

บทที่ 2

ทฤษฎีและผลงานในอดีต

2.1 ทฤษฎีพื้นฐานเกี่ยวกับการทรุดตัวของชั้นดิน

จากการพิจารณามวลดิน จะพบว่ามวลดินประกอบด้วยเม็ดดินและช่องว่างระหว่างเม็ดดินซึ่งประกอบด้วยอากาศและน้ำ โดยทั่วไปจะถือว่าเม็ดดินและน้ำไม่สามารถถูกอัดตัวได้ ขณะที่น้ำหนักบรรทุก การทรุดตัวของมวลดินประกอบด้วย

2.1.1 การทรุดตัวทันที (Immediate or Undrained Settlement, s_i)

เมื่อน้ำหนักกระทำต่อดินเหนียวที่อิ่มตัวด้วยน้ำ ดินเหนียวซึ่งมีค่าความซึมของน้ำต่ำ (Low Permeability) จะเกิดการทรุดตัวในสภาพที่ไม่ระบายน้ำ (Undrained Condition) มวลดินจะรับน้ำหนักด้วยเม็ดดินและแรงดันน้ำ (Pore water Pressure) ซึ่งเกิดขึ้นโดยไม่มีการเปลี่ยนแปลงของปริมาตร มวลดินที่จุดกึ่งกลางของน้ำหนัก จะเกิดการยุบตัวในแนวตั้งและขยายออกในแนวนอนและความดันในมวลดินจะเพิ่มขึ้น

2.1.2 การทรุดตัวต่อเนื่องกับเวลา (Time Dependent Settlement, s_c)

เป็นการทรุดตัวที่เกิดขึ้นต่อเนื่องหลังจากการทรุดตัวทันทีได้สิ้นสุดลงซึ่งในดินเหนียวอิ่มตัวด้วยน้ำ การทรุดตัวต่อเนื่องกับเวลาจะสามารถเกิดขึ้นได้ทั้งในสภาพระบายน้ำ (Drained Condition) และสภาพไม่ระบายน้ำ (Undrained Condition) ในการวิเคราะห์มักจะถือว่าไม่มีการทรุดตัวเนื่องจากการระบายน้ำอีกต่อไป สามารถพิจารณาได้ว่ามาจากกลไกดังต่อไปนี้

2.1.2.1 การยุบตัวเนื่องจาก Undrained Creep

อันเดรนครีพ (Undrained Creep) เป็นการยุบตัวต่อเนื่องกับเวลาเกิดขึ้นเมื่อดินรับหน่วยแรงเฉือนคงที่ในสภาพไม่ระบายน้ำ (Undrained) และไม่มี การเปลี่ยนแปลงในปริมาตรของดิน

สำหรับการออกแบบถนนบนดินอ่อนจะต้องรู้พฤติกรรมของดิน ด้านต่างๆ เพื่อที่จะออกแบบไม่ให้เกิดความเสียหายเนื่องจากการยุบตัวของดินมากเกินไป ในการเลือกพารามิเตอร์เพื่อออกแบบคันทางแบบนี้จะต้องพิจารณาอยู่ 2 กรณี คือ

1. เพื่อป้องกันการเกิดการวิบัติเนื่องจาก Undrained Shear Failure

2. เพื่อป้องกันการเกิดการวิบัติเนื่องจาก Undrained Creep Failure

Singh และ Mitchell (1969) ได้เสนอค่าพารามิเตอร์ m ดังแสดงในรูปที่ 2.1 จากการทดสอบ Undrained Creep เป็นตัวชี้แนวโน้มที่แสดงว่าดินเหนียวจะมีปัญหาทางด้านครีพ ดังนี้

1. เมื่อความลาด m มีค่าน้อยกว่า 1 มักจะเกิดการวิบัติโดยครีพขณะดินรับแรงเฉือนคงที่ ซึ่งมีค่าน้อยกว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินที่ไม่ได้คิดผลของครีพ ดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯจัดอยู่ในดินประเภทนี้ สมบัติ (2525) และ ชูชาติ (2527)

2. เมื่อความลาด m มีค่าเท่ากับ 1 ดินจะมีความแข็งแรง โดยไม่มีการเปลี่ยนแปลงทั้งก่อนและหลังครีพ

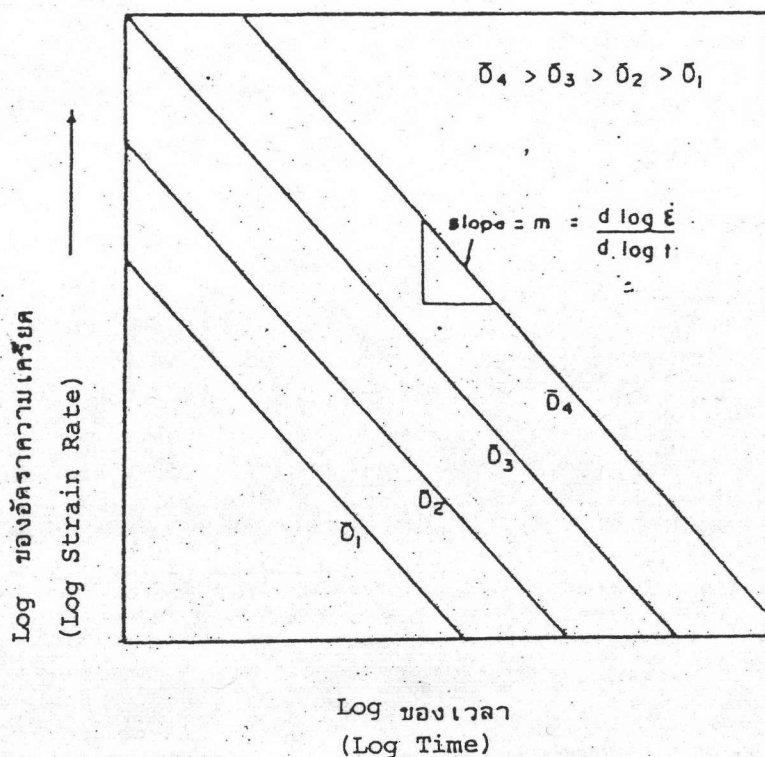
3. เมื่อความลาด m มีค่ามากกว่า 1 ดินจะหยุดครีพเมื่อเวลาผ่านไป

Campanella และ Vaid (1974) ได้ศึกษาผลของระบบหน่วยแรงในดิน (Effect of Stress System) พบว่าการทดสอบครีพเมื่อดินอัดตัวคายน้ำแบบ Ko-แอนไอโซทรอปิก จะได้ค่าพารามิเตอร์ m มีค่าน้อยกว่าค่าพารามิเตอร์ m ที่ได้จากการทดสอบครีพ เมื่อดินอัดตัวคายน้ำแบบไอโซทรอปิก ดังนั้นผลจากการแอนไอโซทรอปิกของดินมีแนวโน้มที่จะทำให้เกิดปัญหาทางด้านครีพสูงขึ้น นอกจากนี้การวิบัติโดยครีพเมื่อดินอัดตัวคายน้ำแบบ Ko-แอนไอโซทรอปิก จะเกิดขึ้นเมื่อดินมีความเครียดต่ำกว่าเมื่อเปรียบเทียบกับกรวิบัติโดยครีพเมื่อดินอัดตัวคายน้ำแบบไอโซทรอปิกมาก ดังแสดงในรูปที่ 2.2

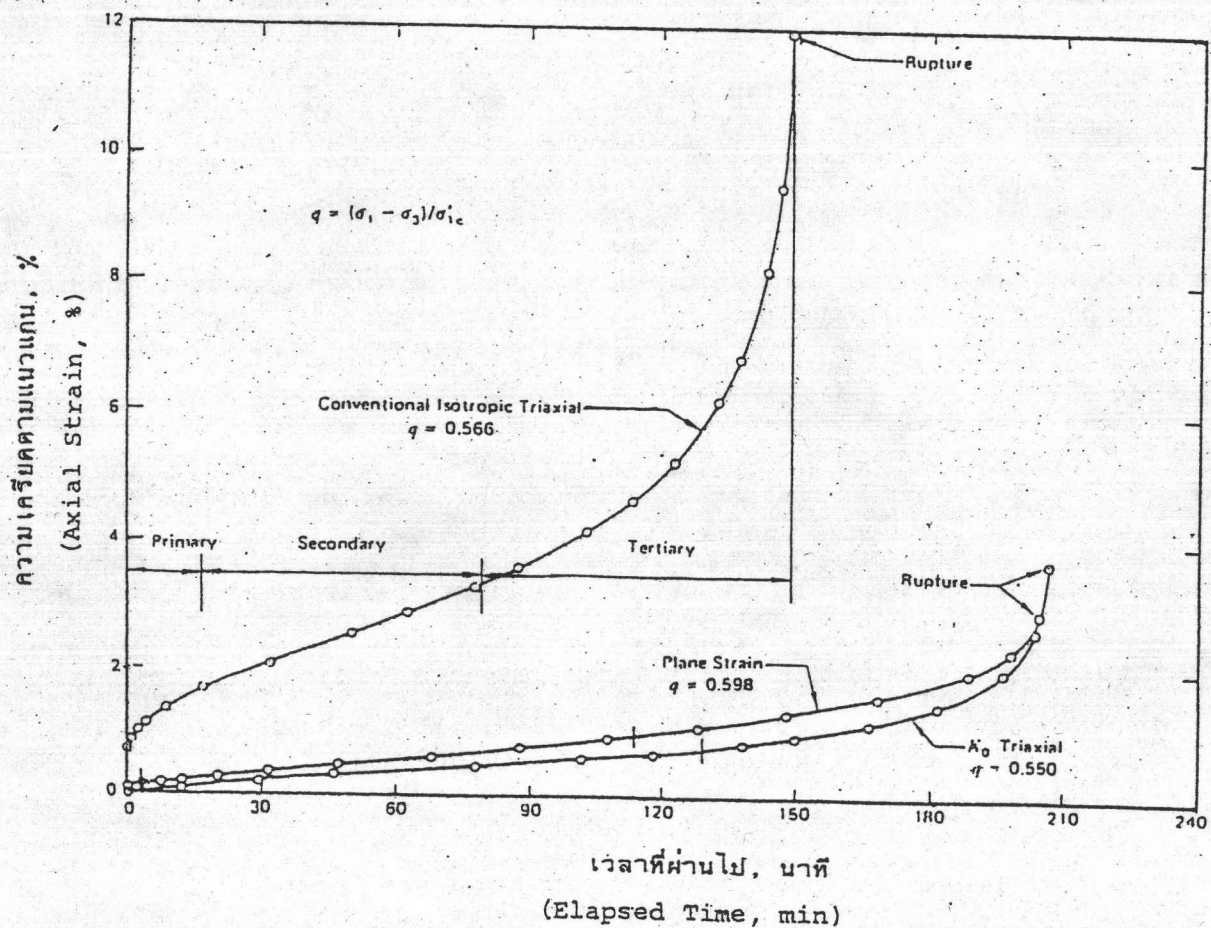
2.1.2.2 การทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำครั้งแรก

(Primary Consolidation, s_c)

เป็นการทรุดตัวเนื่องจากแรงดันน้ำในโพรงดินที่เพิ่มขึ้นทันที เมื่อถูกน้ำหนักกระทำถูกขจัดออกและมีค่าลดลง การระบายน้ำออกจากมวลดินเป็นผลให้



รูปที่ 2.1 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Log ของความเครียดกับ Log ของเวลา



รูปที่ 2.2 ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดตามแนวแกนกับเวลา เมื่อเกิด Creep ของดินเหนียว Heney (Campanella และ Vaid, 1974)

ปริมาณของมวลดินลดลงและค่าหน่วยแรงประสิทธิผลเพิ่มขึ้น. อัตราการทรุดตัวชนิดนี้จะช้าหรือเร็วขึ้นกับอัตราการระบายน้ำในมวลดิน การทรุดตัวนี้สามารถเกิดขึ้นได้ทั้งในกรณีทิศทางของการไหลของน้ำอยู่ในสภาพ 1, 2 หรือ 3 มิติ

2.1.2.3 การทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวแน่นครั้งที่สอง

(Secondary Consolidation, s_c)

เป็นการทรุดตัวที่เกิดขึ้นต่อจากการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation Settlement, s_c) โดยหลังจากที่ค่าแรงดันในโพรงที่เพิ่มขึ้นถูกขจัดหมดแล้วค่าหน่วยแรงประสิทธิผลจะมีค่าคงที่ ปริมาตรของมวลดินจะลดลงและทำให้มีการทรุดตัวเกิดขึ้นต่อไปอีก ซึ่งเรียกว่า การทรุดตัวอัดแน่นครั้งที่สอง (Secondary Compression) ซึ่งในปัจจุบันไม่สามารถแบ่งแยกได้ชัดเจนว่าการทรุดตัวอัดแน่นครั้งที่สองเริ่มเกิดขึ้นในขณะเวลาใด

2.2 การคาดคะเนการทรุดตัวของชั้นดินโดยวิธีปฏิภนศาสตร์พื้นฐาน

(Conventional Method)

สำหรับรายละเอียดทฤษฎีการคาดคะเนการทรุดตัวโดยวิธีนี้จะทำการคำนวณโดยวิธี Elastic พร้อมทั้งมีการปรับแก้สำหรับผลของ Local Yield (D'Appolonia et al, 1973) สำหรับการทรุดตัวแบบไม่ระบายน้ำ และวิธีของ Terzaghi (1943) หรือ Skempton (1957) สำหรับการทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำและการอัดตัวครั้งที่สอง (ดูรายละเอียดในวิทยานิพนธ์ของพินิจ (2528))

2.3 การคาดคะเนการทรุดตัวโดยวิธี Stress Path

วิธี Stress Path เป็นวิธีการทดลองในเครื่องมือไตรแอกเซียลเพื่อใช้ในการวิเคราะห์การทรุดตัวของชั้นดิน เสนอโดย Lambe (1964) สำหรับขั้นตอนการวิเคราะห์ประกอบด้วย

1. เลือกจุดที่จะวิเคราะห์ ซึ่งอยู่ภายใต้แรงกระทำ

2. คำนวณหาค่าหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในแต่ละขั้นตอน เช่น ความเค้นตามธรรมชาติ ความเค้นจากแรงภายนอก เป็นต้น
3. ทำการทดลองโดยใส่หน่วยแรงให้เท่ากับที่คำนวณได้จากข้อสอง
4. วัดค่าความเครียดเชิงปริมาตร (Volumetric Strain, ϵ_v) และความเครียดในแนวตั้ง (Axial Strain, ϵ_1) เพื่อนำไปใช้ในการคำนวณค่าและอัตราการทรุดตัวของชั้นดินต่อไป

$$p_T = \sum_{i=1}^n \epsilon_{1i} H_i \dots\dots\dots 2.1$$

ในการทดสอบชนิดนี้สามารถหาการทรุดตัวรวมไปถึงการทรุดตัวจาก Undrained Creep ด้วย (Sambhandharaksa & Taesiri, 1987)

2.4 การคาดคะเนการทรุดตัวโดยวิธี Modified Cam Clay Model

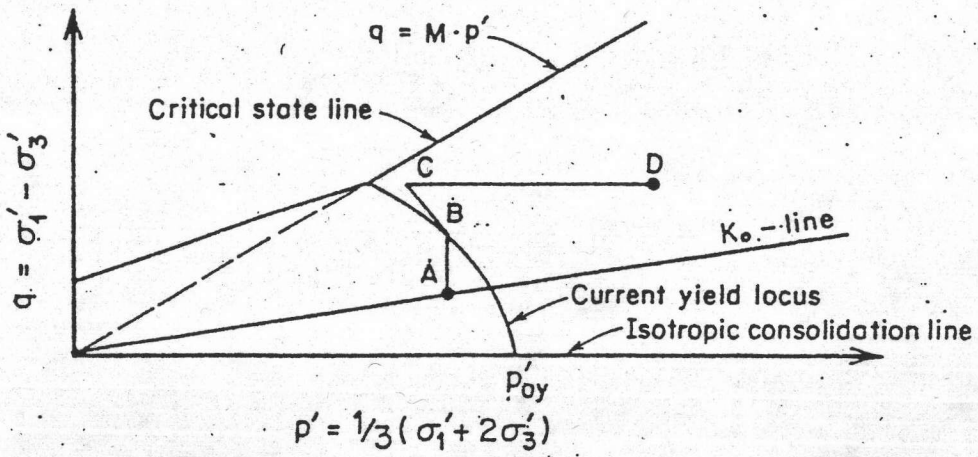
วิธี Modified Cam Clay Model เป็นส่วนหนึ่งของ Critical State Model ซึ่งใช้ในการคาดคะเนการทรุดตัวของดิน ในรูปที่ 2.3 แสดงทางเดินของหน่วยแรงสำหรับการคาดคะเนการทรุดตัวของดินทาง ABCD เป็น Stress Path ของหน่วยแรงที่เกิดขึ้น AB เป็นทางเดินประสิทธิผลแบบไม่ระบายน้ำซึ่งอยู่ใต้จุดวิบัติ (ช่วงอีลาสติก) ซึ่งตามทฤษฎีจะสมมติให้เป็นเส้นตรงในแนวตั้ง BC เป็นหน่วยแรงของทางเดินแบบไม่ระบายน้ำเหนือจุดวิบัติที่ Yield และ CD เป็นหน่วยแรงในช่วงการอัดตัวคายน้ำ

การทรุดตัวในทันทีที่สามารถหาได้จากสมการ

$$p_i = \sum_{i=1}^n (\delta \epsilon^p \cdot \Delta x)_i \dots\dots\dots 2.2$$

และหาค่าการทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำได้จากสมการ

$$p_c = \sum_{i=1}^n (\delta \epsilon_{1c} \Delta x)_i \dots\dots\dots 2.3$$



รูปที่ 2.3 แสดงหน่วยแรงภายในดินทางอธิบายการทรุดตัวโดยวิธี

Modified Cam Clay Model

เมื่อ
$$\delta \varepsilon_{1c} = (\delta \varepsilon^p)_{q/p'} + \frac{1}{3} \delta v \dots\dots\dots 2.4$$

พารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์คือ $M, \Gamma - 1, k$ และ λ

2.5 สัมประสิทธิ์ของแรงดันดินด้านข้าง ณ สภาวะสมดุล (Coefficient of Earth Pressure at Rest, K_0)

การคาดคะเนค่าการทรุดตัวในหลายๆวิธี จำเป็นต้องใช้ค่าสัมประสิทธิ์แรงดันของดิน ณ สภาวะสมดุล ที่ไม่มีการเคลื่อนตัวของมวลดินในแนวด้านข้างได้ถูกอธิบายว่าเป็นอัตราส่วนของหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวนอนตามธรรมชาติ (In Situ Effective Horizontal Stress, σ'_{ho}) ต่อหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งตามธรรมชาติ (In Situ Effective Vertical Stress, σ'_{vo})

$$K_0 = \sigma'_{ho} / \sigma'_{vo} \dots\dots\dots 2.5$$

Tavenas et al (1975) กล่าวว่า เป็นการยากที่จะหาค่า K_0 ในสภาวะธรรมชาติ ฉะนั้นโดยทั่วไปแทนที่จะหาค่า K_0 จากการทดลองซึ่งต้องใช้เครื่องมือเฉพาะ ประกอบกับความชำนาญ การหาค่า K_0 จึงมักใช้สูตร Empirical แล้วตรวจสอบระหว่างการทดลองหาค่า K_0 ดังแสดงในตารางที่ 2.1

ส่วนใหญ่ดินที่เป็น Normally Consolidated Clay จะมีค่า $K_0 = 0.55 \pm 0.10$ และ K_0 จะมีค่าสูงขึ้นเมื่อ OCR สูงขึ้น

Moh และ Wang (1968) พบว่าค่า K_0 สำหรับ Normally Consolidated Clay ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ (Soft Bangkok Clay) โดยทั่วไปมีค่าประมาณ 0.6 ± 0.02

