

บทที่ 2

ทฤษฎีและผลงานในอดีต

2.1 บทนำ

2.1.1 การปรับปรุงคุณภาพของดิน

ดินเป็นทรัพยากรทางธรรมชาติที่สำคัญชนิดหนึ่งที่มีอยู่มากมายและมีคุณสมบัติแตกต่างกันไปในแต่ละสภาพภูมิประเทศ ดังนั้นในการนำดินมาใช้ในงานวิศวกรรม อาจมีความจำเป็นจะต้องปรับปรุงคุณภาพของดินที่มีคุณภาพของดินที่มีคุณภาพไม่ได้มาตรฐาน ให้มีคุณภาพดีขึ้นเพื่อนำมาใช้ประโยชน์ในด้านต่างๆหรือเพื่อจุดมุ่งหมายอื่น

Hogentogler (1938) พบว่าการปรับปรุงคุณภาพของดิน (Soil Stabilization) คือกระบวนการที่ทำให้ดินตามธรรมชาติมีความสามารถที่จะทนทานต่อการสึกกร่อนและรับน้ำหนักได้สูงขึ้นโดยไม่มี ความเสียหายเกิดขึ้น ทั้งนี้อาจใช้วิธีใส่สารผสมเพิ่ม การบดอัด การทำให้ดินมีความแน่นมากขึ้นโดยวิธี พิเศษต่างๆและการควบคุมคุณภาพในห้องทดลอง ค่า Optimum Moisture Content (OMC) จะเป็น ตัวแปรสำคัญในการปรับปรุงคุณภาพของดิน ส่วนสารผสมเพิ่ม (Admixture) ที่ใช้อาจจะเป็นการผสม ดินชนิดต่างๆเข้าด้วยกันหรือใช้สารประกอบอื่นๆทางเคมีก็ได้

Davidson และ Handy (1950-1960) ได้อธิบายว่า วิธีปฏิบัติในการปรับปรุงคุณภาพของดิน เป็นการประยุกต์มาจากกฎเกณฑ์และหลักการทางวิทยาศาสตร์ด้าน ฟิสิกส์ เคมีและธรณีวิทยา เช่น วิธีการในการควบคุม การซึมผ่าน ความหนาแน่นและการกัดกร่อน หรือการใช้สารผสมเพิ่มต่างๆ โดย ทั้งนี้จะต้องอาศัยทฤษฎีทางด้านกลศาสตร์ของดิน มาช่วยในการออกแบบเพื่อหาวิธีที่เหมาะสมซึ่ง สอดคล้องกับ Winterkorn (1955) ที่ได้อธิบายไว้เช่นเดียวกัน คือความรู้ทางวิทยาศาสตร์ด้านฟิสิกส์ เคมีฟิสิกส์จะเป็นตัวอธิบายและเป็นตัวชี้้นำถึงกรรมวิธีการปฏิบัติของการปรับปรุงคุณภาพของดิน

2.1.2 กรรมวิธีในการปรับปรุงคุณภาพของดิน

การปรับปรุงคุณภาพของดินนั้นมีอยู่หลายวิธี ซึ่งในแต่ละวิธีก็จะมีวิธีการปฏิบัติที่แตกต่างกัน ออกไปทั้งนี้ขึ้นอยู่กับความเหมาะสมและวัตถุประสงค์ของการใช้งานอย่างไรก็ดีในปัจจุบันสามารถ แบ่งแยกประเภทของการปรับปรุงคุณภาพของดินได้ดังนี้

2.1.2.1 ปรับปรุงโดยการปรับสภาพของดิน (Stabilization by Treatment)

2.1.2.2 ปรับปรุงโดยกรรมวิธีทางกลศาสตร์ของดิน (Mechanical Stabilization or Soil Aggregate Stabilization)

2.1.2.3 ปรับปรุงโดยการใช้ซีเมนต์ (Cement Stabilization)

2.1.2.4 ปรับปรุงโดยการใช้ปูนขาวและปูนขาวผสมเถ้าลอย (Lime and Lime Fly Ash Stabilization)

2.1.2.5 ปรับปรุงโดยการใช้ยางมะตอยน้ำ (Bituminous Stabilization)

2.1.2.6 ปรับปรุงโดยการใช้เยื่อไม้ (Lignin Stabilization)

2.1.2.7 ปรับปรุงโดยการใช้กากน้ำตาล (Molasses Stabilization)

2.1.2.8 ปรับปรุงโดยกรรมวิธีทางเคมี (Chemical Stabilization)

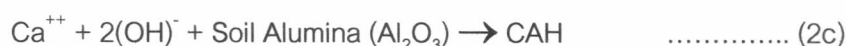
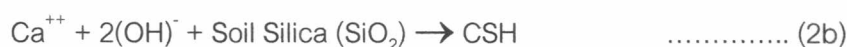
ซึ่งวิทยานิพนธ์นี้จะกล่าวถึงเฉพาะการปรับปรุงคุณภาพของดินด้วยซีเมนต์ (Cement Stabilization) เท่านั้น

2.2 กลไกของการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยซีเมนต์

Lambe, Michaels และ Moh (1959) พบว่าเมื่อน้ำผสมกับซีเมนต์จะทำให้เกิดปฏิกิริยา Cement Hydration ได้สารประกอบ Calcium Silicate Hydrate (CSH), Calcium Aluminate Hydrate (CAH) และ Released Hydrated Lime กระบวนการดังกล่าวทำให้เกิดการแข็งตัวของ CSH และ CAH ซึ่งมีคุณสมบัติเป็นวัสดุเชื่อมยึด นอกจากนี้ Released Hydrated Lime ที่เกิดขึ้นในกระบวนการ ดังกล่าวจะทำให้ค่าความเป็นด่าง (pH) ของ Pore Water เพิ่มขึ้น อันเป็นผลทำให้เกิด Colloid Gel หรือ Cement Gel เกิดการรวมตัวเข้าด้วยกัน (Flocculate) แล้วยึดเกาะกันเป็นมวลที่มีกำลังรับแรงอัดสูงขึ้นตามอายุการบ่มที่เพิ่มขึ้น กระบวนการ Cement Hydration ของมวลที่มีกำลังรับแรงอัดสูงขึ้นตามอายุการบ่มที่เพิ่มขึ้น กระบวนการ Cement Hydration ของมวลดินที่ประกอบด้วยดินเม็ดหยาบ การยึดเกาะที่เกิดขึ้นจะคล้ายๆกับกระบวนการเกิด Cement Hydration ในคอนกรีต แต่แตกต่างกันตรงที่ดินผสมซีเมนต์ Cement Paste จะไม่เต็มตามช่องว่างระหว่างอนุภาค แรงเชื่อมยึดหลักของดินผสมซีเมนต์ที่ประกอบด้วยเม็ดดินหยาบเกิดจากแรงยึดเหนี่ยวทางด้าน Mechanical ของ CSH และ CAH ที่ผิวของอนุภาคดิน ส่วนเม็ดละเอียดเมื่อปรับปรุงคุณภาพด้วยซีเมนต์แรงเชื่อมยึดจะ

ประกอบไปด้วย แรงยึดเหนี่ยวทางด้าน Mechanical และแรงยึดเหนี่ยวทางด้าน Chemical ซึ่งเกิดจากปฏิกิริยาระหว่างซีเมนต์กับ Silica และ Alumina ที่ผิวอนุภาคของดิน ทำให้ได้สารประกอบ CSH และ CAH ซึ่งเป็นวัสดุเชื่อมยึด

Moh (1962) พบว่าการพัฒนากำลังอัดของ Soil-Cement เกิดจากปฏิกิริยา Cement Hydration เป็นหลัก กล่าวคือเมื่ออนุภาคซีเมนต์สัมผัสกับน้ำ ซีเมนต์จะทำปฏิกิริยากับน้ำเรียกว่า Cement Hydration ผลของปฏิกิริยาดังกล่าวจะก่อให้เกิดสาร CSH, CAH และ Calcium Hydroxide Ca(OH)_2 สาร CSH และ CAH จะมีคุณสมบัติเป็นตัวเกาะยึด โดยสามารถเกาะยึดมวลดินเข้าด้วยกัน เป็นมวลดินขนาดใหญ่ที่มีความแข็งแรงสูง Ca(OH)_2 ที่เกิดจะทำปฏิกิริยากับ Soil Silica และ Soil Alumina ในดินต่อไปอีก ทำให้เกิดสาร CSH และ CAH เพิ่มเติมจากปฏิกิริยาที่เกิดขึ้นจากซีเมนต์โดยตรง ปฏิกิริยา Cement Hydration สามารถที่จะเขียนในรูปของสมการได้ดังนี้



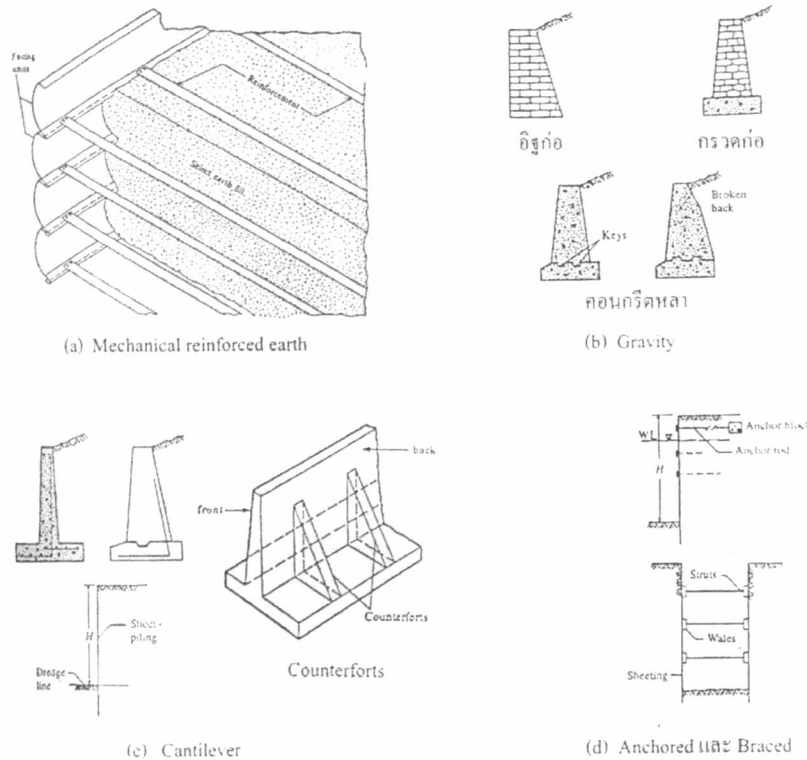
ดังนั้น จะเห็นได้ว่าผลของปฏิกิริยา Cement Hydration ในดินจะก่อให้เกิดสาร CSH และ CAH ซึ่งมีคุณสมบัติเป็นตัวเกาะยึด ดังแสดงในสมการที่ (2a), (2b) และ (2c)

สมการที่ (2a) เป็นสมการที่แสดงว่า CSH และ CAH ที่เกิดจาก Cement Hydration โดยตรง ดังนั้น CSH และ CAH ที่เกิดจาก Cement Hydration โดยตรงนี้จะเรียกว่า Primary Reaction

สมการที่ (2b) และ (2c) เป็นสมการที่แสดงว่า CSH และ CAH เกิดจากปฏิกิริยาต่อเนื่องระหว่าง Ca(OH)_2 กับ Silica และ Alumina ในดิน ดังนั้นจึงเรียกปฏิกิริยาดังกล่าวนี้ว่า Secondary Reaction

2.3 ผนังกันดิน

ผนังกันดิน (Retaining Wall) เป็นโครงสร้างอย่างหนึ่งทำหน้าที่ป้องกันการวิบัติ(Failure)หรือการเคลื่อนตัว (Displacement) ของดินที่มีระดับต่างกันว่า เรียกว่า เชนลาด (Slope) หรือป้องกันดินจากการขุด (Excavation) หรือถม (Embankment) เป็นต้น ผนังกันดินมีอยู่ด้วยกันหลายชนิด แสดงในรูปที่ 2.1



รูปที่ 2.1 แสดงชนิดของกำแพงกันดิน (Bowles, 1996)

2.3.1 Mechanically reinforced earth

เป็นการใช้วัสดุเสริมความแข็งแรง (Reinforcement) เสริมเข้าไปในการกวดดินหลังกำแพง โดยวัสดุเสริมความแข็งแรงจะเป็นแบบ แถบ (Strip) แท่ง (Rods) ทาบสาน (Geotextile strip) แผ่น (Sheets) กริด (Grid) หรือเส้นกริด (Wire grids) ก็ได้

2.3.2 Gravity

เป็นผนังกันดินที่ใช้น้ำหนักของตัวเองต่อต้านการหมุน (Overturning) และการไถล (Sliding) ผนังทำได้จากวัสดุหลายชนิดเช่น อิฐก่อ กรวดก่อ คอนกรีต หรือดินซีเมนต์ ผนังกันดินแบบ Counterforts เป็นผนัง Gravity wall เช่นเดียวกัน แต่ลดปริมาตรของผนังคอนกรีตลง ใช้หินหรือดินถมในช่องว่างระหว่าง Counterforts

2.3.3 Cantilever

เป็นผนังกันดินที่สร้างจากคอนกรีตเสริมเหล็ก หรือใช้ Steel sheet pile ก็ได้มีการใช้งานกับผนังที่สูงประมาณ 1-3 เมตร ยาวน้อยกว่า 100 เมตร และแบบที่เรียกว่า Counterforts ก็สามารถจัดอยู่ในกลุ่มนี้ได้ และยังสามารถสร้างได้สูงถึง 7 เมตร

2.3.4 Anchored และ Struts

เป็นผนังกันดินที่ใช้ค้ำยันที่อาจจะเป็น เหล็ก หรือพื้นคอนกรีตเสริมเหล็ก ช่วยในการป้องกันการเคลื่อนตัว และถ่ายแรงที่เกิดขึ้นกับผนัง เหมาะสำหรับงานผนังสูง หรือขุดลึก โดยการใช้ค้ำยันช่วยนี้ยังเรียกได้หลาย ๆ อย่าง แล้วแต่วัสดุที่ใช้ในการก่อสร้างผนังเช่น ผนังค้ำยันแบบ Steel sheet pile ผนังค้ำยันแบบ Soldier pile lagging และ Diaphragm wall

การเลือกใช้ผนังกันดินแต่ละชนิดก็ขึ้นอยู่กับลักษณะของงาน การติดตั้ง และราคา ส่วนการวิบัติที่จะเกิดขึ้นได้ของผนังกันดินที่ต้องพิจารณามีดังนี้ คือ

