



ทฤษฎีและผลงานในอดีต

2.1 แนวความคิดพื้นฐาน

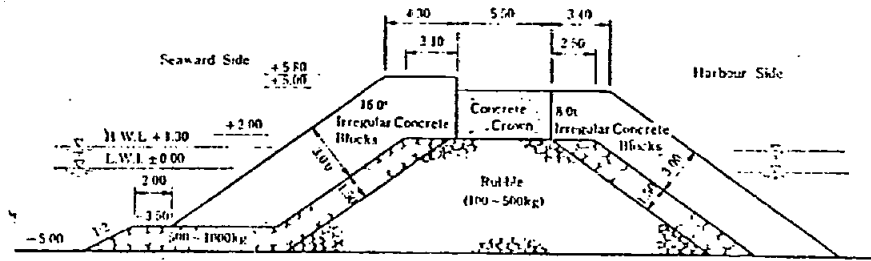
ดินเหนียวอ่อนเมื่อมีแรงภายนอกกระทำ จะทำให้ดินนั้นเคลื่อนตัว ซึ่งถ้าดินที่ได้รับแรงกระทำดังกล่าว ไม่สามารถจะรับน้ำหนักที่มากกระทำได้เพียงพอแล้ว มักจะทำให้เกิดการพังทลายของตัวโครงสร้างและดินฐานราก การเสียหายของโครงสร้างนั้น อาจเป็นการเสียหายทางด้านเสถียรภาพหรือการทรุดตัวที่มากเกินไป ทำให้โครงสร้างไม่สามารถใช้งานได้อย่างเต็มที่ เช่น ความเสียหายต่อโครงสร้างของตัวถนนหรือกำแพงกันคลื่นแบบหินทิ้ง ในการวิเคราะห์การทรุดตัวของกำแพงกันคลื่น ต้องคำนึงถึงหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress) ที่เกิดขึ้นในดินพื้นฐานใต้กำแพงกันคลื่น อันเนื่องมาจากน้ำหนักของตัวกำแพงเอง ขนาดของหน่วยแรงดังกล่าวที่เกิดขึ้น จะขึ้นอยู่กับขนาดและรูปร่างของตัวกำแพง, วัสดุที่ใช้ทำการก่อสร้าง, แรงกระทำของคลื่นน้ำ และวิธีการในการก่อสร้าง

ฉนั้นโดยทั่วไปแล้วในการศึกษาถึงการก่อสร้าง Embankment นั้นมักจะต้องศึกษาถึงผลของเสถียรภาพและการทรุดตัวของ Embankment เสมอ ทั้งนี้เสถียรภาพและการทรุดตัวของโครงสร้างจะมากหรือน้อยเพียงใด ก็จะขึ้นอยู่กับตัวแปรต่าง ๆ ทั้งในส่วนของคุณสมบัติของดินฐานรากและตัวโครงสร้างรวมทั้งสภาพและวิธีการในการก่อสร้างด้วย (รูปที่ 2-1 แสดงรูปแบบต่าง ๆ ของโครงสร้าง)

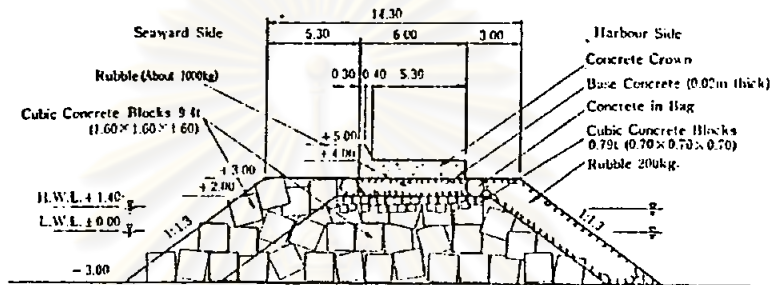
2.2 หลักการทั่วไปในการออกแบบกำแพงกันคลื่น

โดยทั่วไปแล้ว ก่อนการออกแบบจะต้องทำการศึกษาถึงสิ่งต่อไปนี้

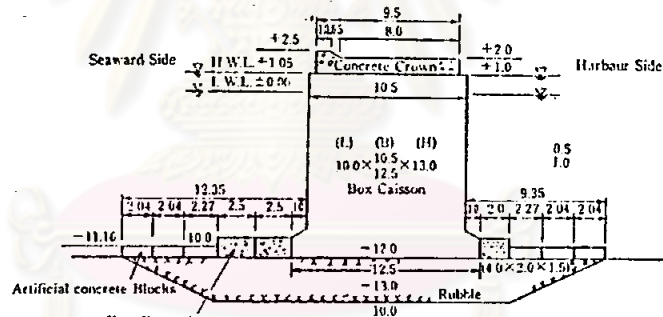
1. แนวของกำแพงกันคลื่นที่จะทำการก่อสร้าง (Lay out of Breakwater)
2. อิทธิพลต่อภูมิประเทศข้างเคียง (Influence on Surrounding)
3. อิทธิพลที่มีต่อสิ่งที่มีชีวิตในน้ำ (Influence on Water Ecology)
4. เงื่อนไขในการออกแบบ (Design Conditions)
5. แบบของโครงสร้างกำแพงกันคลื่น (Structural Type)



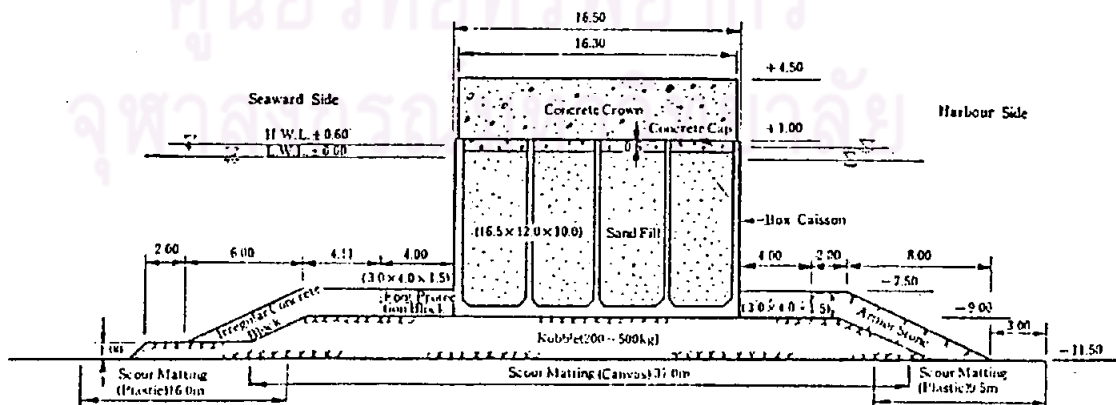
(a) Example of Rubble Sloping Breakwater



(b) Example of Concrete Block Type Sloping Breakwater



(c) Example of Caisson Type Upright Breakwater



(d) Example of Caisson Type Composite Breakwater on Dense Sandy Soil

รูปที่ 2-1 แสดงรูปแบบต่างๆ ของ BREAKWATER STRUCTURE

6. วิธีการในการออกแบบ (Design Method)
7. วิธีการในการก่อสร้าง (Construction Method)
8. ราคาากก่อสร้าง (Construction Cost)

ในการก่อสร้างกำแพงกันคลื่นแบบหินทิ้งต่าง ๆ ที่ผ่านมา ทั้งในกรณีที่โข่งกันคลื่นสำหรับท่าเรือน้ำลึกหรือในกรณีอื่น ๆ มักพบเสมอว่าความเสียหายต่าง ๆ ที่เกิดขึ้นกับตัวโครงสร้างนั้นมีหลายแบบ ซึ่งสามารถแบ่งออกได้ดังนี้

1. การเลื่อนไถลของตัวกำแพง (Horizontal Sliding at Foundation Interface)
2. การเคลื่อนตัวของดินฐานราก เนื่องจากน้ำหนักของกำแพงกันคลื่น (Extrusion of Soft Clay) ทำให้เกิดการทรุดตัวของโครงสร้างมาก
3. การพิบัติเนื่องจากเสถียรภาพภายในตัวกำแพงและดินฐานราก (Rotation Failure)
4. การทรุดตัวของกำแพงกันคลื่น (Settlement of Breakwater)

2.2.1 แรงเนื่องจากคลื่นน้ำที่กระทำกับ Breakwater structure

แรงคลื่นที่กระทำกับ Breakwater นั้น จะแปรผันตามขนาดของความสูงคลื่น ความลึกของท้องน้ำ , สภาพของท้องน้ำ , ทิศทางของคลื่น ฯลฯ ซึ่งสามารถจะคำนวณได้เมื่อทราบข้อมูลต่าง ๆ ดังกล่าวแล้ว

ผลจากแรงคลื่นที่กระทำกับ Breakwater Structure นั้นจะทำให้เกิดแรงดันด้านหน้าของ Breakwater และแรงยกตัวภายใต้ Breakwater นั้น อย่างไรก็ตาม ในกรณีของ Rubbles Mounded Breakwater Structure ซึ่งมีความลาดเอียงทางด้านหน้ารับคลื่น จะมีผลจากแรงของคลื่นลดลง ดังนั้นการวิเคราะห์ทางด้านแรงดันจากคลื่นน้ำ ซึ่งมีผลน้อยก็ไม่จำเป็นมากนัก แต่ในการออกแบบจำเป็นจะต้องป้องกันการกัดเซาะของดินพื้นฐานด้านหน้า เนื่องจากคลื่นด้วย

โดยทั่วไปแล้วการออกแบบ Breakwater Structure นั้นมักจะให้ความลาดเอียงทางด้านหน้าที่รับคลื่นประมาณ 1:2 ถึง 1:3 และทางด้านที่ไม่ได้รับคลื่นประมาณ 1:1.5 ถึง 1:2 ซึ่งจะเป็นความลาดเอียงที่เหมาะสมทั้งยังจะช่วยให้โครงสร้างมีเสถียรภาพดีขึ้นด้วย

2.3 กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่คายน้ำของดินฐานราก (Undrained Shear Strength, S_u)

ในการวิเคราะห์เสถียรภาพ (Stability Analysis) ของกำแพงกันคลื่นหินทิ้งที่สร้างอยู่บนชั้นดินเหนียวอ่อนนั้น คุณสมบัติทางด้านกำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรนของดินเหนียวเป็นคุณสมบัติที่สำคัญอย่างยิ่งในการวิเคราะห์เสถียรภาพ กำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรนของดินเหนียวอ่อนนี้อาจจะหาได้จากการทดสอบดินในห้องปฏิบัติการ เช่นการทดสอบ UU -Triaxial Compression Test, UC-Triaxial Compression Test, หรือ Direct Shear Test ก็ได้ นอกจากนี้ยังสามารถหาได้จากการทดสอบดินในสนาม โดยการทดสอบ Vane Shear Test ใดๆก็ตามกำลังของดินที่ได้จากการทดสอบในแต่ละวิธีก็จะแตกต่างกันไป เนื่องจากผลของ Strain Rate (MITCHELL, 1964) และ ระบบของหน่วยแรงที่เกิดการพิบัติ (HANSEN & GIBSON, 1949; LADD; 1964; DUNCAN & SEED; 1965; LO, 1966) ดังแสดงในรูปที่ 2-3 และ 2-4 โดยจากรูปที่ 2-3 จะพบว่าเมื่อพิจารณาถึงการพิบัติในลักษณะเป็นส่วนโค้งของวงกลมแล้ว จะพบว่าเมื่อเกิดการพิบัติของโครงสร้างจะเป็นลักษณะของ Circular failure ผ่านลงไปดินฐานราก ลักษณะการพิบัติของดินฐานรากสามารถจะแบ่งระบบของหน่วยแรงที่ทำให้เกิดการพิบัตินี้สอดคล้องกับการทดสอบดิน เพื่อให้เกิดการพิบัติในห้องปฏิบัติการออกได้เป็น 3 แบบด้วยกันคือ

1. การพิบัติในดินฐานรากบริเวณจุดเริ่มต้นของการพิบัติจะสอดคล้องกับการทดสอบดินแบบ Triaxial Compression Test โดยหน่วยแรงที่ทำให้ดินฐานรากเกิดการพิบัติจะอยู่ในแนวตั้ง
2. การพิบัติของดินฐานรากในส่วนกลางของส่วนโค้งที่พิบัติจะสอดคล้องกับการทดสอบแบบ Direct Shear Test ในห้องปฏิบัติการโดยการพิบัติจะเป็นลักษณะของการเกิดแรงเฉือนในแนวราบ
3. การพิบัติของดินฐานรากในส่วนปลายของส่วนโค้งที่พิบัติจะสอดคล้องกับการทดสอบ

Triaxial Extension Test ในห้องปฏิบัติการโดยหน่วยแรงที่ทำให้เกิดการบีบอัดจะเกิดขึ้นในแนวราบ

จากระบบของหน่วยแรงที่ทำให้เกิดการบีบอัดทั้ง 3 แบบดังกล่าวนี้ หากจะทำการวิเคราะห์เสถียรภาพของโครงสร้างแล้วนั้น กำลังของดินที่จะใช้ในการวิเคราะห์ที่ถูกต้องจะต้องแบ่งออกเป็น 3 ส่วน ตามการทดสอบในแบบต่าง ๆ แต่ในการจะกระทำเช่นนั้นโดยปกติมักจะไม่ว่างกัน เนื่องจากเกิดความยุ่งยากและผลที่ได้ก็ไม่แตกต่างจากการใช้ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินจากการทดสอบเพียงอย่างเดียวอย่างใดอย่างหนึ่งมากนัก ฉะนั้นจึงมักใช้ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินจากการทดสอบเพียงอย่างเดียวเท่านั้น

ในการหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินนั้นมีเทคนิคในการหาค่าอีกหลายวิธี ซึ่งผลที่ได้เมื่อนำไปใช้วิเคราะห์เสถียรภาพของโครงสร้างก็ให้ค่าที่เชื่อถือได้พอสมควรเช่นกัน โดยวิธีการที่มีผู้เสนอต่าง ๆ มีดังนี้

2.3.1 วิธีการของ Bjerrum

Bjerrum ได้เสนอความสัมพันธ์ดังนี้

$$Su_{field} = \mu \cdot Su(FV) \dots \dots \dots (2.1)$$

เมื่อ

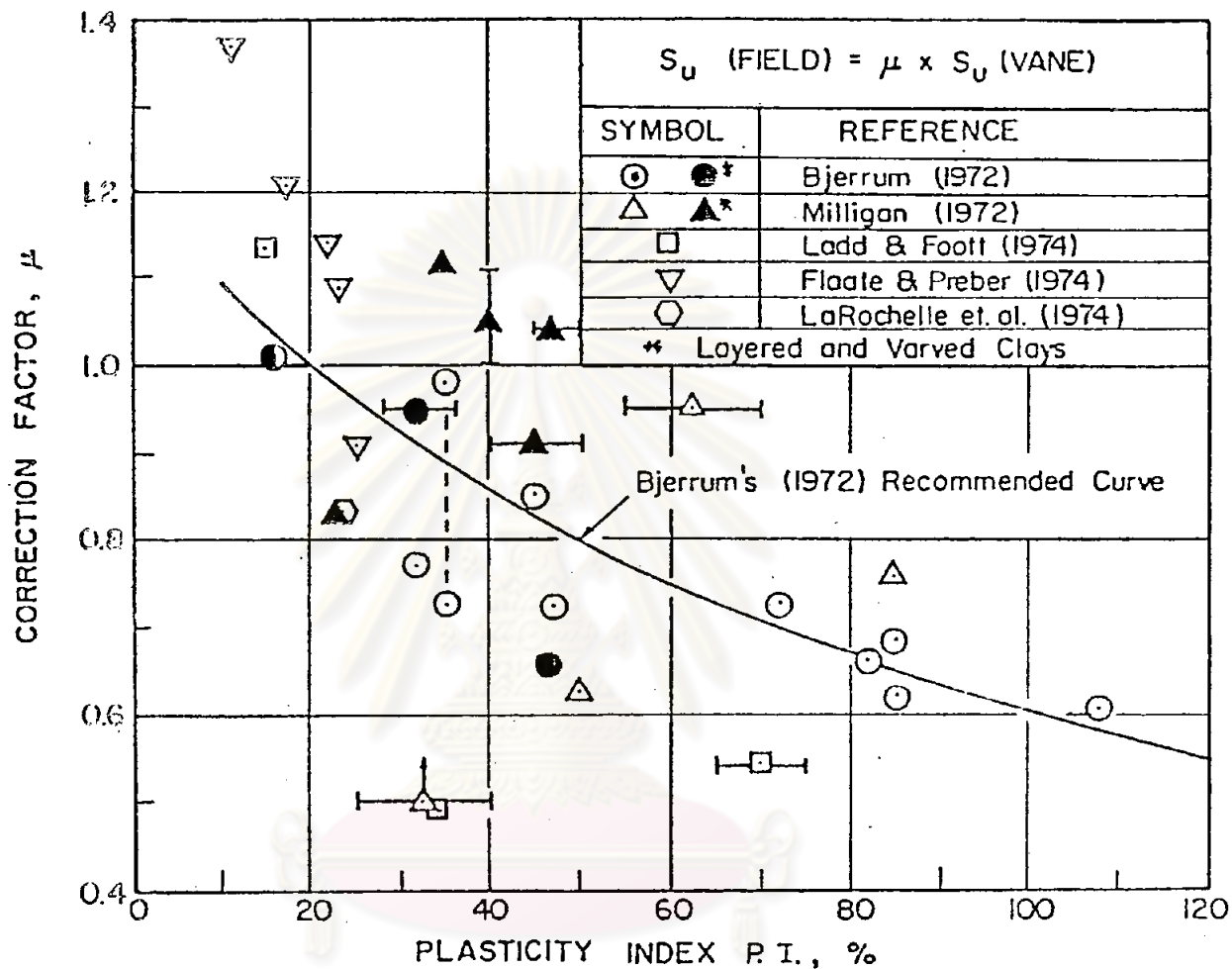
$$Su_{field} = \text{ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินในสนาม (ตัน/ตร.ม)}$$

$$Su(FV) = \text{ค่ากำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบ Vane Test}$$

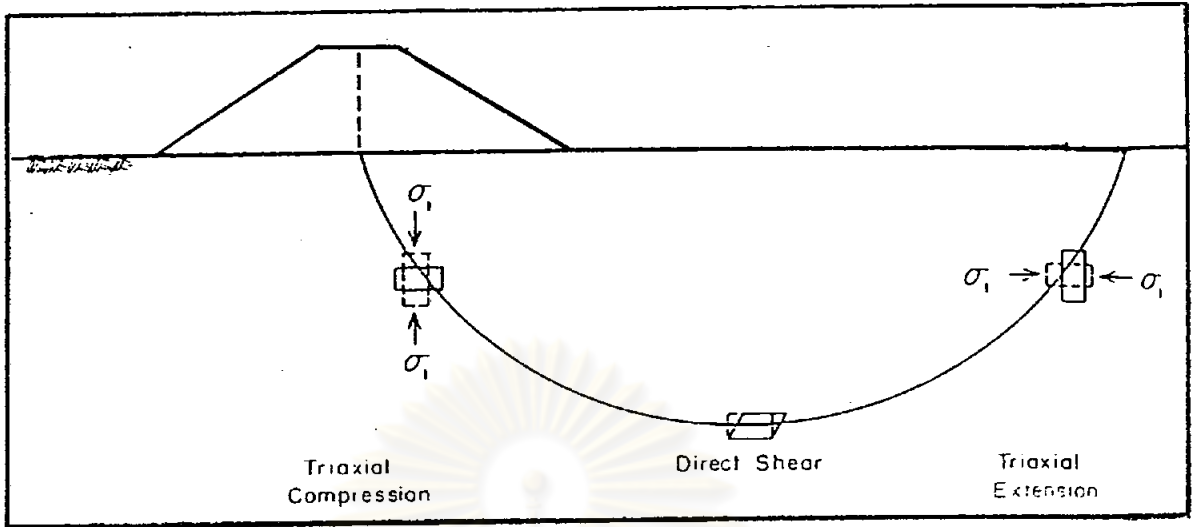
$$\mu = \text{Bjerrum's Correction factor} \dots \dots \dots (\text{รูป 2-2})$$

ค่า $Su(FV)$ คือค่ากำลังรับแรงเฉือนที่อยู่บน Failure Surface จากการทดสอบ Vane Shear และควรเป็นค่าที่มาจาก การทดสอบ Geonor Vane Test เท่านั้น จึงจะให้ค่าที่เหมาะสม

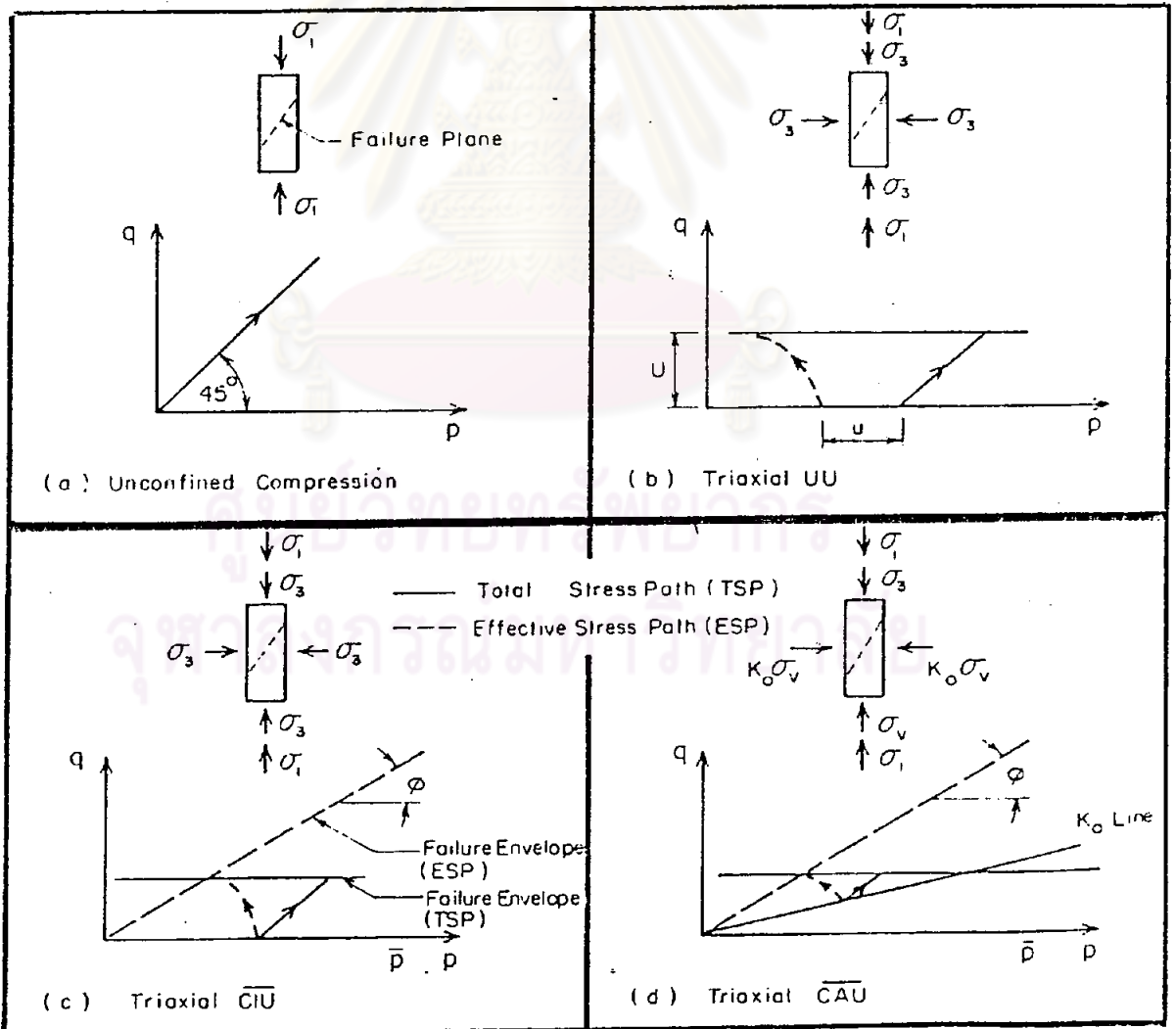
2.3.2 วิธีแบบ Recompression



รูปที่ 2-2 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Bjerrum's Correction Factor กับค่า Plasticity Index ได้มาจากการทำ Embankment Failures.



