใหม่ที่จะคิดเสถียรภาพของลาดโดยการที่ได้คำนึงถึงแรงกระทำด้านข้างของชั้นส่วนที่แบ่งตามตั้งด้วย และได้รับการปรับปรุงวิธีให้ง่ายขึ้น โดย Janbu et al., (1956) โดยสมมติฐานของวิธีนี้คือแรงกระทำด้านข้างของชั้นส่วนตามตั้งของดินจะมีผลลัพท์เป็นศูนย์ในแนวตั้งดังนั้นการหา N_1 หรือ N_2 จะทำโดยใช้สมการสมดุลของแรงในแนวตั้ง ดังรูปที่ 2.12 และสามารถหาค่าตัวประกอบปลอดภัยได้โดยสมการ ดังต่อไปนี้

ในกรณี Total Stress Analysis

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n [(c_i \Delta x_i + W_i \tan \phi_i) (1/M_i(\theta_i))]}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \theta_i} \quad (2.24)$$

$$\text{โดย } M_1(\theta_1) = \cos \theta_1 \left(1 + \frac{\tan \phi_1 \tan \theta_1}{FS} \right)$$

ในกรณี Effective Stress Analysis

$$F.S = \frac{\sum_{i=1}^n [(c_i \Delta x_i + (W_i - u_i \Delta x_i) \tan \bar{\phi}_i) (1/\bar{M}_i(\theta_i))]}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \theta_i} \quad (2.25)$$

$$\text{โดยที่ } \bar{M}_1(\theta_1) = \cos \theta_1 \left(1 + \frac{\tan \bar{\phi}_1 \tan \theta_1}{FS} \right)$$

โดยทั้งสองวิธีไม่ว่าจะเป็น Total หรือ Effective Stress Analysis จะต้องทำการคำนวณโดยใช้วิธี Trial and Error จนกระทั่งค่าของตัวประกอบปลอดภัยที่ได้จากการคำนวณเท่ากับที่สมมติไว้ในตอนต้น

Whitman และ Bailey (1967) ได้สรุปหลังจากพิจารณาหลายๆ กรณีศึกษาว่าความคลาดเคลื่อนของวิธี Simplified Bishop จะมีค่ามากที่สุดประมาณ 6% เท่านั้น

2.5.2 Translational Failure Analysis

ในกรณีที่ดินจัดเรียงตัวเป็นชั้นๆ การนบีติอาจเกิดโดยการเลื่อนเป็นระนาบ อาจเป็นแบบหนึ่งสองหรือมากกว่า 2 ระนาบขึ้นอยู่กับสภาพชั้นดิน การวิเคราะห์เสถียรภาพโดยวิธี Translation Failure Analysis มีหลักการคิดแรงต่างๆ ที่กระทำกับชั้นส่วนของดินไว้ ดังรูปที่ 2.13 และมีขั้นตอนการคิด ดังต่อไปนี้

1) นอกเหนือจากชิ้นส่วนกลาง (Central Wedge) ใช้ค่า α และ β ดังต่อไปนี้

$$\alpha = 45^\circ + \theta/2, \beta = 45^\circ - \theta/2 \quad \text{เพื่อหาพื้นผิวที่ขยับ}$$

2) หาค่าของ P_a และ P_b ของแต่ละชิ้นส่วนโดยสมมติค่าตัวประกอบปลอดภัยขึ้นมา และใช้สมการ ดังต่อไปนี้

$$\phi_m = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \phi}{FS} \right) \quad \text{และ} \quad C_m = \frac{C}{FS}$$

$$P_a = [W - C_m L (\sin \alpha - P_w \cos \alpha)] \tan(\alpha - \phi_m) - [C_m L \cos \alpha - P_w \sin \alpha]$$

$$P_b = [W + C_m L (\sin \beta - P_w \cos \beta)] \tan(\beta + \phi_m) + [C_m L \cos \beta + P_w \sin \beta]$$

$$\text{โดยค่า } \tan(\alpha - \phi_m) = \frac{\tan \alpha - \frac{\tan \phi}{FS}}{1 + \frac{\tan \alpha \tan \phi}{FS}}$$

$$\text{และ } \tan(\beta + \phi_m) = \frac{\tan \beta + \frac{\tan \phi}{FS}}{1 - \frac{\tan \beta \tan \phi}{FS}}$$

3) ในสภาพสมดุลย์ $P_a = P_b$ ในกรณี que คิดออกมาแล้วค่าของ P_a และ P_b ไม่เท่ากันให้ทำการลองค่า FS ใหม่