AIT (1974) และ Yuen (1975) ได้ทำการทดลองหาค่า K_0 ของดินเหนียวหนองงูเห่าที่ กม.15 จากบางนา ได้ผลดังตารางที่ 2.2

จากการตรวจสอบค่า K_0 ของดินเหนียวหนองงูเห่าซึ่งมีสมบัติชั้นพื้นฐานอยู่ใกล้เคียงกับดินเหนียวอ่อนถนนสายคลองด่าน-บางบ่อ พบว่าค่า K_0 ที่ได้จากสมการของ Alpan

Formulae for the prediction of K_o

Formula	Remarks	Reference
$K_o = \left(1 + \frac{2}{3} \sin \phi'\right) \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'}$ $K_o \approx 0.9 (1 - \sin \phi')$	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)
$K_o = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi_{em}}{2}\right)$	$\phi_{em} \approx \phi_c$ (Hvorslev) and $\phi_c = 1.15 (\phi' - 9^\circ)$	Rowe (1957) Abdelhamid & Krizek (1976)
$K_o = 0.19 + 0.233 \log I_p (\%)$	Based on data published by Kenney (1959)	Alpan (1967)
$K_o = 0.24 + 0.31 \log I_p (\%)$	K_o determined from in-situ tests	Lee & Jin (1979)
$K_o(OC) = K_o(NC) OCR^{m_1}$ with $m_1 = 0.54 \exp(-I_p/281)$		Alpan (1967)
$K_o(OC) = K_o(NC) OCR^{m_2}$ $m_2 = f(I_p)$		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

ตารางที่ 2.1 สูตร Empirical สำหรับคำนวณหาค่า K_o

ตารางที่ 2.2 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
10.4	0.61	ADSTM

ADSTM = Allowable Deviator Stress Testing
Method (Chang, 1973)

PPSM = Preconsolidation Pressure Simulating
Method (Poulos & Davis, 1972)

(1967) ให้ค่าใกล้เคียงกับค่าที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการมากที่สุด การวิจัยจึงใช้สมการของ Alpan (1967)

2.6 การกระจายของหน่วยแรงในมวลดิน (Stress Distribution in the Soil Mass)

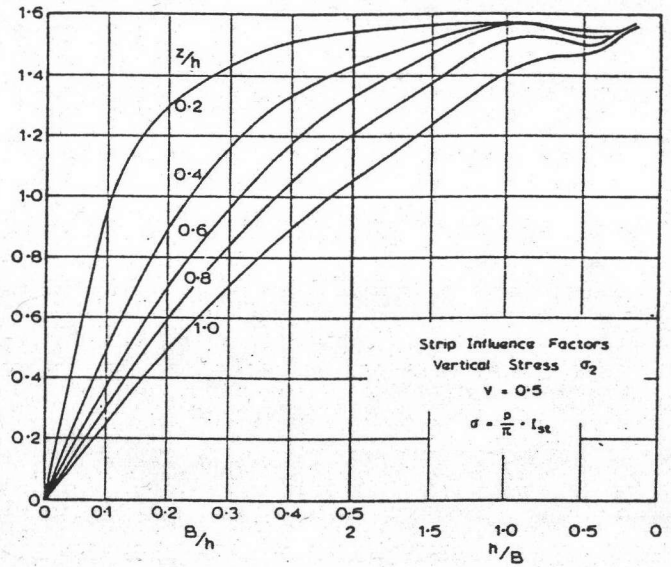
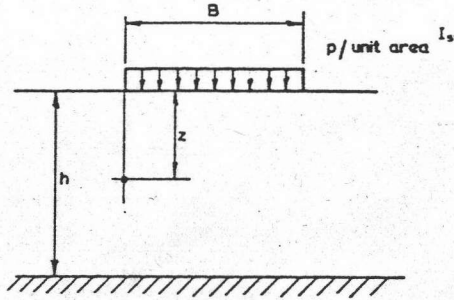
การกระจายของหน่วยแรงในมวลดินเป็นส่วนสำคัญอันหนึ่งที่ใช้ในการคาดคะเนการทรุดตัวของชั้นดิน มีนักวิจัยมากมายได้เสนอวิธีการคำนวณต่างๆ เช่น สมการของ Boussinesq (1885), Gray (1936) ซึ่งอาศัยข้อสมมติฐานที่ว่ามวลดินมีคุณสมบัติเป็น Homogeneous, Isotropic และ Elastic

Poulos (1967) ได้เสนอ Influence Charts สำหรับหาการกระจายของแรงที่มุมของน้ำหนักกระทำสม่ำเสมอแบบคันทาง (Corner of the Uniformly Load Strip Area) สำหรับชั้นดินแบบ Homogeneous, Isotropic และ Elastic ตั้งอยู่บน Rigid Base โดยหน่วยแรงในมวลดินสามารถหาได้จากสมการข้างล่างนี้

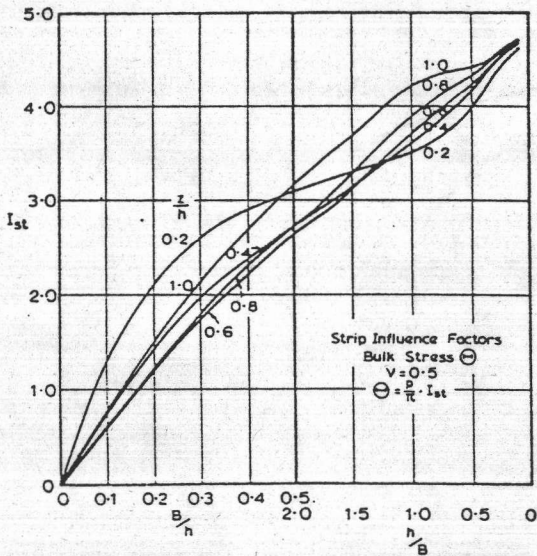
$$\begin{aligned} \Delta\sigma_z &= P \cdot I_{st} / \pi \\ \Delta\sigma_x &= \sigma / (1 + \nu) - \Delta\sigma_z \dots\dots\dots 2.6 \\ \Delta\sigma_y &= \nu (\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_z) \\ \Delta\sigma_x, \Delta\sigma_y, \Delta\sigma_z &= \text{หน่วยแรงในทิศทาง X, Y, Z} \\ \sigma &= \text{Bulk Stress} \\ I_{st} &= \text{Stress Influence Factor} \text{ ดังแสดงในรูปที่ 2.4} \end{aligned}$$

2.7 แรงดันน้ำโพรงเพิ่ม (Excess Pore Water Pressure, Δu)

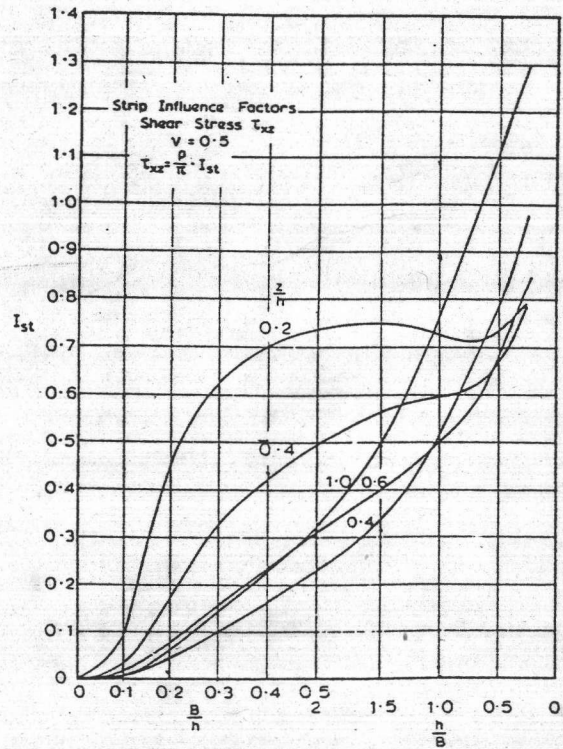
ดินอ่อนทั่วไปเมื่อถูกแรงภายนอกกระทำ เช่น คันทาง จะทำให้เกิดแรงดันน้ำโพรงเพิ่ม (Δu) ค่า Δu จะทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress) ทำให้กำลังรับแรงเฉือนเปลี่ยนไปซึ่งพฤติกรรมทางด้านเสถียร



Strip curves for σ_z . $\nu=0.5$.



Strip curves for θ . $\nu=0.5$.



Strip curves for τ_{xz} . $\nu=0.5$.

รูปที่ 2.4 แสดงการหาค่า Stress Influence Factor (Poulos, 1967)

ภาพและการทรุดตัวของคันทางมักจะเกี่ยวกับสาเหตุนี้

2.7.1 ปัญหาเสถียรภาพกับแรงดันน้ำโพรงเพิ่ม

การวิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพของคันดิน อาจแทนค่าแรงดันน้ำในโพรงดินในรูปของอัตราส่วนของแรงดันในโพรงดินต่อน้ำหนักของดิน (Pore Water Pressure Ratio, r_u) โดยที่

$$r_u = U / \gamma_H \dots\dots\dots 2.7$$

การใช้ Pore Water Pressure Ratio ไม่เหมาะสมสำหรับการแก้ปัญหาทางด้านเสถียรภาพ ที่แรงดันน้ำในโพรงดินขึ้นกับการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงในมวลดิน เช่น การก่อสร้างคันทางหรือเขื่อนก่อนที่จะมีการอัดตัวคาน้ำ แต่เหมาะสมสำหรับการคำนวณหาแรงดันน้ำในโพรงดินจากกรณี Steady Stage ในความเป็นจริงแล้วค่า r_u จะไม่คงที่ตลอดรูปร่างหน้าตัดของการวิบัติแต่การใช้ค่าเฉลี่ยในกรณีดังกล่าวก็ไม่ได้ทำให้ผลการวิเคราะห์ผิดพลาดนัก

NAVFAC DM.7.1 (1982) กล่าวว่าแรงดันน้ำในโพรงดินเริ่มแรกซึ่งเกิดขึ้นบริเวณกึ่งกลางคันทางซึ่งสร้างบนดินที่ซึ่งมีการไหลซึมได้ต่ำมากและสามารถอัดตัวได้จะเท่ากับแรงดันที่เกิดจากน้ำหนักที่กดทับ และถ้าชั้นดินมีการไหลซึมในแนวนอนมากกว่าแนวตั้งแล้วการไหลซึมในแนวนอนจะมีค่าแรงดันน้ำโพรงเพิ่มลดลงภายใต้น้ำหนักของคันทางและเพิ่มขึ้นที่ปลายลาดคันทาง ดังแสดงในตารางที่ 2.3

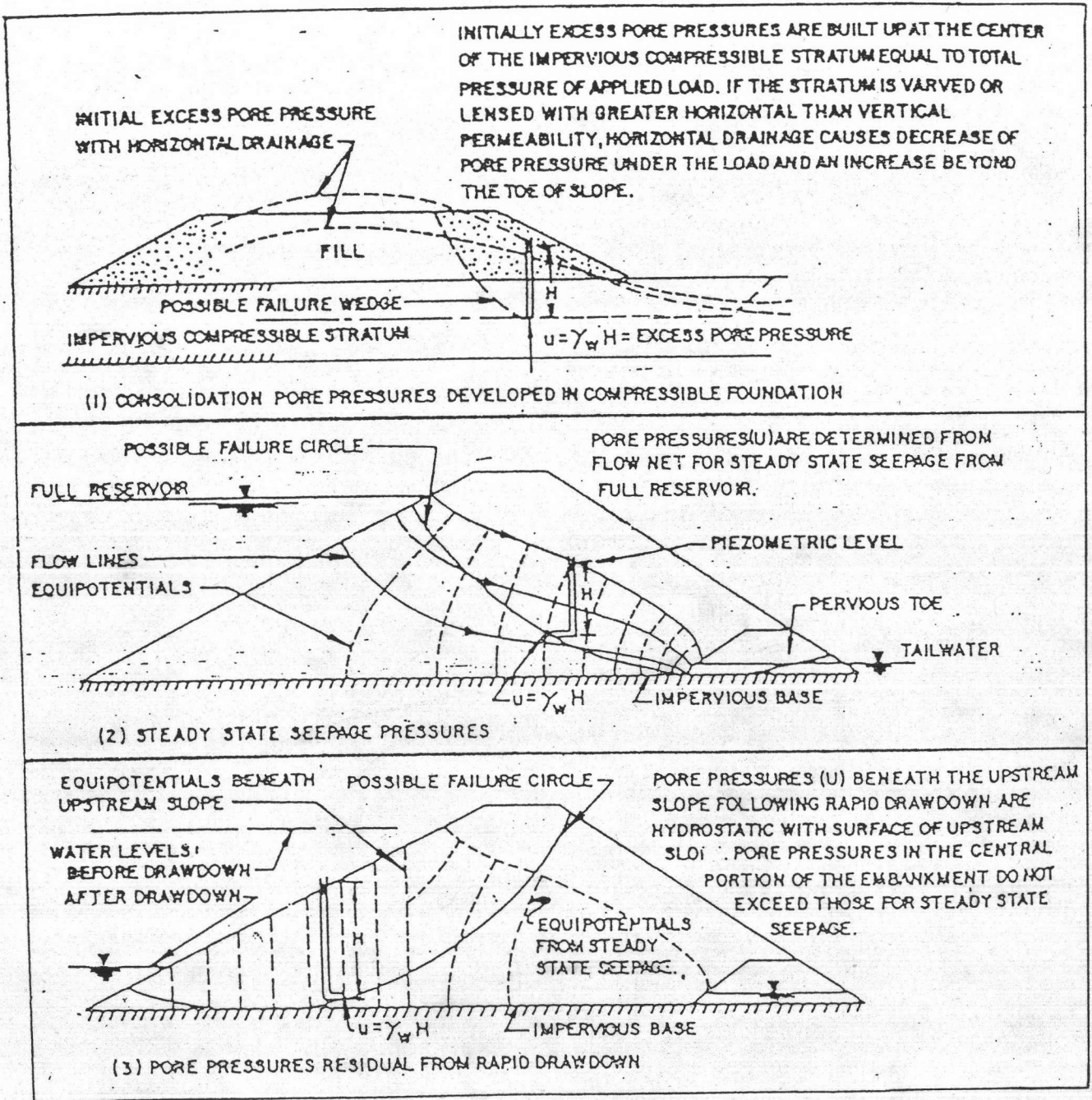
แรงดันน้ำในโพรงดินซึ่งมีผลต่อการวิเคราะห์เสถียรภาพแบ่งออกได้เป็น

3 แบบ คือ

2.7.1.1 กรณี Steady Seepage

Ladd (1988) กล่าวว่า ในดินเหนียวอ่อนหรือแข็งปานกลางการเคลื่อนตัวของคันดินอาจจะทำให้แรงดันน้ำในโพรงดินเพิ่มขึ้น เนื่องจากการเคลื่อนตัวในสภาพไม่ระบายน้ำ ดังนั้นการวิเคราะห์ทำได้โดยวิธีวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวม (Total Stress Analysis, TSA) โดยใช้ค่า S_u ที่เกิดจากค่าหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งโดยวัดแรงดันน้ำในสภาพ Steady State

Pore Pressure Conditions for Stability Analysis Homogeneous Embankment



ตารางที่ 2.3 ความดันน้ำพร่งเพิ่มขึ้นกับเสถียรภาพสำหรับคันทางที่มีเนื้อดินสม่ำเสมอ

Hough (1957) ได้แสดงการคำนวณปัญหาทางด้านเสถียรภาพในกรณีที่มีการไหลแบบ Steady Seepage โดยใช้ Method of Slice โดยคิดว่าดินเป็นเนื้อเดียวกัน ซึ่งค่าแรงดันน้ำในโพรงดินของแต่ละ Slice จะคำนวณในรูปฟังก์ชันของค่าเฉลี่ย Pressure Head ของแต่ละ Slice ดังแสดงในรูปที่ 2.5

2.7.1.2 กรณี (Rapid Drawdown)

การเปลี่ยนแปลงระดับน้ำอย่างรวดเร็ว (Rapid Drawdown) จะทำให้เสถียรภาพของคันดินลดลง ซึ่งก่อนที่จะมีการลดลงของระดับน้ำ แรงดันน้ำในโพรงดินอยู่ในสภาวะสมดุลผลจากการลดลงของระดับน้ำจะทำให้เกิด Boundary Condition ใหม่ โดยจะทำให้การไหลของน้ำไม่คงที่กับเวลา จนกว่า Phreatic Line จะอยู่ในสภาวะสมดุลอันใหม่

ค่าแรงดันน้ำในโพรงดินหลังจากการลดลงของระดับน้ำสามารถหาได้จากการทดลอง Triaxial Test โดยหาความสัมพันธ์ของการเปลี่ยนแปลง Pore Pressure จากการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงหลัก โดยที่

$$u = u_0 + \Delta u \dots\dots\dots 2.8$$

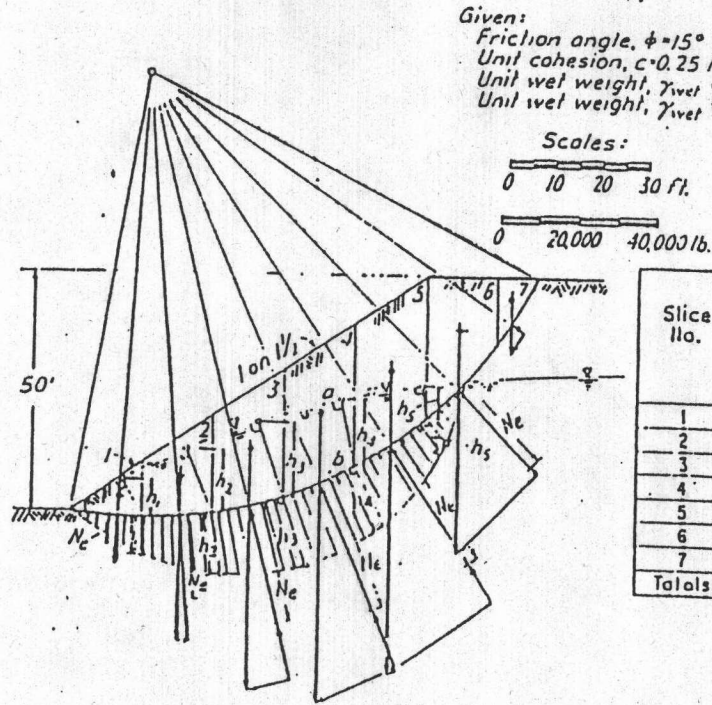
$$\Delta u = \bar{B} \Delta \sigma_1 \dots\dots\dots 2.9$$

Hough (1957) กล่าวว่าในกรณี Rapid Drawdown สำหรับการวิเคราะห์เสถียรภาพ แรงดันน้ำโพรงเพิ่มขึ้นอยู่กับความซึมผ่านได้ (Coefficient of Permeability) ของดินรากฐานใต้คันทางดังแสดงในรูปที่ 2.6 และพบว่าในกรณีที่ดินรากฐานเป็นดินที่น้ำสามารถซึมผ่านได้ยาก (Impervious Layer) จะทำให้เป็นอันตรายต่อเสถียรภาพ

Morgenstern (1963) ได้เสนอ Stability Charts เพื่อหา Factor of Safety ของคันทางขณะเกิด Rapid Drawdown ดังแสดงในรูปที่ 2.7

2.7.1.3 กรณี Artesian Pressure

Hough (1957) กล่าวว่า ในกรณีที่คันทางมี Granular Soil เป็นรากฐานของคันทางควรลดค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินลง เนื่องจากผลของ