รูปที่ 2-3 ความสัมพันธ์ของระบบของหน่วยแรงที่เกิดขึ้นใต้เขื่อนกันคลื่น กับการทดสอบในห้องปฏิบัติการ



รูปที่ 2-4 แสดงความสัมพันธ์ของระบบหน่วยแรง และทางเดินของหน่วยแรงจากการทดสอบในห้องปฏิบัติการด้วยวิธีการต่าง ๆ

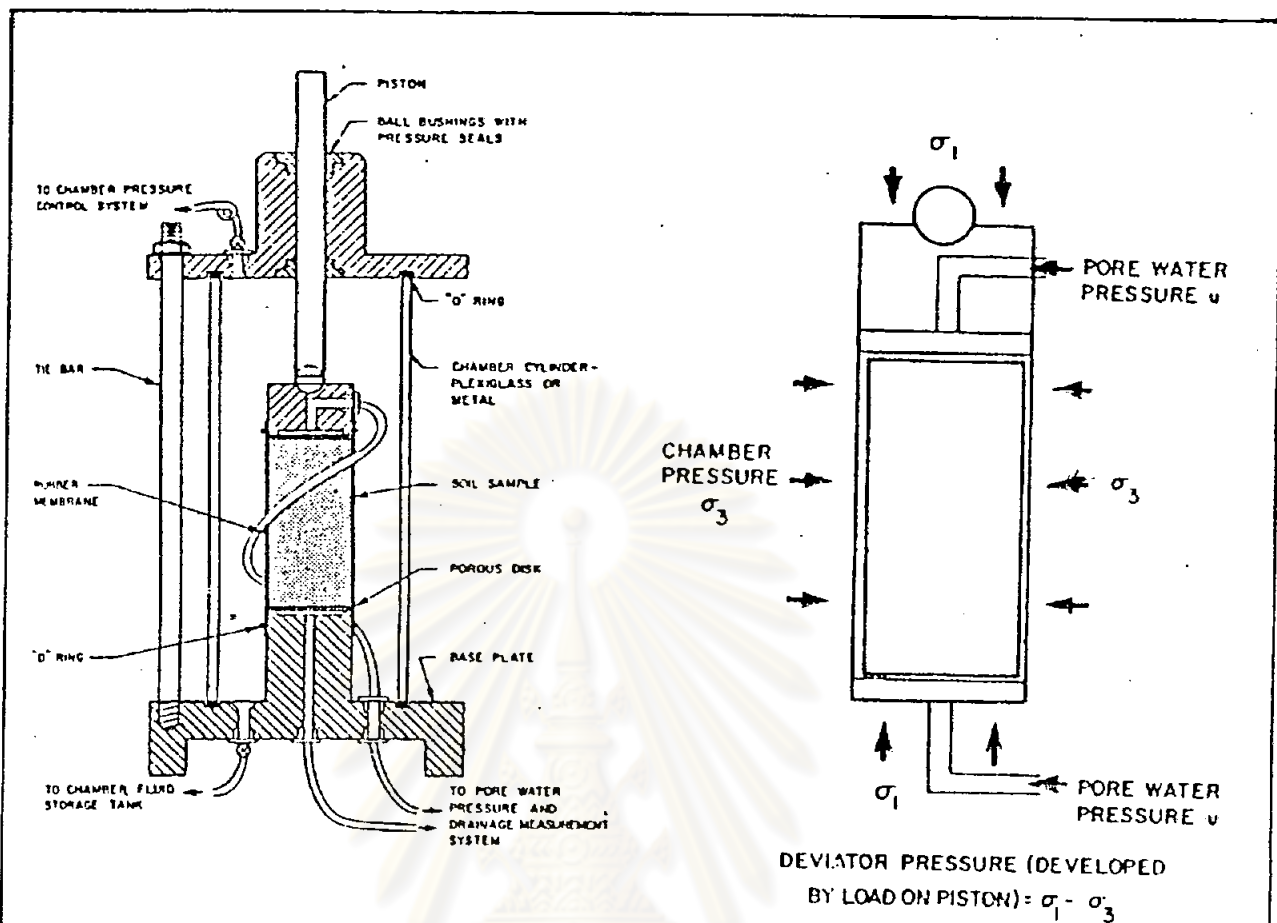
วิธีการนี้เป็นวิธีที่นิยมใช้กันอยู่ในปัจจุบัน โดยอาศัยหลักการสมมุติฐานมาจากค่าแรงเฉือนแบบอันเดรอน (Su) และหน่วยแรงประสิทธิผลก่อนถูก Load (Preshear Effective Stress) มีความสัมพันธ์กัน โดยการหาค่าแรงเฉือนจากการทดสอบดินที่มีหน่วยแรงประสิทธิผลในดินเทกซ์เจอร์ธรรมชาติ โดยการทดสอบด้วยวิธี CU - TC Test โดยใช้ตัวอย่างที่ถูกรบกวนน้อยที่สุดมาทำการ Reconsolidated ตัวอย่างดินใหญ่กลับไปอยู่ในสภาวะของหน่วยแรงตามธรรมชาติหรือทำการ Reconsolidated ตัวอย่างดินไปที่หน่วยแรงประสิทธิผลเท่ากับหรือน้อยกว่าหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุด ที่มวลดินเคยได้รับตามธรรมชาติแล้วแต่ค่า OCR ที่ต้องการ แล้วจึงทำการทดสอบหาค่าแรงเฉือนแบบอันเดรอน (Su) โดยทำให้ดินเกิดการพิบัติในสภาพอันเดรอน

Koutsoftas และ Ladd (1985) แนะนำว่าการวิเคราะห์เสถียรภาพแต่ละขั้นตอนของการก่อสร้างนั้น ค่า Undrained Stress-Strain Strength Properties ของ Plastic Marine Clay จะสามารถหาจาก UU-TC Tests เพื่อหาค่า Initial Undrained Strength (Su) และ CIU-TC Tests เพื่อคาดคะเนกำลังของดินที่จะเพิ่มขึ้นเมื่อดินเกิด Consolidation แล้วขั้นตอนต่อมาอาจจะใช้การทดสอบ CKoU-TC Test โดยแปรผันค่า OCR ต่างๆ กันไป ซึ่งจะสามารถประมาณค่ากำลังของดินเนื่องจากผลของ Anisotropy และ Progressive Failure เพื่อใช้วิเคราะห์เสถียรภาพได้

รูปที่ 2-4 ใต้แสดงความสัมพันธ์ของระบบหน่วยแรง และ ทางเดินของหน่วยแรง จากการทดสอบด้วยวิธีการต่าง ๆ เพื่อหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของดิน

รูป 2-5 แสดงลักษณะของเครื่องมือที่ใช้ทดสอบดินแบบ Triaxial รวมทั้งการตั้งตัวอย่างดินและขั้นตอนในการทดสอบดินแต่ละวิธี

จากประสบการณ์ที่ผ่านมาพบว่าโดยทั่วไป ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรอนของดิน (Undrained Shear Strength) ที่จะนำมาใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพของกำแพงกันคลื่นนั้นมักจะใช้ค่าจากการทดสอบเพียงอย่างเดียวอย่างหนึ่งเท่านั้น โดย BISHOP & BJERRUM (1960); Ladd (1966) แนะนำให้ใช้ Su จาก Field Vane Test หรือ UU-TC Test เพื่อใช้วิเคราะห์กรณี Total Stress Analysis ส่วนกรณี Effective Stress Analysis Ladd & Foott (ASCE, 1974) แนะนำว่าค่าแรงเฉือนจากการทดสอบ CKoU- TC Test



		CONSOLIDATED TESTS		
UNCONSOLIDATED UNDRAINED TEST		CONSOLIDATION PHASE	CU	CD
σ_3	HELD CONSTANT	HELD CONSTANT	HELD CONSTANT	HELD CONSTANT
σ_1	GRADUALLY INCREASED FROM σ_3	EQUAL TO σ_3	GRADUALLY INCREASED FROM σ_3	VERY GRADUALLY INCREASED FROM σ_3
u	DRAINAGE LINES CLOSED	DRAINAGE LINES OPEN **	NO WATER PERMITTED TO ESCAPE. PORE PRESSURE MEASURED FOR EFFECTIVE STRESS TESTS.	DRAINAGE LINES OPEN

* UNLESS ANISOTROPIC CONSOLIDATION IS TO BE EFFECTED
 ** IN BACK PRESSURED TESTS, PRESSURE IS SUPPLIED TO PORE LINES, BUT DRAINAGE IS PERMITTED

รูปที่ 2-5 แสดงการทดสอบ Triaxial Compression แบบต่าง ๆ

จะเป็นค่าเหมาะที่สุด โดยแนะนำดังนี้

1. ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรนของดิน (Undrained Shear Strength) ที่ได้จากการทดสอบ UU-TC Test จะสามารถหาค่า Initial Undrained Shear Strength (S_u) ของดินได้แต่ค่าแรงเฉือนคงกลาวที่ได้จะให้ค่าที่สูงเกินไป
2. ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรนของดิน (S_u) จากการทดสอบ CIU-TC Test จะให้ค่าที่สูงเกินไป อันเนื่องมาจากผลของ Consolidation สำหรับการวิเคราะห์เสถียรภาพ
3. ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรนของดิน (S_u) จากการทดสอบ CKoU-TC Test โดยคำนึงถึงผลของ Anisotropy และ Progressive Failure รวมทั้งประวัติของหน่วยแรงของดิน (Stress history of Soil) จะให้ค่าที่เหมาะสมที่สุดสำหรับการวิเคราะห์แบบ Effective Stress Analysis

2.4 เอนVELOPของกำลังรับแรงเฉือนประสิทธิผลจากไคอะแกรมของ \bar{p} และ q

เอนVELOPของกำลังรับแรงเฉือนประสิทธิผล จากไคอะแกรมของ \bar{p} และ q คือเส้นตรงที่ลากผ่านจุดที่เกิดหน่วยแรงเฉือน ณ จุดพิบัติในไคอะแกรมของ \bar{p} และ q

WHITMAN, 1960 ได้แสดงให้เห็นว่าแรงเฉือน (Shear Strength) ณ จุดพิบัติ จากเอนVELOPของกำลังรับแรงเฉือนประสิทธิผลจาก Mohr, Coulomb หรือจาก \bar{p} และ q ไคอะแกรมจะสามารถใช้แสดงแทนซึ่งกันและกันได้ดังนี้

กรณีของ \bar{p} และ q ไคอะแกรม

$$q_f = \bar{a} + \bar{p}_f \tan \bar{\alpha} \dots\dots\dots(2.2)$$

เมื่อ $q_f = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$ ณ จุดพิบัติที่กำหนด

$\bar{p}_f = (\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_3)/2$ ณ จุดพิบัติที่กำหนด

\bar{a} = หน่วยแรงยึดเหนี่ยวประสิทธิผล มีค่าเท่ากับระยะตัดของเส้นเอนVELOP

ของกำลังรับแรงเฉือนประสิทธิผลจากไคอะแกรมของ \bar{p} และ q บนแกนตั้ง (q)

กรณี Mohr และ Coulomb

$$\tau_{ff} = \bar{c} + \bar{\sigma}_{ff} \tan \bar{\theta} \dots \dots \dots (2.3)$$

- เมื่อ
- τ_{ff} = หน่วยแรงเฉือนของดิน ณ จุดพิบัติ
 - $\bar{\sigma}_{ff}$ = หน่วยแรงในแนวตั้ง ณ จุดพิบัติ
 - \bar{c} = หน่วยแรงยึดเหนี่ยวของดิน ณ จุดพิบัติ
- เมื่อเปรียบเทียบความสัมพันธ์ของทั้งสองกรณีแล้ว จะได้ดังนี้
- $$\bar{a} = \bar{c} \cdot \cos \bar{\theta} \quad \text{และ} \quad \tan \bar{\alpha} = \sin \bar{\theta}$$

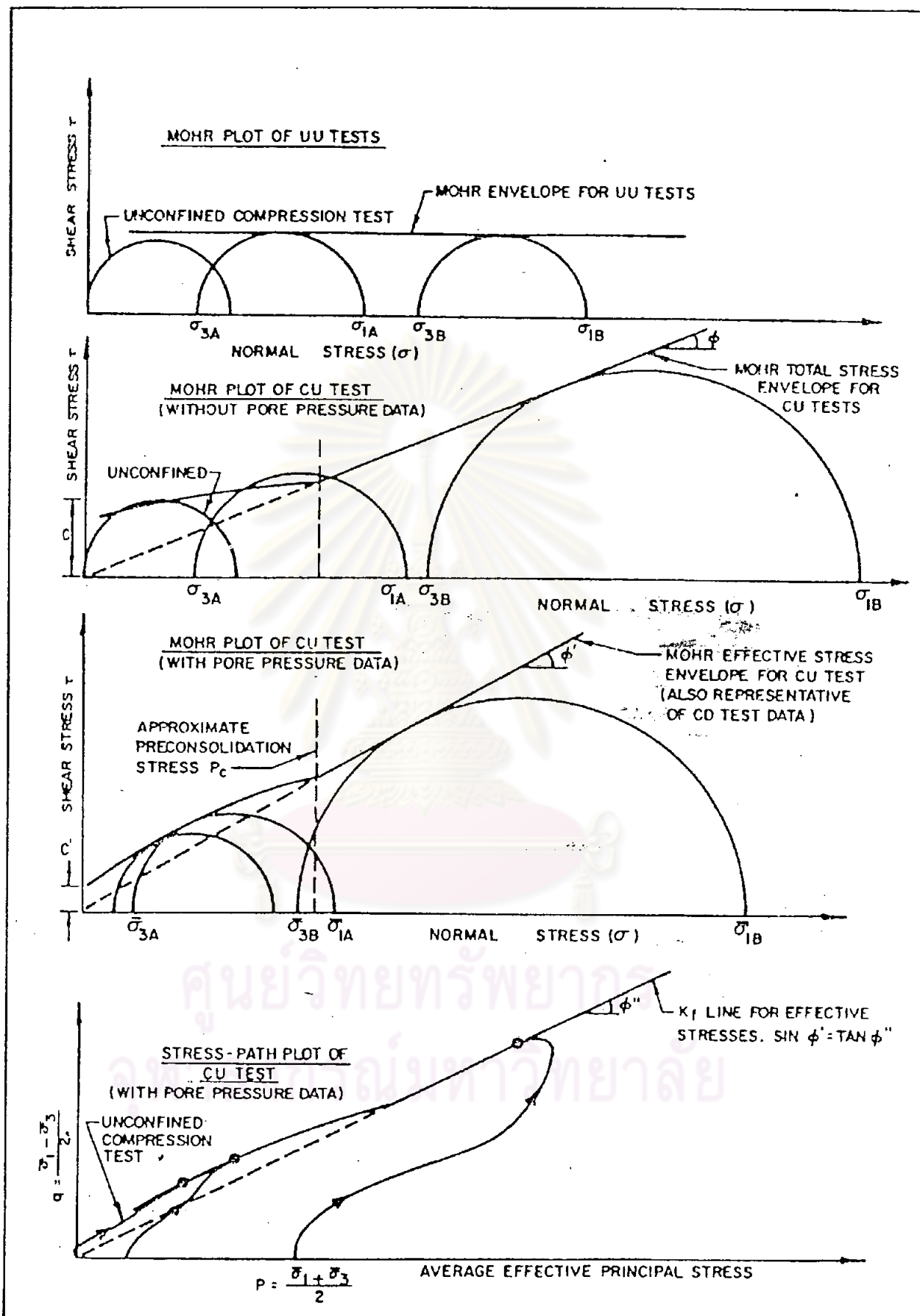
2.5 การกำหนดจุดพิบัติ (Failure criteria) จากการทดสอบดิน

Bjerrum & Simons 1960; Holtz 1947 และ Kenney 1959 ได้เสนอหลักการกำหนดจุดพิบัติในการทดลอง Triaxial อยู่สองแบบ คือ

1. ณ จุดที่เกิดค่าหน่วยแรงเบี่ยงเบนสูงสุด (Maximum Deviator Stress) $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ หรือค่าแรงเฉือนสูงสุด $(\sigma_1 - \sigma_3)/2_{max}$
2. ณ จุดที่เกิดค่า Maximum Principle Effective Stress Ratio $(\bar{\sigma}_1 / \bar{\sigma}_3)_{max}$ หรือเรียกว่า Maximum Obliquity

ในกรณีการทดลองแบบอันเดรน (Undrained Test) สำหรับ Sensitive Normally Consolidated Clays จุดที่เกิดการพิบัติอาจจะเป็นค่า $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ หรือ $(\bar{\sigma}_1 / \bar{\sigma}_3)_{max}$ ก็ได้ แต่ที่นิยมใช้มักจะใช้ $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$

รูปที่ 2-6 แสดงผลการทดสอบ Triaxial ในแบบต่าง ๆ รวมทั้งการแสดงทางเดิน



รูปที่ 2-6 แสดงผลการทดสอบ UU, CU Triaxial Compression Test

ของหน่วยแรงและการกำหนดจุดพิบัติจากวิธีการทดสอบในแบบต่าง ๆ

2.6 คุณสมบัติของดินทรายจากการทดสอบ SPT-Test

การทดสอบ SPT นี้ ได้กระทำตาม ASTM D1586-67 โดยใช้ Split Spoon Sampler ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางภายนอก 2 นิ้ว และเส้นผ่าศูนย์กลางภายใน 1 3/8 นิ้ว ตอกให้จมลึก 6 นิ้วแรก จะไม่นับแต่จะนับจำนวนที่ตอกจมลึก 12 นิ้วสุดท้าย เป็นค่า SPT-N-Valua การทดสอบ SPT นี้ ได้เริ่มกระทำกันครั้งแรกในอเมริกา โดย The Raymond Concrete Pile Company

Terzaghi & Peck (1948) ได้หาความสัมพันธ์ระหว่าง SPT-N-Valua กับค่า Relative Density (Dr) ของดินทราย และได้แนะนำว่าค่า SPT-N ที่วัดได้ในสนาม กรณีที่ชั้นทรายจมอยู่ในน้ำไม่ต้องแก้ไขค่า N แต่อย่างใด โดยสามารถใช้ได้เลย แต่กรณีชั้นทรายแห้งจะต้องปรับแก้ค่าซึ่งมีผู้เสนอแนะอยู่หลายคนดังนี้

Terzaghi & peck (1948) $N' = 15 + 1/2 (N-15)$ สำหรับ $N > 15$ (2.4)

$N' = N$ สำหรับ $N < 15$(2.5)

เมื่อ $N' =$ ค่า SPT-N ที่ปรับแก้แล้ว
 $N =$ ค่า SPT-N ที่วัดได้ในสนาม

Bazaraa (1967)

$N' = 20 Dr (1+2p)$ สำหรับ $p < 1.5$ Kips/ft²....(2.6)

$N' = 20 Dr(3.25+0.5p)$ สำหรับ $p > 1.5$ Kips/ft².....(2.7)

เมื่อ $N' =$ ค่า SPT-N ที่ปรับแก้แล้ว
 $= 4N/(1+2p)$ สำหรับ $p < 1.5$ Kips/ft²
 $= 4N/(3.25+0.5p)$ สำหรับ $p > 1.5$ Kips/ft²

N = ค่า SPT-N ที่วัดได้ในสนาม

P = ค่า Effective Overburden Pressure, Kip/ft²

2.6.1 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า SPT-N และ Compressibility ของทราย

Hough (1959) ได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่าง $(1+e_0)/C_c$ และค่า SPT-N (ดังแสดงในรูปที่ 2-7) ส่วน Schultze & Moussa (1961) ได้เสนอดังนี้

1. For Dry clean Sand

$$\epsilon = a.p^k, \quad D = 1/mv = v.p^w \dots\dots(2.8)$$

2. For Moist sand

$$\epsilon = a.(p+pc)^k - a.pc^k, \quad D = 1/mv = v.(p+pc)^w \quad (2.9)$$

เมื่อ

ϵ = ความเครียด

D = Constrained Modulus Kg/Cm²

mv = สัมประสิทธิ์ของการเปลี่ยนแปลงปริมาตร Cm²/Kg

p = surcharge pressure Kg/Cm²

pc = Capillary pressure Kg/Cm²

a, k, v, w = ตัวแปรตามตาราง 2-1

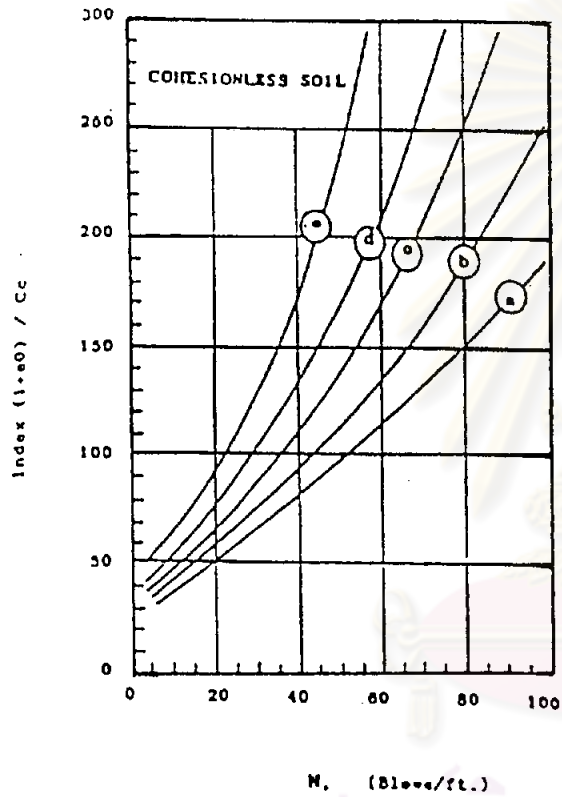
$$k = 1-w, \quad v = 1/a.k$$

Schultze & Menzembach (1961) เสนอแนะดังนี้ (รูปที่ 2-8)