จนกระทั่งได้ค่า $P_a = P_b$ ค่านี้คือค่าตัวประกอบปลอดภัย

4) ในกรณี $\phi = 0$ สมการของ P_a และ P_b จะลดรูปเป็น

$$P_a = \frac{W \tan \alpha - C_m \cdot L}{\cos \alpha}$$

$$P_b = \frac{W \tan \beta + C_m \cdot L}{\cos \beta}$$

DEFINITION OF TERMS

- P_a = RESULTANT HORIZONTAL FORCE FOR AN ACTIVE OR CENTRAL WEDGE ALONG POTENTIAL SLIDING SURFACE a b c d e.
- P_b = RESULTANT HORIZONTAL FORCE FOR A PASSIVE WEDGE ALONG POTENTIAL SLIDING SURFACE e f g.
- W = TOTAL WEIGHT OF SOIL AND WATER IN WEDGE ABOVE POTENTIAL SLIDING SURFACE.
- R = RESULT OF NORMAL AND TANGENTIAL FORCES ON POTENTIAL SLIDING SURFACE CONSIDERING FRICTION ANGLE OF MATERIAL.
- P_w = RESULTANT FORCE DUE TO PORE WATER PRESSURE ON POTENTIAL SLIDING SURFACE CALCULATED AS:
- $$P_w = \left[\frac{h_{wi} + h_{wii}}{2} \right] (L)(\gamma_w)$$
- ϕ = FRICTION ANGLE OF LAYER ALONG POTENTIAL SLIDING SURFACE.
- C = COHESION OF LAYER ALONG POTENTIAL SLIDING SURFACE.
- L = LENGTH OF POTENTIAL SLIDING SURFACE ACROSS WEDGE.
- h_w = DEPTH BELOW PHREATIC SURFACE AT BOUNDARY OF WEDGE.
- γ_w = UNIT WEIGHT OF WATER.

PROCEDURES

- EXCEPT FOR CENTRAL WEDGE WHERE α IS DICTATED BY STRATIGRAPHY USE $\alpha = 45^\circ + \frac{\phi}{2}$, $\beta = 45^\circ - \frac{\phi}{2}$ FOR ESTIMATING FAILURE SURFACE.
- SOLVE FOR P_a AND P_b FOR EACH WEDGE IN TERMS OF THE SAFETY FACTOR (F_s) USING THE EQUATIONS SHOWN BELOW. THE SAFETY FACTOR IS APPLIED TO SOIL STRENGTH VALUES ($\tan \phi$ AND C).
MOBILIZED STRENGTH PARAMETERS ARE THEREFORE CONSIDERED AS $\phi_m = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \phi}{F_s} \right)$ AND $C_m = \frac{C}{F_s}$.

$$P_a = [W - C_m L \sin \alpha - P_w \cos \alpha] \tan [\alpha - \phi_m] - [C_m L \cos \alpha - P_w \sin \alpha]$$

