

บทที่ 2

ทฤษฎีและทบทวนงานในอดีต

2.1 ระบบกำแพงกันดินในงานขนาดลึก

ในงานขนาดลึก ระบบกำแพงกันดินแยกได้เป็น 2 ระบบ คือ

1. **ระบบกำแพงแบบยืดหยุ่น (Flexible Wall)**
ระบบกำแพงแบบนี้ ได้แก่ ระบบเข็มพืด (Sheet pile) ซึ่งมีค่าสติเฟเนสต่ำ ดังนั้นจึงทำให้เกิดปริมาณการเคลื่อนตัวของดินกำแพงค่อนข้างสูง แต่เป็นที่นิยมใช้กันมากเนื่องจากการก่อสร้างทำได้ง่าย ราคาถูก รวดเร็ว สามารถนำกลับไปใช้ได้ อีก และผู้รับเหมา มีความคุ้นเคยกับระบบนี้
2. **ระบบกำแพงแบบแข็ง (Rigid Wall)**
ระบบกำแพงนี้ ได้แก่ Diaphragm Wall, Secant Pile Wall, Jet Grouted, Gravity Wall, Burlin Wall

ตารางที่ 2.1 แสดงข้อดี ข้อเสีย ของกำแพงกันดินชนิดต่างๆ ที่ใช้ในงานขนาดลึกของกำแพงกันดินทั้ง 2 ระบบ

2.2 การคำนวณแรงดันดินด้านข้าง (Lateral Earth Pressure)

ในการคำนวณหาแรงกระทำด้านข้าง ที่กระทำกับ Retaining Structure มีวิธีคำนวณอยู่ 3 ระบบ ดังนี้

2.2.1 การวิเคราะห์หน่วยแรงดันด้านข้างแบบสถิต (At Rest Pressure)



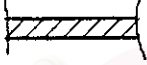

ใช้ในกรณีที่มีความแข็งแรงสูง โดยตั้งสมมุติฐานว่า กำแพงไม่มีการเคลื่อนตัวเลย เช่น ในระบบ Diaphragm wall และ Secant Pile Wall

$$\sigma'_{ho} = K_0 \sigma'_v \dots\dots\dots(2.1)$$

$$\sigma_{ho} = \sigma'_{ho} + u \dots\dots\dots(2.2)$$

$$\sigma_{ho} = K_0 \sigma'_v + u \quad \dots\dots\dots(2.3)$$

K_0 = Coefficient of earth pressure at rest

Name	Section	Typical EI Values/ft. (kip'ft ²)	Advantages	Disadvantages
Steel Sheeting		900-90,000	1.) Can be impervious 2.) Easy to handle and construct. 3.) Low initial cost.	1.) Cannot be used in gravelly soils. 2.) Limited stiffness 3.) Interlocks can be lost in hard driving.
Soldier Pile and Lagging		2,000-120,000	1.) Easy to handle and construct. 2.) Low initial cost. 3.) Can be driven or augered.	1.) Wall is pervious. 2.) Requires care in placement of lagging.
Cast-in-Place Concrete Slurry Wall.		288,000-2,300,000	1.) Can be impervious. 2.) High stiffness. 3.) Can be part of permanent structure.	1.) High initial cost. 2.) Specialty contractor required. 3.) Extensive slurry disposal needed. 4.) Surface can be very rough.
Pre-cast Concrete Slurry Wall.		288,000-2,300,000	1.) Can be impervious. 2.) High stiffness. 3.) Can be prestressed.	1.) High Initial cost. 2.) Specialty contractor required to construct. 3.) Slurry disposal needed 4.) Very large and heavy members must be handled for deep systems.

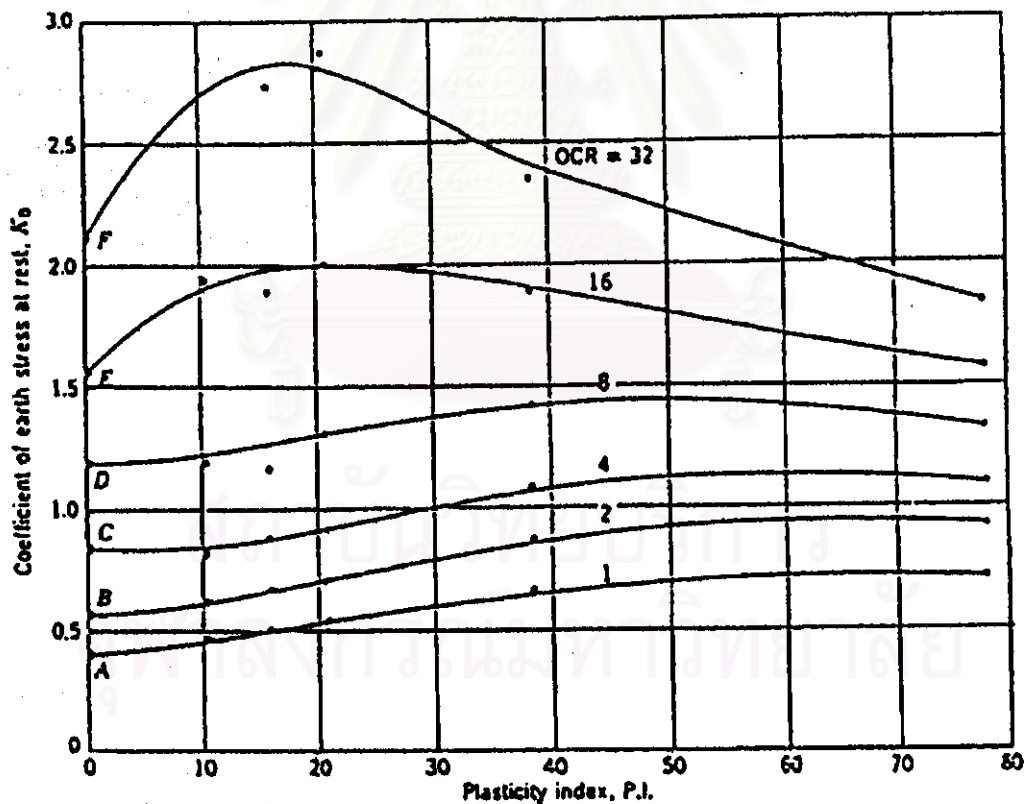
ตารางที่ 2.1 ข้อดี-ข้อเสียของกำแพงกันดินชนิดต่าง ๆ (พิพัฒน์, 2535)

Tavenas et al (1975) กล่าวว่า เป็นการยากที่จะหาค่า K_0 ในสภาพธรรมชาติ ฉะนั้นโดยทั่วไปแทนที่จะหาค่า K_0 จากการทดลองซึ่งต้องใช้เครื่องมือเฉพาะประกอบกับการทำงาน การหาค่า K_0 จึงมักใช้สูตร Empirical แล้วตรวจสอบระหว่างการทดลองหาค่า K_0 ดังแสดงในตาราง 2.2

Brooker & Ireland (1965) เสนอความสัมพันธ์ระหว่าง K_0 , OCR และ PI ดังรูปที่ 2.1 และเสนอความสัมพันธ์ ระหว่าง K_0 กับ ϕ' ของ Normally Consolidated Clay

$$K_0 = 0.95 - \sin \phi' \dots\dots\dots(2.4)$$

ตามปกติ ϕ' ของดินเหนียวมีค่าอยู่ระหว่าง 20° - 30°



รูปที่ 2.1 ค่า K_0 เป็นฟังก์ชันกับ OCR และค่า PI (Brooker & Ireland, 1965)

ตารางที่ 2.2 สูตรคำนวณเพื่อประมาณค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างแบบสถิต (K_0)

Formular	Remarks	Reference
$K_0 = 1 - \sin \phi'$	For normally consolidated sand	Jaky (1948)
$K_0 = 0.95 - \sin \phi'$	For cohesive soils, based on data obtained from remolded specimen	Brooker & Ireland (1965)
$K_0 = 0.19 + 2.333 \log PI(\%)$	Based on data published by Kenney(1959)	Alpan (1967)
$K_0 = 0.24 + 0.31 \log PI(\%)$	K_0 determined from in-situ tests	Lee & Jin (1979)
$K_{0(OC)} = K_{0(NC)} OCR^{m_1}$ $m_1 = 0.54 \exp\left(-\frac{PI}{281}\right)$	For overconsolidated clays	Alpan (1967)
$K_{0(OC)} = K_{0(NC)} OCR^{m_2}$ $m_2 = f(PI)$		Schmidt (1966) Ladd et al (1977)

Note : NC = Normally consolidated

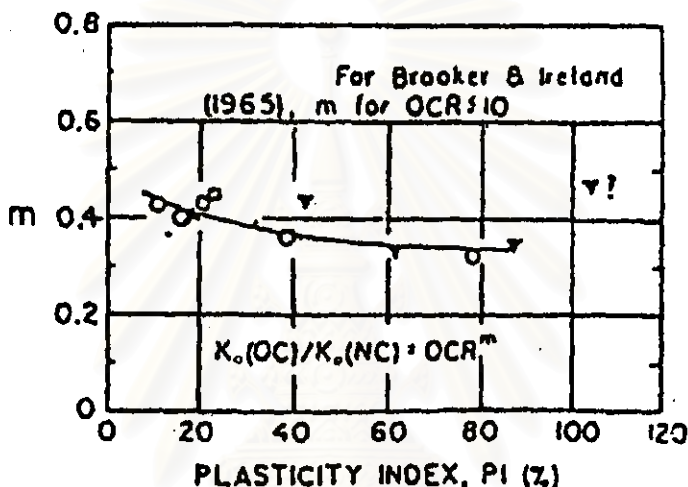
OC = Overconsolidated

Schmidth (1966) ได้ความสัมพันธ์ระหว่าง K_0 กับ OCR จากการทดลองลดน้ำหนัก (Unloading)

$$\frac{K_{0(OC)}}{K_{0(NC)}} = OCR^m \dots\dots\dots(2.5)$$

ค่า m ขึ้นกับค่า PI

Ladd (1977) เสนอค่า m ในสมการของ Schmidth กับค่า PI ดังรูปที่ 2.2



รูปที่ 2.2 ความสัมพันธ์ของสัมประสิทธิ์ m ซึ่งเป็นฟังก์ชันของ K_0 และ OCR กับค่า PI (Ladd et al, 1977)

Moh และ Wang (1968) พบว่าค่า K_0 สำหรับ Normally Consolidated Clay ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ โดยทั่วไปมีค่าประมาณ 0.60 ± 0.02

2.2.2 การคาดคะเนหน่วยแรงด้านข้างโดยหลักการของ Rankine

ทฤษฎีของ Rankine มาจากการวิบัติของดินตามทฤษฎีของ Mohr-Coulomb โดยพิจารณาว่าระนาบของดินในการวิบัติในสภาพ active และ passive เป็น planar surface

(a) Rankine Active Earth Pressure

การวิบัติแบบ Rankine active เกิดจากการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดิน ดังรูปที่ 2.3(a) ทำให้เกิดการลดลงของค่าหน่วยแรงในแนวนอน เนื่องจากการขุดดินออก ขณะที่แรงในแนวตั้งคงที่ ตลอดจนกำแพงอยู่ในลักษณะ Tilting

พิจารณาเมื่อกำแพงไม่มีแรงเสียดทาน (Frictionless) และกำแพงเกิดการเคลื่อนตัวในลักษณะ Tilting หน่วยแรงในแนวนอน σ_h ที่ความลึก z จะมีค่าเท่ากับ $K_a \sigma_v$ แสดงโดย Mohr's circle a ในรูปที่ 2.3(b) แสดงจุดพิบัติ Mohr's circle c ในรูปที่ 2.3 (b) จาก geometry ของวงกลม Mohr และเส้นสัมผัส เราสามารถเขียนสมการสัมพันธ์ระหว่าง σ_h และ σ_v ได้ดังนี้

$$\sigma_h = \sigma_v \tan^2(45 - \frac{\phi}{2}) - 2C \tan(45 - \frac{\phi}{2}) \quad \dots\dots\dots(2.6)$$

กรณีของ Cohesionless soil $C = 0$ จะได้

$$\sigma_h = \sigma_v \tan^2(45 - \frac{\phi}{2}) \quad \dots\dots\dots(2.7)$$

อัตราส่วน $\frac{\sigma_h}{\sigma_v}$ เรียกว่า Coefficient of Rankine's active earth pressure, K_a

$$K_a = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \tan^2(45 - \frac{\phi}{2}) \quad \dots\dots\dots(2.8)$$

ดังนั้น
$$\sigma_h = \sigma_v K_a - 2C \sqrt{K_a} \quad \dots\dots\dots(2.9)$$

ที่ $z = 0$ $\sigma_v = 0$ $\sigma_h = -2C \sqrt{K_a} \quad \dots\dots\dots(2.10)$

ที่ $z = H$ $\sigma_v = \gamma H$ $\sigma_h = \gamma H K_a - 2C \sqrt{K_a} \quad \dots\dots\dots(2.11)$

ในกรณีการเกิด Tension crack

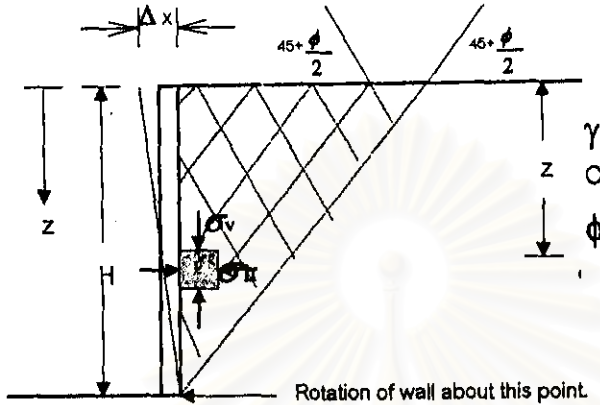
$$\sigma_h = 0 = \sigma_v K_a - 2C \sqrt{K_a}$$

$$0 = \gamma Z_c K_a - 2C \sqrt{K_a}$$

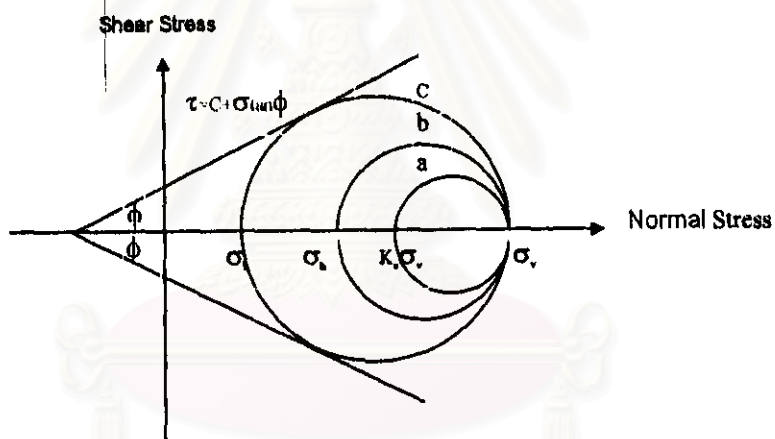
$$Z_c = \frac{2C}{\gamma \sqrt{K_a}} \dots\dots\dots(2.12)$$