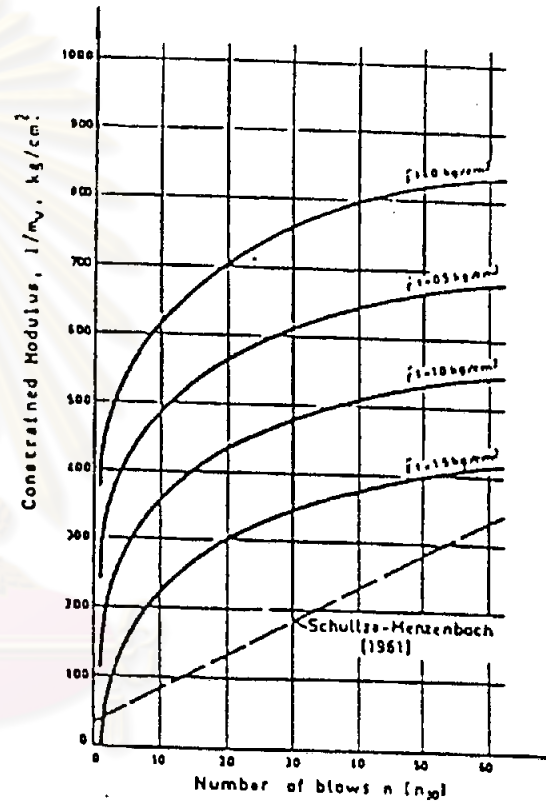
$$D = 1/mv = C_1 + C_2.N \dots\dots\dots(2.15)$$

เมื่อ C_1, C_2 = ตัวแปรตามตาราง 2-2

N = ค่า SPT N ที่วัดได้ในสนาม



รูป 2-7 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า CR กับค่า N ในทราย (After Hough, 1957)



รูป 2-8 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า N กับ $\frac{1}{m_v}$ (After Schultze & Melzer, 1965)



ตารางที่ 2-1 พารามิเตอร์ a, k, v, w (After Schultze & Moussa, 1961)

Dr %	a	k	v	w
0	0.0106-0.0480	0.206-0.432	82.5-309	0.568-0.794
10	0.0086-0.0370	0.232-0.450	96-336	0.550-0.768
20	0.0070-0.0290	0.264-0.470	118-391	0.530-0.768
30	0.0058-0.0220	0.292-0.486	142-430	0.514-0.708
40	0.0046-0.0170	0.320-0.508	168-489	0.492-0.680
50	0.0038-0.0132	0.346-0.528	204-578	0.472-0.654
60	0.0030-0.0102	0.372-0.552	252-669	0.448-0.628
70	0.0024-0.0076	0.394-0.578	304-784	0.422-0.606
80	0.0020-0.0060	0.418-0.606	379-897	0.394-0.582
90	0.0018-0.0047	0.440-0.640	464-1042	0.360-0.560
100	0.0013-0.0037	0.460-0.680	571-1255	0.320-0.540

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ 2-2 พารามิเตอร์ C_1 และ C_2 สำหรับดินชนิดต่าง ๆ (After Schultze & Menzenbach, 1961)

No.	Soil Group	Group Symbol	Approx. Range of Grain Size (mm.)	Average C_u	Degree of Saturation (%)	Plasticity Index (PI) (%)	C_1 (t/m ²)	C_2 (t/m ²)
1	Fine Sand	SW	0.2-0.06	2	< 50	-	520	33
2	Fine Sand	SW	0.2-0.06	2	100	-	710	49
3	Sand	SW	1.5-0.10	2	< 50	-	390	45
4	Gravelly Sand	SP-GP	12-0.15	4	< 50	-	430	110
5	Sand and Gravel	GP	63-0.06	60	< 50	-	380	105
6	Silty Sand	SM	2.0-0.02	8	< 85	-	240	53
7	Silt and Silty Fine Sand	CL	0.1-0.002	60	< 85	< 15	120	58
8	Silt and Clayey Silt	CL	0.1-0.001	-	< 85	> 15	40	115
9	Silt and Silty Fine Sand	CL	0.1-0.002	-	> 85	< 15	**	**
10	Silt and Clayey Silt	CL	0.1-0.001	-	> 85	> 15	**	**
11	Clayey Silt	CL	0.1-0.001	-	100	> 20	**	**
12	Clay	CH-BH-OB	0.1-0.001	-	100	> 20	**	**

Note. 1) C_u = Coefficient of Uniformity.
= D_{60} / D_{10}

2) ** = A statistically reliable relation cannot be derived.

Alperstein & Leifer (1978) เสนอแนะดังนี้

$$D = 60 N \text{ ถึง } 120 N = 1/mv \dots\dots\dots(2.11)$$

เมื่อ $D = \text{Constrained Modulus } T/m^2$

2.6.2 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า SPT-N และค่ามมเสียหายภายใน

Peck Hanson & Thornburn (1974) ได้เสนอแนะวิธีการหาค่ามมเสียหายภายในของดินทรายคังแสดงในรูปที่ 2-9 และ 2-10

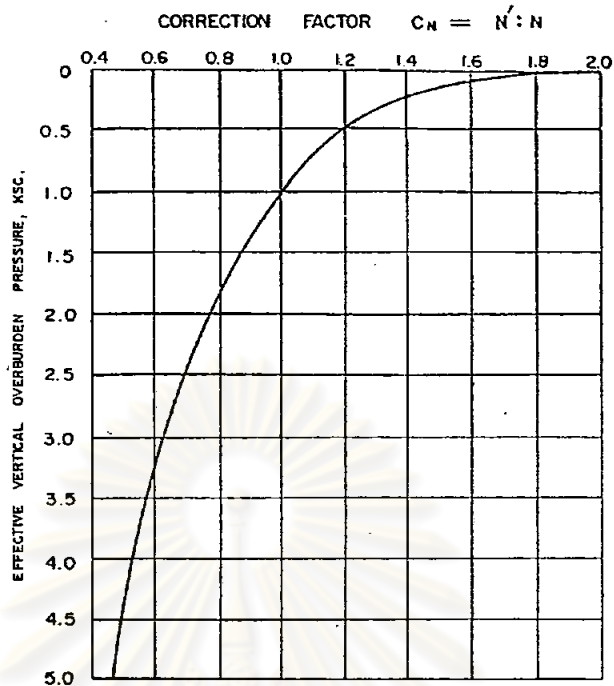
2.7 การวิเคราะห์เสถียรภาพของกำแพงกันคลื่น (Stability Analysis of Rubble Mounded Breakwater)

การวิเคราะห์เสถียรภาพโดยทั่วไป ที่นิยมกระทำนั้นจะพิจารณาการพิบัติของตัวโครงสร้างเป็น 2 แบบ คือ

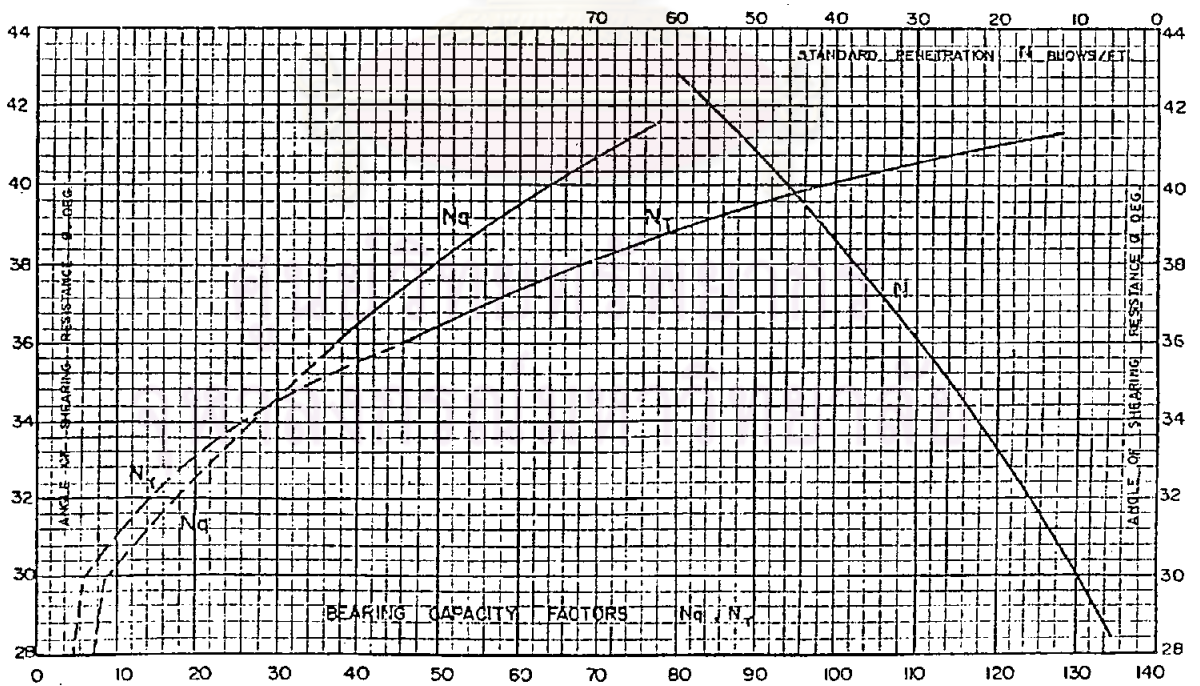
2.7.1 การวิเคราะห์เสถียรภาพอันเนื่องมาจาก การพิบัติเป็นแบบส่วนโค้งของวงกลม (Circular Slip Surface) ซึ่งสามารถแบ่งการวิเคราะห์ออกได้เป็น 2 วิธี คือ

2.7.1.1 วิธีของ Fellenius (Swedish Method)

วิธีนี้จะคำนึงถึงเฉพาะแรงคังจากคานกลาง ของชั้นมวลดิน (Slice) โดยไม่คำนึงถึงแรงกระทำระหว่างชั้นของมวลดินด้วยกัน เป็นการหาอัตราส่วนความปลอดภัยแบบง่ายที่สุด ซึ่งสมมติฐานนี้ผิดจากพฤติกรรมที่เกิดขึ้นจริง จึงทำให้ค่าความปลอดภัยที่ได้มีความผิดพลาด โดยจะให้ค่าที่ต่ำกว่าความเป็นจริงเล็กน้อย แต่อย่างไรก็ดีวิธีนี้ก็ให้ความสะดวกต่อการวิเคราะห์อย่างมากและยังนิยมใช้กันอยู่ สมมติฐานของวิธีนี้ จะกำหนดให้ผิวสันไถลเป็นส่วนโค้งของวงกลมและมวลดินที่พิบัติที่อยู่บนส่วนโค้งนี้ จะถูกแบ่งเป็นชั้น ๆ ในแนวตั้ง แล้วจึงพิจารณาการสมดุลของแต่ละชั้นมวลดิน ซึ่งจะหาอัตราส่วนความปลอดภัย (Factor of Safety) ของโครงสร้างจากวิธีการนี้ได้จากสูตรดังนี้ (รูปที่ 2-11 ก)

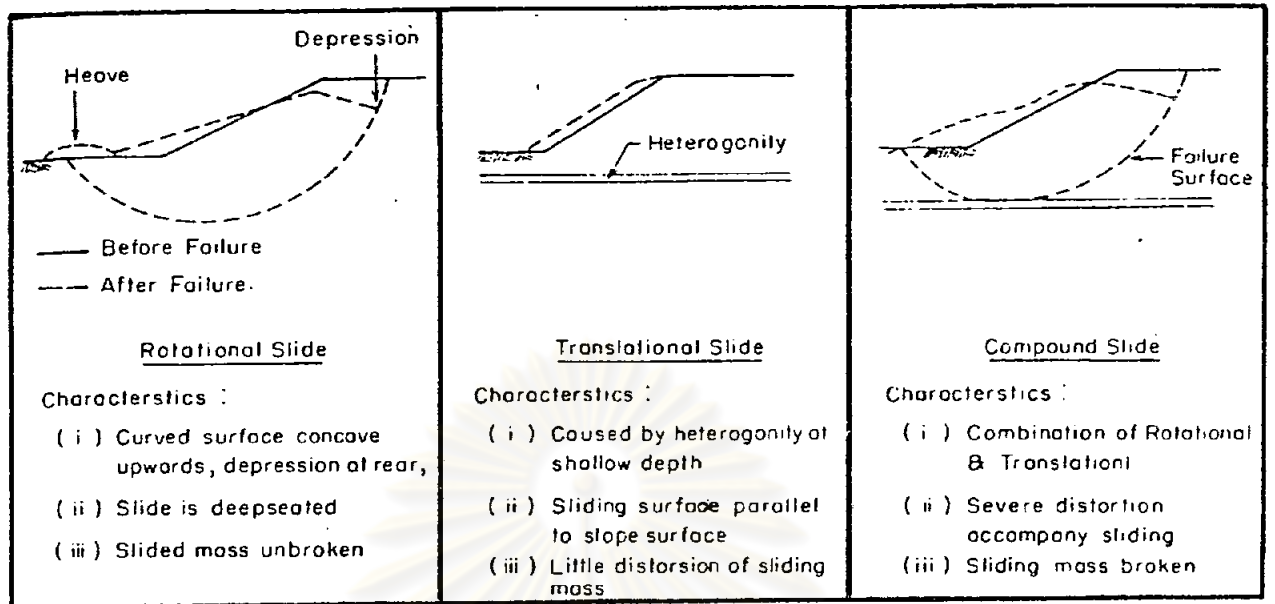


รูปที่ 2-9 คาปรับแก้ของ N-Value เนื่องจาก Effective Overburden Pressure (Peck Hanson & Thornburn, 1974)



รูปที่ 2-10 ความสัมพันธ์ของ SPT-N Value กับ Bearing Capacity Factors

และ Angle of Shearing Resistance (Peck Hanson & Thornburn, 1974)

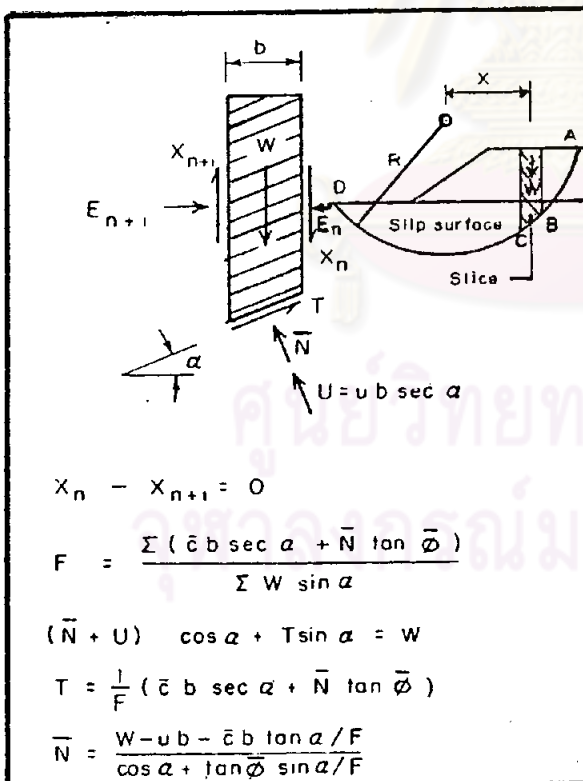


(I)

(II)

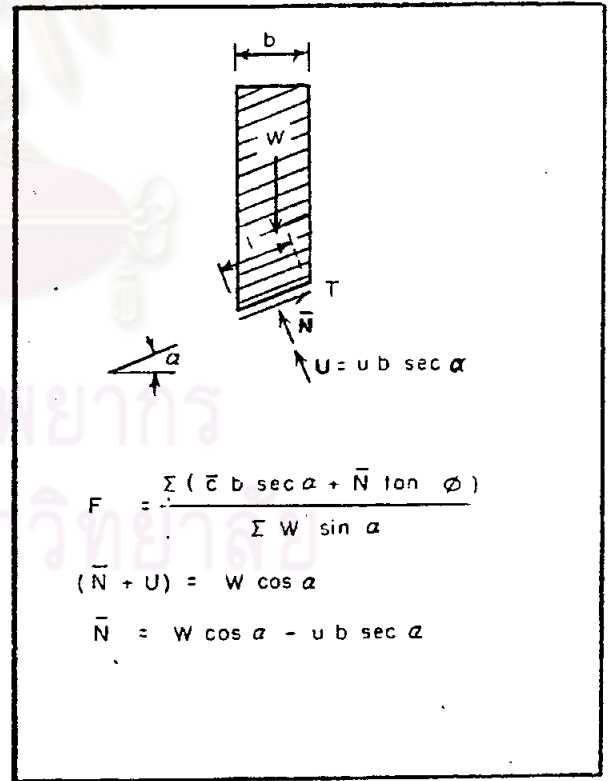
(III)

รูปที่ 2-11(ก) แสดงการพิบัติแบบต่าง ๆ



รูปที่ 2-11(ข) แสดงแรงที่กระทำกับชิ้นมวลดิน

(Bishop Simplified Method)



รูปที่ 2-11(ค) แสดงแรงที่กระทำกับชิ้นมวลดิน

(Fellenius Method)

กรณี Total Stress Analysis

$$F.S. = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} Suli + WiCos\alpha_i \cdot \tan \phi_i}{Wi \cdot \sin \alpha_i} \dots\dots\dots(2.12)$$

กรณี Effective Stress Analysis

$$F.S. = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} c_i l_i + (WiCos\alpha_i - u_i l_i) \cdot \tan \phi_i}{Wi \cdot \sin \alpha_i} \dots\dots\dots(2.13)$$

- เมื่อ l_i = ความยาวของส่วนโค้งของแต่ละชั้นมวลดินฐานราก
 S_u = ค่ากำลังรับแรงเฉือนอันเดรนของดินฐานราก (The Undrained Shearing Strength of the foundation Soil)
 W_i = น้ำหนักของชั้นมวลดินฐานรากและวัสดุที่ไ้ถม
 ϕ = ความมเสียดทานภายในของดินฐานราก, วัสดุที่ไ้ถม
 α_i = มุมระหว่างคานฐานกับแนวราบของมวลดินชั้นที่ i
 c_i, ϕ_i = คุณสมบัติของดินชั้นที่ i (Strength parameter)
 u_i = แรงดันน้ำใต้ฐานของมวลดินชั้นที่ i

2.7.1.2 Bishop Simplified Method

วิธีการนี้คำนึงถึงแรงที่กระทำต่อกันของชั้นมวลดิน (Slice) (ดังรูปที่ 2-7 ข) แรงกระทำตั้งฉากกับชั้นมวลดิน E_n ได้จากผลรวมของแรงที่กระทำต่อชั้นมวลดิน ส่วนแรงเฉือนที่กระทำทางคานข้างระหว่างชั้นมวลดินจะไม่คิด ซึ่งวิธีนี้ก็จะได้ค่าความปลอดภัยที่สูงกว่าวิธีของ Fellenius ค่าอัตราส่วนความปลอดภัย (F.S) หาได้ดังนี้

กรณี Total Stress Analysis

$$F.S. = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} 1}{\sum_{i=1}^{i=n} W_i \cdot \sin \alpha_i} \left[\frac{\sum_{i=1}^{i=n} (S_u l_i + W_i \cos \alpha_i \tan \alpha_i)}{m \alpha} \right] \dots \dots \dots (2.14)$$

กรณี Effective Stress Analysis

$$F.S. = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} 1}{\sum_{i=1}^{i=n} W_i \cdot \sin \alpha_i} \left[\frac{\sum_{i=1}^{i=n} (c_i l_i + (W_i - u_i b_i) \cos \alpha_i \tan \alpha_i)}{m \alpha} \right] \dots \dots \dots (2.15)$$

เมื่อ $m_\alpha = \cos \alpha (1 + \tan \alpha \cdot \tan \theta)$ ค่า m_α สามารถอ่านจากกราฟ
ได้สำหรับค่า F.S. หนึ่ง ๆ