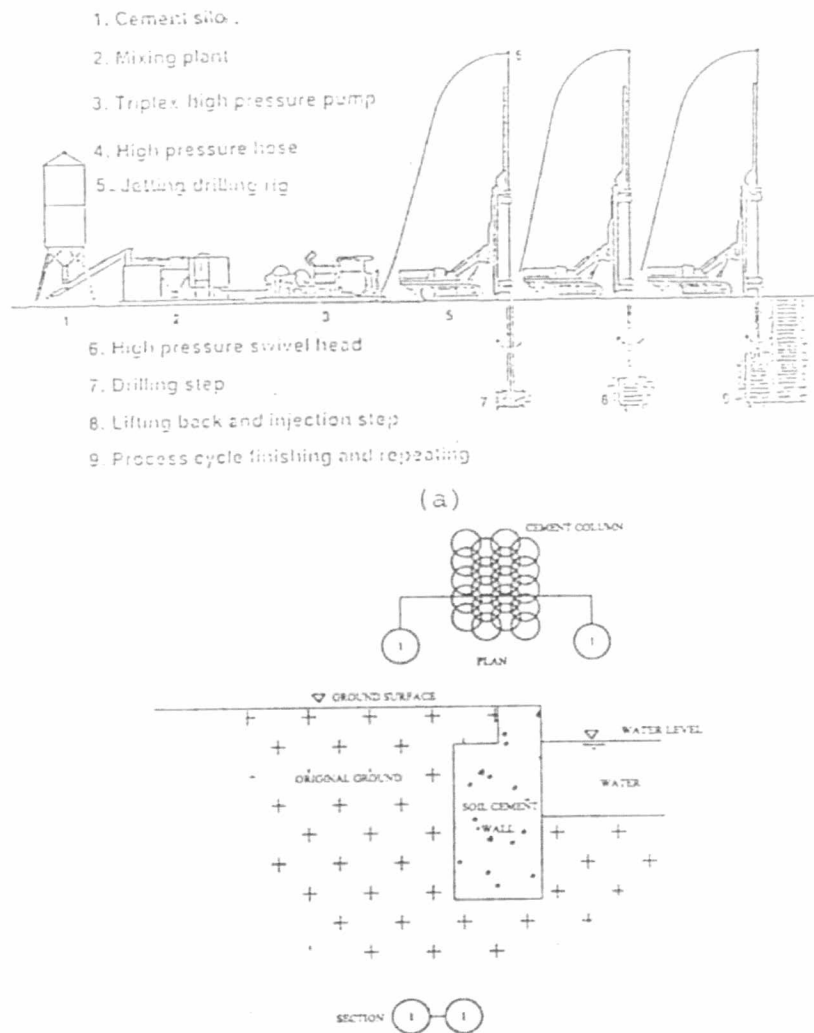
- ก. การวิบัติของตัวโครงสร้างผนังกันดิน เนื่องจากแรงที่กระทำกับผนัง
- ข. การวิบัติของดินที่ระดับต่ำ เนื่องจากน้ำหนักต่างๆที่กระทำรอบบริเวณผนังกันดินนั้นเป็นการวิบัติที่เรียกว่า การรูด (Basal heave)
- ค. การวิบัติเนื่องจากการเคลื่อนตัวของผนังกันดินส่งผลให้ดินรอบบริเวณนั้นเคลื่อนตัวสิ่งปลูกสร้างที่อยู่บนนั้นก็จะเสียหายได้

ดังนั้นการเลือกใช้ผนังกันดิน ต้องพิจารณาถึงชนิดของผนังกันดินที่จะใช้ว่ารองรับงานที่ต้องการได้ สามารถนำเข้าไปติดตั้ง หรือก่อสร้างได้ในสนาม และมีราคาประหยัด และต้องไม่เกิดการวิบัติอย่างใดอย่างหนึ่งที่กล่าวมาแล้ว

2.4 ผนังดินซีเมนต์

ผนังดินซีเมนต์ เป็นผนังกันดินแบบ Gravity ชนิดหนึ่งสร้างจากวิธี Jet mixing เครื่องมือการทำ Jet mixing แสดงในรูปที่ 2.2 a ประกอบไปด้วยเครื่องมือต่าง ๆ 6 ส่วน และหมายเลข 7-9 แสดงการทำเสาดินซีเมนต์ โดยขั้นแรกต้องหมุนก้านเจาะลงไปยังตำแหน่งที่ต้องการพร้อมกับฉีดน้ำออกที่รูปลาย

ก้านเจาะด้วยแรงดันสูงตัดดินไปด้วย พอได้ความลึกที่ต้องการแล้วหมุนก้านเจาะขึ้นพร้อมกับฉีดน้ำผสมซีเมนต์ไปผสมกับดินที่ถูกตัดในขั้นตอนแรกจนถึงระดับผิวดิน ทำสองขั้นตอนนี้แต่เปลี่ยนตำแหน่งการเจาะจะทำให้ได้เสาเข็มดินซีเมนต์ในตำแหน่งที่ต้องการหลาย ๆ ต้น ถ้าเราเลือกตำแหน่งการทำเสาเข็มดินซีเมนต์ให้มีการซ้อนทับกันในรูปที่ 2.2 b จะทำให้เกิดผนังดินซีเมนต์ขึ้นมา



รูปที่ 2.2 แสดงเครื่องมือการทำ Jet mixing การทำเสาเข็มดินซีเมนต์ และผนังดินซีเมนต์

2.5 การเคลื่อนตัวของกำแพงกันดิน

การวิบัติอันหนึ่งที่เกิดขึ้นได้ก็คือ การเคลื่อนตัวที่มากเกินไปของกำแพงกันดิน การวิบัติอันนี้เกิดขึ้นมาจากความไม่แข็งแรงของกำแพงกันดิน อาจจะมาจากการออกแบบหรือการก่อสร้าง ในส่วนการออกแบบต้องพิจารณาถึงความแข็งแรงของกำแพงกันดินที่ต้องการในการรองรับปัญหาที่พบ คือ การรับแรงจากภายนอก และภายในของกำแพงกันดิน ผลลัพธ์ที่จะเกิดขึ้นหลังจากรับแรงเหล่านั้น ถ้าผลลัพธ์ที่เกิดขึ้นสามารถรับได้ก็เริ่มทำการก่อสร้างได้ แต่ก่อนที่จะเริ่มทำการก่อสร้างนั้นต้องพิจารณาถึงขั้นตอนการก่อสร้าง วิธีควบคุมและตรวจสอบให้กำแพงกันดินมีความแข็งแรงเช่นเดียวกับที่ได้ออกแบบไว้

2.6 ปัจจัยที่ทำให้เกิดการเคลื่อนตัว

การเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินมีปัจจัยหลักอยู่ 3 ประการได้แก่ แรงที่กระทำกับผนังกันดิน ชนิดของกำแพงกันดิน และคุณสมบัติของกำแพงกันดิน

2.6.1 แรงที่กระทำกับกำแพงกันดิน

แรงที่กระทำกับกำแพงกันดินจะเป็นแรงในแนวระดับ หรือที่เรียกกันว่า แรงดันดินด้านข้าง (Lateral Earth Pressure) ซึ่งจะเกิดขึ้นกับกำแพงกันดินทุกชนิด แต่จะเกิดขึ้นมากหรือน้อยเท่าไรก็ขึ้นอยู่กับปัจจัยหลายๆอย่าง เช่น ชนิดของดินที่อยู่ด้านหลังกำแพง ดินอึดตัวด้วยน้ำหรือไม่ มีรอยแตกร้าวของดินหรือไม่ และมีน้ำหนักมากดทับบนดินบริเวณด้านหลังกำแพงหรือไม่ เป็นต้น

2.6.1.1 การวิเคราะห์หน่วยแรงดันดินทางด้านข้างแบบสถิตย์

(Lateral Earth Pressure at Rest)

เป็นการวิเคราะห์ที่ใช้กับระบบของโครงสร้างป้องกันเคลื่อนตัวของดินที่มีค่าความแข็งแรงของโครงสร้างสูงมาก เช่น Diaphragm Wall, Secant Pile Wall โดยมีสมมติฐานว่า จะไม่เกิด การเคลื่อนตัวของโครงสร้างที่ใช้เป็นระบบกำแพงกันดิน ในการวิเคราะห์จะไม่พิจารณาผลของหน่วยแรงภายนอกที่กระทำต่อดินซึ่งจะได้

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

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

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

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

- เมื่อ K_o = Coefficient of Earth Pressure at Rest หรือ สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างของดิน
 σ_{ho} = หน่วยแรงดันดินทางด้านข้างแบบสถิตย์
 σ_{vo} = หน่วยแรงดันดินในแนวตั้งแบบสถิตย์
 σ'_{ho} = หน่วยแรงประสิทธิผลทางด้านข้างแบบสถิตย์
 σ'_{vo} = หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งแบบสถิตย์
 u = ความดันน้ำในโพรง

สำหรับการหาค่าหน่วยแรงกระทำทางด้านข้างให้ใกล้เคียงกับสภาพจริงตามธรรมชาตินั้น มีความจำเป็นที่จะต้องใช้ค่า K_o ของดินให้เหมาะสม โดยปกติค่า K_o ของดินที่ใช้นั้นได้มาจากความสัมพันธ์แบบ Empirical ที่ใช้ได้เฉพาะในแต่ละพื้นที่และลักษณะของงานก่อสร้าง ซึ่งการหาค่า K_o ของดินสามารถสรุปออกมาได้ดังนี้

2.6.1.1.1 ค่า K_o สำหรับดินเม็ดหยาบ (Cohesionless Soil)

โดยปกติแล้วค่า K_o ในดินเม็ดหยาบขึ้นอยู่กับสถานะความแน่นและสัดส่วนการอัดแน่นเกินตัว สำหรับทรายที่มีค่าความแน่นปานกลาง (Medium Dense) หรือแน่น (Dense) และมีค่า OCR เท่ากับ 1.0 ซึ่งค่า K_o อาจประเมินได้จาก

$$K_o = 1 - \sin \phi' \quad \text{Jaky (1994)} \quad \dots\dots\dots (2.5)$$

2.6.1.1.2 ค่า K_o สำหรับดินเหนียว (Cohesive Soil)

Brooker and Ireland (1965) เสนอให้ค่า K_o ของดินเหนียวขึ้นอยู่กับค่า PI และ OCR ดังแสดงในรูปที่ 2.3 โดยที่ค่า K_o ของ Normally Consolidated Clay (NC-Clay) จะมีความสัมพันธ์กับค่า ϕ' ดังแสดงในสมการที่ 2.6

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

เมื่อ ϕ' เป็นค่ามุมต้านทานแรงเฉือนในรูปของหน่วยแรงประสิทธิผลของ NC Clay ซึ่ง
มีค่าอยู่ระหว่าง 20 ถึง 30

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

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

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

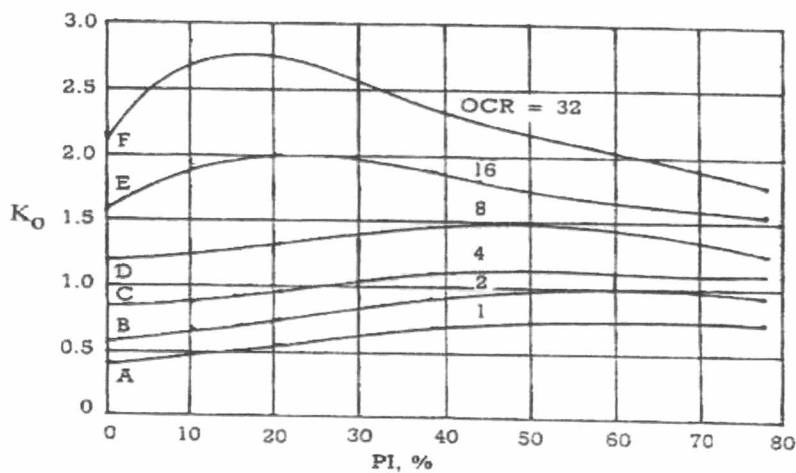
สำหรับการหาค่า K_o ของ Over Consolidated Clay, $K_{o(OC)}$ โดย Schmidt (1966) ได้
เสนอความสัมพันธ์ระหว่าง K_o ของ NC Clay กับ K_o ของ OC Clay อยู่ในรูปสมการกับค่า OCR
ของดินดังนี้

$$K_{o(OC)} = K_{o(NC)} OCR^m \quad \text{..... (2.10)}$$

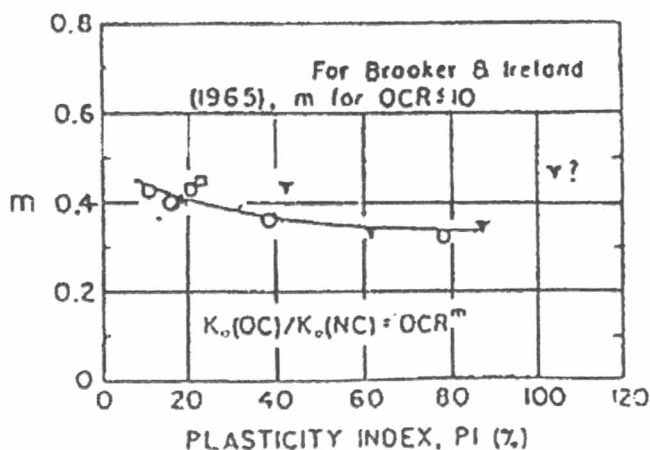
เมื่อ $m = 0.32$ ถึง 0.40 เมื่อ PI มีค่าเท่ากับ 20% ถึง 80% Ladd et al (1977)

ดังแสดงในรูปที่ 2.4

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



รูปที่ 2.3 ความสัมพันธ์ของ K_o ซึ่งเป็นฟังก์ชันของ PI และ OCR (Brooker & Ireland, 1965)



รูปที่ 2.4 สัมประสิทธิ์ m ซึ่งเป็นฟังก์ชันของ K_o และ OCR กับค่า PI (Ladd et al, 1977)

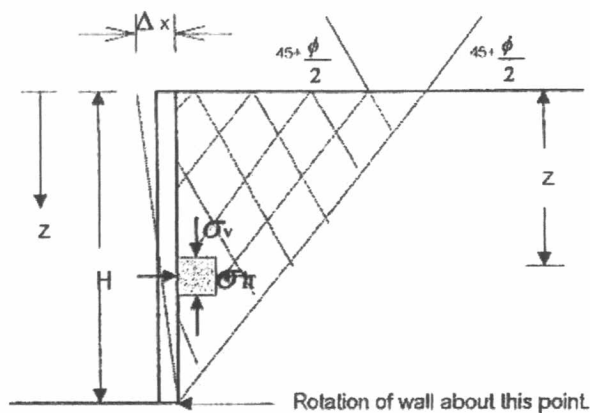
2.6.1.2. การวิเคราะห์หน่วยแรงดันดินแบบกระทำ (Active Earth Pressure)

