

บทที่ 2

ทฤษฎีและผลงานในอดีต

2.1 ระบบค้ำยันสำหรับงานขุด

งานขุดดินเพื่อใช้สำหรับงานก่อสร้างใต้ดินมีความจำเป็นที่จะต้องป้องกันการพังทลายของดินทั้งในระหว่างที่ทำการขุดดินและขณะทำการก่อสร้าง โดยวิธีการที่ใช้สำหรับป้องกันการพังทลายของดินในงานขุดดินแบ่งออกเป็น 2 ประเภท คือ งานขุดดินประเภทที่ไม่ใช้ระบบกำแพงกันดิน ซึ่งจะอาศัยการปรับลดระดับของพื้นเอียงทางด้านข้าง (Side Slope) ในขณะทำงานขุดดินเป็นสาเหตุให้มีความจำเป็นที่จะต้องมีพื้นที่ด้านข้าง (Clearance) สำหรับการทำงานก่อสร้างมากและต้องไม่มีสิ่งกีดขวางในบริเวณสำหรับใช้ในการปรับลดระดับทำพื้นเอียงด้านข้างแต่จะช่วยลดค่าใช้จ่ายในการก่อสร้าง และงานขุดดินประเภทที่ใช้ระบบกำแพงกันดินเหมาะสำหรับการขุดดินที่ลึกมากและมีพื้นที่ในการก่อสร้างจำกัดโดยระบบกำแพงกันดินที่นิยมใช้ในการป้องกันการพังทลายของดินมีอยู่ 2 ระบบดังนี้

2.1.1 ระบบกำแพงกันดินแบบยืดหยุ่น (Flexible Wall)

เป็นระบบกำแพงกันดินที่ใช้สำหรับงานขุดที่มีความลึกไม่เกิน 10-12 เมตร (วันชัย,2539) โดยระบบกำแพงกันดินชนิดนี้จะมีค่าสตีเฟนส์ต่ำเป็นผลให้ปริมาณการเคลื่อนตัวของดินเกิดขึ้นมากแต่ระบบนี้ก็ยังเป็นที่ยอมรับกันมากเนื่องจากราคาในการก่อสร้างต่ำ, ก่อสร้างง่าย, ประหยัดเวลาในการก่อสร้าง, ผู้รับเหมามีความคุ้นเคยรวมถึงสามารถนำกลับมาใช้ได้อีก สำหรับระบบกำแพงกันดินแบบนี้ ได้แก่ ระบบค้ำยันเข็มพืดเหล็ก (Sheet Pile Bracing System)

2.1.2 ระบบกำแพงกันดินแบบแข็ง (Rigid Wall)

ระบบกำแพงกันดินแบบแข็งจะมีค่าสตีเฟนส์สูง ได้แก่ Diaphragm Wall, Secant Pile Wall, Contiguous Bored Pile Wall (CBP Wall) และ Burlin Wall ซึ่งระบบกำแพงกันดินแบบนี้เหมาะสำหรับงานขุดดินที่ลึกมากรวมถึงงานที่ต้องการควบคุมปริมาณการเคลื่อนตัวของดินให้มีปริมาณน้อยที่สุด พร้อมทั้งสามารถปรับเปลี่ยนไปเป็นโครงสร้างใต้ดินถาวร (Permanent Structure) เช่น การก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดิน และการก่อสร้างทางลอดใต้ดินบริเวณแยกต่างๆ

2.2 การวิเคราะห์หน่วยแรงดันดินทางด้านข้าง (Lateral Earth Pressure)

ในการวิเคราะห์เกี่ยวกับการหาหน่วยแรงดันดินที่กระทำกับโครงสร้างที่อยู่ใต้ดิน (Retaining Structure) มีแนวคิดที่ใช้ในการคำนวณหน่วยแรงดันดินทางด้านข้าง 3 แนวคิด คือ

2.2.1 การวิเคราะห์หน่วยแรงดันดินทางด้านข้างแบบสถิตย์ (Lateral Earth Pressure at Rest)

เป็นการวิเคราะห์ที่ใช้กับระบบของโครงสร้างป้องกันการเคลื่อนตัวของดินที่มีค่าความแข็งแรงของโครงสร้างสูงมาก เช่น Diaphragm Wall, Secant Pile Wall โดยมีสมมุติฐานว่า จะไม่เกิดการเคลื่อนตัวของโครงสร้างที่ใช้เป็นระบบกำแพงกันดิน ในการวิเคราะห์จะไม่พิจารณาผลของหน่วยแรงภายนอกที่กระทำต่อดินซึ่งจะได้

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

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

$$\sigma_{vo} = \sigma'_{vo} + u \quad \dots\dots\dots (2.3)$$

$$\sigma_{ho} = K_0 \sigma'_{vo} + u \quad \dots\dots\dots (2.4)$$

เมื่อ K_0 = Coefficient of Earth Pressure at Rest หรือ สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างของดิน

สำหรับการหาค่าหน่วยแรงกระทำทางด้านข้างให้ใกล้เคียงกับสภาพจริงตามธรรมชาตินั้น มีความจำเป็นที่จะต้องใช้ค่า K_0 ของดินให้เหมาะสม โดยปกติค่า K_0 ของดินที่ใช้ได้นั้นได้มาจากความสัมพันธ์แบบ Empirical ที่ใช้ได้เฉพาะในแต่ละพื้นที่และลักษณะของงานก่อสร้าง ซึ่งการหาค่า K_0 ของดินสามารถสรุปออกมาได้ดังนี้

2.2.1.1 ค่า K_0 สำหรับดินเม็ดหยาบ (Cohesionless Soil)

โดยปกติแล้วค่า K_0 ในดินเม็ดหยาบขึ้นอยู่กับสภาวะความแน่นและสัดส่วนการอัดแน่นเกินตัว สำหรับทรายที่มีค่าความแน่นปานกลาง (Medium Dense) หรือแน่น (Dense) และมีค่า OCR เท่ากับ 1.0 ซึ่งค่า K_0 อาจประเมินได้จาก

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \quad \text{Jaky (1944)} \quad \dots\dots\dots (2.5)$$

2.2.1.2 ค่า K_0 สำหรับดินเหนียว (Cohesive Soil)

Brooker and Ireland (1965) เสนอให้ค่า K_0 ของดินเหนียวขึ้นอยู่กับค่า PI และ OCR ดังแสดงในรูปที่ 2.1 โดยที่ค่า K_0 ของ Normally Consolidated Clay (NC-Clay) จะมีความสัมพันธ์กับค่า ϕ' ดังแสดงในสมการที่ 2.6

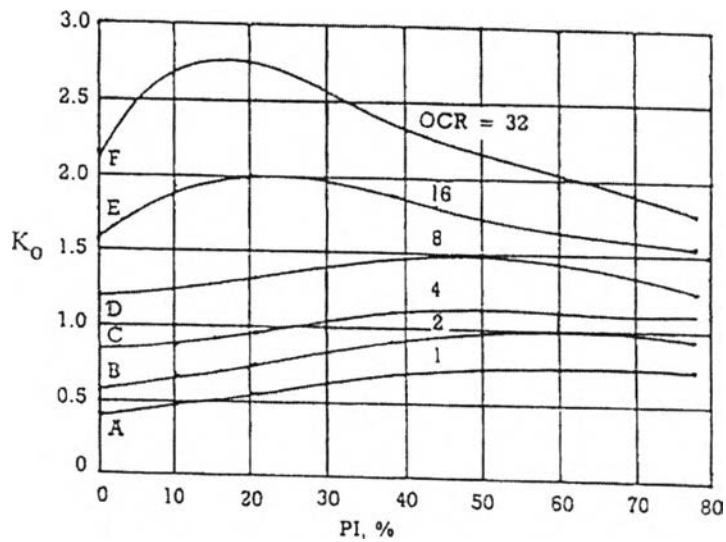
$$K_{0(NC)} = 0.95 - \sin\phi' \quad \dots\dots\dots (2.6)$$

เมื่อ ϕ' เป็นค่ามุมต้านทานแรงเฉือนในรูปของหน่วยแรงประสิทธิผลของ NC Clay ซึ่งมีค่าอยู่ระหว่าง 20° ถึง 30°

$$K_{0(NC)} = 0.19 + 0.233\log PI \quad \text{Alpan (1967)} \quad \dots\dots\dots (2.7)$$

$$K_{0(NC)} = 0.24 + 0.311\log PI \quad \text{Lee \& Jin (1979)} \quad \dots\dots\dots (2.8)$$

$$K_{0(NC)} = 0.44 + 0.0042PI \quad \text{Massarsch (1974)} \quad \dots\dots\dots (2.9)$$



รูปที่ 2.1 ความสัมพันธ์ของ K_0 ซึ่งเป็นฟังก์ชันของ PI และ OCR (Brooker & Ireland, 1965)

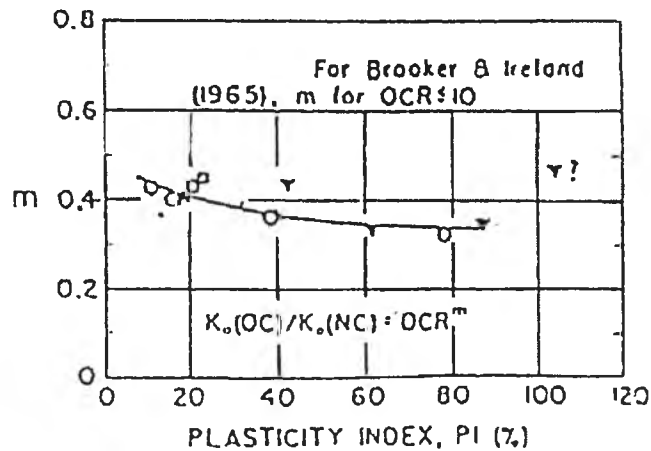
สำหรับการหาค่า K_0 ของ Over Consolidated Clay, $K_{0(OC)}$ โดย Schmidt (1966) ได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่าง K_0 ของ NC Clay กับ K_0 ของ OC Clay อยู่ในรูปสมการกับค่า OCR ของดินดังนี้

$$K_{0(OC)} = K_{0(NC)}OCR^m \quad \dots\dots\dots (2.10)$$

เมื่อ $m = 0.32$ ถึง 0.40 เมื่อ PI มีค่าเท่ากับ 80% ถึง 20% Ladd et al (1977)