θ = ความมุมเสียดทานภายในของวัสดุที่ใช้ถม

b = ความกว้างของแต่ละชั้นมวลดิน

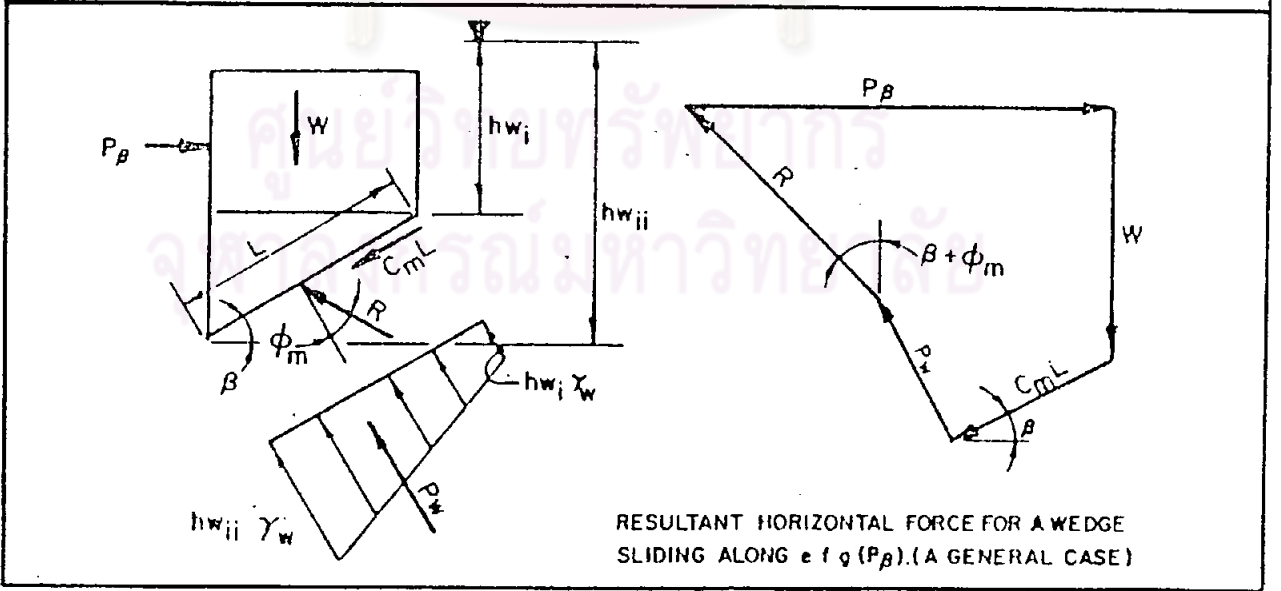
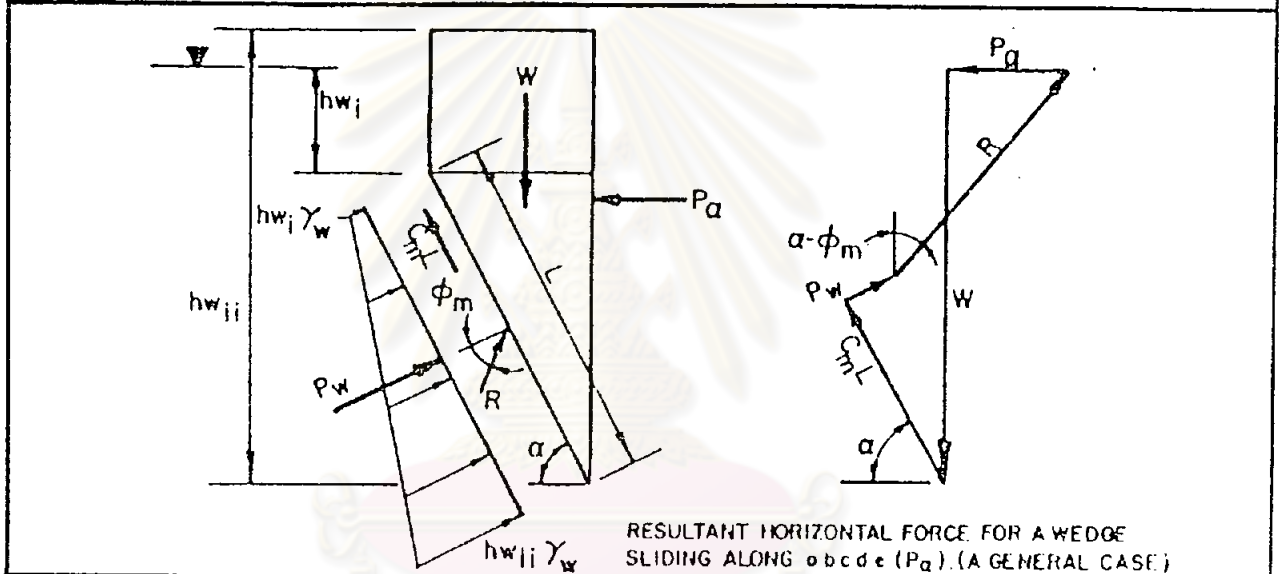
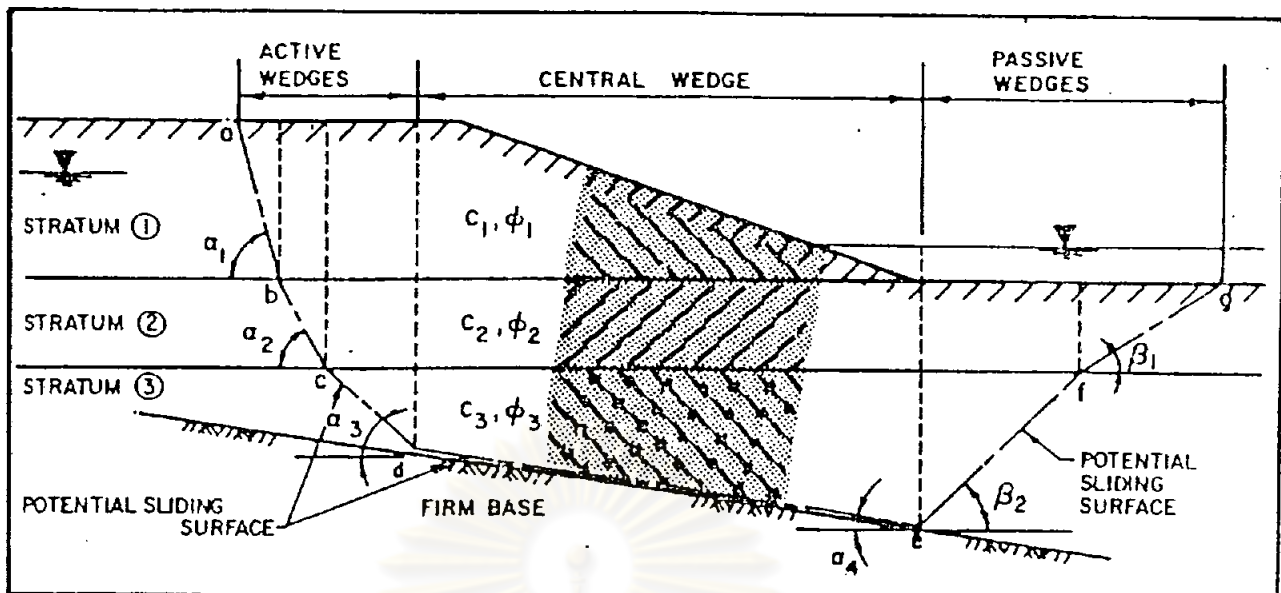
S_u = ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรอนของดินฐานราก

W_i = น้ำหนักของชั้นมวลดินและวัสดุที่ใช้ถม

รูปที่ 2-11 (ก) แสดงการพิบัติของโครงสร้างในแบบที่เป็นส่วนโค้งของวงกลม
, แบบที่ไม่เป็นส่วนโค้งของวงกลม และ แบบที่เกิดการพิบัติรวม

2.7.2 การวิเคราะห์เสถียรภาพอันเนื่องมาจาก การพิบัติเป็นแบบไม่เป็นส่วนโค้ง ของวงกลม (Non Circular Slip Surface)

ในการวิเคราะห์การพิบัติแบบไม่เป็นส่วนโค้งนี้ ที่นิยมใช้กันอยู่ทุกวันนี้มักจะ
ทำการวิเคราะห์ในกรณีแบบลิ้ม (Wedge Method) ซึ่งวิธีการนี้จะใช้ได้ก็ ต่อเมื่อสภาพของ
ดินฐานรากมีลักษณะที่แบ่งเป็นชั้น ๆ และมีชั้นของดินเหนียวอ่อนแทรกอยู่ หรือมีชั้นดินแข็งหรือหิน
อยู่ในระดับต้น ๆ และชั้นบนเป็นดินเหนียวอ่อน ซึ่งพบเสมอว่าการพิบัติของโครงสร้างจะไม่เกิด
การพิบัติเป็นส่วนโค้งของวงกลม แต่จะเกิดเป็นลักษณะเป็นลิ้มแทนโดยจะมีระนาบของการพิบัติผ่าน
ชั้นดินอ่อนในระนาบของชั้นดินดังแสดงในรูปที่ 2-12 จากเหตุผลดังกล่าวนี้เองจึงได้มีการศึกษาหา



รูปที่ 2-12 แสดงตัวอย่างการคำนวณโดยวิธี wedge

วิธีการในการวิเคราะห์หาค่าอัตราส่วนความปลอดภัยจากวิธีการนี้ ซึ่งสามารถแบ่งส่วนของชั้นมวลดินบนระนาบของการพิบัติออกได้เป็น 3 ส่วนคือ

1. Active Wedge
2. Central Wedge
3. Passive Wedge

จากแต่ละส่วนของชั้นมวลดินนี้ได้แบ่งออกเป็นชั้นตามแนวตั้ง แล้วทำการหาผลรวมของแรงในแนวราบแต่ละชั้น ซึ่งพบว่าเมื่อผลของแรงรวมทางด้าน Active Zone (ΣP_α) = Passive Zone (ΣP_β) ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่สัมพันธ์กันจะเป็นค่าที่ถูกต้องสำหรับ plane นั้น

ในการที่จะหาว่าระนาบใดจะเป็นระนาบที่มีเสถียรภาพต่ำสุดนั้น จะต้องทำการ Trial ค่า F.S. เพื่อให้ $\Sigma P_\alpha = \Sigma P_\beta$ ซึ่งการหาค่า F.S. นั้นอาจทำการ Plot Graph ระหว่างค่า F.S. กับค่า ΣP_α , ΣP_β เพื่อหาค่า F.S. เมื่อ $\Sigma P_\alpha = \Sigma P_\beta$ ดังนี้

$$P_\alpha = [w - cml \sin\alpha - P_w \cos\alpha] \tan[\alpha - \theta_m] - [cml \cos\alpha - P_w \sin\alpha] \dots \dots \dots (2.16)$$

$$P_\beta = [w + cml \sin\beta - P_w \cos\beta] [\tan(\beta + \theta_m)] + [cml \cos\beta + P_w \sin\beta] \dots \dots \dots (2.17)$$

$$C_m = \frac{C}{F.S.}, \quad \theta_m = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \theta}{F.S.} \right)$$

$$\tan(\alpha - \theta_m) = \frac{\tan\alpha - \frac{\tan \theta}{F.S.}}{1 + \tan\alpha \frac{\tan \theta}{F.S.}}, \quad \tan(\beta + \theta_m) = \frac{\tan\beta + \frac{\tan \theta}{F.S.}}{1 - \tan\beta \frac{\tan \theta}{F.S.}}$$

กรณี Total Stress Analysis ($\theta = 0$) จะได้

$$P_\alpha = W \tan \alpha - \frac{Su L}{F.S. \cos\alpha}, \quad P_\beta = W \tan \beta + \frac{Su L}{F.S. \cos\beta} \dots \dots \dots (2.18)$$

2.8 ความสัมพันธ์ของเสถียรภาพต่อการเปลี่ยนแปลงความเค้นในดิน

จากการศึกษาพบว่า การแปรผันของค่าอัตราส่วนความปลอดภัยในการเลื่อนไถลของโครงสร้างนี้ ขึ้นอยู่กับระยะเวลาที่ใช้ในการก่อสร้างดังแสดง ในรูปที่ 2-13 ดังนี้

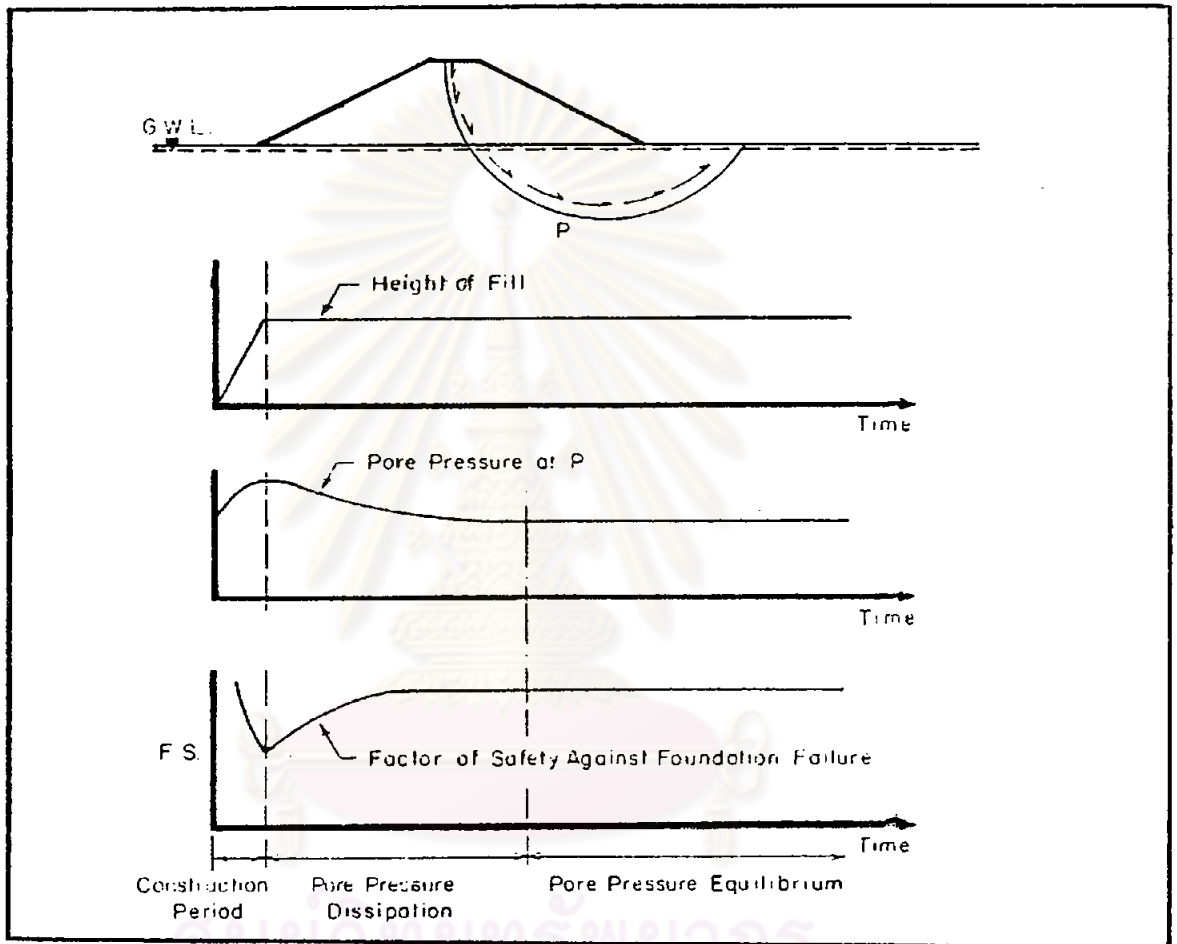
1. ในช่วงระหว่างการก่อสร้าง ค่าความดันน้ำในโพรงดินจะเกิดขึ้นมาก เนื่องจากน้ำจะหนีออกจากโพรงดินไม่ทัน
2. ค่าความดันน้ำในโพรงดินจะเพิ่มขึ้นเมื่อเพิ่มน้ำหนักของโครงสร้าง ซึ่งจะทำให้ค่าความเค้นประสิทธิผล (Effective Stress) ของดินฐานรากค่อนข้างคงที่ไม่เปลี่ยนแปลง
3. ค่าความปลอดภัยของการเลื่อนไถล จะมีค่าต่ำสุดเมื่อการก่อสร้างสิ้นสุด
4. หลังจากการก่อสร้างเสร็จ ค่าแรงดันน้ำในโพรงดินจะค่อย ๆ ลดลง เนื่องจากน้ำหนีออกจากโพรงดิน (Dissipate) ดังนั้น ค่าความเค้นประสิทธิผลของดินฐานรากก็จะเพิ่มขึ้น ในขณะที่ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินก็จะเพิ่มขึ้นเช่นกัน ดังนั้นในช่วงนี้ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยจากการเลื่อนไถลก็จะเพิ่มขึ้นจนกระทั่งเข้าสู่ภาวะสมดุล เมื่อแรงดันน้ำในโพรงดินคงที่ ดังนั้นเมื่อรู้ค่าแรงดันน้ำในโพรงดินของดินฐานราก, ค่ากำลังของดิน รวมทั้งพารามิเตอร์อื่น ๆ ก็จะสามารถหาค่าอัตราส่วนความปลอดภัยของการเลื่อนไถลได้

2.9 ข้อจำกัดในการวิเคราะห์เสถียรภาพโดยวิธี Total Stress Analysis

Skempton (1948) ได้เสนอข้อจำกัดของวิธีการวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวม (Total Stress Analysis) ไว้ดังนี้

1. วิธีนี้จะใช้ได้ต่อเมื่อดินในชั้นพื้นฐานอิ่มน้ำ (Saturated) โดยค่าความชื้นในมวลดินในระหว่างการก่อสร้างไม่เปลี่ยนแปลง
2. ส่วนโค้งของวงกลมที่วิกฤติที่สุด (F.S. ค่าสุด) ที่ได้จากการคำนวณจะไม่เหมือนกับส่วนโค้งที่เกิดขึ้นจริง อันเป็นผลจากการที่สมมติค่าแรงเฉือนของดินแบบอันเดรอน ($\sigma=0$)
3. วิธีนี้จะใช้ไม่ได้สำหรับดินพื้นฐานที่ไม่อิ่มตัวด้วยน้ำ

ระบบของหน่วยแรงที่เกิดขึ้น เป็นแฟกเตอร์สำคัญสำหรับ Anisotropic soils อันเนื่องมาจากตำแหน่งของผิวที่เกิดการพิบัติ ระบบของหน่วยแรงในดินที่เกิดขึ้นภายใต้ค่าแรงแ



รูปที่ 2-13 แสดงการเปลี่ยนแปลงของค่า Shear Stress, Pore Pressure และ Factor of Safety สำหรับพื้นฐานดินอ่อนใต้เขื่อนกันคลื่น (after Bishop & Bjerrum, 1960)

กันคลื่น (Rubbles Mounded Breakwater) สัมพันธ์กับการทดสอบดินในห้องปฏิบัติการดังแสดง
 ในรูปที่ 2-3 ระบบของหน่วยแรงจากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ สำหรับ NC Clay
 ได้แสดงในรูปที่ 2-4

อย่างไรก็ตามการวิเคราะห์เสถียรภาพจึงมักใช้ค่ากำลังรับแรงเฉือน ที่ได้จากการทดสอบ
 อย่างไม่อย่างหนึ่งเท่านั้น

2.10 การวิเคราะห์การทรุดตัวของกำแพงกันคลื่นแบบหินทิ้ง (Settlement Prediction of Rubbles Mounded Breakwater)

จากการศึกษาและประสบการณ์ต่าง ๆ ในอดีตที่ผ่านมา พบว่าขนาดการทรุดตัวของ
 ชั้นดินจะเกิดขึ้นมากหรือน้อยขึ้นอยู่กับขนาดของความเค้นที่กระทำ (Stress) คุณสมบัติของดิน
 ,คุณสมบัติของดินฐานรากที่ถูกกระทำ (Soil Properties) และ เวลา (Time) แต่การที่จะ
 หาขนาดการทรุดตัวให้ถูกต้องนั้น กระทำได้ยาก เนื่องจากดินเป็นวัสดุที่เกิดขึ้นตามธรรมชาติ
 มีคุณสมบัติที่ไม่สม่ำเสมอ ฉะนั้นในการหาขนาดการทรุดตัวจึงมัก เป็นเพียงการคาดคะเนถึงผลที่จะ
 เกิดขึ้นเท่านั้น

2.10.1 ลักษณะการทรุดตัวของชั้นดิน

การทรุดตัวของดินแบ่งเป็นลักษณะใหญ่ ๆ ได้ 2 ลักษณะ คือ

2.10.1.1 การทรุดตัวแบบทันทีทันใด (Immediate Settlement, p_i)

การทรุดตัวแบบนี้เกิดขึ้นได้ทั้งในดินเหนียว และ ดินทราย
 แต่จะสำคัญมากสำหรับดินทราย หรือ Non plastic silt โดยจะเป็นลักษณะของ Drained
 Settlement โดยไม่ขึ้นกับฟังก์ชันของเวลา

การทรุดตัวเนื่องจาก Local Yielding และ Undrained creep (p_i) โดย Local Yielding เกิดจาก Shear Stress จากแรงภายนอกที่เกิดขึ้น มีค่าเท่ากับ Undrained shear Strength ของดิน จึงเกิดการ Flow ของดิน และจะหยุดเมื่อ Consolidation เกิดขึ้น ส่วน Undrained Creep จะเกิดขึ้นทั้ง ๆ ที่ Shear stress ในดินคงที่ และต้องเป็นลักษณะ 2 หรือ 3 มิติ

D' Appolonia et al (1971) ได้เสนอวิธีการหาการทรุดตัว จากผลของ Local Yielding โดยสมการดังนี้

$$p_i = p_e / SR \dots\dots\dots(2.19)$$

เมื่อ p_e = การทรุดตัวจากทฤษฎีอีลาสติค

p_i = การทรุดตัวทันทีที่หาค่ารวมผลของ Local Yielding

SR = อัตราส่วนการทรุดตัว (Settlement factor) (รูปที่ 2-14)

นอกจากนี้ก็ได้แสดงความสัมพันธ์ของ อัตราส่วนหน่วยแรงเฉือนเริ่มแรก (Initial Shear Stress ratio, f) ดังนี้

$$f = \frac{\bar{\sigma}_{vo} - \bar{\sigma}_{ho}}{2 Su} = \frac{\bar{\sigma}_{vo} (1 - K_o)}{2 Su} \dots\dots\dots(2.20)$$

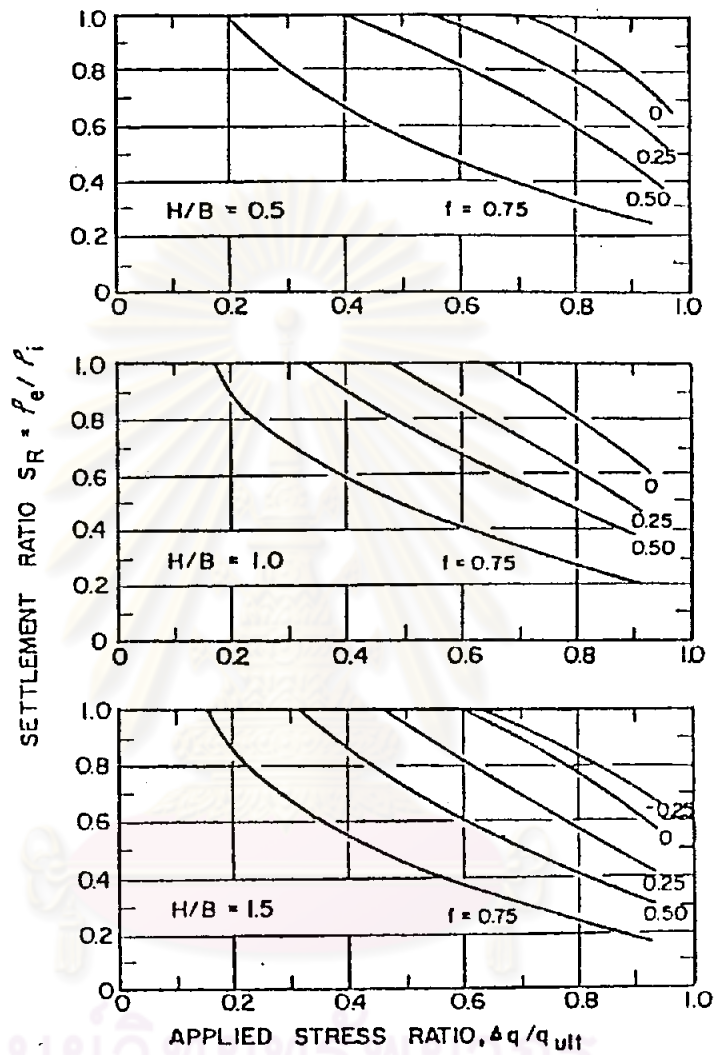
เมื่อ f = อัตราส่วนหน่วยแรงเฉือนเริ่มแรก (รูปที่ 2-15)