โดย Z_c คือ ความลึกที่เกิด Tension Crack

Wall movement to left



(a)



(b)

รูปที่ 2.3 Active Rankine Pressure

b) Rankine Passive Earth Pressure

การวิบัติแบบ passive เกิดจากการเคลื่อนตัวเข้าหากำแพงกันดิน ดังรูปที่ 2.4(a) ทำให้เกิดการเพิ่มขึ้นของค่าหน่วยแรงในแนวนอน ขณะที่แรงในแนวตั้งคงที่

พิจารณาเมื่อกำแพงไม่มีแรงเสียดทาน (Frictionless) และไม่เกิดการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดิน ($\Delta x = 0$) หน่วยแรงในแนวนอน σ_h ที่ความลึก z จะมีค่าเท่ากับ

$K'_v \sigma'_v + U_0$ แสดงโดย Mohr's circle a ในรูปที่ 2.4(b) และเมื่อกำแพงกันดินเคลื่อนตัวเข้าหาดินเพิ่มมากขึ้น ($\Delta x > 0$) หน่วยแรงในแนวนอน, σ_h จะเพิ่มขึ้น จนในที่สุดดินจะเกิดการทับติด Mohr's circle c ในรูปที่ 2.4(b) ในกรณีที่คิดแรงต้านทานของดินอยู่ในรูปของหน่วยแรงแวม

$$\sigma_p = \sigma_v \tan^2(45 + \frac{\phi}{2}) + 2C \tan(45 + \frac{\phi}{2}) \dots\dots\dots(2.13)$$

กรณีของ Cohesionless soil $C = 0$ จะได้

$$\sigma_p = \sigma_v \tan^2(45 + \frac{\phi}{2}) \dots\dots\dots(2.14)$$

อัตราส่วน $\frac{\sigma_p}{\sigma_v}$ เรียกว่า Coefficient of Rankine's passive earth pressure, K_p

$$K_p = \frac{\sigma_p}{\sigma_v} = \tan^2(45 + \frac{\phi}{2}) \dots\dots\dots(2.15)$$

ดังนั้น
$$\sigma_p = \sigma_v K_p + 2C \sqrt{K_p} \dots\dots\dots(2.16)$$

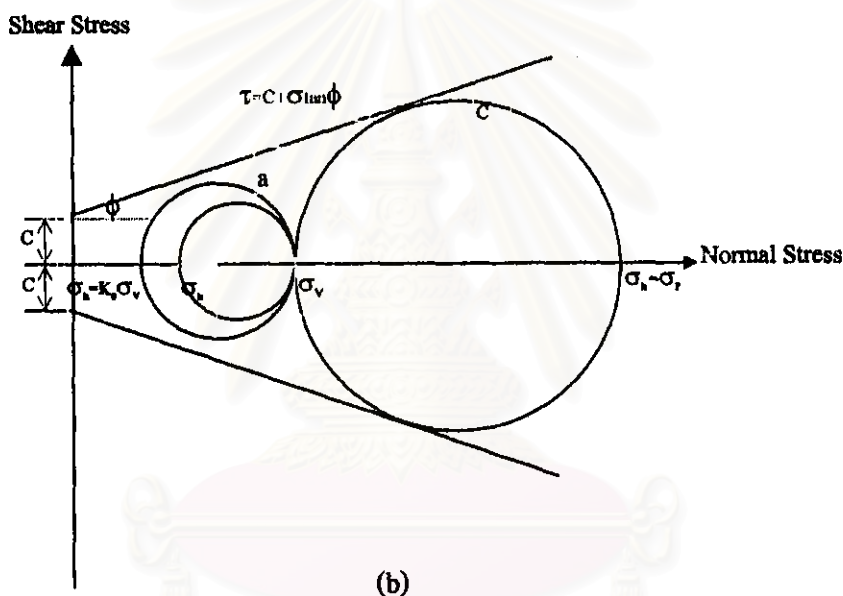
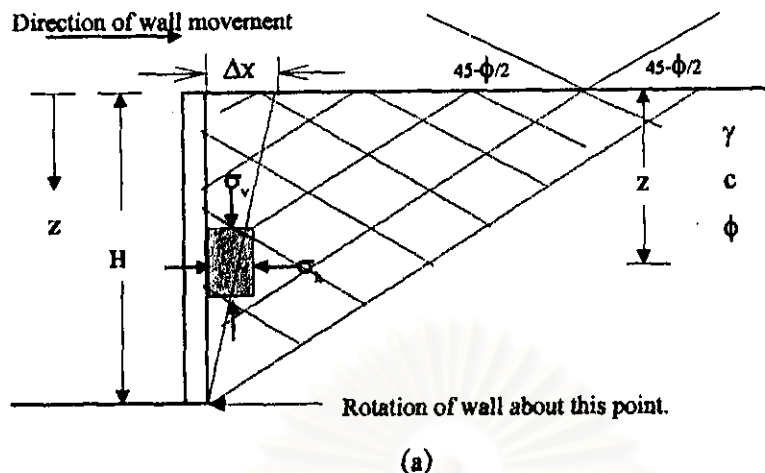
ที่ $z = 0$ $\sigma_v = 0$ $\sigma_p = 2C \sqrt{K_p} \dots\dots\dots(2.17)$

ที่ $z = H$ $\sigma_v = \gamma H$ $\sigma_p = \gamma H K_p + 2C \sqrt{K_p} \dots\dots\dots(2.18)$

ดินเหนียว ในสภาพอิ่มตัวด้วยน้ำ ค่า $\phi = 0$ และค่า S_u จะเปลี่ยนไปตามความลึก จะได้ค่า $K_u = K_p = 1$ และสามารถเขียนสมการใหม่ ได้สำหรับดินเหนียว (Clay) คือ

$$\sigma_{\text{active}} = \sigma_v - 2C_u \dots\dots\dots(2.19)$$

$$\sigma_{\text{passive}} = \sigma_v + 2C_u \dots\dots\dots(2.20)$$



รูปที่ 2.4 Passive Rankine Pressure Diagram

2.2.3 การใช้ไดอะแกรมของหน่วยแรงดันดินปรากฏ (Apparent Pressure Envelope or Pressure Diagram)

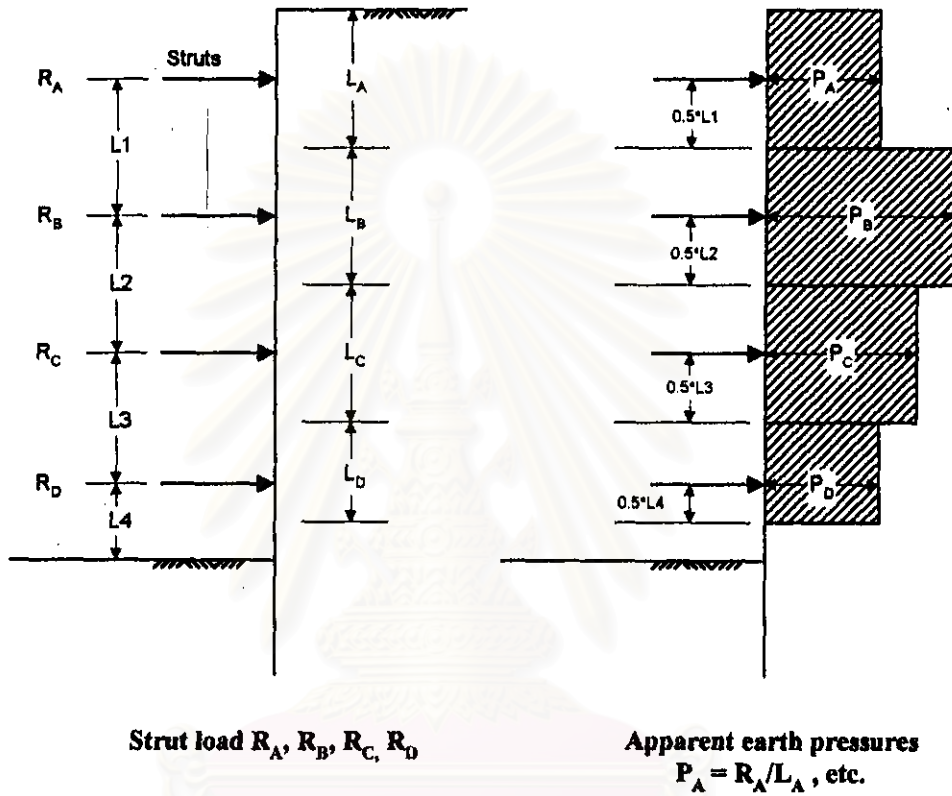
การกำหนดแรงดันดินด้านข้างที่กระทำต่อ Sheet Pile ระบบ brace cut นั้น คาดคะเนค่าที่แท้จริงได้ยากมาก ในช่วงแรกนั้น ใช้วิธีคิดหาแรงดันจาก Rankine Pressure Diagram เพื่อหาแรงใน Strut แต่จากการทดลองในสนาม พบว่าแรงใน strut มีความคลาดเคลื่อนอยู่มาก การคาดคะเนหน่วยแรงดันด้านข้างนี้ส่วนใหญ่นิยมใช้วิธี Empirical โดยอาศัยข้อมูลจากการวัดแรงของ Strut ในสนาม และรวมแรงใน Strut ทั้งหมดเข้าด้วยกัน

จากนั้นเปลี่ยนมาเป็นแรงดันด้านข้างของดินเพื่อให้ครอบคลุมทุกกรณี ดังแสดงหลักการหา Apparent Pressure Diagram ในรูปที่ 2.5

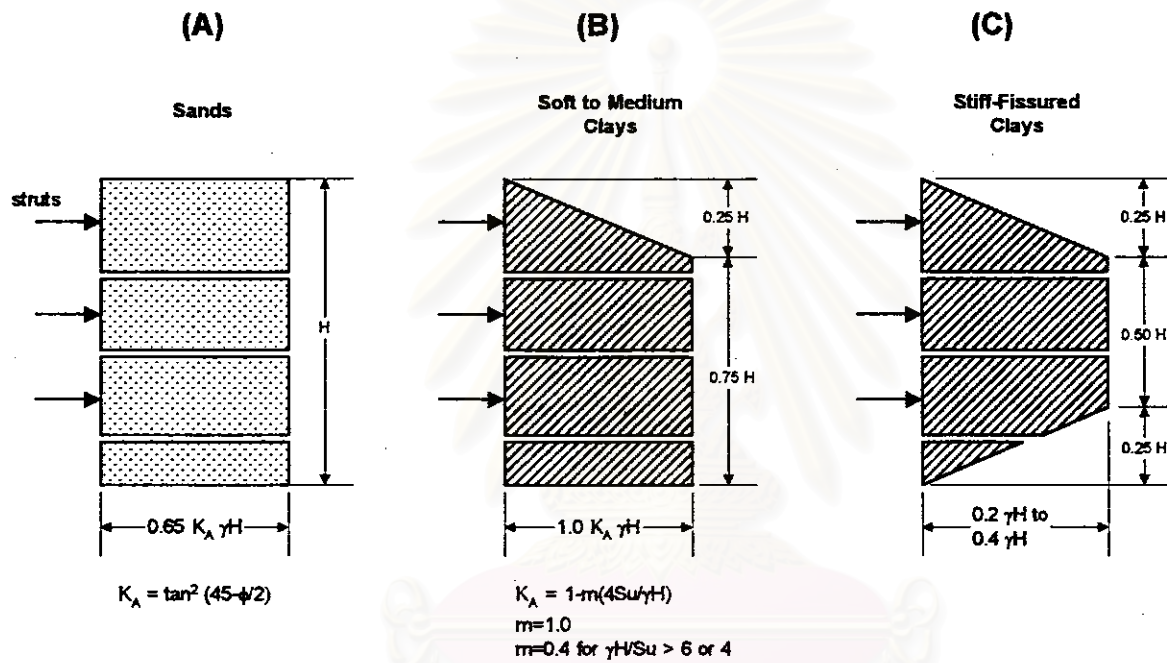
ในการประยุกต์ใช้ Apparent Pressure Diagram นี้มีการนำเสนอทฤษฎีมากมาย เช่น Pressure Diagram เสนอโดย Terzaghi & Peck (1967) รูปที่ 2.6 Pressure Diagram เสนอโดย Tschebotarioff (1973) รูปที่ 2.7 และ Pressure Diagram เสนอโดย Sower (1973) รูปที่ 2.8



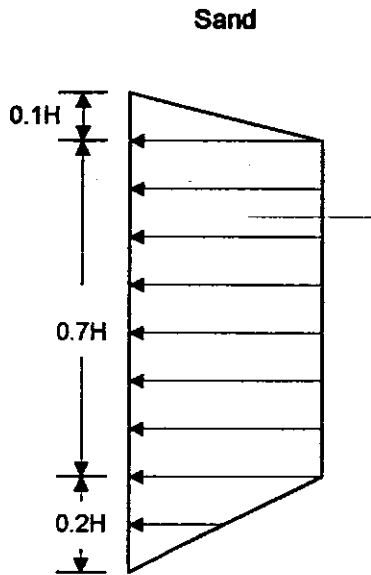
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



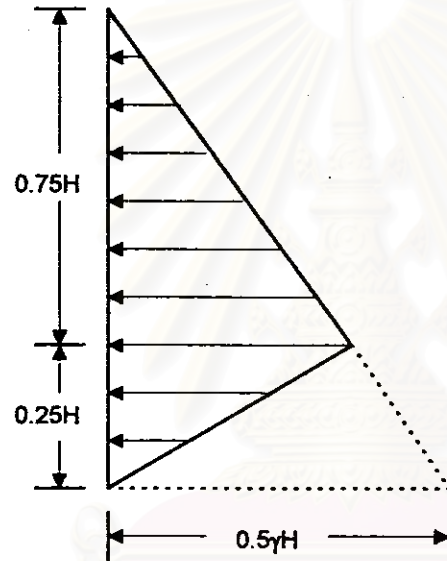
รูปที่ 2.5 วิธีการคิดแรงดันดิน (Earth Pressure Diagram)



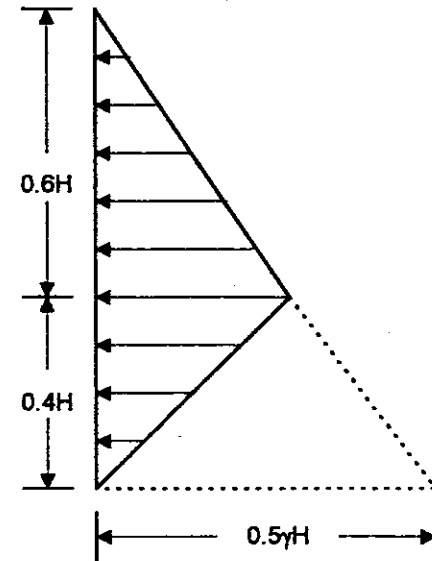
รูปที่ 2.6 ไคอะแกรมขอบเขตหน่วยแรงดันดินปรากฏ เสนอโดย Terzaghi and Peck (1967)