ดังแสดงในรูปที่ 2.2

$$m = 0.54 \exp\left(-\frac{PI}{281}\right) \quad \text{Alpan (1967)}$$



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

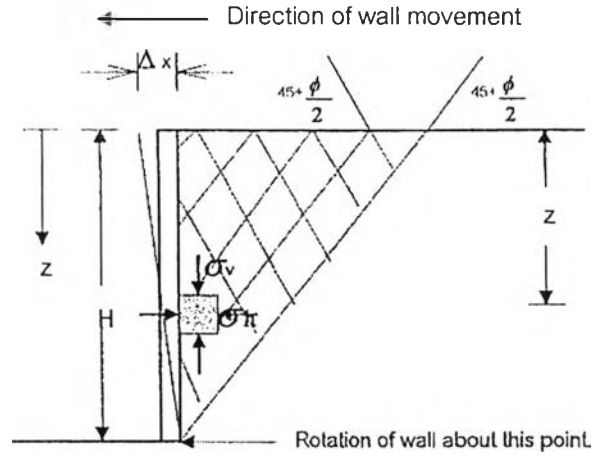
2.2.2 การวิเคราะห์หน่วยแรงดันดินทางด้านข้างโดยหลักการของ Rankine

การหาค่าหน่วยแรงดันดินทางด้านข้างโดยอาศัยการวิเคราะห์ด้วยทฤษฎีของ Rankine และกฎการวิบัติของมวลดินตามหลักการของ Mohr-Coulomb ซึ่งมีสมมุติฐานว่าระนาบของการวิบัติของมวลดินจะเกิดขึ้นเป็นแบบ Planar surface พร้อมทั้งชั้นดินจะต้องวางอยู่ในลักษณะ Horizontal layer โดยการวิบัติของมวลดินสามารถเกิดขึ้นได้ 2 รูปแบบ คือ สภาพการวิบัติแบบ Active และ สภาพการวิบัติแบบ Passive

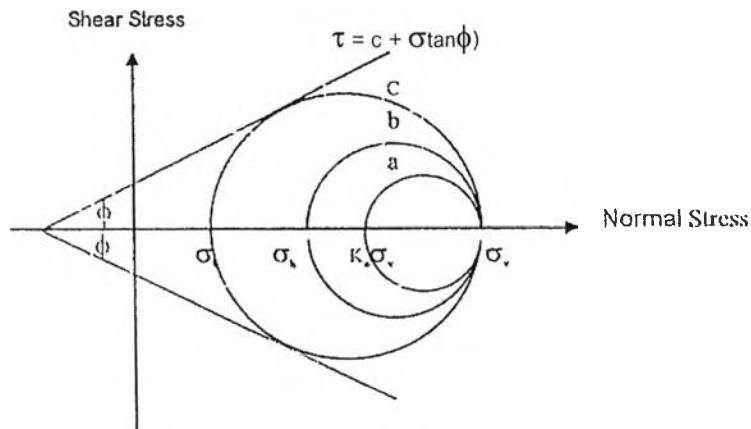
2.2.2.1 Rankine's Active Earth Pressure

ในขณะที่ทำการขุดดินจะมีผลทำให้เกิดการเคลื่อนตัวของมวลดินที่อยู่บริเวณด้านหลังของกำแพงกันดินเป็นสาเหตุให้กำแพงกันดินเกิดการเคลื่อนตัว โดยที่การเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินเป็นลักษณะเคลื่อนตัวออกจากมวลดินเป็นผลทำให้เกิดการลดลงของค่าหน่วยแรงในแนวนอนขณะที่ค่าหน่วยแรงในแนวตั้งมีค่าคงที่ จนกระทั่งมวลดินเกิดการวิบัติซึ่งสภาพการวิบัติที่เกิดขึ้นเป็นการวิบัติแบบ Rankine Active State โดยลักษณะของการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินจะเป็นแบบ Tilting ดังแสดงในรูปที่ 2.3 a

การพิจารณาค่าหน่วยแรงดันดินทางด้านข้างที่ระดับความลึก Z โดยไม่พิจารณาผลของค่าหน่วยแรงเสียดทานที่บริเวณผิวของกำแพงกันดินและอาศัยกฎการวิบัติตามทฤษฎีของ Mohr-Coulomb ($\tau_{ff} = c + \sigma_{ff} \tan \phi$) โดยใช้วงกลมของ Mohr เพื่อหาค่าหน่วยแรงดันดินดังแสดงในรูปที่ 2.3b ได้ดังนี้



a) ลักษณะการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินในสภาพ Active ของ Rankine



b) Rankine's Active Pressure

รูปที่ 2.3 Rankine's Active Earth Pressure State

$$\sigma_{ha} = \sigma_v \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) - 2C \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad \dots\dots\dots (2.11)$$

เมื่อพิจารณา Cohesionless soil ที่มีค่า $C = 0$ จะได้

$$\sigma_{ha} = \sigma_v \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad \dots\dots\dots (2.12)$$

$$K_a = \frac{\sigma_{ha}}{\sigma_v} = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad \dots\dots\dots (2.13)$$

โดยอัตราส่วน $\frac{\sigma_{ha}}{\sigma_v}$ เรียกว่า Coefficient of Rankine's Active Earth Pressure, K_a

ดังนั้นจากสมการ 2.11

$$\sigma_{ha} = \sigma_v K_a - 2C\sqrt{K_a} \quad \dots\dots\dots (2.14)$$

ลักษณะของแรงดันดิน (Pressure Diagram) ตามทฤษฎี Rankine สำหรับ Cohesionless Soil หรือทรายและกรวด แสดงในรูปที่ 2.4(a)

สำหรับในกรณี Cohesive soil จะเกิด Tension crack ขึ้นจนถึงระดับความลึก Z_c ดังนั้น

ที่ระดับผิวดิน $Z = 0$

$$\sigma_v = 0 \quad \sigma_{ha} = -2C\sqrt{K_a} \quad \dots\dots\dots (2.15)$$

ที่ระดับความลึก $Z = H$

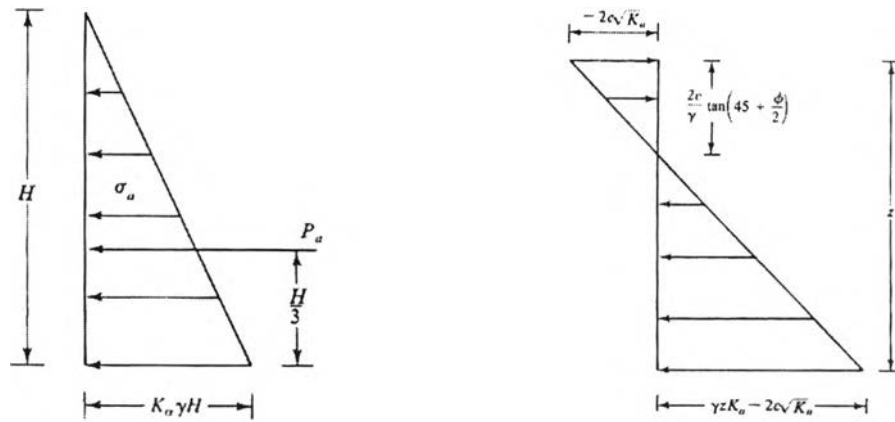
$$\sigma_v = \gamma H \quad \sigma_{ha} = \gamma H K_a - 2C\sqrt{K_a} \quad \dots\dots\dots (2.16)$$

เมื่อเกิด Tension crack ($\sigma_h = 0$) จะหาระยะ Z_c ได้ดังนี้

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

$$Z_c = \frac{2C}{\gamma\sqrt{K_a}} \quad \dots\dots\dots (2.17)$$

ลักษณะของแรงดันดิน (Pressure Diagram) ตามทฤษฎี Rankine สำหรับ Cohesive Soil หรือดินเหนียวแสดงในรูปที่ 2.4(b)



a) Cohesionless soil

b) Cohesive soil

รูปที่ 2.4 แรงดันดินทางด้านข้างของ Rankine's Active State

2.2.2.2 Rankine's Passive Earth Pressure

การวิบัติของมวลดินสำหรับสภาวะ Passive เกิดจากการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดิน ในขณะที่ทำการขุดดิน ซึ่งมีผลทำให้เกิดการเพิ่มขึ้นของหน่วยแรงในแนวนอนขณะที่ค่าหน่วยแรงในแนวตั้งมีค่าคงที่หรือเมื่อพิจารณาในลักษณะของการทดสอบ Triaxial จะได้ว่าเกิดจากการเพิ่มขึ้นของ Axial stress ในขณะที่ Confining Pressure คงที่ โดยลักษณะของระนาบการวิบัติในสภาวะ Passive สามารถแสดงได้ดังรูปที่ 2.5a

การพิจารณาค่าหน่วยแรงดันดินทางด้านข้างที่ระดับความลึก Z โดยไม่คิดผลของแรงเสียดทานที่ผิวของกำแพงกันดิน เริ่มจากในขณะที่ยังอยู่ในสภาวะตามธรรมชาติค่าหน่วยแรงในแนวนอน (σ_h) จะมีค่าเท่ากับ $K_0\sigma'_v + u_0$ และเมื่อเกิดการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินเข้าหามวลดินจนเกิดการวิบัติที่อยู่ในสภาวะ Passive ทำให้สามารถหาค่าหน่วยแรงดันดินทางด้านข้าง (σ_{hp}) ได้โดยอาศัยรูปวงกลมของ Mohr ดังแสดงในรูปที่ 2.5b

$$\sigma_{hp} = \sigma_v \tan^2(45 + \frac{\phi}{2}) + 2C \tan(45 + \frac{\phi}{2}) \quad \dots\dots\dots (2.18)$$