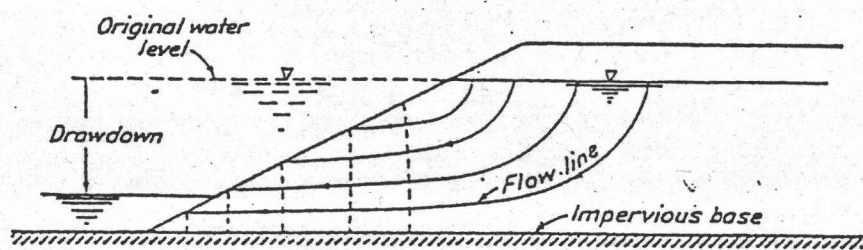


Slice No.	Total Weight of Slice, W_i (lb./lin ft.)	Effective Normal Comp. of Total Weight, N_e (lb./lin. ft.)	Tangential Components of Total Weight		Resistance Due to Friction, $N_e \tan \phi$ (lb./lin. ft.)	Contact Area at Bottom of Slice, bL (sq. ft./lin. ft.)	Resistance Due to Cohesion cbL (lb./lin. ft.)
			Driving Force, T_D (lb./lin. ft.)	Resisting Force, T_R (lb./lin. ft.)			
1	11,460	7,680		750	2,060	15.3	7,650
2	30,940	20,970	2,800		5,620	15.0	7,500
3	45,440	30,500	11,000		8,180	15.3	7,650
4	54,600	35,000	22,000		9,380	16.3	8,150
5	57,200	36,000	31,800		9,650	18.0	9,000
6	41,540	27,000	29,000		7,230	21.7	10,850
7	7,320	4,200	6,400		1,130	16.3	8,150
Totals			103,000	750	43,250		59,000

$$S.F. = \frac{\Sigma cbL + \Sigma N_e \tan \phi + \Sigma T_R}{\Sigma T_D}$$

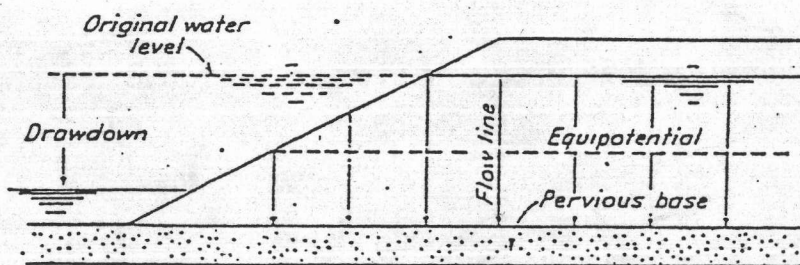
$$S.F. = \frac{59,000 + 43,250 + 750}{103,000} = 1.00$$

รูปที่ 2.5 การคำนวณหาเสถียรภาพในการที่มีการไหลแบบ Steady Seepage (Hough, 1957)



In section near face of slope, flow lines are approximately horizontal, equipotential lines vertical

(a)

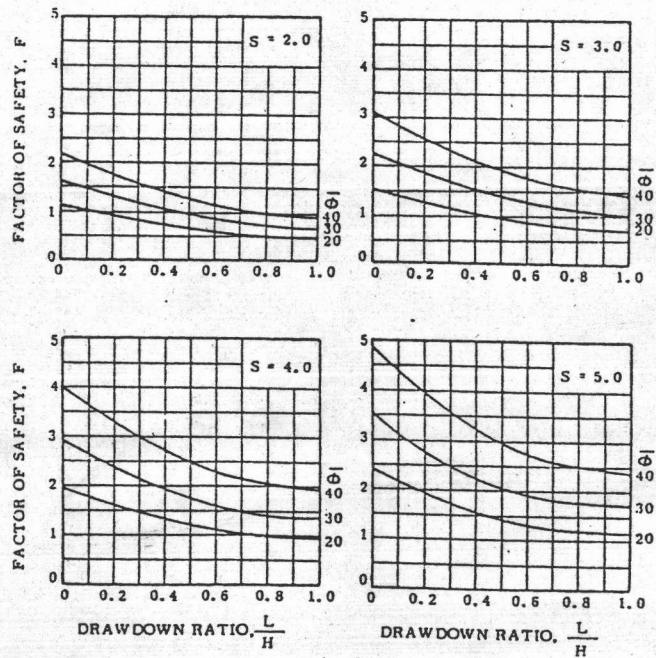
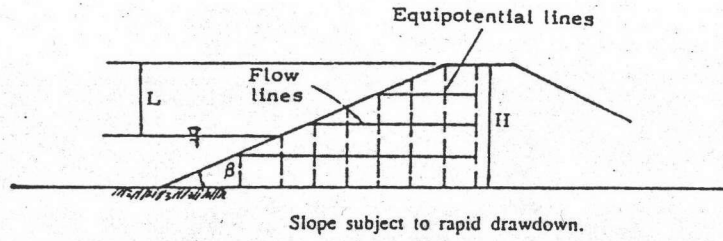


In section near face of slope (and generally throughout the bank), flow lines are approximately vertical, equipotential lines horizontal

(b)

Figure redrawn from Terzaghi & Peck, *Soils Mechanics in Engineering Practice*, Copyright 1948, John Wiley & Sons, Inc.

รูปที่ 2.6 การคำนวณหาเสถียรภาพในกรณีการไหลแบบ Rapid Drawdown



Drawdown stability chart for $\frac{\epsilon}{\gamma H} = 0.0125$. (After Morgenstern, 1963).

รูปที่ 2.7 การหาอัตราส่วนความปลอดภัยโดยวิธีของ Morgenstern, 1963.

Artesian Pressure ซึ่งทำให้แรงเสียดทานภายในเม็ดดิน (Intergranular Pressure) ลดลง

การคาดคะเนแรงดันน้ำโพรงเพิ่มมีหลายวิธี การจะใช้วิธีไหนขึ้นอยู่กับรูปร่างของน้ำหนักที่กระทำ ระดับของหน่วยแรงเฉือน (Shear Stress Level) และประวัติของหน่วยแรง (Over Consolidation Ratio, OCR)

2.7.2 การคาดคะเนค่าความดันน้ำโพรงเพิ่มโดยวิธีปรุพิกลศาสตร์พื้นฐาน (Conventional Method)

การหาค่า Δu มี 4 วิธี ดังแสดงในตาราง 2.4 ซึ่งใช้คำนวณหาค่า Δu อันเนื่องจากน้ำหนักภายนอกมากกระทำในช่วงอัสติคของมวลดิน

การคาดคะเน Δu ที่เกิดระหว่างการก่อสร้างโดย Tavenas (1975) สำหรับมวลดินที่เกิด Plastic Flow นั้นไม่สามารถทำได้โดยวิธีการธรรมดาทั้ง 4 วิธี ในตารางที่ 2.4

ทฤษฎี Limit State Surface อธิบายพฤติกรรมของมวลดินว่า ในช่วงแรกๆของการถมดิน มวลดินใต้ดินถมจะเป็นพวก Over Consolidated Clay ซึ่งจะมีค่า C_v สูง ซึ่งผลให้เกิดการอัดตัวคายน้ำเร็ว ทำให้หน่วยแรงประสิทธิผลสูงขึ้น ในระหว่างการก่อสร้าง จนกระทั่งหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวดิ่งเท่ากับหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดในอดีต (Maximum Past Pressure), $6' p$) ของมวลดิน ที่จุดนี้มวลดินจะเป็น Normally Consolidated และการถมดินอีกต่อไปจะมีผลทำให้หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวดิ่งมีค่าคงที่

Leroueil et al (1975) และ Tavenas (1979) ได้สรุปผลการเกิดแรงดันน้ำโพรงเพิ่มดังแสดงในรูปที่ 2.8

2.8 ดินดินที่มนุษย์สร้างขึ้น

2.8.1 องค์ประกอบการวิบัติของดินดิน

ดินดินที่มนุษย์สร้างขึ้นจะมีลักษณะการวิกฤติแตกต่างจากดินดินตามธรรมชาติอยู่มาก โดยเฉพาะดินดินซึ่งก่อสร้างบนดินเหนียวอ่อนจะพบกับปัญหาทางด้านเสถียรภาพมากที่สุด

ตารางที่ 2.4 การคำนวณหาค่า Δu โดยวิธีปริภูมิกลศาสตร์พื้นฐาน

METHOD	EQUATION
One-dimensional(Terzaghi's 1943)	$\Delta u = \Delta \sigma_v$
Three-dimensionnal(Elastic)	$\Delta u = \frac{1}{3}(\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3)$
Skempton's(1954) Equation	$\Delta u = B\Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)$
Henkel's(1960) Equation	$\Delta u = \Delta \sigma_{oct} + a\Delta \sigma_{oct}$

$\Delta \sigma_1$ = Change in Major Principal Stress

$\Delta \sigma_2$ = Change in Intermediate Principal Stress

$\Delta \sigma_3$ = Change in Minor Principal Stress

A, B = Skempton's Pore Pressure Parameters

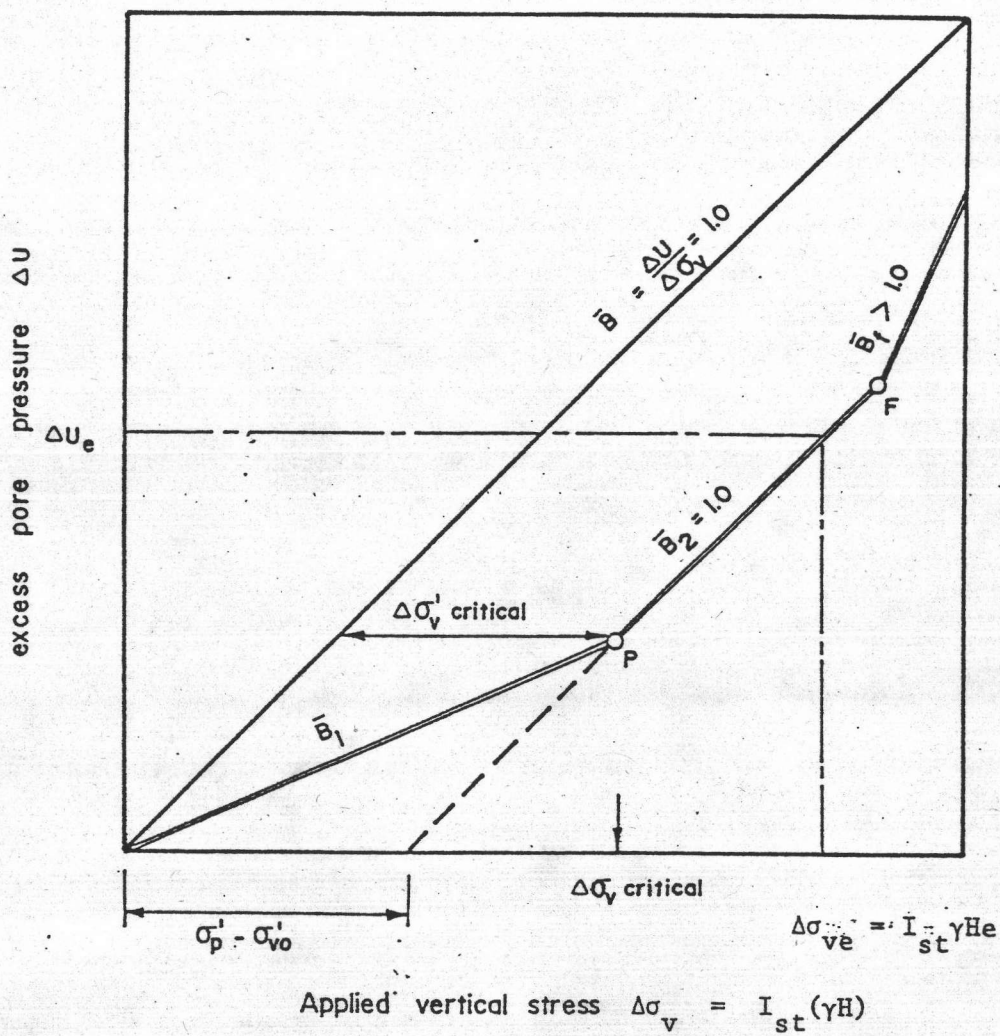
$\Delta \sigma_{oct}$ = Change in Octahedral Normal Stress

$$= \frac{1}{3}(\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3)$$

$\Delta \sigma_{oct}$ = Change in Octahedral Shear Stress

$$= \frac{1}{3}[(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_2)^2 + (\Delta \sigma_2 - \Delta \sigma_3)^2 + (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)^2]$$

a = Henkel's Pore Pressure Parameter = $\frac{3A-1}{2}$



รูปที่ 2.8 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Δu กับ $f(\Delta \sigma_v)$

(Leroueil et al., 1978b)

จากการศึกษาพบว่าสาเหตุของการวิบัติขึ้นอยู่กับ

1. กำลังรับแรงเฉือนของดินถม
2. หน่วยงานหนักของดินถม
3. ความสูงของคันทาง
4. มุมของคันดินที่วัดจากแนวราบ
5. กำลังรับแรงเฉือนของดินรากฐาน
6. แรงดันน้ำโพรงเพิ่ม

การวิบัติของคันดินมักเกิดจากการเคลื่อนตัวที่ความลึกและมีผิวระนาบสัมผัสกับส่วนบนของชั้นดินที่แข็งกว่าระนาบของการวิบัติส่วนใหญ่จะอยู่ภายในดินรากฐานโดยเฉพาะในกรณีที่ดินอ่อนมีความลึกมากและเสถียรภาพของคันดินถมขึ้นกับกำลังของดินรากฐาน ปัญหาของเสถียรภาพของคันทางในระยะสั้นจะวิกฤตกว่าในระยะยาวทั้งนี้เนื่องจากดินรากฐานอัดตัวคายน้ำภายใต้น้ำหนักของดินถมคันทาง และมีกำลังเพิ่มขึ้นเมื่อเวลาผ่านไป ดังนั้นแรงดันน้ำโพรงเพิ่มจึงมีส่วนสำคัญในการวิเคราะห์เสถียรภาพของคันทาง

2.8.2 ปัญหาเสถียรภาพในระยะสั้นหรือหลังจากการก่อสร้าง

(Short Term or End of Construction Condition)

ถ้าคันดินถมก่อสร้างด้วยวัสดุที่สามารถระบายน้ำได้ง่าย เช่น ทราย หรือ กรวด กำลังของดินถมจะคิดในรูปของหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress) ค่าของพารามิเตอร์ ϕ' สำหรับใช้ในการวิเคราะห์จะหาจากการทดสอบ Drained Triaxial หรือจาก Direct Shear Test ค่าแรงดันน้ำโพรงเพิ่มถูกควบคุมโดยการไหลซึมของน้ำและสามารถหาได้จากการเขียนตาข่ายการไหล (Flow Net)

ถ้าคันดินถมก่อสร้างด้วยดินที่มีความเชื่อมแน่น กำลังของดินถมสำหรับการวิเคราะห์ในระยะสั้นจะคิดในรูปของหน่วยแรงรวม (Total Stress) กำลังของดินสามารถคำนวณจากการทดสอบ Unconsolidated Undrained Triaxial Compression Test (UUC)

โดยทั่วไปดินเหนียวอ่อนรากฐานจะมีการไหลซึมของน้ำช้ามากจึงมีการแผ่กระจายความดันน้ำโพรงเพิ่มน้อยมากระหว่างการก่อสร้าง ในกรณีเช่นนี้กำลังของดินเหนียวจะคิดในรูปหน่วยแรงรวม (Total Stress) และกำลังของดินสามารถหาได้จากการทดสอบ UUC โดยตัวอย่างที่ไม่ถูกรบกวนหรือจากค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ

สำหรับในสภาพไม่ระบายน้ำกำลังของดินที่อิ่มตัวด้วยน้ำสามารถแทนค่า

ด้วยสมการ

$$S_u = C_u \dots\dots\dots 2.10$$

และ

$$\phi_u = 0$$

โดยที่

S_u = Undrained Shear Strength

C_u = Undrained Cohesion

ϕ_u = Undrained Cohesion Angle

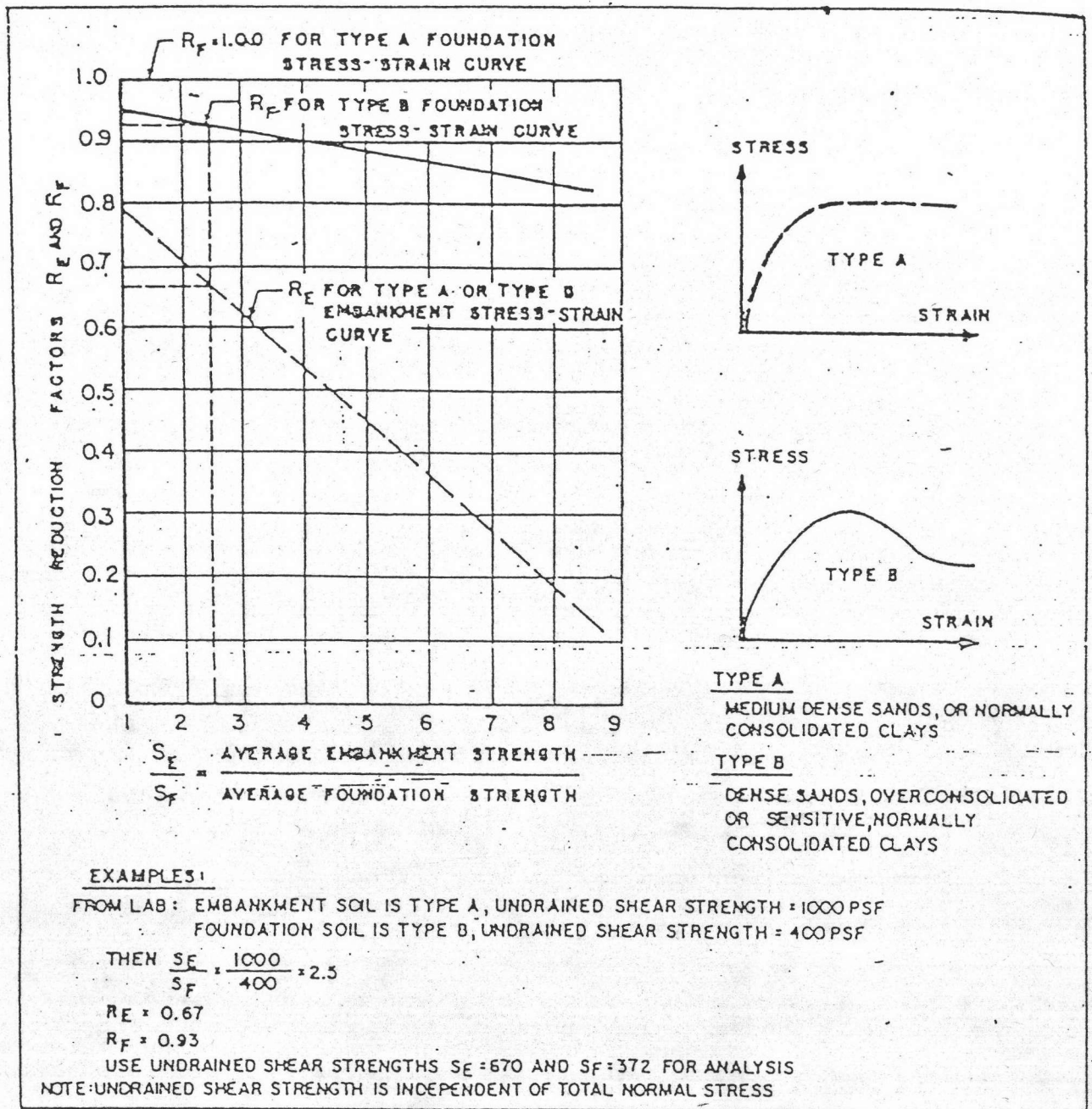
ค่ากำลังของดินเหนียวเมื่อ $\phi_u = 0$ สามารถหาจากการทดสอบ

UUC, CPT หรือ FVT

ดินดินถมบนดินอ่อนอาจจะวิบัติแบบ Progressive Failure เพราะความแตกต่างระหว่างคุณสมบัติของดินถมและดินรากฐาน กำลังของดินถมและดินรากฐานจะลดลงโดย Progressive Failure โดยให้ตัวลดค่า (Reduction Factor) R_E และ R_F ดังแสดงในรูปที่ 2.9