Permanent support in medium clay

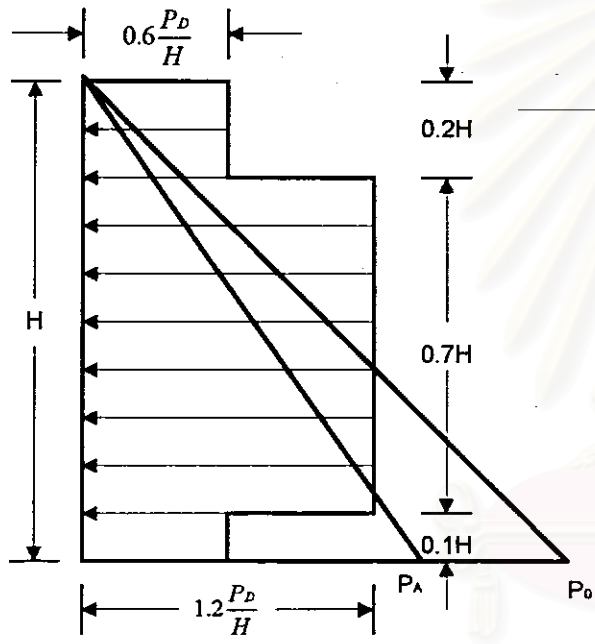


Temporary support in stiff clay



รูปที่ 2.7 แสดงรูปแบบแรงดันดินซึ่งเสนอโดย Tschebotarioff (1973)

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



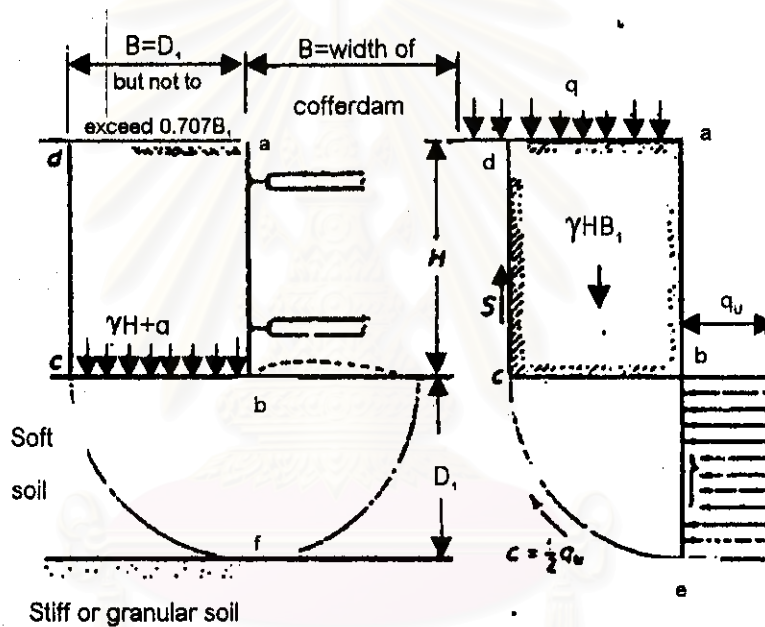
Type of soil	P_D
loose sand, loose gravel	$1.4P'_A$
dense sand, dense gravel	$1.3P'_A$
soft clay	$1.5P'_A$ or P_0
stiff clay	$1.4P'_A$ or P_0
unsaturated clay	$1.3P'_A$ or P_0

รูปที่ 2.8 รูปแบบแรงดันดิน เสนอโดย Sower (1979)

2.3 HEAVE EFFECT

ในการออกแบบระบบค้ำยันนั้นสิ่งที่จะต้องคำนึงถึงเป็นอย่างมาก นอกจากแรงกระทำทางด้านข้างของมวลดินแล้ว ก็คือ ความเสถียรภาพของกันหลุม ซึ่งจะมีอิทธิพลมากกับดินเหนียวอ่อน (Soft Clay) โดยจะพิจารณาว่าดินข้างหลุมมีพฤติกรรมเป็น Surcharge ที่กระทำกับดินกันหลุม ซึ่งถ้าแรงที่กระทำมากกว่าแรงต้านของดินแล้ว ดินข้างหลุมก็จะสามารถไหลเข้ามาในหลุมได้ ระบบทั้งระบบก็จะพังและเสียหายได้ ซึ่งได้มีวิธีคิดที่แตกต่างกันไปดังนี้

I HEAVE EFFECT BY TENG'S (1980) แสดงในรูปที่ 2.9



รูปที่ 2.9 แสดง Heave effect เสนอโดย Teng's (1980)

In clay $S = S_{u1} (H - \frac{q_u}{\gamma})$ (2.21)

$S_{u1} = q_{u1}/2 =$ Shear strength Above the Excavation Level

$S_{u2} = q_{u2}/2 =$ Shear strength Beneath the Excavation Level

$$\begin{aligned}
 \text{FS.} &= \frac{\text{Resisting Moment}}{\text{Acting Moment}} \\
 \text{FS.} &= \frac{SB_1 + 0.5q_u B_1 \frac{\pi}{2} B_1 + q_u B_1 \frac{B_2}{2}}{(\gamma H + q) B_1 \frac{B_1}{2}} \\
 \text{FS.} &= \frac{2S + 0.5q_u \pi B_1 + q_u B_1}{(\gamma H + q) B_1} \\
 \text{FS.} &= \frac{2S + S_u \pi B_1 + 2S_u B_1}{(\gamma H + q) B_1} \dots\dots\dots(2.22)
 \end{aligned}$$

Where γ = unit weight of soil, t/m^3
 H = depth of excavation, m.
 q_u = undrain compressive strength of soil, t/m^2
 q = Surcharge around the excavation, t/m^2
 $B_1 = L$ if $L > D$
 $= D$ if $L < D$
 L = length of sheet pile below dredgo line, m.
 D = depth of soil between dredgo line and stiff clay, m.

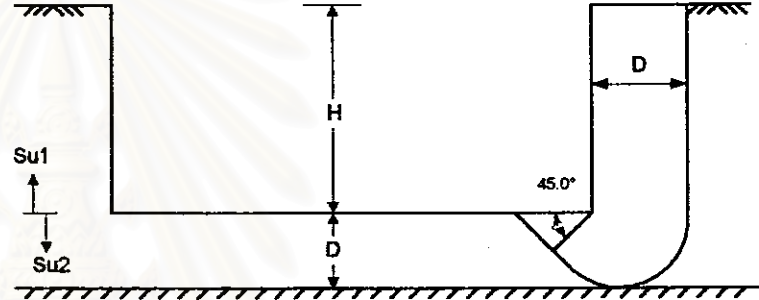
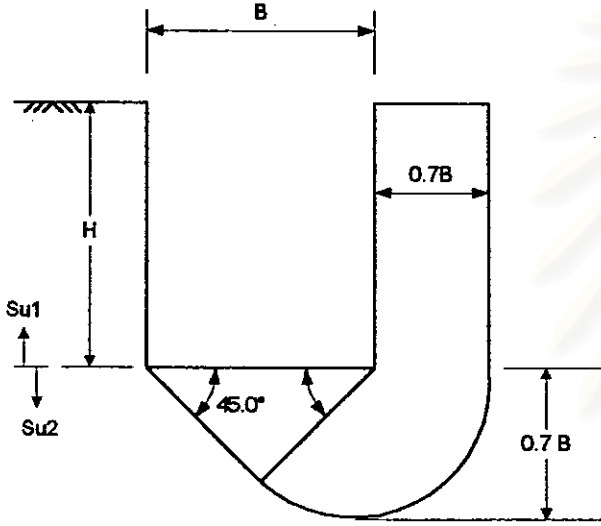
นอกจากนี้ Teng ยังแนะนำว่า ควรตอก Sheet Pile ลึกลงไปไม่น้อยกว่า $\frac{2}{3}$ ของ D สูตรนี้จะให้ค่าที่ใกล้เคียงกับสภาพเป็นจริงเมื่อสภาพหลุมเป็น wide excavation ($B \gg H$) และความยาวของการขุดยาวมาก

II. TERZAGHI'S HEAVING THEORY แสดงในรูปที่ 2.10

ใช้หลักของ Bearing Capacity and Shallow Foundation Concept

$$\text{FS.} = \frac{5.7S_u B_1}{(\gamma H B_1 - S_u H + q)} \dots\dots\dots(2.23)$$

$$Q_u = S_u N_c B_1 = 5.7S_u B_1 \dots\dots\dots(2.24)$$



$$\text{Factor of Safety} = \frac{1}{H} \cdot \frac{S_{u2} N_c}{\gamma - S_{u1}} / 0.7B$$

$$\text{Factor of Safety} = \frac{1}{H} \cdot \frac{S_{u2} N_c}{\gamma - S_{u1}} / D$$

รูปที่ 2.10 การวิเคราะห์ Factor of safety against basal heave โดยวิธีของ Terzaghi

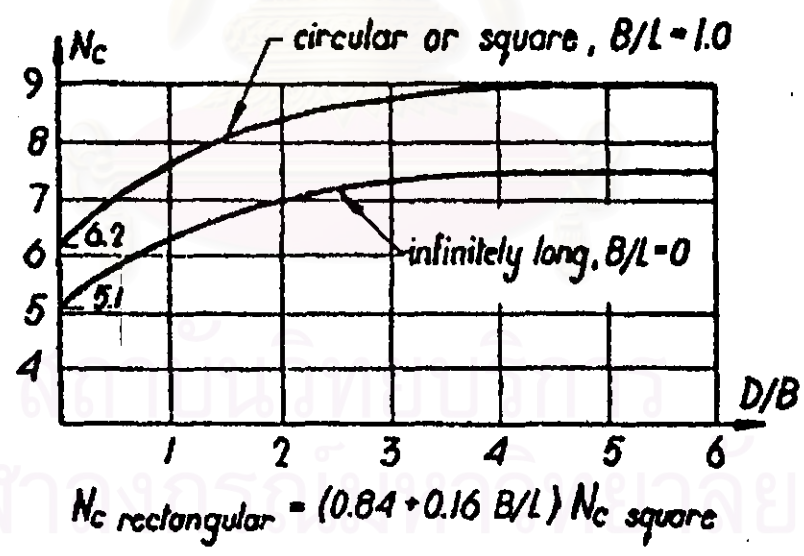
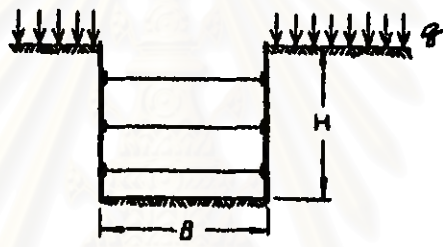
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา
 คณะวิศวกรรมศาสตร์
 จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

Where S_u = Undrained Shear Strength (t/m^2)
 N_c = Bearing capacity factor = 5.7 for clay
 สูตรนี้เหมาะสมกับการขุดที่มี $H/B < 1$

III. HEAVING IN DEEP COFFERDAM ดังแสดงในรูปที่ 2.11

ถ้าในกรณีที่ดินขุดเป็นรูปสี่เหลี่ยมหรือวงกลมที่มีความลึกมากกว่าความกว้างของหลุม ($H/B > 1$) แล้วจะพิจารณา Deep Cofferdam คล้ายกับ Deep Footing (Bjerrum and Eide, 1956)

$$F.S. = \frac{N_c C_u}{(\gamma H + q)} \dots\dots\dots(2.25)$$



รูปที่ 2.11 ความสัมพันธ์ระหว่างความลึกขุดกับค่า N_c (Skempton, 1951)

M. Das แนะนำว่าควรใช้ $F.S. > 1.5$ ซึ่งถ้าหากได้ค่าน้อยกว่านี้ให้ตอก Sheet Pile ลงไปลึกไม่น้อยกว่า $B/2$

โดยวิธีของ Skempton and Eide (1956) การขุดดินมักจะมี $B < H$ มาก จึงเหมาะกับงาน เช่น วางท่อ และเมื่อ $F.S. < 1.5$ ให้ตอก Sheet pile ใน strong stratum

2.4 กำลังรับแรงเฉือน

2.4.1 หลักเบื้องต้นของกำลังรับแรงเฉือน

คำจำกัดความของกำลังรับแรงเฉือนแบบอั้นเดรน (Undrained Shear Strength, S_u)

ในปี 1954 Bishop และ Skempton ได้ให้คำจำกัดความของกำลังรับแรงเฉือนแบบอั้นเดรน (S_u) โดยใช้การทดสอบแบบอั้นเดรน (Undrained Test) ว่าเป็นค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุด (Maximum Shear Strength) ที่ดินจะได้รับ

$$S_u = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_{f_{max}}}{2} \dots\dots\dots(2.26)$$

2.4.2 ค่าปรับแก้กำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากการทดสอบแบบเวนในสนาม (Field Vane Shear Test) ของ Bjerrum

ในปี 1972 Bjerrum ได้เสนอค่าปรับแก้กำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากการทดสอบแบบ Geonor เวนในสนาม (Field Vane Shear Test) โดยใช้ค่าปรับแก้ (Correction Factor, μ) ซึ่งเป็นฟังก์ชันกับค่า Plasticity (PI) ของดินเหนียว (รูป 2.12 ค่าปรับแก้ของ Bjerrum, μ) นี้ ได้ถูกเสนอขึ้นเนื่องจากเมื่อใช้กำลังรับแรงเฉือน (S_u) ที่ได้จาก การทดสอบแบบ Geonor เวนในสนาม มาทำการวิเคราะห์เสถียรภาพของคันดินถม มักจะได้ค่าส่วนความปลอดภัย (Factor of safety, FS.) ที่สูงกว่าความเป็นจริง เนื่องจาก ค่ากำลังรับแรงเฉือนที่วัดได้มีค่าสูงกว่าความเป็นจริงอันเป็นผลมาจาก

- 1.) Progress failure เนื่องจากพฤติกรรมของ Sensitive clay ได้คันดินถมขณะวิบัติ จะเริ่มเกิด Local yielding บริเวณตำแหน่งที่มีระดับค่า Stress สูงก่อน ต่อจากนั้นค่า Stress ที่ขึ้นสูงถึง Peak strength จะมีค่าลดลงอย่างรวดเร็ว ในขณะที่ผลของ Local yielding จะเริ่มแผ่กว้างออกไปโดยรอบ ดังนั้นมวลดินที่เกิดการวิบัติเหล่านี้ จะมีช่วงค่ากำลังรับแรงเฉือนระหว่าง Peak strength ไปจนถึง Residual strength ซึ่งมีค่าต่ำกว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบเวนในสนามที่วัดได้

- 2.) Anisotropy เนื่องจากดินเหนียวมีคุณสมบัติทางด้านกำลังรับแรงเฉือนเป็นแบบ Anisotropy มาก ซึ่งก็คือการที่ดินเหนียวถูกหน่วยแรงกระทำในทิศทางที่ต่างกัน จะทำให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนมีค่าไม่เท่ากัน เนื่องจาก ระบบของหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในสนามเป็นสิ่งที่ยุ่งยากซับซ้อนมาก ซึ่งเป็นการยากที่จะทำการทดสอบตัวอย่างดินในห้องทดลองเป็นไปตามจริงได้
- 3.) Strain Rate (อัตราของความเครียด) การที่ทำให้ดินเหนียวถูกหน่วยแรงภายนอกมากกระทำเพิ่มขึ้น หรือลดลงอย่างรวดเร็ว (นั่นคือ การเปลี่ยนอัตราที่หน่วยแรงมากกระทำ) ในการทดสอบดินในสนามและการทดสอบดินในห้องทดลอง มักมีอัตราของความเครียด จะทำให้ค่าแรงเฉือนที่วัดได้มีค่าสูงกว่าความเป็นจริง