เมื่อพิจารณาดินทรายหรือกรวด (Cohesionless soil) ที่มีค่า $C = 0$ จะได้

$$\sigma_{hp} = \sigma_v \tan^2(45 + \frac{\phi}{2}) \quad \dots\dots\dots (2.19)$$

$$K_p = \frac{\sigma_{hp}}{\sigma_v} = \tan^2(45 + \frac{\phi}{2}) \quad \dots\dots\dots (2.20)$$

โดยอัตราส่วน $\frac{\sigma_{hp}}{\sigma_v}$ เรียกว่า Coefficient of Rankine's Passive Earth Pressure, K_p

ดังนั้น

$$\sigma_{hp} = \sigma_v K_p + 2C \sqrt{K_p} \dots\dots\dots (2.21)$$

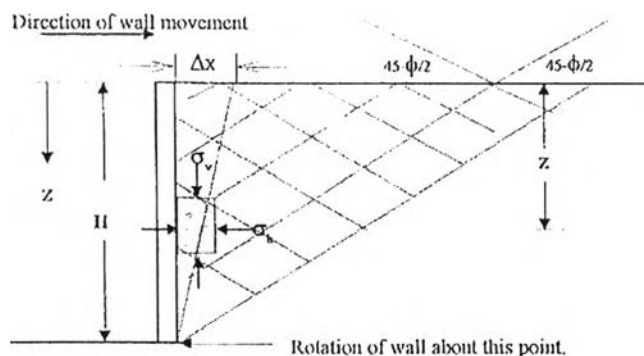
สำหรับกรณีดินเหนียวหรือ Cohesive soils จะสามารถหาค่า σ_{hp} ได้ดังแสดงในรูปที่ 2.6b

ที่ระดับผิวดิน $Z = 0$

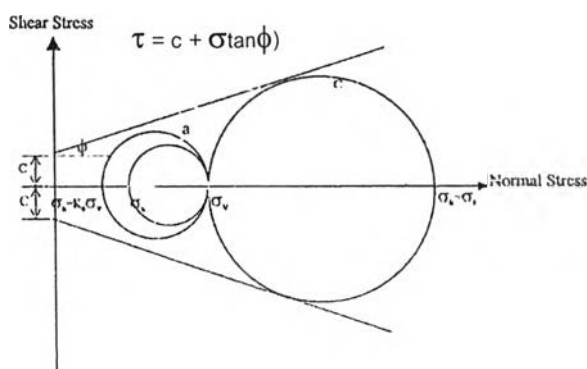
$$\sigma_v = 0 \qquad \sigma_{hp} = 2C \sqrt{K_p} \dots\dots\dots (2.22)$$

ที่ระดับความลึก $Z = H$

$$\sigma_v = \gamma H \qquad \sigma_{hp} = \gamma H K_p + 2C \sqrt{K_p} \dots\dots\dots (2.23)$$

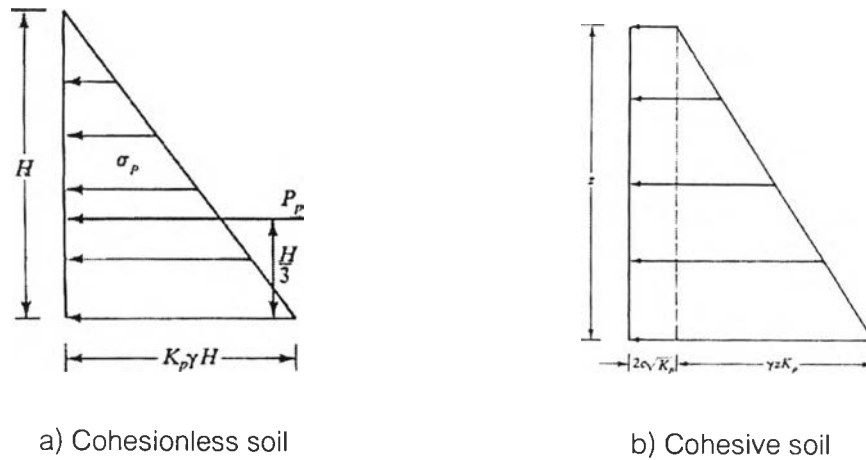


a) ลักษณะการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินในสภาพ Passive ของ Rankine



b) Rankine's Passive Pressure

รูปที่ 2.5 Rankine's Passive Earth Pressure State



รูปที่ 2.6 แรงดันดินทางด้านข้างของ Rankine's Passive State

2.2.3 การวิเคราะห์หน่วยแรงดันดินโดยใช้ไดอะแกรมขอบเขตของหน่วยแรงดันดินปรากฏ

(Apparent Pressure Envelop or Pressure Diagram)

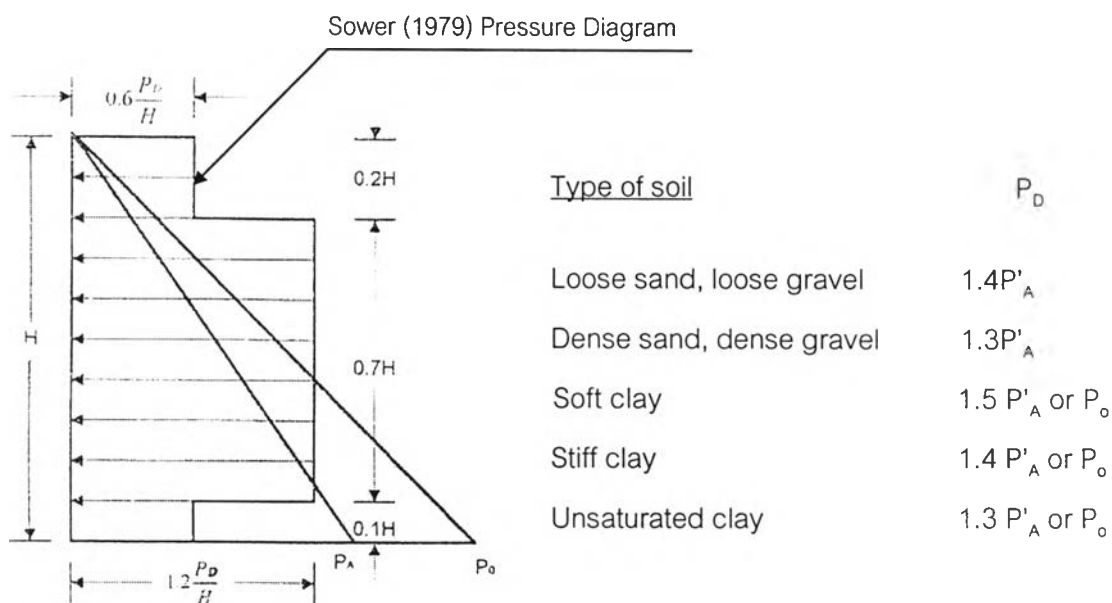
การหาหน่วยแรงดันดินทางด้านข้างโดยวิธีนี้ได้มาจากการรวบรวมข้อมูลเกี่ยวกับค่าหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในค้ำยันของงานขุดในอดีต ซึ่งพิจารณาได้ว่าเป็นวิธีที่สามารถใช้ได้กับเฉพาะที่ (Empirical Method) ในการประยุกต์ใช้เพื่อหาหน่วยแรงดันดินทางด้านข้างกับงานขุดดินค้ำยัน โดยจะขึ้นอยู่กับลักษณะของสภาพชั้นดินในบริเวณที่พิจารณา โดยมีแนวคิดต่างๆ ดังนี้

2.2.3.1 ไดอะแกรมของหน่วยแรงดันดินโดย Terzaghi and Peck (1967)

การหาหน่วยแรงดันดินโดยวิธีนี้จะสามารถแบ่งออกได้เป็น 3 รูปแบบตามลักษณะของชั้นดินดังแสดงในรูปที่ 2.7 ซึ่งปริมาณของหน่วยแรงดันดินทางด้านข้างที่เกิดขึ้นของชั้นดินเหนียวอ่อนและแข็งปานกลาง (Soft to Medium Clays) สำหรับวิธีนี้จะขึ้นอยู่กับค่า m โดยในชั้นดินกรุงเทพฯ นั้นจะมีความเหมาะสมที่จะใช้ไดอะแกรมของกรณี Soft to Medium Clays เพื่อนำไปประมาณหาปริมาณของหน่วยแรงดันดินทางด้านข้างโดยอาศัยหลักการของ Terzaghi and Peck (1967)

2.2.3.2 ไดอะแกรมของหน่วยแรงดันดินโดย Tschebotarioff (1973)

การประมาณหาหน่วยแรงดันดินทางด้านข้างที่เสนอโดย Tschebotarioff (1973) สามารถแบ่งออกได้เป็น 3 รูปแบบ ตามลักษณะของชั้นดินรวมถึงค้ำยันที่ใช้ดังแสดงในรูปที่ 2.8 โดยจะพบว่าหน่วยแรงดันดินที่ประมาณจากวิธีนี้จะให้ค่าที่น้อยกว่าไดอะแกรมที่เสนอโดย Terzaghi and Peck (1967) เป็นอย่างมาก



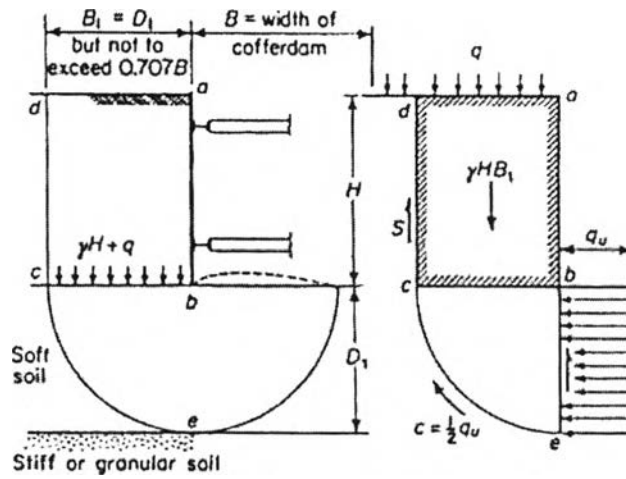
รูปที่ 2.9 รูปแบบแรงดันดินโดย Sower (1979)