การหาหน่วยแรงดันดินทางด้านข้างแบบกระทำนี้จะโดยอาศัยการวิเคราะห์ด้วยทฤษฎีของ Rankine และกฎการวิบัติของมวลดินตามหลักการของ Mohr-Coulomb ซึ่งมีสมมุติฐานว่าระนาบของการวิบัติของมวลดินจะเกิดขึ้นเป็นแบบ Planar surface พร้อมทั้งชั้นดินจะต้องวางอยู่ในลักษณะ Horizontal layer

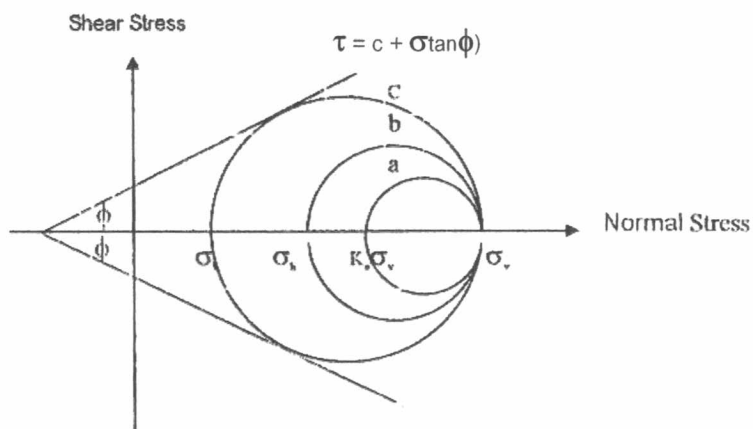
2.6.1.2.1 Rankine's Active Earth Pressure

ในขณะที่ทำการขุดดินจะมีผลทำให้เกิดการเคลื่อนตัวของมวลดินที่อยู่บริเวณด้านหลังของกำแพงกันดินเป็นสาเหตุให้กำแพงกันดินเกิดการเคลื่อนตัว โดยที่การเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินเป็นลักษณะเคลื่อนตัวออกจากมวลดินเป็นผลทำให้เกิดการลดลงของค่าหน่วยแรงในแนวนอนขณะที่ค่าหน่วยแรงในแนวตั้งมีค่าคงที่ จนกระทั่งมวลดินเกิดการวิบัติซึ่งสภาพการวิบัติที่เกิดขึ้นเป็นการวิบัติแบบ Rankine Active State โดยลักษณะของการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินจะเป็นแบบ Tilting ดังแสดงในรูปที่ 2.5 a

การพิจารณาค่าหน่วยแรงดันดินทางด้านข้างที่ระดับความลึก Z โดยไม่พิจารณาผลของค่าหน่วยแรงเสียดทานที่บริเวณผิวของกำแพงกันดินและอาศัยกฎการวิบัติตามทฤษฎีของ Mohr-Coulomb ($\tau_{ff} = c + \sigma_n \tan \phi$) โดยใช้วงกลมของ Mohr เพื่อหาค่าหน่วยแรงดันดินแสดงในรูปที่ 2.5 b ได้ดังนี้



a) ลักษณะการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินในสภาพ Active ของ Rankine



b) Rankine's Active Earth Pressure State

รูปที่ 2.5 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 2.6 a

สำหรับในกรณี Cohesive soil จะเกิด Tension crack ขึ้นจนถึงระดับความลึก Z_c ดังนั้นที่ระดับผิวดิน $Z = 0$

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

ที่ระดับความลึก $Z = H$

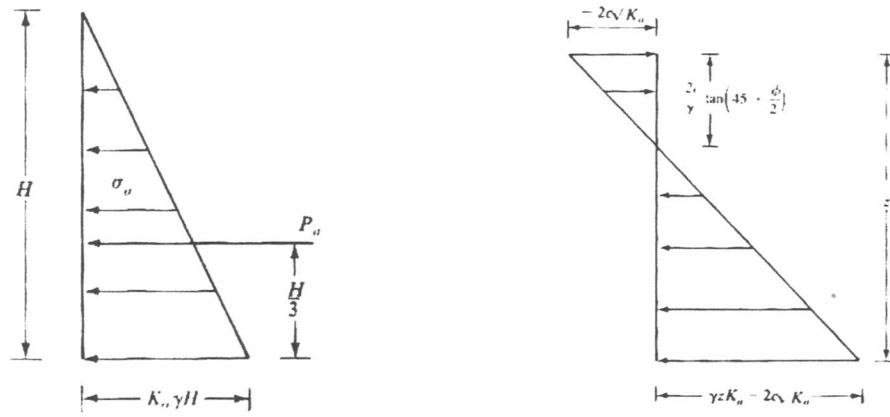
$$\sigma_v = \gamma H \quad \sigma_{ha} = \gamma H K_a - 2C \sqrt{K_a} \quad \dots\dots\dots (2.16)$$

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 2.6 b



a) Cohesionless soil

b) Cohesive soil

รูปที่ 2.6 แรงดันดินทางด้านข้างของ Rankine's Active State

2.6.1.3 การวิเคราะห์หน่วยแรงดันดินแบบถูกกระทำ (Passive Earth Pressure)

การหาหน่วยแรงดันดินทางด้านข้างแบบกระทำนี้จะโดยอาศัยการวิเคราะห์ด้วยทฤษฎีของ Rankine และกฎการวิบัติของมวลดินตามหลักการของ Mohr-Coulomb ซึ่งมีสมมุติฐานว่าระนาบของการวิบัติของมวลดินจะเกิดขึ้นเป็นแบบ Planar surface พร้อมทั้งชั้นดินจะต้องวางอยู่ในลักษณะ Horizontal layer

2.6.1.3.1 Rankine's Passive Earth Pressure

การวิบัติของมวลดินสำหรับสภาวะ Passive เกิดจากการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินในขณะที่ทำการขุดดิน ซึ่งมีผลทำให้เกิดการเพิ่มของหน่วยแรงในแนวนอนขณะที่ค่าหน่วยแรงในแนวตั้งมีค่าคงที่หรือเมื่อพิจารณาในลักษณะของการทดสอบ Triaxial จะได้ว่าเกิดจากการเพิ่มขึ้นของ Axial stress ในขณะที่ Confining Pressure คงที่ โดยลักษณะของระนาบการวิบัติในสภาวะ Passive สามารถแสดงได้ในรูปที่ 2.7 a

การพิจารณาค่าหน่วยแรงดันดินทางด้านข้างที่ระดับความลึก Z โดยไม่คิดผลของแรงในแนวนอน (σ_h) จะมีค่าเท่ากับ $K_o \sigma'_v + u_o$ และเมื่อเกิดการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินเข้าหามวลดินจนเกิดการวิบัติที่อยู่ในสภาพ Passive ทำให้สามารถหาค่าหน่วยแรงดันดินทางด้านข้าง (σ_{hp}) ได้โดยอาศัยรูปวงกลมของ Mohr ดังแสดงในรูปที่ 2.7 b

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

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

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

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

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

ดังนั้น

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

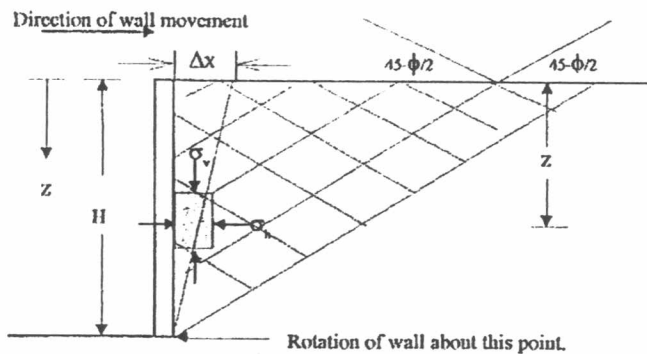
สำหรับกรณีดินเหนียวหรือ Cohesive soils จะสามารถหาค่า σ_{hp} ได้ดังแสดงในรูปที่ 2.10 b

ที่ระดับผิวดิน $Z = 0$

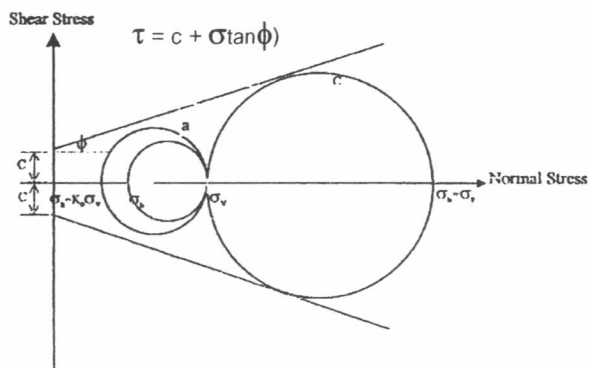
$$\sigma_v = 0 \qquad \qquad \qquad \sigma_{hp} = 2C\sqrt{K_p} \dots\dots\dots (2.22)$$

ที่ระดับความลึก $Z = H$

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

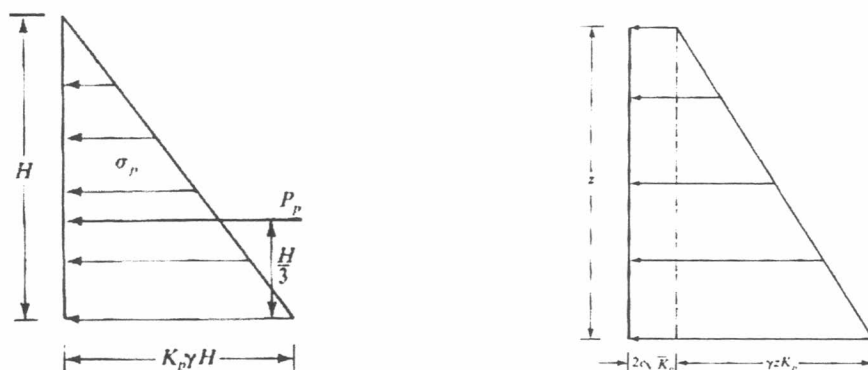


a) ลักษณะการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินในสภาพ Passive ของ Rankine



b) Rankine's Passive Pressure

รูปที่ 2.7 Rankine's Passive Earth Pressure State



a) Cohesionless soil

b) Cohesive soil

รูปที่ 2.8 แรงดันดินทางด้านข้างของ Rankine's Passive State

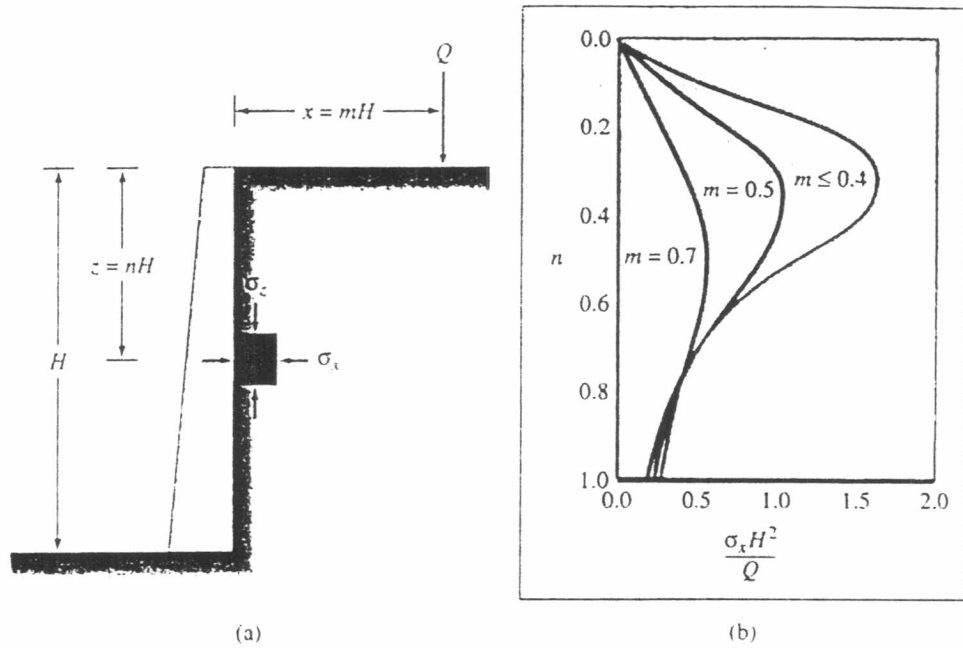
2.6.1.4 การวิเคราะห์หน่วยแรงดันดินทางด้านข้างเนื่องจาก Surcharges โดยทฤษฎี

Elasticity

การหาค่าหน่วยแรงดันดินทางด้านข้างโดยอาศัยการวิเคราะห์ด้วยทฤษฎีของ Elasticity นั้น เราสามารถที่จะพิจารณาน้ำหนักที่กระทำต่อกำแพงกันดินโดยแยกเป็นกรณีดังนี้

2.6.1.4.1 น้ำหนักที่กระทำแบบจุด (Point Load Surcharge)

จากรูปที่ 2.9 เราสามารถหาหน่วยแรงทางด้านข้างที่กระทำต่อกำแพงกันดินได้ดังนี้



รูปที่ 2.9 a) หน่วยแรงทางด้านข้างที่กระทำต่อกำแพงเนื่องจาก Point Load
 b) กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง n และ $\frac{(\sigma_x H^2)}{Q}$