ซึ่งผลกระทบเหล่านี้ รวมทั้งผลของ Friction ระหว่างการทดสอบ Geonor เวน จะทำให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินที่วัดได้ผิดจากความเป็นจริง ค่าปรับแก้ที่ Bjerrum เสนอขึ้นนี้ ได้รวบรวมผลงานการวิเคราะห์เสถียรภาพของการใช้ Geonor เวน แล้วการพิบัติเกิดขึ้นที่พิกัดความปลอดภัยมากกว่า 1.0 จากกรณีต่างๆ แล้วมาสรุปเป็นค่าปรับแก้ที่เป็นฟังก์ชันกับค่า Plasticity Index (PI) ของดิน จึงเป็นผลในลักษณะ Empirical ซึ่งไม่อาจอธิบายพฤติกรรมของดินที่เกิดขึ้นจริงได้ ความสัมพันธ์ของค่าปรับแก้ที่เสนอโดย Bjerrum (1972) เป็นดังนี้

$$S_{U \text{ Field}} = \mu S_{U(FV)} \dots\dots\dots(2.27)$$

$S_{U \text{ Field}}$ = ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรนในสนาม

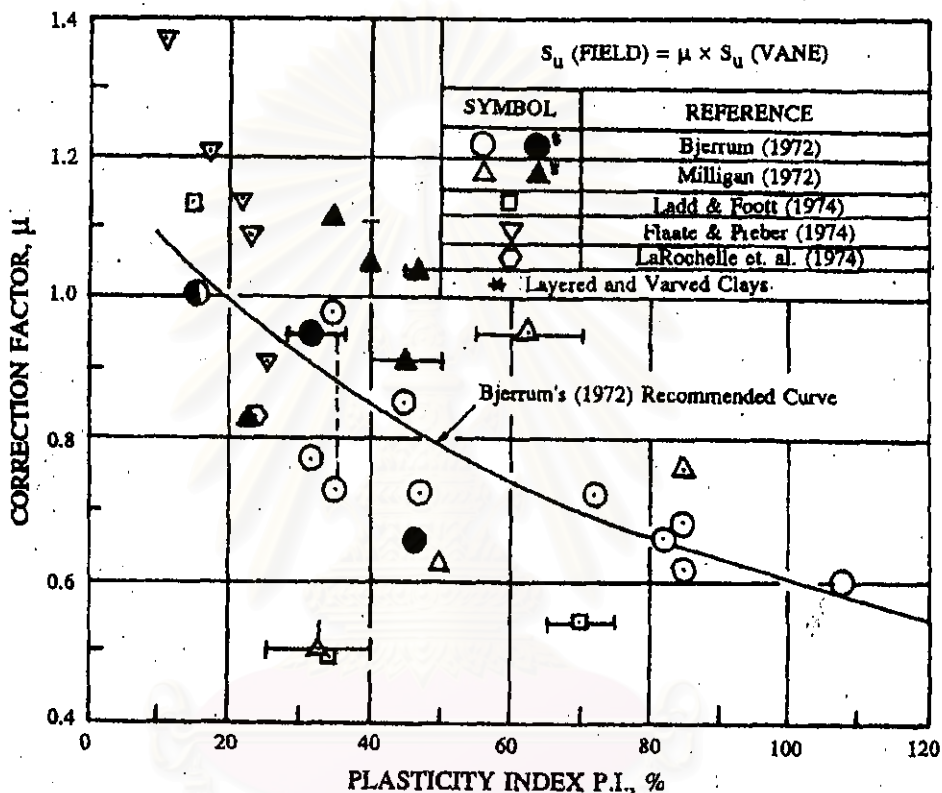
$S_{U(FV)}$ = ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรนที่วัดได้จากการทดสอบแบบ Geonor เวนในสนาม

μ = ค่าปรับแก้ของ Bjerrum (Bjerrum's correction factor) ดังแสดงในรูป 2.12

Track et al (1979) ได้เปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรน โดยวิธี USALS กับค่ากำลังรับแรงเฉือนที่เสนอโดย Mensri (1975) สำหรับดินเหนียวอัดแน่นปกติ (Normally Consolidated Clay) และดินเหนียวอัดแน่นเกินตัว (Overconsolidated Clay) ที่มี OCR ต่ำมาก จะมีความสัมพันธ์กับหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดในอดีต

$$S_{U \text{ Field}} = \mu S_{U(FV)} = 0.22 \sigma'_p \dots\dots\dots(2.28)$$

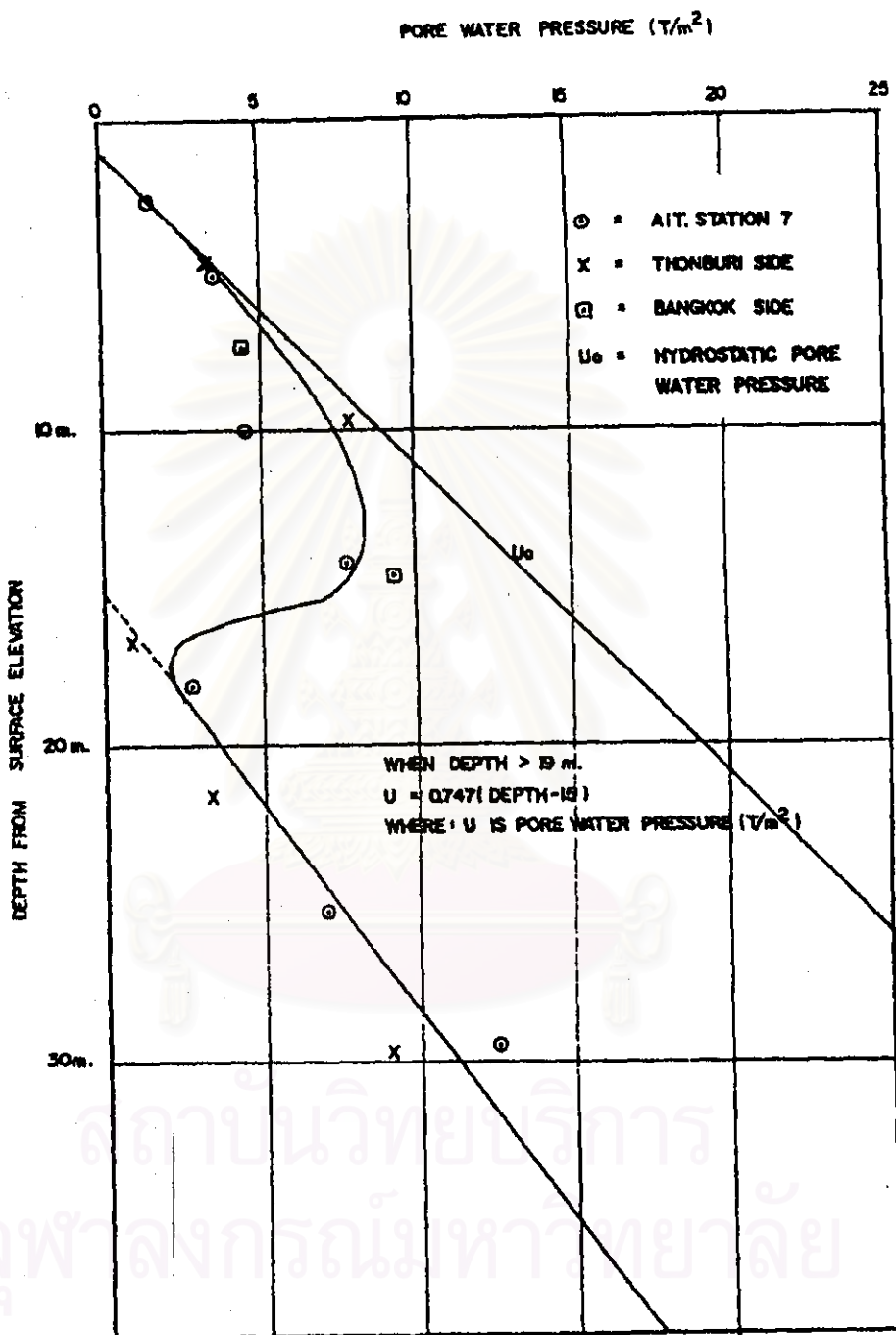
ซึ่งจะสามารถนำสมการ 2.28 และผลทดสอบ Oedometer ไปหาค่ากำลังรับแรงเฉือน หรือตรวจสอบคุณภาพของตัวอย่างดินได้



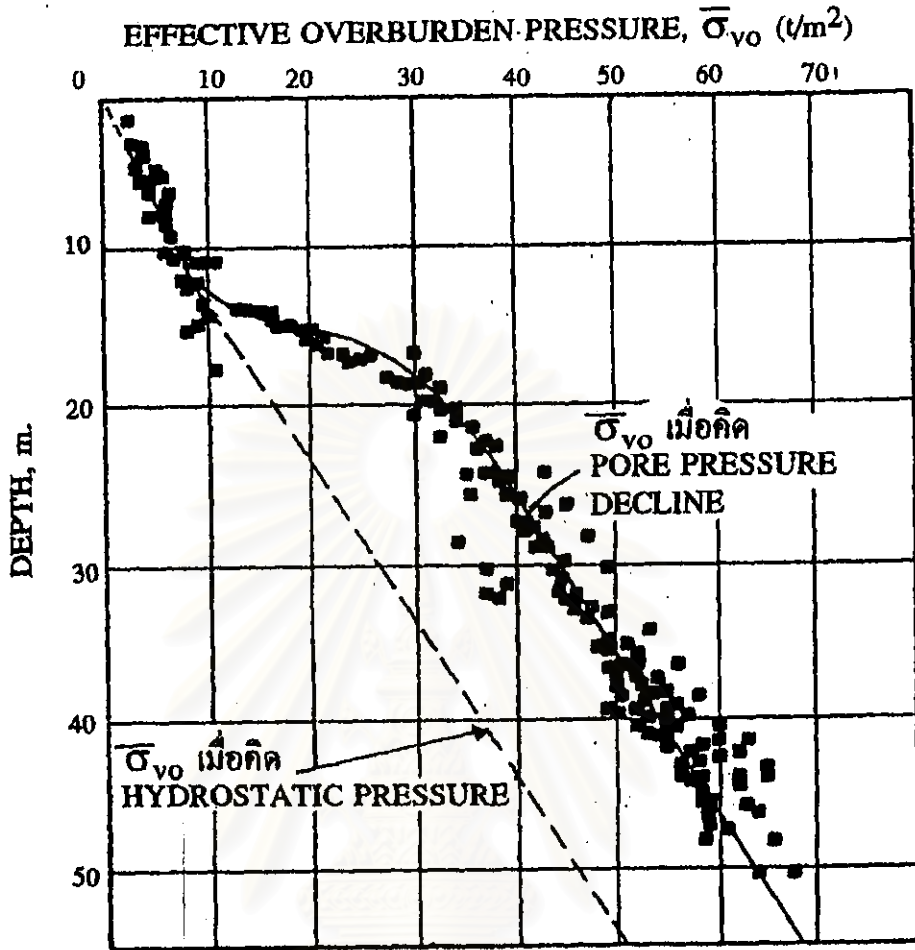
รูปที่ 2.12 ตัวปรับแก้ μ ของ Bjerrum (1972) สำหรับใช้กับ Geonor Vane

2.4.3 สภาพความดันน้ำและหน่วยแรงประสิทธิผลในชั้นดินกรุงเทพฯ

การรวบรวมผลงานในอดีตซึ่งเกี่ยวข้องกับสภาพความดันน้ำ และหน่วยแรงประสิทธิผลในมวลดินซึ่งผิดปรกติ อันเป็นผลจากการสูบน้ำบาดาลเป็นดังนี้



รูปที่ 2.13 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงดันน้ำในโพรงดิน โดยคำนึงถึงผลของการสูบน้ำบาดาล (Deep well pumping) กับความลึกของชั้นดินกรุงเทพฯ (NG, 1983)



รูปที่ 2.14 ความสัมพันธ์ระหว่าง σ'_{vo} กับความลึกของชั้นดินเหนียวกรุงเทพฯ

NG (1983) ได้เสนอความสัมพันธ์เพื่อคิดค่าแรงดันน้ำในโพรงดิน โดยคำนึงถึงผลของการสูบน้ำบาดาล (Deep Well Pumping) ดังรูปที่ 2.13 ได้ดังนี้

$$U = 0.747(D-15) \text{ ตัน/ตารางเมตร} \dots\dots\dots(2.29)$$

เมื่อ D คือ ความลึกจากผิวดิน มีหน่วยเป็นเมตร

Kurdsuwan (1984) ได้เสนอความสัมพันธ์เพื่อคิดคำนวณแรงประสิทธิผลในแนวตั้ง เนื่องจากน้ำหนักดิน ดังแสดงในรูปที่ 2.14 ซึ่งสามารถเขียนเป็นสมการในกรณีที่มีระดับลึกกว่า 15.7 เมตร ดังนี้

$$\sigma'_{vo} = 15.7 + 0.98h \text{ ตัน/ตารางเมตร} \dots\dots\dots(2.30)$$

เมื่อ h คือ ความลึกจากระดับผิวดิน มีหน่วยเป็นเมตร

2.4.4 ความสัมพันธ์ระหว่าง N กับค่ากำลังรับแรงเฉือนของชั้นดินกรุงเทพฯ

วีรพันธ์ (2526) ได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่าง N กับ S_u ของดินเหนียวแข็งชั้นแรก ซึ่งความสัมพันธ์นี้มีความใกล้เคียงกับความสัมพันธ์ซึ่งเสนอโดย Terzaghi และ Peck(1948), Sower et al (1961) สำหรับดินเหนียวชนิด CH และ CL ตามลำดับดังแสดงรายละเอียดดังนี้

สำหรับดินเหนียวซึ่งมีความเป็นพลาสติกสูง (CH)

$$S_u = 0.678 N \text{ ตัน/ตารางเมตร} \dots\dots\dots(2.12)$$

สำหรับดินเหนียวซึ่งมีความเป็นพลาสติกต่ำถึงปานกลาง (CL)

$$S_u = 0.5175 N \text{ ตัน/ตารางเมตร} \dots\dots\dots(2.13)$$

โดยค่า N คือ ค่าการทดสอบการทะลุทะลวงมาตรฐาน (ครึ่งฟุต) ที่ไม่มีการปรับแก้ ส่วนชนิดของดินเหนียวแบ่งประเภทโดยอาศัยหลักการตาม Unified Soil Classification อย่างไรก็ตามสิ่งที่ต้องระลึกอยู่เสมอ คือ ความสัมพันธ์ข้างต้นได้จากการศึกษาชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรก (First stiff clay) ซึ่งมีความลึกระหว่าง 14-25 เมตร ซึ่งมีค่า N มากกว่า 8 โดยค่า N นี้สามารถนำมาแทนค่าโดยไม่ต้องปรับแก้