2.3 เสถียรภาพสำหรับงานขุดดิน (Stability of Excavation)

ในงานการขุดดินโดยอาศัยระบบค้ำยันนั้นนอกจากการพิจารณาแรงดันดินทางด้านข้างที่กระทำต่อระบบค้ำยันแล้ว ยังคงต้องพิจารณาถึงผลของเสถียรภาพของกันหลุม (Heave Effect) โดยเฉพาะในงานขุดดินเหนียวอ่อนซึ่งในการพิจารณาจะสมมติให้ดินที่อยู่ด้านข้างของหลุมมีพฤติกรรมเป็น Surcharge ที่กระทำกับดินกันหลุม โดยถ้าแรงกระทำมากกว่าแรงต้านของดินแล้ว ดินข้างหลุมก็จะสามารถไหลเข้ามาในหลุมได้มีผลทำให้เกิดการพังทลายของงานขุดดิน สำหรับหลักการที่พิจารณาเสถียรภาพของดินกันหลุมมีดังนี้

2.3.1 การหาเสถียรภาพของกันหลุมโดย Teng (1980)

หลักการของ Teng พิจารณาได้ว่าสำหรับงานขุดดินที่มีชั้นดินเหนียวอ่อนอยู่ด้านล่างของการขุดดังแสดงในรูปที่ 2.10 ค่าของน้ำหนักดินในรูปแท่งสี่เหลี่ยม abcd จะกระทำเสมือนเป็น Surcharge ต่อชั้นดินเหนียวอ่อน ซึ่งถ้าค่าของแรงกระทำมีค่าเท่ากับหรือมากกว่าค่าความสามารถในการรับแรงต้านทาน (Bearing Capacity) จะมีผลทำให้ที่บริเวณด้านล่างของการขุดเกิดการพังทลายเนื่องจากการปูดขึ้นของดินกันหลุม (Heaving) ดังนี้



รูปที่ 2.10 ลักษณะการเกิด Heave Effect ของ Teng (1980)

เมื่อพิจารณาจากรูปที่ 2.10 สำหรับดินเหนียวจะได้ว่ามวลดิน abcd จะเคลื่อนตัวลงมาในแนวตั้ง โดยที่ค่าแรงเฉือนที่ต้านทานการเคลื่อนตัวลงมาของดินตามแนว cd จะมีค่าเท่ากับ S ดังแสดงในรูป Free body diagram ในรูปที่ 2.10 และสมการที่ 2.24

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{1}{2} q_{u1} \left(H - \frac{q_{u1}}{\gamma} \right) \\
 &= S_{u1} \left(H - \frac{q_{u1}}{\gamma} \right) \dots\dots\dots (2.24)
 \end{aligned}$$

เมื่อ q_{u1} = Unconfined Compressive Strength above Excavation Level
 $= 2 S_{u1}$

สำหรับค่าแรงต้านทานตามแนว ce จะมีค่าเท่ากับ c หรือ Cohesion ของดินเหนียวหรือกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Shear Strength, S_u) ดังแสดงในสมการที่ 2.25

$$c = S_u = \frac{q_{u2}}{2} \dots\dots\dots (2.25)$$

โดยที่ q_{u2} = Unconfined Compressive Strength beneath Excavation Level

ในการหาเสถียรภาพเพื่อหาค่า Factor Safety ได้จากสมการสมมูลย์ของโมเมนต์รอบจุด b จากสมการที่ 2.26 ดังนี้

$$F.S. = \frac{\text{Resisting Moment}}{\text{Acting Moment}}$$

$$F.S. = \frac{SB_1 + cB_1 \frac{\pi}{2} B_1 + q_{u2} B_1 \frac{B_1}{2}}{(\gamma H + q) B_1 \frac{B_1}{2}}$$

$$F.S. = \frac{2S + 0.5q_{u2} \pi B_1 + q_{u2} B_1}{(\gamma H + q) B_1}$$

$$F.S. = \frac{2S + s_{u2} \pi B_1 + 2s_{u2} B_1}{(\gamma H + q) B_1} \dots\dots\dots (2.26)$$

โดย γ = Total Unit weight of soil, t/m^3

H = Depth of excavation, m.

q = Surcharge around the excavation, t/m^2

L = Length of sheet pile below the bottom excavation

D_1 = Depth of soft clay beneath Excavation

$B_1 = L$ เมื่อ $L > D_1$

$= D_1$ เมื่อ $L < D_1$

2.3.2 การหาเสถียรภาพของกันหลุมโดย Terzaghi's Theory (1943)

การหาเสถียรภาพของกันหลุมจากวิธีนี้อาศัยหลักการของ Bearing Capacity จากแนวคิดของฐานรากตื้น โดยในงานขุดที่มีอัตราส่วนของความลึกในการขุดกับความกว้างการขุด (H/B) น้อยกว่า 1.0 จะสามารถหาค่า Factor of Safety against Basal Heave ได้จากสมการที่ 2.27

$$F.S. = \frac{Q_u}{(\gamma H B_1 - S_u H + q)}$$

$$F.S. = \frac{5.7 S_u B_1}{(\gamma H B_1 - S_u H + q)} \dots\dots\dots (2.27)$$

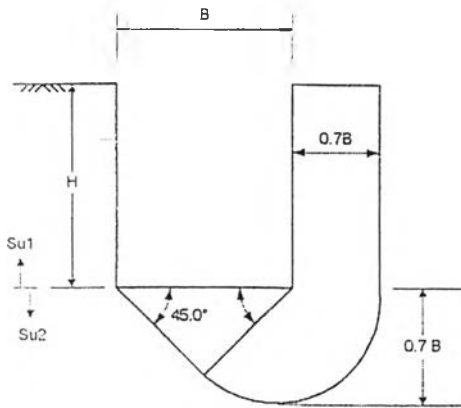
$$Q_u = S_u N_c B_1 = 5.7 S_u B_1$$

เมื่อ Q_u = Ultimate Bearing Capacity

S_u = Undrained Shear Strength below Excavation Level

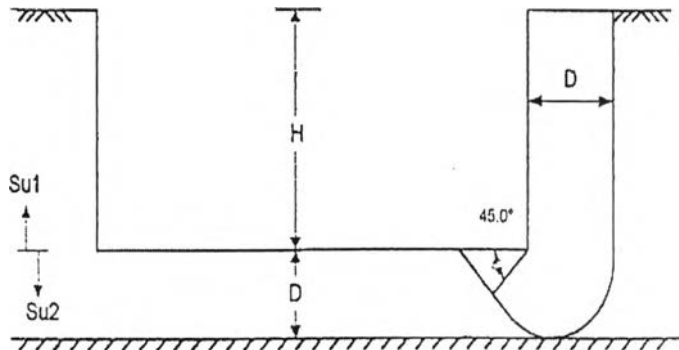
$N_c = \text{Bearing Capacity Factor} = 5.7 \text{ for clay}$

นอกจากนี้ค่า Factor of Safety against Basal Heave สามารถหาได้จากสภาพของงานขุดในกรณีต่างๆ ดังแสดงในรูปที่ 2.11 โดยสามารถแบ่งออกได้เป็น 2 กรณีคือ กรณีที่มีชั้นดินเหนียวที่มีความหนามากซึ่งจะพิจารณาว่าเกิดการพังทลายดังแสดงในรูปที่ 2.11a และกรณีที่ชั้นดินเหนียวอ่อนวางตัวอยู่บนชั้นดินแข็งโดยมีความหนาของดินเหนียวอ่อนที่ระดับล่างสุดของการขุดจนถึงชั้นดินแข็งเท่ากับ D ดังแสดงในรูปที่ 2.11b



$$F.S. = \frac{Su2Nc}{H(\gamma - \frac{Su1}{0.7B})}$$

a) ชั้นดินเหนียวอ่อนที่มีความหนามาก



$$F.S. = \frac{Su2Nc}{H(\gamma - \frac{Su1}{D})}$$

b) ชั้นดินเหนียวอ่อนที่มีมีชั้นดินแข็งรองรับ

รูปที่ 2.11 การหาค่า Factor of Safety against Basal Heave โดยวิธีของ Terzaghi

2.3.3 การหาเสถียรภาพของกันหลุมโดย Bjerrum and Eide (1956)

การพิจารณาเสถียรภาพของงานขุดที่มีขนาดของงานขุดเป็นลักษณะรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัส, สี่เหลี่ยมผืนผ้า และวงกลม หรือสำหรับงานขุดที่มีความลึกของการขุดมากกว่าความกว้างในการขุด ($H > B$) หรือ Narrow Excavation จะสามารถใช้การวิเคราะห์หาเสถียรภาพของกันหลุมโดย Bjerrum and Eide (1956) ซึ่งในการวิเคราะห์จะพิจารณาให้การขุดเสมือนเป็นฐานรากที่วางอยู่ในระดับความลึกเท่ากับความลึกของการขุด (H) และทำการวิเคราะห์เสมือนกรณีของฐานรากโดยค่า Factor of Safety against Basal Heave มีค่าดังแสดงในสมการที่ 2.28

$$F.S. = N_c \frac{c}{\gamma H + q} \dots\dots\dots (2.28)$$

เมื่อ $N_c = \text{Bearing Capacity Factor}$

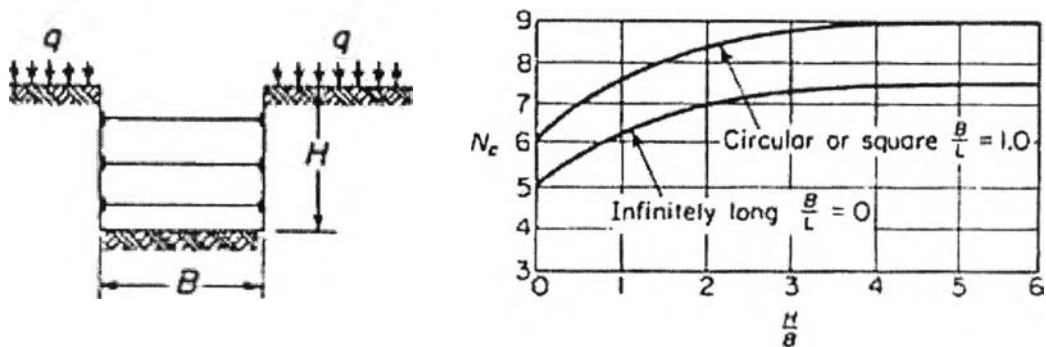
c = Undrained Shear Strength of Clay (t/m^2)