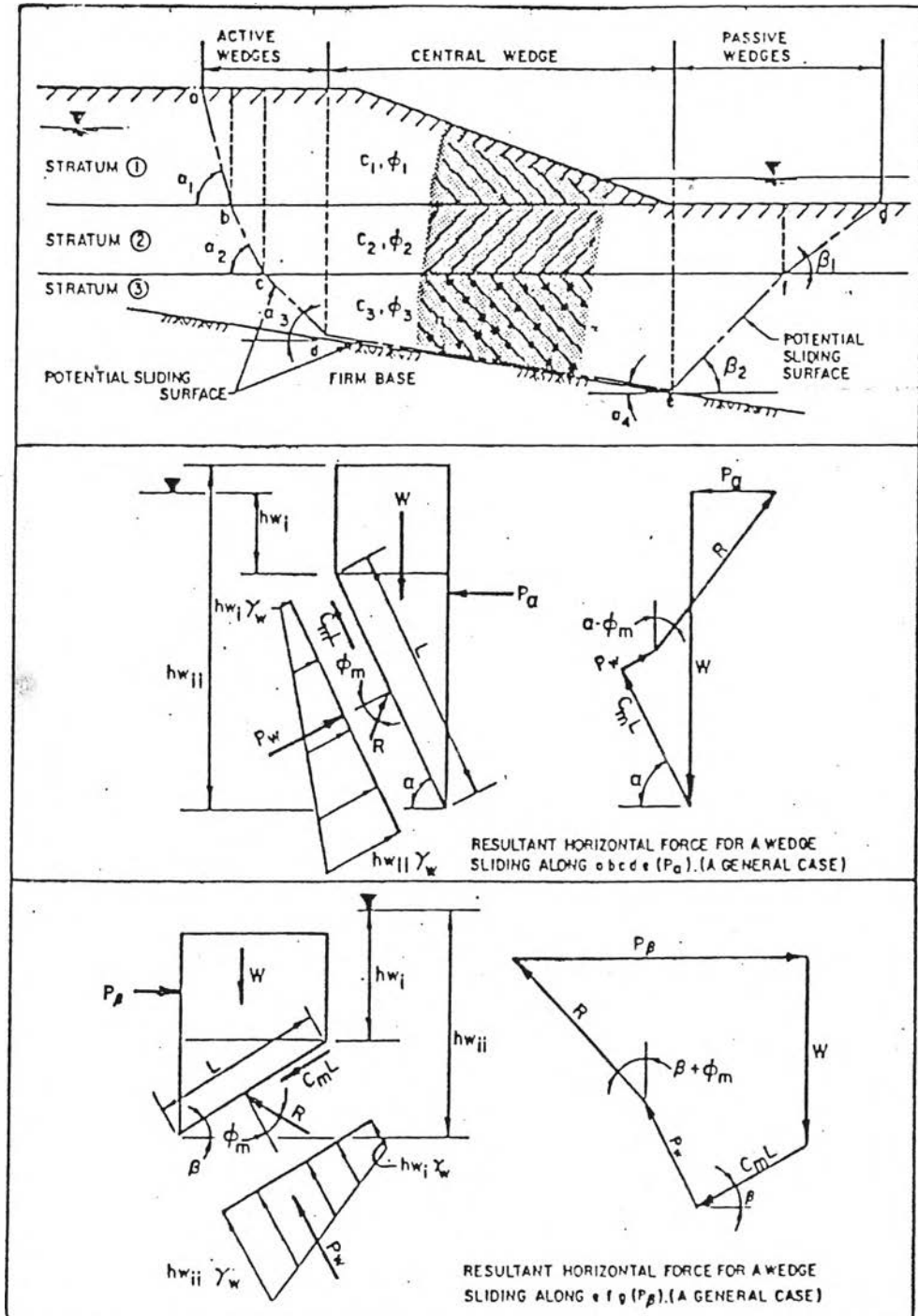
$$P_b = [W + C_m L \sin \beta - P_w \cos \beta] \tan (\beta + \phi_m) + [C_m L \cos \beta + P_w \sin \beta]$$

IN WHICH THE FOLLOWING EXPANSIONS ARE TO BE USED:

$$\tan (\alpha - \phi_m) = \frac{\tan \alpha - \frac{\tan \phi}{F_s}}{1 + \tan \alpha \frac{\tan \phi}{F_s}} \quad \tan (\beta + \phi_m) = \frac{\tan \beta + \frac{\tan \phi}{F_s}}{1 - \tan \beta \frac{\tan \phi}{F_s}}$$

- FOR EQUILIBRIUM $\Sigma P_a = \Sigma P_b$. SUM P_a AND P_b FORCES IN TERMS OF F_s , SELECT TRIAL F_s , CALCULATE ΣP_a AND ΣP_b . IF $\Sigma P_a \neq \Sigma P_b$, REPEAT. PLOT P_a AND P_b VS. F_s WITH SUFFICIENT TRIALS TO ESTABLISH THE POINT OF INTERSECTION (I.E., $\Sigma P_a = \Sigma P_b$), WHICH IS THE CORRECT SAFETY FACTOR.
- DEPENDING ON STRATIGRAPHY AND SOIL STRENGTH, THE CENTER WEDGE MAY ACT TO MAINTAIN OR UPSET EQUILIBRIUM.
- NOTE THAT FOR $\phi = 0$, ABOVE EQUATIONS REDUCE TO:
$$P_a = W \tan \alpha - \frac{C_m L}{\cos \alpha}, \quad P_b = W \tan \beta + \frac{C_m L}{\cos \beta}$$
- THE SAFETY FACTOR FOR SEVERAL POTENTIAL SLIDING SURFACES MAY HAVE TO BE COMPUTED IN ORDER TO FIND THE MINIMUM SAFETY FACTOR FOR THE GIVEN STRATIGRAPHY.