Su = กำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำ

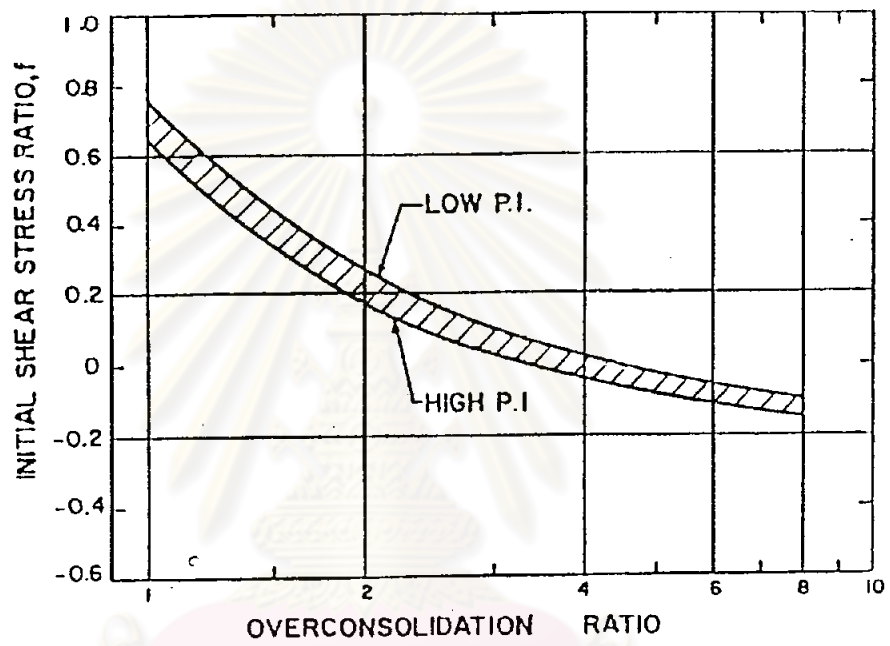
K_o = ส.ป.ส. แรงดันของดิน ณ.สภาวะสมดุลย์

$\bar{\sigma}_{vo}$ = หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งตามธรรมชาติ

$\bar{\sigma}_{ho}$ = หน่วยแรงประสิทธิผลตามแนวนอนตามธรรมชาติ



รูปที่ 2-14 Settlement Ratio VS. Applied Stress Ratio สำหรับ Strip Load กระทำบน Isotropic Homogeneous Foundation (จาก D'Apponia et al, 1971)



รูปที่ 2-15 ความสัมพันธ์ระหว่าง Initial Shear Stress กับ Overconsolidation Ratio

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

2.10.1.2 การทรุดตัวที่เป็นฟังก์ชันกับเวลา แบ่งเป็น

1. การทรุดตัวจากขบวนการ Consolidation (p_c)

เชื่อว่าการทรุดตัวแบบนี้เกิดจากการที่น้ำไหลออกจากมวลดิน เนื่องจากการจัดเรียงตัวของอนุภาคดิน ซึ่งเป็นผลมาจากมวลดินได้รับความเค้นจากภายนอก โดยทั่วไปแล้วจุดประสงค์ในการที่จะหาขนาดการทรุดตัวของดินนั้น คือการทรุดตัวทั้งหมดที่เกิดขึ้น (p_t) โดยจำแนกเป็นแต่ละกรณีดังนี้

1. ใน Cohesionless Soil

$$p_t = p_i$$

2. ใน Cohesive Soil

กรณีความเครียดเป็น 1 มิติ $p_t = p_c + p_s$

กรณีความเครียดเป็น 2 และ 3 มิติ $p_t = p_i + p_u + p_c + p_s$

2. การทรุดตัวครั้งที่ 2 (Secondary Consolidation)

2.11 การวิเคราะห์การทรุดตัววิธีชั้นพื้นฐาน 1 มิติ

วิธีการนี้เสนอโดย Terzaghi (1943) โดยใช้ผลจากการทดสอบการอัดตัวของดินด้วยเครื่อง Oedometer โดยจะคิดค่าแรงค้ำน้ำโพรงเพิ่ม เท่ากับขนาดการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงรวม ($\Delta u = \Delta \sigma_v = \Delta \bar{\sigma}_v$) และจะไม่คิดค่าการทรุดตัวทันทีทันใด (Immediate Settlement) ซึ่งสามารถคำนวณได้ ดังนี้

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

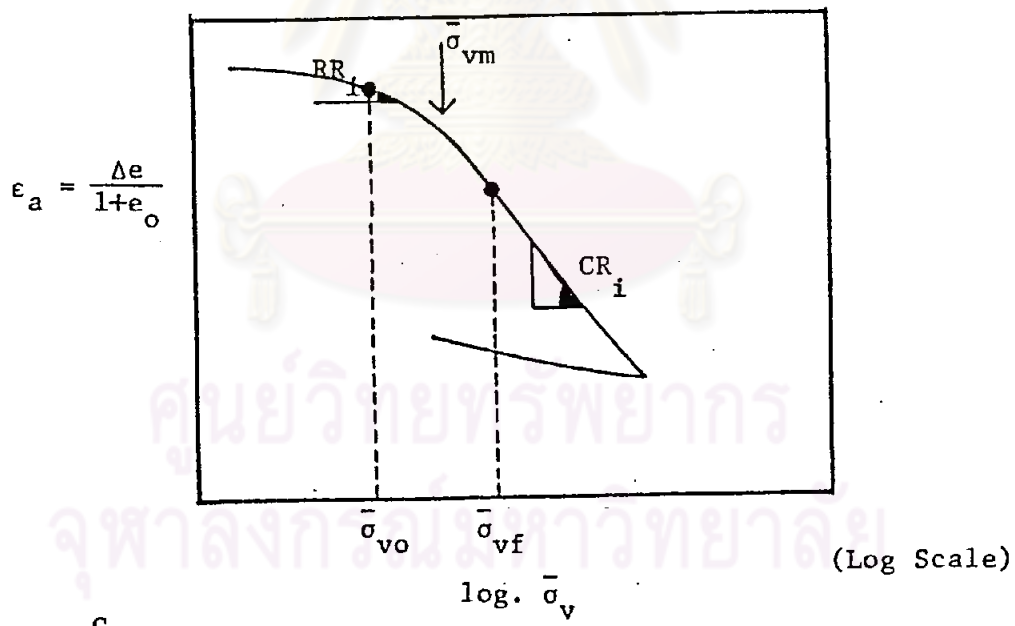
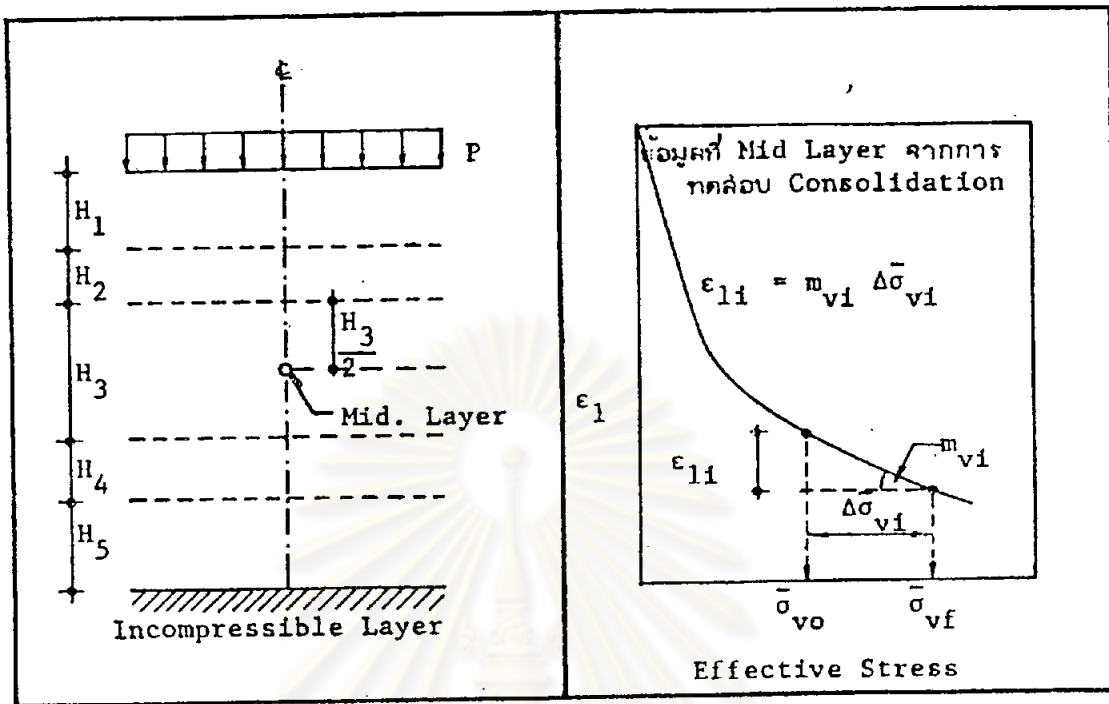
2.11.1 การทรุดตัวจากผลของ Consolidation process

สามารถคำนวณ

ได้เป็น 2 แบบคือ (รูปที่ 2-16)

1. จำนวนจาก mv จะได้สมการดังนี้

$$p_c = p_{oed} \sum_{i=1}^{i=n} (mv \cdot \Delta \bar{\sigma}_v \cdot \Delta H)_i \dots (2.21)$$



$RR = \frac{C_r}{1+e_0}$ C_r : คชยพการฮดแนมฮ้ (Recompression Index)
 $CR = \frac{C_c}{1+e_0}$ C_c : คชยพการฮดแนม (Compression Index)

รูปที่ 2-16 หลักการคชยพการฮดแนมเนื่องจากการฮดสวคยพน้ำ



เมื่อ

p_c = การทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ

p_{oed} = การทรุดตัวจากการทดสอบ Oedometer

ΔH = ความหนาของแต่ละชั้นดินที่แบ่งไว้ มีค่าสูงสุดเท่ากับ 2B

mv = Coefficient of volume compressibility

2. จำนวนจากค่า CR ,RR และ $\bar{\sigma}_{vm}$ ดังนี้

ก. กรณีที่ $\bar{\sigma}_{vo} < \bar{\sigma}_{vf} < \bar{\sigma}_{vm}$

$$p_c = \sum_{i=1}^{i=n} (RR \cdot \Delta H \cdot \log \frac{\bar{\sigma}_{vf}}{\bar{\sigma}_{vo}}) \dots\dots\dots(2.22)$$

ข. กรณีที่ $\bar{\sigma}_{vo} < \bar{\sigma}_{vm} < \bar{\sigma}_{vf}$

$$p_c = \sum_{i=1}^{i=n} (RR \cdot \Delta H \cdot \log \frac{\bar{\sigma}_{vm}}{\bar{\sigma}_{vo}} + CR \cdot \Delta H \cdot \log \frac{\bar{\sigma}_{vf}}{\bar{\sigma}_{vm}}) \dots\dots(2.23)$$

ค. กรณีที่ $\bar{\sigma}_{vm} < \bar{\sigma}_{vo} < \bar{\sigma}_{vf}$

$$p_c = \sum_{i=1}^{i=n} (CR \cdot \Delta H \cdot \log \frac{\bar{\sigma}_{vf}}{\bar{\sigma}_{vo}}) \dots\dots\dots(2.24)$$

เมื่อ

CR = Compression ratio

RR = Recompression ratio

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

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

2.11.2 การทรุดตัวจากผลของ Secondary compression โดยใช้ข้อมูล

$\epsilon_v - \log t$ จากการทดสอบ Consolidation จะได้สมการดังนี้

$$P_s = \sum_{i=1}^{i=n} C_{\alpha} \cdot H_i \cdot \log(t/t_{100i}) \dots\dots\dots(2.25)$$

เมื่อ $C_{\alpha} = \frac{\Delta \epsilon}{\Delta \log t} =$ การเปลี่ยนแปลงความเครียดต่อการเปลี่ยนแปลงของ $\log t$ ซึ่งขึ้นอยู่กับ Factor ต่าง ๆ ดังแสดงในรูปที่ 2-17
 $P_s =$ การทรุดตัวครั้งที่ 2
 $H_i =$ ความหนาของชั้นดินชั้นที่ i

2.12 การวิเคราะห์การทรุดตัววิธี Skempton & Bjerrum (1957)

วิธีการนี้หาขนาดการทรุดตัวของชั้นดินเป็น 3 มิติ โดยคำนวณจากค่าแรงค้ำน้ำโพรงเพิ่มที่เกิดขึ้น เนื่องจากน้ำหนักที่มากกระทำ วิธีการนี้จะคำนวณหาการทรุดตัวทันทีทันใด และการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำเท่านั้น โดยขนาดการทรุดตัวทันทีได้จากทฤษฎีอัสติคเมื่อไม่เกิดการพังทลายเป็นจุดๆ ส่วนการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ จะหาได้ดังนี้

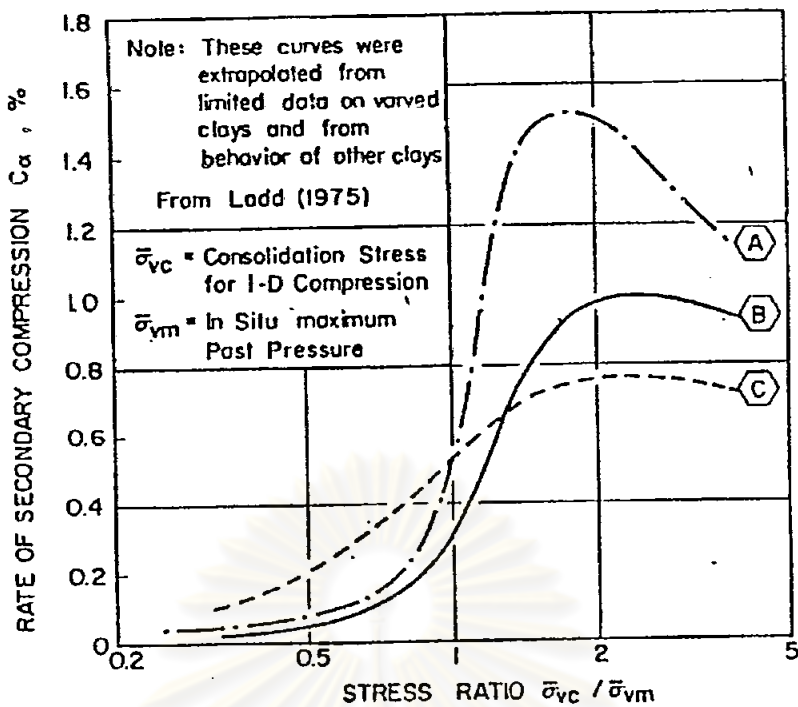
$$P_c = \sum_{i=1}^{i=n} (m_v \cdot \mu_i \cdot \Delta \sigma_{vi} \cdot \Delta H)_i \dots\dots\dots(2.26)$$

เมื่อ $m_v =$ สัมประสิทธิ์การยุบตัว (Coefficient of Volume Compressibility)
 $\Delta \sigma_{vi} =$ หน่วยแรงแนวตั้งที่เพิ่มขึ้นที่กลางดินชั้น i เนื่องจากแรงภายนอก
 $\mu_i =$ สัมประสิทธิ์การทรุดตัว (Settlement Coefficient) (รูป 2-19)
 $\Delta H_i =$ ความหนาของ Compressible Layer ชั้นที่ i มีค่าสูงสุด = 2.5 B

จากสมการ 2.26 เมื่อค่า $\mu_i \Delta \sigma_{vi} =$ ความค้ำน้ำโพรงเพิ่ม (Excess Pore Water Pressure) จะได

$$P_c = \sum_{i=1}^{i=n} (m_v \cdot \Delta u_i \cdot \Delta H)_i \dots\dots\dots(2.27)$$

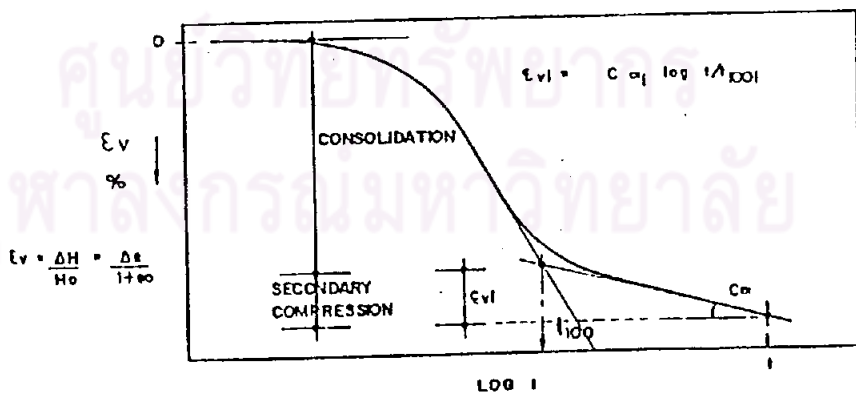
ค่า Δu_i คือค่าแรงค้ำน้ำโพรงเพิ่มที่เกิดขึ้นเมื่อมีความเกินเท่ากับ $\Delta \sigma_v$ หาได้จากความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u_i / \Delta \sigma_v$ และ OCR ของดินซึ่งเป็นความสัมพันธ์ Lee



- (A) No Disturbance, High Sensitivity, CR = 0.4 - 0.25
- (B) No Disturbance, Moderate Sensitivity, CR = 0.3 - 0.25
- (C) Some Disturbance, Moderate Sensitivity, CR = 0.25

รูปที่ 2-17 Factor ต่าง ๆ ที่มีผลต่ออัตราการทรุดตัวเนื่องจาก Secondary Compression

$$p_s = \sum_{i=1}^n \frac{1}{E_{vi} H_i}$$



ข้อมูลการทดสอบ CONSOLIDATION ระหว่างความดัน σ'_{vc} → σ'_{vm} ที่ MID LAYER ของ LAYER หนึ่ง

t_{100} - ESTIMATED TIME FOR COMPLETED CONSOLIDATION

รูปที่ 2-18 วิธีการคำนวณการทรุดตัวเนื่องจาก Secondary Compression

(1983) ไคท์ทำขึ้น (รูปที่ 2-20)

Skempton และ Bjerrum (1957) ไคท์แนะนำว่าค่าสัมประสิทธิ์การทรุดตัว (Settlement Coefficient, μ) นี้จะขึ้นอยู่กับค่า A (Skempton's Parameter) และรูปลักษณะของน้ำหนักที่มากกระทำ ซึ่งจะสามารถแสดงความสัมพันธ์ได้ดังนี้คือ (รูปที่ 2-19)

$$\mu = A + \alpha(1 - A) \dots\dots\dots(2.29)$$

- เมื่อ
- μ = สัมประสิทธิ์การทรุดตัว (Settlement Coefficient)
 - A = Skempton's Parameter (ตารางที่ 2-4)
 - α = สัมประสิทธิ์ที่ขึ้นอยู่กับลักษณะของน้ำหนักที่มากกระทำ และความหนาของชั้นดิน (ตารางที่ 2-3)

เมื่อเปรียบเทียบการทรุดตัวเนื่องจากการอัดตัวคายน้ำ จากวิธีของ Skempton & Bjerrum กับค่าที่ได้จากการทดสอบด้วย Oedometer แล้ว จะได้ความสัมพันธ์ของการทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำดังนี้

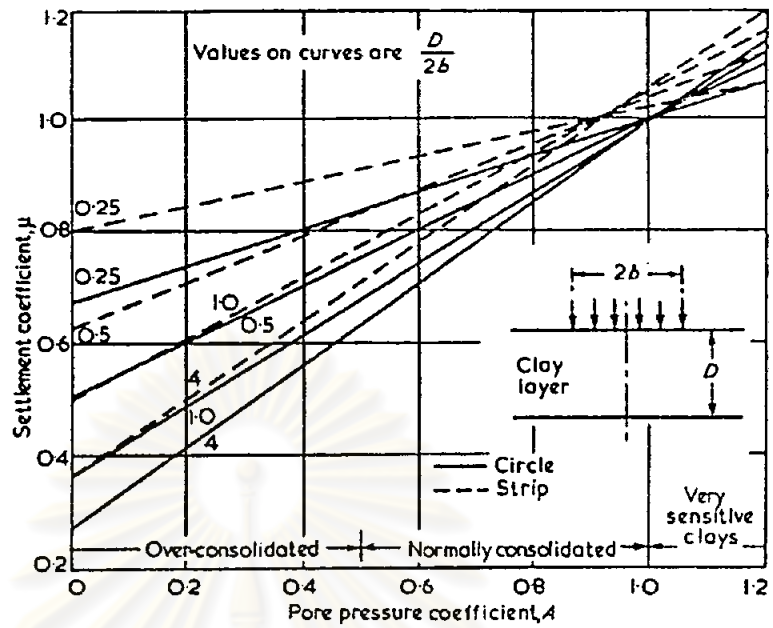
$$p_c = \mu \cdot p_{oed} \dots\dots\dots(2.28)$$

2.13 การวิเคราะห์การทรุดตัววิธีอีลาสติก (Elastic method)

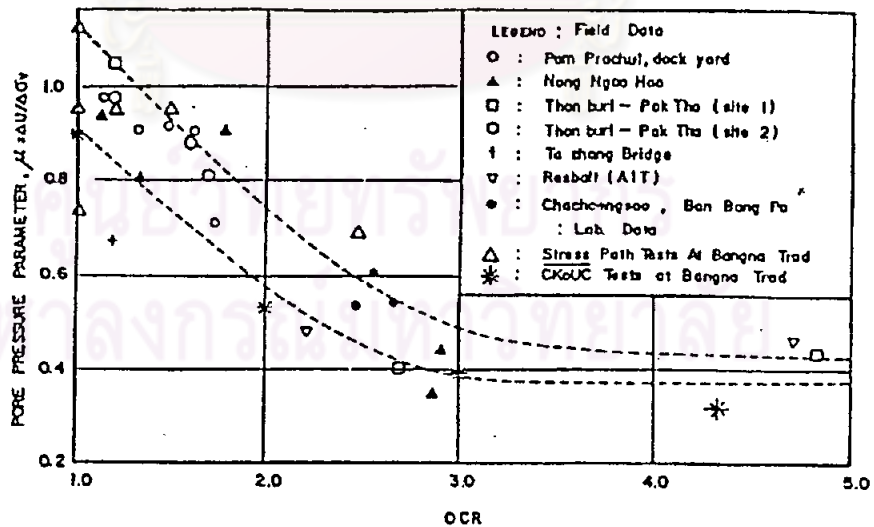
การวิเคราะห์ด้วยวิธีนี้จะพิจารณาการทรุดตัวเป็นลักษณะ 3 มิติ เช่นเดียวกับวิธีของ Skempton & Bjerrum (1957) ซึ่งจะได้การทรุดตัวรวมดังนี้

$$p_t = p_{ie} + p_c \dots\dots\dots(2.30)$$

กรณีเกิดการพังทลายเป็นจุด ๆ ในมวลดิน จะได้



รูปที่ 2-19 Correction Factor for pore pressure set up under a foundation, after Skempton and Bjerrum (1956)