γ = Unit Weight of Soil above the Bottom of Excavation (t/m^2)

H = Depth of Excavation (m)

q = Uniform Surcharge Load around Excavation (t/m^2)

โดยค่า N_c สามารถหาได้จากรูปที่ 2.12 และสมการที่ 2.28 ไม่ได้รวมผลของแรงเสียดทานที่เกิดขึ้นระหว่างกำแพงกันดินกับดินที่อยู่รอบๆ



$$N_{c(\text{rectang})} = (0.84 + 0.16(B/L)) N_{c(\text{Square})}$$

L = Length of Excavation

รูปที่ 2.12 Bearing Capacity Factor, N_c (after Bjerrum and Eide)

2.4 การวิเคราะห์งานขุดดินโดยวิธีไฟไนต์เอลลิเมนต์

(Finite Element Method for Excavation Analysis)

การใช้วิธีไฟไนต์เอลลิเมนต์เพื่อช่วยในการวิเคราะห์ปัญหาทางด้านวิศวกรรมมีการเริ่มต้นตั้งแต่ช่วงปี ค.ศ. 1950 โดยลักษณะของงานทางด้านวิศวกรรมปฐพีที่นิยมนำวิธีไฟไนต์เอลลิเมนต์มาช่วยในการแก้ปัญหาได้แก่ การวิเคราะห์ปัญหาของงานเขื่อน, การก่อสร้างระบบกำแพงกันดิน, การวิเคราะห์เพื่อหาปริมาณการเคลื่อนตัวของดินสำหรับงานขุดดิน ฯลฯ

วิธีการวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนต์เอลลิเมนต์เป็นการประมาณรูปแบบของปัญหากับวัสดุที่มีขนาดและค่าคุณสมบัติของวัสดุนั้น โดยทำการจำลองวัสดุที่นำมาใช้ในการวิเคราะห์ด้วยเอลลิเมนต์ย่อยๆ (Mesh) ซึ่งในแต่ละเอลลิเมนต์ย่อยๆ ที่อยู่ข้างเคียงกันจะมีการเชื่อมต่อกันด้วยจุดที่

เรียกว่า Nodal Point พร้อมทั้งมีความเกี่ยวเนื่องกันทั้งระบบและสามารถแสดงได้โดยระบบสมการที่อยู่ในรูปแบบของ Matrix ดังนี้

$$\{F\} = [K]\{U\} \dots\dots\dots (2.29)$$

เมื่อ F = Vector of Applied Nodal Force

K = Stiff Matrix

U = Unknown Nodal Displacements or Temperatures

สำหรับในการวิจัยนี้จะนำวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์โดยใช้โปรแกรม PLAXIS ซึ่งเป็นโปรแกรมที่สามารถใช้วิเคราะห์เกี่ยวกับการเคลื่อนตัวและเสถียรภาพของงานการก่อสร้างทางวิศวกรรมปฐพี โดยรายละเอียดเกี่ยวกับโปรแกรม PLAXIS มีดังนี้

2.4.1 ชนิดของการกำหนดลักษณะปัญหาในการวิเคราะห์ (Type of Problem)

ในการวิเคราะห์โดยโปรแกรม PLAXIS สามารถพิจารณาใช้เกี่ยวกับลักษณะของปัญหาที่มีรูปแบบได้เป็น 3 ชนิด คือ

2.4.1.1 Plane Strain Problem เป็นการวิเคราะห์ของปัญหาที่มีลักษณะของหน้าตัด (Cross Section) สม่ำเสมอและมีความยาวมาก (2 มิติ) พร้อมทั้งสอดคล้องกับสภาพของหน่วยแรงที่อยู่ในทิศทางที่ตั้งฉากกับระนาบของปัญหาที่ใช้ในการพิจารณา โดยที่ค่าการเคลื่อนตัวในทิศทางที่ตั้งฉากกับระนาบของปัญหาถูกกำหนดให้มีค่าเท่ากับศูนย์

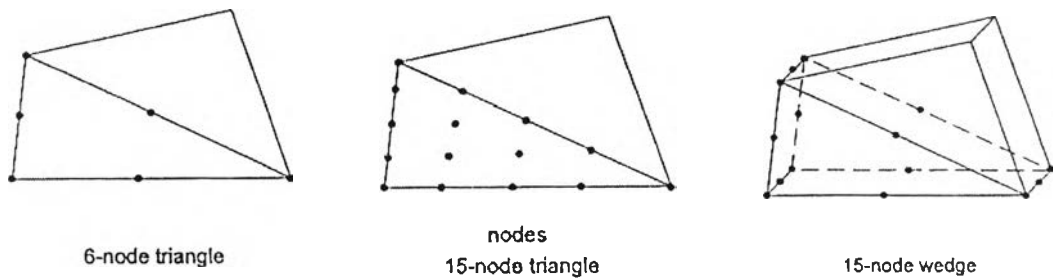
2.4.1.2 Axisymmetric Problem เป็นการวิเคราะห์ที่เหมาะสมกับลักษณะของปัญหาที่มีความสมมาตรโดยมีรัศมีขนาดสม่ำเสมอ และเป็นรูปแบบของปัญหา 2 มิติ เช่น การวิเคราะห์สำหรับฐานรากที่เป็นรูปวงกลม โดยระบบของปัญหาแบบนี้จะให้ค่าตามแกนในแนวนอน (X-Axis) อยู่ในลักษณะของค่าการเปลี่ยนแปลงในรูปของมุมและค่าในแนวแกนตั้ง (Y-Axis) จะเป็นการเปลี่ยนแปลงในแนวแกนของวัสดุที่พิจารณา (Axial Direction)

2.4.1.3 3D Axisymmetry Problem เป็นรูปแบบที่ใช้ในการวิเคราะห์ของปัญหาที่ใช้ได้กับทั้งโครงสร้างที่มีลักษณะสมมาตรและไม่สมมาตร ซึ่งการเปลี่ยนแปลงจะสามารถมีได้ทั้ง 3 ทิศทาง

2.4.2 ลักษณะของเอลลิเมนต์ (Element Type)

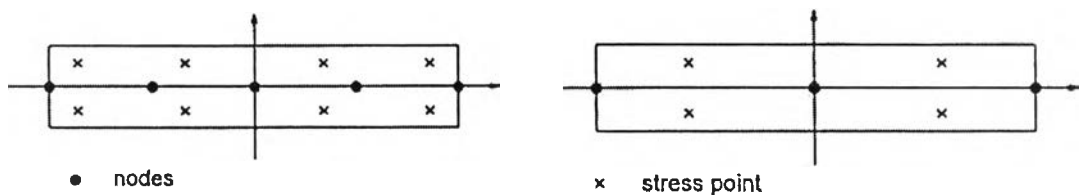
ในการวิเคราะห์ปัญหาโดยอาศัยวิธีไฟไนต์เอลลิเมนต์มีความจำเป็นต้องจำลองวัสดุที่อยู่ในขอบเขตของปัญหาที่ทำการพิจารณาด้วยเอลลิเมนต์ต่างๆ โดยในการจำลองวัสดุของปัญหาทางวิศวกรรมปฐพีของโปรแกรม PLAXIS มีรูปแบบของเอลลิเมนต์สำหรับวัสดุต่างๆ ดังนี้

2.4.2.1 เอลลิเมนต์สำหรับดิน (Soil Element) มีรูปแบบของเอลลิเมนต์เป็นโครงสร้างสามเหลี่ยมที่มีจำนวนของ Nodal Point ในแต่ละเอลลิเมนต์ได้ 6 จุด และ 15 จุด ดังแสดงในรูปที่ 2.13



รูปที่ 2.13 ลักษณะของ Nodal Point สำหรับเอลลิเมนต์ของดิน

2.4.2.2 เอลลิเมนต์สำหรับโครงสร้าง (Beam Element) มีรูปแบบเอลลิเมนต์ที่มีลักษณะเสมือนเป็นแผ่นบางๆ โดยความหนาของเอลลิเมนต์สำหรับโครงสร้างเป็นลักษณะที่สมมุติขึ้นซึ่งมีค่าเท่ากับ d_{eq} ($d_{eq} = \sqrt{12 \frac{EI}{EA}}$) นอกจากนี้ในเอลลิเมนต์หนึ่งๆ สำหรับโครงสร้างสามารถมีจำนวน Nodal Point ได้ 3 จุด และ 5 จุด ดังแสดงในรูปที่ 2.14



a) Beam Element จำนวน 3 Nodal Points

b) Beam Element จำนวน 5 Nodal Points

รูปที่ 2.14 ลักษณะของ Nodal Point ของเอลลิเมนต์สำหรับโครงสร้าง

2.4.3 ชนิดของแบบจำลองพฤติกรรมสำหรับดิน (Modeling of Soil Behavior)