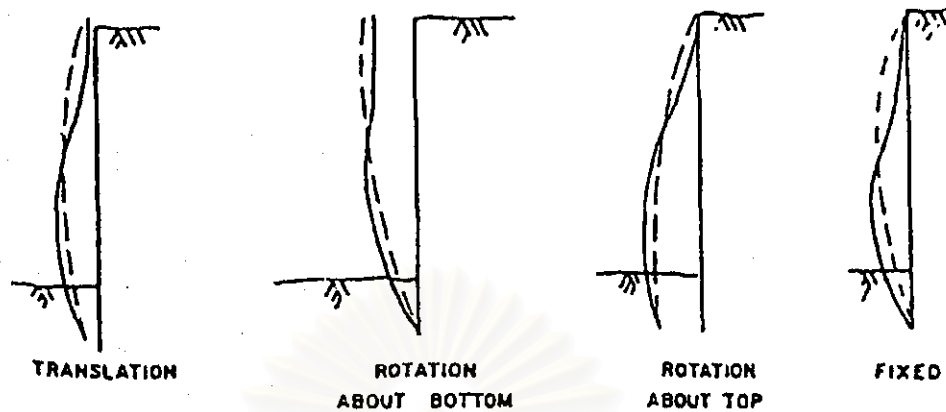
2.5 พฤติกรรมการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของเข็มพืดและการทรุดตัวที่ผิวดิน

2.5.1 แบบการเสียรูปของเข็มพืด (Mode of sheet pile wall deformations)

งานขุดดินโดยใช้เข็มพืดเป็นกำแพงกันดิน ซึ่งเป็นกำแพงแบบ Flexible นั้น การเสียรูปที่เกิดขึ้นแยกได้ 4 รูปแบบ ดังนี้ (ดูรูปที่ 2.15)

- 1.) Translation เป็นลักษณะการเสียรูปที่ปลายล่างของเข็มพืด มีการเคลื่อนตัวเนื่องจากปลายเข็มพืดไม่หยั่งถึงชั้นดินแข็ง
- 2.) Rotational about bottom เป็นลักษณะการเสียรูปที่เกิดขึ้นโดยปลายล่างของเข็มพืดไม่เกิน Translation แต่มี Rotation เกิดขึ้น ในกรณีที่ปลายล่างของเข็มพืดหยั่งถึงชั้นดินแข็ง การเสียรูปแบบนี้รวมถึงการเสียรูปแบบคานยื่น (Cantilever type) ซึ่งจะเกิดขึ้นในช่วงแรกของการขุดก่อนที่จะใช้ Strut
- 3.) Rotation about top เป็นการเสียรูปที่เกิดโดยที่ปลายบนของเข็มพืดไม่เกิดการเคลื่อนตัว (Translation) แต่มี Rotation เกิดขึ้น มักจะเกิดในงานขุดที่มีการค้ำยันใกล้เคียงกับระดับดินเดิมหลังเข็มพืด โดยมีปลายล่างอยู่ในชั้นดินอ่อน
- 4.) Fixed เป็นการเสียรูปที่เกิดขึ้นโดยทั้งปลายบนและปลายล่างของเข็มพืดไม่เกิดการเคลื่อนตัว (Translation) แต่มี Rotation เกิดขึ้นทั้งสองปลาย มักจะเกิดกับงานขุดที่มีระดับค้ำยันใกล้เคียงกับระดับดินเดิมหลังเข็มพืด และมีปลายล่างอยู่ในชั้นดินแข็ง

การเสียรูปทั้ง 4 แบบ ของเข็มพืดจะเกิดการปองเข้า (Inward bluing) ด้วย ซึ่งมีปริมาณมากหรือน้อยขึ้นอยู่กับค่าสติเฟนสของเข็มพืด



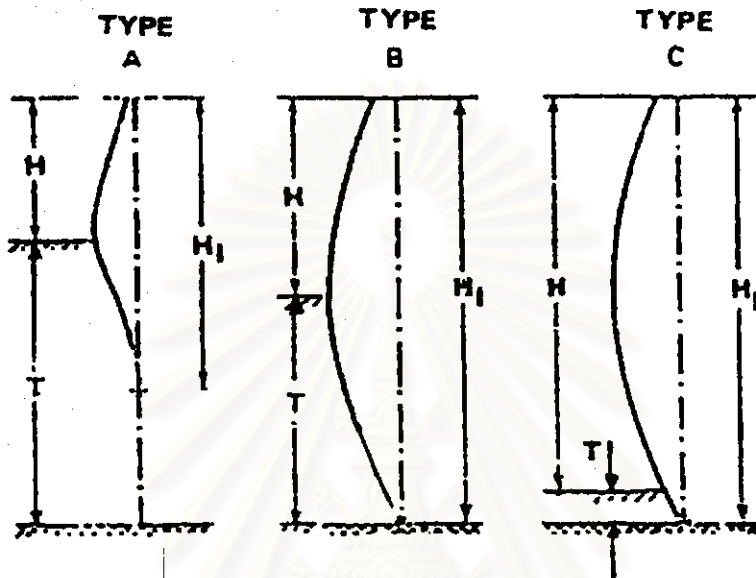
รูปที่ 2.15 แบบการเสีรูปของกำแพงกันดินชนิดเข็มพืด

2.5.2 พฤติกรรมการเคลื่อนตัวของเข็มพืด

Bjerrum, Clausen และ Duncan (1972) ได้ศึกษาพฤติกรรมการเคลื่อนตัวของเข็มพืด (แบบใช้ค้ำยันโดยมีปลายล่างหยั่งถึงชั้นดินแข็ง) และลักษณะการกระจายของหน่วยแรงดันดิน (Distribution of earth pressure) ที่เปลี่ยนแปลงไปในแต่ละชั้นตอนการขุดในชั้นดินเหนียวอ่อน โดยรวบรวมข้อมูลจากการทดสอบในสนามหลายแห่งพบว่า

- 1.) ความสามารถในการยึดหยุ่นของเข็มพืด (Flexible of sheet pile) ไม่มีผลต่อการเสีรูป (Deformation) ของดินที่อยู่ใต้ระดับบ่อขุด
- 2.) การเคลื่อนตัวของเข็มพืด (Deflection of sheet pile) ขึ้นอยู่กับสภาพดิน (Soil condition) และความลึกอิทธิพล (Depth of influence, H_i) ของดินที่อยู่ใต้ระดับบ่อขุด ดังรูปที่ 2.16 ความลึกอิทธิพล หมายถึง ความลึกจากระดับดินเดิมลงมาถึงใต้ระดับบ่อขุด ซึ่งเป็นช่วงความลึกที่เกิดความเครียด (straining) ขึ้นในมวลดินเนื่องจากการเปลี่ยนแปลง loads ระหว่างการขุดดิน
- 3.) การเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของเข็มพืด ($\delta_{H_{max}}$) จะเกิดที่บริเวณต่ำกว่าระดับขุดดิน

- 4.) ปริมาณของหน่วยแรงดันดินรวม (Total earth pressure) จะถูกควบคุมโดยค่ากำลังรับแรงเฉือนของดิน โดยลักษณะการกระจายของหน่วยแรงดันดินขึ้นกับผลของ Arching



รูปที่ 2.16 พฤติกรรมการเคลื่อนตัวของเข็มพืด (Bjerrum, Clausen and Duncan, 1972)

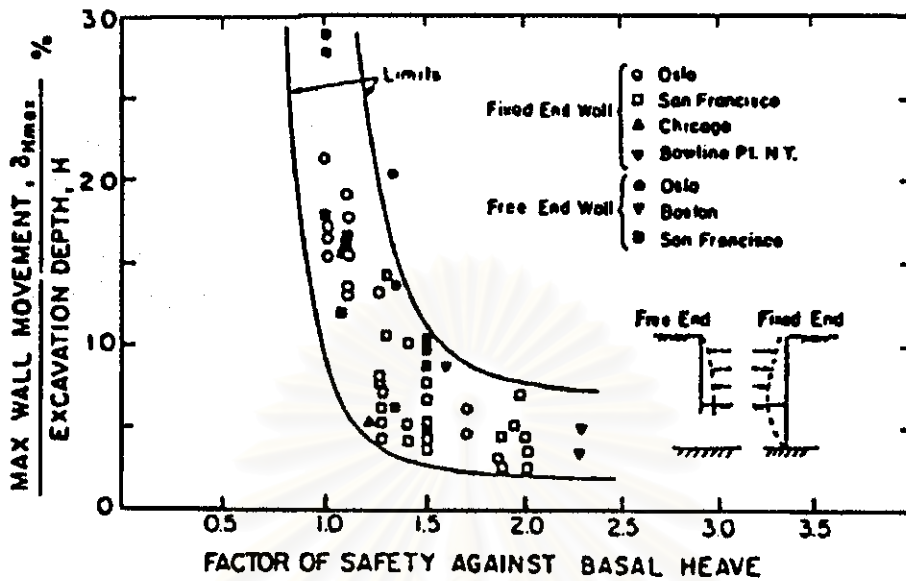
- Type A : เป็นโค้งแสดงการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่เกิดขึ้นในขณะที่ความลึกของการขุด (H) อยู่ในชั้นดินที่ค่อนข้างมีคุณสมบัติสม่ำเสมอ (a fairly uniform soil layer) โดยชั้นดินนี้มีความหนาจากระดับขุดถึงชั้นดินแข็ง (T) ค่อนข้างมาก และไม่เกิดการเสียรูป (Deformation) ขึ้นในมวลดินในส่วนที่อยู่ต่ำกว่าระดับความลึก H_1
- Type B : เป็นโค้งแสดงการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่เกิดขึ้นในขณะที่ขุดดินเพิ่มขึ้น ทำให้ความหนาชั้นดิน (T) มีค่าต่ำ โดยที่ระดับผิวบนของชั้นดินแข็ง form ตัวเป็นขอบเขตล่างของความลึกอิทธิพล (Lower boundary of the zone of influence) ทำให้เกิดการเสียรูป (Deformation) ขึ้นในมวลดินตลอดความลึกถึงชั้นดินแข็ง ($H_1=H+T$)
- Type C : เป็นโค้งแสดงการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่เกิดขึ้นเมื่อการขุดดินลึกเพิ่มมากขึ้นจนถึงหรือเกือบถึงระดับของชั้นดินแข็งโดยปลายล่างของเข็มพืดไม่เกิดการ

เคลื่อนตัว (no movement) และเกิดการเสียรูปในมวลดินตลอดความลึกถึงชั้นดินแข็ง

2.5.3 การคาดคะเนการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุด (δ_{Hmax}) ของเข็มพืด

Mana และ Clough (1981) ได้รวบรวมข้อมูลในสนามของงานขุดแบบใช้ค้ำยันในดินเหนียวอ่อนถึงอ่อนปานกลาง (Soft to medium clay) จำนวน 11 แห่ง ซึ่งมีค่า Plasticity Index อยู่ในช่วงต่ำถึงปานกลาง (ประมาณ 10-60) และมีความไวตัว (Sensitivity) อยู่ในช่วง 2-8 โดยแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Factor of safety against basal heave, FS. (ใช้วิธีของ Terzaghi, 1943) กับอัตราส่วนของค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของกำแพงกันดินต่อค่าความลึกของการขุด ($\frac{\delta_{Hmax}}{H}$) ดังแสดงในรูปที่ 2.17

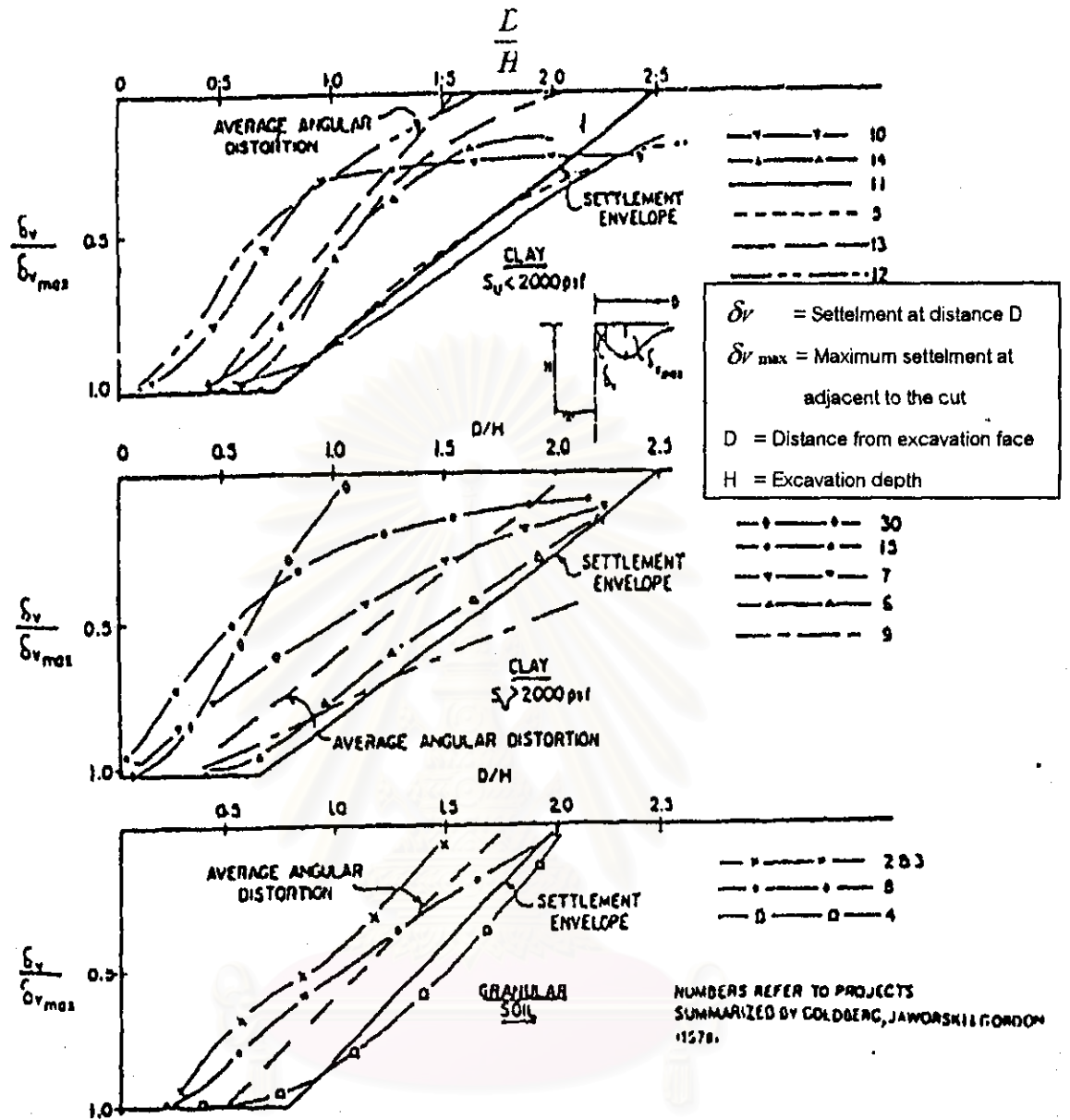
พบว่ามีความสัมพันธ์กันอย่างชัดเจน กล่าวคือ มีค่า FS. ต่ำกว่า 1.4-1.5 จะทำให้ค่า $\frac{\delta_{Hmax}}{H}$ เพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว (แสดงให้เห็นว่าดินมีพฤติกรรมอยู่ในสภาพจุดคลาก Yield condition) ในขณะที่ FS.มากกว่า 1.5 จะให้ค่า $\frac{\delta_{Hmax}}{H}$ มีค่าค่อนข้างคงที่ ประมาณ 0.5% (แสดงให้เห็นว่าดินมีพฤติกรรมอยู่ในช่วงที่ยังไม่เกิด local yield) ดังแสดงในรูปที่ 2.17 ซึ่งอย่างไรก็ตามความสัมพันธ์ดังกล่าว มีความกระจัดกระจาย (Scatter) เนื่องจากผลของความแตกต่างกันในเรื่องของระยะเวลาการติดตั้งค้ำยัน, สติเฟเนต และระยะห่างของค้ำยัน, กำบังรับแรงเฉือนของดินที่แท้จริงและขนาดของบ่อขุด