รูปที่ 2-20 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u / \Delta \sigma_v$ และ OCR จาก Lee (1983)

ตารางที่ 2-3 แสดงค่า α จากสมการ $\mu = A + \alpha(1-A)$ [จาก Skempton และ Bjerrum (1957,)]

H/B	น้ำหนักกระจายเป็นวงกลม (Circular Footing)	น้ำหนักกระจายเป็นแถบ (Strip Footing)
0	1.00	1.00
0.25	0.67	0.74
0.50	0.50	0.53
1	0.38	0.37
2	0.30	0.26
4	0.28	0.20
10	0.26	0.14
α	0.25	0

ตารางที่ 2-4 แสดงค่าพารามิเตอร์ของ Skempton (A) สำหรับที่ประวัตินหน่วยแรงต่าง ๆ

ชนิดของดิน	A.
ดินเหนียวที่มีความไวมาก (Very Sensitive Soft Clays)	> 1
ดินเหนียวอัดแน่นปกติ (Normally Consolidated Clays)	$\frac{1}{2} - 1$
ดินเหนียวอัดแน่นเกินตัว (Overconsolidated Clays)	$\frac{1}{4} - \frac{1}{2}$
ดินเหนียวปนทรายอัดแน่นเกินตัวสูงมาก (Heavily Overconsolidated Sandy Clays)	$0 - \frac{1}{4}$



$$p_t = p_{ie} / SR + p_c \dots\dots\dots(2.31)$$

$$p_t = p_{ie} / SR + (p_{te} - p_{ie}) \dots\dots\dots(2.32)$$

- เมื่อ p_{ie} = การทรุดตัวทันทีจากทฤษฎีอัสติค
- p_{te} = การทรุดตัวรวมจากทฤษฎีอัสติค
- p_t = การทรุดตัวรวมทั้งหมดเมื่อรวมผลของการเกิด Local Yielding ด้วย
- SR = Settlement Factor (รูปที่ 2-14)

ในการวิเคราะห์การทรุดตัวแบบอัสติคนั้น Davis & Poulos (1963 ,1968) ได้เสนอสูตรในการหา โดยแบ่งตามชนิดของดินที่พิจารณา ดังนี้คือ

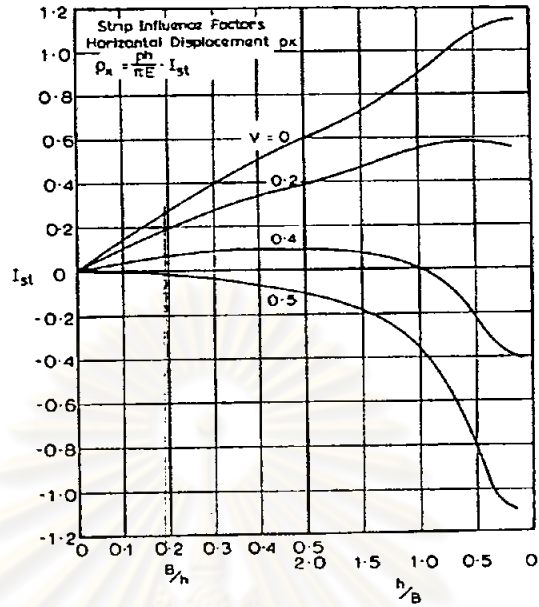
ก. สำหรับดินเหนียวอ่อนน้ำ โดยตั้งสมมติฐานให้ดินเป็น Homogeneous และ Isotropic จะได้ความสัมพันธ์ดังนี้

การทรุดตัวรวม
$$p_{te} = \frac{q \cdot B \cdot I}{\bar{E}} \dots\dots\dots(2.33)$$

การทรุดตัวทันที
$$p_{ie} = \frac{q \cdot B \cdot I}{E_u} \dots\dots\dots(2.34)$$

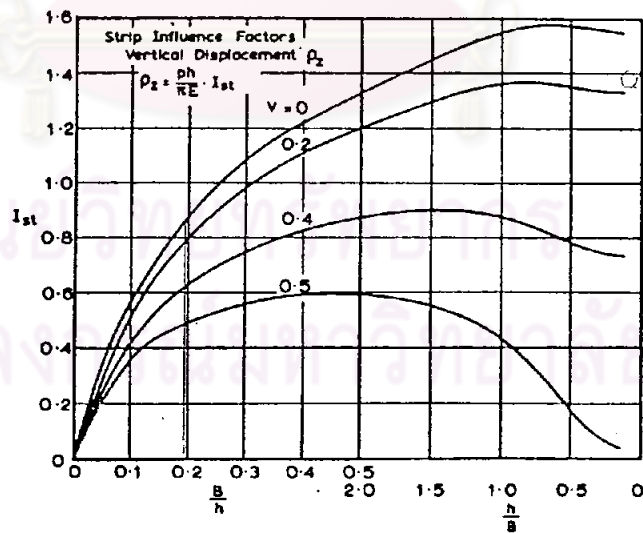
- เมื่อ \bar{E} = โมดูลัสยืดหยุ่นในสภาวะระบายน้ำ (Drained Young's Modulus)
- E_u = โมดูลัสยืดหยุ่นในสภาวะไม่ระบายน้ำ (Undrained Young's Modulus)
- q = น้ำหนักที่มากกระทำต่อหน่วยพื้นที่
- B = ความกว้างของพื้นที่น้ำหนักมากกระทำ
- I = Influence Factor (รูปที่ 2-21, 2-22)

ข. สำหรับดินเหนียวอ่อนน้ำ เมื่อดินเป็น Non-homogeneous และ Anisotropic จะได้ความสัมพันธ์ดังนี้



รูปที่ 2-21 . STRIP CURVES สำหรับ ρ_x

(DAVIS & POULOS,1967)



รูปที่ 2-22 STRIP CURVES สำหรับ ρ_z

(DAVIS & POULOS,1967)

การทรุดตัวรวม
$$P_{te} = \sum_{i=1}^{i=n} (\Delta\varepsilon_v \cdot \Delta H)_i$$

$$= \sum_{i=1}^{i=n} 1/E[\Delta\sigma_1 - \bar{\nu}(\Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3)]_i \cdot \Delta H_i \dots (2.35)$$

การทรุดตัวทันที
$$P_{ie} = \sum_{i=1}^{i=n} 1/E_u[\Delta\sigma_1 - 0.5(\Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3)]_i \cdot \Delta H_i \quad (2.36)$$

เมื่อ $\Delta\sigma_1, \Delta\sigma_2, \Delta\sigma_3$ = ขนาดการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงในทิศทาง 1,2,3 ตามลำดับ
 ΔH_i = ความหนาของดินชั้นที่ i
 ν = อัตราส่วนพัวซองส์ (Poisson's Ratio)

2.14 สัมประสิทธิ์ของแรงดันของดิน ณ สภาวะสมดุล (Coefficient of earth Pressure at Rest, K_o)

$$K_o = \frac{\bar{\sigma}_{ho}}{\sigma_{vo}} \dots \dots \dots (2.37)$$

เมื่อ K_o = Coefficient of Earth Pressure at Rest
 $\bar{\sigma}_{ho}$ = หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวนอนตามธรรมชาติ
 σ_{vo} = หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งตามธรรมชาติ

การหา K_o นั้นมีวิธีการหาจากการทดลองหลายวิธี ดูรายละเอียดในวิทยานิพนธ์ ชูชาติ (2526) และแนะนำสูตร Empirical หาค่า K_o ดังนี้

กรณี NC Clays

$$K_o = 1 - \sin \phi \quad (\text{Jaky, 1960}) \dots \dots \dots (2.38)$$

$$K_o = 0.95 - \sin \phi \quad (\text{Brooker \& Ireland, 1965}) \dots (2.39)$$

$$K_o = 0.19 + 0.233 \log(\text{PI}\%) \quad (\text{Alphan, 1967}) \dots \dots \dots (2.40)$$

ส่วนใหญ่ NC Clay จะมี $K_0 = 0.55 \pm 0.10$ และจะมีค่าสูงขึ้นเมื่อ OCR สูงขึ้น

กรณีทดสอบแบบ Unloading จะได้อัตราความสัมพันธ์ดังนี้ (รูปที่ 2-23)

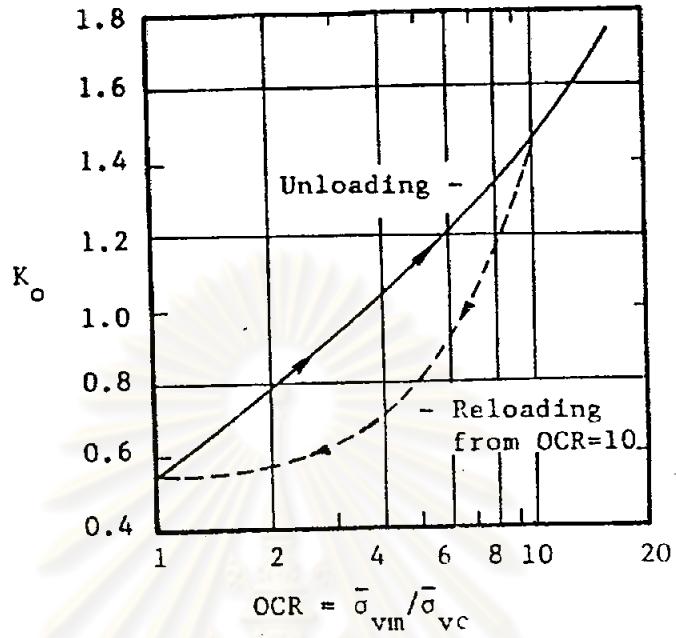
$$K_0(OC) / K_0(NC) = OCR^m \quad (\text{Schmidt, 1966}) \dots \dots \dots (2.41)$$

เมื่อ	$K_0(OC)$	=	ส.ป.ส.ของแรงดันของดิน ณ สภาวะสมดุลย์ของ OC Clay
	$K_0(NC)$	=	ส.ป.ส.ของแรงดันของดิน ณ สภาวะสมดุลย์ของ NC Clay
	OCR	=	OverConsolidation Ratio
	m	=	ค่าสัมประสิทธิ์ขึ้นอยู่กับค่า PI (รูปที่ 2-24)

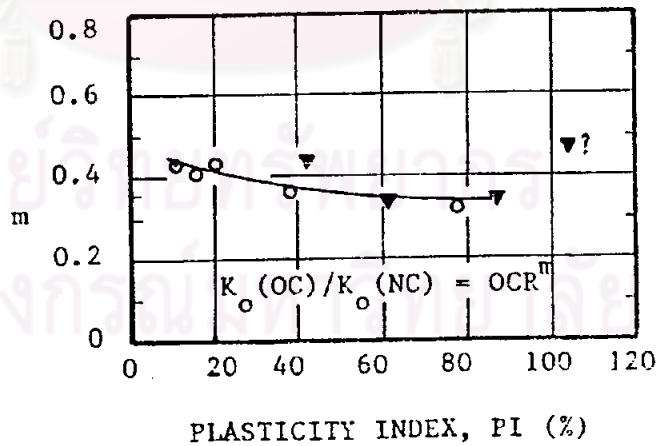
2.15 การกระจายของหน่วยแรง (Stress Distribution)

ในการที่จะวิเคราะห์หาการทรุดตัว และอัตราการทรุดตัวของ Breakwater จำเป็นอย่างยิ่งที่จะต้องหาขนาดของหน่วยแรงในดินที่เพิ่มขึ้น เนื่องมาจากน้ำหนักของโครงสร้างข้างบน ทั้งแรงที่เกิดขึ้นในแนวตั้งและแนวนอน แต่การที่จะหาค่าที่ถูกต้องแน่นอนตามที่เกิดขึ้นจริงในสนามนั้น เป็นสิ่งที่ยากถึงแม้จะมีผู้เสนอวิธีในการหาหน่วยแรงที่เกิดขึ้น โดยวิธีการต่างๆ แต่ก็ไม่สามารถที่จะหาค่าที่เกิดขึ้นจริง ๆ ได้ ทั้งนี้เนื่องจากวิธีการต่าง ๆ ที่มีผู้เสนอนั้นได้ตั้งสมมติฐานเอาไว้ สำหรับการวิเคราะห์ เช่น

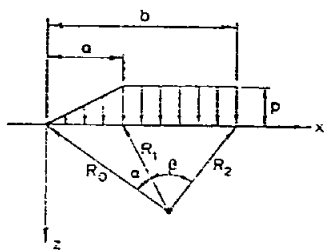
2.15.1 วิธีของ Grey (1936) ได้หาการกระจายของหน่วยแรง (Stress Distribution) ในดินพื้นฐานภายใต้น้ำหนักโดยใช้ Boussinesq's Equation ซึ่งใช้ได้สำหรับ Uniformed loading ในรูปของ Rectangular, circular และ strip โดยสมมติให้ดินพื้นฐานเป็น Isotropic, Homogeneous และ Elastic ในการวิเคราะห์หน่วยแรงภายใต้ Breakwater ตามแบบที่วิจัยนี้ สามารถคำนวณได้ดังนี้



รูปที่ 2-23 ความสัมพันธ์ของ K_o กับ OCR ของ Haneey Sensitive clay ระหว่างการ Unloading และ Reloading (Campanella และ Valid, 1972)



รูปที่ 2-24 ค่าสัมประสิทธิ์ m ซึ่งเป็นฟังก์ชันของค่า K_o และ OCR กับ Plasticity Index (Ladd, 1975)



$$\sigma_z = \frac{p}{\pi} \left[\beta + \frac{2xz}{a} - \frac{z}{R_2} (z-b) \right] \tag{2.42}$$

$$\sigma_x = \frac{p}{\pi} \left[\beta + \frac{2xz}{a} + \frac{z}{R_2} (z-b) + \frac{2z}{a} \log_e \frac{R_1}{R_0} \right] \tag{2.43}$$

$$\tau_{xz} = - \frac{p}{\pi} \left[\frac{2xz}{a} - \frac{z^2}{R_2} \right] \tag{2.44}$$

2.15.2 วิธีของ Poulos (1967) ได้เสนอ Chart ที่ใช้หา Vertical และ Horizontal stress รวมทั้ง surface displacement ของดินสำหรับ Strip loading โดยสมมติให้ดินเป็น Isotropic Homogeneous และ Elastic โดยเสนอสูตรดังนี้

$$\Delta\sigma_z = p \cdot Ist / \pi \tag{2.45}$$

$$\Delta\sigma_x = (\theta / 1 + \nu) - \Delta\sigma_z \tag{2.46}$$

$$\Delta\sigma_y = \nu (\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_z) \tag{2.47}$$

เมื่อ

$$\Delta\sigma_x, \Delta\sigma_y, \Delta\sigma_z = \text{หน่วยแรงในทิศทาง } x, y, z$$

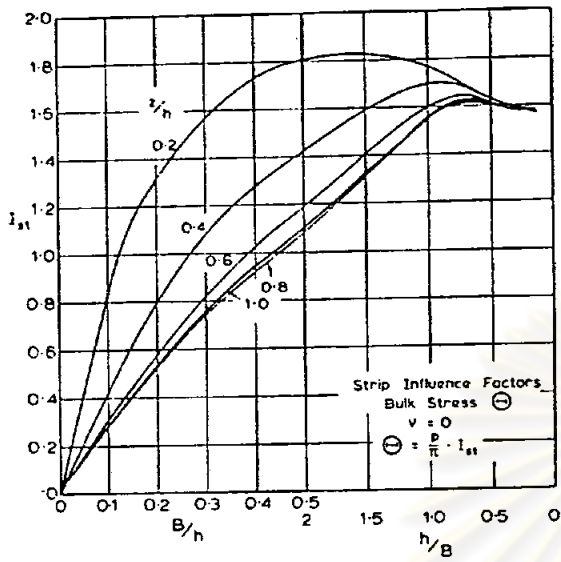
$$\theta = \text{Bulk Stress} = \Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y + \Delta\sigma_z \text{ (รูปที่ 2-25)}$$

$$Ist = \text{Influence Factor (รูปที่ 2-26)}$$

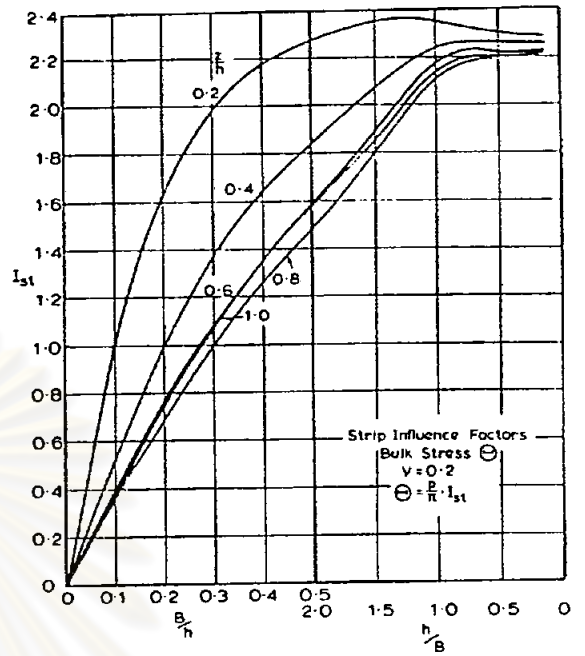
2.16 แรงค้ำน้ำโพรงเพิ่ม (Excess Pore pressure, Δu)

การคำนวณหาแรงค้ำน้ำโพรงเพิ่มนั้น มีอยู่หลายวิธีขึ้นอยู่กับรูปร่างของน้ำหนักที่กระทำ, OCR ของดิน ฯลฯ ดังนี้ คือ

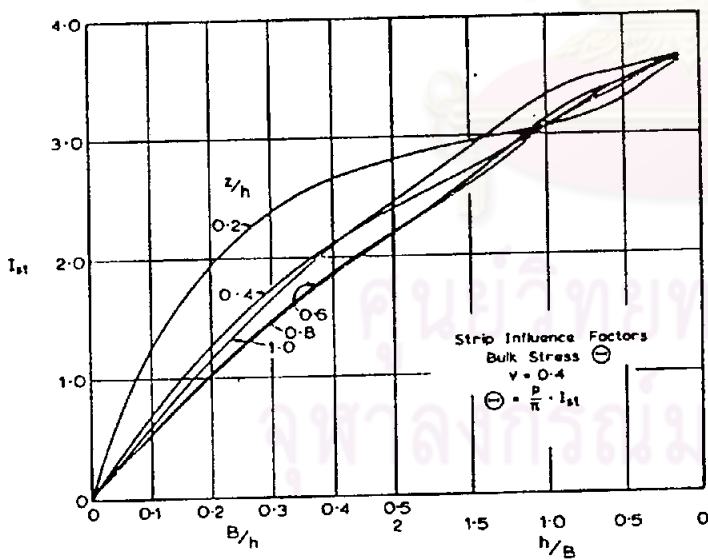
2.16.1 วิธี Conventional



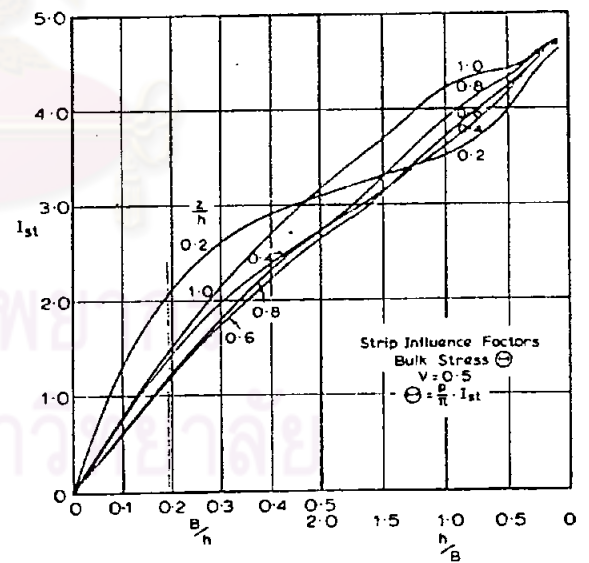
Strip curves for θ . $v=0$.



Strip curves for θ . $v=0.2$

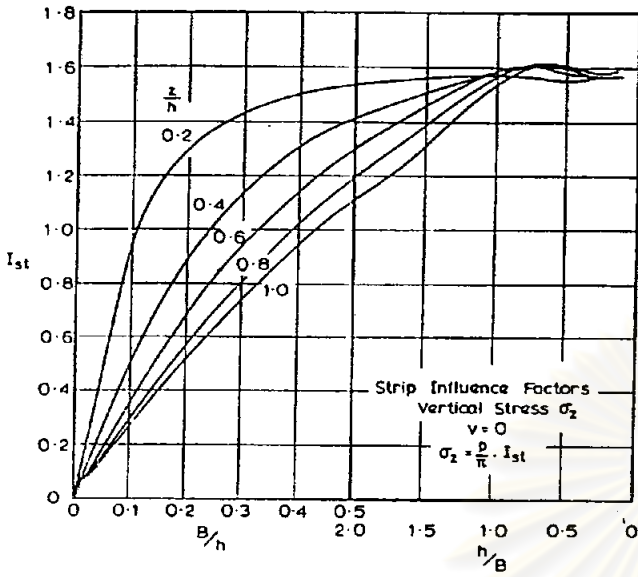


Strip curves for θ . $v=0.4$.

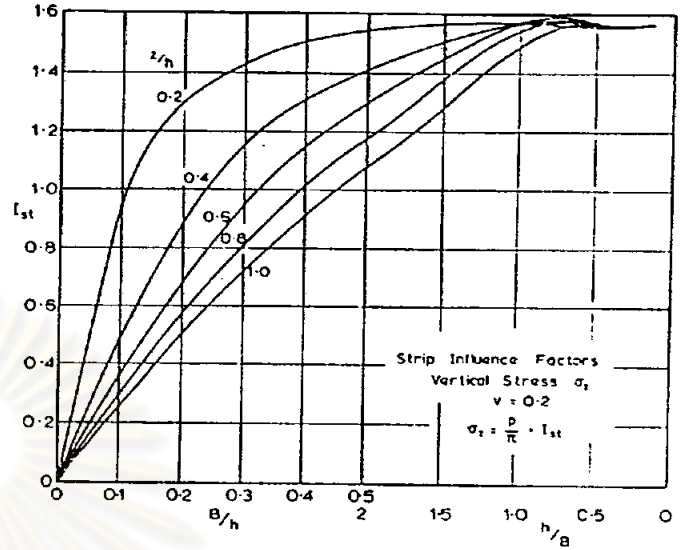


Strip curves for θ . $v=0.5$.