โดยปกติลักษณะของดินจะมีพฤติกรรมเป็นแบบ Non linear stress strain และสามารถกำหนดการวิเคราะห์เพื่อพิจารณาได้หลายระดับ ซึ่งจะมีผลต่อจำนวนพารามิเตอร์ที่ใช้สำหรับการ

จำลองพฤติกรรมของดินโดยจำนวนพารามิเตอร์จะเพิ่มขึ้นตามความซับซ้อนที่ใช้ในการพิจารณา สำหรับในการวิเคราะห์โดยใช้โปรแกรม PLAXIS สามารถแบ่งลักษณะของแบบจำลองได้เป็น 5 แบบจำลองดังนี้

2.4.3.1 Linear Elastic Model เป็นแบบจำลองที่อาศัยกฎของ Hooke สำหรับพฤติกรรมแบบ Isotropic Linear Elasticity โดยค่าพารามิเตอร์ที่เกี่ยวข้องมี 2 ชนิด คือ Young's Modulus และ Poisson's Ratio สำหรับการจำลองโดยแบบจำลองชนิดนี้มักจะใช้กับโครงสร้างที่มีขนาดใหญ่ที่เป็นโครงสร้างอยู่ในดิน

2.4.3.2 Mohr Coulomb Model หรือเรียกอีกอย่างว่า Elastic Perfectly Plastic Model เป็นแบบจำลองที่นิยมใช้ในการจำลองพฤติกรรมของดินโดยมีค่าพารามิเตอร์ของดินที่ใช้กับแบบจำลองชนิดนี้จำนวน 5 ชนิด คือ Young's Modulus, Poisson's Ratio, Cohesion, Friction angle และ Dilatancy angle

2.4.3.3 Hardening Soil Model เป็นแบบจำลองที่พัฒนาแตกต่างไปจากรูปแบบของ Mohr Coulomb โดยที่ขอบเขตของการวิบัติ (Yield Surface) ในแบบจำลองนี้จะไม่ถูกกำหนดให้คงที่ใน Principal Stress Space แต่จะมีการเปลี่ยนแปลงตามค่าของ Plastic Strain ซึ่งจะใช้ทฤษฎีของ Plasticity มาวิเคราะห์มากกว่า Elasticity Theory และจะนำมาใช้ในการจำลองพฤติกรรมของดินที่มีความแตกต่างกันได้ เช่น Soft Soil กับ Stiff Soil

2.4.3.4 Soft Soil Model หรือเรียกอีกอย่างว่า Cam Clay Model โดยสามารถนำมาใช้ในการจำลองพฤติกรรมของดินจำพวกดินอ่อน เช่น NC Clay และ Peat ซึ่งแบบจำลองนี้เหมาะสมอย่างมากในการใช้กับการจำลองทดสอบที่เป็นการอัดตัวครั้งแรกของดิน (Primary Compression) สำหรับค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในแบบจำลองนี้ คือ Young's Modulus, Poisson's Ratio, Cohesion, Friction angle, Dilatancy angle, Modified Compression Index (λ) และ Modified Swelling Index (κ)

2.4.3.5 Soft Soil Creep Model เป็นแบบจำลองที่พัฒนาต่อจาก Soft Soil Model และนำมาใช้กับดินที่ต้องการจำลองพฤติกรรมในลักษณะที่ขึ้นกับเวลา (Time Dependent Behavior)

2.4.4 ลักษณะของการวิเคราะห์ปัญหา (Type of Analysis)

ในการวิเคราะห์ปัญหาโดยใช้โปรแกรม PLAXIS สามารถใช้วิธีการวิเคราะห์ได้ทั้งวิธีการวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวม (Total Stress Analysis) และการวิเคราะห์แบบหน่วยแรงประสิทธิผล

(Effective Stress Analysis) ซึ่งในกรณีของงานขุดดินจะทำการก่อสร้างเสร็จภายในเวลาไม่นาน จึงนิยมใช้วิธีการวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวม โดยโปรแกรม PLAXIS กำหนดให้สามารถเลือกใช้ค่าพารามิเตอร์ของดินได้ทั้งในรูปแบบหน่วยแรงรวมและหน่วยแรงประสิทธิผล

2.4.4.1 การวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวมโดยใช้พารามิเตอร์แบบหน่วยแรงประสิทธิผล

(Undrained Analysis with Effective Stress Parameters)

การวิเคราะห์แบบนี้จะพิจารณามวลดินและแรงดันน้ำในดินแยกออกจากกันแต่จะอยู่รวมกันในขอบเขตของปัญหาที่ทำการวิเคราะห์ โดยในการวิเคราะห์แบบนี้จะมีความยุ่งยากเกี่ยวกับการหาค่าพารามิเตอร์สำหรับดินเหนียวเนื่องจากการทดสอบของดินเหนียวมักจะหาค่าพารามิเตอร์ในรูปแบบหน่วยแรงรวม ดังนั้นการหาค่าพารามิเตอร์แบบหน่วยแรงประสิทธิผลจะได้มาจากการแปลงค่าพารามิเตอร์แบบหน่วยแรงรวมดังนี้

$$E = \frac{2(1+\nu)}{3} E_u \quad \dots\dots\dots (2.30)$$

เมื่อ E = Effective Young's Modulus

E_u = Undrained Young's Modulus

ν = Drained Poisson' Ratio

2.4.4.2 การวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวมโดยใช้พารามิเตอร์แบบหน่วยแรงรวม

(Undrained Analysis with Total Stress Parameters)

การวิเคราะห์แบบนี้มวลดินและแรงดันน้ำในดินจะถูกพิจารณารวมเป็นส่วนเดียวกันโดยอาศัยหลักการสมดุลของแรง ซึ่งในการวิจัยนี้จะใช้เลือกวิธีการวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวมโดยใช้พารามิเตอร์แบบหน่วยแรงรวมเพราะความเหมาะสมกับสภาพการทดสอบที่ให้อยู่ในปัจจุบันทำให้มีความสะดวกในการหาค่าพารามิเตอร์ที่นำไปวิเคราะห์

2.4.5 แบบจำลองของ Mohr-Coulomb

การวิเคราะห์โดยอาศัยแบบจำลอง Elastic Perfectly Plasticity ซึ่งประกอบด้วยความสัมพันธ์ของค่า Strain กับ ค่า Strain Rate ของส่วนที่เป็น Elastic และ Plastic ดังสมการที่ 2.31

โดยในส่วนของการเปลี่ยนแปลงที่อยู่ภายใน Elastic จะอาศัยกฎของ Hooke สำหรับการเปลี่ยนแปลงเมื่อเกิดขึ้นในส่วน Plastic จะถูกกำหนดโดย Yield function (f) ดังนี้

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

เมื่อ r = radius of Mohr's stress circle

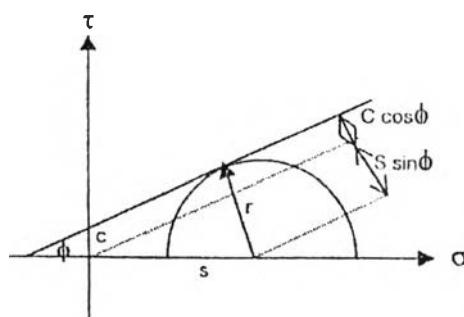
s = Center of Mohr's stress circle

$$\epsilon = \epsilon^e + \epsilon^p \quad \epsilon^* = \epsilon^{*e} + \epsilon^{*p} \quad \dots\dots\dots (2.31)$$

โดย ϵ, ϵ^* = Strain and Strain Rate

$\epsilon^e, \epsilon^{*e}$ = Strain and Strain Rate of Elastic

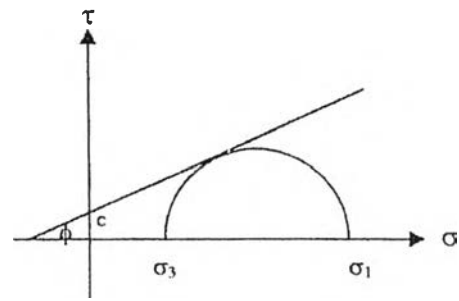
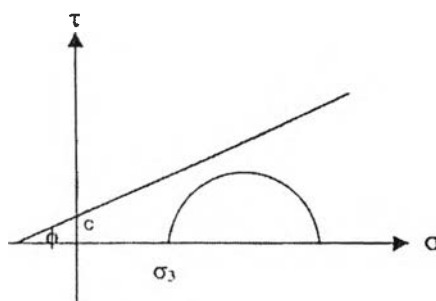
$\epsilon^p, \epsilon^{*p}$ = Strain and Strain Rate of Plastic



รูปที่ 2.15 Yield function สำหรับ Mohr-Coulomb Model

สำหรับกรณีที่ $f \leq 0$ จะพิจารณาเป็น Elastic point ดังแสดงในรูปที่ 2.16ก

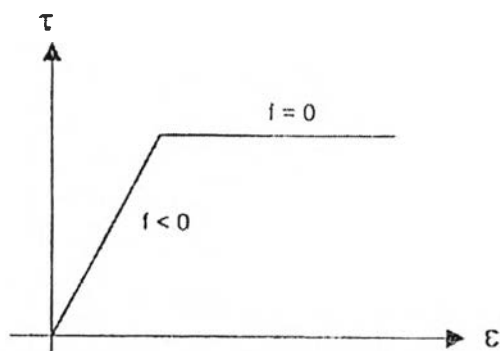
$f = 0$ จะพิจารณาเป็น Plastic point ดังแสดงในรูปที่ 2.16ข