Stability Analysis of Translational Failure



รูปที่ 2.13 การวิเคราะห์เสถียรภาพโดยวิธี Translational Failure Analysis

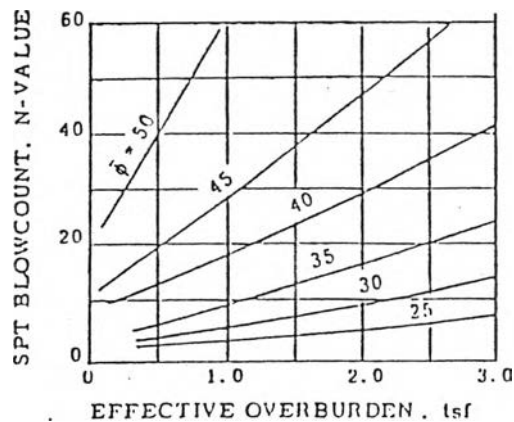
โดยที่

- P_a = ผลรวมของแรงตามแนวราบสำหรับชั้นส่วนกลาง และชั้นส่วนกัมมันต์ (Active Wedge) เนื่องจากการเลื่อนไถลที่เกิดขึ้นที่ระนาบ a b c d e
 P_b = ผลรวมของแรงตามแนวราบสำหรับชั้นส่วนกษานต์ (Passive Wedge) เนื่องจากการเลื่อนไถลเกิดที่ระนาบ e f g
 W = น้ำหนักรวมของดินและน้ำหนักเหนือจากระนาบที่คาดว่าจะเกิดการเลื่อน
 R = ผลลัพธ์ของแรงตามตั้งฉากและแรงที่สัมผัสพื้นผิวระนาบที่คาดว่าจะเกิดการพิบัติ เมื่อพิจารณาถึงมุมเสียดทานภายในของวัสดุ
 P_w = แรงลัพธ์ที่เกิดจากแรงดันน้ำบนพื้นผิวที่คาดว่าจะเกิดการพิบัติ
 O = มุมเสียดทานภายในของวัสดุ ณ ระนาบที่คาดว่าจะเกิดการพิบัติ
 C = ค่าความเชื่อมแน่นของวัสดุ ณ ระนาบที่คาดว่าจะเกิดการพิบัติ
 L = ความยาวของระนาบที่คาดว่าจะเกิดการพิบัติของชั้นส่วนต่างๆ
 hw = ระดับที่ต่ำกว่าระดับน้ำที่ขอบของชั้นส่วน
 γ_w = หน่วยน้ำหนักของน้ำ

2.6 พารามิเตอร์ด้านกำลังรับแรงเฉือนของดิน

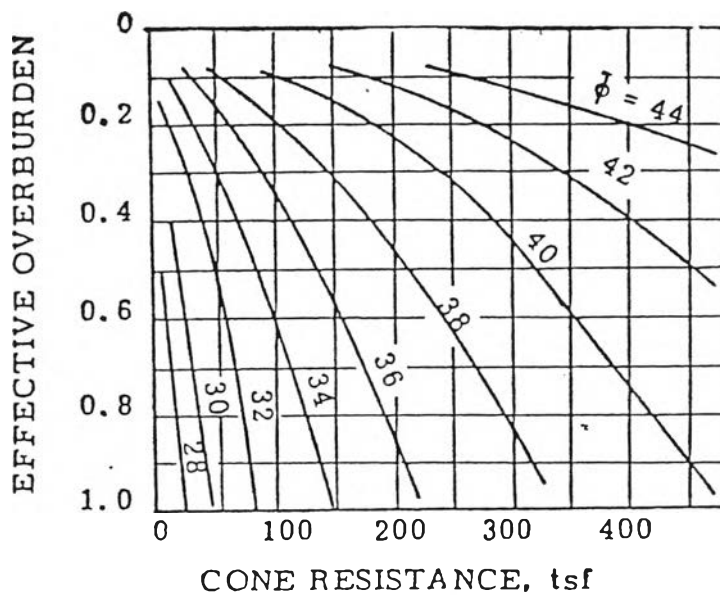
2.6.1 ดินที่ไม่มีความเชื่อมแน่น (Cohesionless Soil) การเก็บตัวอย่างดินคงสภาพ (Undisturbed Sample) ของดินที่ไม่มีความเชื่อมแน่นทำได้ยากต้องใช้เครื่องมือชนิดพิเศษ เช่น ต้องทำให้ลดอุณหภูมิลงจนเลยจุดเยือกแข็งของน้ำ โดยปกติการทำทดสอบกับดินที่ไม่มีความเชื่อมแน่น เช่น กรวด, ทราย มักใช้การทดลองในสนาม เช่น การใช้กระบอกผ่า การทำการหยั่งโดยใช้เครื่อง Dutch Cone Test เป็นต้น