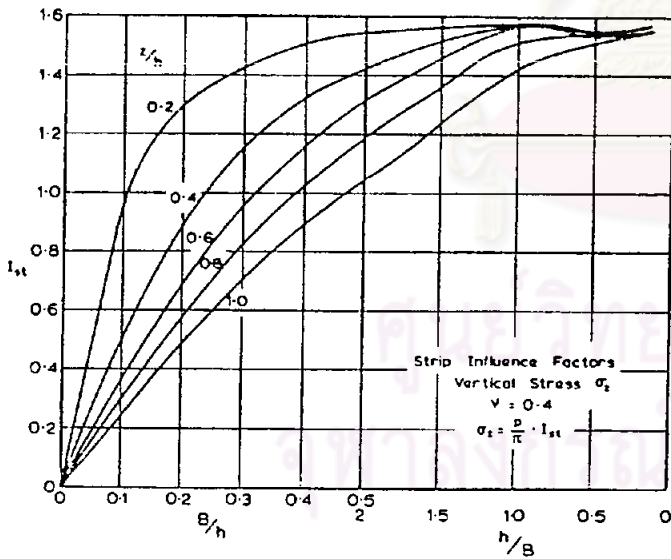
รูปที่ 2-25 แสดง STRIP CURVES สำหรับ θ ที่ค่า v ต่าง ๆ



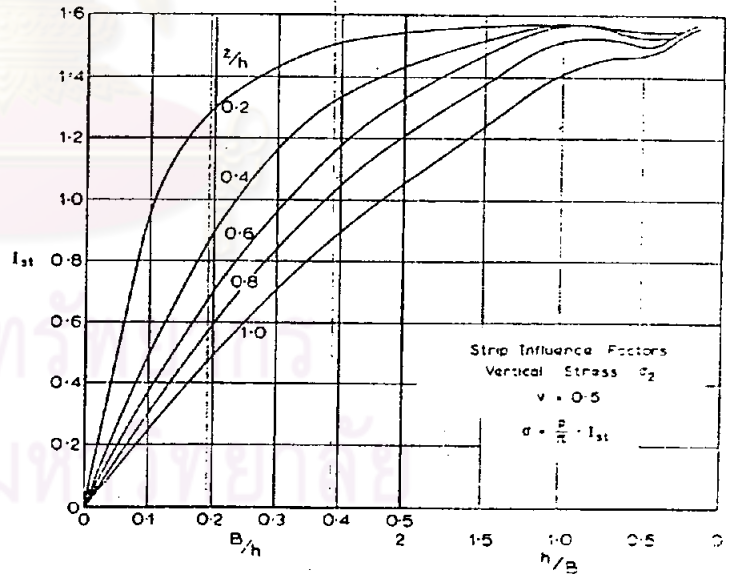
Strip curves for σ_z . $v=0$.



Strip curves for σ_z . $v=0.2$.



Strip curves for σ_z . $v=0.4$.



Strip curves for σ_z . $v=0.5$.

รูปที่ 2-26 แสดง STRIP CURVES สำหรับ σ_z ที่ค่า v ต่าง ๆ

วิธีนี้จะสามารถหาแรงค้ำน้ำโพรงเพิ่มได้เมื่อแรงภายนอกที่กระทำอยู่ในช่วง Elastic แสดงความสัมพันธ์ ได้ดังนี้

One-Dimensional (Terzaghi's 1943) $\Delta u = \Delta \sigma_v$ (2.48)

Three-Dimensional (Elastic) $\Delta u = 1/3 (\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3)$(2.49)

(Skempton's ,1954) $\Delta u = B [\Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)]$(2.50)

(Henkel's 1960) $\Delta u = \Delta \sigma_{oct} + a \Delta \tau_{oct}$ (2.51)

เมื่อ A ,B = สัมประสิทธิ์ของแรงค้ำมวลน้ำ (Skempton's Parameter) ซึ่งจะขึ้นอยู่กับหน่วยแรงที่มากกระทำต่อมวลดิน และ ประวัติของหน่วยแรง (ตาราง 2-4)

a = ค่าพารามิเตอร์ของ Helkel (Helkel's Parameter)

$= (3 A - 1) / \sqrt{2}$

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

$= 1/3 (\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3)$

$\Delta \tau_{oct}$ = ขนาดการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงเฉือน Octahedral

$= 1/3 \sqrt{(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_2)^2 + (\Delta \sigma_2 - \Delta \sigma_3)^2 + (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)^2}$

2.16.2 วิธี Tavenas (1979)

วิธีนี้พิจารณาว่า ถาดิน Plastic Flow แล้ว จะตองใช้ทฤษฎี Limit State Surface ของ Tavenas (1979) ทำการหาค่าความค้ำน้ำโพรงเพิ่มภายใต้จุดกึ่งกลางของ Embankment โดยแบ่งการพิจารณาออกเป็นแต่ละชั้นตอนดังนี้

1. เมื่อก่อนถึงความสูงวิกฤต (Before Critical Height)

$\Delta u = \bar{B}_1 * I * \Delta p$ (2.52)

เมื่อ $\bar{B}_1 = \Delta u / \Delta \sigma_v = 0.6 - 2.4 (z/D - 0.5)^2 \dots \dots \dots (2.53)$
 = อัตราความคืบหน้าในโพรงเพิ่มเริ่มแรก (Initial Rate of Pore Water Pressure)

Z = ความลึกของจุดที่พิจารณา

D = ความหนาของชั้นดิน

I = Stress Influence Factor จาก Elastic Solution

Δp = หน่วยแรงกระทำที่ผิว เนื่องจาก Embankment

2. เมื่อเลยความสูงวิกฤต แต่ยังไม่ถึง Yield (Beyond Critical Height and Before Yielding) ณ จุดนี้ค่าอัตราส่วนความคืบหน้าโพรงเพิ่ม, \bar{B}_2 จะเท่ากับ 1.0

$$\Delta u = I * \Delta p = \Delta \sigma_v \dots \dots \dots (2.54)$$

เมื่อพิจารณาถึงตำแหน่งความคืบหน้าโพรงเพิ่มสุดท้ายแล้ว ดินจะแสดงพฤติกรรมเป็นดินเหนียวอัดแน่นปกติ

$$\Delta u_e = I * \Delta p - (\bar{\sigma}_{vm} - \bar{\sigma}_{vo}) \dots \dots \dots (2.55)$$

เมื่อ Δu_e = ความคืบหน้าโพรงเพิ่มสุดท้าย

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

$\bar{\sigma}_{vo}$ = หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งตามธรรมชาติ

3. หลังจากเกิด Yield (After Yielding) ไม่สามารถหาค่า B_f ได้ เพราะมีค่ามากกว่า 1 โดยวิธีนี้ของ Tavenas (1979) เหมาะสำหรับดินที่มี $OCR < 2.50$

2.17 คุณสมบัติในการยุบตัวของดิน (Compressibility)

คุณสมบัติการยุบตัวของดินที่ใช้ในการวิเคราะห์การทรุดตัว มีดังนี้คือ

1. CR (Compression Ratio) คือค่าความเปลี่ยนแปลงของความเครียดต่อค่าความเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงแกนทางตั้งในดินใน Virgin Line เท่ากับ $\Delta \epsilon / \Delta \log p$

2. RR (Recompression Ratio) คือค่าความเปลี่ยนแปลงของความเครียดต่อค่าความเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงแกนทางตั้งในดินจนถึง Vergin Line เท่ากับ $\Delta\epsilon / \Delta \log p$ ค่า CR และ RR หาได้ดังรูปที่ 2-16

3. D หรือ $1/m_v$ (Oedometric Modulus of Deformation or Constrained Modulus) คือค่าอัตราส่วนระหว่างความเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงแกนทางตั้งในดินต่อความเปลี่ยนแปลงความเครียดทางตั้งที่ได้จากการทดลองด้วยเครื่องมือ Oedometer

4. E_u (Undrained Modulus of Deformation) และ E_s' (Drained Modulus of Deformation) (ตารางที่ 2-5 , 2-6)

E_u, E_s' คือค่าอัตราส่วนระหว่างความเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงแกนทางตั้งในดินต่อความเปลี่ยนแปลงความเครียดทางตั้งในสภาพไม่มีการระบายน้ำแบบ 3 มิติ และ แบบที่มีการระบายน้ำตามลำดับ

2.17.1 วิธีการหาค่า C_v มีอยู่หลายวิธีการดังนี้

1. วิธีการหาค่าสองของเวลา (Square root of Time fitting Method) เสนอโดย Taylor (1948) ซึ่งพบว่า จากการทดลองจะหาได้จาก รูปที่ 2-27 และจะสามารถหาค่า C_v (Coefficient of consolidation) ได้ โดยหาค่า t_{90} จากความสัมพันธ์ของกราฟที่ได้จากการทดสอบ แล้วแทนค่าสูตร ดังนี้

$$C_v = \frac{T_{90\%} * H^2}{t_{90}} = \frac{0.848 * H^2}{t_{90}} \dots\dots\dots(2.56)$$

เมื่อ $T_{90\%} = 0.848 =$ ค่าประกอบเวลาที่ Consolidation

$H =$ ระยะทางที่น้ำไหลออกจากดิน = $1/2$ (ของความสูงของดิน)

$t_{90} =$ เวลาที่ Consolidation 90%

2. วิธีการหาค่าหิมของเวลา (The logarithm of Time fitting Method) จากทฤษฎีของ Terzaghi, Casagrande (1936) ได้แนะไว้ว่า จุดตัดกันของเส้นสัมผัสของ

ตารางที่ 2-5 ค่า E_u/S_u (2) สำหรับดินเหนียว (DM-7)

OCR (1)	E_u/S_u		
	PI < 30	30 < PI < 50	PI > 50
3 <	600	300	125
3-5	400	200	75
> 5	150	75	50

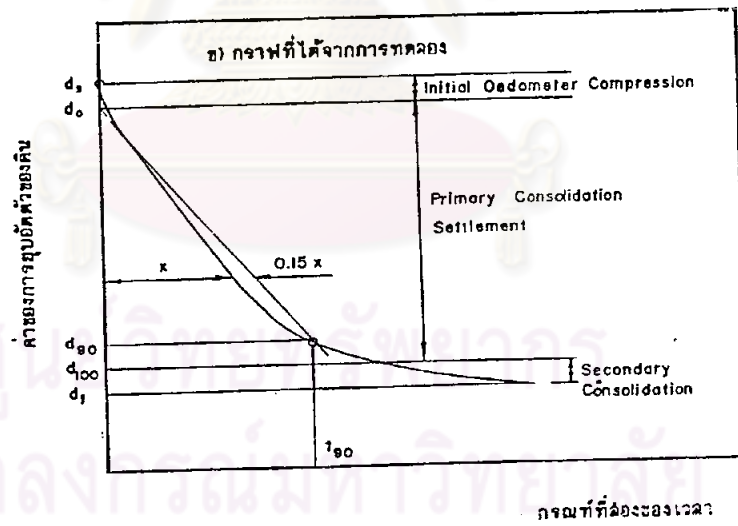
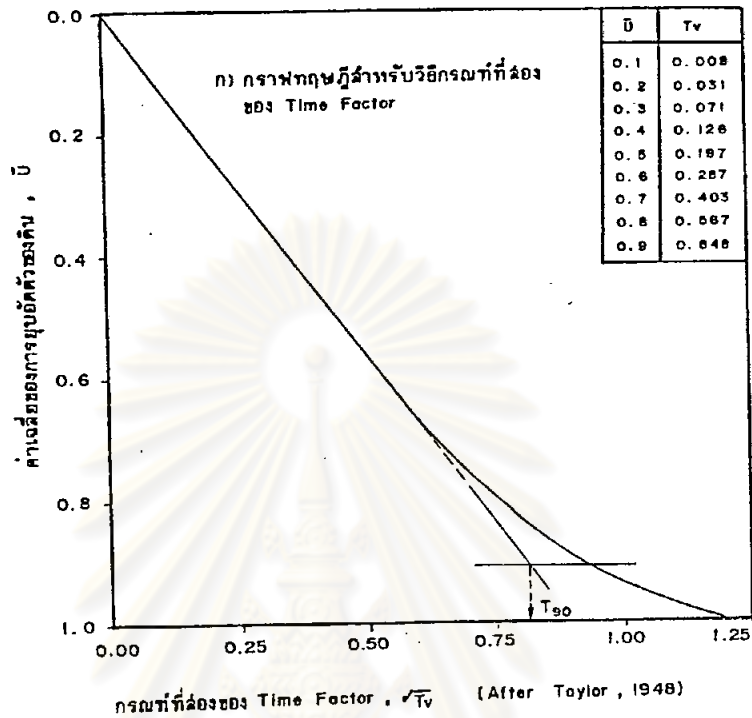
(1) ค่า Overconsolidation ratio (OCR) = $\frac{\bar{\sigma}_{vm}}{\bar{\sigma}_{vo}}$

ตารางที่ 2-6 ค่า E_s/N สำหรับ Cohesionless Soil

ชนิดของดิน	E_s/N
Silt	40
Clean silty sand	70
Coarse Sand and Sand with little gravel	100
Sandy gravel and gravel	120

N คือค่า SPT N value (E - - t/m²)

ศูนย์วิทยพัทยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 2-27 แสดงกราฟหาค่า T_{90} , t_{90} จากพหุคูณและการทดลองโดยวิธีกรรมที่ที่สองของเวลา



กราฟที่ได้จากการทดสอบคือ จุดที่ Consolidation 100% ดังแสดงในรูป 2-28 ก่อนจะคำนวณหาค่า C_v จากวิธีนี้ จะต้องหาจุดที่ Consolidation เท่ากับศูนย์ d_s (Corrected Zero point) ดังแสดงในรูป 2-28(ข) เมื่อได้จุดที่ Consolidation 0% และ 100% แล้ว ก็หาเวลาที่ Consolidation 50% จากสมการ

$$C_v = \frac{T_{50\%} * H^2}{t_{50}} = \frac{0.197 * H^2}{t_{50}} \dots\dots\dots(2.57)$$

- เมื่อ $T_{50\%} = 0.197 =$ ตัวประกอบเวลาที่ Consolidation 50%
- $H =$ ระยะทางที่น้ำไหลออกจากดิน = $1/2$ (ของความสูงของดิน)
- $t_{50} =$ เวลาที่ Consolidation 50%

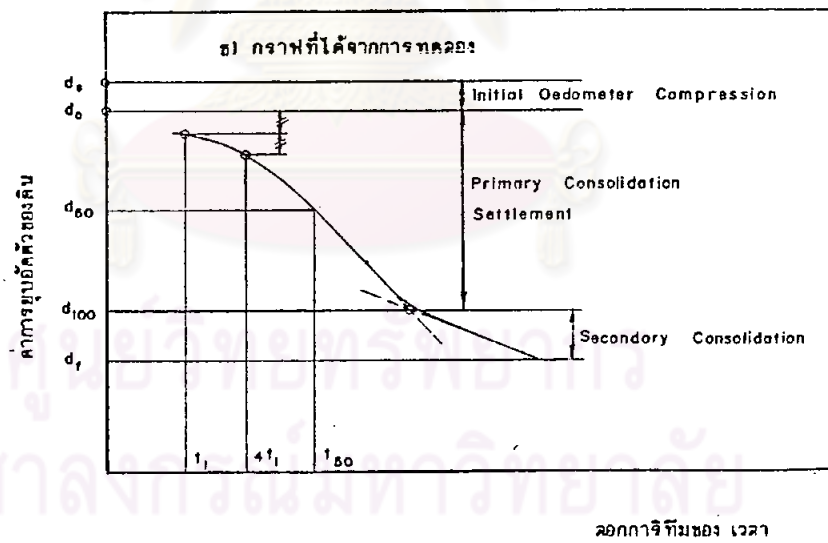
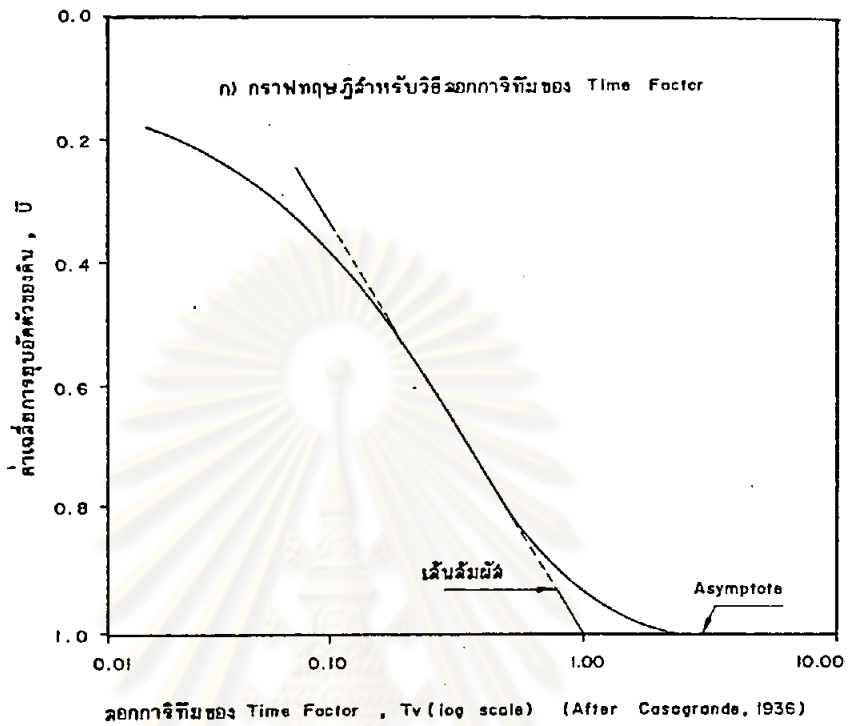
2.18 หน่วยแรงสูงสุดในอดีต (Maximum past pressure or pre-Consolidation)

หน่วยแรงสูงสุดในอดีต ($\bar{\sigma}_{vm}$) คือหน่วยแรงมากที่สุดที่ดินนั้น ถูกกระทำมาก่อนในอดีต สำหรับดินที่มีการทับถมกันตามปกติเรียกว่า "Normally Consolidated deposit" หน่วยแรงสูงสุดจะมีค่าเท่ากับหน่วยแรงประสิทธิผลของดินในขณะนั้น ($\bar{\sigma}_{vo}$) ถ้าหน่วยแรงสูงสุดในอดีตมีค่ามากกว่าหน่วยแรงประสิทธิผลในขณะนั้นดินนั้นเรียกว่า Over Consolidated Soil

Over Consolidation ratio (OCR) เป็นอัตราส่วนของแรงเกิน สูงสุดในอดีต ต่อหน่วยแรงเกินที่กระทำปัจจุบัน ค่า OCR จะบอกให้ทราบว่า หน่วยแรงในอดีตและปัจจุบัน แตกต่างกันอย่างใด และค่า OCR นี้ยังมีผลต่อกำลังรับน้ำหนักของดินและการอัดตัวคายน้ำของดิน

$$OCR = \frac{\bar{\sigma}_{vm}}{\bar{\sigma}_{vo}} \dots\dots\dots(2.58)$$

การหาค่าหน่วยแรงสูงสุดในอดีต มีผู้คิดค้นหลายท่านด้วยกัน เช่น Casagrade (1936), Schmertman (1953), Burmister (1951) วิธีการของ Schmertman และ Brumister ใช้กราฟ Rebound loop of compression



รูปที่ 2-28 แสดงกราฟหาค่า T_{100} , t_{50} จากทฤษฎีและการทดลองโดยวิธีลอกการжимของเวลา

2.19 การวิเคราะห์อัตราการทรุดตัว (Rate of consolidation)

การวิเคราะห์หาอัตราการทรุดตัวนั้น มีผู้เสนอแนะอยู่หลายคน โดยใช้ทฤษฎีต่าง ๆ กัน ดังนี้ คือ

Terzaghi & Peck (1967) เสนอทฤษฎีสำหรับความเครียดและน้ำไหลออกจากดิน ในลักษณะ 1 มิติ (รูปที่ 2-29)

Lacasse et al (1973) เสนอทฤษฎีที่น้ำไหลออกจากดิน 2 มิติ (รูปที่ 2-30)

Davis & poulos (1963) เสนอทฤษฎีสำหรับการอัดตัวคายน้ำ แบบ 3 มิติ ซึ่งได้จากการทดสอบ Triaxial (รูปที่ 2-31)

การพิจารณาถึงอัตราการทรุดตัวนั้น จะคำนึงถึงเฉพาะการทรุดตัวแบบการอัดตัวคายน้ำเท่านั้น ซึ่งการวิเคราะห์นั้นจะทำให้ทราบว่าในแต่ละเวลา จะเกิดการทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำไปแล้วเท่าใด และคิดเป็นกัเปอร์เซ็นต์ ของการทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ำทั้งหมด ดังนี้

$$P(t) = \bar{U} \cdot P_c \dots\dots\dots(2.59)$$

เมื่อ $P(t)$ = การทรุดตัวที่เวลาใด ๆ

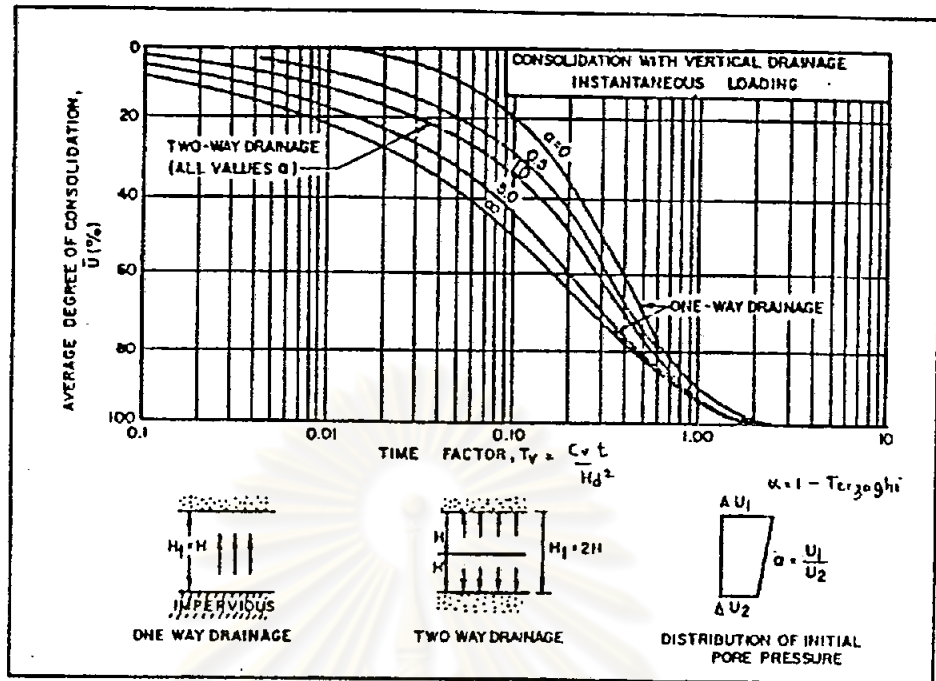
\bar{U} = Average Degree of Consolidation เป็นฟังก์ชันของ T_v
(รูปที่ 2-29, 2-30, 2-31)