ก) ค่า Elastic point สำหรับกรณี $f \leq 0$

ข) ค่า Plastic point สำหรับกรณี $f = 0$

รูปที่ 2.16 ลักษณะของ Yield function สำหรับกรณี Elastic point และ Plastic point

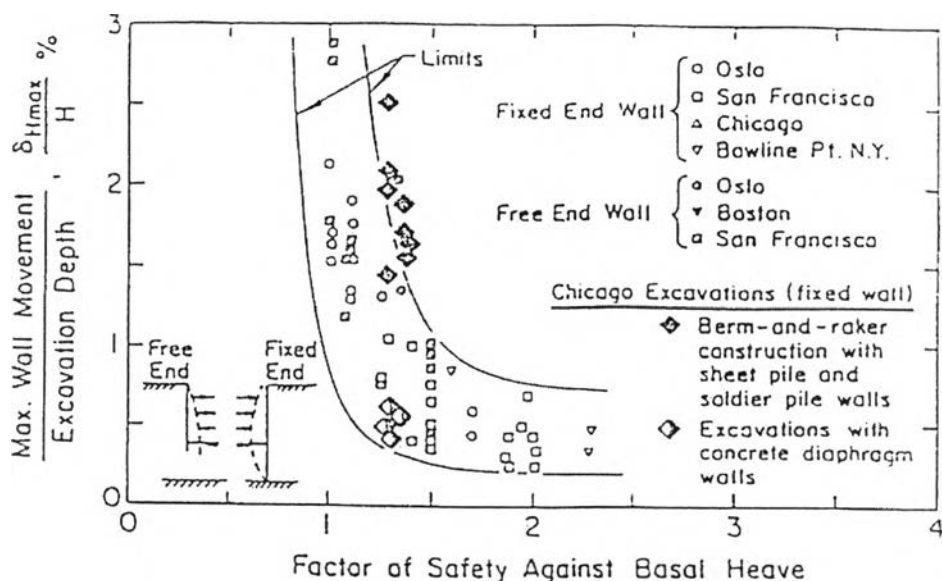


รูปที่ 2.17 Elastic and Plastic Stress Point

2.5 พฤติกรรมการเคลื่อนตัวของดินในงานขุด

2.5.1 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงกันดินเนื่องจากการขุด

การคาดคะเนปริมาณการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงกันดินได้มาจากการศึกษาของ Mana and Clough (1981) ซึ่งได้มาจากการรวบรวมข้อมูลงานขุดในสนามแบบใช้ค้ำยันสำหรับดินเหนียวอ่อนถึงปานกลางจำนวน 11 แห่ง มีค่า Plasticity Index อยู่ประมาณ 10-60% และมีความไวตัว (Sensitivity) อยู่ในช่วง 2-8 โดยแสดงอยู่ในรูปความสัมพันธ์ระหว่าง Factor of Safety Against Basal Heave (ค่า F.S. จากวิธีของ Terzaghi, 1943) กับอัตราส่วนของค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างสูงสุดของกำแพงกันดินต่อค่าความลึกของการขุด ($\frac{\delta_{Hmax}}{H}$) ดังแสดงในรูปที่ 2.18 จากความสัมพันธ์ที่ได้นั้นจะเห็นว่าที่ค่า F.S. ที่มีค่าต่ำกว่า 1.4-1.5 จะให้ค่า $\frac{\delta_{Hmax}}{H}$ เพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว (แสดงให้เห็นว่าดินมีพฤติกรรมอยู่ในสภาพคลาก) ในขณะที่ค่า F.S. มากกว่า 1.5 จะให้ค่า $\frac{\delta_{Hmax}}{H}$ ที่มีค่าค่อนข้างคงที่ประมาณ 0.5% (แสดงให้เห็นว่าดินยังไม่เกิด Local Yield) จากข้อมูลที่ได้นั้นจะเห็นได้ว่ามีความกระจัดกระจายค่อนข้างมากอันเป็นผลเนื่องมาจากความแตกต่างกันของระยะเวลาการติดตั้งค้ำยัน, สติเฟนสของกำแพงกันดิน, ระยะห่างของค้ำยัน, กำลังแรงเฉือนของดินและขนาดของงานขุด



รูปที่ 2.18 ความสัมพันธ์ระหว่าง Factor of Safety against Basal Heave กับ

Nondimensionalize Maximum Lateral Wall Movement (Mana and Clough, 1981)

จากการศึกษาของ Wong and Broms (1989) ซึ่งได้เสนอวิธีการประมาณหาค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงกันดินสำหรับงานขุดในชั้นดินเหนียวอ่อน โดยมีสมมุติฐานดังนี้

- ความหนาของชั้นดินเหนียวที่อยู่ต่ำกว่าระดับล่างสุดของการขุดถึงชั้นดินแข็ง (T) จะต้องมีค่ามากกว่าครึ่งหนึ่งของความกว้างการขุด (B/2)

- กำแพงกันดินต้องมีลักษณะเป็นแบบ Flexible Wall

- การพิจารณาจะใช้หลักการวิเคราะห์แบบ Undrained Condition โดยกำหนดให้ไม่มีการเปลี่ยนแปลงของปริมาตรที่เกิดขึ้นในระหว่างทำการขุดดิน ซึ่งสาเหตุที่กำหนดให้ไม่มีการเปลี่ยนแปลงของปริมาตรนั้นมาจากต้องการใช้ความสัมพันธ์ระหว่างค่าการทรุดตัวที่ผิวดิน (พื้นที่ a) จะมีค่าเท่ากับค่าการนูนขึ้นของดินที่ก้นหลุมรวมกับค่าของการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดิน (พื้นที่ b) ดังแสดงในรูปที่ 2.19

- ปริมาณการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของดินจะขึ้นอยู่กับการวิบัติของดินที่อยู่ในบริเวณพื้นที่ c ดังแสดงในรูปที่ 2.19 โดยเมื่อพิจารณาถึงค่าของหน่วยแรงที่เกิดขึ้นที่ระดับความลึกต่างๆ แล้วมีผลต่อปริมาณการเคลื่อนตัวในดินนั้น ค่าของหน่วยแรงจะเริ่มคงที่และมีผลต่อการเคลื่อนตัวของดินเพียงเล็กน้อยที่ระดับความลึกของการขุดที่ระดับล่างสุดของงานขุดมากกว่า B/2

- การวิบัติของดินในพื้นที่ c จะขึ้นอยู่กับค่าของอัตราส่วน $\frac{\gamma H + q}{C_u N_c}$ โดยที่ q เป็นค่าของหน่วยแรงภายนอกในบริเวณรอบการขุด, N_c = Bearing Capacity Factor (Bjerrum and Eide, 1956)

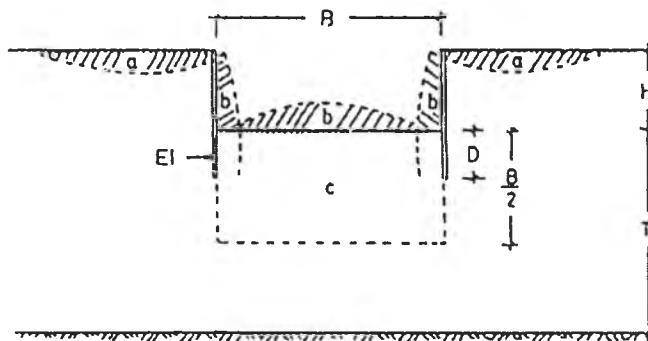
โดยวิธีการวิเคราะห์จะประมาณว่าพฤติกรรมของดินที่อยู่ในพื้นที่ c จะถูกทำให้มีการเคลื่อนตัวทางด้านข้างทั้ง 2 ด้าน เป็นผลให้ดินที่ผิวบนสุดของงานขุดเกิดการนูนขึ้นดังแสดงในรูปที่ 2.20 ซึ่งจะได้ว่าผลรวมของพื้นที่ X_1 และ X_2 มีค่าเท่ากับพื้นที่ Y ดังแสดงในสมการที่ 2.32

$$2\delta_H (B/2) = \delta_V (B - 2\delta_H) \quad \dots\dots\dots (2.32)$$

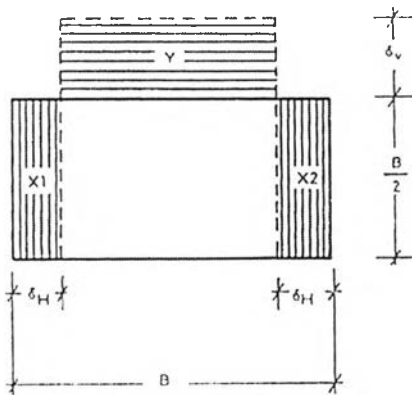
$$\delta_H = \delta_V - (2\delta_H \delta_V / B) \quad \dots\dots\dots (2.33)$$

เมื่อเปรียบเทียบค่า $2\delta_H \delta_V / B$ กับค่าของ δ_H และ δ_V จะพบว่ามิต้าน้อยมากดังนั้นสามารถกำหนดได้ว่า

$$\delta_H = \delta_V \quad \dots\dots\dots (2.34)$$



รูปที่ 2.19 การเคลื่อนตัวของดินในบริเวณรอบการขุด



รูปที่ 2.20 Idealized Undrained Deformation of Influence Block

ก) การหาค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างโดยวิธี Tangent Modulus

จากความสัมพันธ์ระหว่างค่าเฉลี่ยของ Tangent soil stiffness กับค่าเฉลี่ยของการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงกันดินภายในพื้นที่ c จะพบว่า ค่าของ Vertical strain incremental ($\Delta\varepsilon_v$) ภายในพื้นที่ที่มีความหนา B/2 จะมีค่าดังแสดงในสมการที่ 2.35

$$\Delta\varepsilon_v = (\delta_v / (B/2)) \quad \dots\dots\dots (2.35)$$

โดยที่ $\Delta\varepsilon_v$ จะมีความสัมพันธ์กับค่า Tangent modulus (E_t) ดังแสดงในสมการที่ 2.36

$$\Delta\varepsilon_v = (\Delta\sigma_v / E_t) = (\Delta H_y / E_t) \quad \dots\dots\dots (2.36)$$

