



ทฤษฎีและทบทวนงานในอดีต

2.1 การประเมินค่าแรงดันดินที่กระทำต่อระบบกำแพงกันดิน

2.1.1 การคำนวณหน่วยแรงดันดินด้านข้าง

หน่วยแรงดันดินด้านข้าง อธิบายโดยใช้สมการที่มาจากหลักการของหน่วยแรงประสิทธิผล (Principal of Effective Stress) ดังสมการ

$$\sigma_h = \sigma'_h + u \quad \dots\dots\dots (2.1)$$

σ_h คือ หน่วยแรงดันดินรวม

σ'_h คือ หน่วยแรงดันดินด้านข้างในรูปหน่วยแรงประสิทธิผล (มาจากส่วนของแรงดันที่ถ่ายผ่านเม็ดดิน)

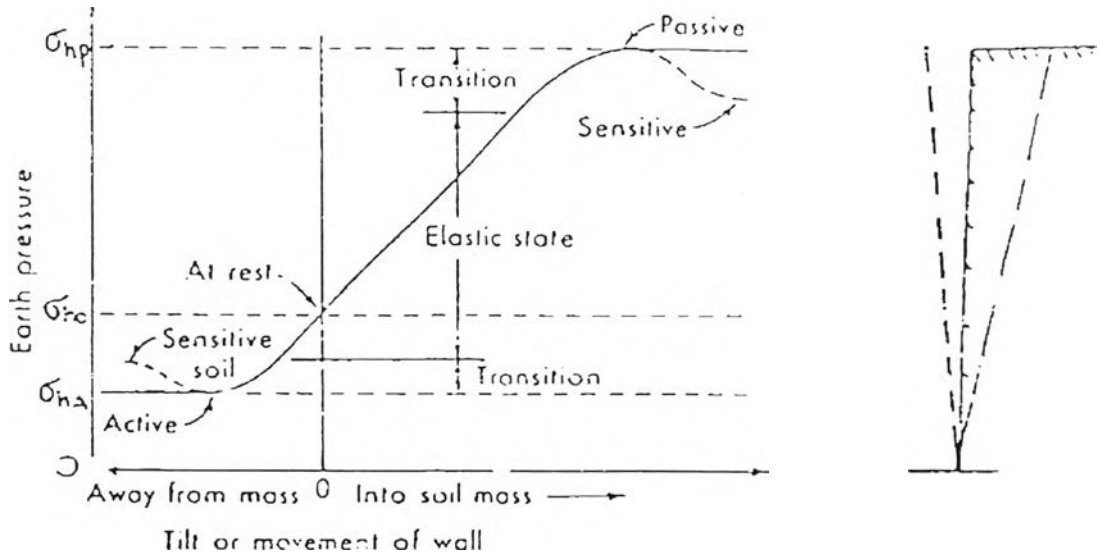
u คือ ความดันน้ำ ด้านหน้าหรือหลังกำแพงบริเวณจุดที่สนใจ

นอกจากนี้ตัวประกอบสำคัญที่มีผลต่อ σ_h คือ

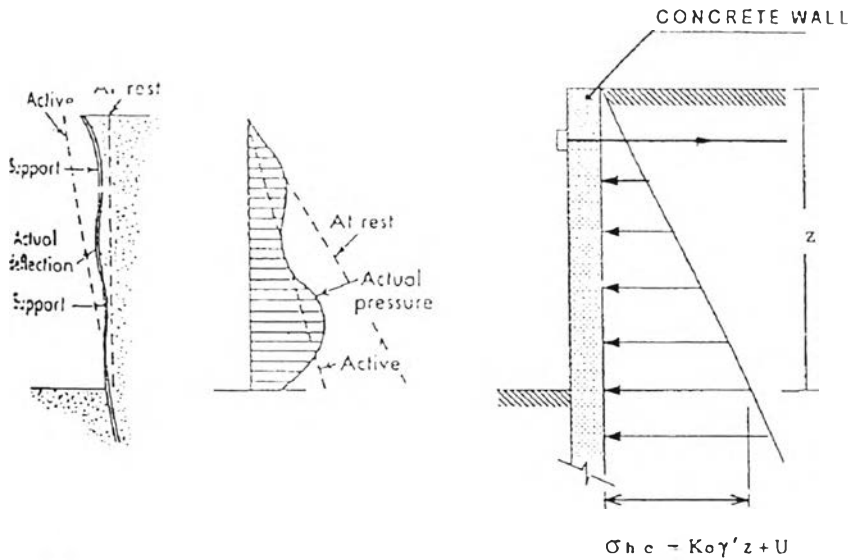
- ปริมาณ และทิศทางการเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงกันดิน
- รูปร่าง และการกระจาย (Distribution) ของการเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงกันดิน
- ตำแหน่งและจำนวนจุดที่ใช้คำนวณ และสตีเฟนสของกำแพงกันดิน
- คุณสมบัติของดินตลอดกำแพง

รูปที่ 2.1 แสดงผลการเคลื่อนตัวของกำแพงที่มีผลต่อ σ_h เมื่อกำแพงเคลื่อนตัวออกไปโดยมีปลายอยู่กับที่ (Tile) ค่า σ_h จะลดลงจากหน่วยแรงดันด้านข้างรวมแบบสถิต (σ_{ho}) ในขณะที่ σ_v (หน่วยแรงรวมในแนวตั้ง) มีค่าคงที่ จนกระทั่งดินอยู่ในสภาพวิบัติซึ่ง σ_h จะมีค่าต่ำสุด (σ_{hA}) ความดันดินในสภาวะนี้เรียกว่า หน่วยแรงดันดินด้านข้างรวมแบบ Active เมื่อกำแพงดินเข้าหาดิน

ในลักษณะแบบ Tilt เช่นกัน ค่า σ_h จะเพิ่มขึ้นจากค่า σ_{ho} จนกระทั่งดินอยู่ในสภาพวิบัติ ความดันดินในสภาพนี้เรียกว่า หน่วยแรงดันดินด้านข้างรวมแบบ Passive (σ_{hp}) ดังนั้น σ_{hA} จึงเป็นหน่วยแรงดันแบบผลึก ส่วน σ_{hp} เป็นหน่วยแรงดันแบบด้าน



รูปที่ 2.1 แสดงชนิดหน่วยแรงดันด้านข้างเป็นฟังก์ชันกับการเคลื่อนตัวของกำแพง



รูปที่ 2.2 ก สภาพของหน่วยแรงดันด้านข้าง
ของ Flexible brace cut

รูปที่ 2.2 ข สภาพของหน่วยแรงดันด้านข้าง
ของ Rigid wall

รูปที่ 2.2 ค สภาพหน่วยแรงดันด้านข้างของระบบกำแพงกันดินชนิดต่างๆ

รูปที่ 2.2 แสดงผลการค้ำยันและสติเฟนของกำแพงกันดิน และรูปร่างการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินที่มีต่อค่าหน่วยแรงดันด้านข้างที่เกิดต่อกำแพง ข้อมูลของรูปที่ 2.2 สรุปได้ดังนี้

1. ด้วยผลของการมีสิ่งค้ำยัน เช่น Strut ในการก่อสร้าง Bracc Cut หรือ Anchorage หน่วยแรงที่ใกล้สิ่งค้ำยันจะเพิ่มขึ้นจากหน่วยแรงดันในสภาพ Active อันเป็นผลของแรงที่เกิดจากค้ำยัน การเกิดจุด Rotation ของกำแพงกันดินใกล้บริเวณที่มีสิ่งค้ำยัน การเกิดหน่วยแรงเฉือน และ Shear Strain ในดินซึ่งทำให้เกิด Arching (รูปที่ 2.2 ก) แรงดันที่จุดหนึ่งจะมีปริมาณเท่าใดขึ้นอยู่กับปริมาณการเคลื่อนตัวที่จุดนั้น ถ้าการก่อสร้างมีการค้ำยันที่จุดเดียวและอยู่ใกล้ผิวดิน หน่วยแรงดันทางด้านข้างของดินจะมีค่าใกล้เคียงหน่วยแรงดันด้านข้างในสภาพ Active ถ้ามีจุดค้ำยันหลายระดับ ค่า σ_h อาจต่ำกว่า σ_{hA} ที่วิเคราะห์โดยวิธี Rankine เนื่องจากผลของ Arching ทำให้ค่า σ_h น้อยกว่าค่าที่ใช้ในทฤษฎีของ Rankine อย่างไรก็ตามหน่วยแรงดันบริเวณที่ค้ำยันไม่สามารถสูงกว่าแรงดันสถิตได้ ถ้าค้ำยันไม่มีการ Over Prestressed ถ้าเกิดกรณีดังกล่าวหน่วยแรงดันด้านข้างก็มีโอกาสสูงกว่าแรงดันสถิต (σ_{ho}) แต่จะน้อยกว่าหน่วยแรงดันแบบ Passive

2. ในกรณีที่กำลังกำแพงมี Stiffness และ Rigidity สูงมาก (รูปที่ 2.2 ข) การเคลื่อนตัวจนถึงสภาพ Active ก็จะไม่เกิดขึ้น ในกรณีเช่นนี้เป็นหน่วยแรงดันด้านข้างชนิดที่ผลักต่อกำแพงกันดินหรือหน่วยแรงดันในสภาพสถิต (σ_{ho})

3. ในกรณีกำแพงเกิด Translation อย่างเดียว หน่วยแรงผลักต่อกำแพงจะแตกต่างจากสภาพหน่วยแรงดันแบบ Active ของ Rankine

DM 7-2 (1982) ให้ปริมาณการ Tilt ของกำแพงสำหรับดินชนิดต่างๆกัน เพื่อให้เกิดสภาพ Active และ Passive ดังแสดงในตารางที่ 2.1

การวิเคราะห์แรงดันดินทำได้ในรูปแบบของหน่วยแรงรวม เมื่อใช้กับดินเหนียวในระหว่างก่อสร้าง และในรูปแบบหน่วยแรงประสิทธิผลสำหรับดินทรายและดินเหนียวในปัญหาระยะยาว การวิเคราะห์ในรูปแบบของหน่วยแรงรวมจะให้ค่า σ_{hA} และ σ_{hP} ถ้าวิเคราะห์ในรูปแบบหน่วยแรงประสิทธิผลจะให้ค่า σ'_{hA} และ σ'_{hP} ซึ่งเมื่อจะหาหน่วยแรงดันรวมต้องนำ σ'_h รวมเข้ากับ ความดันน้ำในรูปของหน่วยแรงรวม และดินเหนียวอึดตัวด้วยน้ำ ค่า $\phi = 0$ ค่า c จะเปลี่ยนแปลงกับความลึก สมการเขียนได้ดังนี้

ตารางที่ 2.1 ค่า Tilt (δ/H) ของกำแพงที่ทำให้เกิดสภาพ Active และ Passive (DM 7-2, 1982)

ชนิดของดิน	(δ/H)	
	Active	Passive
ทรายแน่น	0.0005	0.002
ทรายหลวม	0.002	0.006
ดินเหนียวแข็ง	0.01	0.02
ดินเหนียวอ่อน	0.02	0.04