สำหรับ $m > 0.4$

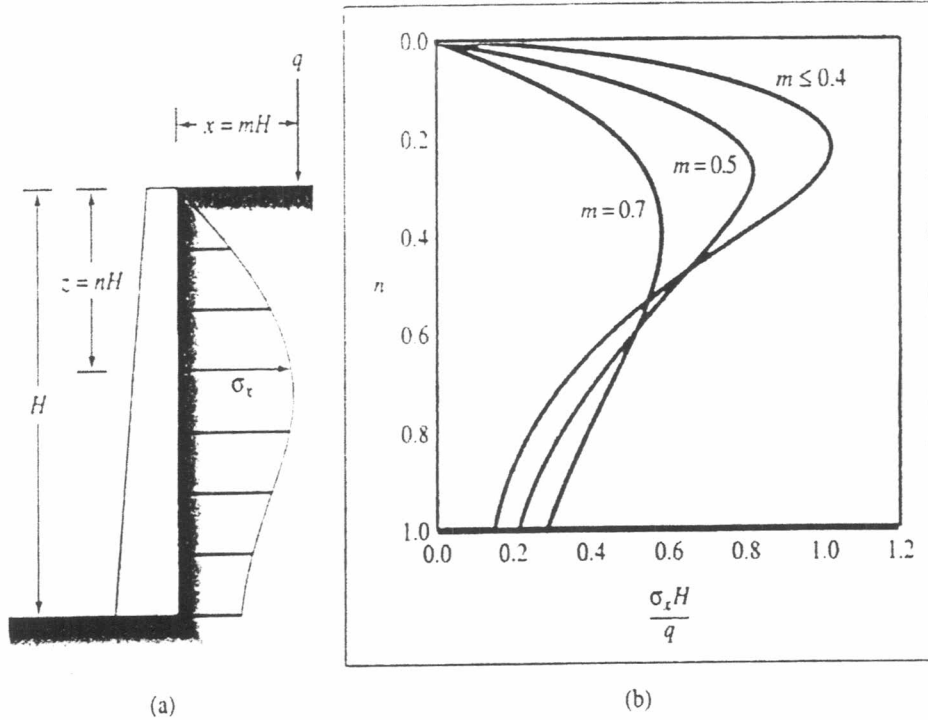
$$\sigma_x = \frac{1.77Q}{H^2} \frac{m^2 n^2}{(m^2 + n^2)^3} \dots\dots\dots (2.24)$$

และ สำหรับ $m \leq 0.4$

$$\sigma_x = \frac{0.28Q}{H^2} \frac{n^2}{(0.16 + n^2)^3} \dots\dots\dots (2.25)$$

2.6.1.4.2 น้ำหนักที่กระทำแบบเส้น (Line Load Surcharge)

จากรูปที่ 2.10 เราสามารถหาหน่วยแรงทางด้านข้างที่กระทำต่อกำแพงกันดินได้ดังนี้



รูปที่ 2.10 a) หน่วยแรงทางด้านข้างที่กระทำกับกำแพงเนื่องจาก Line Load

b) กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง n และ $\frac{(\sigma_x H^2)}{Q}$

สำหรับ $m > 0.4$

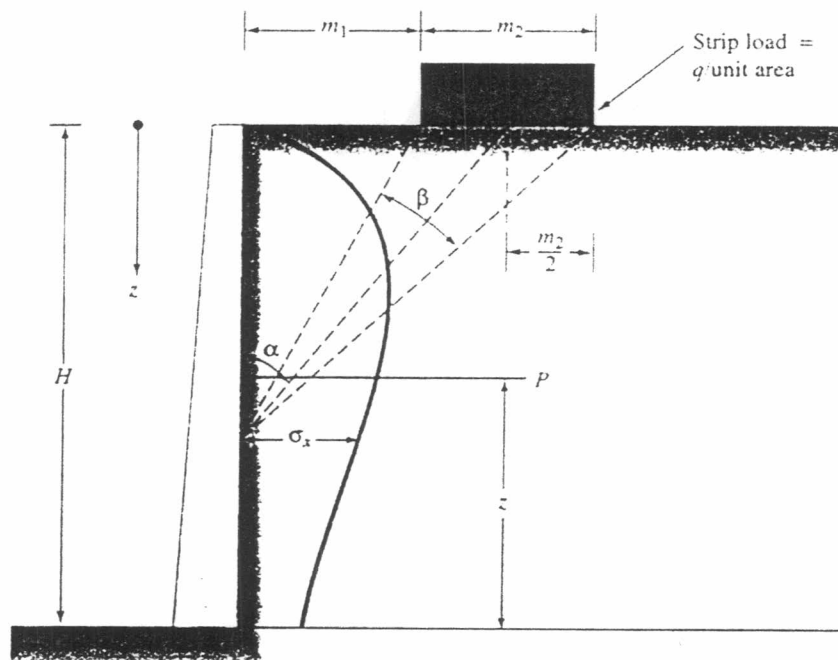
$$\sigma_x = \frac{4q}{\pi H} \frac{m^2 n}{(m^2 + n^2)^2} \dots\dots\dots (2.26)$$

และ สำหรับ $m \leq 0.4$

$$\sigma_x = \frac{0.203q}{H} \frac{n}{(0.16 + n^2)^2} \dots\dots\dots (2.27)$$

2.6.1.4.3 น้ำหนักที่กระทำแบบสี่เหลี่ยมผืนผ้า (Strip Load Surcharge)

จากรูปที่ 2.11 เราสามารถหาหน่วยแรงทางด้านข้างที่กระทำต่อกำแพงกันดินได้ดังนี้

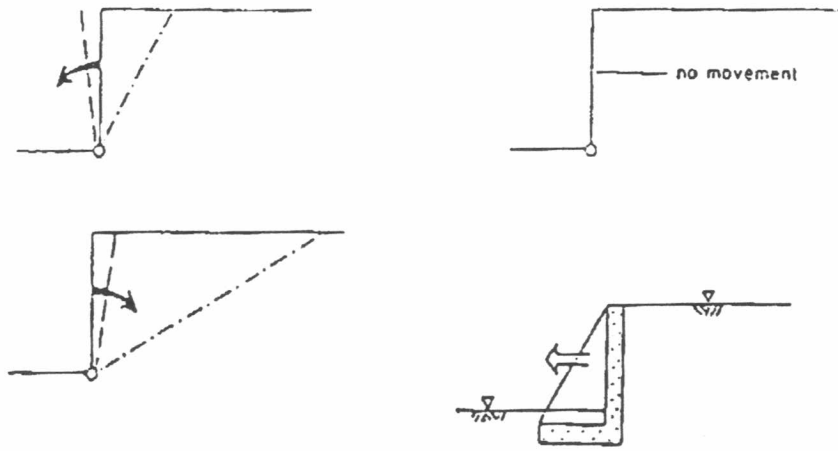


รูปที่ 2.11 หน่วยแรงทางด้านข้างที่กระทำกับกำแพงเนื่องจาก Strip Load

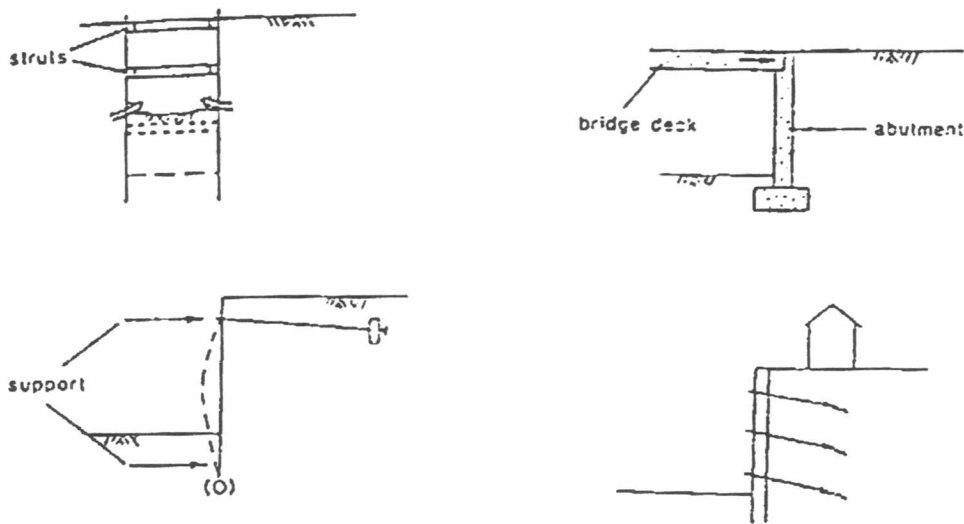
$$\sigma_x = \frac{2q}{H} (\beta - \sin \beta \cos 2\alpha) \dots\dots\dots (2.28)$$

2.6.2 ชนิดของกำแพงกันดิน

กำแพงกันดินในแต่ละชนิดที่ได้กล่าวมาแล้วในหัวข้อ 2.3 นั้นพอจำแนกออกได้เป็น 2 กลุ่มคือ กลุ่มที่ไม่มีค้ำยัน และกลุ่มที่มีค้ำยัน โดยการเคลื่อนตัวของกลุ่มที่ไม่มีค้ำยันก็ได้แบ่งออกเป็น 2 กรณี คือ กรณีที่ใช้ในการออกแบบจะจำลองพฤติกรรมเป็นลักษณะที่เกิดการหมุนของกำแพงรอบจุดหมุนที่กั้นบ่อ ซึ่งอาจจะหมุนเข้าหรือหมุนออกก็ได้ หรือไม่เกิดการเคลื่อนที่เลยกำแพงกันดินแข็งและหนักมาก กรณีพฤติกรรมที่เกิดขึ้นจริงก็อาจจะไม่เกิดการหมุนที่กั้นบ่อ แต่จะเกิดการหมุนที่ฐานของกำแพงกันดิน หรือเกิดการเคลื่อนตัวออกไปตรงๆก็ได้ ดังรูปที่ 2.12 ส่วนกลุ่มที่มีค้ำยันจะมีลักษณะการโค้งตัวระหว่างจุดที่มีค้ำยัน หรือ Anchored พร้อมกับการเคลื่อนตัวของกำแพง ดังรูปที่ 2.13 และการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินที่มีค้ำยันจะเกิดขึ้นน้อยในจุดที่มีค้ำยัน



รูปที่ 2.12 ลักษณะการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินแบบไม่มีค้ำยัน



รูปที่ 2.13 ลักษณะการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินแบบมีค้ำยัน

2.6.3 ความแข็งแรงของกำแพงกันดิน

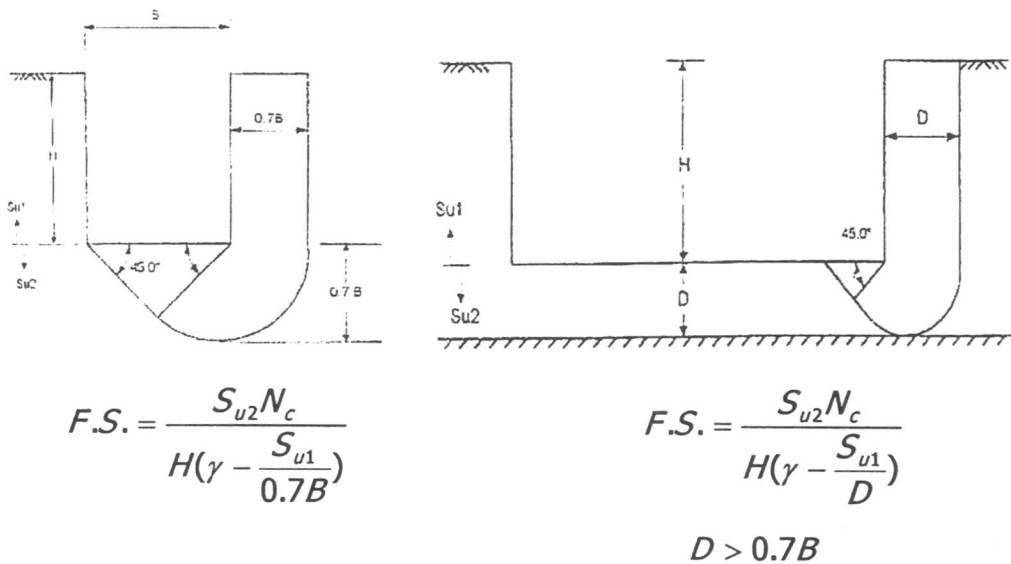
การเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินส่วนหนึ่งจะขึ้นอยู่กับความแข็งแรงของกำแพงกันดิน ถ้ากำแพงกันดินมีความแข็งแรงมากก็จะเกิดการเคลื่อนตัวน้อย

2.7 เสถียรภาพสำหรับงานขุดดิน (Stability of excavation)

ในงานขุดดินนอกจากการพิจารณาแรงดันดินทางด้านข้างที่กระทำต่อกำแพงกันดินแล้ว ยังคงต้องพิจารณาถึงผลของเสถียรภาพของกันหลุม (Heave effect) โดยเฉพาะในงานขุดดินเหนียวอ่อนซึ่งในการพิจารณาจะสมมติให้ดินที่อยู่ด้านข้างของหลุมมีพฤติกรรมเป็น Surcharge ที่กระทำกับดินกันหลุม โดยถ้าแรงกระทำมากกว่าแรงต้านทานของดินแล้ว ดินข้างหลุมก็จะสามารถไหลเข้ามาในหลุมได้มีผลทำให้เกิดการพังทลายของงานขุดดิน สำหรับหลักพิจารณาเสถียรภาพของดินกันหลุมมีดังนี้

2.7.1 การหาเสถียรภาพของกันหลุมโดย Terzaghi's Theory (1943)

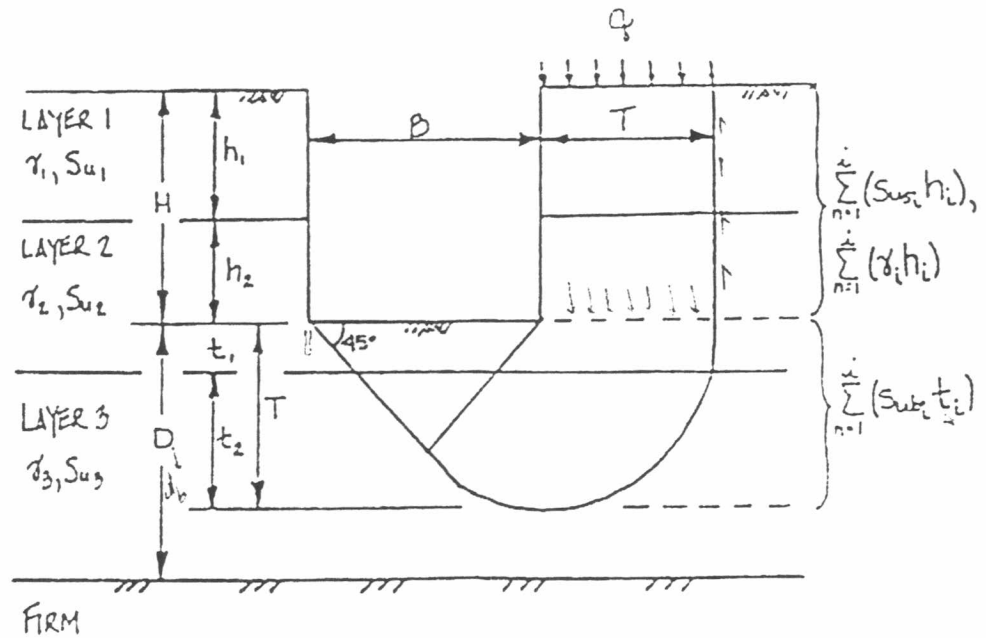
การหาเสถียรภาพของกันหลุมวิธีนี้อาศัยหลักการของ Bearing capacity จากแนวคิดของฐานรากตื้น โดยสามารถแบ่งออกได้เป็น 2 กรณีคือ กรณีที่มีชั้นดินเหนียวที่มีความหนามากซึ่งจะพิจารณาว่าเกิดการพังทลายดังแสดงในรูปที่ 2.14a และกรณีที่ชั้นดินเหนียวอ่อนวางตัวอยู่บนชั้นดินแข็งโดยมีความหนาของดินเหนียวอ่อนที่ระดับล่างสุดของการขุดถึงชั้นดินแข็งเท่ากับ D ดังแสดงในรูปที่ 2.14b