รูปที่ 2.17 ความสัมพันธ์ระหว่าง Factor of safety against basal heave กับ Nondimensionalize Maximun lateral wall movement (Mana and Clough,1981)

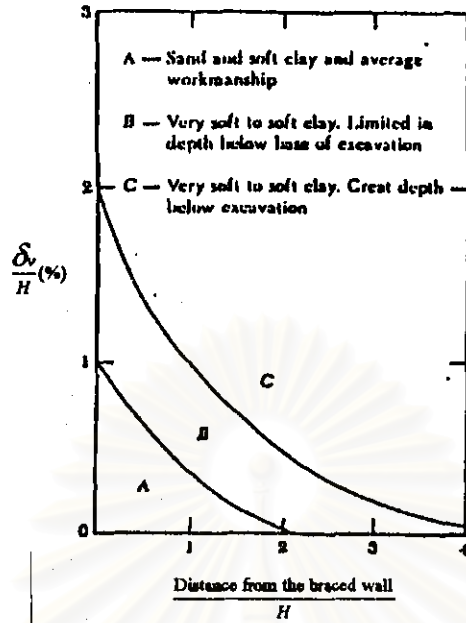
2.5.4 พฤติกรรมการทรุดตัวของผิวดินหลังเข็มพืด

Peck (1969) ได้แนะนำ Settlement envelopes ของบริเวณที่เกิดจากการทรุดตัวของผิวดินหลังกำแพงกันดินอันเนื่องจากการขุด โดยได้รวบรวมมาจากผลที่วัดได้ในสนาม จำนวน 15 แห่ง จากงานขุดในดิน 3 ชนิด ได้แก่ ดินเหนียว 2 ชนิด และดินทรายอีก 1 ชนิด Envelope ที่แนะนำโดย Peck (1969) นี้ (ดังรูปที่ 2.18) แสดงให้เห็นว่าการทรุดตัวของผิวดิน (Surface Settlement, δ_v) อาจเกิดขึ้นมากในบริเวณห่างจากกำแพงกันดิน (Distance from behind wall, D) ออกมาเป็นระยะ 2.0-2.5 เท่าของความลึกที่ขุด [$D = (2.0-2.5)H$] ทั้งนี้ความลึกที่ขุด H และระยะ D จะมีปริมาณมากหรือน้อยขึ้นอยู่กับคุณภาพของการทำงาน (Quality of workman ship) รวมทั้งชนิดและคุณสมบัติของดินที่ขุด (Soil profile)



รูปที่ 2.18 ขอบเขตของนอร์มัลไลซ์การทรุดตัวที่ผิวดินหลังกำแพงกันดินเนื่องจากการ
ขุดในชั้นดินต่างๆ (Peck, 1969)

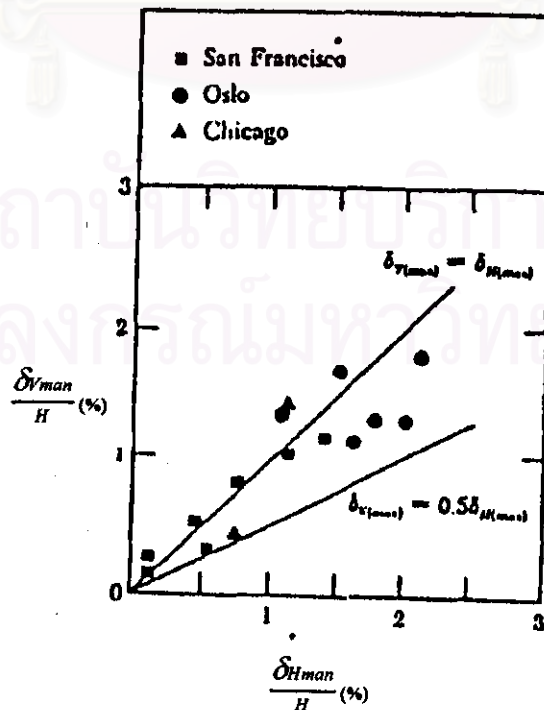
นอกจากนี้ Peck (1969) ยังได้นำ curve ในการคาดคะเนค่าการทรุดตัวสำหรับดินชนิด
ต่างๆ ดังรูปที่ 2.19 ซึ่งจะพบว่าปริมาณการทรุดตัวของดินจะมีการกระจายอย่างมากมาย
นั่นค่าที่ได้จาก curve จึงเป็นค่าโดยประมาณเท่านั้น



รูปที่ 2.19 Variation of ground settlement with distance (after Peck, 1969)

2.5.5 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวด้านข้างของเข็มพิคกับการทรุดตัวของผิวดิน

Mana และ Clough (1981) กล่าวว่า $\frac{\delta_{v(max)}}{\delta_{H(max)}}$ สำหรับงานขุดในชั้นดินเหนียวอ่อนถึงแข็งปานกลางใช้ค่ายืนยันที่ Intermediate และ Final stage of construction มีค่าประมาณ 0.5 ถึง 1.0 ดังแสดงในรูปที่ 2.20



รูปที่ 2.20 Variation of maximum yield with depth Mana and Clough (1981)

2.5.6 ปัจจัยที่มีผลต่อปริมาณการเคลื่อนตัวด้านข้างและการทรุดตัวของผิวดิน

2.5.6.1 คุณสมบัติของดิน

2.5.8.1.1 กำลังรับแรงเฉือนของดิน (Undrained Shear Strength)

กำลังรับแรงเฉือนของดินในสภาพไม่ระบายน้ำ (S_u) นั้นมีผลอย่างมากต่อการเคลื่อนตัวสูงสุดของเข็มพีค โดยถ้าดินมีค่า S_u ต่ำจะทำให้ค่า δH_{max} มีค่าสูง ซึ่งมักจะแสดงในเทอมของ

a) Stability number (N)

Stability number (N) เป็นพารามิเตอร์ที่ใช้นิยามสภาพของ Marginal Stability ซึ่งในงานขุดดินเหนียวไม่ระบายน้ำ ค่า N มีค่าเท่ากับ γH ซึ่งค่า Stability Number, N จะช่วยให้ทราบลักษณะพฤติกรรมในงานขุด ดังแสดงในตารางที่ 2.3

N	Characteristic Behavior
2	Problems develop with unsupported excavations in brittle clays.
4	Problems develop with unsupported excavations in plastic clays. Zero loads are predicted for support walls according to classical Rankine or Coulomb theory.
6	Significant loads and movements begin to develop for braced or tied back excavations.
8	Large plastic zones likely in soil around broad excavation; basal heave may become a significant problem if wall system not designed to prevent it.

ตารางที่ 2.3 ตารางแสดงลักษณะพฤติกรรมในการขุดดิน ณ ค่า Stability Number ต่างๆ

b) Factor of safety against basal heave (F.S.)

ค่า F.S. เป็นค่าหนึ่งที่แสดงถึงเสถียรภาพของหลุมขุด ยิ่งค่า F.S. มากแสดงว่ามีเสถียรภาพมาก และการเคลื่อนตัวของดินน้อยลง ดังที่กล่าวไว้แล้วในตอนต้น

2.5.6.1.2 โมดูลัสของดิน (Soil modulus)

โมดูลัสของดินเป็นพารามิเตอร์สำคัญที่มีผลโดยตรงต่อการเคลื่อนตัวของดิน : เช่นในมาณฑุคแบบใช้ค้ำยันในดิน Medium Clay ถ้าระบบโครงสร้างค้ำยันเป็น Linear elastic แล้ว เมื่อค่าโมดูลัสของดินมีการเปลี่ยนแปลงเนื่องจากระดับของหน่วยแรงเปลี่ยนแปลงไปจะทำให้ค่าการเคลื่อนตัวของดินเปลี่ยนแปลงอย่างเป็นสัดส่วนผกผัน (Inversely proportional change) อย่างไรก็ตามสำหรับในกรณีการก่อสร้างมี Marginal Stability ซึ่งพฤติกรรมของดินได้เปลี่ยนจากสภาพ Elastic มาเป็นสภาพที่จุดคลาก (Yield condition) เนื่องจากการขุดดินที่เพิ่มขึ้นนั้น ไม่อาจประเมินค่าการเคลื่อนตัวของดินอย่างเป็นสัดส่วนกันกับค่าโมดูลัสของดินที่เปลี่ยนแปลงได้ ในการใช้ Finite Element Analysis (FEA) ทำนายค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงกันดิน และการเคลื่อนตัวของดิน จำเป็นต้องใช้ค่าโมดูลัสของดิน ซึ่งอาจหาค่าโมดูลัสของดินอยู่ในเทอมของกำลังรับแรงเฉือนของดินแบบ Empirical ได้ดังนี้

$$E_u = M \cdot S_u \quad \dots\dots\dots(2.33)$$

เมื่อ E_u = โมดูลัสของดินแบบไม่ระบายน้ำในช่วง Elastic ก่อนที่จะถึงสภาพ Plastic yielding

S_u = กำลังรับแรงเฉือนของดิน

M = Modulus multiplier

ค่า E_u นี้ขึ้นอยู่กับคุณสมบัติชั้นพื้นฐานของดิน ระดับของหน่วยแรงเฉือนก่อนถึงจุด Yield และค่าหน่วยแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำหรือ OCR ของดินเหนียว

นอกจากนี้ M ยังขึ้นอยู่กับชนิดของการก่อสร้าง การเคลื่อนตัวทางด้านข้างเนื่องจากการขุดเอาดินออก ค่า M ควรมีค่าแตกต่างกับในกรณีการขุดตัว โดยปกติค่า M สำหรับการเคลื่อนตัวทางด้านข้างควรสูงกว่าค่า M ในกรณีการขุดตัวอยู่ในแนวตั้ง และค่า M จะลดลงเรื่อยๆกับ Stress level ที่เกิดขึ้น

Clough, Hansen & Mana (1979) และ Mana & Clough (1981) พบว่าค่า M ที่เหมาะสมที่สุดเป็น 300 โดยจะมีค่าอยู่ในช่วง 150 ถึง 1200 อย่างไรก็ตามการเลือกใช้ค่า M ที่เหมาะสมนี้ ขึ้นอยู่กับข้อมูลการทดลองและประสบการณ์ (Ladd และคณะ, 1977)

Clough, Hansen & Mana (1979) กล่าวว่า มีพฤติกรรมที่น่าสนใจอย่างหนึ่ง คือเมื่อ Factor of safety against basal heave, FS. มีค่าลดลงทำให้ Sensitivity of deflection ของกำแพงลดลงด้วย ปรากฏการณ์นี้เกิดขึ้นเนื่องจากกรณี Marginal stability นั้นการตอบสนองส่วนใหญ่จะถูกกำหนดโดย Soil element ซึ่งอยู่ในสภาพ Yield condition ดังนั้น Soil element ในส่วน Elastic phase ซึ่งมีค่าโมดูลัสเป็น E_u จึงมีผลต่อพฤติกรรมดังกล่าวไม่มากนัก อย่างไรก็ตาม Undrained modulus, E_u ก็ยังคงเป็นพารามิเตอร์ที่สำคัญต่อค่า Deflection ของกำแพง เนื่องจากค่าการเคลื่อนตัวเมื่อการก่อสร้างเสร็จสิ้นลง ถึงแม้ในกรณีที่ดินเหนียวบางส่วนอยู่ในสภาพ Yield ก็ตาม ขึ้นอยู่กับค่าการเคลื่อนตัวในระยะแรกที่ค่า E_u ในช่วง Elastic (Preyield)

Brom et al (1986) แนะนำว่าสำหรับ Singapore clay, M ควรมีค่าประมาณ 200 โดย S_u คือ Field vane strength ของดินซึ่งปรับแก้ตามวิธีของ Bjerrum (1972)

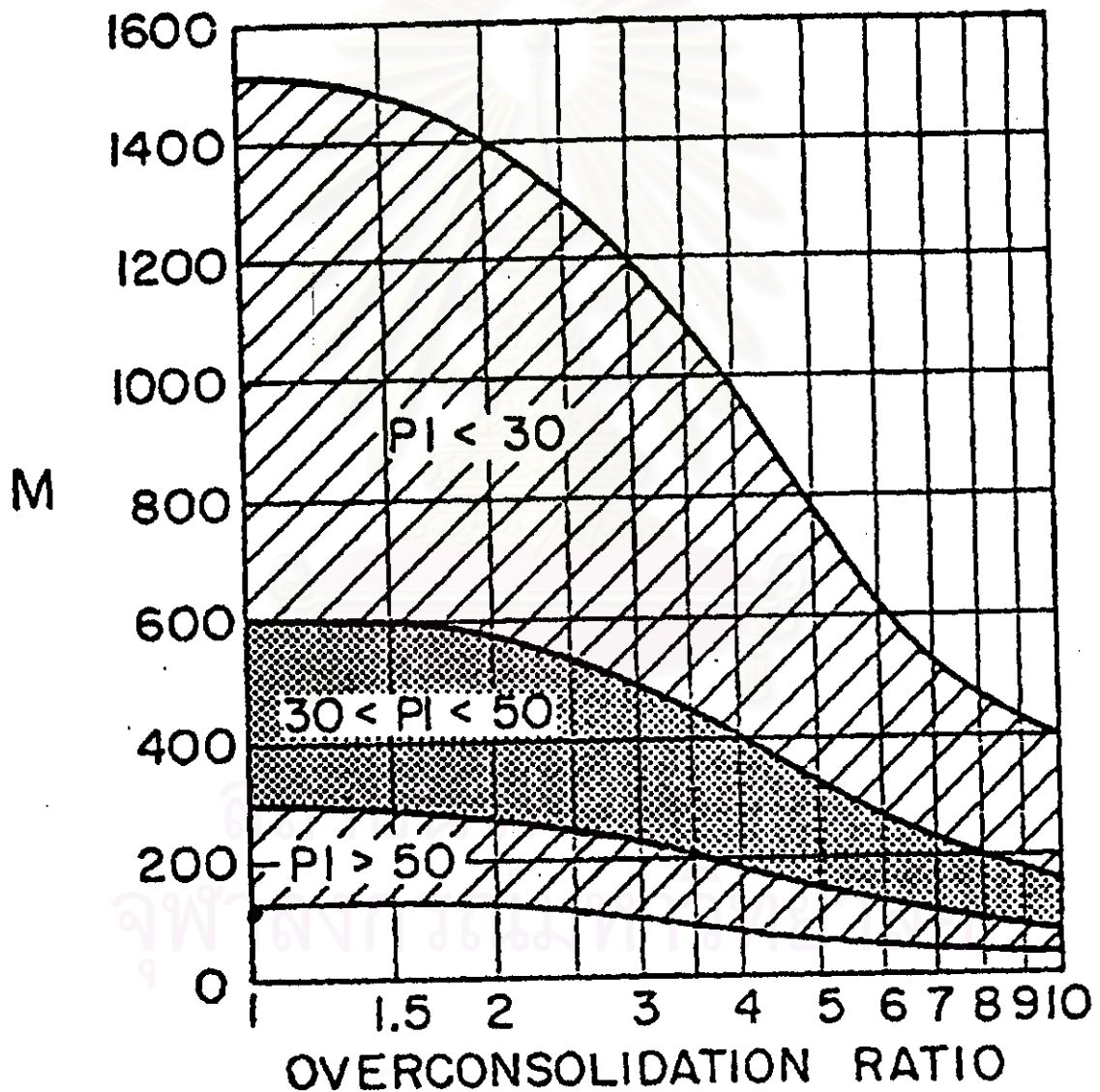
Balasubramaniam & Brenner (1981) แนะนำว่าสำหรับ Bangkok clay, M ควรมีค่าประมาณ 70 ถึง 250 โดย S_u คือ Uncorrected field vane strength