การใช้พารามิเตอร์ลดกำลังของดินจะทำให้แน่ใจว่า ดินดินถมและดินรากฐานจะไม่เกิดแรงเค้น (Stress) สูงเกินไปและจะไม่เกิด Progressive Failure ขึ้น ถึงแม้ว่าจะมีการใช้ Reduction Factor มาใช้แต่ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยก็ยังคงใช้ค่ามากกว่า 1 ทั้งนี้เนื่องจากความไม่แน่นอนในการวัดค่ากำลังรับแรงเฉือนของดิน

ค่าแรงดันน้ำโพรงเพิ่มมักจะไม่นำมาคิด ในการวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวม (Total Stress Analysis, TSA) แต่ผลของความดันน้ำโพรงเพิ่มโดยการทดสอบ Undrained Test มักจะมีผลต่อค่า c และ ϕ ถ้าตัวอย่างในห้องปฏิบัติการเป็นตัวแทนของดินในสนาม ค่าแรงดันน้ำโพรงเพิ่มในห้องปฏิบัติการจะเหมือนกับในสนาม ดังนั้นค่าพารามิเตอร์จากการทดสอบ UUC จะมีผลต่อปัญหาเสถียรภาพในระยะสั้น ส่วนแรงดันน้ำภายนอกจะนำมาคิดในปัญหาเสถียรภาพในรูปของหน่วยแรงรวมหรือหน่วยแรงประสิทธิผล



รูปที่ 2.9 ตัวลดค่า R_E และ R_F เนื่องจาก Progressive Failure สำหรับคันทางก่อสร้างบนดินอ่อน

เมื่อคั้นดินถมทำด้วยดินที่มีความเชื่อมแน่นและสร้างสูงกว่าความสูงวิกฤต (H_c) จะมีแนวโน้มที่จะเกิดรอยแตกขึ้นบนดินทาง (Tension Crack) ซึ่งค่า H_c สามารถหาได้จากสมการ 2.11 เมื่อคั้นดินถมก่อสร้างสูงกว่า H_c จะต้องวิเคราะห์โดยสมมติให้คั้นดินถมเกิดรอยแตกลึกเท่ากับ

$$H_c = 4C/\gamma * \text{TAN}(45-\phi/2) \dots \dots \dots 2.11$$

เมื่อ

$$H_c = \text{ความสูงของคั้นดินถม}$$

รอยแตกจะเกิดตลอดความสูงของดินถมแต่จะไม่เลยไปถึงดินรากฐานในการวิเคราะห์เสถียรภาพรอยแตกจะสามารถเกิดขึ้นได้ในทุกส่วนของคั้นดินถมและกำลังรับแรงเฉือนจะเท่ากับศูนย์ในแนวนอน

2.8.3 ปัญหาเสถียรภาพในสภาพที่น้ำไหลออกจากดินได้ทันที ($\Delta u = 0$)

ในสภาพเช่นนี้การวิเคราะห์ควรใช้วิธีหน่วยแรงประสิทธิผล ซึ่งค่ากำลังของดินถมและดินรากฐานจะได้จากการทดสอบ Drained-Test โดยใช้ Triaxial หรือ Direct Shear Test หรือ CU-Test ใน Triaxial โดยวัดแรงดันน้ำโพรงเพิ่มด้วยสำหรับแรงดันน้ำในโพรง คิดความดันน้ำในสภาพสมดุลย์ถ้าน้ำมีการไหล ค่าความดันน้ำสามารถหาได้จากตาข่ายการไหล

งานที่ควรทำการวิเคราะห์แบบนี้คือ งานขุดดินใน Stiff Clay ซึ่งอัตราส่วนความปลอดภัยจะลดลงตามเวลาเนื่องจากเกิดการ Swell

2.8.4 ปัญหาเสถียรภาพเนื่องจากการลดลงของระดับน้ำอย่างรวดเร็ว

(Rapid Drawdown) หรือปัญหาที่มีการลดลงของน้ำหนักที่กดทับอย่างรวดเร็ว

วิธีการวิเคราะห์สามารถใช้วิธีหน่วยแรงรวม และค่ากำลังของดินถมและดินรากฐานจะใช้วิธี CU- Test ใน Triaxial หรือจากค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำจากการทดสอบในสนาม เช่น FVT และ CPT สามารถที่จะจัดอยู่ในการวิเคราะห์เสถียรภาพแบบ Short Term

2.9 ชนิดการเคลื่อนตัววิบัติของคันดินถม

การเคลื่อนตัวของคันดินสามารถแบ่งออกได้ 3 แบบ คือ

2.9.1 การเคลื่อนตัวของดินแบบหมุน (Rotation) โดยสมมติให้ระนาบของการวิบัติเป็นส่วนหนึ่งของวงกลม (Circular) มักเกิดขึ้นกับชั้นดินที่มีกำลังรับแรงเฉือนสม่ำเสมอ (Strength Uniform) หรือกำลังรับแรงเฉือนเพิ่มขึ้นตามความลึก ดังแสดงในรูปที่ 2.10

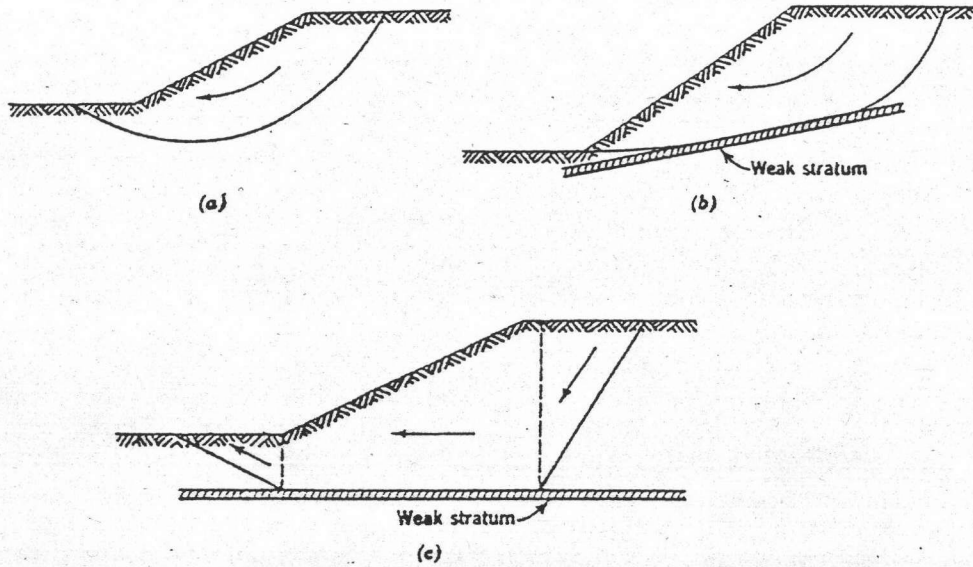
2.9.2 การเคลื่อนตัวของคันดินแบบเลื่อนไถล (Translation) ในกรณีที่ระนาบของการวิบัติมีความยาวมากเมื่อเทียบกับความลึก มักเกิดขึ้นกับดินที่มีกำลังรับแรงเฉือนต่ำแทรกตัวอยู่ระหว่างชั้นดิน ดังแสดงในรูปที่ 2.10

2.9.3 การเคลื่อนตัวของคันดินแบบเลื่อนไถลเป็นลิ้ม (Translation of Wedge - Shape) ระนาบการวิบัติมักจะผ่านไปตามระนาบที่มีกำลังรับแรงเฉือนต่ำ นอกจากนี้การวิบัติของคันดินอาจจะแบ่งออกตามความเร็วในการเคลื่อนตัววิบัติของดิน โดยขึ้นอยู่กับชนิดของวัสดุที่ประกอบเป็นคันดินและรูปร่างของรอยผิวการวิบัติ ดังแสดงในรูปที่ 2.10

2.10 สาเหตุการวิบัติของคันดินถม

คันดินถมในทันทีหมายความถึงคันทางและเขื่อนดิน คุณสมบัติของดินถมสามารถควบคุมได้จากการกำหนดมาตรฐานของวัสดุและวิธีการก่อสร้างในสนาม การวิเคราะห์เสถียรภาพของคันดินถมจะแตกต่างจากคันดินตามธรรมชาติ ซึ่งการวิเคราะห์จะคำนึงถึงปัญหาในสภาวะวิกฤตดังนี้

1. ปัญหาเสถียรภาพในระหว่างและหลังการก่อสร้าง (Short Term or End of Construction Condition)
2. ปัญหาเสถียรภาพในระยะยาว (Long Term Condition)
3. ปัญหาเสถียรภาพเนื่องจากการลดลงของระดับน้ำข้างคันทางอย่างรวดเร็ว (Rapid Drawdown)



Types of failure surfaces. (a) Circular failure surface. (b) Noncircular failure surface. (c) Sliding block failure.

Lambe & Whitman (1969)

รูปที่ 2.10 การเคลื่อนตัวของดินแบบต่างๆ

4. ปัญหาเสถียรภาพเนื่องจากแผ่นดินไหวหรือแรงสั่นสะเทือน (Seismic Distribution)

ในหลายปีที่ผ่านมาได้มีการวิจัยผลของการก่อสร้างคันทางและติดตามผล ทั้งระหว่างการก่อสร้างและหลังการก่อสร้างคันทางเพื่อทดสอบหาข้อมูลซึ่งเป็นสิ่งจำเป็นสำหรับโครงการใหญ่ๆ การวิเคราะห์หาเสถียรภาพของคันทางมักจะหาเสถียรภาพทั้งของคันดินและดินรากฐานพร้อมกันไป แทนที่จะวิเคราะห์เสถียรภาพของคันทางเพียงอย่างเดียวสำหรับโครงการใหญ่ จะต้องมีการตรวจสอบคุณสมบัติดินรากฐานและมักพบว่าการวิบัติเกิดจากการจมของคันทาง และจากการเกิด piping

NAVFAC DM-7.1 (1982) กล่าวว่า การวิบัติของคันดินถมจะเริ่มขึ้นเมื่อมีการเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงเฉือนหรือกำลังรับแรงเฉือนซึ่งทำให้เกิดการไม่สมดุลระหว่างแรงที่ทำให้เกิดการเคลื่อนตัวของดินมากกว่าแรงต้านทานการเคลื่อนตัวของคันดิน

การเพิ่มขึ้นของหน่วยแรงต่อดินรากฐานมากกว่า กำลังแบกทานของดินรากฐานระหว่างการก่อสร้างหรือที่เรียกว่า Short Term Stability จะเป็นช่วงที่วิกฤตที่สุด ดังแสดงในรูปที่ 2.11 ทั้งนี้เพราะว่าดินจะมีกำลังเพิ่มขึ้นเมื่อแรงดันน้ำโพรงเพิ่มได้ระบายออกไปแล้ว การลดลงของระดับน้ำอย่างรวดเร็ว (Rapid Drawdown) จะมีผลทำให้แรงพุ่งจากน้ำลดลง ซึ่งการเปลี่ยนแปลงทำให้เสถียรภาพลดลง

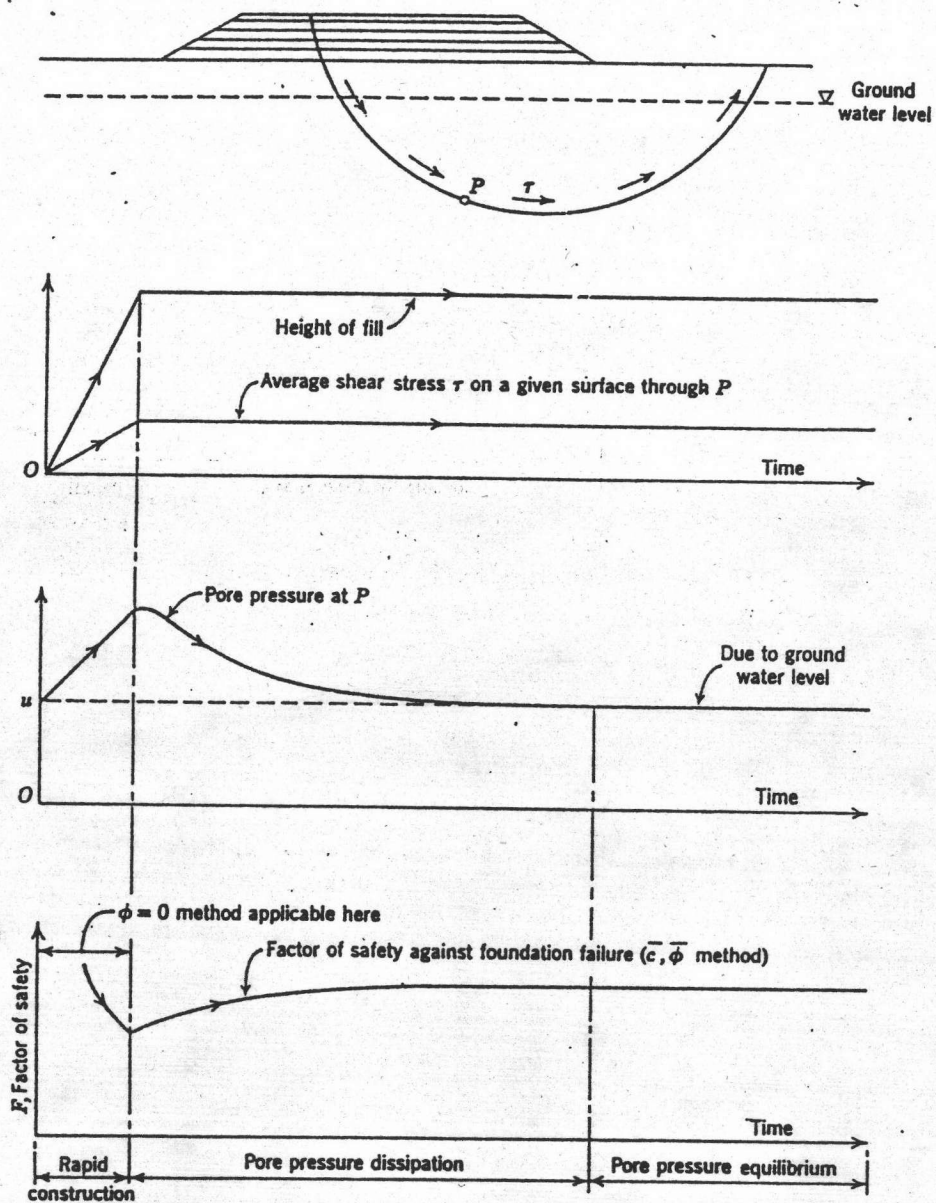
นอกจากนี้การเกิดการกัดกร่อนตามธรรมชาติและแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวหรือจากรถยนต์วิ่ง จากการตอกเข็ม ต่างมีผลต่อเสถียรภาพของคันทางทั้งสิ้น

2.11 กำลังรับแรงเฉือนของดิน (Shear Strength of Soil)

2.11.1 การทดลองในสนาม (Field Test)

2.11.1.1 Field Vane Shear Test

Bjerrum (1972) ได้เสนอค่าปรับแก้กำลังรับแรงเฉือนที่วัดได้จากการทดสอบ Field Vane Shear ในสนามสำหรับเครื่องระบบ Geonor Vane เนื่องจากพบว่าเมื่อใช้ค่ากำลังรับแรงเฉือน (S_u) ที่ได้จากการทดสอบแบบ Field Vane Shear ในสนามมาทำการวิเคราะห์เสถียรภาพของคันดินถมมักจะได้อัตราส่วนความปลอดภัย (Factor of Safety, F.S.) ที่สูงกว่าความเป็นจริง ค่ากำลังรับแรงเฉือนที่วัดได้มีค่าที่



รูป 2.11 เสา่ถึรภาพของค้ันทางระหว้่างการก้่อสร้่างบนค้ินเหน้ียวอ้อนก้ับเวลา

สูงกว่าความเป็นจริงนั้นเป็นผลเนื่องมาจาก

1. Anisotropy เนื่องจากดินเหนียวมีคุณสมบัติทางด้าน Anisotropy ของแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำมาก ซึ่งก็คือการที่ดินเหนียวมีหน่วยแรงหลักมากกระทำในทิศทางที่ต่างกันจะทำให้กำลังรับแรงเฉือนมีค่าไม่เท่ากัน การทดสอบไม่สามารถจะวัดค่าเฉลี่ยของแรงเฉือนอื่นเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงดังกล่าวได้ ดังแสดงในรูปที่ 2.12

2. Strain Rate การทำให้ดินเหนียวถูกหน่วยแรงกระทำเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วในขณะการทดสอบในสนามและการทดสอบในห้องทดลองจะทำให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนที่วัดได้มีอัตราสูงกว่าความเป็นจริง และดินเหนียวที่มีสภาพ Plastic มาก Rate Effect ก็จะมีผลมาก ดังแสดงในรูปที่ 2.13

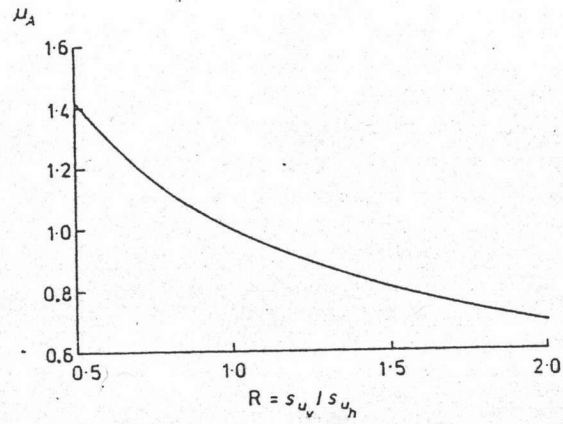
3. Progressive Failure สำหรับดินที่มีความไวมาก (Very Sensitive Clays) จากการทดลอง พบว่าเมื่อถึง Sharp Peak แล้วค่า Strength จะลดลงอย่างรวดเร็วโดยการวิเคราะห์โดยทั่วไปแล้วจะใช้ค่าที่ Peak Strength ในการวิเคราะห์แต่ในกรณีนี้มักใช้ค่า Residual Strength เพราะค่ากำลังรับแรงเฉือนลดลงไม่มากนักและให้ค่าที่ปลอดภัยกว่า (Safe Side)

ค่าปรับแก้ที่ Bjerrum เสนอขึ้นนี้ได้รวบรวมผลงานการวิเคราะห์เสถียรภาพจากกรณีต่างๆแล้ว มาสรุปเป็นค่าปรับแก้ที่เป็นฟังก์ชันกับค่า Plasticity Index (PI.) ของดิน ความสัมพันธ์ของค่าปรับแก้ที่เสนอโดย Bjerrum (1972) เป็นดังนี้

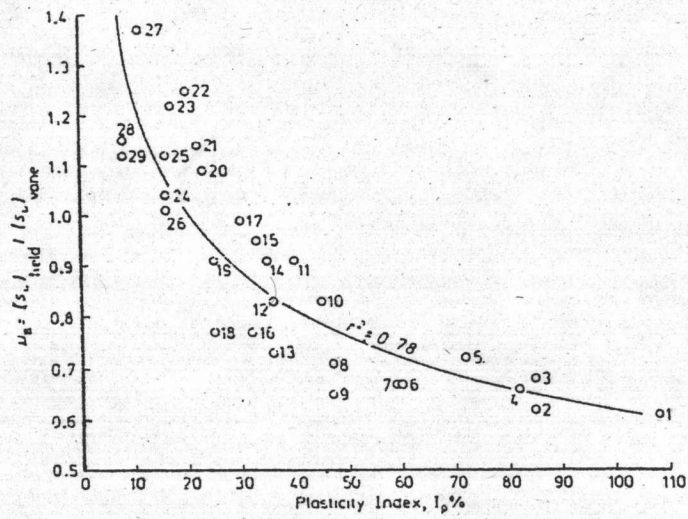
$$Su_{field} = \mu_R * \mu_A * Su_{FV} \dots\dots\dots 2.12$$

$$Su_{field} = \mu * Su_{FV} \dots\dots\dots 2.13$$

- Su_{field} = ค่ากำลังรับแรงเฉือนในสนาม
- $Su_{F.V.}$ = ค่ากำลังรับแรงเฉือนจากการทำ Vane Test
- μ_R = Correction Factor สำหรับค่า Rate Effect
- μ_A = Correction Factor สำหรับค่า Anisotropy