δ = การเคลื่อนตัวที่หัว Sheet Pile

H = ความยาวของ Sheet Pile

$$\sigma_{hA} = \sigma_v - 2c \quad \dots\dots\dots (2.2)$$

$$\sigma_{hP} = \sigma_v + 2c \quad \dots\dots\dots (2.3)$$

ส่วนค่า σ_v คือ หน่วยแรงรวมในแนวดิ่งหาได้โดย

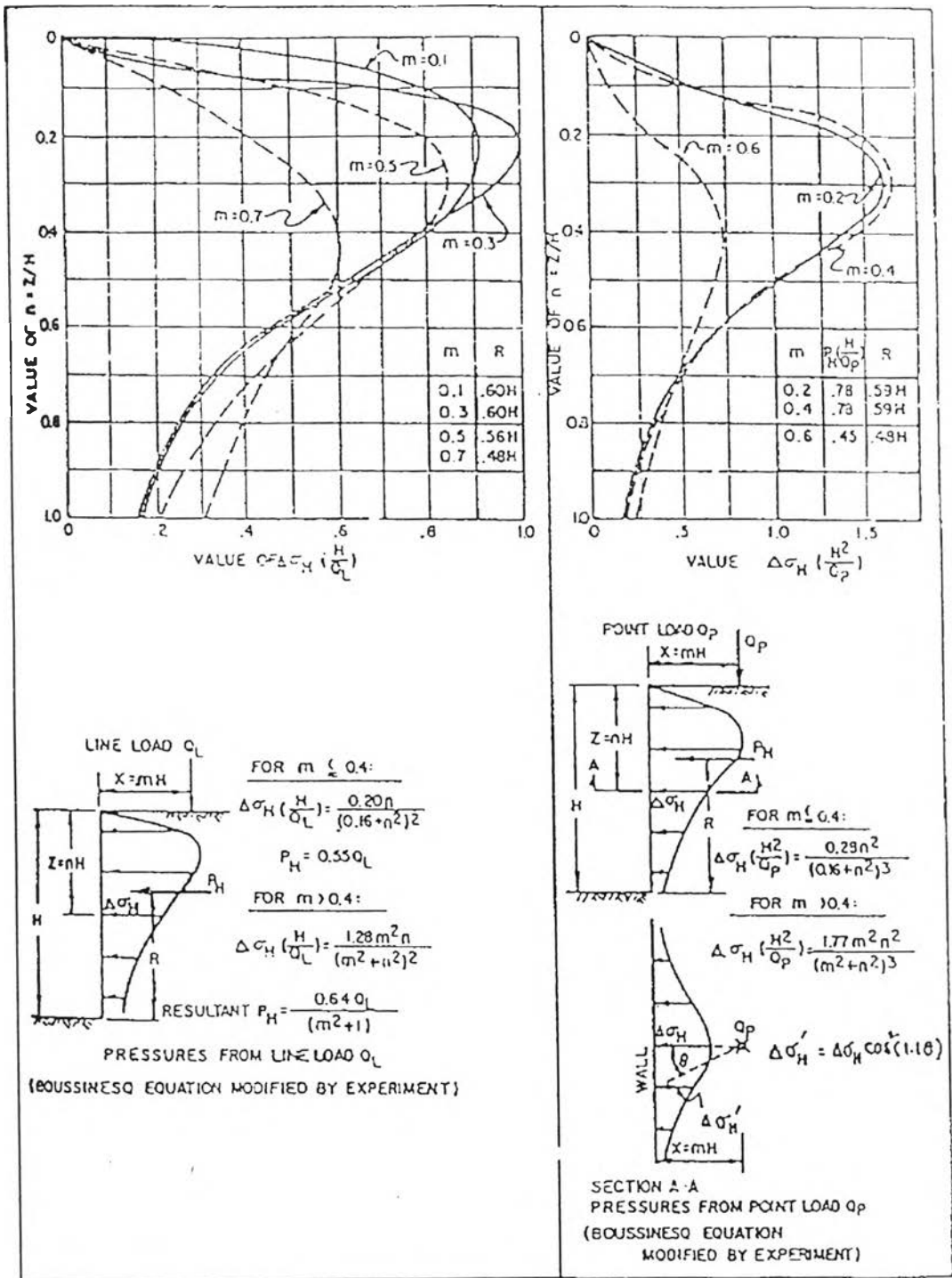
$$\sigma_v = \gamma_t \times Z \quad \dots\dots\dots (2.4)$$

ในกรณีดินอยู่ใต้น้ำหรือมี Surcharge ค่า σ_v จะต้องรวมถึงค่า q ซึ่งคิดเป็น Surcharge ด้วย ดังนั้น

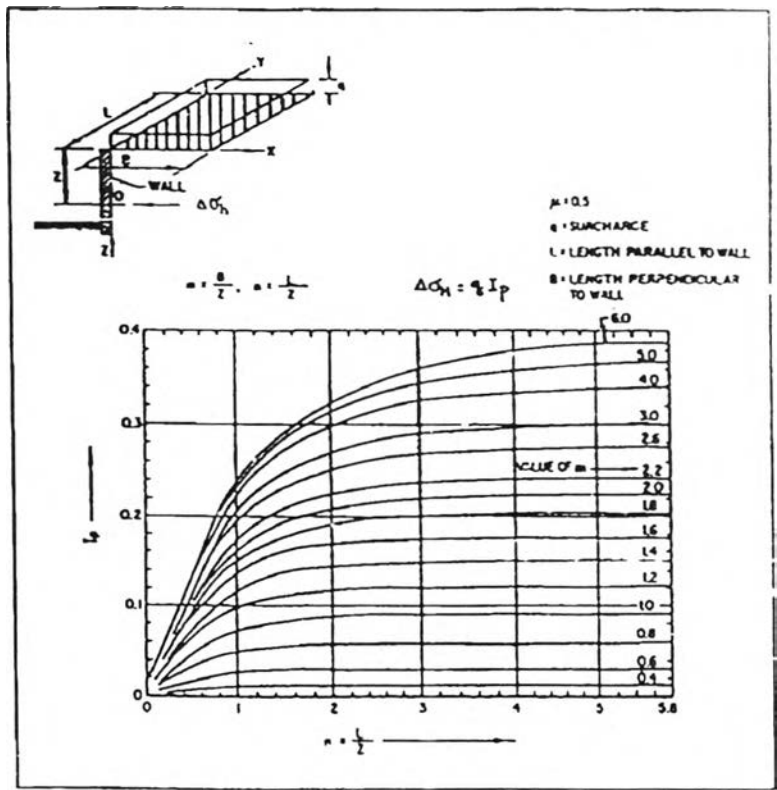
$$\sigma_v = \gamma_t \times Z + q \quad \dots\dots\dots (2.5)$$

Surcharge ดังกล่าวต้องมีความกว้าง และยาวครอบคลุมมวลดินที่เกิดการวิบัติ ในกรณีที่ Surcharge เป็นรูปอื่นต้องทำโดยวิธีอื่น เช่น ทฤษฎี Elastic (รูปที่ 2.3 และ 2.4) โดยค่าของผลที่เพิ่มขึ้นอยู่ในรูป $\Delta\sigma_h$ ซึ่งแสดงโดยสมการ

$$\sigma_v = \sigma_{hA} + \Delta\sigma_h \quad \dots\dots\dots (2.6)$$



รูปที่ 2.3 การคาดคะเนค่า $\Delta\sigma_H$ เนื่องจากผลของ Line Load และ Concentrated Load กระทำข้าง
 กำแพงโดยทฤษฎี Elasticity (DM 7-2 , 1982)



รูปที่ 2.4 การคาดคะเนค่า $\Delta\sigma_h$ เนื่องจากผลของ Uniform Load กระทำข้างกำแพง (DM 7-2, 1982)

2.1.2 การใช้หลักการของ Rankine คำนวณหาแรงดันด้านข้าง

ทฤษฎีของ Rankine มีรากฐานมาจากการวิบัติของดินตามทฤษฎีของ Mohr และ Coulomb Rankine พิจารณาว่าระนาบการวิบัติของดินทั้งในสภาพ Active และ Passive เป็น Planar Surface และทิศทางของหน่วยแรงหลักที่เกิดขึ้นทุกจุดในมวลดินภายในระนาบของการวิบัติอยู่ในเฉพะในแนวตั้ง และในแนวนอน นอกจากนั้นทุกจุดในมวลดินภายในขอบเขตระหว่างกำแพงกับระนาบของการวิบัติจะเกิดการวิบัติพร้อมๆกัน

การวิบัติแบบ Active เกิดจากการลดลงของค่าหน่วยแรงในแนวนอน (σ_h) ขณะที่หน่วยแรงในแนวตั้ง (σ_v) คงที่ ส่วนในสภาพ Passive ค่า σ_h เพิ่มขึ้นขณะที่ σ_v คงที่ด้วยสมมุติฐานดังกล่าวทำให้การวิเคราะห์จะใช้ได้เฉพาะในกรณีที่มีผิวดินอยู่ในแนวราบ (Horizontal) และไม่มีแรงเสียดทาน และ Adhesive ระหว่างกำแพงกับดิน นอกจากนั้นโดยหลักการของ Mohr และ Coulomb ถ้าผิวดินอยู่ในแนวราบ และระนาบของการวิบัติเป็น Planar Failure Plane ระนาบของการวิบัติดังกล่าวจะทำมุม $45 + \phi/2$ กับระนาบของหน่วยแรงหลักสูงสุด (Major Principle Stress Plane) และใช้ได้กับกำแพงที่อยู่ในแนวตั้งเท่านั้น

จากหลักการเรขาคณิตของวงกลม Mohr ในสภาพวิบัติสัมพันธ์กับเส้นขอบเขตการวิบัติ (Mohr-Coulomb Envelope) ความสัมพันธ์ของหน่วยแรงดันแบบ Active (σ_{hA}) และ Passive (σ_{hP}) ที่จุดๆหนึ่งในมวลดิน กับค่า ϕ และ c (ϕ = มุมต้านทานแรงเฉือน และ c = ความเชื่อมั่นแน่นที่ปรากฏ) มีดังนี้

$$\sigma_{hA} = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \sigma_v - 2c \frac{\sqrt{1 - \sin \phi}}{\sqrt{1 + \sin \phi}} \dots\dots\dots (2.7)$$

$$\sigma_{hP} = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \sigma_v + 2c \frac{\sqrt{1 + \sin \phi}}{\sqrt{1 - \sin \phi}} \dots\dots\dots (2.8)$$

ในรูปหน่วยแรงประสิทธิผลสำหรับดินทราย และดินเหนียวในปัญหาระยะยาว การวิเคราะห์ค่า σ'_{hA} และ σ'_{hP} หาได้โดยสมการ

$$\sigma'_{hA} = K_A (\sigma_v - u) - 2c' \sqrt{K_A} \dots\dots\dots (2.9)$$

$$\sigma'_{hP} = K_P (\sigma_v - u) + 2c' \sqrt{K_P} \dots\dots\dots (2.10)$$

$K_A = (1 - \sin \phi) / (1 + \sin \phi)$ หรือเรียกว่า Coefficient of Active Earth Pressure

$K_P = (1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi)$ หรือเรียกว่า Coefficient of Passive Earth Pressure

ϕ' และ c' คือ ค่ามุมต้านทานในรูปหน่วยแรงประสิทธิผล และ ความเชื่อมั่นแน่นที่ปรากฏในรูปหน่วยแรงประสิทธิผล

2.1.3 การวิเคราะห์หน่วยแรงดันด้านข้างแบบสถิต (σ_{ho})

การคาดคะเน σ_{ho} ทำได้โดยใช้สมการ

$$\sigma_{ho} = \sigma'_{ho} + u \dots\dots\dots (2.11)$$

$$\sigma'_{ho} = K_o \sigma'_v \quad \dots\dots\dots (2.12)$$

$$\sigma'_v = \sigma'_v - u \quad \dots\dots\dots (2.13)$$

ค่า K_o คือ สัมประสิทธิ์หน่วยแรงดันด้านข้างแบบสถิต σ'_v คือ หน่วยแรง
 ประสิทธิภาพในแนวตั้ง ค่า σ'_{ho} นี้ใช้ออกแบบ Rigid Wall เช่น Slurry Wall หรือ Diaphragm Wall
 เมื่อต้องการรวมผลของ Surcharge การคาดคะเนทำได้โดยพิจารณาว่าค่า Surcharge มีค่าคงที่กับ
 ความลึก

ส่วนใหญ่ Normally Consolidated Clay จะมีค่า $K_o = 0.55 \pm 0.10$ และ K_o จะมีค่า
 สูงขึ้นเมื่อ OCR สูงขึ้น

Brooker & Ireland (1965) เสนอความสัมพันธ์ระหว่าง K_o , OCR และ PI ดังรูปที่
 2.5 และเสนอความสัมพันธ์ระหว่าง K_o กับ ϕ' ของ Normally Consolidated Clay

$$K_o = 0.95 - \sin \phi' \quad \dots\dots\dots (2.14)$$

ตามปกติ ϕ' ของดินเหนียวมีค่าอยู่ระหว่าง 20° - 30°

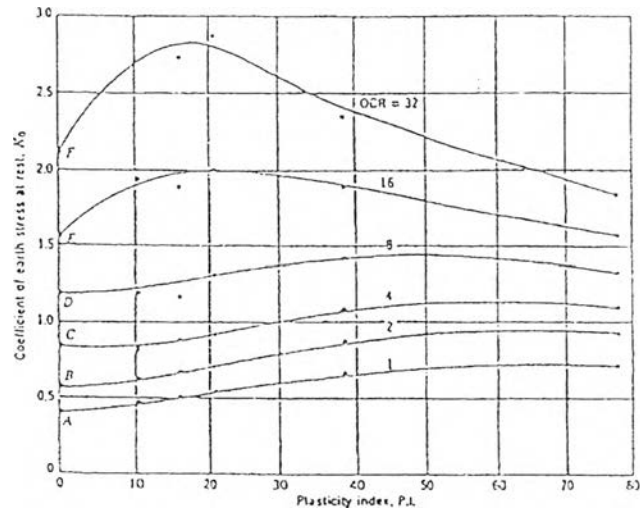
Schmidth (1966) ได้ความสัมพันธ์ระหว่าง K_o กับ OCR จากการทดลองลด
 น้ำหนัก (Unloading)

$$\frac{K_{o(oc)}}{K_{o(nc)}} = OCR^m \quad \dots\dots\dots(2.15)$$

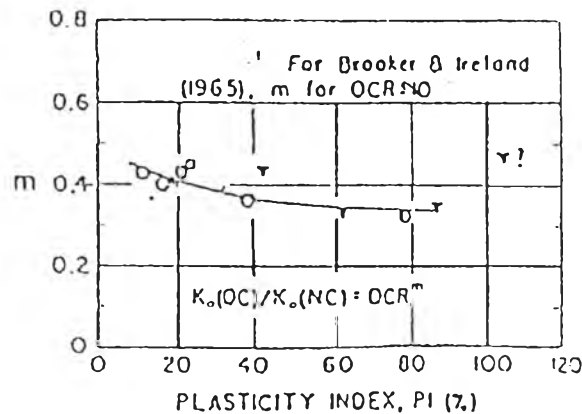
โดย ค่า m ขึ้นกับค่า PI

Ladd (1977) เสนอค่า m ในสมการของ Schmidth กับค่า PI ดังรูปที่ 2.6

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



รูปที่ 2.5 ค่า K_0 เป็นฟังก์ชันกับ OCR และค่า PI (Brooker and Ireland, 1965)