- a) ชั้นดินเหนียวอ่อนที่มีความหนามาก
- b) ชั้นดินเหนียวอ่อนที่มีชั้นดินแข็งรองรับ

รูปที่ 2.14 การหาค่า Factor of safety against Basal Heave โดยวิธีของ Terzaghi

สำหรับชั้นดิน Non-homogeneous จะพิจารณา ดังแสดงในรูปที่ 2.15



$$F.S. = \frac{N_c \sum (S_{ub} t)}{[\sum (\gamma h) + q]T - \sum (S_{us} h)}, \quad N_c = 5[1 + 0.2(B/L)]$$

If $D < 0.7B$, $T = D$ If $D > 0.7B$, $T = 0.7B$

รูปที่ 2.15 การหาค่า Factor of safety against Basal Heave for layered soil
(Terzahi 1943 and Smith 1987)

- เมื่อ
- N_c = Bearing capacity factor
 - S_{us} = Undrained shear strength along side of excavation
 - S_{ub} = Undrained shear strength below excavation
 - γ = Total unit weight of soil along side of excavation
 - q = Surcharge load
 - L = Excavation length

2.8 การวิเคราะห์งานขุดดินโดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

(Finite Element Method for Excavation Analysis)

การใช้ไฟไนต์เอลิเมนต์เพื่อช่วยในการวิเคราะห์ปัญหาทางด้านวิศวกรรมมีการเริ่มต้นตั้งแต่ว่าช่วงปี ค.ศ. 1950 โดยลักษณะของงานทางด้านวิศวกรรมปฐพีที่นิยมนำวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์มาช่วยในการแก้ปัญหาได้แก่ การวิเคราะห์ปัญหาของงานเขื่อน, การก่อสร้างระบบกำแพงกันดิน, การวิเคราะห์เพื่อหาปริมาณการเคลื่อนตัวของดินสำหรับงานขุด ฯลฯ

วิธีการวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์เป็นการประมาณรูปแบบของปัญหากับวัสดุที่มีขนาดและค่าคุณสมบัติของวัสดุนั้น โดยทำการจำลองวัสดุที่นำมาใช้ในการวิเคราะห์ด้วยเอลิเมนต์ย่อยๆ (Mesh) ซึ่งในแต่ละเอลิเมนต์ย่อยๆ ที่อยู่ข้างเคียงกันจะมีการเชื่อมต่อกันด้วยจุดที่เรียกว่า Nodal Point พร้อมทั้งมีความเกี่ยวเนื่องกันทั้งระบบและสามารถแสดงได้โดยระบบสมการที่อยู่ในรูปแบบของ Matrix ดังนี้

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

เมื่อ F = Vector of Applied Nodal Force

K = Stiff Matrix

U = Unknown Nodal Displacements or Temperatures

สำหรับในการวิจัยนี้นำวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์โดยใช้โปรแกรม PLAXIS ซึ่งเป็นโปรแกรมที่สามารถใช้วิเคราะห์เกี่ยวกับการเคลื่อนตัวและเสถียรภาพของงานการก่อสร้างทางวิศวกรรมปฐพี โดยรายละเอียดเกี่ยวกับโปรแกรม PLAXIS มีดังนี้

2.8.1 ชนิดของการกำหนดลักษณะปัญหาในการวิเคราะห์ (Type of Problem)

ในการวิเคราะห์โดยโปรแกรม PLAXIS สามารถพิจารณาใช้เกี่ยวกับลักษณะของปัญหาที่มีรูปแบบได้เป็น 3 ชนิด คือ

2.8.1.1 Plane Strain Problem เป็นการวิเคราะห์ของปัญหาที่มีลักษณะของหน้าตัด (Cross Section) สม่ำเสมอและมีความยาวมาก (2มิติ) พร้อมทั้งสอดคล้องกับสภาพของหน่วยแรงที่อยู่ในทิศทางที่ตั้งฉากกับระนาบของปัญหาที่ใช้ในการพิจารณา โดยที่ค่าการเคลื่อนตัวในทิศทางที่ตั้งฉากกับระนาบของปัญหากำหนดให้มีค่าเท่ากับศูนย์

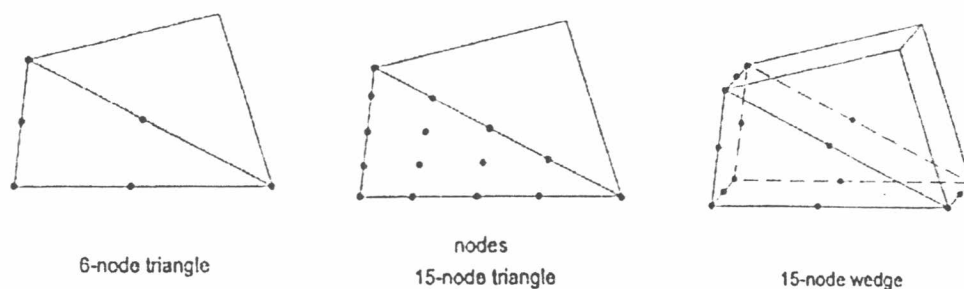
2.8.1.2 Axisymmetric Problem เป็นการวิเคราะห์ที่เหมาะสมกับลักษณะของปัญหาที่มีความสมมาตร โดยมีรัศมีสม่ำเสมอ และเป็นรูปแบบของปัญหา 2 มิติ เช่น การวิเคราะห์สำหรับฐานรากที่เป็นวงกลม โดยระบบของปัญหาแบบนี้จะให้ค่าตามแกนในแนวนอน (X-Axis) อยู่ในลักษณะของค่าการเปลี่ยนแปลงในรูปของและค่าในแนวแกนตั้ง (Y-Axis) จะเป็นการเปลี่ยนแปลงในแนวแกนของวัสดุที่พิจารณา

2.8.1.3 3D Axisymmetry Problem เป็นรูปแบบที่ใช้ในการวิเคราะห์ของปัญหาที่ใช้ได้กับทั้งโครงสร้างที่มีลักษณะสมมาตรและไม่สมมาตร ซึ่งการเปลี่ยนแปลงจะสามารถมีได้ทั้ง 3 ทิศทางซึ่งตั้งฉากกัน

2.8.2 ลักษณะของเอลิเมนต์ (Element Type)

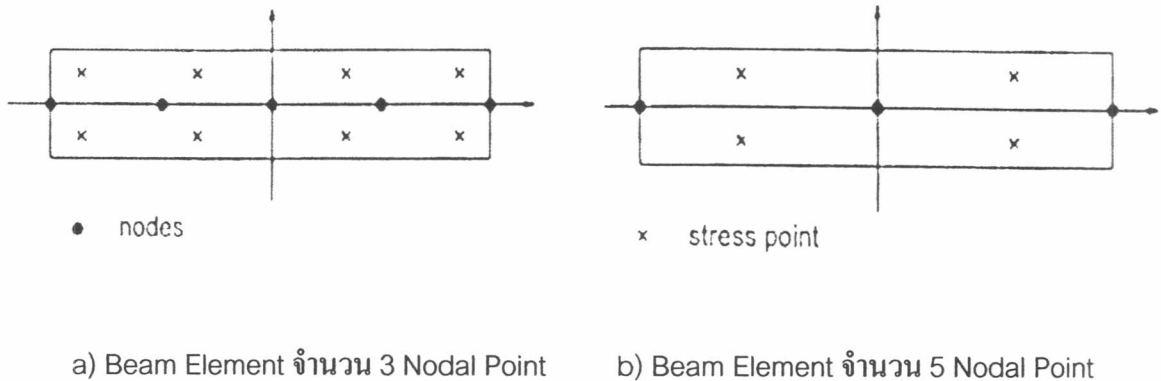
ในการวิเคราะห์ปัญหาด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์มีความจำเป็นจะต้องจำลองวัสดุที่อยู่ในขอบเขตของปัญหาที่ทำการพิจารณาด่วนเอลิเมนต์ต่างๆ โดยในการจำลองวัสดุของปัญหาทางวิศวกรรมปฐพีของโปรแกรม PLAXIS มีรูปแบบของเอลิเมนต์สำหรับวัสดุต่างๆดังนี้

2.8.2.1 เอลิเมนต์สำหรับดิน (Soil Element) มีรูปแบบของเอลิเมนต์เป็นโครงสามเหลี่ยมที่มีจำนวนของ Nodal Point ในแต่ละเอลิเมนต์ได้ 6 จุด และ 15 จุด ดังแสดงในรูปที่ 2.16



รูปที่ 2.16 ลักษณะของ Nodal Point สำหรับเอลิเมนต์ของดิน

2.8.2.2 เอลิเมนต์สำหรับโครงสร้าง (Beam Element) มีรูปแบบเอลิเมนต์ที่มีลักษณะเสมือนเป็นแผ่นบางๆ โดยความหนาของเอลิเมนต์สำหรับโครงสร้างเป็นลักษณะที่สมมติขึ้นซึ่งมีค่าเท่ากับ d_{eq} ($d_{eq} = \sqrt{12EI / EA}$) นอกจากนี้ในเอลิเมนต์หนึ่งๆสำหรับโครงสร้างสามารถมีจำนวน Nodal Point ได้ 3 จุด และ 5 จุด ดังแสดงในรูปที่ 2.17



รูปที่ 2.17 ลักษณะของ Nodal Point ของเอลิเมนต์สำหรับโครงสร้าง

2.8.3 ชนิดของแบบจำลองพฤติกรรมสำหรับดิน (Modeling of Soil Behavior)

โดยปกติลักษณะของดินจะมีพฤติกรรมเป็นแบบ Non linear stress strain และสามารถกำหนดการวิเคราะห์เพื่อพิจารณาได้หลายระดับ ซึ่งจะมีผลต่อจำนวนพารามิเตอร์ที่ใช้สำหรับการจำลองพฤติกรรมของดิน โดยจำนวนพารามิเตอร์จะเพิ่มขึ้นตามความซับซ้อนที่ใช้ในการพิจารณา สำหรับการวิเคราะห์โดยใช้โปรแกรม PIAXIS สามารถแบ่งลักษณะของแบบจำลองได้เป็น 5 แบบจำลองดังนี้

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

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

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

2.8.3.4 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 (K)

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

2.8.4 ลักษณะของการวิเคราะห์ปัญหา (Type of Analysis)

ในการวิเคราะห์ปัญหาโดยใช้โปรแกรม PLAXIS สามารถใช้วิธีการวิเคราะห์ได้ทั้งวิธีการวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวม (Total Stress Analysis) และการวิเคราะห์แบบหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Analysis) ซึ่งในกรณีของงานขุดดินจะทำการก่อสร้างเสร็จภายในเวลาไม่นานจึงนิยมใช้วิธีการวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวม โดยโปรแกรม PLAXIS กำหนดให้สามารถเลือกใช้ค่าพารามิเตอร์ของดินได้ทั้งในรูปแบบหน่วยแรงรวมและหน่วยแรงประสิทธิผล

2.8.4.1 การวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวมโดยใช้พารามิเตอร์แบบหน่วยแรง

ประสิทธิผล(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

2.8.4.2 การวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวมโดยใช้พารามิเตอร์แบบหน่วยแรงรวม (Undrained Analysis with Total Stress Parameters)

การวิเคราะห์แบบนี้มวลดินและแรงดันน้ำในดินจะถูกพิจารณารวมเป็นส่วนเดียวกันโดยอาศัยหลักการสมดุลของแรง ซึ่งในการวิจัยนี้จะใช้เลือกวิธีการวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวมโดยใช้ พารามิเตอร์แบบหน่วยแรงรวมเพราะความเหมาะสมกับสภาพการทดสอบที่ใช้อยู่ในปัจจุบันทำให้ มีความสะดวกในการหาค่าพารามิเตอร์ที่นำไปวิเคราะห์

2.8.5 แบบจำลองของ Mohr-Coulomb

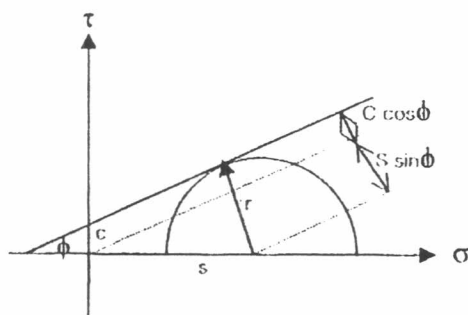
การวิเคราะห์โดยอาศัยแบบจำลอง Elastic Perfectly Plasticity ซึ่งประกอบด้วย ความสัมพันธ์ของค่า Strain กับ ค่า Strain Rate ของส่วนที่เป็น Elastic และ Plastic ดังสมการที่ 2.42 โดยในส่วนของ การเปลี่ยนแปลงที่อยู่ภายใน Elastic จะอาศัยกฎของ Hooke สำหรับการเปลี่ยนแปลงเมื่อเกิดขึ้นในส่วน Plastic จะถูกกำหนดโดย Yield 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

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

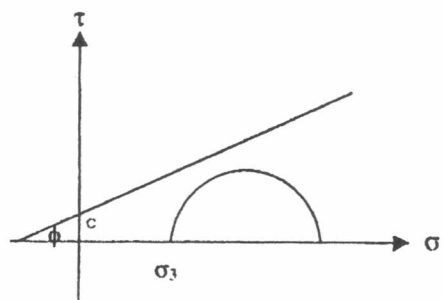
โดย ϵ, ϵ^* = Strain and Strain Rate
 $\epsilon^e, \epsilon^{*e}$ = Strain and Strain Rate of Elastic
 $\epsilon^p, \epsilon^{*p}$ = Strain and Strain Rate of Plastic