รูปที่ 2.12 Anisotropy กับกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ



รูปที่ 2.13 Strain Rate กับกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ

μ = Bjerrum's Correction Factor ขึ้นอยู่กับค่า Plasticity Index (PI.) ดังแสดงในรูปที่ 2.14 และขึ้นอยู่กับค่า Liquid Limit (LL.) ดังแสดงในรูปที่ 2.15

Bjerrum (1972) กล่าวว่า จากการเปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงเฉือนที่แก้ค่าแล้วกับผลการทดลองไตรแอกเซียลแบบ TSC, TSE และ DSS มาเฉลี่ยกันจะได้ค่าใกล้เคียงกันมาก ดังนั้นจึงนิยมใช้ค่ากำลังรับแรงเฉือนจากการทดลอง Field Vane Shear มาวิเคราะห์ปัญหาทางด้านเสถียรภาพ (Analyse Stability)

Aas et al (1986) ได้เสนอค่าปรับแก้กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำสำหรับ Normally Consolidated Clay ชนิด Young Clay, Aged Clay และ Truly Overconsolidated Clay โดยแสดงกราฟอยู่ในรูปของ $S_u(FV)/6'vo$ และการหาประวัติหน่วยแรง (Stress History) จากค่าดัชนีพลาสติก (PI.) กับอัตราส่วน $S_u(FV)/6'vo$ ดังแสดงในรูปที่ 2.16

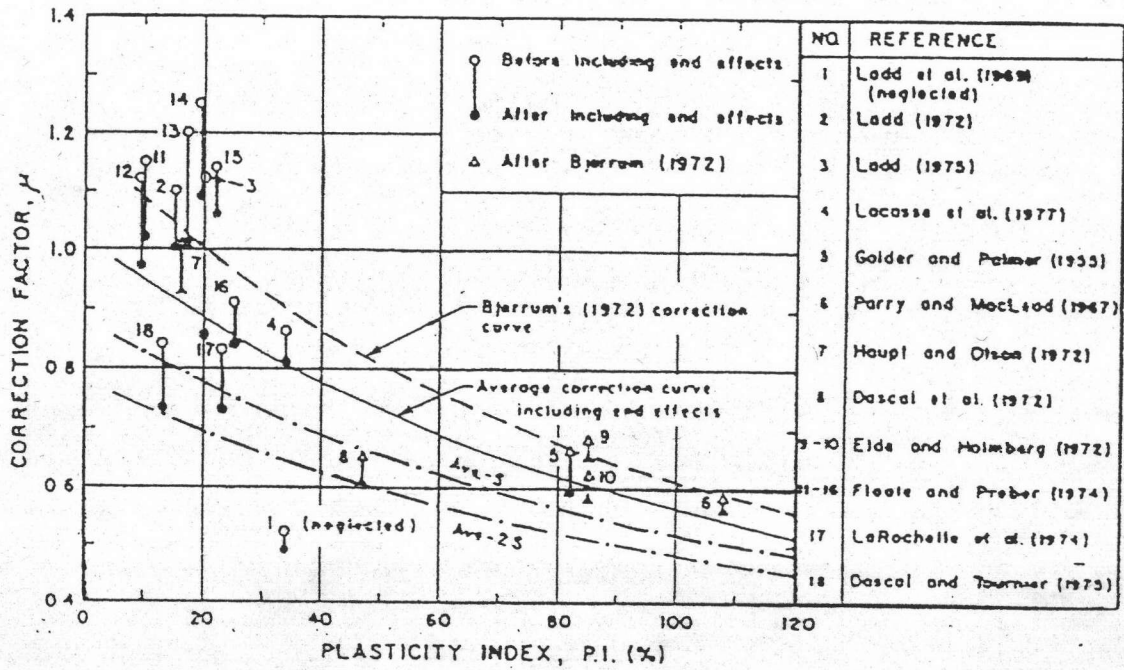
Trak et al (1979) และ Mensri (1975) พบว่า กำลังรับแรงเฉือนของดินอ่อน ณ จุดวิกฤติ จะมีความสัมพันธ์กับหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดในอดีต

$$S_{u_{critical}} = \mu * S_{u_{FV}} = 0.22 \cdot 6'p \dots\dots\dots 2.14$$

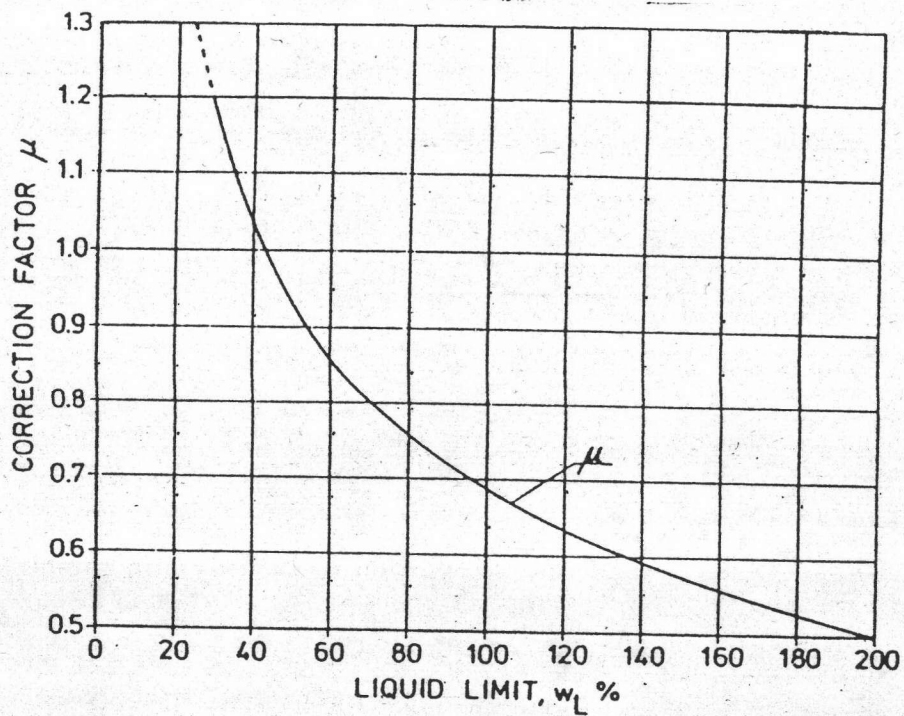
Azzous et al (1983) ได้กล่าวว่า ค่าที่เสนอโดย Bjerrum นั้นมีค่าที่สูงเกินไปเพราะไม่ได้คิดถึงผลของ End Effect ในการวิเคราะห์แบบ 3 มิติ และได้เสนอกฎซึ่งปรับแก้ค่า End Effect ดังแสดงในรูปที่ 2.14 และการวิเคราะห์แบบ 3 มิติจะให้ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยสูงกว่าในการคิดแบบ 2 มิติอยู่ 10±5%

2.11.1.2 Dutch Cone Penetration Test

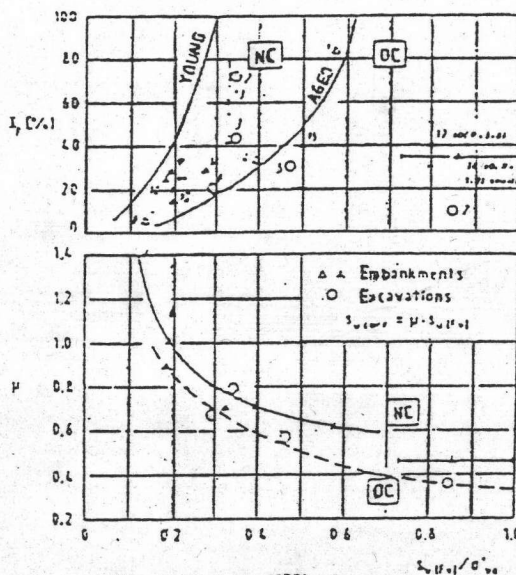
การหาค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำจากการทดสอบ Dutch Cone Penetration เป็นการกดหัว Cone ลงไปในดินและวัดอัตราของความดันที่ต้องการในการกดหัว Cone ไปในแต่ละความลึก ความลึกที่วัดได้จากการกดเป็นผลรวมของ



รูปที่ 2.14 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Bjerrum's Correction Factor
 กับค่า Plasticity Index หลังจากแก้ค่า End Effect
 ในระบบ 3 มิติ (Azzous, 1983)



รูปที่ 2.15 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Correction Factor กับ Liquid Limit



- 1 Bangkok (Eide & Holmberg, 1972)
- 2 Fiumicino (Colabrese & Burghignoni, 1977)
- 3 San Francisco Bay (Duncan and Burghignoni, 1973)
- 4 Onsay (Serre, 1973)
- 5 Kinola (Kannare, 1969)
- 6 Postgroe (Aas, 1979)
- 7 Maimo (Fusch, 1968)
- 8 Ellingsrud (Aas, 1979)
- 9-17 MIT cases (Lucasse et al, 1978)
 (15, 16, 17 no failure)

รูปที่ 2.16 ค่าปรับแก้กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ และการหาประวัติของหน่วยแรงจากค่า Plasticity Index

ค่าความต้านทานที่ปลาย Cone และความฝืดที่ผิวด้านข้างของ Cone การใช้งานของค่าความต้านทานที่ปลายและแรงเสียดทานที่ผิวด้านข้างของ Cone โดยค่าอัตราส่วนของแรงเสียดทานด้านข้างต่อแรงต้านทานที่ปลายเรียกว่า Friction Ratio ทำให้เราทราบว่าชั้นดินที่กำลังทดสอบอยู่เป็นดินเหนียวหรือดินทราย โดยทั่วไปดินทรายจะมีค่า Friction Ratio ต่ำและเมื่อดินมีเม็ดดินที่มีความเชื่อมแน่นมากขึ้นก็จะทำให้ดินมี Friction Ratio เพิ่มขึ้น

การปรับแก้ค่า Cone จะปรับแก้ค่า Bearing Capacity Relation Density กำลังและความเครียดของดินและค่า OCR ด้วย ค่าแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของ Dutch Cone Penetration Test หาได้จากสมการ

$$S_u = (q_c - 6v_o) / N_k \dots\dots\dots 2.15$$

โดยที่

q_c = Cone Resistance

$6v_o$ = In Situ Total Overburden Pressure

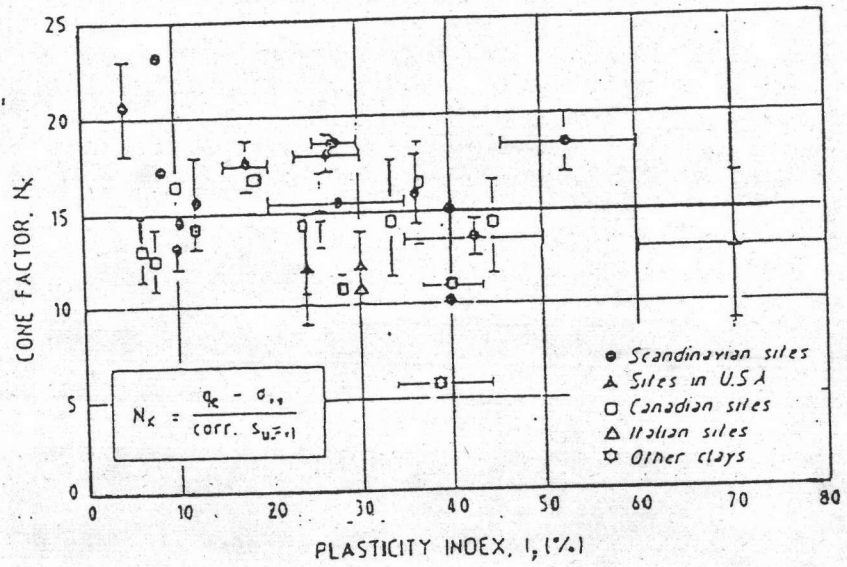
N_k = Empirical Cone Factor

Lunne et al (1976) เสนอความสัมพันธ์ระหว่าง N_k กับดัชนีพลาสติกซิตี ดังแสดงในรูปที่ 2.17 และได้มีผู้หาค่า Empirical Cone Factor (N_k) ของดินจากสถานที่ต่างๆ ดังแสดงในตารางที่ 2.5

2.12.1.3 Standard Penetration Test

NAVFAC DM-7(1982) ได้หาความสัมพันธ์ระหว่างค่า Unconfined Compression Strength (q_u) กับค่า Standard Penetration Resistance (N-value) สำหรับดินเหนียวที่มีค่า พลาสติกซิตีต่างๆ กัน ดังแสดงในรูปที่

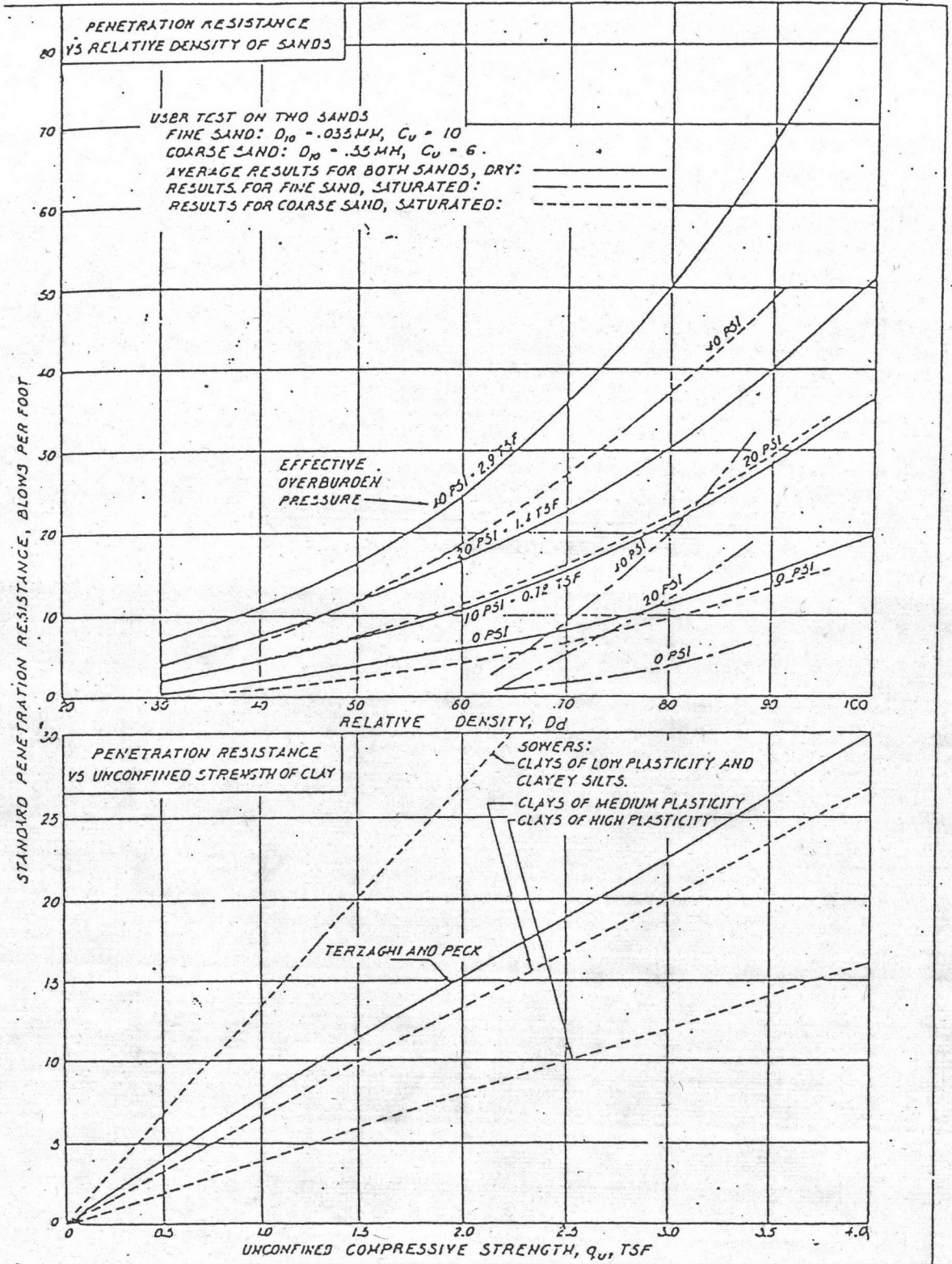
2.18



รูปที่ 2.17 ความสัมพันธ์ระหว่าง Empirical Cone Factor (N_k) กับ Plasticity Index (PI%) สำหรับ Mechanical Cone (Baligh et al., 1980)

ตารางที่ 2.5 ค่า Empirical Cone Factor สำหรับดินเหนียวบริเวณต่างๆ

Reference	Clays	Cone Factor
THOMAS (1965)	London Clays	18.00
WARD et al (1965)	London Clays	15.50
MEIGHT & CORBETT (1969)	Arabian Gult	16.00
	Soft Clays	
PHAM (1972)	Soft Clays	14.00
	Rangsit Bangkok	
Brand (1974)	Soft Clays	19.00
	Weathered Clays	14.00
	Bangpli Bangkok	
Prakob (1974)	Nong Ngoo Hao	19.00
	Bangkok	
ANAGNOSTOPOULOS (1974)	Patras Clays	17.00
LUNNE , RUITTER	Scandinavian	17.00
and EIDE (1976)	Soft Clays	



รูปที่ 2.18 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า Unconfined Compressive Strength (q_u) กับค่า Standard Penetration (N-Value), (NAVFAC DM-7, 1982)

2.11.2 การทดลองในห้องปฏิบัติการ (Laboratory Test)

การทดลองในห้องปฏิบัติการเพื่อหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินสามารถหาได้ทั้งแบบหน่วยแรงรวม (Total Stress) และแบบหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress) ได้โดยการทดสอบดังนี้

1. Unconfined Compression Test เป็นการทดลองหาค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียวอ่อนตัวด้วยน้ำโดยไม่มีแรงดันด้านข้าง จึงไม่นิยมนำมาใช้ในการหาค่ากำลังรับแรงเฉือนเพื่อนำมาใช้ในการวิเคราะห์หาเสถียรภาพเพราะแรงเฉือนที่ได้ไม่เป็นไปตามธรรมชาติ

2. Triaxial Test สามารถทดสอบกับดินเหนียวหรือดินทรายที่อ่อนตัวด้วยน้ำเพื่อหาค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบระบายน้ำหรือไม่ระบายน้ำแล้วแต่ชนิดของการทดลอง นิยมใช้ในการวิเคราะห์หาเสถียรภาพกันมากเพราะวิธีการทดลองมีสภาพใกล้เคียงกับความเป็นจริงตามธรรมชาติมากที่สุด ทั้งนี้เพราะสามารถควบคุมความดันโดยรอบตัวอย่างให้ใกล้เคียงสภาพธรรมชาติมากที่สุด สามารถวัดความดันและปริมาตรน้ำที่ไหลเข้าหรือออกจากตัวอย่างดินได้อย่างละเอียด ชนิดของการทดสอบประกอบด้วย การทดลองแบบ Unconsolidated Undrained Triaxial Test (UUC-Test), Consolidated Undrained Triaxial Test (CU-Test) และ Consolidated Drained Test (CD-Test)

3. Direct Shear Test เป็นการทดลองหาค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบระบายน้ำและไม่ระบายน้ำของตัวอย่างดิน สามารถทดสอบได้ทั้งดินเหนียวและดินทราย สามารถทำได้สะดวกกว่าการทดลองไตรแอกเซียล แต่มีข้อเสียเปรียบหลายประการคือ

3.1 ระยะเวลาการวิบัติของตัวอย่าง (Failure) ไม่ได้เกิดขึ้นตามธรรมชาติเพราะถูกกำหนดโดยรูปร่างของเครื่องมือทดสอบ