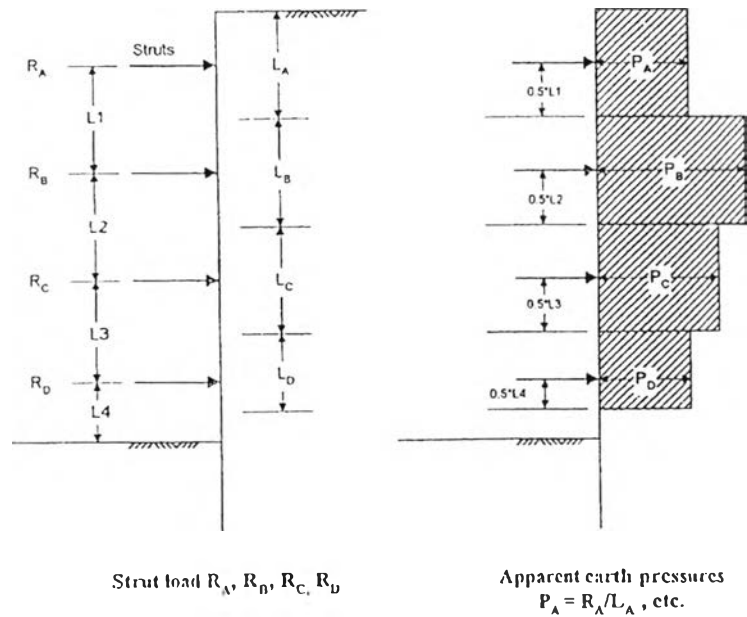
รูปที่ 2.6 ความสัมพันธ์ของสัมประสิทธิ์ m ซึ่งเป็นฟังก์ชันของ K_0 และ OCR กับค่า PI (Ladd et al, 1977)

2.1.4 การใช้ไดอะแกรมขอบเขตของหน่วยแรงดันดินปรากฏ

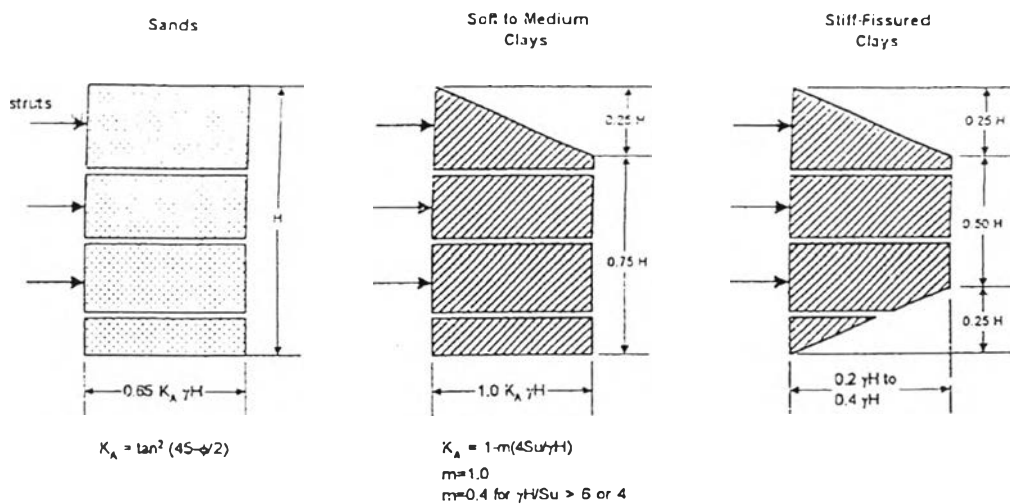
การกำหนดแรงดันดินด้านข้างที่กระทำต่อกำแพงกันดินระบบ Brace Cut นั้น คาดคะเนค่าที่แท้จริงได้ยากมาก ในช่วงแรกนั้นใช้วิธีคิดหาแรงดันดินจาก Rankine Pressure Diagram เพื่อหาแรงใน S_{ru} แต่จากการทดลองในสนามพบว่า แรงใน S_{ru} มีความคลาดเคลื่อนอยู่มาก การคาดคะเนหน่วยแรงดันด้านข้างนี้ส่วนใหญ่นิยมใช้วิธี Empirical โดยอาศัยข้อมูลจากการวัดแรงใน S_{ru} ในสนาม และรวมแรงใน S_{ru} ทั้งหมดเข้าด้วยกัน จากนั้นเปลี่ยนมาเป็น

แรงดันด้านข้างของดินเพื่อให้ครอบคลุมทุกกรณี ดังแสดงหลักการหา Apparent Pressure Diagram ในรูปที่ 2.7

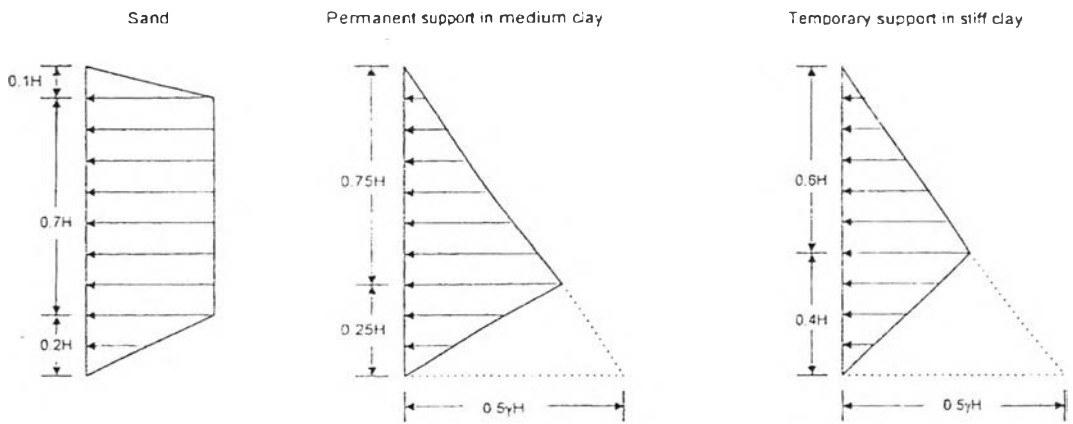
ในการประยุกต์ใช้ Apparent Pressure Diagram นี้ มีการนำเสนอทฤษฎีมากมาย เช่น Pressure Diagram เสนอโดย Terzaghi & Peck (1967) แสดงในรูปที่ 2.8 Pressure Diagram เสนอโดย Tschebotariouff (1973) แสดงในรูปที่ 2.9 และ Pressure Diagram เสนอโดย Sower (1979) แสดงในรูปที่ 2.10



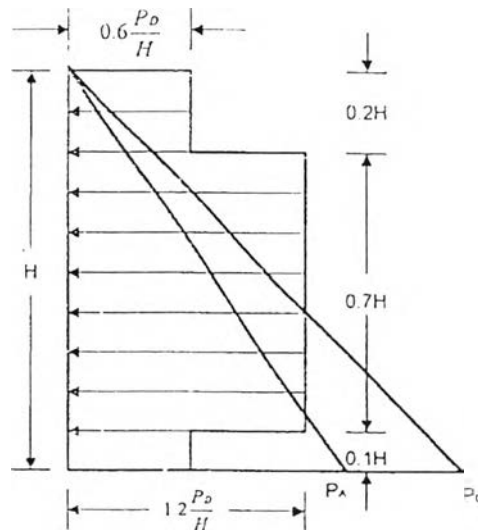
รูปที่ 2.7 วิธีการคิดแรงดันดิน (Earth Pressure Diagram)



รูปที่ 2.8 ไคอะแกรมขอบเขตหน่วยแรงดันดินปรากฏ เสนอโดย Terzaghi and Peck (1967)



รูปที่ 2.9 แสดงรูปแบบแรงดันดิน เสนอโดย Tschebotarioff (1973)



รูปที่ 2.10 แสดงรูปแบบแรงดันดิน เสนอโดย Sower (1979)

2.2 การประเมินค่าคุณสมบัติทางปฐพีกลศาสตร์ของดินเหนียว

2.2.1 หลักการหน่วยแรงประสิทธิผล

ในปี 1960 Terzaghi ได้ศึกษาเกี่ยวกับหลักการของหน่วยแรงประสิทธิผล และได้แสดงให้เห็นว่าค่าหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress) เป็นสิ่งที่ควบคุมพฤติกรรมของการเคลื่อนตัว และการบีบตัวของดินอิ่มตัวด้วยน้ำ และมีค่าเท่ากับหน่วยแรงรวม (Total Stress) ลบด้วยค่าความดันน้ำในโพรงดิน (Pore Pressure)

$$\sigma' = \sigma - u \quad \dots\dots\dots (2.16)$$

σ' = หน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress)

σ = หน่วยแรงรวม (Total Stress)

u = ความดันน้ำในโพรงดิน

2.2.2 หลักการเบื้องต้นของกำลังรับแรงเฉือน

ในปี 1954 Bishop และ Skempton ได้ให้คำจำกัดความของกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (S_u) โดยใช้การทดสอบแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Test) ว่าเป็นค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุด (Maximum Shear Strength) ที่ดินจะได้รับ

$$S_u = (\sigma_1 - \sigma_3) / 2 \quad \dots\dots\dots (2.17)$$

2.2.3 ค่าปรับแก้กำลังรับแรงเฉือนที่ได้รับจากการทดสอบแบบเวนในสนามของ Bjerrum

ในปี 1972 Bjerrum ได้เสนอค่าปรับแก้กำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากการทดสอบแบบเวนในสนาม (Field Vane Shear Test) โดยใช้ค่าปรับแก้ (Correction Factor, μ) ซึ่งได้ถูกเสนอขึ้นเนื่องจากเมื่อใช้กำลังรับแรงเฉือน (S_u) ที่ได้จาก การทดสอบแบบเวนในสนาม มาทำการวิเคราะห์เสถียรภาพของคันดินถม มักจะได้ค่าสัดส่วนความปลอดภัย (Factor of safety, F.S.) ที่สูงกว่าความเป็นจริงเนื่องจากค่ากำลังรับแรงเฉือนที่วัดได้มีค่าสูงกว่าความเป็นจริง อันเป็นผลมาจาก

1. Progress Failure เนื่องจากพฤติกรรมของ Sensitive Clays ได้คันดินถม ขณะวิบัติจะเริ่มเกิด Local Yielding บริเวณตำแหน่งที่ระดับค่า Stress สูงก่อน ต่อจากนั้นค่า Stress ที่ขึ้นสูงถึง Peak Strength จะมีค่าลดลงอย่างรวดเร็ว ในขณะที่ผลของ Local Yielding จะเริ่มแผ่กว้างออกไปโดยรอบ ดังนั้นมวลดินที่เกิดการวิบัติเหล่านี้จะมีช่วงค่ากำลังรับแรงเฉือนระหว่าง Peak Strength ไปจนถึง Residual Strength ซึ่งมีค่าต่ำกว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบเวนในสนามที่วัดได้

2. Anisotropy เนื่องจากดินเหนียวมีคุณสมบัติทางด้าน Anisotropy มาก ซึ่งก็คือ การที่ดินเหนียวถูกหน่วยแรงกระทำในทิศทางที่ต่างกัน จะทำให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนมีค่า

ไม่เท่ากันเนื่องจากระบบของหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในสนามเป็นสิ่งที่ยุ่งยากซับซ้อนมาก จึงเป็นการยากที่จะทำการทดสอบด้วยวิธีดินในห้องทดลองเป็นไปตามจริงได้

3. Strain Rate การที่ทำให้ดินเหนียวถูกหน่วยแรงภายนอกมากกระทำเพิ่มขึ้นหรือลดลงอย่างรวดเร็ว ทั้งการทดสอบดินในสนามและการทดสอบดินในห้องทดลองจะทำให้ค่าแรงเฉือนที่วัดได้มีค่าสูงกว่าความเป็นจริง

ซึ่งผลกระทบเหล่านี้รวมทั้งผลของ Friction ระหว่างการทดสอบจะทำให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินที่วัดได้ผิดจากความจริง ค่าปรับแก้ที่ Bjerrum เสนอขึ้นนี้ได้รวบรวมผลงานการวิเคราะห์เสถียรภาพต่างๆ แล้วมาสรุปเป็นค่าปรับแก้ที่เป็นฟังก์ชันกับค่า Plasticity Index (PI) ของดิน จึงเป็นผลในลักษณะ Empirical ซึ่งไม่อาจอธิบายพฤติกรรมของดินที่เกิดขึ้นจริงได้ ความสัมพันธ์ของค่าปรับแก้ที่เสนอโดย Bjerrum (1972) เป็นดังนี้

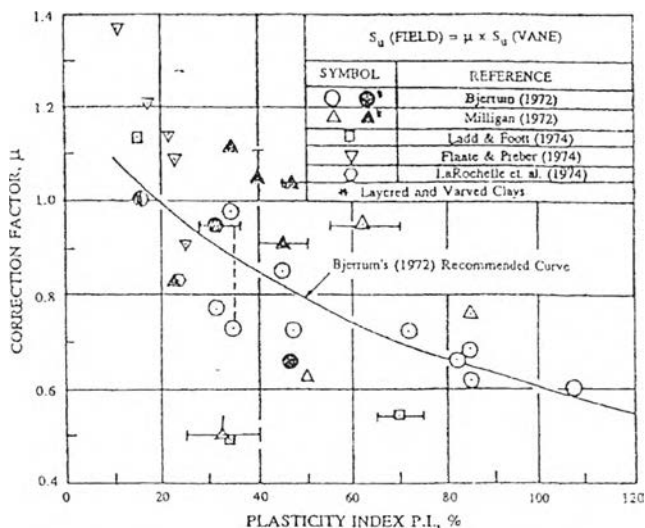
$$S_{u \text{ Field}} = \mu S_{u (FV)} \dots\dots\dots (2.18)$$