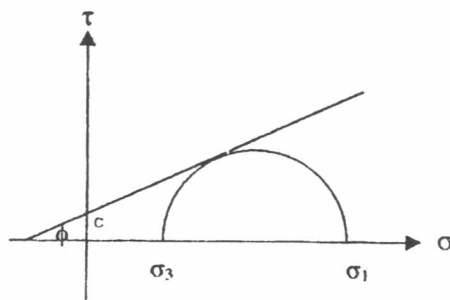
รูปที่ 2.18 Yield function สำหรับ Mohr-Coulomb Model

สำหรับกรณีที่ $f \leq 0$ จะพิจารณาเป็น Elastic point ดังแสดงในรูปที่ 2.18ก

$f = 0$ จะพิจารณาเป็น Plastic point ดังแสดงในรูปที่ 2.18ข

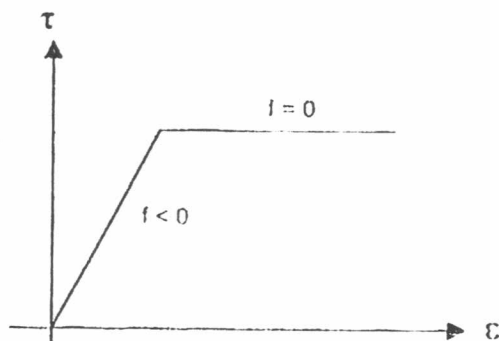


ก) ค่า Elastic point สำหรับกรณี $f \leq 0$



ข) ค่า Plastic point สำหรับกรณี $f = 0$

รูปที่ 2.19 ลักษณะของ Yield function สำหรับกรณี Elastic point และ Plastic point



รูปที่ 2.20 Elastic and Plastic Stress Point

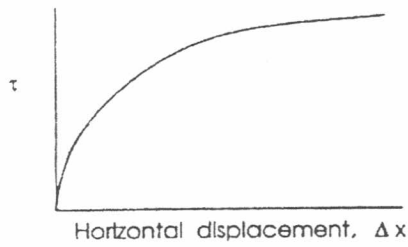
2.9 กำลังรับแรงเฉือนของดิน (Shear Strength of Soil)

ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินจะเป็นหน่วยแรงที่ใช้ในการต้านทานกับหน่วยแรงภายนอกที่มากระทำต่อมวลดินเพื่อป้องกันการวิบัติของมวลดิน โดยที่ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินจะขึ้นอยู่กับหน่วยแรงกดทับในอดีต (Stress History), สภาพการระบายน้ำในขณะเกิดการเฉือนของมวลดิน, การรบกวนต่อตัวอย่างดินที่จะนำมาทดสอบในห้องปฏิบัติการ (Disturbance), อัตราของความเครียดในดิน (Strain Rate), การเปลี่ยนแปลงของปริมาตรในดิน (Volumetric Change) ฯลฯ สำหรับการหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินจะแบ่งออกตามชนิดของดินได้เป็น 2 ประเภท คือ

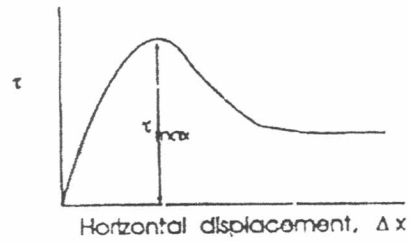
2.9.1 กำลังรับแรงเฉือนของดินเม็ดหยาบ

กำลังรับแรงเฉือนของดินเม็ดหยาบซึ่งปกติเป็น

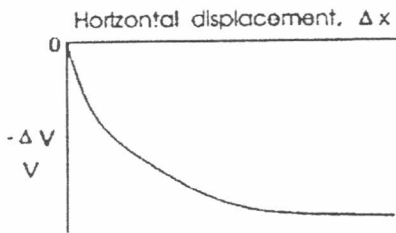
ดินจำพวกทรายส่วนใหญ่จะหาได้จากการทดสอบ Direct Shear โดยมีขั้นตอนการทดสอบตามมาตรฐานต่างๆที่นิยมใช้ในปัจจุบัน เช่น มาตรฐาน ASTM โดยการทดสอบที่ได้นั้นเป็นการเปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงเฉือนของทรายที่อยู่ในสภาพหลวม (Loose Sand) และสภาพแน่น (Dense sand) ซึ่งจะพบว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนของทรายจะแปรผันโดยตรงกับค่าหน่วยแรงกดทับ (Normal stress) แต่ในส่วนของค่ามุมต้านทานแรงเสียดทานของดิน (ϕ) สำหรับตัวอย่างทรายที่อยู่ในสภาพแน่นจะให้ค่ามุมต้านทานแรงเสียดทานมากกว่าตัวอย่างที่อยู่ในสภาพหลวม พร้อมทั้งลักษณะการเปลี่ยนแปลงของปริมาตรในทรายสภาพหลวมจะเกิดการลดลงของปริมาตรไปเรื่อยๆ ในขณะที่ทรายที่อยู่ในสภาพจะเกิดการลดลงของปริมาตรในช่วงแรกๆที่เพิ่มหน่วยแรงกดทับและเมื่อเพิ่มหน่วยแรงกดทับขึ้นอีกจะเป็นผลทำให้ปริมาตรของทรายเพิ่มขึ้น (Dilatancy) ซึ่งจะได้ผลการทดสอบดังแสดงในรูปที่ 2.21



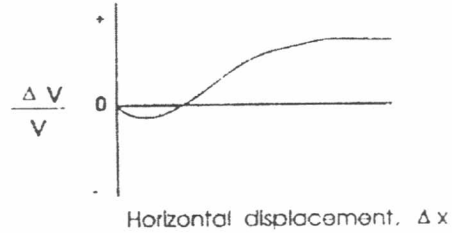
ค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุดของ Loose sand



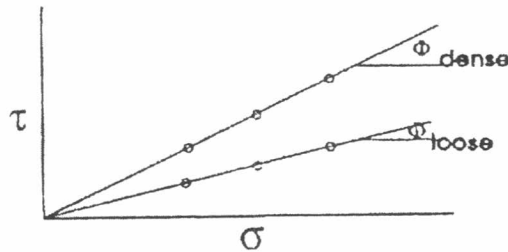
ค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุดของ Dense sand



การเปลี่ยนแปลงปริมาตรของ Loose sand



การเปลี่ยนแปลงปริมาตรของ Dense sand



เส้นการวิบัติของ Mohr-Coulomb สำหรับ Loose sand และ Dense sand

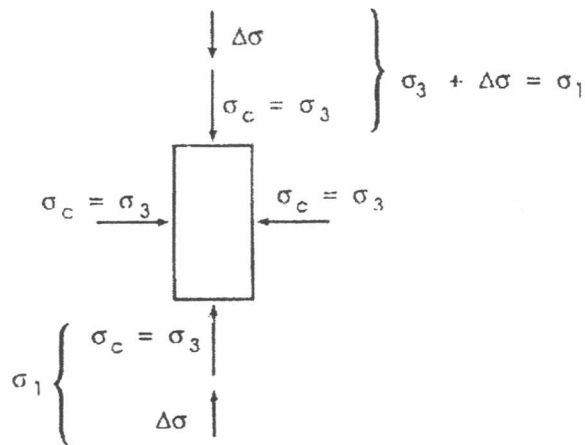
รูปที่ 2.21 ผลการทดสอบเพื่อหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของทรายจากการทดสอบ Direct shear

2.9.2 กำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียว

การหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวสามารถหาได้จากวิธีการต่างๆหลายวิธี คือ ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ, ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินจากการทดสอบแบบเวนในสนาม (Field Vane Shear Test), ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินจากวิธี Empirical และค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินจากวิธี In Situ Self Boring Pressuremeter Test โดยค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวที่ได้มานั้นอาจจะอยู่ในรูปของกำลังรับแรงเฉือนแบบระบายน้ำหรือกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Shear Strength) นอกจากนี้ค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากวิธีการต่างๆนั้นจะมีความเหมาะสมกับชนิดของดินและลักษณะของงานที่แตกต่างกันตามการพิจารณาของผู้ออกแบบ

2.9.2.1 กำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวจากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ

การทดสอบแบบในห้องปฏิบัติการที่ใช้สำหรับหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวได้แก่ การทดสอบ Triaxial ซึ่งจะให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนทั้งในสภาพระบายน้ำและสภาพระบายน้ำโดยมี ขั้นตอนการทดสอบแบบคร่าวๆคือ ขั้นแรกเป็นการให้หน่วยแรงโดยรอบเพื่อให้เหมือนสภาพธรรมชาติ (Cell pressure, σ_c) แก่ตัวอย่างดินพร้อมทั้งสามารถกำหนดให้ตัวอย่างดินเกิดการระบายน้ำ (Consolidated) หรือไม่ยอมให้เกิดการระบายน้ำ (Unconsolidated) ออกจากตัวอย่างดิน สำหรับขั้นตอนต่อไปจะเป็นการเพิ่มหน่วยแรงในแนวตั้ง (Axial stress, $\Delta\sigma$) ให้แก่ตัวอย่างดิน ซึ่งสามารถกำหนดให้มีการระบายน้ำและไม่ระบายน้ำออกจากตัวอย่างดินเหมือนในขั้นตอนแรก ดังแสดงในรูปที่ 2.22 โดยที่การทดสอบแบบ Triaxial สามารถแบ่งออกได้เป็น 3 ชนิด คือ

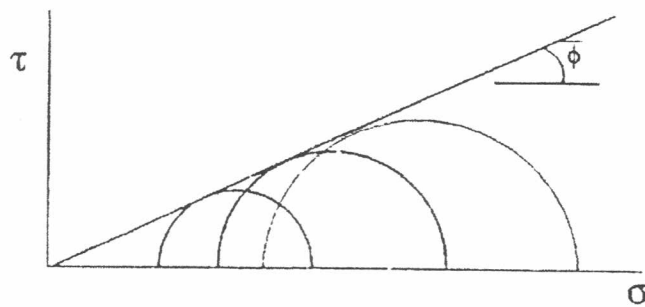


รูปที่ 2.22 หน่วยแรงที่กระทำต่อตัวอย่างดินจากการทดสอบ Triaxial

ก) Consolidated Drained Test for Normally Consolidated Clay

การทดสอบแบบนี้จะยอมให้มีการระบายน้ำออกจากตัวอย่างดินทั้งในขั้นตอนที่ให้หน่วยแรง Cell pressure และขั้นตอนที่เพิ่ม Axial stress เป็นผลให้ค่าหน่วยแรงดันน้ำในดินของตัวอย่างมีค่าเป็นศูนย์ตลอดเวลา ดังนั้นค่าหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในตัวอย่างดินจะอยู่ในรูปของหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective stress) จากกฎการวิบัติของ Mohr's Coulomb จะสามารถหาค่าหน่วยแรงเฉือนดังแสดงในรูปที่ 2.23

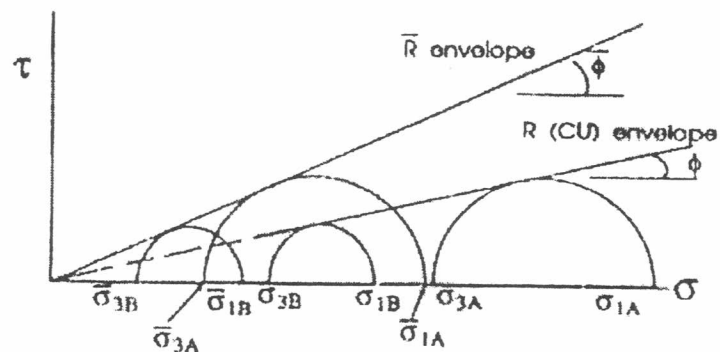
$$\tau_f = \sigma' \tan \phi \dots\dots\dots (2.32)$$



รูปที่ 2.23 เส้นแสดงการวิบัติจากการทดสอบแบบ CD ของ NC Clay

ข) Consolidated Undrained Test for Normally Consolidated Clay

การทดสอบแบบนี้จะยอมให้มีการระบายน้ำออกจากตัวอย่างดินเฉพาะในขั้นตอนที่ใส่ Cell pressure แก่ตัวอย่างดินส่วนขั้นตอนที่เพิ่ม Axial stress นั้นจะไม่มีมีการระบายน้ำออกจากตัวอย่าง ซึ่งเป็นผลให้ได้ค่าเส้นการวิบัติทั้งในสภาวะระบายน้ำ (เมื่อมีการวัดความดันน้ำในดินโดยใช้ Transducer) และสภาพไม่ระบายน้ำ ดังแสดงในรูปที่ 2.24



รูปที่ 2.24 เส้นแสดงการวิบัติจากการทดสอบแบบ CU ของ NC Clay

จากการทดสอบแบบ CU จะให้คุณสมบัติของดินเหนียวซึ่งสามารถนำมาใช้ในการออกแบบดังนี้

- ให้ค่า ϕ' และ C' สำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธีหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Analysis) โดยต้องทำการทดสอบอย่างน้อย 3 ตัวอย่างที่ σ_c' ต่างกัน รวมทั้งยังให้ค่า ϕ และ C สำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธีหน่วยแรงรวมแต่ยากแก่การนำไปใช้

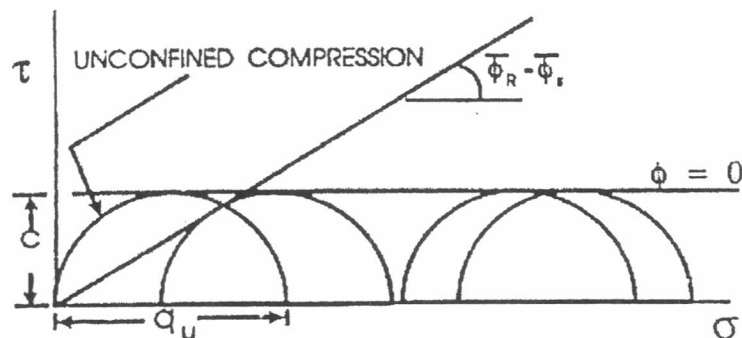
- ให้ค่า A พารามิเตอร์ของ Skempton ในการคาดคะเนความดันน้ำในดินที่ความเครียดต่างๆโดยที่ค่า A หาได้เมื่อทราบค่า Δu

- ให้ S_u สำหรับการคาดคะเนความดันดินในสภาพ Active และโมดูลัสของดินเหนียวแบบไม่ระบายน้ำ (E_u) ในการวิเคราะห์การทรุดตัวที่เกิดขึ้นแบบไม่ระบายน้ำ