Duncan และ Buchigani (1976) แนะนำว่าค่า M ที่อยู่ในช่วงระหว่าง 600-1000 สอดคล้องกับค่าประมาณความสัมพันธ์ระหว่าง E_u กับ S_u ของดินเหนียวที่มีคุณสมบัติ $PI < 30$ และ $OCR=1$ ดังแสดงในรูปที่ 2.21

DM7-1 เสนอแนะค่า $\frac{E_u}{S_u}$ สำหรับใช้วิเคราะห์การทรุดตัวของคันดิน และฐานรากดิน ดังตารางที่ 2.4

OCR	$\frac{E_v}{S_u}$		
	PI < 30%	30% < PI < 50%	PI > 50%
< 3	600	300	125
3-5	400	200	75
> 5	150	75	50

ตารางที่ 2.4 ค่า $\frac{E_v}{S_u}$ สำหรับดินเหนียว (DM7-1)



รูปที่ 2.21 แผนภาพแสดงค่าประมาณโมดูลัสของดินเหนียวแบบไม่ระบายน้ำ

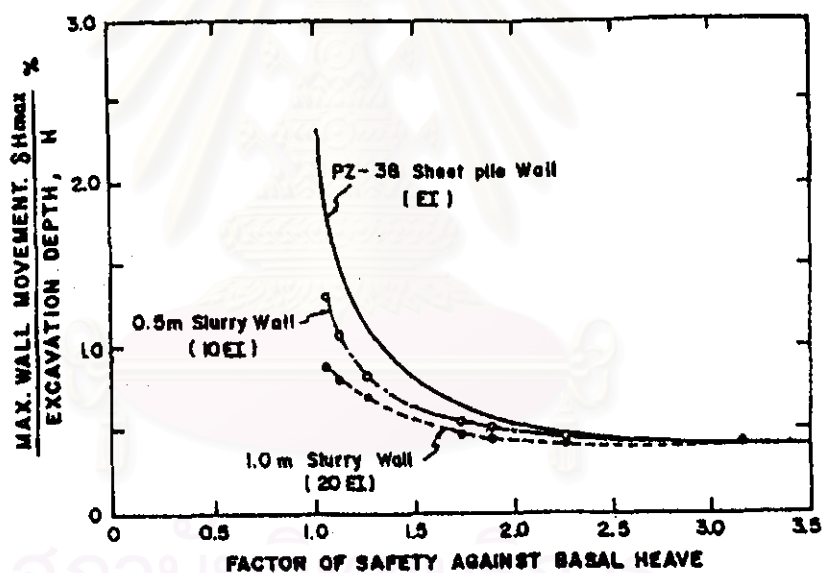
(Duncan and Buchighani, 1976)

2.5.6.2 ระบบโครงสร้างค้ำยัน

2.5.6.2.1 สติฟเนสของเข็มพืด (Sheet pile Stiffness, EI)

สติฟเนสของเข็มพืดมีผลโดยตรงต่อปริมาณการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของเข็มพืด Palmer และ Kenney (1971) พบว่าในระบบโครงสร้างค้ำยันนั้นสติฟเนสของเข็มพืด และสติฟเนสของค้ำยันมีผลโดยตรงมากที่สุดต่อปริมาณการเคลื่อนตัวของเข็มพืด

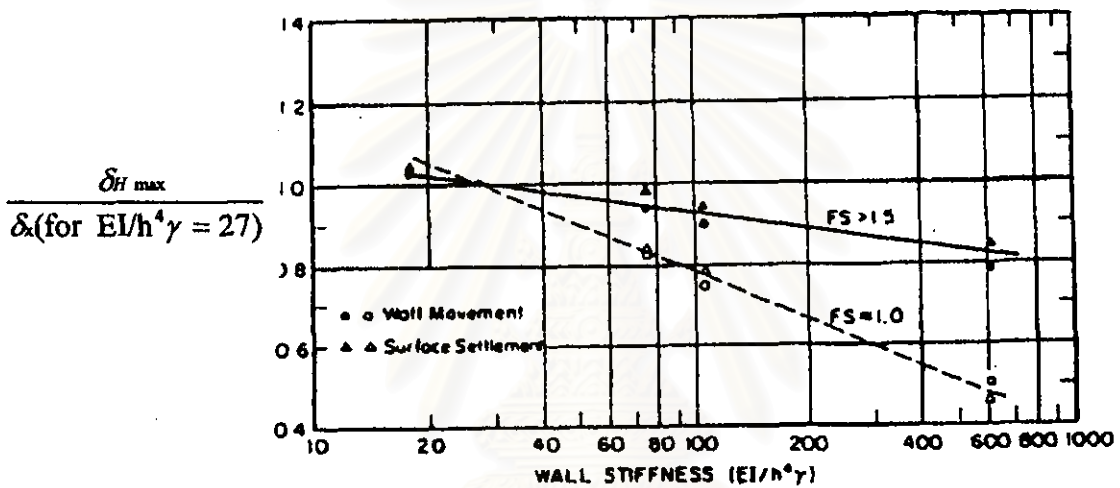
Clough, Hansen และ Mana (1979) พบว่ากำแพงกันดินที่มีค่าสติฟเนสต่ำ จะมีผลทำให้กำแพงเกิดการเคลื่อนตัวมากโดยเฉพาะอย่างยิ่งเมื่องานขุดนั้นมีค่า Factor of safety against basal heave (FS.) ต่ำ แต่ค่าสติฟเนสของกำแพงแทบจะไม่มีผลต่อการเคลื่อนตัวของกำแพง เมื่องานขุดมีค่า FS. สูง ดังแสดงในรูปที่ 2.22 ซึ่งช่วยให้มีประโยชน์ในการเลือกใช้นิชนิดของกำแพงได้อย่างประหยัด



รูปที่ 2.22 ผลของสติฟเนสของกำแพงกันดินที่มีต่อปริมาณการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของกำแพง (Clough, Hansen and Mana, 1979)

Mana และ Clough (1981) ได้ศึกษาถึงผลของสติฟเนสของกำแพงกันดินแบบใช้ค้ำยันในงานขุดขนาดลึกประมาณ 9-15 เมตร ในดินเหนียวอ่อนโดยวิธี Finite element method จากข้อมูลที่ได้สามารถได้สนามจำนวน 11 แห่ง ซึ่งมีค่าสติฟเนสของกำแพง (EI) จำนวน 4 ค่า คือ 5,310, 8,088, 22,200 และ 18,300 ตัน-ตารางเมตร/เมตร โดยได้แสดงผล

ในเทอมของอัตราส่วนค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของกำแพง ($\frac{\delta_{H \max}}{\delta(\text{for } EI/h^4\gamma = 27)}$) กับนอร์มัลไลซ์ค่าสติฟเนสของกำแพง ($EI/h^4\gamma$) ซึ่งอยู่ในเซมิล็อกการิทึมมิคสเกล (เมื่อ h คือ ระยะห่างในแนวตั้งของค้ำยัน และ γ คือ หน่วยน้ำหนักรวมของชั้นดิน) พบว่าสติฟเนสของ กำแพง (EI) และระยะห่างในแนวตั้งของค้ำยัน (h) มีความสัมพันธ์กับ Factor of safety against basal heave (FS.) การเพิ่มค่า EI และลดค่า h ทำให้การเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของกำแพง ($\delta_{H \max}$) มีค่าลดลง และจะมีผลทำให้ค่า $\delta_{H \max}$ ลดลงมากเมื่อ FS. มีค่าน้อยกว่า 1 ดังแสดงในรูปที่ 2.23



รูปที่ 2.23 นอร์มัลไลซ์การเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของกำแพงกันดิน

$$\frac{\delta_{H \max}}{\delta(\text{for } EI/h^4\gamma = 27)} \quad \text{กับนอร์มัลไลซ์สติฟเนสของกำแพง} \quad \frac{EI}{h^4\gamma}$$

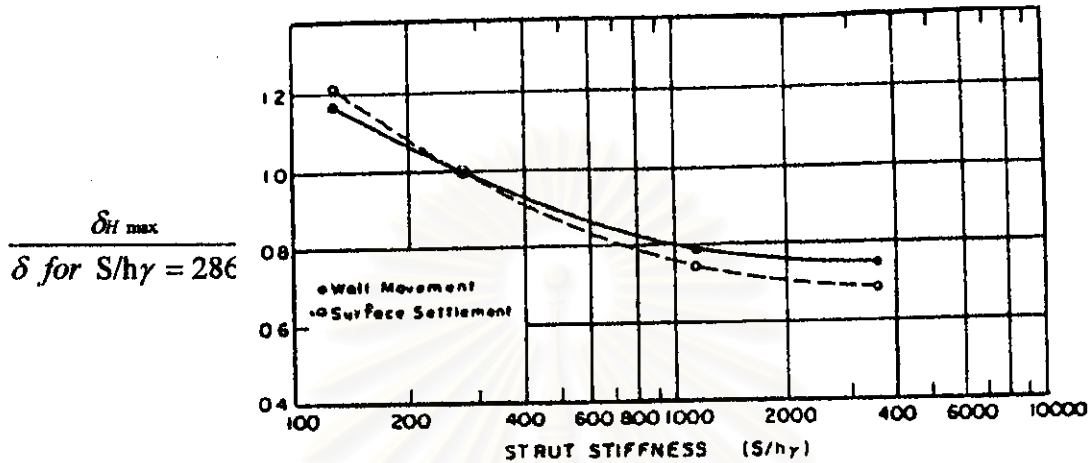
(Mana and Clough, 1981)

Wong, Broom และ Goh (1990) พบว่านอร์มัลไลซ์ค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของกำแพงด้วยค่าความลึกของการขุด ($\frac{\delta_{H \max}}{H}$, %) จะลดลงอย่างรวดเร็วเมื่อสติฟเนสของกำแพงมีค่าตั้งแต่ 2,000 ตัน/ตารางเมตร/เมตร ขึ้นไป

2.5.6.2.2 สติฟเนสของค้ำยัน (Strut Stiffness, S)

Mana and Clough (1981) ได้ศึกษาถึงผลของสติฟเนสของค้ำยันที่มีต่อการเคลื่อนตัวของกำแพง โดยได้แสดงในเทอมของนอร์มัลไลซ์ค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างสูง

สุดของกำแพง ($\frac{\delta_{H \max}}{\delta \text{ for } S/H\gamma = 286}$) กับนอร์มัลไลซ์ค่าสติฟเนสของค้ำยัน ($\frac{S}{H\gamma}$) พบว่าการเพิ่มค่าสติฟเนสของค้ำยัน จะทำให้ค่า $\delta_{H \max}$ ลดลง แต่จะไม่ค่อยมีผลเมื่อค่าสติฟเนสของค้ำยันมีค่าสูงมาก ดังแสดงในรูปที่ 2.24



รูปที่ 2.24 นอร์มัลไลซ์การเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของกำแพงกันดิน

$$\left(\frac{\delta_{H \max}}{\delta \text{ for } S/h\gamma = 286} \right) \text{ กับนอร์มัลไลซ์สติฟเนสของค้ำยัน } \frac{S}{h\gamma}$$

(Mana and Clough, 1981)

2.5.6.2.3 ระยะห่างในแนวตั้งของค้ำยัน

ผลของระยะห่างในแนวตั้งของค้ำยันที่มีผลต่อการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของกำแพง ($\delta_{H \max}$) จะแสดงในเทอมของสติฟเนสของกำแพง (EI) และสติฟเนสของค้ำยัน (S) ดังรูปที่ 2.23 และ 2.24 จะเห็นได้ว่าค่า h เพียงเล็กน้อย ทำให้ค่า h^4 มีค่ามาก มีผลให้ค่า $\delta_{H \max}$ เปลี่ยนแปลงไปด้วย

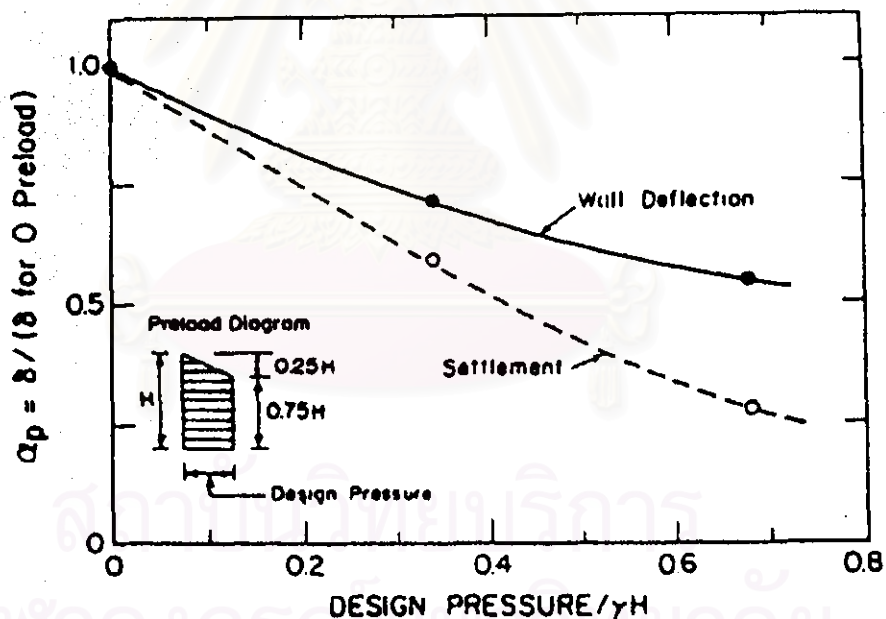
สำหรับระยะห่างในแนวตั้ง (h) ของการติดตั้งค้ำยันชั้นแรก ซึ่งจะทำให้กำแพงเกิดการเสียรูปแบบ Cantilever นั้น Peck(1969) และ Clough Davidson(1977) ได้แนะนำว่าไม่ควรมีค่าเกิน $\frac{2S_u}{\gamma}$ (เมื่อ S_u คือ กำลังรับแรงเฉือนของดินในสภาพไม่ระบายน้ำ และ γ คือ หน่วยน้ำหนักรวมของดิน) ซึ่งจะทำให้เกิดค่า $\delta_{H \max}$ มาก โดยเฉพาะหากติดตั้งค้ำยันล่าช้า