- $S_{u \text{ Field}}$ = ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำในสนาม
- $S_{u (FV)}$ = ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำที่วัดได้จากการทดสอบแบบวนในสนาม
- μ = ค่าปรับแก้ของ Bjerrum (Bjerrum's Correction Factor) ดังแสดงในรูปที่ 2.11

Trak et al (1979) ได้เปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำโดยวิธี USALS กับค่ากำลังรับแรงเฉือนที่เสนอโดย Mesri (1975) สำหรับดินเหนียวอัดแน่นปกติ (Normally Consolidated Clay) และดินเหนียวอัดแน่นเกินตัว (Overconsolidated Clay) ที่มี OCR ค่ามากจะมีความสัมพันธ์กับหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดในอดีต

$$S_{u \text{ Field}} = \mu S_{u (FV)} = 0.22 \sigma'_{vp} \dots\dots\dots (2.19)$$

ซึ่งจะสามารถนำสมการ 2.19 และผลการทดสอบ Oedometer ไปหาค่ากำลังรับแรงเฉือนหรือตรวจสอบคุณภาพของตัวอย่างดินได้

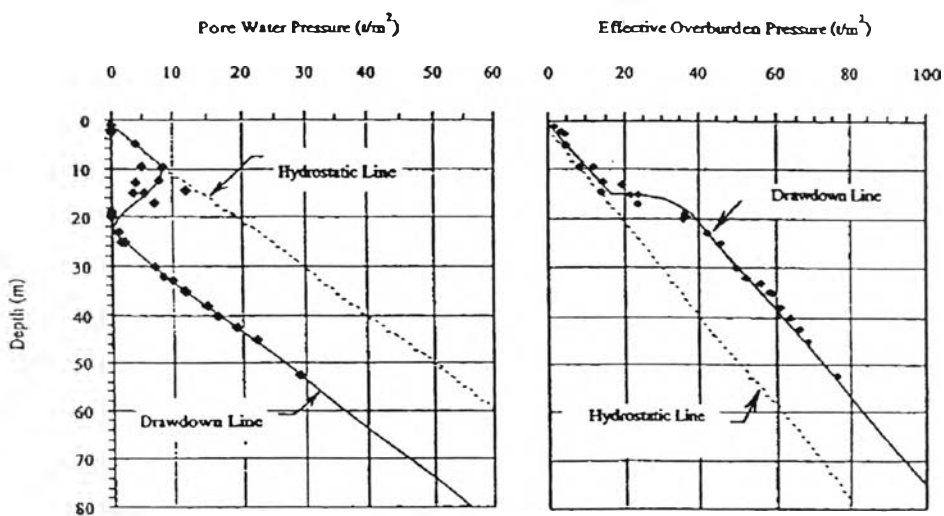


รูปที่ 2.11 แสดงค่าปรับแก้กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำที่ได้จากการทดสอบแบบเวนในสนาม (Bjerrum, 1972)

2.2.4 สภาพความดันน้ำและหน่วยแรงประสิทธิผลในชั้นดินกรุงเทพฯ

ผลงานในอดีตซึ่งเกี่ยวข้องกับสภาพความดันน้ำ และหน่วยแรงประสิทธิผลในมวลดินซึ่งผิดปรกติอันเป็นผลจากการสูบน้ำบาดาล เป็นดังนี้

Taparaksa (1999) ได้เสนอความสัมพันธ์เพื่อหาค่าแรงดันน้ำในโพรงดิน โดยคำนึงถึงผลของการสูบน้ำบาดาล (Deep Well Pumping) ดังรูปที่ 2.12



รูปที่ 2.12 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงดันน้ำในโพรงดินและค่าหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งกับความลึกของชั้นดินกรุงเทพฯ (Taparaksa, 1999)

2.2.5 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า N กับค่ากำลังรับแรงเฉือนของชั้นดินกรุงเทพฯ

วีรนนท์ (2526) ได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่างค่า N กับ S_u ของดินเหนียวแข็งชั้นแรก ซึ่งความสัมพันธ์นี้มีความใกล้เคียงกับความสัมพันธ์ที่เสนอโดย Terzaghi และ Peck (1948), Sower et al (1961) สำหรับดินเหนียวชนิด CH และ CL ตามลำดับ ดังแสดงรายละเอียดดังต่อไปนี้

สำหรับดินเหนียวซึ่งมีความเป็นพลาสติกสูง (CH)

$$S_u = 0.685 N \text{ ตัน/ตารางเมตร} \dots\dots\dots (2.20)$$

สำหรับดินเหนียวซึ่งมีความเป็นพลาสติกต่ำถึงปานกลาง (CL)

$$S_u = 0.520 N \text{ ตัน/ตารางเมตร} \dots\dots\dots (2.21)$$

โดยค่า N คือ ค่าการทดสอบการทะลุทะลวงมาตรฐาน (ครึ่ง/ฟุต) ที่ไม่มีการปรับแก้ ส่วนชนิดของดินเหนียวแบ่งเป็นประเภทโดยอาศัยหลักการตาม Unified Soil Classification อย่างไรก็ตามสิ่งที่จะต้องระลึกอยู่เสมอ คือ ความสัมพันธ์ข้างต้นได้จากการศึกษาชั้นดินเหนียวแข็งชั้นแรก (First Stiff Clay) ซึ่งมีความลึกระหว่าง 14 – 25 เมตร ซึ่งมีค่า N มากกว่า 8

2.3 รูปแบบการเคลื่อนตัวพื้นฐาน

ในงานขุดดินโดยใช้ระบบค้ำยัน พฤติกรรมการเคลื่อนตัวของระบบกำแพงกันดินและค้ำยัน หลังจากดำเนินการขุดไปแล้ว มีรูปแบบพื้นฐาน 2 ชนิด คือ

1. พฤติกรรมการเคลื่อนตัวน้อย กรณีนี้การเคลื่อนตัวของมวลดินมีทิศเข้าหาบ่อขุด การทรุดตัวของผิวดินหลังกำแพงมีน้อย เกิดขึ้นเมื่อปลายกำแพงฝังอยู่ในชั้นดินแข็ง ซึ่งมีระดับความยึดหยุ่น (Degree of Fixity) ที่ปลายล่างของกำแพงสูง เป็นผลให้มีประสิทธิภาพดีในทางด้านทานการเคลื่อนตัวของมวลดินหลังกำแพง นอกจากรายละเอียดพฤติกรรมที่ได้กล่าวมาแล้ว ยังส่งผลให้ลักษณะการทรุดตัวของผิวดินด้านหลังกำแพงเป็นรูปแอ่ง โดยจุดเริ่มต้นโค้งอยู่ที่ริมกำแพง เนื่องจากขณะทำการขุดจะเกิดความฝืดระหว่างกำแพง และมวลดินด้านหลังด้านทานการเคลื่อนตัวของมวลดินบริเวณพื้นที่สัมผัส กรณีที่การเคลื่อนตัวน้อย ความฝืดจะถูกเหนี่ยวนำให้

เกิดขึ้นไม่ถึงค่าสูงสุด ทำให้กำแพงสามารถพุงมวลดินด้านติดหลังกำแพงไว้ได้ แผนภาพที่อธิบายพฤติกรรมนี้แสดงอยู่ในรูปที่ 2.13 ก

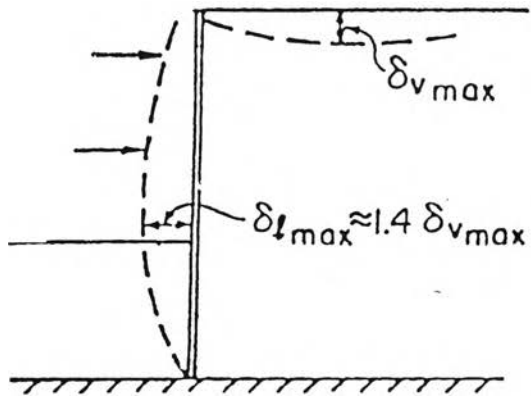
2. พฤติกรรมการเคลื่อนตัวมาก เกิดเมื่อปลายกำแพงฝังอยู่ในชั้นดินอ่อน ประสิทธิภาพในการต้านทานการเคลื่อนตัวของมวลดินหลังกำแพงมีน้อย การทรุดตัวจึงเกิดมาก ลักษณะการทรุดตัวของผิวดินเกิดขึ้นสูงสุดที่จุดหลังกำแพง เนื่องจากขณะทำการขุดความฝืดระหว่างกำแพงกับดิน และมวลดินด้านหลังเกิดขึ้นสูงสุด แต่ไม่เพียงพอที่จะต้านทานการเคลื่อนตัวของมวลดิน เกิดการเลื่อนไถลบริเวณพื้นที่สัมผัส เป็นผลให้กำแพงไม่สามารถพุงมวลดินด้านติดหลังกำแพงไว้ได้ รูปแบบการทรุดตัวของผิวดินสูงสุดอยู่ที่แนวหลังกำแพง แล้วลดลงตามระยะแนวหลังกำแพงที่เพิ่มขึ้น แผนภาพที่อธิบายพฤติกรรมนี้แสดงอยู่ในรูปที่ 2.13 ข

จากข้อมูลที่วัดในสนามจำนวนมาก (Lambe (1970), Clough et al (1972), O'Rourke et al (1976)) ยืนยันพฤติกรรมการทรุดตัวหลังแนวกำแพงนี้ จึงสามารถใช้รูปแบบการทรุดตัวของผิวดินเป็นตัวบ่งชี้รูปแบบการเคลื่อนตัวพื้นฐานได้

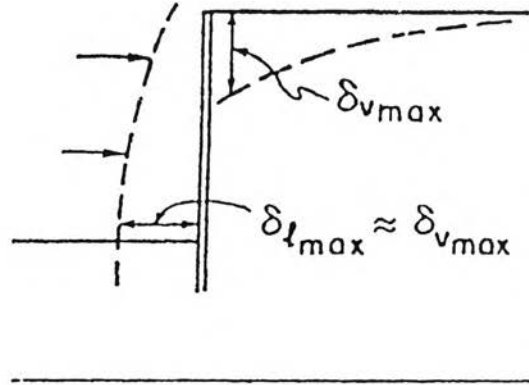
รูปที่ 2.13 ค แผนภาพแสดงการกระจายการทรุดตัวของมวลดินจากแนวหลังกำแพงได้ จากการรวบรวมข้อมูลในสนามโดย Peck (1969) แสดงรูปการพล็อตค่าระหว่างการทรุดตัวกับระยะวัดจากแนวหลังกำแพง ซึ่งถูกนำไปทำการ Normalized ด้วยระดับความลึกของการขุด แสดงให้เห็นว่า เมื่อกรณีการทรุดตัวเกิดขึ้นน้อย อยู่ในโซนที่ 1 ของแผนภาพนี้ ระยะการทรุดตัวจะเกิดขึ้นไม่เกินระยะ 2 เท่าของความลึกของการขุดจากแนวหลังกำแพง เช่นเดียวกันเมื่อกรณีการทรุดตัวเกิดมาก อยู่ในโซนที่ 2 ระยะการทรุดตัวจะเกิดเพิ่มขึ้นไม่เกินระยะ 4 เท่าของความลึกการขุด

2.4 พฤติกรรมการทรุดตัวที่ผิวดินหลังกำแพงกันดิน

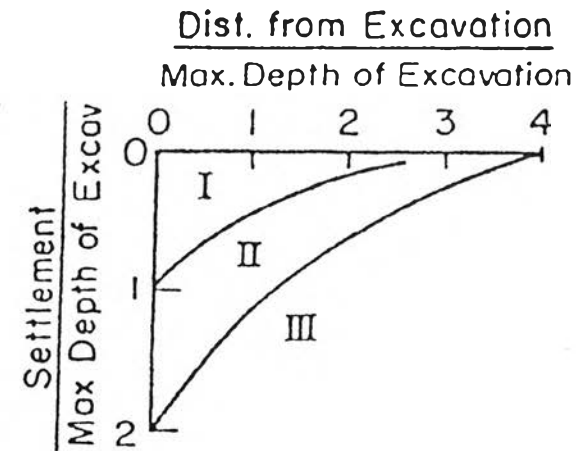
Peck (1969) ได้แนะนำ Settlement Envelopes ของบริเวณที่เกิดการทรุดตัวที่ผิวดินหลังกำแพงกันดินเนื่องจากงานขุด โดยได้รวบรวมมาจากผลที่วัดได้ในสนามจำนวน 15 แห่ง จากงานขุดในดิน 3 ชนิด ได้แก่ ดินเหนียว 2 ชนิด และดินทรายอีก 1 ชนิด Envelopes ที่แนะนำโดย Peck (1969) นี้ (ดูรูปที่ 2.14) แสดงให้เห็นว่าการทรุดตัวที่ผิวดิน (Surface Settlement, δ_v) อาจเกิดขึ้นมากในบริเวณที่ห่างจากหลังกำแพงกันดิน (Distance from Behind Wall, D) ออกมาเป็นระยะประมาณ 2 ถึง 2.5 เท่าของความลึกที่ขุด [$D = (2.0 - 2.5)H$] ทั้งนี้การทรุดตัว (δ_v) และระยะ