3.2 เกิดการบิดเบี้ยวของตัวอย่าง (Distorsion) โดยไม่ทราบความหนาของดิน ค่าความเครียด (Strain) ที่เกิดขึ้นเนื่องจากความต้านทานแรงเฉือนจะไม่เท่ากับการเคลื่อนที่ของเครื่องมือหารด้วยความหนาของตัวอย่าง

3.3 สำหรับการทดสอบแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Test) ไม่สามารถควบคุมการระบายน้ำของตัวอย่างได้อย่างแท้จริง

2.11.3 การเลือกค่าแรงเฉือนจากการทดสอบในห้องทดลองในการวิเคราะห์เสถียรภาพแบบหน่วยแรงรวม

การวิเคราะห์แบบ TSA จะอาศัยข้อมูลกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Su) ค่า Su ต้องเลือกโดยพิจารณาผลของสภาพของหน่วยแรงที่เกิดขึ้นจริงของ Strain Rate และผลการวิบัติแบบ Progressive Failure รวมทั้งการแปรข้อมูลต้องพิจารณาผลกระทบของการรบกวนของตัวอย่างดินด้วย

2.11.3.1 สภาพของหน่วยแรงในการทดสอบ

ในการทดลองเพื่อวิเคราะห์หาเสถียรภาพ (Stability Analysis) เมื่อพิจารณาระนาบของการวิบัติซึ่งเป็นส่วนโค้งของวงกลม (Circular Arc) หรือเป็นรูปสามเหลี่ยม (Wedge) ดังแสดงในรูปที่ 2.19 และ 2.20 จะพบว่าหน่วยแรงที่เกิดขึ้นจะเปลี่ยนแปลงไปจากสภาพ Active ไปเป็นสภาพ Passive ที่ส่วนปลาย

วิธีการทดลองในห้องปฏิบัติการผลของขีดจำกัดของเครื่องมือทดลองทำให้ทำการทดลองได้เพียง 3 รูปแบบตามสภาพของหน่วยแรงในสนาม คือ

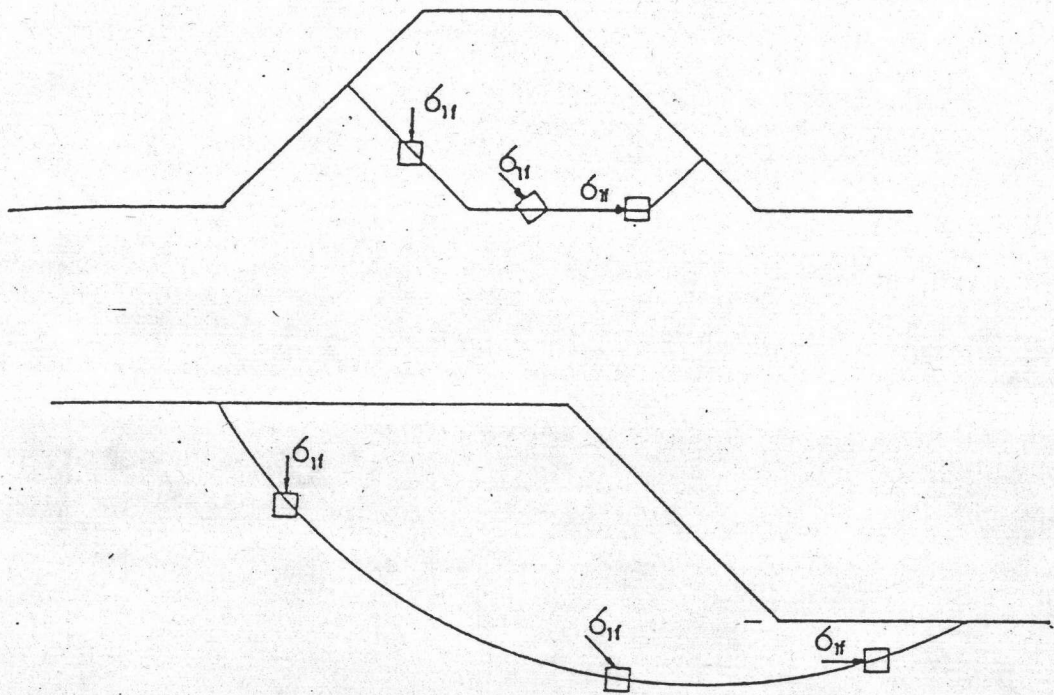
1. การวิบัติของดินบริเวณใกล้จุด Symmetry ของหน่วยแรงที่มากกระทำ หน่วยแรงบริเวณนี้จะสอดคล้องกับการทดสอบ CKoU แบบ Plane Strain Compression (PSC)

2. การวิบัติของตัวอย่างดินบริเวณส่วนกลาง ซึ่งสามารถ Simulate ได้โดยการทดสอบแบบ Direct Simple Shear (DSS)

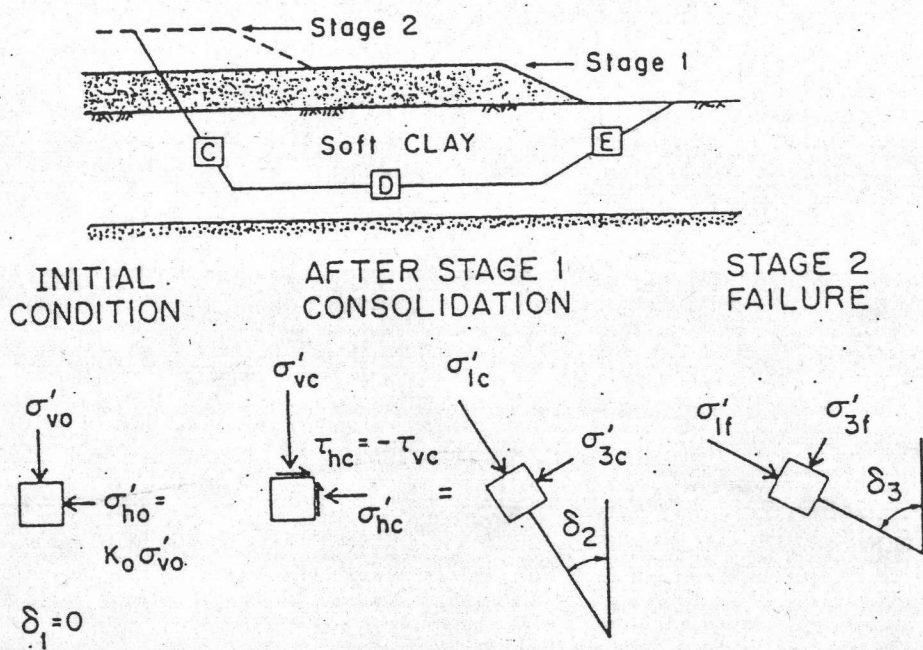
3. การวิบัติของดินบริเวณส่วนปลาย ซึ่งสามารถ Simulate ได้โดยการทดสอบแบบ Plane Strain Extension (PSE)

การทดลองเพื่อหาลำดับรับแรงเฉือนในห้องปฏิบัติการทั้ง 3 แบบและนำค่าเฉลี่ยมาใช้จะทำให้ค่าที่ถูกต้องพอสมควรแต่มีความยุ่งยากในการปฏิบัติจึงมักนิยมใช้เฉพาะงานวิจัยที่ต้องการความถูกต้องสูงเท่านั้น

วิธีการวิเคราะห์เสถียรภาพแบบ TSA ต้องทราบค่ากำลังรับแรงเฉือนเริ่มแรกของดินฐานรากและกำลังที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำในกรณีที่มีการ Preload ซึ่งในการทดลองแบบ UUC ไม่สามารถให้ผลเหล่านี้ได้ทั้งหมด จึงจำเป็นต้อง



รูปที่ 2.19 แสดงหน่วยแรงที่เกิดขึ้นสำหรับการวิบัติของปัญหาเสถียรภาพในกรณี
รอยผิวก้าววิบัติเป็นรูปโค้งหรือส่วนโค้ง (Ladd and Koutsoftas,
1985, Ladd and Foott, 1974)



รูปที่ 2.20 แสดงสภาพหน่วยแรงระหว่างการก่อสร้างคันทางบนดินเหนียวอ่อน
ในสภาวะ Preload

ทดสอบแบบ CU เพื่อจำลองการอัดตัวค้ำน้ำเนื่องจากผลของการ Preload ถึงแม้ว่าหน่วยแรงที่กระทำในสนามจะไม่สามารถเอามาจำลองได้ในห้องปฏิบัติการ ในรูปที่ 2.20 แสดงสภาพหน่วยแรงในสนาม สำหรับการหาพารามิเตอร์ S_u ในขณะเริ่มแรกดินรากฐานมีสภาพอยู่ในสถานะ $K_0 < 1$ ซึ่งค่ามุมระหว่าง Major Principal Stress และ Vertical Depositional Direction เท่ากับศูนย์ ($\nu=0$) ซึ่งค่า Initial Undrained Strength Anisotropy ครอบคลุมระยะที่ 1 (Stage 1) ของการวิเคราะห์เสถียรภาพของ 3 Element ใน wedge โดยการทดสอบ $\overline{CKO}U$ Plane Strain Compression (PSC, element C) Direct Simple Shear (DSS, Element D) และ Plane Strain Extension (PSE, Element E) แต่เนื่องจากการเกิด Consolidation ภายหลังขั้นตอนที่ 1 ทำให้เกิดการเบี่ยงเบนจาก K_0 -Condition โดยเฉพาะ Element D สำหรับการหาค่ากำลังรับแรงเฉือนสำหรับขั้นตอนที่ 2 (Stage 2) Consolidation Stress (σ'_{1c}) จะกระทำเป็นมุม ν_2 และในที่สุดกำลังรับแรงเฉือนวิบัติจะเท่ากับ σ'_{1c} กระทำเป็นมุม ν_3 ซึ่งวิธีที่กล่าวมานี้สามารถ Simulate ได้จากการทดลองในห้องปฏิบัติการ

การใช้ TSA ในกรณี Preload นั้นเป็นวิธีการที่พิจารณาว่าการวิบัติในดินเหนียวอ่อน (หลังจากที่ได้ Preload แล้วและเพิ่มหน่วยแรงขึ้นอีก) ยังมี Excess Pore Pressure เกิดขึ้น

2.11.3.2 การรบกวนของตัวอย่างและการอัดตัวค้ำน้ำเพื่อปรับปรุงคุณภาพตัวอย่าง

ถึงแม้ว่าจะมีการเก็บตัวอย่างโดยใช้กระบอกเก็บตัวอย่างขนาดใหญ่เพื่อลดผลจากการรบกวนต่อตัวอย่าง แต่โดยทางปฏิบัติแล้วการเก็บตัวอย่างก็ยังคงใช้วิธีการเก็บโดย Fixed Piston เนื่องจากมีค่าใช้จ่ายสูงกว่าและสามารถเก็บตัวอย่างได้ลึกกว่า

Baligh et al (1987) ได้แสดงถึงความสำคัญของการรบกวนตัวอย่างดิน (Sample Disturbance) จากความสัมพันธ์ของ Strain กับ การเก็บตัวอย่างโดย Thin Wall ด้วยวิธี Strain Path Method (Baligh, 1985)

เพื่อลดผลการรบกวนต่างๆ

Jamiolkowski et al (1985) กล่าวว่า การทาสไประหว่างน้ำภายในตัวอย่างดินทำให้ค่าหน่วยแรงประสิทธิผลของการทดสอบ σ'_s ลดลง และทำให้กำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบ UUC สูงขึ้น ดังนั้นการทดลอง CU จะเป็นการลดลงของการรบกวนต่างๆนี้

วิธีการลดผลจากการรบกวนต่างๆนี้ มีวิธีการอยู่ 2 วิธี คือ Recompression Technique และ SHANSEP Reconsolidation Technique จากการทดสอบ \overline{CKoU}

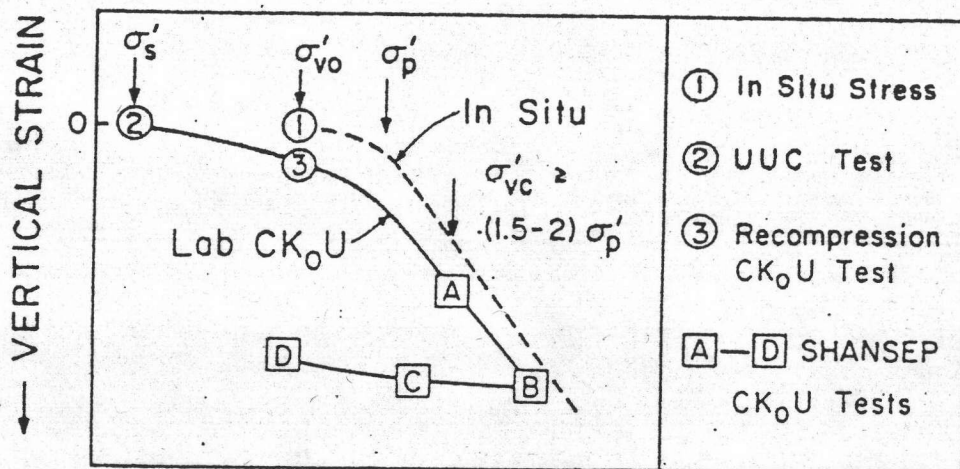
รูปที่ 2.21 แสดงผลการทดสอบ Ko-Compression สำหรับ Slightly Overconsolidated Clay ตำแหน่งที่จุด 1 และตำแหน่งที่จุด 2 แสดงค่า Consolidation Stress ในสนามและหน่วยแรงในสนามก่อนการทดสอบ จากการทดสอบ UUC ตามลำดับ สำหรับตำแหน่งที่จุด 3 แสดงผลการทดสอบแบบ Recompression Technique เมื่อ Reconsolidated ไปที่ $\sigma'_{vc} = \sigma'_{vo}$ และ จุด A-D เป็นผลจากการทดสอบแบบ SHANSEP

Bjerrum (1973) เสนอให้ใช้วิธี Recompression Technique ด้วยเหตุผลที่ว่าวิธีการนี้จะทำให้ผลของการลดลงของน้ำในมวลดินน้อยลงทำให้ผลที่ได้ออกมาค่อนข้างจะถูกต้อง

Ladd (1991) ได้เสนอแนะแนวทางของการทดสอบแบบ \overline{CKoU} ไว้ดังนี้

1. วิธี Recompression Technique

- 1.1 จะมีความถูกต้องมากเมื่อมีการเก็บตัวอย่างแบบ Block Sample ซึ่งมีการรบกวนของตัวอย่างน้อย
- 1.2 มีความถูกต้องมากขึ้นสำหรับดินที่มี $S_u > 5-10$ และ $I_L > 1-1.5$ แต่อย่างไรก็ตามก็ต้องใช้ตัวอย่างที่มีคุณภาพดีด้วย



VERTICAL CONSOLIDATION STRESS, σ'_{vc} (log scale)

รูปที่ 2.21 แสดงการ Consolidation สำหรับการทดสอบ CK_oU -TC โดยวิธีต่างๆ

1.3 มักใช้ทดสอบดินประเภท Strongly Cemented Soil, Weather และ Heavily Overconsolidated Crusts

1.4 ไม่ควรใช้กับดินประเภท Truly Normally Consolidated Soil ($OCR=1$) และการ Reconsolidated ไปที่ $6'_{vo} = 6'_{p}$ จะให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนที่มากกว่าในสนาม

1.5 มักใช้ในการหา Stress History เพื่อประมาณค่า K_0 ตรวจสอบค่า $Cu/6'_{vo}$ Extrapolate และ Interpolate ข้อมูลที่จุดต่างๆกับค่า OCR

2. วิธี SHANSEP Technique

2.1 ควรใช้สำหรับดินประเภท Overconsolidated และ Truly Normally Consolidated Soil ซึ่งมีพฤติกรรมที่สามารถ Normalized Soil Behavior ได้

2.2 เหมาะสมสำหรับดินธรรมดาทั่วไปคือ มีค่า Sensitivity ต่ำและค่า Preconsolidation Pressure เกิดขึ้นเนื่องจากขบวนการ Mechanical-Desiccation และ Aging

2.3 มีความเหมาะสมในการหา Stress History และ Normalized Strength Parameter ซึ่งต้องใช้ในขั้นตอนการก่อสร้าง

ทั้งสองวิธีนี้ต่างทดสอบที่ Ko-Condition ซึ่งช่วยลดผลของการรบกวนของตัวอย่าง

2.11.3.3 การเปรียบเทียบค่า Cu ในห้องทดลองกับค่าในสนาม

การทดลองเพื่อหาค่ากำลังรับแรงเฉือนในห้องปฏิบัติการ เป็นการจำลองจำลองสภาพการรับหน่วยแรงเฉือนในสนาม สำหรับการทดลองเพื่อหาค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำในห้องปฏิบัติการมีดังนี้

1) การทดสอบ Unconsolidated Undrained Compression Triaxial Test เป็นการจำลองหน่วยแรงในสนามโดยให้แรงด้านข้างเท่ากับหน่วยแรงที่เคยได้รับในอดีตต่อตัวอย่างดิน แล้วจึงเพิ่มหน่วยแรงเฉือนในอัตราที่น้ำ

ในโพรงดินไม่ทันระบายออก ซึ่งการทดลองนี้ไม่ตรงกับสภาพความเป็นจริงที่เกิดขึ้นในสนาม การทดสอบนี้จะให้ค่ามุม $\phi = 0$ ดังแสดงในรูปที่ 2.22 การทดสอบแบบนี้มักใช้ในการออกแบบขั้นต้น

2) Bjerrum (1972) ได้เสนอให้ใช้ค่าเฉลี่ยจากการทดสอบ CKoU-Triaxial Compression, Extension และ Geonor Direct Simple Shear จากการทดสอบดินเหนียวอ่อนโดยใช้ค่า $Z_{uv} = (TC+DSS+TE)/3$ ซึ่งการทดสอบนี้มีสภาพใกล้เคียงกับสภาพในสนามมากที่สุด จากการนำข้อมูลค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำซึ่งทดสอบโดยวิธีดังกล่าวของ Normally Consolidated Clays มาพล็อตกับค่า Plasticity Index ดังแสดงในรูปที่ 2.23 จากกราฟแสดงว่าค่า $q_u/6'vc = 0.32 \pm 0.03$ สำหรับการทดสอบ TC และให้ค่า $Z_h/6'vc = 0.16 \pm 0.01$ สำหรับการทดสอบแบบ DSS ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำจากการทดสอบ TC จะมากกว่าจากการทดสอบแบบ DSS และจากการทดสอบแบบ DSS จะมากกว่าการทดลองแบบ TE

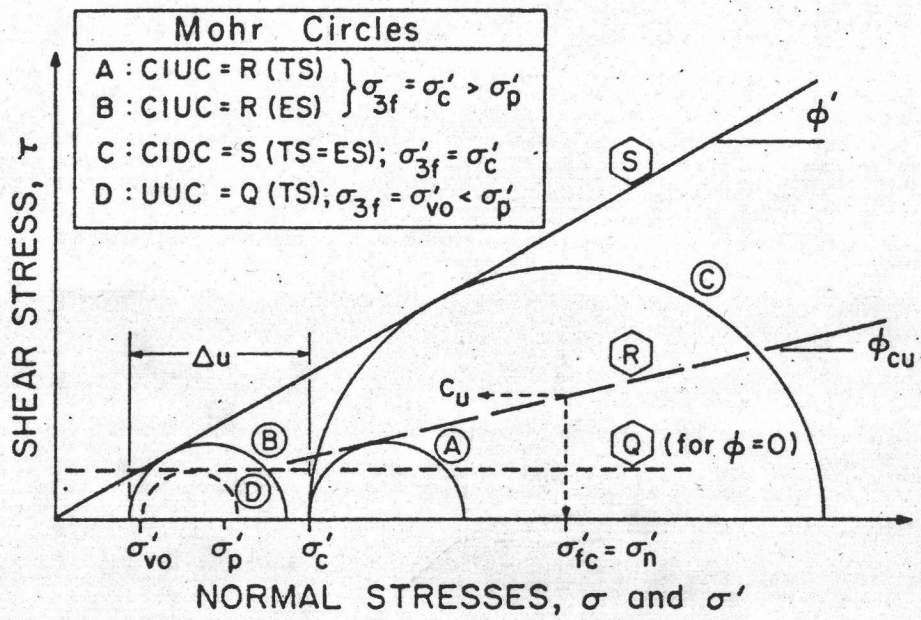
3) Ladd (1975) ได้เสนอวิธีการปรับแก้ค่า Progressive Failure ดังในรูปที่ 2.24 แสดง Normalized Stress-Strain โดยวิธี Strain Compatibility โดยที่สมมุติว่า Shear Strain ตลอดระยะนาบผิวการวิบัติในขณะการวิบัติจะเกิดแรงต้านทานขั้นสูงสุดที่จุดนี้ค่าเฉลี่ยของ $Z_{uv} = (PSC+DSS+PSE)/3$