เมื่อ $\Delta\sigma_v$ = ค่าการลดลงของหน่วยแรงรวมเนื่องจากการขุด

จากสมการที่ 2.34, 2.35 และ 2.36 จะได้ว่า

$$\Delta\delta_H = (\Delta H_y / E_t)(B/2) \quad \dots\dots\dots(2.37)$$

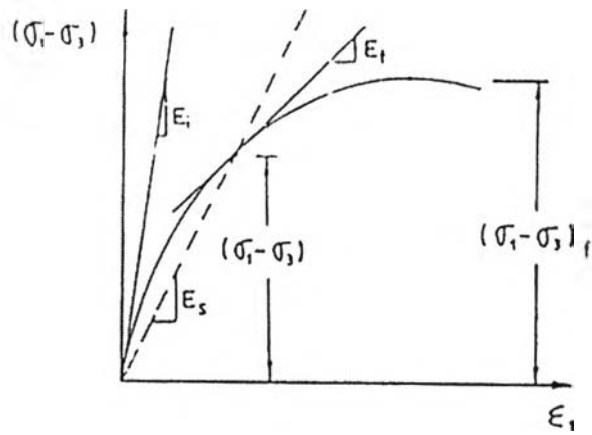
Duncan et al (1980) ได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่างค่า Tangent modulus (E_t) กับค่า Initial tangent modulus (E_i) ดังแสดงในสมการที่ 2.38

$$E_t = (1 - S_L R_f)^2 E_i \quad \dots\dots\dots(2.38)$$

โดยที่ S_L = The average stress level of soil within block c

R_f = The failure ratio ซึ่งมีค่าเท่ากับ 0.7 สำหรับ Undisturbed soft soil

สำหรับค่า E_i สามารถหาได้จากความสัมพันธ์ของ Duncan and Buchignani (1976) ซึ่งอยู่ในรูปอัตราส่วน (E_i/S_u) โดยเมื่อพิจารณาการหาค่า E_t จากรูปที่ 2.21 จะพบว่า ค่า E_t ที่ได้จาก E_i จะมีค่ามากกว่า E_t ที่ได้จาก E_s แต่จากผลการวิเคราะห์โดย FEM จะได้ว่าค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่ได้จากการหาโดยค่า E_i จะให้ค่าที่ต่ำกว่าความเป็นจริงส่วนค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่ได้จากการหาโดยค่า E_s จะให้ค่าที่ใกล้เคียงกับค่าการเคลื่อนตัวที่เกิดขึ้นจริง



รูปที่ 2.21 การหาค่า Secant and Tangent moduli

ข) การหาค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างโดยวิธี Secant Modulus

วิธี Secant Modulus จะหาค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างโดยพิจารณาอยู่ในรูปของการเคลื่อนตัวรวม (δ_H) โดยอาศัยหลักการเดียวกันกับการหาค่าปริมาณการเคลื่อนตัวที่ได้จากวิธี Tangent Modulus ดังแสดงในสมการที่ 2.39

$$(\delta_H / B) = (\gamma / E_s)(B/2) \dots\dots\dots(2.39)$$

โดยที่ Secant Modulus (E_s) สามารถหาได้จาก

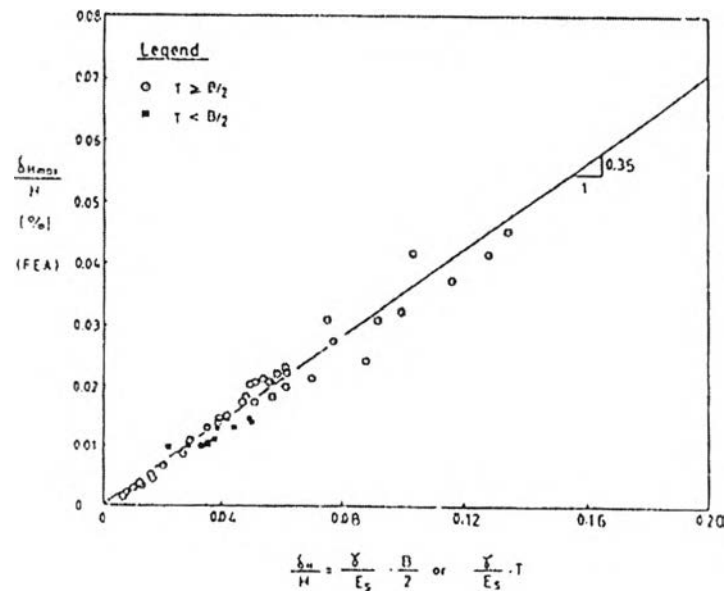
$$E_s = E_u(1 - S_L R_f) \dots\dots\dots(2.40)$$

การหาค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างในแต่ละขั้นตอนการก่อสร้างสามารถหาได้โดยตรงจากสมการที่ 2.39 และจากผลการวิเคราะห์โดยวิธี FEM ดังแสดงในรูปที่ 2.22 จะได้ว่าค่าการเคลื่อนตัวสูงสุด (δ_{Hmax}) หาได้จาก

$$\delta_{Hmax} = \frac{0.35\gamma H B}{E_s 2} \dots\dots\dots(2.40)$$

โดยที่ในการพิจารณาจะกำหนดให้ความลึกของชั้นดินที่ระดับต่ำกว่าระดับล่างสุดของการขุดดิน (T) ที่เกิดการเคลื่อนตัวมีค่าเท่ากับ B/2 สำหรับการขุดที่ชั้นดินเหนียวอ่อนได้ระดับต่ำสุดของการขุด (T) มีค่าน้อยกว่า B/2 ค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างสูงสุดมีค่าเท่ากับ

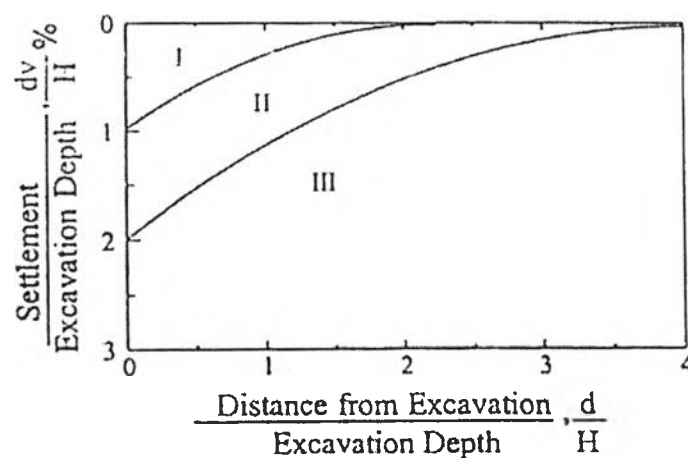
$$\delta_{Hmax} = \frac{0.35\gamma H}{E_s} T \dots\dots\dots(2.41)$$



รูปที่ 2.22 การเปรียบเทียบปริมาณการเคลื่อนตัวทางด้านข้างมากที่สุดจากวิธี FEM กับ ปริมาณการเคลื่อนตัวทางด้านข้างที่ได้จากวิธี Secant Modulus

2.5.2 การทรุดตัวที่ผิวดินหลังกำแพงกันดินเนื่องจากงานขุด

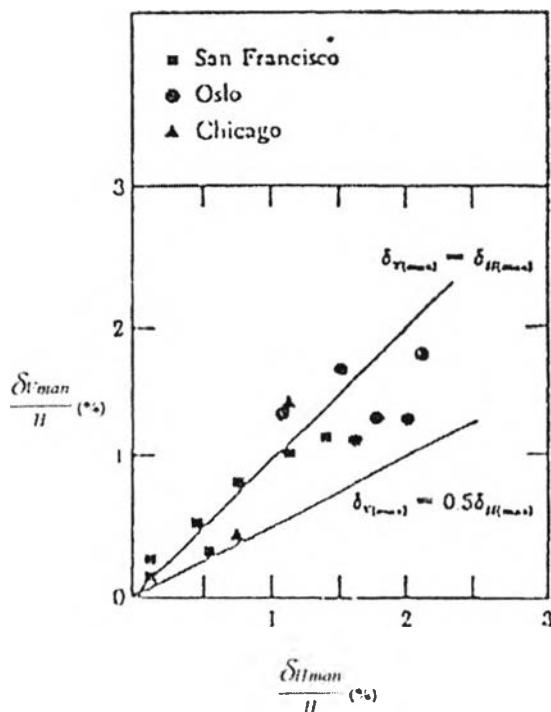
การหาปริมาณการทรุดตัวของดินหลังกำแพงกันดินได้มาจาก Peck (1969) ซึ่งได้ทำการรวบรวมข้อมูลการทรุดตัวของดินในงานขุดต่างๆ ดังแสดงในรูปที่ 2.23 พบว่าจากข้อมูลที่ได้มานั้นมีการกระจายตัวค่อนข้างมากดังนั้นค่าปริมาณการทรุดตัวที่ได้จากวิธีนี้จึงเป็นค่าโดยประมาณเท่านั้น และแบ่งแยกตามชนิดของดินในบริเวณที่ทำงานขุด



รูปที่ 2.23 การทรุดตัวที่ผิวดินที่ระยะห่างจากกำแพงกันดินต่างๆ ของ Peck (1969)

2.5.3 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของกำแพงกันดินกับการทรุดตัวที่ผิวดิน

ความสัมพันธ์ของการเคลื่อนตัวทางด้านสูงสุดของกำแพงกันดินกับปริมาณการทรุดตัวที่ผิวดินสูงสุดของบริเวณด้านหลังงานขุดได้จากความสัมพันธ์ของ Mana and Clough (1981) ที่ใช้สำหรับชั้นดินเหนียวอ่อนถึงปานกลางโดยมีค้ำยันอยู่ที่ตำแหน่ง Intermediate และ Final Stage ของการก่อสร้างมีค่าประมาณ 0.5 ถึง 1.0 ดังแสดงในรูปที่ 2.24



รูปที่ 2.24 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวทางด้านสูงสุดของกำแพงกันดินกับปริมาณการทรุดตัวที่ผิวดินสูงสุดของบริเวณด้านหลังงานขุด Mana and Clough (1981)