2.5.6.2.4 การอัดแรงในค้ำยัน (Preloading of strut)

D'Appolonia(1971) พบว่าระบบกำแพงกันดินชนิดเข็มพืดโดยใช้ค้ำยันของงานขุดดินชั้นดินเหนียวอ่อนถึงแข็ง ไม่ว่าจะอัดแรงในค้ำยันหรือไม่ก็ตาม ปริมาณการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดต่อความลึกของการขุด ($\delta_{H \max} / H$, %) มักจะมีค่ามากกว่า 1% เสมอ ซึ่งแสดงให้เห็นว่าการอัดแรงในค้ำยันมีผลต่อปริมาณการเคลื่อนตัวด้านข้างของเข็มพืดไม่มากนัก

Mana และ Clough(1981) พบว่าการอัดแรงในค้ำยันช่วยลดค่า $\delta_{H \max} / H$ (%) ลงได้ แต่จะมีผลน้อยลงเมื่อการอัดแรงมีค่าสูง ดังรูปที่ 2.25 นอกจากนี้การอัดแรงในปริมาณที่สูงมากอาจจะส่งผลทำให้กำแพงถูกดันเข้าเฉพาะตำแหน่งที่อัดแรงในค้ำยันและอาจจะทำให้อาคารข้างเคียงได้รับความเสียหายได้

Finno, Nerby และ Perkins(1988)พบว่าการอัดแรงในค้ำยันมีผลต่อค่า $\delta_{H \max} / H$ (%) น้อยมาก



รูปที่ 2.25 นอร์มัลไลซ์การเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของกำแพงกันดินกับนอร์มัลไลซ์การอัดแรงในค้ำยัน (Mana and Clough, 1981)

เปอร์เซ็นต์ของการ Preload ขึ้นอยู่กับแรงใน Strut และความยาวของ Strut การใช้ในบริเวณกรุงเทพฯ ส่วนใหญ่ใช้ประมาณ 30%

2.5.6.3 ขนาดของงานขุด (Geometric Condition)

2.5.6.3.1 ความลึกของการขุด (Depth of Excavation, H)

เมื่อความลึกของการขุด (H) เพิ่มมากขึ้นจะทำให้การเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของกำแพง (δ_{Hmax}) เพิ่มมากขึ้นด้วย

2.5.6.3.2 ความกว้างของการขุด (Width of excavation, B)

Wong and Broms (1989) กล่าวว่าถ้าการขุดในชั้นดินเหนียวที่มี S_u คงที่ตามความลึก และมีความหนามาก Plastic Yielding จะไม่เกิดขึ้นเนื่องจากการขุดแล้วค่า $\frac{\delta_{Hmax}}{H}$ (%) จะเพิ่มขึ้นตามความกว้างของการขุด (B) โดยมีความสัมพันธ์แบบเชิงเส้นตรง

2.5.6.3.3 ความหนาของชั้นดินจากระดับขุดถึงชั้นดินแข็ง (Thickness of soil below the bottom of excavation to hard stratum, T)

ชั้นดินเหนียวในส่วนที่อยู่ใต้ขุดลงมาถึงชั้นดินแข็งมีความหนาเป็น T จะมีผลต่อค่า $\frac{\delta_{Hmax}}{H}$ (%) เนื่องจากดินในส่วนนี้อาจจะเกิดสภาวะหน่วยแรงที่จุดคลาก (Yield) ได้ ซึ่งจะทำให้ดินในส่วนนี้เกิดการเคลื่อนตัวสูง ทั้งนี้เพราะค่า N_c เปลี่ยนแปลงไม่มากในกรณีที่ความหนาของชั้นดินเหนียวอ่อนมีไม่มากนัก

2.5.6.4 วิธีการก่อสร้าง (Method of construction)

วิธีการก่อสร้างมีผลทำให้ดินเกิดการทรุดตัวหรือกำแพงกันดินเกิดการเคลื่อนตัวได้ โดยอาจจะเกิดขึ้นก่อนมีการขุดดิน เช่น ผลจากการเตรียมงานในสนาม ได้แก่ การตรวจสอบตำแหน่งและสาธารณูปโภคที่อยู่ใต้ดิน, การรื้อฐานรากเดิม, การเจาะดินเพื่อทำฐานรากใหม่เจาะ และการกดเข็มฟัดด้วย Vibro hammer

ในระหว่างการทำงานขุดดิน ตัวประกอบที่มีผลต่อการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินและการทรุดตัวของดิน ได้แก่ ประสิทธิภาพของการทำงาน เช่น ความชำนาญและความรวดเร็วในการทำงาน, ขั้นตอน-วิธีการขุดดิน เช่น Excavation Step และ Berm Size และ Dewatering นอกจากนี้ปัญหาของระยะเวลาภายหลังการขุดดินแล้วเสร็จก็เป็นตัวประกอบที่ทำให้เกิดการทรุดตัวและกำแพงกันดินเกิดการเคลื่อนตัวมากขึ้นได้อีกด้วยการเคลื่อนตัวของดินเหนียวจะเกิดมากขึ้นอีกในการตึง Sheet pile ขึ้น

2.5.6.5 อาคารข้างเคียงและการจลาจลรอบข้าง

ปัจจัยดังกล่าวมีผลในการเพิ่ม surcharge แก่ดินโดยรอบโดยส่งผลให้ปริมาณการเคลื่อนตัวและทรุดตัวเพิ่มขึ้นกับหลุมขุดธรรมดา ในการวิเคราะห์ใช้ surcharge เท่ากับ 10 kN./m.^2

2.6 การใช้วิธี Finite- Element ในการวิเคราะห์ระบบกำแพงกันดิน

(Finite-element analysis of retaining wall)

วิธี Finite element ที่เสนอโดย Turner et al เป็นหนึ่งในหลายวิธีที่นิยมนำมาใช้ในการวิเคราะห์ความเค้นในรูปร่างแบบอีลาสติก (elastic bodies) ซึ่งวิธีการนี้สามารถวิเคราะห์ความเค้นและการเคลื่อนที่ (Displacement) ในสภาพ non-homogeneous ได้ดีเท่ากับสภาพ homogenous ประโยชน์ของไฟไนต์เอลิเมนต์ ถ้าเปรียบเทียบกับวิธีเชิงตัวเลข (Numerical method) อื่นๆ แล้วมีจำนวนมากมาย เช่น สามารถประยุกต์ใช้ได้กับวัสดุที่มีรูปร่างและคุณสมบัติต่างๆ ,สามารถกำหนดให้แต่ละเอลิเมนต์มีคุณสมบัติต่างกันได้, สามารถกำหนดเงื่อนไขขอบเขตการเคลื่อนตัว, แรงดันน้ำ และความเค้นเบื้องต้น (initial insitu stress) ได้ในแต่ละเอลิเมนต์ได้, สามารถที่จะกำหนดความแม่นยำ ในการคำนวณให้อยู่ในขอบเขตที่ต้องการได้ และสามารถประเมินผลของปัญหาที่วัสดุมีคุณสมบัติเป็นแบบไร้เชิงเส้น (Non-linear) ,อีลาสติก หรืออีลาสติกพลาสติกได้

การวิเคราะห์ปัญหาทางปฐพีกลศาสตร์โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ เป็นการประมาณรูปแบบของปัญหา โดยทำการแบ่งมวลดินเป็นเอลิเมนต์ย่อยๆ ที่ต่อเนื่องกัน ในเอลิเมนต์หนึ่งๆ จะมี Stress-strain law และ Failure criteria ที่กำหนดให้ (โดยทั่วไปใช้ทฤษฎีอีลาสติก) จุดต่อของเอลิเมนต์ที่ต่อกับเอลิเมนต์ข้างเคียง เรียกว่า Nodal point ในด้านปฐพีกลศาสตร์จะใช้วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ เพื่อหาค่าหน่วยแรง, ความเครียด และการเคลื่อนที่ในมวลดิน

ส่วนสำคัญของวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ คือ สติฟเนส (Stiffness) ของแต่ละเอลิเมนต์ ซึ่งจะขึ้นอยู่กับอัตราส่วนปริมาตรของ (V) และโมดูลัสยืดหยุ่นของดิน (E_v) และเนื่องจากมี Nodal points เป็นจำนวนมาก จึงมีสมการการเคลื่อนที่ของ Nodal point มากด้วย การแก้สมการเหล่านี้จะต้องใช้วิธี Matrix algebra และ Compatibility ของ deformation between element

คำตอบของระบบไฟไนต์เอลิเมนต์ จะอยู่ในรูปของการสมมูลย์ และ Compatibility ของแต่ละ Nodal point ซึ่งจะได้สมการต่างๆ รวมอยู่ในรูปแบบของ Matrix คือ

$$\{F\} = [K] \{\delta\} \quad \dots\dots\dots(2.34)$$

โดย F = แรงกระทำ (Vector of applied nodal forces)

K = Stiffness matrix

δ = Unknown nodal displacement vector

สำหรับการวิจัยนี้ จะใช้โปรแกรม PLAXIS ซึ่งใช้โปรแกรมสำเร็จรูปในการวิเคราะห์การคาดคะเนการเคลื่อนตัวของทางด้านข้างของเข็มพืดสามารถเลือกได้หลายรูปแบบ เช่น Modified Cam-Clay, Drucker-Prager model, Mohr-Coulomb model เป็นต้น แต่ในการศึกษาได้เลือกใช้ Mohr-Coulomb model โดยมีสมมุติฐานของการใช้โปรแกรม PLAXIS คือ

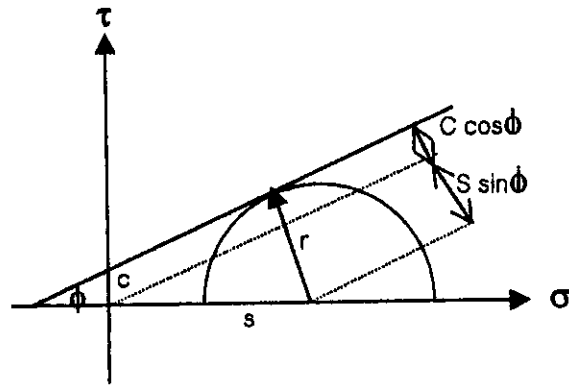
- 1.) Soil เป็น Non linear elastic parameter ที่ต้อง input คือ E_u และ ν
- 2.) Yield ถูกกำหนดขึ้นโดยอาศัยกฎการวิบัติของ Mohr Coulomb โดยใช้ค่า ϕ , C
- 3.) เข็มพืด (Sheet pile) จะให้เป็น Beam element โดย input ค่า EI
- 4.) รูปที่ 2.6 แสดง Yield function (f) สำหรับ Mohr-Coulomb model โดยโปรแกรม PLAXIS กำหนดให้

$$f \equiv r - s \sin\phi - c \cos\phi \leq 0$$

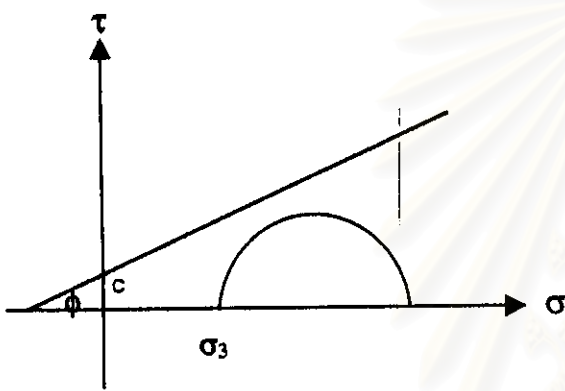
r = radius of Mohr's stress circle

s = Centre of Mohr's stress circle

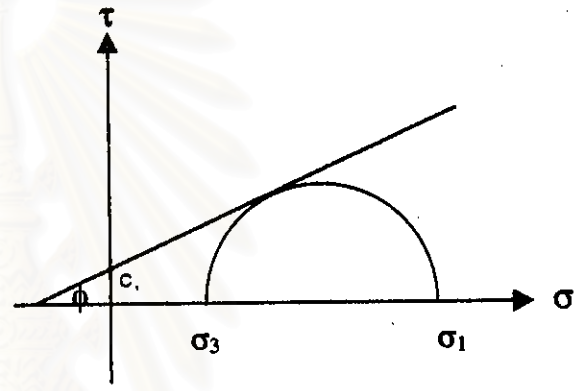
- กรณีที่ $f < 0$ โปรแกรมจะคิดเป็น Elastic point ดังแสดงในรูปที่ 2.27(a)
 กรณีที่ $f = 0$ โปรแกรมจะคิดเป็น Plastic point ดังแสดงในรูปที่ 2.27(b)
 หรืออยู่ในรูป Stress-strain ดังรูปที่ 2.27 (c)



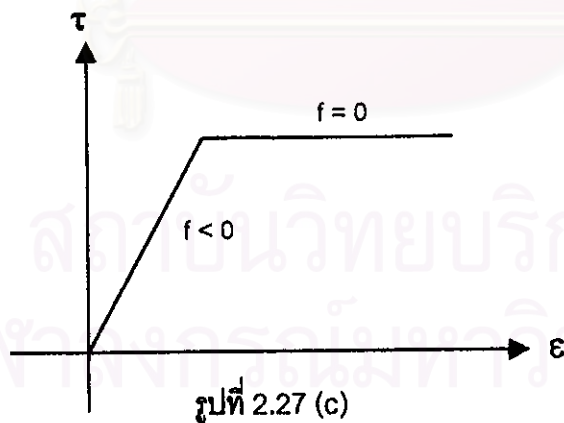
รูปที่ 2.26 แสดง Yield function สำหรับ Mohr-Coulomb model



รูปที่ 2.27 (a) แสดง Elastic point, $f < 0$



รูปที่ 2.27 (b) แสดง Plastic point, $f = 0$



รูปที่ 2.27 (c) แสดง Elastic-Plastic stress point

ค่า Parameter ที่ใช้จริงประกอบด้วย E_u , ν , EI , K_o และ stress-strain curve ใน bilinear อยู่
ในรูปของ elastic perfectly plastic