4) Larsson (1980) ได้นำข้อมูลในอดีตมาพล็อตค่าระหว่าง $Cu/6'p$ กับ Plasticity Index สำหรับดิน Normally Consolidated Clays ดังแสดงในรูปที่ 2.25 ซึ่งเปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำจากการทดลองในสนามกับในห้องปฏิบัติการ สรุปได้ว่า

1. สำหรับ Inorganic Clays ค่า $Cu/6'p = 0.235 \pm 0.04SD$ จากข้อมูลตัวอย่างดิน 14 กรณี

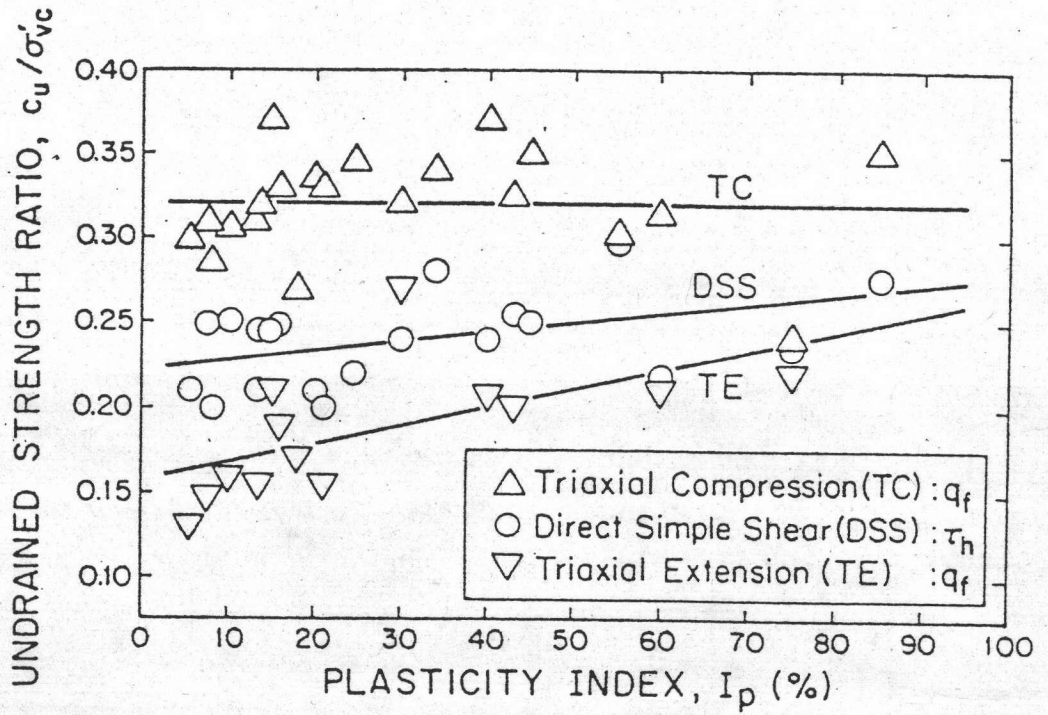
2. สำหรับ Organic Clays และ Silts ค่า $Cu/6'p = 0.030 \pm 0.06SD$ จากข้อมูลตัวอย่างดิน 7 กรณี

เมื่อ SD = Standard Deviation

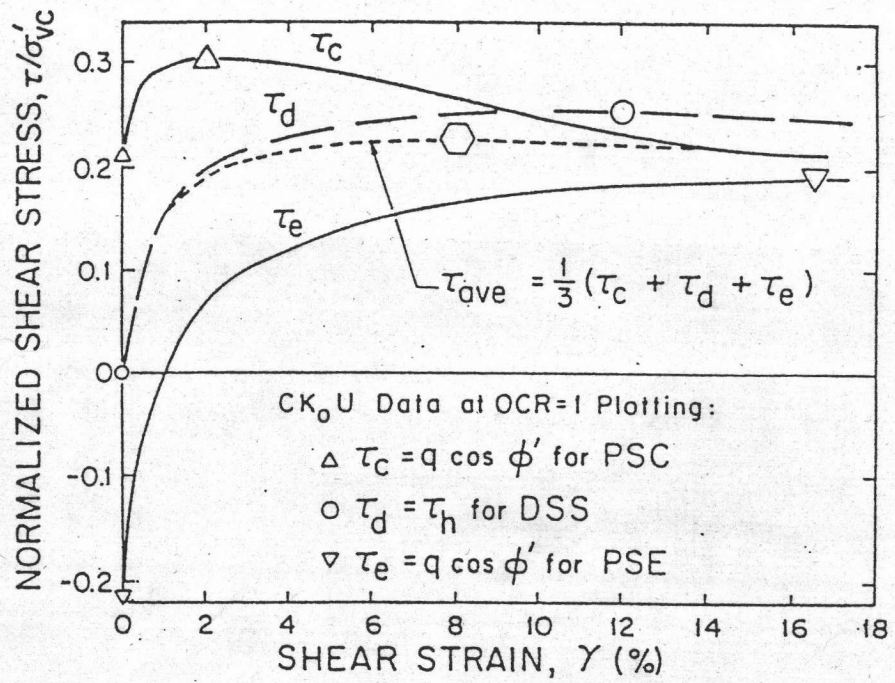


รูปที่ 2.22 แสดงพารามิเตอร์จากการทดสอบ Triaxial โดยวิธีจำลองหน่วยแรงใน

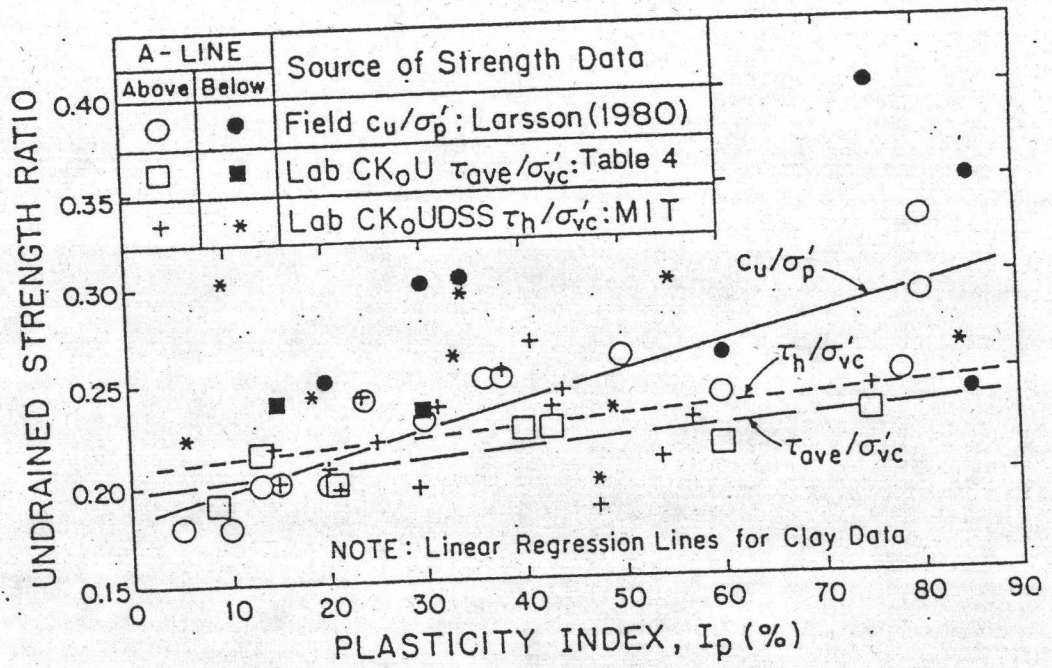
สนาม



รูปที่ 2.23 แสดงผลการทดสอบดินในห้องปฏิบัติการเพื่อหาค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบ
ไม่ระบายน้ำ



รูปที่ 2.24 Normalized Stress-Strain เพื่อ Illustrating Progressive Failure โดยใช้ Strain Compatibility Technique (After Koutsoftas and Ladd, 1985)



รูปที่ 2.25 เปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำจากการทดลองในสนาม กับในห้องปฏิบัติการ

2.11.4 การเลือกค่าพารามิเตอร์ในการวิเคราะห์เสถียรภาพแบบระบายน้ำ
 เพื่อให้ง่ายต่อการอธิบายจึงได้เสนอ ตารางที่ 2.6 ขึ้นซึ่งได้แสดงให้เห็นถึงภาพรวมของการวิเคราะห์เสถียรภาพทั้ง 3 แบบ

Brinch-Hansen (1962) ได้เสนอตารางนี้ขึ้นมาและกล่าวว่า ในกรณี
 ที่ 1 และ 2 นั้นสอดคล้องกับการทดสอบในห้องปฏิบัติการแบบ Unconsolidated-Undrained
 (UUC) และ Consolidated-Drained (CD-Test) หรือที่เข้าใจในรูปของ Short Term
 และ Long Term ตามลำดับ นอกจากนี้ยังได้เสนอการหาอัตราส่วนความปลอดภัยดังนี้

$$F.S. = S_d / T_m = \tan \phi' / \tan \phi'_m \dots\dots\dots 2.16$$

ปัญหาแบบนี้ใช้ในการวิเคราะห์กรณี Unloading ซึ่งมีความสอดคล้องใน
 พฤติกรรมเช่น ในงานขุดดินเพื่อทำฐานรากหรือห้องใต้ดิน

2.11.5 การเลือกค่าพารามิเตอร์ในการวิเคราะห์เสถียรภาพแบบระบายน้ำบางส่วน
 ในกรณีนี้จะหาพารามิเตอร์ได้จากการทดสอบ Consolidated-Undrained
 (CU-Test) ซึ่ง Ladd, C.C. (1986) ได้กล่าวว่าเป็นพารามิเตอร์ที่เหมาะสมในการวิเคราะห์
 ปัญหาเสถียรภาพในระหว่างการก่อสร้างคันทางมากที่สุด

Brinch-Hansen (1962) ได้เสนอการหาอัตราส่วนความปลอดภัยไว้ดังนี้

$$F.S. = C_u / T_m \dots\dots\dots 2.17$$

Case (1)	Common description (2)	Proposed description (3)	Proposed classification (4)	Definition of factor of safety ^a (5)
1	Undrained, short-term or end-of-construction	No consolidation of soil with respect to applied stresses and undrained failure	Unconsolidated-undrained = UU case	s_u/τ_m or c_u/τ_m
2	Drained or long-term	Full consolidation of soil with respect to applied stresses and drained failure ($u_i = 0$)	Consolidated-drained = CD case	$s_d/\tau_m = \tan \phi' / \tan \phi'_m$
3	Partially drained or intermediate	Partial or full consolidation of soil with respect to applied stresses and undrained failure	Consolidated-undrained = CU case	c_u/τ_m

^a τ_m = mobilized shear stress required for equilibrium; s_u = undrained shear strength obtained from conventional testing associated with typical $\phi = 0$ analyses; c_u = undrained shear strength obtained from techniques recommended in Section 5; and s_d = drained shear strength defined in Eq. 1.

ตารางที่ 2.6 ปัญหาเสถียรภาพจำแนกตามสภาวะการระบายน้ำ

2.12 แนวความคิดพื้นฐานในการวิเคราะห์เสถียรภาพ

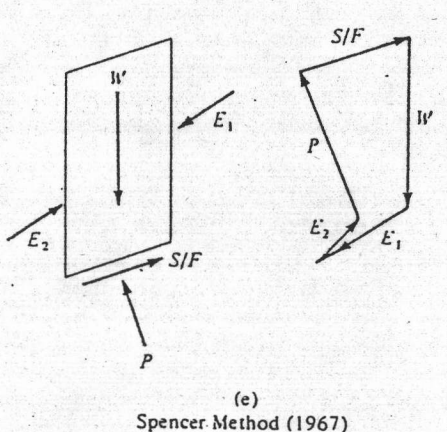
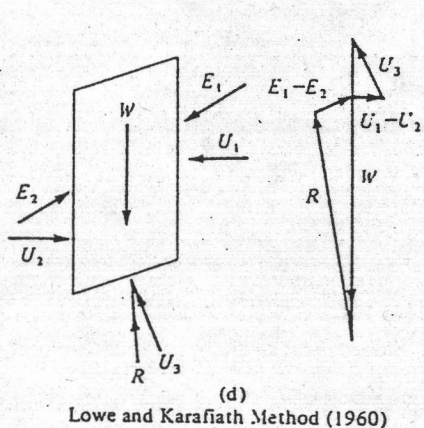
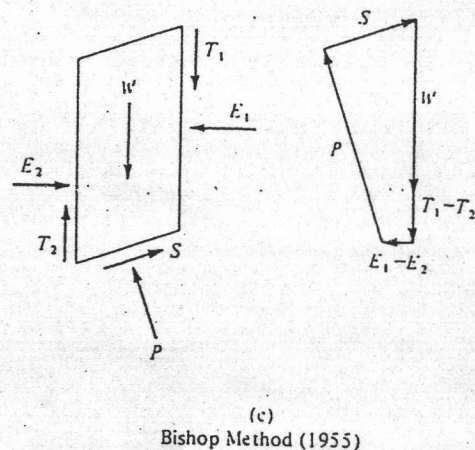
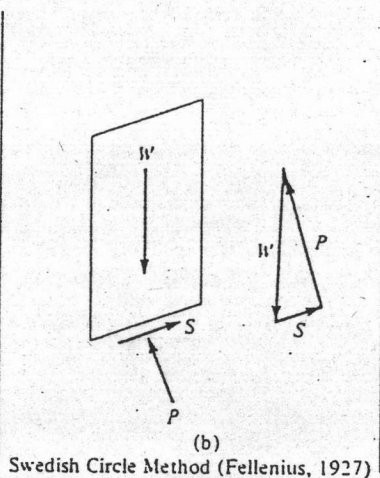
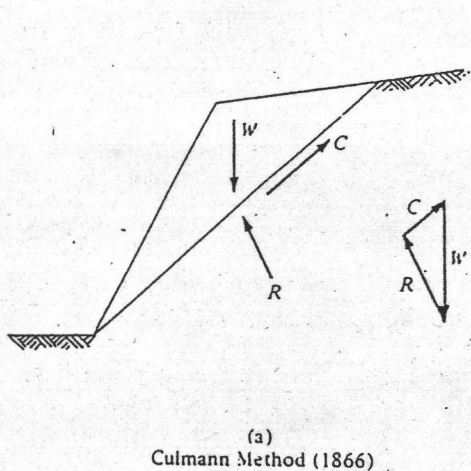
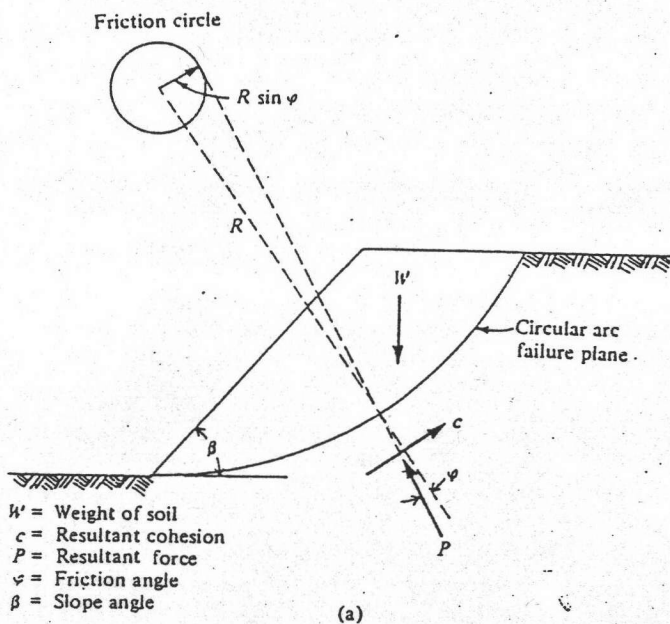
การวิบัติของคันดินถล่มเกิดขึ้นเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงแรงดันน้ำ (Pore Water Pressure, u) ในตัวมันเองหรือเกิดจากแรงกระทำภายนอกสำหรับปัญหาในการวิเคราะห์เสถียรภาพของคันดิน (Slope Stability Analysis) มักจะพิจารณาจากสมดุลของแรง (Principle of Limiting Equilibrium) โดยพิจารณาอัตราส่วนความปลอดภัย (Factor of Safety) ระหว่างค่ากำลังรับแรงเฉือนของดิน (Shear Strength Parameter) ต่อหน่วยแรงเฉือนด้านที่เคลื่อนที่ (Mobilized Shear Stress) เพื่อให้ดินอยู่ในสภาพสมดุล ซึ่งได้มีผู้เสนอวิธีการวิเคราะห์เสถียรภาพโดยวิธีต่างๆ ดังแสดงในรูปที่ 2.26 ซึ่งได้ปรับปรุงให้ถูกต้องใกล้เคียงความจริงมากขึ้น

จากการพิจารณาปัญหาของการหาค่าหน่วยแรงในแนวตั้งจากกับระนาบของผิวการวิบัติจะเป็นปัญหาแบบ Statically Indeterminate ซึ่งจำนวนสมการที่ใช้ในการแก้ปัญหาไม่น้อยกว่าตัวแปรที่ไม่ทราบค่า ดังนั้นจึงจำเป็นต้องลดจำนวนตัวแปรที่ไม่ทราบค่าลงหรือเพิ่มสมการขึ้นให้เท่ากับจำนวนตัวแปร โดยการพิจารณาคุณสมบัติของความเครียดและความเค้น (Stress-Strain Characteristics)

ในการวิเคราะห์ปัญหาทางด้านเสถียรภาพมักจะกำหนดสมมุติฐานขึ้นมาเพื่อลดจำนวนตัวแปรลง วิธีการวิเคราะห์ทำได้โดยการแบ่งดินออกเป็นแท่งต่างๆ (Method of Slices) ซึ่งสามารถแบ่งได้ตามการเปลี่ยนแปลงของชั้นดินกับความลึกอันเกิดขึ้นจริงตามธรรมชาติ หรือสมมุติฐานซึ่งกำหนดขึ้นเพื่อลดจำนวนตัวแปรในการแก้ปัญหาโดยวิธี Slices ทำได้โดยมีหลักการดังนี้

1. หน่วยแรงที่กระทำในแนวตั้งจากกับระนาบของการวิบัติ จะพิจารณากรณี Static Equilibrium โดยไม่พิจารณาถึงคุณสมบัติทางด้านความเครียดและความเค้นของดินจึงจำเป็นต้องพิจารณาค่าแรงและทิศทางการกระทำทางด้านข้างของ Slices

2. วิธีการของ Static Equilibrium จะพิจารณาค่าอัตราส่วนความปลอดภัยเท่ากันทุก Slices ซึ่งในสภาพความเป็นจริงแล้วกรณีเช่นนี้จะไม่เกิดขึ้น ยกเว้นเมื่อคันดินเกิดการวิบัติขึ้นอัตราส่วนความปลอดภัยจึงจะเท่ากันหนึ่ง