ก) รูปแบบพฤติกรรมเมื่อเกิดการเคลื่อนตัวน้อย



ข) รูปแบบพฤติกรรมเมื่อเกิดการเคลื่อนตัวมาก



ค) การกระจายตัวของการทรุดตัวด้านหลัง
กำแพง (After Peck, 1969)

รูปที่ 2.13 รูปแบบการเคลื่อนตัวพื้นฐานของงานขุดที่ใช้ระบบกำแพงกันดินในชั้นดินเหนียวอ่อน (Peck, 1969)

D จะมีปริมาณมากหรือน้อยขึ้นอยู่กับคุณภาพของการทำงาน (Quality of Workmanship) รวมทั้งชนิด และคุณสมบัติของดินที่ขุด (Soil Profile)

จาก Settlement Envelope ที่แนะนำโดย Peck (1969) สามารถสรุปพฤติกรรมการทรุดตัวที่ผิวดินหลังกำแพงกันดินได้ดังนี้ (ดูรูปที่ 2.14 ก)

1. รูปแบบ (Patterns) ของการทรุดตัวที่ผิวดินเนื่องจากการขุดดินมีหลายรูปแบบต่าง ๆ กัน ขึ้นอยู่กับชนิด และสภาพของชั้นดิน (Soil Conditions)

2. การทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดิน (Maximum Surface Settlement, $\delta_{V_{max}}$) หลังกำแพงกันดินจะเกิดขึ้นทันที (ทั้งในการขุดในชั้นดินเหนียวและดินทราย) ในบริเวณที่อยู่ใกล้กับกำแพงกันดิน โดยมีระยะห่างจากหลังกำแพงกันดินออกมาประมาณ 0.7 ถึง 0.8 เท่าของความลึกที่ขุด [$D = (0.7 \text{ ถึง } 0.8)H$]

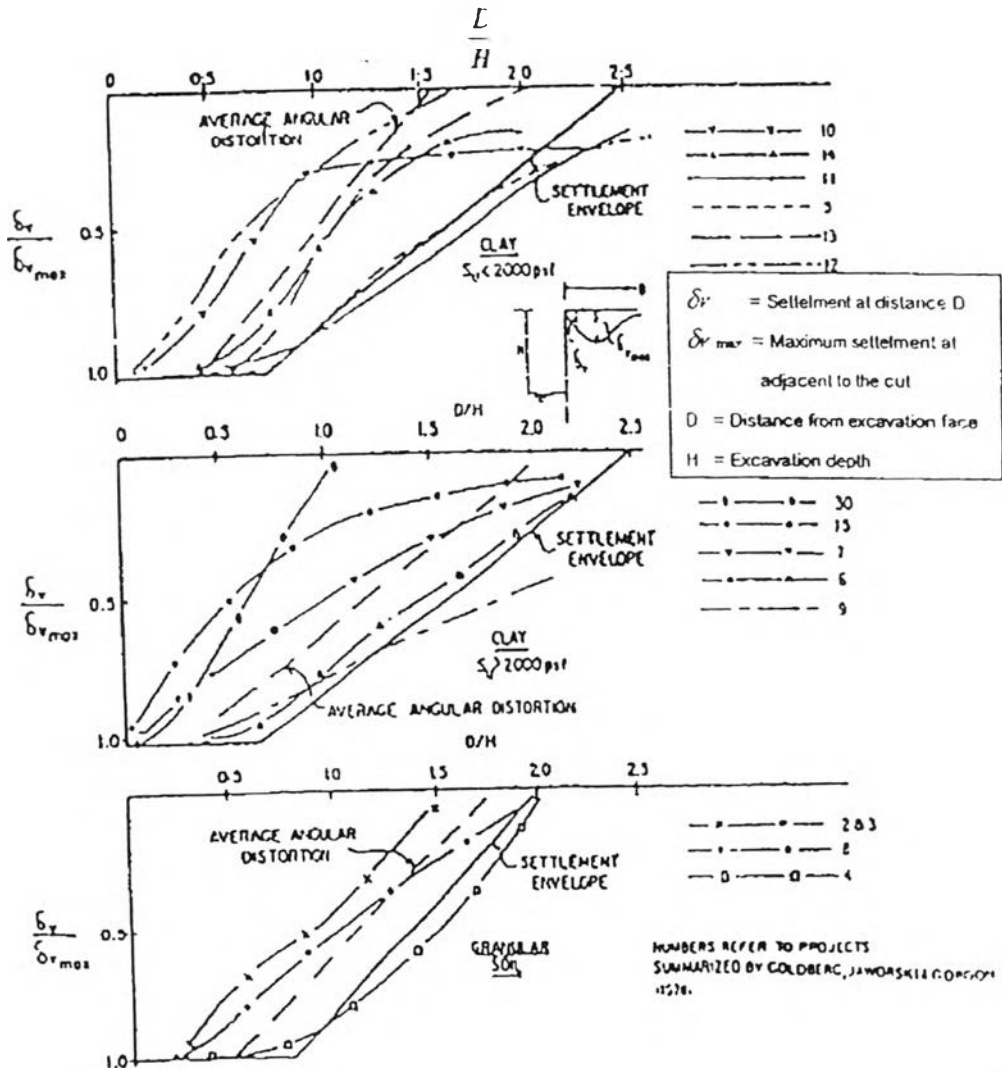
3. ระยะห่างจากหลังกำแพง (D) ที่ทำให้เกิดการทรุดตัวที่ผิวดิน (δ_V) จะมีประมาณ 2 และ 2.5 เท่าของความลึกที่ขุด (H) สำหรับงานขุดในชั้นดินทรายและดินเหนียวตามลำดับ

Mana และ Clough (1981) พบว่า การขุดในชั้นดินเหนียวอ่อนถึงแข็งปานกลาง (Soft to Medium Clay) นั้น การทรุดตัวที่ผิวดินหลังกำแพงกันดินมีพฤติกรรมดังนี้ (ดูรูปที่ 2.14 ข)

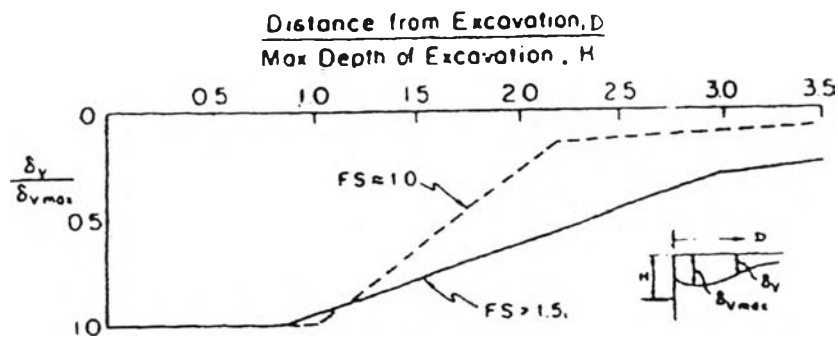
1. รูปแบบ (Patterns) ของการทรุดตัวที่ผิวดินมีรูปแบบแตกต่างกันขึ้นอยู่กับค่า Factor of Safety Against Basal Heave, F.S. (Terzaghi's Method, 1943)

2. การทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดิน ($\delta_{V_{max}}$) หลังกำแพงกันดินจะเกิดขึ้นในบริเวณห่างจากหลังกำแพงกันดินออกมาประมาณ 0.9 ถึง 1.0 เท่าของความลึกที่ขุด [$D = (0.9 \text{ ถึง } 1.0)H$] ขึ้นอยู่กับค่าของ F.S.

3. ระยะห่างจากหลังกำแพง (D) ที่ทำให้เกิดการทรุดตัวที่ผิวดิน (δ_V) มีค่าไม่น้อยกว่า 3.5 เท่าของความลึกที่ขุด (H)



รูปที่ 2.14 ก ขอบเขตนอร์มัลไลซ์การทรุดตัวที่ผิวดินหลังกำแพงกันดินเนื่องจากการขุดในชั้นดินชนิดต่างๆ (Peck, 1969)



รูปที่ 2.14 ข ขอบเขตนอร์มัลไลซ์การทรุดตัวที่ผิวดินหลังกำแพงกันดินเนื่องจากการขุดในชั้นดินเหนียวอ่อนถึงแข็งปานกลาง (Mana และ Clough, 1981)

2.5 ความสัมพันธ์ของการเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงกันดินกับการทรุดตัวที่ผิวดิน

ปริมาณการทรุดตัวที่ผิวดิน (δ_v) และการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดิน (δ_H) ขึ้นอยู่กับปัจจัยและตัวแปรหลายอย่าง เช่น เหนือระดับของดิน, ระบบโครงสร้างค้ำยัน, ขนาดของงานขุด และวิธีการก่อสร้าง ดังนั้น ความสัมพันธ์ระหว่าง δ_v กับ δ_H ของงานขุดในแต่ละแห่งจึงแตกต่างกันไป การแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง δ_v กับ δ_H สามารถแสดงได้หลายแบบโดยการเปรียบเทียบปริมาณ δ_v กับ δ_H ที่ตำแหน่งและเวลาเดียวกัน ในงานขุดดินแบบใช้ค้ำยันที่มีการติดตั้งค้ำยันชั้นแรกอยู่ต่ำกว่าระดับดินเดิมนั้น ก่อนที่จะติดตั้งค้ำยันชั้นแรกนั้น กำแพงกันดินจะเกิดการเสียรูปแบบคานยื่น (Cantilever Type) ซึ่งอาจจะทำให้ δ_v และ δ_H มีค่าสูงมาก

Peck (1969) และ Clough & Davidson (1977) กล่าวว่า ในงานขุดดินชั้นดินเหนียวในชั้นแรกก่อนที่จะติดตั้งค้ำยันนั้นไม่ควรขุดลึกเกินค่าความลึกวิกฤติ (Critical Height, $H_c = 2Su / \gamma$ เมื่อ Su คือ กำลังรับแรงเฉือนของดินแบบไม่ระบายน้ำ และ γ คือ หน่วยน้ำหนักรวมของดิน) เพราะจะทำให้เกิด δ_v และ δ_H ของดินหลังกำแพงมีค่าสูงโดยเฉพาะหากติดตั้งค้ำยันล่าช้า บางครั้งพบว่า δ_v และ δ_H ที่เกิดขึ้นในช่วงแรกของการขุด (ซึ่งกำแพงกันดินเกิดการเสียรูปแบบคานยื่น) นั้น อาจมีปริมาณสูงกว่าค่า δ_v และ δ_H ที่เกิดขึ้นในช่วงถัดไป (Intermediate Stage) เมื่อขุดดินลึกมากขึ้น ดังนั้นในการแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง δ_v กับ δ_H นั้น อาจแยกออกได้เป็น 3 ช่วง คือ (1) First Stage (2) Intermediate Stage และ (3) Final Stage of Excavation

มีผู้ศึกษาวิจัยเพื่อหาความสัมพันธ์ระหว่าง δ_v กับ δ_H ที่เกิดขึ้นเนื่องจากการขุดแบบใช้ค้ำยัน ซึ่งส่วนมากมักจะแสดงความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณการทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดิน (δ_{vmax}) กับปริมาณการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของกำแพง (δ_{Hmax}) โดยเปรียบเทียบปริมาณที่เวลาเดียวกันหรือที่เงื่อนไขต่างๆเดียวกัน แต่ตำแหน่งที่เปรียบเทียบแตกต่างกัน (คนละตำแหน่ง) ดังจะได้กล่าวต่อไป

พิพัฒน์ (2535) ได้ศึกษาพฤติกรรมของระบบกำแพงกันดินชนิดเข็มพืดแบบใช้ค้ำยัน สำหรับงานขุดขนาดลึกในดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ พบว่าความสัมพันธ์ของการทรุดตัวสูงสุดที่ผิวดิน (δ_{vmax}) ต่อการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของเข็มพืด (δ_{Hmax}) มีค่าอยู่ในช่วงประมาณ 1.94 ถึง

2.13 สำหรับบริเวณที่มีขุดยานจราจรหรือมีน้ำหนักบรรทุกที่ผิวดิน และ 0.83 ถึง 1.62 สำหรับบริเวณที่ไม่มีขุดยานจราจร

D · Appolonia (1971) พบว่าในงานขุดในชั้นดินทุกชนิด $\delta_{Vmax} / \delta_{Hmax}$ มีค่าเท่ากับ 0.5 ถึง 2.0 โดยในช่วงของ 0.67 ถึง 1.33 เป็นช่วงที่น่าเชื่อถือที่สุด

Mana และ Clough (1981) พบว่า $\delta_{Vmax} / \delta_{Hmax}$ สำหรับงานขุดในชั้นดินเหนียวอ่อนถึงแข็งปานกลางแบบใช้ค้ำยันที่ Intermediate และ Final Stage of Excavation มีค่าประมาณ 0.5 ถึง 1.0