Schmertman (1975) ได้เสนอเส้นกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า SPT 'N' กับค่าหน่วยแรงกดทับประสิทธิผล (Effective Overburden Pressure) และค่ามุมเสียดทานภายในประสิทธิผลของทราย ดังรูปที่ 2.14



รูปที่ 2.14 เส้นกราฟแสดงความสัมพันธ์ของ SPT 'N' กับมุมเสียดทานภายใน

Trofimenkov (1974) ได้เสนอเส้นกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าความสัมพันธ์ของหน่วยแรงกดที่ประสิทธิภาพผลและค่า Cone Resistance (ดินต่อตารางฟุต) กับค่ามุมเสียดทานภายในของทราย ดังรูปที่ 2.15



รูปที่ 2.15 เส้นกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างมุมเสียดทานภายในและ Cone Resistance

2.6.2 ดินเหนียว (Cohesive Soil)

พารามิเตอร์ด้านกำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียว อาจแบ่งออกได้เป็น 2 สภาวะ คือ

- สภาวะไม่ระบายน้ำ (Undrained Condition)
- สภาวะระบายน้ำ (Drained Condition)

ในปี 1954 Bishop และ Skempton ได้ให้คำจำกัดความของกำลังรับแรงเฉือนในสภาวะไม่ระบายน้ำว่าเป็นกำลังรับแรงเฉือนสูงสุด (Maximum Shear Strength) ที่ดินจะสามารถรับได้

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

Su = กำลังรับแรงเฉือนในสภาวะไม่ระบายน้ำ

σ_1, σ_3 = หน่วยแรงหลัก ณ จุดพิบัติ

Hvorslev (1960) ได้ให้คำจำกัดความของค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำว่าเป็นหน่วยแรงเฉือนบนระนาบที่เกิดการพิบัติ

ในปี 1972 Bjerrum ได้เสนอค่าปรับแก้กำลังรับแรงเฉือนโดยการทดสอบ field vane ในสนาม โดยให้ความสัมพันธ์ของตัวประกอบปรับแก้ (Correction factor, μ) กับดัชนีพลาสติก (Plasticity Index, P.I) ซึ่งค่าปรับแก้นี้ได้รวมผลจากการรบกวนตัวอย่างดิน, Anisotropy, และอัตราความเครียด อย่างไรก็ตามค่าตัวประกอบปรับแก้ของ Bjerrum ได้มาจากการรวบรวมผลงานการวิเคราะห์เสถียรภาพจากกรณีต่างๆ แล้วมาสรุปเป็นค่าปรับแก้ที่เป็นฟังก์ชันขึ้นกับดัชนีพลาสติก โดยมีสมการดังนี้

$$Su_{field} = Su_{r.v} \cdot \mu$$

Su_{field} = กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำในสนาม

$Su_{r.v}$ = กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำทำโดยการทดสอบ Vane

μ = ตัวประกอบปรับแก้ของ Bjerrum

ในปี 1974 La Rochelle et al ได้เสนอวิธีการวัดค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำโดยวิธี "USALS" (Undrained Shear Strength at Large Strain) โดยมีหลักการว่าหน่วยแรงเฉือนของดินที่เกิดขึ้นได้ดินดินขณะเกิดการพิบัติจะมีค่าโดยประมาณเท่ากับกำลังรับแรงเฉือน ณ ความเครียดสูง (Undrained Residual Strength) ที่วัดได้

จากการทดสอบตัวอย่างดินด้วยวิธีอัดสามแกนแบบไม่ให้เกิดการยุบอัดตัวคาย
น้ำและไม่ระบายน้ำ (Unconsolidated Undrained Triaxial
Compression, UU) ที่ค่าความเครียดประมาณ 15% โดยวิธีการ
'USALS' จะทำให้เกิดการวิรูปโดยแรงเฉือน (Shear Distortion)
โดยไม่จำกัดขณะที่อยู่ในสภาวะไม่ระบายน้ำและไม่มีการเปลี่ยนแปลงปริมาตร
ปัญหาของการทดสอบโดยวิธี 'USALS' คือแผ่นเชื่อมต่อหุ้ม (Membrane) ถ้า
ต่างชนิดเมื่อความเครียดของตัวอย่างสูงๆ จะทำให้ค่ากำลังแรงเฉือนต่างกัน
ไปด้วย