- W = Weight of soil
- C = Cohesion
- P = Normal force
- R = Resultant force
- S = Shearing force
- E_1, E_2 = Earth forces
- U_1, U_2, U_3 = Water forces
- T_1, T_2 = Shear forces between slices
- F = Factor of safety

รูปที่ 2.26 วิธีการวิเคราะห์เสถียรภาพซึ่งเสนอโดยบุคคลต่างๆ

3. การตั้งสมมติฐานเพื่อแก้ปัญหา มักจะแตกต่างกันไปดังวิธีการของ Fellenius หรือวิธีของ Bishop ได้ตั้งสมมติฐานดังนี้

ก) วิธี Ordinary Method of Slices (Fellenius, 1927)

ได้ตั้งสมมติฐานในการแก้ปัญหาว่าแรงที่กระทำด้านข้างของ Slices เท่ากับศูนย์และแต่ละ Slices จะมีแรงลัพธ์เป็นศูนย์ในทิศทางที่ตั้งฉากกับผิวของการวิบัติของ Slices นั้นๆ ดังนั้นจึงต้องพิจารณาสมมูลย์ของโมเมนต์ทั้งระบบ

ข) วิธี Simplified Bishop Method (Bishop, 1955)

ได้พิจารณาสมมูลย์ของโมเมนต์ทั้งระบบ (Overall Moment of Equilibrium) โดยที่ไม่ทราบขนาดของแรงในแนวนอน (Horizontal Force) ดังนั้นแรงในแนวดิ่งด้านข้าง Slices ต้องเท่ากันหรือเท่ากับศูนย์ ส่วนแรงในแนวนอนระหว่าง Slices จะมีค่าเท่าใดก็ได้จึงให้ผลรวมของแรงในแนวนอนเท่ากับศูนย์ ส่วนโมเมนต์แต่ละ Slices อาจไม่เท่ากับศูนย์ แต่เมื่อพิจารณาทั้งระบบจะสมมูลย์

สำหรับวิธี Limiting Equilibrium นี้ แต่ละ Slices มักจะมีสมการสมมูลย์ของแรง 2 สมการ และสมมูลย์ของโมเมนต์ 1 สมการ เมื่อพิจารณาปัญหาการวิบัติของคันทางแล้ว พบว่าการวิบัติจริงๆแล้วไม่ได้เกิดขึ้นพร้อมกันทุกจุดในมวลดิน (Progressive Failure) แต่ในการพิจารณาโดยใช้อัตราส่วนความปลอดภัย (Factor of Safety) จะสมมติว่าการวิบัติจะเกิดขึ้นพร้อมกันตลอดระนาบของผิวการวิบัติ

2.13 วิธีการวิเคราะห์เสถียรภาพ (Method of Stability Analysis)

การวิเคราะห์เสถียรภาพเป็นการวิเคราะห์ปัญหาที่เกี่ยวข้องกันระหว่างมวลของดินที่วิบัติกับพารามิเตอร์ของกำลังรับแรงเฉือนของดินและมุมเสียดทานภายใน (Cohesion, c & Internal Friction, ϕ) ส่วนที่สำคัญส่วนหนึ่งคือ การคำนวณค่าแรงกระทำที่ก่อให้เกิดการเคลื่อนตัวของดิน

ในการวิเคราะห์เสถียรภาพค่าอัตราส่วนความปลอดภัย จะเป็นค่าที่ชี้ให้เห็นถึงเสถียรภาพของคันดินนั้นๆ ซึ่งจะคำนวณภายใต้ขอบเขตของระบบการเกิดการวิบัติซึ่งจะทำการเปรียบเทียบกับอัตราส่วนระหว่างค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินต่อค่าความเค้นที่เกิดขึ้นระนาบของ

การวิบัติในทางปฏิบัติแล้วมักจะสมมุติขึ้นให้เป็นส่วนหนึ่งของวงกลม (Circular Arc Failure Surface) ซึ่งเป็นกรณีหนึ่งของ Plane Failure หรือ วิเคราะห์ในกรณี 2 มิติ (2 Dimensional Analysis) ในปี ค.ศ.1969 Skempton และ Hutchinson พบว่า การวิเคราะห์ในกรณี 2 มิติ (2 Dimensional Analysis) จะให้ค่าที่ต่ำกว่าความเป็นจริงที่เกิดขึ้นในลักษณะ 3 มิติ (3 Dimensional Analysis)

วิธีการวิเคราะห์เสถียรภาพในงานศึกษาวิจัยนี้ จะใช้ทฤษฎีซึ่งต่างก็เป็นทฤษฎีที่ได้สมมุติให้ระนาบของการเกิดการวิบัติเป็นส่วนหนึ่งของวงกลมดังแสดงในรูปที่ 2.27

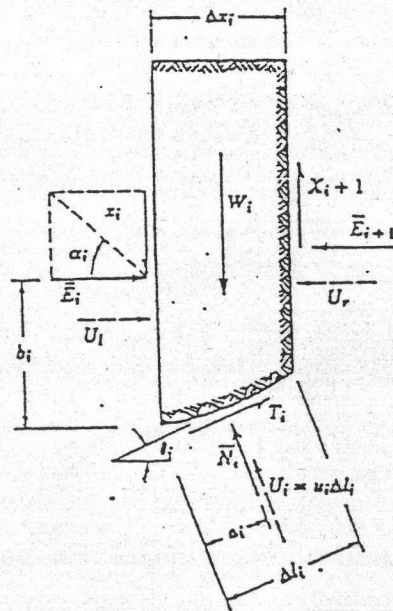
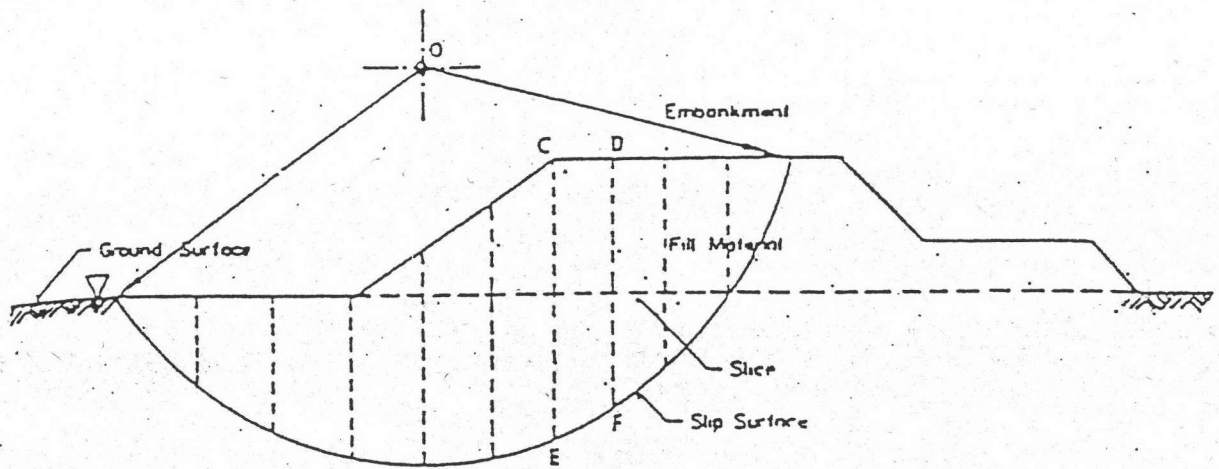
แรงในส่วนของวงกลมจะถูกแบ่งออกเป็นสไลด์ๆ (Slices) ซึ่งสามารถพิจารณาแรงกระทำต่อ Slice CDEF ที่สมมุติได้คือ

1. น้ำหนักของมวลดินใน Slice (W_i)
2. แรงดันน้ำในโพรงดินที่เกิดขึ้นตลอดความยาวของ Slice (U_i)
3. แรงกระทำในแนวตั้งจากผิวของ Slice ในทุกระนาบ (E_i, E_{i+1}, N_i)
4. แรงเฉือนที่กระทำต่อ Slice (X_i, X_{i+1}, T_i)

ตารางที่ 2.7 แสดงจำนวนสมการและตัวไม่ทราบค่าสำหรับวิธีการ Limiting Equilibrium จากแรงกระทำทั้งหมดที่กระทำต่อ Slice จะพบว่าปัญหาที่เกิดขึ้นเป็นกรณี Statically Indeterminate ทั้งนี้เนื่องจากระนาบ CE และ DF มิได้เป็นระนาบที่เกิดการวิบัติ แรงกระทำ X และ E จึงไม่สามารถทราบค่าได้และเพื่อต้องการทราบคำตอบของการวิเคราะห์ จึงจำเป็นต้องตั้งสมมุติฐานของแรงทั้งสองขึ้น ซึ่งสามารถแยกวิธีการคิดออกเป็น 2 วิธีคือ

2.13.1 วิธีของ Fellenius (Swedish Circle Method, Ordinary Method of Slice)

Fellenius (1936) ได้เสนอวิธีการวิเคราะห์ขึ้นโดยสมมุติให้แรงลัพธ์ของแรงกระทำด้านข้างของแต่ละ Slice ในแนวตั้งจากกับระนาบการวิบัติไม่มีค่า ดังแสดงในรูปที่ 2.28 จึงทำให้



รูปที่ 2.27 การแบ่งมวลดินและแรงที่กระทำต่อ Slices เพื่อทำการวิเคราะห์อัตราส่วน
ความปลอดภัยของคันดินถม

 Unknowns Associated with Force Equilibrium

- n Resultant normal forces \bar{N}_i on the base of each slice or wedge
- 1 Safety factor, which permits the shear forces T_i on the base of each slice to be expressed in terms of \bar{N}_i
- $n - 1$ Resultant normal forces E_i on each interface between slices or wedges
- $n - 1$ Angles α_i which express the relationships between the shear force X_i and the normal force E_i on each interface
- $3n - 1$ Unknowns, versus $2n$ equations

Unknowns Associated with Moment Equilibrium

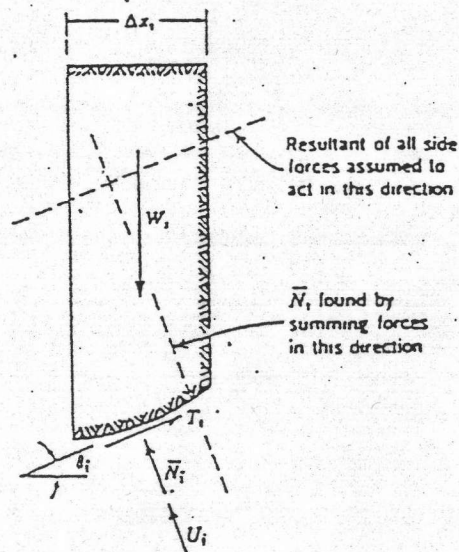
- n Coordinates a_i locating the resultant \bar{N}_i on the base of each wedge or slice
- $n - 1$ Coordinates b_i locating the resultant E_i on each interface between wedges or slices
- $2n - 1$ Unknowns, versus n equations

Total Unknowns

- $5n - 2$ Unknowns, versus $3n$ equations
-

ตารางที่ 2.7 แสดงจำนวนตัวแปรค่าและสมการสำหรับวิธี

Force Equilibrium และ Moment Equilibrium



รูปที่ 2.28 ระบบแรงที่กระทำต่อ Slice สำหรับวิธีการของ Fellenius

$$\begin{aligned}
 N_1 + U_1 &= W_1 \cos \alpha_1 \\
 \text{หรือ} \quad N_1 &= W_1 \cos \alpha_1 - U_1 = W_1 \cos \alpha_1 - u_1 \Delta l_1 \\
 T_1 &= W_1 \sin \alpha_1
 \end{aligned}$$

เมื่อทราบค่า N_1 และ T_1 แล้วจะสามารถทราบค่าอัตราส่วนความปลอดภัยได้จาก

$$F.S. = \frac{c_1 + (W_1 \cos \alpha_1 - u_1 \Delta l_1) \tan \phi_1}{W_1 \sin \alpha_1}$$

$$\text{และเมื่อคิดทั้งระบบ} \quad F.S. = \frac{\sum_{i=1}^n (c_i \Delta l_i + (W_i \cos \alpha_i - u_i \Delta l_i) \tan \phi_i)}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i} \quad 2.18$$

โดยที่

$$\begin{aligned}
 F.S. &= \text{อัตราส่วนความปลอดภัย (Factor of Safety)} \\
 W_i &= \text{น้ำหนักของมวลดินชั้นที่ } i \\
 \Delta l_i &= \text{ความยาวของส่วนโค้งของวงกลมที่ฐานของมวลดินของ Slice ชั้นที่ } i \\
 \alpha_i &= \text{มุมระหว่างเส้นสัมผัสที่ฐานของ Slice ชั้นที่ } i \text{ กับแนวราบ} \\
 c_i, \phi_i &= \text{ค่าพารามิเตอร์ด้านกำลังรับแรงเฉือนของดินของ Slice ชั้นที่ } i \text{ (Strength Parameter)} \\
 u_i &= \text{ค่าแรงดันน้ำในโพรงดินใต้ฐานของมวลดินของ Slice ชั้นที่ } i
 \end{aligned}$$

2.13.2 วิธีการของ Bishop (Bishop's Method)

Bishop (1955) ได้เสนอวิธีการใหม่ขึ้นซึ่งได้ถูกพัฒนาต่อทำให้ง่ายในการวิเคราะห์โดย Janbu et al (1956) ซึ่งวิธีการนี้มักจะเรียกว่า Simplified Bishop Method of Slices ดังแสดงในรูปที่ 2.29 โดยวิธีการนี้จะเพิ่มความละเอียดในการคำนวณโดยคิดถึงแรงกระทำด้านข้างของ Slice ซึ่งทำให้แรงลัพธ์ในแนวตั้งไม่มีค่า ทำให้ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยมีค่าคือ

$$F.S. = \frac{W_1 - u_1 \Delta X_1 - (c \Delta X_1 \tan \phi_1) / FS}{\cos \phi_1 (1 + (\tan \phi_1 \tan \phi) / FS)}$$

และเมื่อคิดทั้งระบบ

$$F.S. = \frac{\sum_{i=1}^n c \Delta X_i + (W_1 - u_1 \Delta X_1) \tan \phi * 1/M_1(\phi)}{\sum_{i=1}^n W_1 \sin \phi_1} \dots 2.19$$

โดยที่

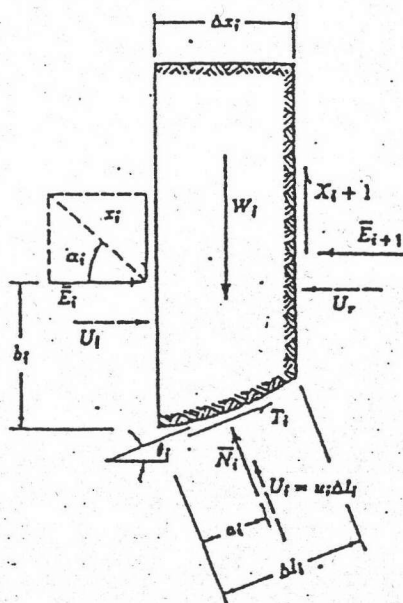
$$M_1(\phi) = \cos \phi_1 (1 + \tan \phi_1 \tan \phi / FS)$$

2.13.3 วิธีการ WEDGE (Wedge Method)

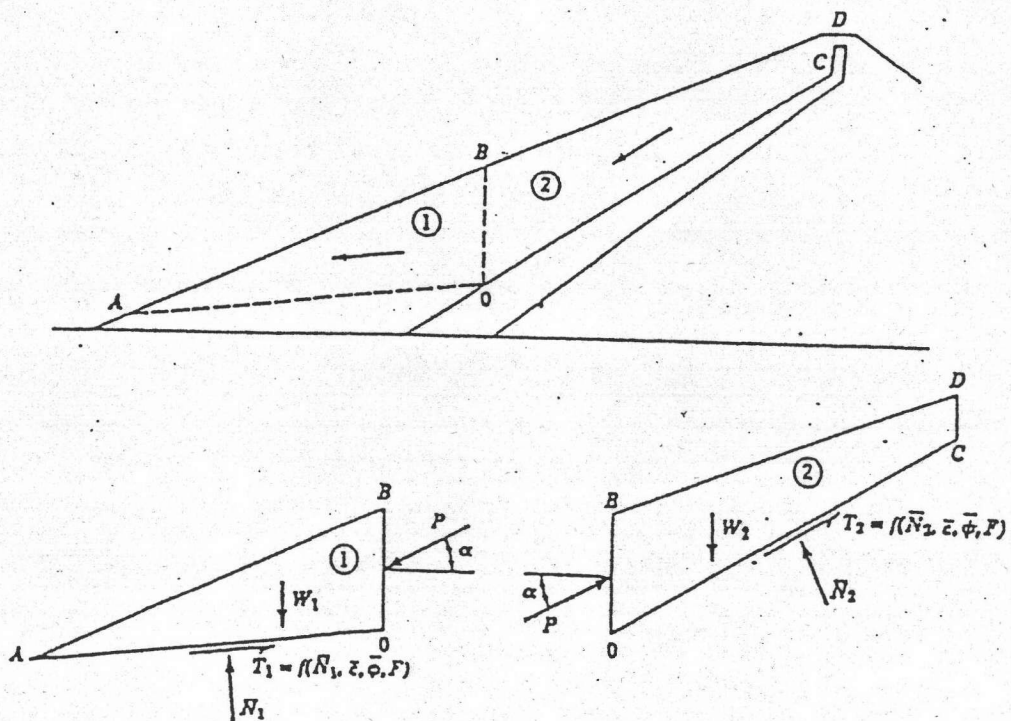
สำหรับดินที่สามารถแบ่งเป็นชั้นๆ ได้โดยใช้เส้นตรงสองหรือสามเส้นมาประกอบกัน การวิเคราะห์เสถียรภาพจะพิจารณารอยผิววิบัติในรูปของ Method of Slide ก็ได้แต่วิธีที่เหมาะสมและคำตอบเชื่อถือได้ก็คือ Wedge Method

รอยผิวการวิบัติแบบนี้มักเกิดในชั้นดินอ่อนที่บาง วิธีการวิเคราะห์สามารถทำได้โดยการแบ่งมวลดินที่เกิดการวิบัติออกเป็นรูป Wedge 2-3 รูปหรือมากกว่า ดังรูปที่ 2.30 ค่าแรงเฉือนของระนาบการวิบัติจะอยู่ในรูปของค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินต่ออัตราส่วนความปลอดภัย ซึ่งค่าอัตราส่วนความปลอดภัยของทุกๆ Wedge จะเท่ากันและจะพบว่าแต่ละ Wedge จะมีตัวที่ไม่ทราบค่าของแรง 3 ตัวคือ P , N_1 , N_2 และตัวไม่ทราบค่าอีก 2 ตัวคือ ค่าอัตราส่วนความปลอดภัย (F) และมุมที่แรงระหว่าง Wedge กระทำรวมตัวที่ไม่ทราบค่า 5 ตัว แต่จำนวนสมการที่ใช้ในการแก้ปัญหาที่มีจำนวนสมการอยู่ 4 สมการ ดังนั้นจึงเป็นปัญหาแบบ Statically Indeterminate Problem ซึ่งจะแก้ปัญหาได้โดยการลดตัวไม่ทราบค่าลงโดยกำหนดให้แรงระหว่าง Wedge กระทำในแนวราบ จึงจะทำให้สามารถหาคำตอบได้

วิธีการ Wedge Method จะเป็นการสมมติค่า Factor of Safety โดยวิธีการลองผิดลองถูก (Trial and Error) และมักมีค่าผิดพลาดประมาณ 15% วิธีนี้จะเชื่อกว่าสามารถใช่วิธีของ Junbu's Generalization Procedure of Slide, Spencer's Method (Wright 1969) หรือ Morgenstern and Price's Method



รูปที่ 2.29 ระบบแรงที่กระทำต่อ Slice สำหรับวิธีการของ Bishop's Simplified Method



รูปที่ 2.30 การแบ่ง Wedge ของวิธี Wedge Method และแรงกระทำต่อ Wedge