ค) Unconsolidated Undrained Test for Normally Consolidated Clay

การทดสอบแบบนี้จะไม่มีการระบายน้ำออกจากตัวอย่างดินในขณะที่ทำการทดสอบเป็นผลทำให้สามารถหาค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำ (Undrained Shear Strength) โดยอาศัยแนวคิด $\phi = 0$ ซึ่งในการออกแบบ UU ค่ากำลังรับแรงเฉือนในดินจะขึ้นอยู่กับค่า Consolidation Stress แต่จะไม่ขึ้นกับค่า Cell Pressure (σ_c) ทำให้สามารถทดสอบโดยใช้ค่า σ_c ที่เท่ากับศูนย์ได้เหมือนการทดสอบแบบ Unconfined Compression จากหลักการ $\phi = 0$ และรูปของวงกลม Mohr ดังแสดงในรูปที่ 2.25 จะได้ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำเท่ากับ

$$S_u = q_u / 2 = (\sigma_{1f} - \sigma_{3f}) / 2 \quad \dots\dots\dots (2.33)$$

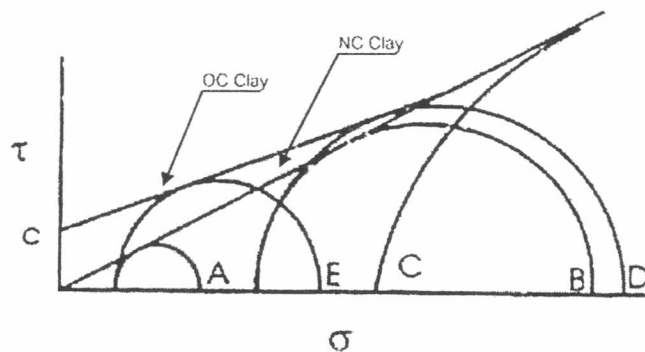


รูปที่ 2.25 เส้นการวิบัติจากการทดสอบแบบ UU และ Unconfined Compression ของ NC Clay

ง) กำลังรับแรงเฉือนของ Overconsolidated Clay

ดินเหนียวที่เป็น OC Clay จะเกิดมาจากการที่ในอดีตนั้นดินเหนียวเคยได้รับหน่วยแรงกดทับหรือที่เรียกว่า หน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดในอดีต (σ'_p) มากกว่าค่าหน่วยแรงกดทับที่ได้รับอยู่ในสภาพปัจจุบัน ทำให้ค่า OCR ($OCR = \sigma'_p / \sigma'_{vo}$) มีค่ามากกว่า 1.0 โดยสาเหตุที่ทำให้ดินมีหน่วยแรงประสิทธิผลในอดีตมากกว่าปัจจุบันอาจเกิดจากผลของการสึกกร่อนของดินตามธรรมชาติ (Erosion), ผลของการมีอายุแก่ขึ้นของดินเหนียวที่มีพลาสติกซิติสูง (Aging), ผลของปฏิกิริยาเคมีทำให้เกิดสารเชื่อมแน่น (Cementation) และการเปลี่ยนแปลงของระดับเส้นน้ำอิสระ

จากการเปรียบเทียบระหว่าง NC Clay กับ OC Clay ดังแสดงในรูปที่ 2.26 จะพบว่าที่ระดับของหน่วยแรงประสิทธิผลเดียวกัน OC Clay จะให้ค่าความแข็งแรงของดินมากกว่า NC Clay โดยเส้นแสดงการวิบัติของดินที่ได้จาก Mohr-Coulomb จะตัดแกนของค่าแรงเฉือนที่ระยะ C ซึ่งค่ากำลังรับแรงเฉือนของ OC Clay จะมีค่าเท่ากับ $\tau_c = C + \sigma \tan \phi$



รูปที่ 2.26 เส้นแสดงการวิบัติของ Mohr-Coulomb สำหรับ Overconsolidated Clay

2.9.2.2 กำลังรับแรงเฉือนของดินจากการทดสอบแบบเวนในสนาม (Field Vanes Shear Test)

การทดสอบแบบนี้จะอาศัยเครื่องมือที่มีลักษณะเป็นแผ่นเหล็กบางๆรูปสี่เหลี่ยมคดโค้งใบมีด 4 อัน เชื่อมอยู่ด้วยกันมาทำการทดสอบโดยการหมุนจนกระทั่งดินเหนียวรอบๆเวนเกิดการวิบัติและนำค่า Torque สูงสุดเพื่อมาคำนวณหาค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดิน

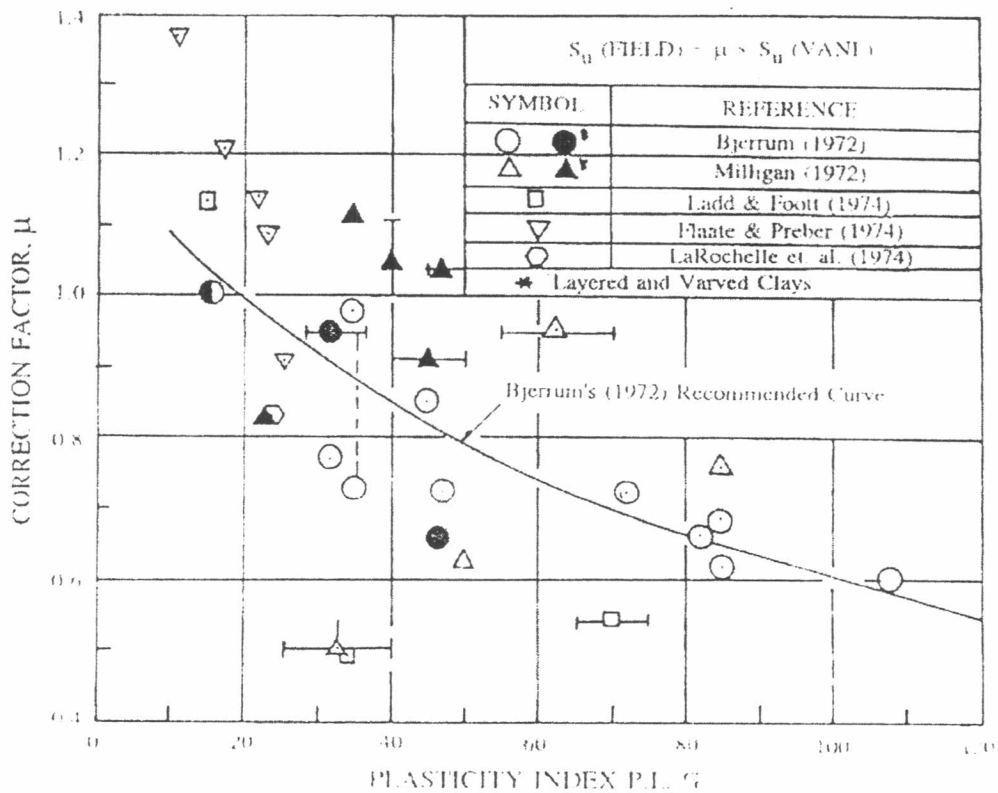
จากค่า $S_{u(FV)}$ ที่ได้นั้น Bjerrum (1972) พบว่า สำหรับดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวแข็งปานกลาง $S_{u(FV)}$ จะมีค่าสูงเกินไปสำหรับดินเหนียวที่มีค่า PI > 20% เมื่อนำไปใช้ในการตรวจสอบ

ปัญหาทางด้านเสถียรภาพของดินเหนียว โดย S_u ที่ใช้สำหรับการวิเคราะห์จำเป็นต้องมีการปรับแก้ จากค่า μ ดังสมการที่ 4.3

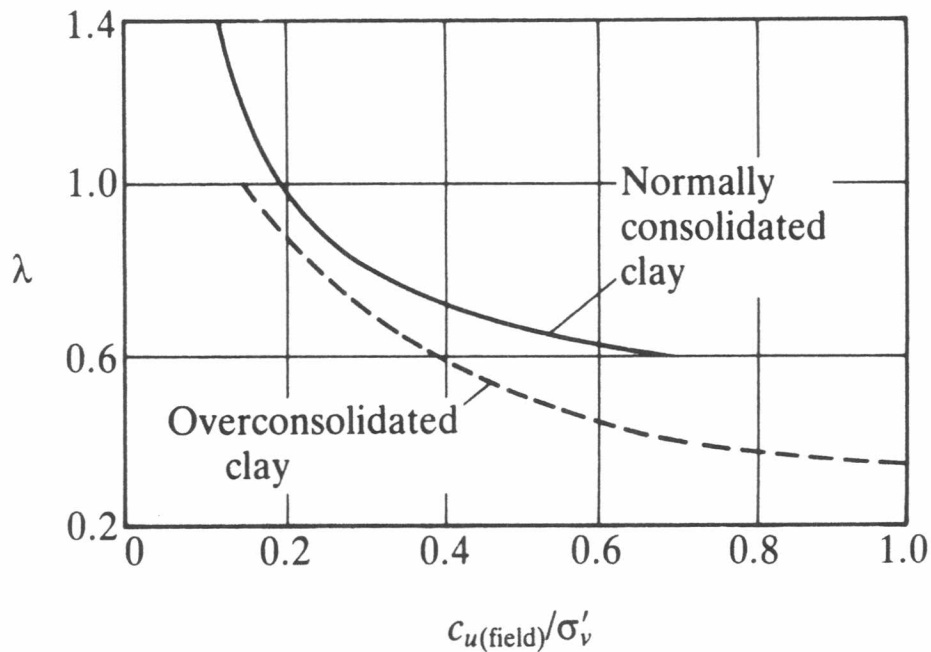
$$S_u = \mu S_{u(FV)} \quad \dots\dots\dots (2.34)$$

เมื่อ μ = ตัวปรับแก้ที่ได้จาก Bjerrum (1972) จากรูปที่ 2.27

สำหรับค่า μ ที่ใช้ในการปรับแก้ค่า $S_{u(FV)}$ นั้น Bjerrum (1972) เสนอว่าเป็นผลของการใช้อัตราความเครียดที่กระทำต่อดินแตกต่างจากค่าที่เกิดขึ้นจริง, สมบัติของดินที่ไม่เท่ากันทุกด้านเมื่อมีหน่วยแรงกระทำต่างทิศทางกัน (Anisotropy) และการวิบัติของมวลดินบนระนาบการวิบัติที่ไม่พร้อมกัน และเหมาะสำหรับงานที่มีการถมคันดิน ส่วนในงานขุดนั้นจะใช้ตัวปรับแก้ของ Aas (1986) ดังรูปที่ 2.28



รูปที่ 2.27 ตัวปรับแก้ μ ของ Bjerrum (1972) ที่ใช้กับการทดสอบ FV



รูปที่ 2.28 ตัวปรับแก้ λ ของ Aas (1986) ที่ใช้กับการทดสอบ FV

2.9.2.3 กำลังรับแรงเฉือนของดินจากวิธี Empirical

ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินที่นิยมใช้อย่างแพร่หลายจากวิธีนี้ได้แก่ การทดสอบ SPT ซึ่งใช้ได้เฉพาะกับดินเหนียวแข็ง โดยในดินเหนียวแข็งกรุงเทพฯ ชั้นแรกนั้น วีระนันท์ (2526) ได้ให้ความสัมพันธ์ระหว่าง S_u กับ N และพบว่าความสัมพันธ์ขึ้นอยู่กับวิธีการทดสอบอย่างมาก โดยพบว่าความสัมพันธ์ระหว่าง N กับ S_u ($S_u = q_u/2$) มีค่าดังนี้

$$S_u = 0.685N \quad (\text{ตัน/ม}^2) \quad \text{สำหรับดินเหนียวชนิด CH} \quad \dots\dots\dots (2.35)$$

$$S_u = 0.520N \quad (\text{ตัน/ม}^2) \quad \text{สำหรับดินเหนียวชนิด CL} \quad \dots\dots\dots (2.36)$$

นอกจากนี้ Stroud (1989) ยังได้เสนอความสัมพันธ์ของกำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวในรูปของ N_{60} ดังแสดงในสมการที่ 2.37

$$S_u = 0.50N_{60} \quad (\text{ตัน/ม}^2) \quad (\text{Stroud}) \quad \dots\dots\dots (2.37)$$

โดย $N_{60} = 10 + 1.55z$ เมื่อ $z = 0$ ที่ระดับความลึก 15 เมตรจากระดับผิวดิน หรือความลึก 86m ISD สำหรับโครงการรถไฟใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล

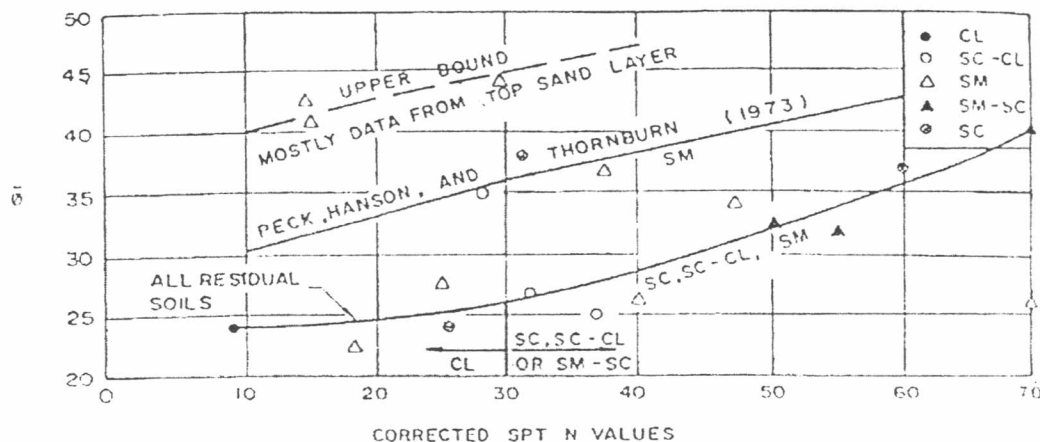
2.10 มุมต้านทานแรงเฉือนของดิน

ในการหาค่ามุมต้านทานแรงเฉือนของดินโดยเฉพาะกับดินเม็ดหยาบนิยมใช้วิธี Empirical จากการทดสอบ SPT ซึ่งในการทดสอบ SPT จะนำค่า N ที่ได้มาปรับเปลี่ยนโดยอาศัยความสัมพันธ์เฉพาะที่มาเป็นค่าของมุมต้านทานแรงเฉือนของดิน ความสัมพันธ์ของ N กับมุมต้านทานแรงเฉือนของดินในรูปหน่วยแรงประสิทธิผล (ϕ') ได้ถูกเสนอโดย Peck Hanson and Thornburn (1973) ดังแสดงในรูปที่ 2.29 โดยในรูปดังกล่าวค่า N ต้องได้รับการปรับแก้ด้วยผลจากหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งตามธรรมชาติ σ'_{vo} ในตำแหน่งที่ทำการทดสอบโดยใช้สมการที่ 2.38