P_c = การทรุดตัวจาก Consolidation ทั้งหมด

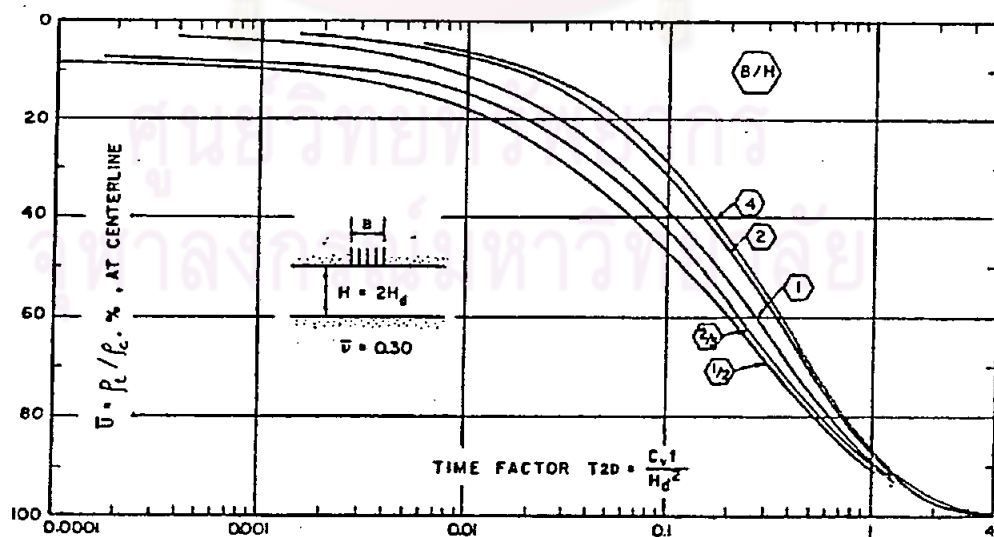
เมื่อเปรียบเทียบเวลาในการเกิดการทรุดตัวที่ Degree of Consolidation เดียวกันระหว่างทฤษฎีของ Terzaghi และ Lacasse ได้ดังนี้

$$t = t_v(T_{2D}/T_v) (1/\alpha \sqrt{K_h/K_v}) \dots\dots\dots(2.60)$$

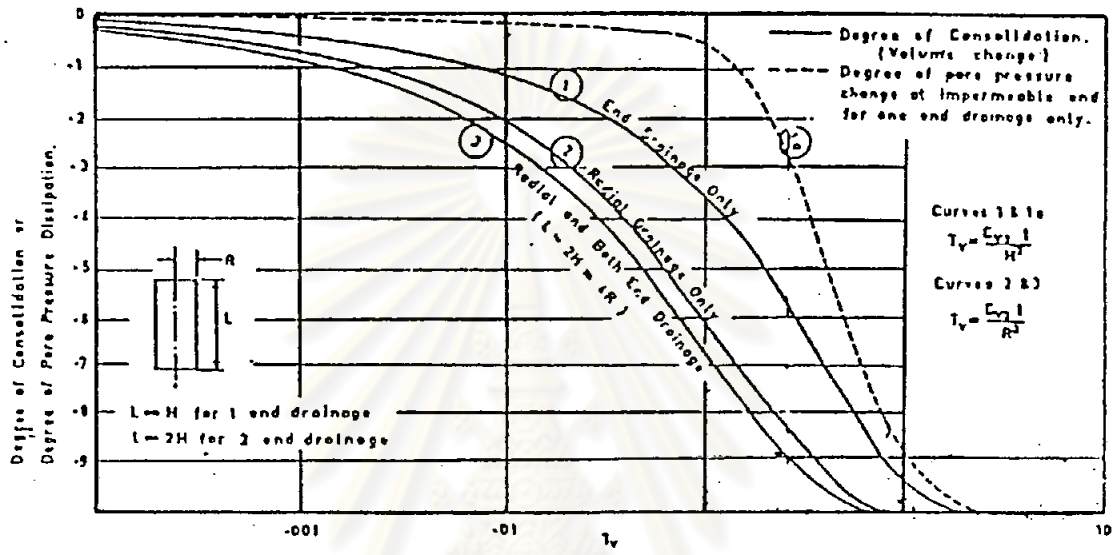
เมื่อ t_v = เวลาที่ใช้ในการไหลออกของน้ำ ตามทฤษฎีของ Terzaghi ที่ Average degree of Consolidation (\bar{U}) ที่สนใจ



รูปที่ 2-29 อัตราการทรุดตัวเนื่องจาก Consolidation สำหรับ Vertical Drainage เมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุกทันที



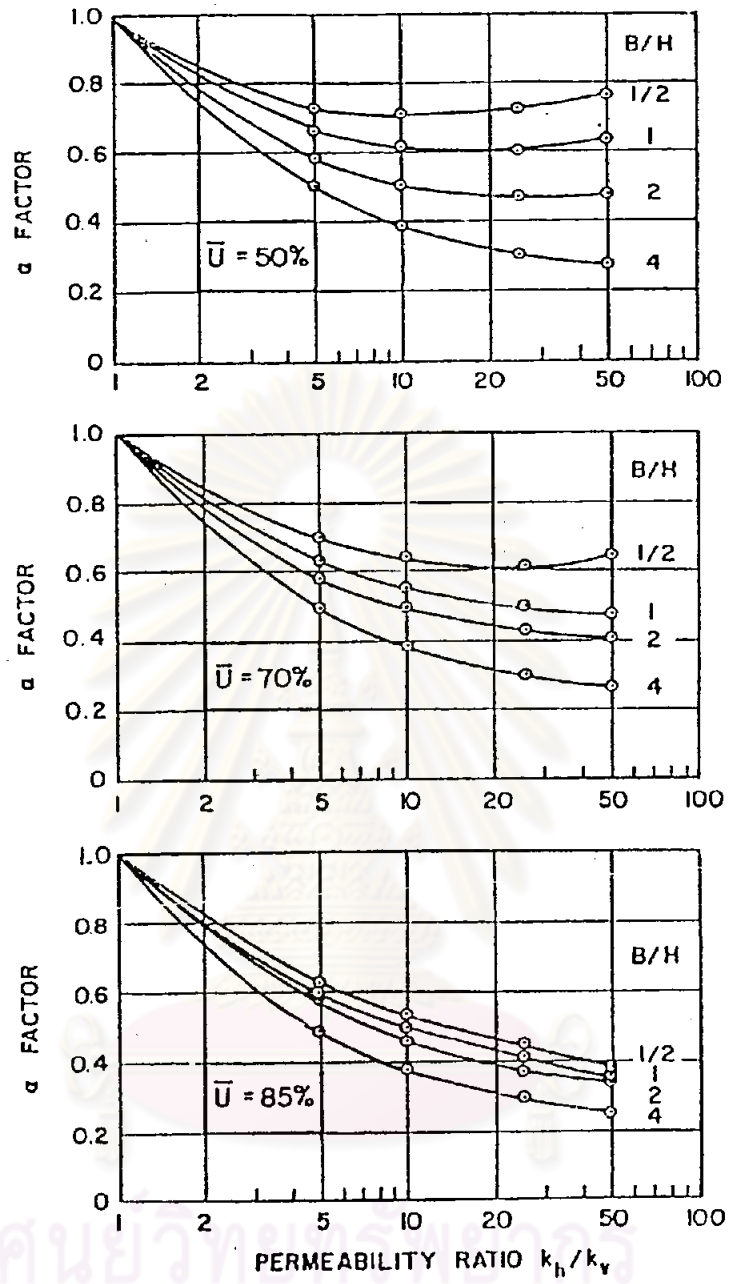
รูปที่ 2-30 T_{2D} vs. \bar{U} สำหรับ Plane Strain Consolidation โดย Double Drainage และ Isotropic Permeability (จาก Lacasse et. al, 1975)



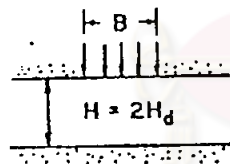
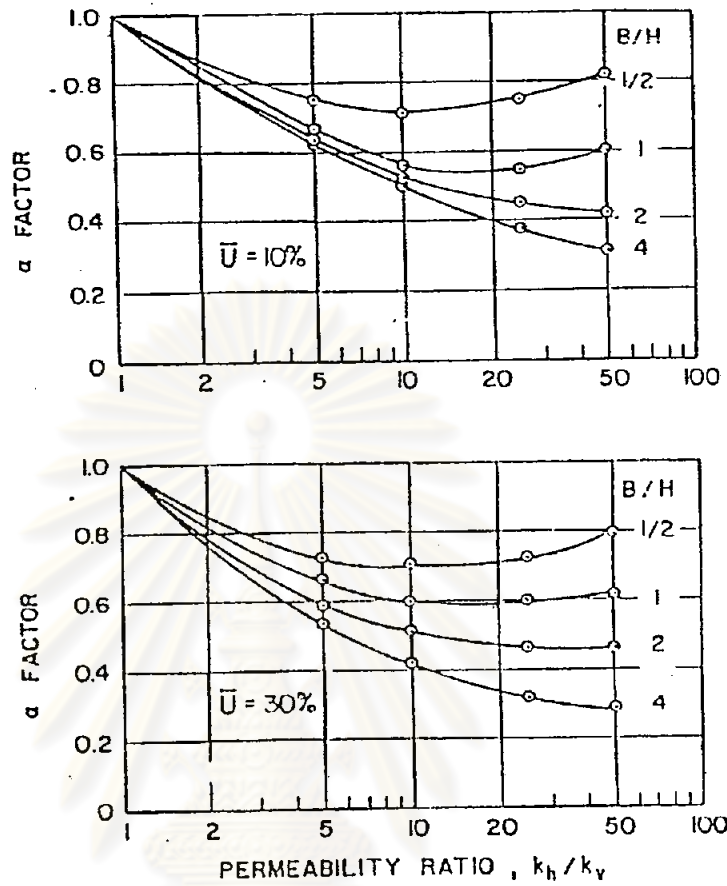
Theoretical Rate of Triaxial Consolidation for Different Drainage Conditions.

รูปที่ 2-31 อัตราการทรุดตัวที่ได้จากการทดสอบด้วยเครื่อง Triaxial (จาก Davis และ Poulos, 1963)

ศูนย์วิทยทรัพยากร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 2-32 α VS k_h / k_v : $\bar{U} = 50\%$, 70% และ 85% (จาก Lacasse et al, 1975)



$$t = (t_v) \left(\frac{T_{2D}}{T_v} \right) \left(\frac{1}{\alpha \sqrt{k_h/k_v}} \right)$$

รูปที่ 2-33 Alpha Factor VS. Permeability Ratio สำหรับ Plane Strain Consolidation $\bar{U} = 10\%$ และ 30% (จาก Lacasse et al, 1975)

- Tv = Time Factor จากทฤษฎี Terzaghi ที่ บี ที่สนใจ
 α = คิวแปรที่ขึ้นอยู่กับ Kh/Kv, B/h และ บี (รูปที่ 2-32, 2-33)
 T2D = Time Factor จากทฤษฎีของ Lacasse et al 1975

2.20 Geotextiles Sheet

Geotextiles Sheet ปัจจุบันมีการใช้กันอย่างกว้างขวาง โดยเฉพาะอย่างยิ่งงานที่เกี่ยวข้องกับการก่อสร้าง Embankment และ Breakwater บนชั้นดินอ่อน (Soft Clay) ทั้งนี้เพื่อประโยชน์ในการแบ่งแยกชั้นของวัสดุ, เป็นตัวกรอง (Filter), เพื่อการระบายน้ำออก (Drainage) และเพื่อเสริมโครงสร้างดังกล่าวให้เกิดความมั่นคงแข็งแรง (Reinforcement)

Geotextiles Sheet แบ่งออกได้เป็นหลายชนิด ตามความเหมาะสมของงานและความแข็งแรงทนทานตามที่ต้องการ จากการทดสอบของ Rathmayer Technical Research Centre of Finland, Geotechnical Laboratory พบว่า Geotextiles Sheet มีคุณสมบัติที่ดีในการระบายน้ำ (Drainage), กรองวัสดุ (Filtration), แบ่งแยกชั้นของวัสดุ (Separation), เสริมความแข็งแรงของดินพื้นฐาน (Reinforcement)

Prof. Bell (Oregon State University) ได้ทำการทดสอบแล้วแบ่งความสำคัญในการใช้ Geotextiles ในงานต่าง ๆ ดังแสดงในตาราง 2-7

Geotextiles สามารถแบ่งออกได้เป็น 2 ชนิดด้วยกันคือ

1. แบบถัก (Woven)
2. แบบไม่ถัก (Non-woven)

โดยปกติแบบไม่ถักจะมีความหนาและมีความแข็งแรงมากกว่า

2.20.1 ผลของ Geotextiles Sheet ต่อเสถียรภาพของกำแพงกันคลื่น

ปกติเมื่อทำการก่อสร้างกำแพงกันคลื่นบนชั้นดินอ่อน เสถียรภาพของกำแพงกันคลื่นจะต่ำเนื่องจากกำลังรับแรงเฉือนของดินพื้นฐานต่ำ เมื่อปูชั้นดินพื้นฐานด้วย Geotextiles

ตารางที่ 2-7 แสดงความเหมาะสมในการใช้ Geotextiles เพื่อประโยชน์ในงานต่าง ๆ

PROPERTIES MOST IMPORTANT BY USE	DRAIN-AGE	SEPAR-ATION	REIN-FORCE-MENT	EROSION CONTROL
UV-stability				+
Clogging resistance	+++	+		+
Pore size distribution	+++			
Pore size	+++	+		++
Chemical stability	+++	+++	+++	++
Biological stability	++	+++	+++	++
Insect resistance	++	+	++	++
Intrusion resistance	+	++		
Workability	+			
Freeze-thaw resistance		+		
Transverse permeability	++			++
Equivalent opening size	++			
Toughness		+		
Multi-axial tensile strength			+++	
Creep			+++	
Soil-fabric friction			+++	
Fabric-fabric friction			++	
Puncture resistance		++	++	
Tear resistance		++	++	++
Abrasion resistance				+
Elastic modulus			++	

+++ มีความสำคัญ > 90%

++ " > 80%

+ " > 75%

Sheet. ก่อนทำการก่อสร้างกำแพงกันคลื่น Geotextiles จะช่วยทำให้เสถียรภาพของกำแพงกันคลื่นเพิ่มขึ้น เนื่องจาก Geotextiles มีความสามารถทนต่อการรับแรงดึง จึงช่วยในการรับแรงเมื่อเกิดการพิบัติ โดยเมื่อระนาบของการพิบัติ (Failure Plane) ผ่านชั้นของ Geotextiles จะช่วยรับแรงโดยตรง ด้วยการถ่ายแรงไปสู่มวลดินที่อยู่ใกล้เคียงโดยแรงเสียดทานระหว่างดินและ Geotextiles นี้ ความสามารถในการรับแรงของ Geotextiles จะลดลงตามระยะเวลาที่ใช้งาน แต่กำลังของดินพื้นฐานจะเพิ่มขึ้นตามระยะเวลา ดังนั้นจุดประสงค์ที่จะใช้ Geotextiles นี้ ก็เพื่อช่วยรับแรงในชั้นดินของการก่อสร้าง จนกระทั่งดินพื้นฐานจะสามารถรับน้ำหนักได้ด้วยตนเอง ในการออกแบบจึงจะพิจารณาหาชนิดของ Geotextiles มาใช้เพื่อให้อัตราส่วนความปลอดภัยเริ่มแรกอยู่ในค่าที่ต้องการ โดยที่โครงสร้างกำแพงกันคลื่นไม่พิบัติ จนกว่ากำลังของดินจะเพิ่มขึ้นภายหลังเนื่องจากการ Consolidation ของดินแล้ว ในทางปฏิบัติจะพิจารณาคูณสมบัติของ Geotextiles ที่มีอายุการใช้งานนานประมาณ 90% Degree of Consolidation

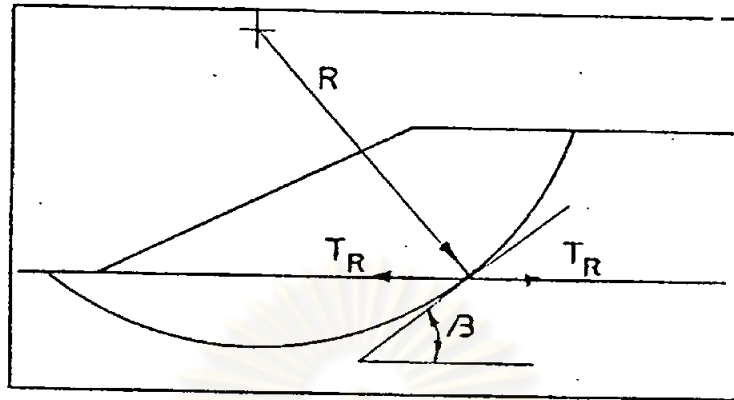
T.S. Ingold (1984) ได้เสนอแนะวิธีการหาค่าอัตราส่วนความปลอดภัยของ Embankment เมื่อใช้ Geotextiles เสริมความแข็งแรงแก่ดินฐานรากดังนี้ (รูปที่ 2-34)

$$\Delta M = Tr.R.\cos \beta \dots\dots\dots(2.61)$$

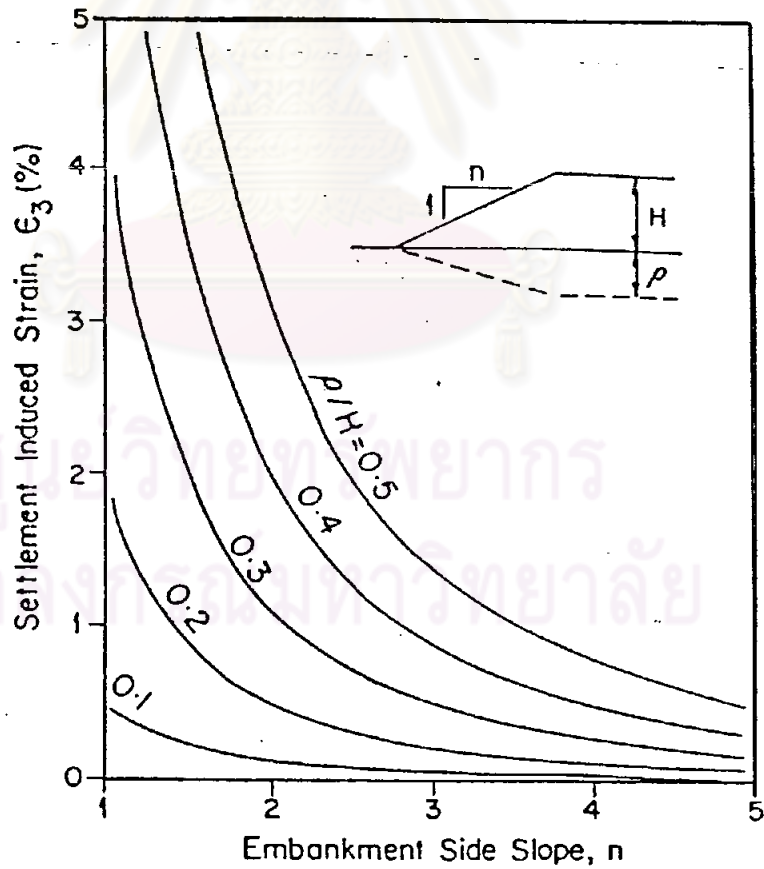
- เมื่อ
- ΔM = โมเมนต์ที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากใช้ Geotextiles
 - Tr = แรงดึงที่เกิดขึ้นใน Geotextiles
 - R = รัศมีที่เกิดการพิบัติ
 - β = มุมของเส้นสัมผัสกับระนาบพิบัติ ณ จุดที่พิจารณา

กรณี Swedish Method

$$F.S. = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} [Suli + Wi.\cos \alpha i.\tan \phi_i + Tr.\cos \beta]}{Wi.\sin \alpha} \dots\dots\dots(2.62)$$



รูปที่ 2-34 แสดงรูปแบบการคำนวณเสถียรภาพเนื่องจากปูพื้นฐานด้วย
GEOTEXTILES SHEET



รูปที่ 2-35 แสดงการทรุดตัวเนื่องจาการยึดตัวของ GEOTEXTILES SHEET
SHEET

โดยปกติแล้วมักจะกำหนดค่า F.S. ที่ต้องการแล้ว จึงหาค่า Tr เพื่อนำไปเลือกใช้ชนิดของ Geotextiles Sheet ต่อไป

2.20.2 ผลของ Geotextiles ต่อการทรุดตัวของกำแพงกันคลื่น

เมื่อเกิดการทรุดตัวของกำแพงกันคลื่น ซึ่งมี Geotextiles ปูอยู่ในชั้นฐานรากจะทำให้ Geotextiles ยึดตัว (Strain) ยาวขึ้น ส่วนผลของการลดการทรุดตัวของโครงสร้างเนื่องจาก Geotextiles นั้นมีน้อย เมื่อการทรุดตัวเกิดขึ้นที่บริเวณศูนย์กลางของตัวกำแพงกันคลื่นมากที่สุดแล้ว จะสามารถหาขนาดของการยึดตัวของ Geotextiles ได้จากระยะระหว่างแนวศูนย์กลางและขอบของฐานกำแพงกันคลื่นได้ดังนี้ (รูปที่ 2-35)

$$\epsilon_s = 1 + (p / n.H)^2 \dots\dots\dots(2.63)$$

เมื่อ

ϵ_s = Strain

p = ขนาดของการทรุดตัวที่เกิดขึ้น (ซ.ม)

n = $1/\tan\alpha$

H = ความสูงของตัวกำแพงกันคลื่น (ซ.ม)

จากการศึกษาของ T.S. Ingold สามารถสรุปได้ดังนี้

1. Geotextiles มีประโยชน์ทางด้านเสถียรภาพ ของโครงสร้างที่สร้างอยู่บนชั้นดินอ่อนเป็นส่วนใหญ่

2. Geotextiles ไม่ค่อยมีผลต่อการทรุดตัวของโครงสร้างมากนัก

3. เมื่อต้องการให้อัตราส่วนความปลอดภัยของ โครงสร้างที่อยู่บนชั้นดินอ่อนมากขึ้น Geotextiles ที่ใช้จะต้องสามารถรับแรงดึงได้มากขึ้นด้วย

4. การใช้ Geotextiles เสริมความแข็งแรงของดินฐานราก จะเพิ่มเสถียรภาพของดินฐานรากในช่วงแรกของการก่อสร้างเท่านั้นจนเมื่อกำลังรับแรงเฉือน (Shear Strength) ของดินฐานรากเพิ่มขึ้นเนื่องจาก Consolidation แล้ว Geotextiles ก็ไม่ได้มีประโยชน์ทางด้านเสถียรภาพต่อไป