Finno, Nerby และ Perkins (1988) พบว่างานขุดในชั้นดินเหนียวอ่อนถึงแข็งปานกลางแบบใช้ค้ำยัน ในช่วงแรกของการขุดซึ่งกำแพงกันดินเกิดการเสียรูปแบบคานขึ้นนั้น $\delta_{Vmax} / \delta_{Hmax}$ มีค่าประมาณ 1.5 โดยมีค่า δ_{Vmax} / H และ δ_{Hmax} / H เท่ากับ 2.1% และ 1.4% ตามลำดับ

2.6 ปัจจัยที่มีผลต่อปริมาณการเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงกันดินกับกรณีทรุดตัวที่ผิวดิน

2.6.1 พารามิเตอร์ของดิน

2.6.1.1 กำลัรับแรงเฉือนของดิน

กำลัรับแรงเฉือนของดินสภาพไม่ระบายน้ำ (S_u) นั้น มีผลต่อค่าปริมาณการเคลื่อนตัวทางด้านข้างสูงสุดของกำแพงกันดิน (δ_{Hmax}) โดยถ้า S_u มีค่าต่ำจะทำให้ δ_{Hmax} มีค่าสูง โดยทั่วไปจะแสดงผลของกำลัรับแรงเฉือนของดินในเทอมของ

1. Stability Number (N)

Stability Number (N) เป็นพารามิเตอร์ที่ใช้นิยามสภาพ Marginal Stability ซึ่งในงานขุดแบบใช้ค้ำยันในดินเหนียวซึ่งอยู่ในสภาพไม่ระบายน้ำนั้น Stability Number, N มีค่าเท่ากับ $\gamma H / S_u$ เมื่อ γ คือ หน่วยน้ำหนักรวมของดิน H คือ ความลึกของการขุด และ S_u คือ กำลัรับ

แรงเฉือนของดินแบบไม่ระบายน้ำ ค่าของ Stability Number (N) จะช่วยให้ทราบถึงลักษณะพฤติกรรมในงานขุด ได้แสดงในตารางที่ 2.2

2. Factor of Safety Against Basal Heave (F.S.)

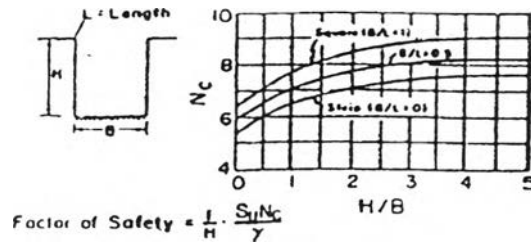
ในงานขุดแบบค้ำยัน ขณะที่ขุดดินลึกมากขึ้น การเคลื่อนตัวของดินรอบบริเวณบ่อขุดจะเพิ่มมากขึ้นด้วย ซึ่งมีสาเหตุเบื้องต้นมาจากหน่วยแรงเฉือนที่กระทำ (Shear Stress) มีค่ามากขึ้นในขณะที่ Factor of Safety Against Basal Heave (F.S.) มีค่าน้อยลง

ตารางที่ 2.2 แสดงพฤติกรรมในการขุดดินที่ค่า Stability Number ต่างๆ

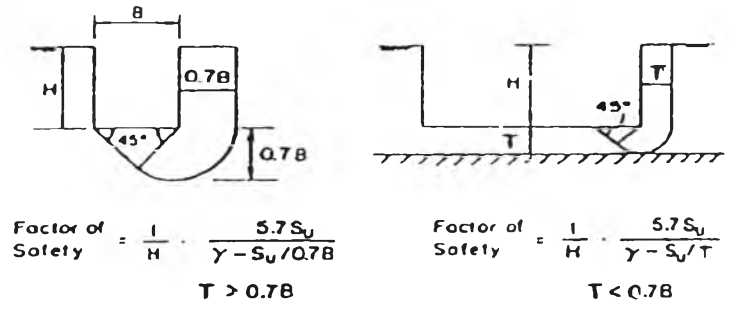
N	Characteristic Behavior
2	Problems develop with unsupported excavations in brittle clays.
4	Problems develop with unsupported excavations in brittle clays. Zero loads are predicted for support walls according to classical Rankine or Coulomb theory.
6	Significant loads and movements begin to develop 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.

Terzaghi (1943) ได้ให้นิยามของ Factor of Safety Against Basal Heave สำหรับงานขุดแบบตื้นและกว้าง (Shallow and Wide Excavation) ดังแสดงในรูปที่ 2.15 (ล่าง)

Bjerrum และ Eide (1956) ได้ให้นิยามของ Factor of Safety Against Basal Heave สำหรับงานขุดแบบลึก และแคบ (Shallow and Wide Excavation) ดังแสดงในรูปที่ 2.15 (บน)



Bottom Heave Analysis for Deep Excavations (H/B > 1) - BJERRUM & EIDE (1956)



$$\text{Factor of Safety} = \frac{1}{H} \cdot \frac{5.7 S_u}{\gamma - S_u / 0.7B}$$

$T > 0.7B$

$$\text{Factor of Safety} = \frac{1}{H} \cdot \frac{5.7 S_u}{\gamma - S_u / T}$$

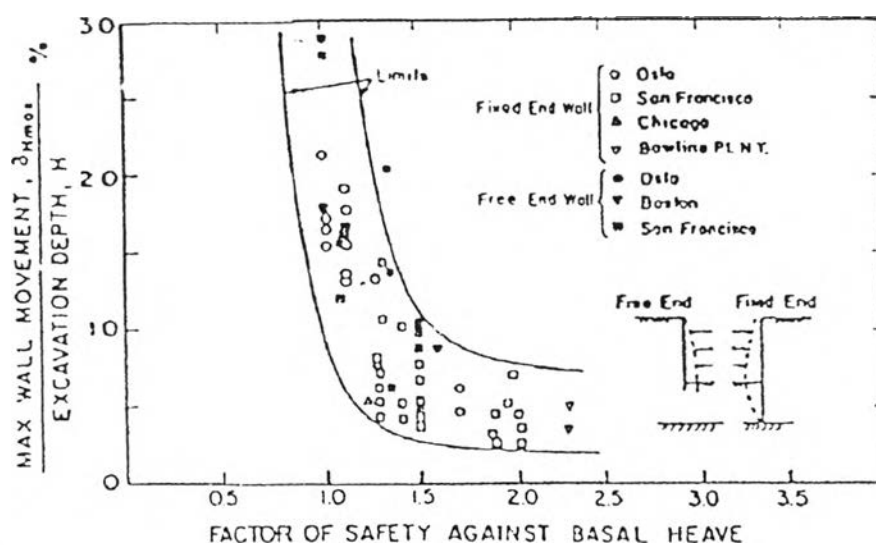
$T < 0.7B$

Bottom Heave Analysis for Shallow Excavations (H/B < 1) - TERZAGHI (1943)

รูปที่ 2.15 แสดงวิธีการวิเคราะห์เสถียรภาพของบ่อขุด (Factor of Safety Against Basal Heave, F.S.)

Mana และ Clough (1981) ได้รวบรวมข้อมูลในสนามของงานขุดแบบใช้ค้ำยันในดินเหนียว Soft to Medium Clay จำนวน 11 แห่ง ซึ่งมีค่า Plasticity Index อยู่ในช่วงต่ำถึงปานกลาง (ประมาณ 10 - 60) และมีความไว (Sensitivity) อยู่ในช่วง 2 ถึง 8 โดยแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Factor of Safety Against Basal Heave, F.S. (ใช้วิธีของ Terzaghi, 1943) กับ อัตราส่วนของการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของกำแพงกันดินต่อค่าความลึกของการขุด (δ_{Hmax} / H) พบว่ามีความสัมพันธ์กันอย่างชัดเจน กล่าวคือ ที่ค่า F.S. ต่ำกว่า 1.4 - 1.5 จะทำให้ค่า δ_{Hmax} / H เพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว (แสดงให้เห็นว่าดินมีพฤติกรรมอยู่ในสภาวะที่จุดคลาก, Yield Condition) ในขณะที่ค่า F.S. มากกว่า 1.5 จะทำให้ δ_{Hmax} / H มีค่าค่อนข้างคงที่ประมาณ 0.5 % (แสดงให้เห็นว่าดินมีพฤติกรรมอยู่ในช่วง Elastic) ดังแสดงในรูปที่ 2.16 อย่างไรก็ตามความสัมพันธ์ดังกล่าวมีความกระจัดกระจาย (Scatter) เนื่องจากผลของความแตกต่างกันในเรื่องของระยะเวลาการติดตั้งค้ำยัน, สติฟเนส และระยะห่างของค้ำยัน, กำลังรับแรงเฉือนของดินที่แท้จริง และขนาดของบ่อขุด

Goldberg, Jaworski และ Goeson (1976) พบว่าในงานขุดแบบใช้ค้ำยันในดินเหนียวแข็งที่ F.S. มีค่าสูง จะทำให้ค่า δ_{Hmax} / H มีค่าค่อนข้างคงที่ประมาณ 0.5 %



รูปที่ 2.16 นอร์มัลไลซ์การเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของกำแพงกันดิน ($\delta_{Hmax}/H, \%$) กับ Factor of Safety Against Basal Heave, F.S. (Mana และ Clough, 1981)

2.6.1.2 โมดูลัสของดิน

โมดูลัสของดิน เป็นพารามิเตอร์สำคัญที่มีผลโดยตรงต่อการเคลื่อนตัวของดิน เช่น ในงานขุดแบบใช้ค้ำยันในดิน Medium clay ถ้าระบบโครงสร้างค้ำยันเป็น Linear Elastic แล้ว เมื่อค่าโมดูลัสของดินมีการเปลี่ยนแปลงจะทำให้ค่าการเคลื่อนตัวของดินเปลี่ยนแปลงอย่างเป็นสัดส่วนผกผัน (Inversely Proportional Change) อย่างไรก็ตามสำหรับในกรณี Marginal Stability ซึ่งพฤติกรรมของดินได้เปลี่ยนจากสภาพ Linear Elastic มาเป็นสภาพที่จุดคลาก (Yield Condition) เนื่องจากการขุดดินที่เพิ่มขึ้นนั้นไม่อาจประเมินค่าการเคลื่อนตัวของดินอย่างเป็นสัดส่วนกันกับค่าโมดูลัสของดินที่เปลี่ยนแปลงได้ ในการใช้ Finite Element Analysis (FEA) ทำนายค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงกันดิน และการเคลื่อนตัวของดิน อาจแสดงค่าโมดูลัสของดินอยู่ในเทอมของกำลังรับแรงเฉือนของดินได้ ดังนี้

$$E_u = M \times S_u \dots\dots\dots (2.22)$$

E_u = โมดูลัสของดินแบบไม่ระบายน้ำในช่วง Elastic ก่อนที่จะถึงสภาพ Plastic Yielding

S_u = กำลังรับแรงเฉือนของดินแบบไม่ระบายน้ำ

M = Modulus Multiplier

วันชัย (2542) ได้ทำการวิเคราะห์ห้กลับ (Back Analysis) โดยใช้โปรแกรม Finite Element จากข้อมูลชุดดินลึกด้วยระบบค้ำยันเข็มพีคในดินอ่อนกรุงเทพฯ ของโครงการที่มีการติดตั้งเครื่องมือวัดการเคลื่อนตัว ผลการวิเคราะห์พบว่า ค่า Stiffness ของดินเหนียวอ่อน (Soft Clay), ดินเหนียวแข็งปานกลาง (Medium Clay) และดินเหนียวแข็ง (Stiff Clay) ที่เหมาะสมจะประมาณได้ในเทอมของอัตราส่วนของ Young's Modulus ต่อ Shear Strength ของดิน (E_u/S_u) เท่ากับ 100, 250 และ 1,000 ตามลำดับ

ศิริมาส (2541) ได้ศึกษาพฤติกรรมของการเคลื่อนตัวของเข็มพีคสำหรับงานชุดค้ำยันในดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ โดยใช้โปรแกรม PLAXIS พบว่าค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างในระยะแรกของการขุดจะให้ค่าที่แตกต่างจากการวัดจริงในสนาม แต่ในระยะท้ายๆ ของการขุดจะให้ค่าที่ใกล้เคียงกับค่าที่ได้จากการวัดจริงในสนามมากขึ้น ทั้งนี้เนื่องมาจากการใช้ค่า E_u เป็นค่าคงที่ที่ไม่คิดผลของการเปลี่ยนแปลง Stress Level นอกจากนี้ยังพบอีกว่า โปรแกรม PLAXIS เหมาะที่จะใช้สำหรับการขุดในระยะสุดท้าย ซึ่งจะให้ผลใกล้เคียงกับการวัดจริงในสนาม ซึ่งใช้ข้อมูลในโปรแกรม ดังนี้ $E_{U \text{ Soft Clay}} = 150 S_u$, $E_{U \text{ Medium Clay}} = 250 S_u$ และ $E_{U \text{ Stiff Clay}} = 1,000 S_u$