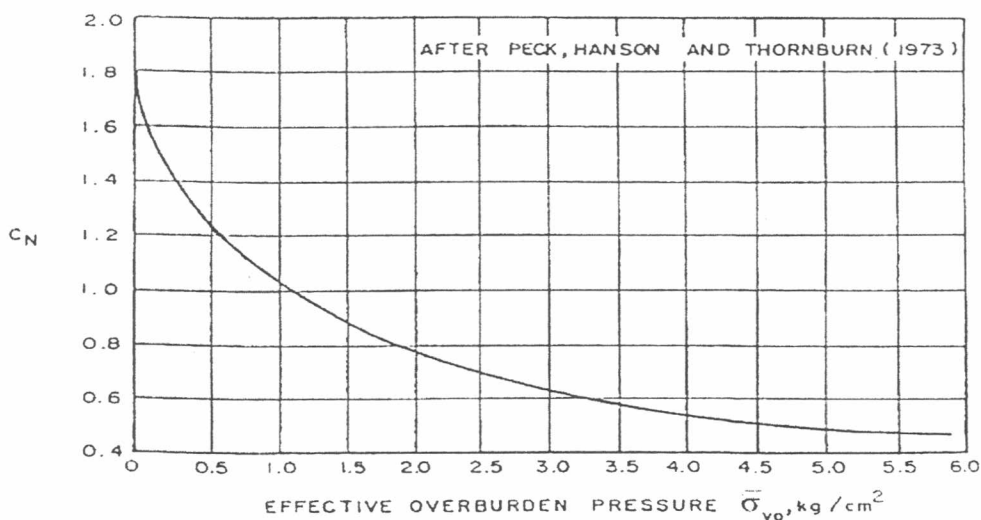
$$N_{cor} = C_N N_{field} \dots\dots\dots (2.38)$$

สำหรับค่าปรับแก้ C_N ซึ่งได้จากการเทียบกับผลการทดสอบ SPT ภายใต้อหน่วยแรงกดมาตรฐาน $\sigma'_{vo} = 1.0$ ตันต่อตารางฟุต ดังแสดงในรูปที่ 2.30 ส่วนค่า N_{field} คือ ค่า N ที่วัดได้จากในสนามที่หน่วยแรงมาตรฐาน ($\sigma'_{vo} = 1.0$ ตันต่อตารางฟุต)

การใช้ความสัมพันธ์ N กับ σ'_{vo} นี้จำเป็นต้องใช้ด้วยความระมัดระวังมากเพราะปริมาณของดินชนิดอื่นที่มีมาผสมในทรายและขนาดของเม็ดทรายจะเป็นตัวประกอบที่ทำให้ความสัมพันธ์ระหว่าง N กับ ϕ' มีค่าเปลี่ยนไป



รูปที่ 2.29 ความสัมพันธ์ระหว่าง N กับ ϕ' ของดินเม็ดหยาบ (TPEC, 1973)



รูปที่ 2.30 ตัวปรับแก้ C_N สำหรับการหาค่า N_{cor} และ ϕ'

2.11 ค่าโมดูลัสของดิน (Soil Modulus)

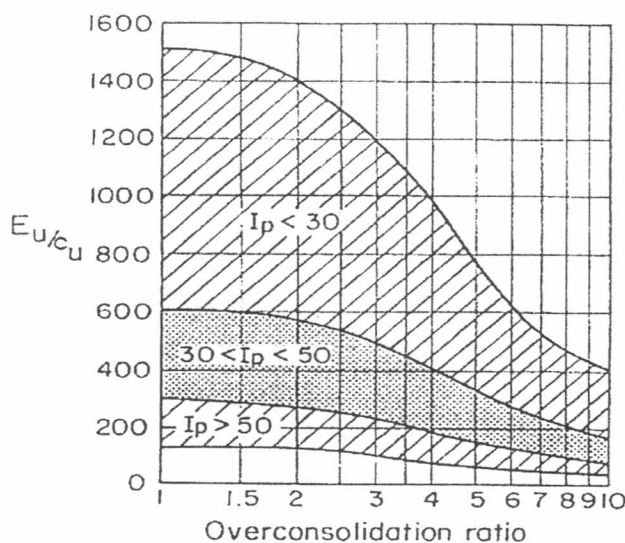
โดยทั่วไปแล้วค่าโมดูลัสของดินเหนียวจะหาได้มาจากความสัมพันธ์แบบ Empirical กับ ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียว (S_u), ค่าดัชนีความเหลว (PI) และ OCR หรือ สามารถหาค่าโมดูลัสของดินเหนียวได้จากการทดสอบ Self Boring Pressuremeter

Duncan and Buchigani (1976) ได้ให้ความสัมพันธ์ระหว่างค่าโมดูลัสแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียว (Undrained Young's Modulus, E_u) กับค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ, ค่าดัชนีความชื้นเหลว และ OCR ดังแสดงในรูปที่ 2.31 โดยปกติแล้วสำหรับชั้นดินเหนียวอ่อน

กรุงเทพฯ ที่มีค่าดัชนีความเหลวอยู่ระหว่าง 30 – 50 % และ OCR อยู่ระหว่าง 1.0 – 2.0 จะมีค่าของ E_u / S_u อยู่ระหว่าง 600 ถึง 1500 อย่างไรก็ตามช่วงค่าของ E_u / S_u ดังกล่าวจะมีค่าแตกต่างกันมากและเป็นค่าที่เกิดจากการประมาณเท่านั้น

สำหรับค่าโมดูลัสของดินที่หาจากการทดสอบ Self Boring Pressuremeter ซึ่งปกติค่าโมดูลัสของดินเหนียวได้มาจากการแปลงค่าของความสัมพันธ์ระหว่าง Shear Modulus (G) กับค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำโดยอาศัยสมการที่ 2.39

$$E = 2G(1 + \nu) \quad \dots\dots\dots (2.39)$$



รูปที่ 2.31 ความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัสแบบไม่ระบายน้ำกับค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำที่ขึ้นกับค่าดัชนีความเหลวและ OCR (Duncan and Buchigani, 1976)

สำหรับดินเหนียวสภาพไม่ระบายน้ำ $\nu = 0.5$ จะได้ $E_u = 3G$ โดยที่ค่าโมดูลัสของดินในสภาพระบายน้ำ (Drained Young's Modulus, E') กับค่าโมดูลัสของดินในสภาพไม่ระบายน้ำ (Undrained Young's Modulus) มีความสัมพันธ์ดังแสดงสมการที่ 2.40

$$E' = (1 + \nu')E_u / (1 + \nu_u) \quad \dots\dots\dots (2.40)$$

2.12 พฤติกรรมการเคลื่อนตัวของกำแพง

2.12.1 งานวิจัยของ R.Babasaki et al. (1997) ได้ศึกษาถึงความแข็งแรงของกำแพง กันดิน-ซีเมนต์มีส่วนช่วยลดการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินเอง ซึ่งผลการวิจัยสรุปว่าผลกระทบที่เกี่ยวข้องกับความแข็งแรงของกำแพงกันดิน-ซีเมนต์นั้นได้แสดงดังตารางที่ 2.1

ตารางที่ 2.1 ปัจจัยที่มีผลกระทบต่อความแข็งแรงของการปรับปรุงคุณภาพดิน

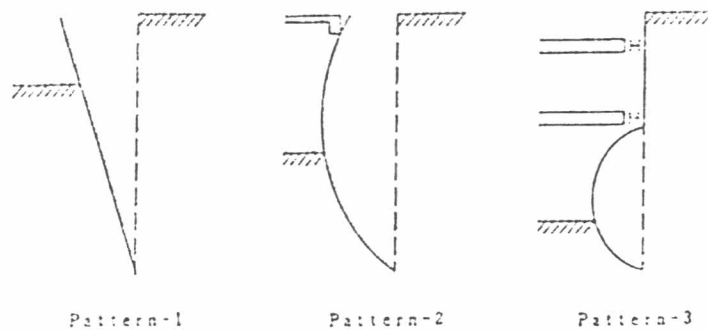
1. คุณสมบัติของสารที่ทำให้เกิดความแข็ง	1.1 ชนิด 1.2 คุณภาพ 1.3 ปริมาณน้ำและสารผสมเพิ่ม
2. คุณสมบัติและสภาวะของดิน	2.1 ลักษณะเฉพาะของดิน 2.2 ปริมาณสารอินทรีย์ 2.3 pH ของน้ำในช่องว่าง 2.4 ปริมาณน้ำในดิน
3. สภาวะขณะผสม	3.1 ปริมาณการผสม 3.2 ช่วงเวลาการผสม 3.3 ปริมาณของสารผสม
4. สภาวะการบ่ม	4.1 อุณหภูมิ 4.2 ระยะเวลาการบ่ม 4.3 ความชื้น, การแห้งซ้ำ เป็นต้น

2.12.2 งานวิจัยของ วันชัย เทพรักษ์ (2544) ได้ศึกษาถึงพฤติกรรมการเคลื่อนตัวของดิน ในการก่อสร้างสถานีรถไฟฟ้าใต้ดิน พบว่าค่าอัตราส่วน E_u / S_u ที่เหมาะสมของ Soft Clay คือ 500-550 และค่าอัตราส่วน E_u / S_u ที่เหมาะสมของ Stiff Clay คือ 1000-1100

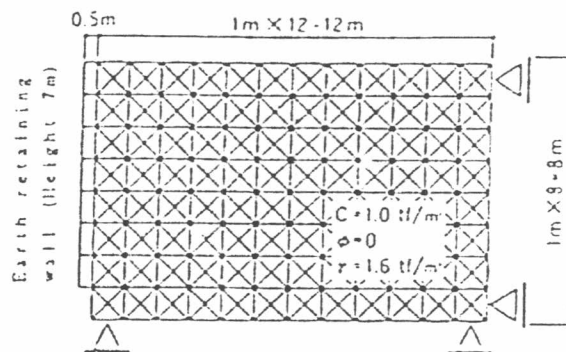
2.12.3 จากงานวิจัยที่ได้ศึกษาค่า E_u / S_u ของ Normally และ Slightly over-consolidated clay พบว่าค่าอัตราส่วน E_u / S_u จะแปรเปลี่ยนได้ในช่วง 40-3000 เช่น ของ Bjerrum (1972) พบว่าค่า E_u / S_u ที่เหมาะสมคือ 500-1500 และของ Frimann Clauser

(1969,1970) พบว่าค่า E_u / S_u ที่เหมาะสมคือ 3000 เนื่องจากผลของการเก็บตัวอย่างและสภาวะที่เกิดขึ้นจริงในสนาม

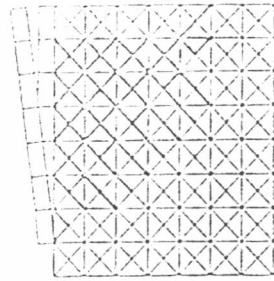
2.12.4 งานวิจัยของ Maruoka et al. (1993) ได้ศึกษาพฤติกรรมการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดิน-ซีเมนต์แบบไม่มีค้ำยันและมีค้ำยัน โดยใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์ ซึ่งเสาเข็มดินซีเมนต์มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 0.80 เมตร ลึก 28 เมตร เสริมเหล็ก H-Beams ขนาด 588x300 ที่ศูนย์กลางของเสาเข็มทุกต้น โดยได้จำลองการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินเป็น 3 รูปแบบ ดังรูปที่ 2.32 รูปแบบแรกเป็นการเคลื่อนตัวขณะทำการขุดดินโดยไม่มีค้ำยัน พอขุดได้อีกระยะหนึ่งก็จะใส่ค้ำยันอันแรกลงไป และพอขุดลงไปอีกก็ใส่ค้ำยัน จากนั้นจึงขุดลงไปจนถึงระดับที่ต้องการ รูปแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ (FEM) แสดงในรูปที่ 2.33 ผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวโดยใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์นั้นแสดงได้ดังรูปที่ 2.34



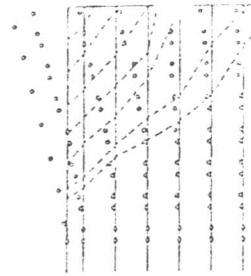
รูปที่ 2.32 แบบจำลองการเคลื่อนตัวก่อนการวิเคราะห์



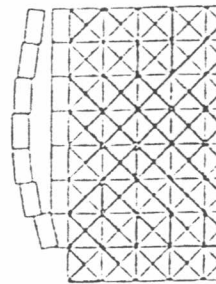
รูปที่ 2.33 แบบจำลองกำแพงกันดินที่ใช้ในการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรมคอมพิวเตอร์



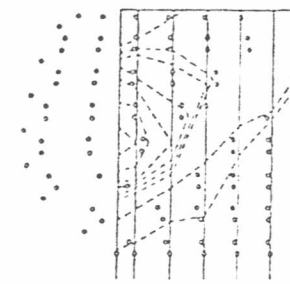
(a) illustration of failure line



(b) Equal horizontal displacement contours

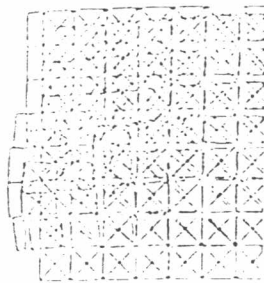


(a) illustration of failure line

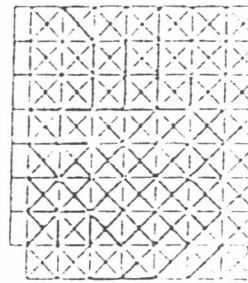


(b) Equal horizontal displacement contours

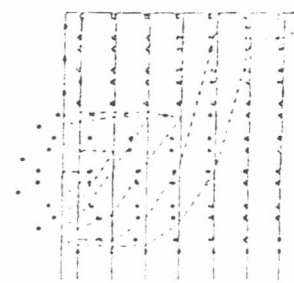
Result of the analysis in pattern 2



(a) Deformation



(b) illustration of failure line



(c) Equal horizontal displacement contours

Result of the analysis in pattern 3

รูปที่ 2.34 แสดงผลการวิเคราะห์ด้วยคอมพิวเตอร์