วันชัย (2542) ได้ทำการวิเคราะห์ห้กลับ (Back Analysis) เพื่อหาค่า Stiffness ของดินที่เหมาะสมโดยใช้โปรแกรม Finite Element จากข้อมูลชุดดินลึกด้วยระบบค้ำยันโคอะแฟรมวอลท์ในดินอ่อนกรุงเทพฯ ของโครงการที่มีการติดตั้งเครื่องมืออย่างสมบูรณ์ และรู้ถึงขั้นตอนการก่อสร้าง รวมทั้งแรงอัดในค้ำยันอย่างแม่นยำ ผลการวิเคราะห์พบว่า ค่า Young's Modulus ของดินเหนียวอ่อน (Soft Clay) และดินเหนียวแข็ง (Stiff Clay) ที่เหมาะสมจะประมาณ $500 S_u$ และ $2,000 S_u$ ตามลำดับ

Clough, Hansen & Mana (1979) และ Mana & Clough (1981) พบว่าค่า M ที่เหมาะสมที่สุดเป็น 300 โดยจะมีค่าอยู่ในช่วง 150 ถึง 1200 อย่างไรก็ตามการเลือกใช้ค่า M ที่เหมาะสมนี้ขึ้นอยู่กับข้อมูลการทดลอง และประสบการณ์ (Ladd et al, 1977)

Clough, Hansen & Mana (1979) กล่าวว่า มีพฤติกรรมที่น่าสนใจอย่างหนึ่ง คือ เมื่อ Factor of Safety Against Basal Heave มีค่าลดลงทำให้ Sensitivity of Deflection ของกำแพงลดลงด้วย ปรากฏการณ์นี้เกิดขึ้นเนื่องจากกรณี Marginal Stability นั้น การตอบสนองส่วนใหญ่จะถูกกำหนดโดย Soil Element ซึ่งอยู่ในสภาพ Yield Condition ดังนั้น Soil Element ในส่วน Elastic Phase ซึ่งมีค่าโมดูลัสเป็น E_u จึงมีผลต่อพฤติกรรมดังกล่าวไม่มากนัก อย่างไรก็ตาม

Undrained Modulus, E_u ก็ยังคงเป็นพารามิเตอร์ที่สำคัญต่อค่า Deflection ของกำแพง เนื่องจากในสุดท้ายของการเกิด Final Deformation นั้น เป็นผลส่วนหนึ่งที่เกิดจากการขูดดินในชั้นตอนก่อนหน้านั้นซึ่งขณะนั้นดินอยู่ในสภาพ Pre-Yield Condition แล้ว

Mair (1993) แนะนำว่าค่า Shear Stiffness จะแปรเปลี่ยนไปตามค่า Shear Strain โดยในกรณีของกำแพงกันดินชนิดโคอะแฟรม ซึ่ง Strain Level จะมีค่าอยู่ในช่วง 0.01% ถึง 0.10% เท่านั้น ซึ่งค่า Shear Modulus ใน Strain ช่วงนี้จะสูงเกินกว่าที่การทดสอบแบบธรรมดาในห้องทดสอบ (Conventional Laboratory Test) จะทำการทดสอบได้

2.6.2 ระบบโครงสร้างค้ำยัน

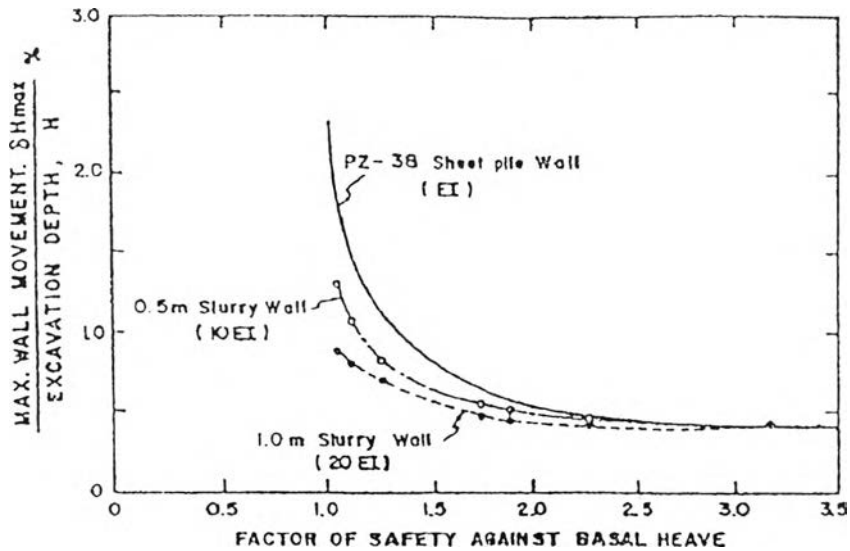
2.6.2.1 สถิติเฟนสของกำแพงกันดิน

สถิติเฟนสของกำแพงกันดินมีผลโดยตรงต่อปริมาณการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงกันดิน Palmer และ Kenney (1971) พบว่าในระบบโครงสร้างค้ำยันนั้น สถิติเฟนสของกำแพงกันดิน และสถิติเฟนสของค้ำยันมีผลโดยตรงมากที่สุดต่อปริมาณการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดิน

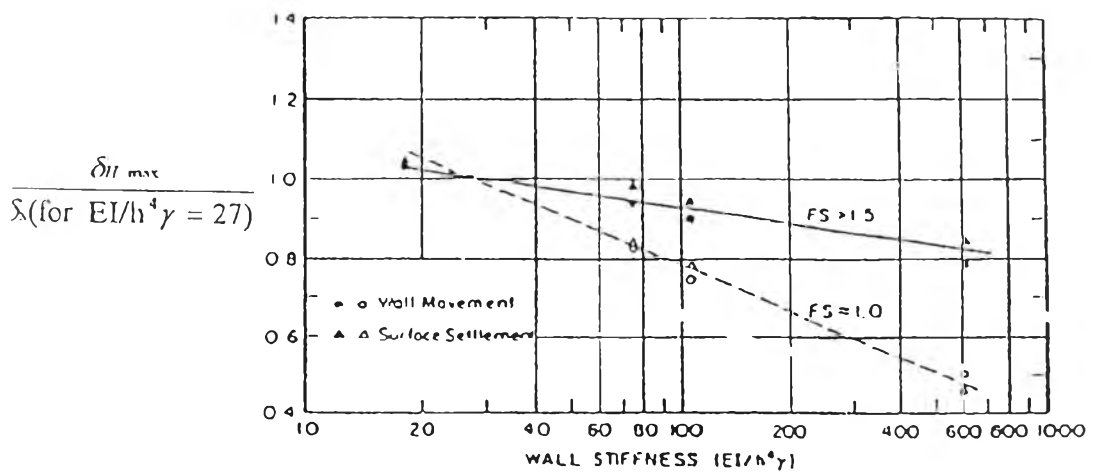
Clough, Hansen และ Mana (1979) พบว่ากำแพงกันดินที่มีค่าสถิติเฟนสต่ำ จะมีผลทำให้กำแพงเกิดการเคลื่อนตัวมากโดยเฉพาะอย่างยิ่งเมื่องานขุดนั้นมีค่า Factor of Safety Against Basal Heave ต่ำ แต่ค่าสถิติเฟนสของกำแพงกันดินแทบจะไม่มีผลต่อการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินเมื่องานขุดมีค่า Factor of Safety Against Basal Heave สูง ดังแสดงในรูปที่ 2.17 ซึ่งช่วยให้มีประโยชน์ในการเลือกใช้ชนิดของกำแพงกันดินได้อย่างประหยัด

Mana และ Clough (1981) ได้ศึกษาถึงผลของสถิติเฟนสของกำแพงกันดินแบบใช้ค้ำยันในงานขุดขนาดลึก 9 – 15 เมตร ในดินเหนียวอ่อนโดยวิธี Finite Element Method จากข้อมูลที่วัดได้ในสนามจำนวน 11 แห่ง ซึ่งมีค่าสถิติเฟนสของกำแพง (EI) จำนวน 4 ค่า คือ 5310, 8088, 22200 และ 18300 ตัน-ตารางเมตร/เมตร โดยได้แสดงผลในเทอมของอัตราส่วนค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของกำแพงกันดิน [$\delta_{Hmax} / \delta_{Hmax}$ (สำหรับค่า $EI/h^4 \gamma = 27$)] กับ นอร์มัลไลซ์ค่าสถิติเฟนสของกำแพง ($EI/h^4 \gamma$) ซึ่งในลอการิทึมมีกสเกล (เมื่อ h คือ ระยะห่างในแนวดิ่งของค้ำยัน และ γ คือ หน่วยน้ำหนักรวมของดิน) พบว่าสถิติเฟนสของกำแพง และระยะห่างในแนวดิ่งของค้ำ

ชั้นมีความสัมพันธ์กับ Factor of Safety Against Basal Heave การเพิ่มค่า EI และลดค่า h ทำให้การเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของกำแพงกันดิน δ_{Hmax} มีค่าลดลง โดยจะมีผลทำให้ค่า δ_{Hmax} ลดลงมากเมื่อ F.S. มีค่าน้อยกว่า 1 (ดูรูปที่ 2.18)



รูปที่ 2.17 ผลของสถิติเนสของกำแพงกันดินที่มีต่อปริมาณการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของกำแพงกันดิน (Clough, Hansen และ Mana, 1979)



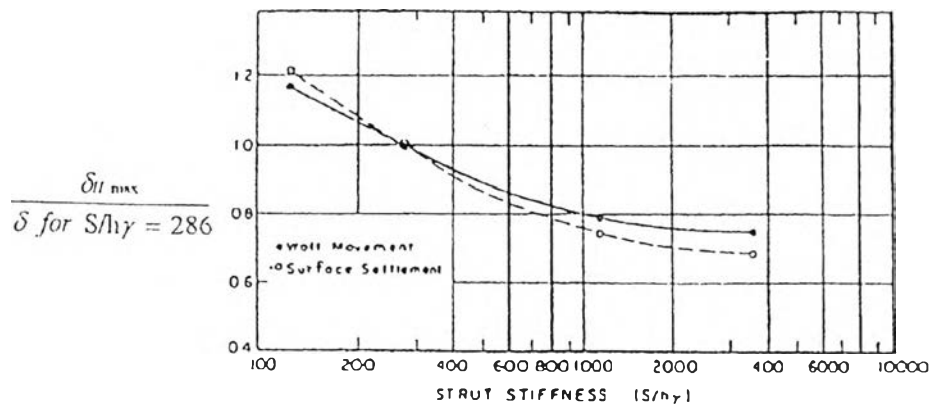
รูปที่ 2.18 นอร์มัลไลซ์การเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของกำแพงกันดิน (δ_{Hmax}/H , %) กับนอร์มัลไลซ์สติเฟนของกำแพง $EI/h^4 \gamma$ (Mana และ Clough, 1981)

Wong, Broms และ Goh (1990) พบว่านอร์มัลไลซ์ค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของกำแพงกันดินด้วยความลึกของการขุด ($\delta_{I_{\max}}/H$, %) จะลดลงอย่างรวดเร็วเมื่อสติเฟนของกำแพงกันดินมีค่าตั้งแต่ 2000 คันทารางเมตร/เมตร ขึ้นไป

2.6.2.2 สติเฟนของค้ำยัน

สติเฟนของค้ำยันมีผลมากต่อปริมาณการเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงกันดิน (Palmer และ Kenny, 1971)

Mana และ Clough (1981) ได้ศึกษาถึงผลของสติเฟนของค้ำยัน (S) ที่มีต่อการเคลื่อนตัวของกำแพง โดยได้แสดงในเทอมของนอร์มัลไลซ์ค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของกำแพงกันดิน [$\delta_{I_{\max}}/\delta_{I_{\max}}$ (สำหรับค่า $S/h\gamma = 286$)] กับ นอร์มัลไลซ์ค่าสติเฟนของค้ำยัน ($S/h\gamma$) พบว่าการเพิ่มค่า S ทำให้ค่า $\delta_{I_{\max}}$ ลดลง แต่จะไม่ค่อยมีผลเมื่อ S มีค่าสูงมาก (ดูรูปที่ 2.19)



รูปที่ 2.19 นอร์มัลไลซ์การเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของกำแพงกันดิน ($\delta_{I_{\max}}/H$, %) กับนอร์มัลไลซ์สติเฟนของค้ำยัน $S/h\gamma$ (Mana และ Clough, 1981)

2.6.2.3 ระยะห่างในแนวตั้งของค้ำยัน

ผลของระยะห่างในแนวตั้งของค้ำยันที่มีต่อค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของกำแพงกันดิน ($\delta_{I_{\max}}$) จะแสดงในเทอมของสติเฟนของกำแพงกันดิน (EI) และสติเฟนของ

ค้ำยัน (S) ดังรูปที่ 2.19 และ 2.20 จะเห็นได้ว่าคุณค่า h เพียงเล็กน้อยทำให้ค่า h' มีค่ามาก มีผลให้ค่า $\delta_{I_{max}}$ เปลี่ยนแปลงไปด้วย

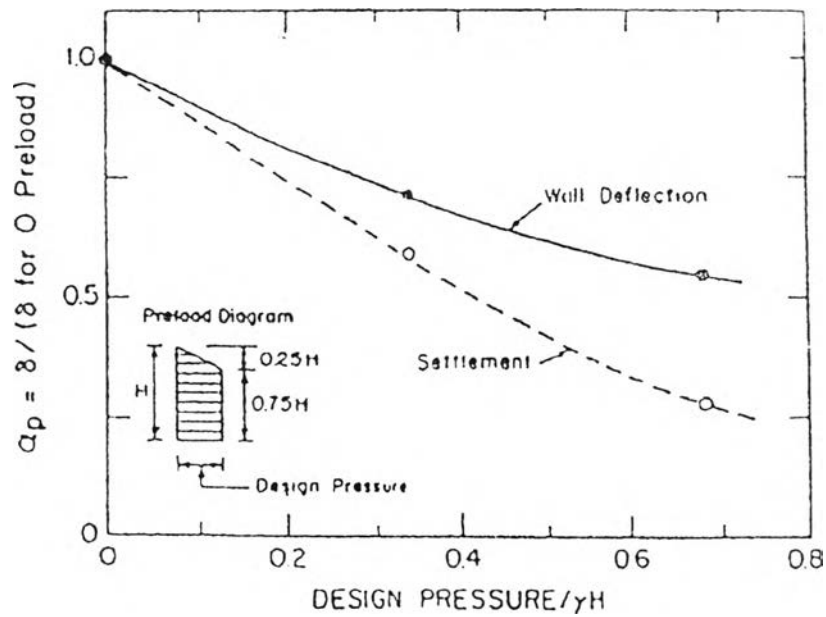
สำหรับระยะห่างในแนวดิ่ง h ของการติดตั้งค้ำยันชั้นแรกซึ่งจะทำให้กำแพงเกิดการเสียรูปแบบ Cantilever นั้น Peck (1969) และ Clough & Davidson (1977) ได้แนะนำว่าไม่ควรมีค่าเกิน $2S_u/\gamma$ (เมื่อ S_u คือ กำลังรับแรงเฉือนของดินในสภาพไม่ระบายน้ำ และ γ คือ หน่วยน้ำหนักรวมของดิน) ซึ่งจะทำให้เกิดค่า $\delta_{I_{max}}$ มากโดยเฉพาะหากติดตั้งค้ำยันล่าช้า

2.6.2.4 การอัดแรงในค้ำยัน

วันชัย (2538) พบว่าการเคลื่อนตัวของเข็มพืด และการทรุดตัวของผิวดินสามารถที่จะป้องกัน หรือลดอันตรายได้ โดยใช้ระบบการอัดแรงในระบบค้ำยัน (Preloading Strut)

D` Appolonia (1971) พบว่าระบบกำแพงกันดินชนิดเข็มพืดโดยใช้ค้ำยันของงานขุดดินชั้นดินเหนียวอ่อนถึงแข็ง ไม่ว่าจะอัดแรงในค้ำยันหรือไม่ก็ตาม ปริมาณการเคลื่อนตัวของด้านข้างสูงสุดต่อความลึกของการขุด ($\delta_{I_{max}}/H, \%$) มักจะมีค่ามากกว่า 1% เสมอ ซึ่งแสดงให้เห็นว่า การอัดแรงในค้ำยันมีผลต่อปริมาณการเคลื่อนตัวของด้านข้างของกำแพงกันดินชนิดเข็มพืดไม่มากนัก

Mana และ Clough (1981) พบว่าการอัดแรงในค้ำยันช่วยลดค่า $\delta_{I_{max}}/H$ (%) ลงได้ แต่จะมีผลน้อยลงเมื่อการอัดแรงมีค่าสูง (ดังรูปที่ 2.20) นอกจากนี้การอัดแรงในปริมาณที่สูงมากอาจจะมีผลทำให้กำแพงกันดินถูกดันเข้าเฉพาะตำแหน่งที่มีอัดแรงในค้ำยัน และอาจจะทำให้อาคารข้างเคียงได้รับความเสียหายได้



รูปที่ 2.20 นอร์มัลไลซ์การเคลื่อนตัวด้านข้างสูงสุดของกำแพงกันดิน ($\delta_{Hmax}/H, \%$) กับนอร์มัลไลซ์การอัดแรงในค้ำยัน (Mana และ Clough, 1981)

2.6.3 วิธีการก่อสร้าง

วิธีการก่อสร้างมีผลทำให้ดินเกิดการทรุดตัวหรือกำแพงกันดินเกิดการเคลื่อนตัวได้ โดยอาจจะเกิดขึ้นก่อนมีการขุดดิน เช่น ผลจากการเตรียมงานในสนาม ได้แก่ การตรวจสอบตำแหน่ง และสาธารณูปโภคที่อยู่ใต้ดิน, การรื้อฐานรากเดิม, การเจาะดินเพื่อทำฐานรากเข็มเจาะ และการกด Sheet Pile ด้วย Vibro Hammer

ในระหว่างการทำงานขุดดิน ตัวประกอบที่มีผลต่อการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดิน และการทรุดตัวของดิน ได้แก่ ประสิทธิภาพของการทำงาน (เช่น ความชำนาญ และความรวดเร็วในการทำงาน), ขั้นตอน-วิธีการขุดดิน (เช่น Excavation Step Size และ Berm Size) และ Dewatering นอกจากนี้ปัญหาของระยะเวลาภายหลังการขุดดินแล้วเสร็จก็เป็นตัวประกอบที่ทำให้เกิดการทรุดตัวและกำแพงกันดินเกิดการเคลื่อนตัวมากขึ้นได้อีกด้วย

2.6.3.1 ขนาดการเว้นคันดิน

Burland (1979) กล่าวว่า ในการขุดดินนั้นหากทิ้ง Berm ไว้กว้าง และสามารถขุด Berm ออกพร้อมติดตั้งระบบค้ำยันให้เสร็จภายในเวลาอันรวดเร็ว จะช่วยให้ลดค่าการเคลื่อนตัวของกำแพง และการทรุดตัวของดินได้

2.7 การใช้วิธี Finite-Element ในการวิเคราะห์ระบบกำแพงกันดิน

วิธี Finite Element ที่เสนอโดย Tuncen et al เป็นหนึ่งในหลายวิธีที่นิยมนำมาใช้ในการวิเคราะห์ความเค้นในรูปแบบอีลาสติค (Elastic Bodies) ซึ่งวิธีการนี้สามารถวิเคราะห์ความเค้นและการเคลื่อนที่ (Displacement) ในสภาพ Non-Homogeneous ได้ดีเท่ากับสภาพ Homogenous ถ้าเปรียบเทียบประโยชน์ของวิธีไฟไนท์เอลลิเมนต์กับวิธีเชิงตัวเลข (Numerical Method) อื่นๆแล้ว วิธีของไฟไนท์เอลลิเมนต์จะมีประโยชน์มากกว่า เช่น สามารถประยุกต์ใช้กับวัสดุที่มีรูปร่าง และคุณสมบัติต่างๆได้, สามารถกำหนดให้แต่ละเอลลิเมนต์มีคุณสมบัติแตกต่างกันได้, สามารถกำหนดเงื่อนไขขอบเขตการเคลื่อนตัว, แรงดันน้ำ และความเค้นเบื้องต้น (Initial Insitu Stress) ในแต่ละเอลลิเมนต์ได้, สามารถที่จะกำหนดความแม่นยำในการคำนวณให้อยู่ในขอบเขตที่ต้องการได้ และสามารถประเมินผลของปัญหาที่วัสดุมีคุณสมบัติเป็นแบบไร้เชิงเส้น (Non-Linear), อีลาสติค หรือ อีลาสโตพลาสติคได้

การวิเคราะห์ปัญหาทางปฐพีกลศาสตร์โดยวิธีไฟไนท์เอลลิเมนต์ เป็นการประมาณรูปแบบของปัญหาโดยทำการแบ่งมวลดินเป็นเอลลิเมนต์ย่อยๆที่ต่อเนื่องกัน ในเอลลิเมนต์หนึ่งๆจะมี Stress-Strain Law และ Failure Criteria ที่กำหนดให้ (โดยทั่วไปใช้ทฤษฎีอีลาสติค) จุดต่อของเอลลิเมนต์ที่ต่อกับเอลลิเมนต์ข้างเคียง เรียกว่า Nodal Point ในด้านปฐพีกลศาสตร์จะใช้วิธีไฟไนท์เอลลิเมนต์หาค่าหน่วยแรง, ความเครียด และการเคลื่อนที่ในมวลดิน

ส่วนสำคัญของวิธีไฟไนท์เอลลิเมนต์ คือ สติฟเนส (Stiffness) ของแต่ละเอลลิเมนต์ซึ่งจะขึ้นอยู่กับอัตราส่วนปัวซอง (ν) และ โมดูลัสยืดหยุ่นของดิน (E_u) และเนื่องจากมี Nodal Points เป็นจำนวนมาก จึงมีสมการการเคลื่อนที่ของ Nodal Point มากด้วย การแก้สมการเหล่านี้จะต้องใช้วิธี Matrix Algebra และ Compatibility ของ Deformation between Element

คำตอบของระบบไฟไนท์เอลิเมนต์ จะอยู่ในรูปของการสมคูลย์ และ Compatibility ของแต่ละ Nodal Point ซึ่งจะได้สมการต่างๆ รวมอยู่ในรูปแบบของ Matrix คือ

$$\{F\} = [K] \{\delta\} \quad \dots\dots\dots (2.23)$$

F = แรงกระทำ (Vector of Applied Nodal Forces)

K = Stiffness Matrix

δ = Unknown Nodal Displacement Vector

สำหรับการวิจัยนี้ จะใช้โปรแกรม PLAXIS ซึ่งใช้โปรแกรมสำเร็จรูปในการวิเคราะห์การคาดคะเนการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงกันดินสามารถเลือกได้หลายรูปแบบ 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. กำแพงกันดินชนิดเข็มพืด และ ใคอะแฟรม จะใช้เป็น Beam Element โดย Input ค่า EI
4. รูปที่ 2.24 แสดง Yield Function (f) สำหรับ Mohr-Coulomb Model โดยโปรแกรม PLAXIS กำหนดไว้

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

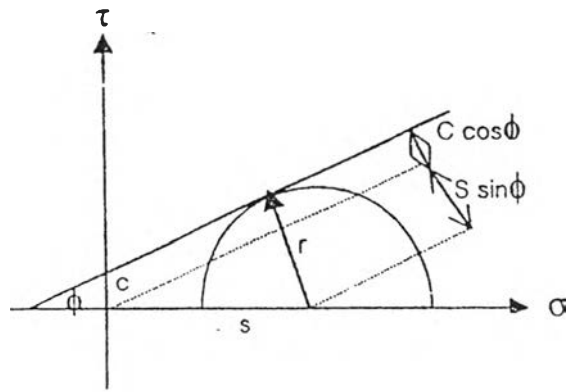
r = Radius of Mohr's Stress Circle

S = Centre of Mohr's Stress Circle

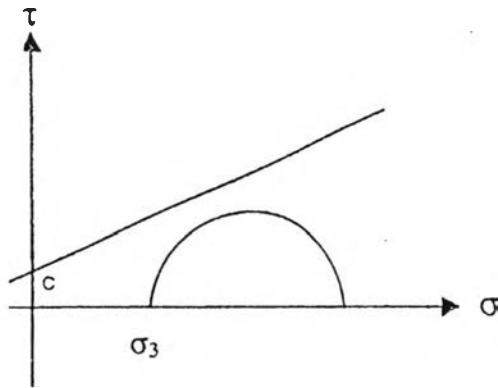
กรณีที่ $f < 0$ โปรแกรมจะคิดเป็น Elastic Point ดังแสดงในรูปที่ 2.22 (a)

กรณีที่ $f = 0$ โปรแกรมจะคิดเป็น Plastic Point ดังแสดงในรูปที่ 2.22 (b)

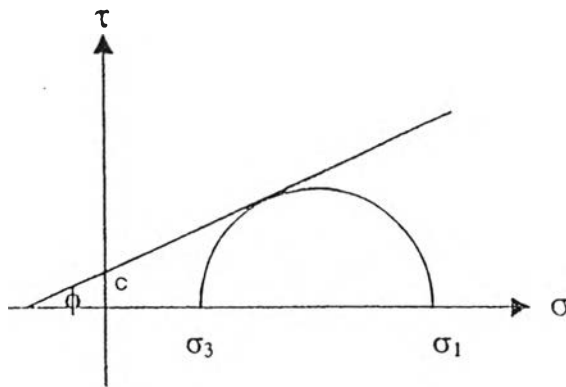
หรืออยู่ในรูป Stress-Strain ดังแสดงในรูปที่ 2.22 (c)



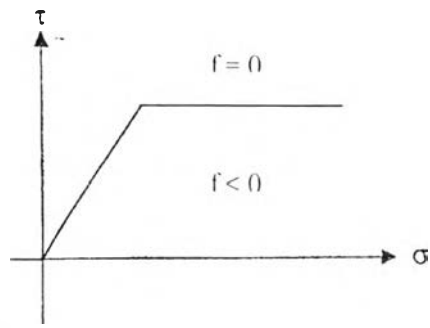
รูปที่ 2.21 แสดง Yield function สำหรับ Mohr-Coulomb Model



รูปที่ 2.22 (a) แสดง Elastic Point, $f < 0$



รูปที่ 2.22 (b) แสดง Plastic Point, $f = 0$



รูปที่ 2.22 (c) แสดง Elastic-Plastic Stress Point

ค่า Parameter ที่ใช้จริงประกอบด้วย E_u , ν , EI , K_0 และ Stress-Strain Curve ใน Bilinear อยู่ในรูปของ Elastic-Perfectly Plastic