



ใบรับรองวิทยานิพนธ์
บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต (วิศวกรรมโยธา)

ปริญญา

วิศวกรรมโยธา

วิศวกรรมโยธา

สาขา

ภาควิชา

เรื่อง การศึกษาความเหมาะสมของการวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดดิน โดยวิธีสมมูลจำกัด
และวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ : กรณีศึกษางานขุดดินในพื้นที่ดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ

Study of Slope Stability Analysis by Limit Equilibrium and Finite Element Method :

Case Study of Excavation Work in Soft Bangkok Clay

นามผู้วิจัย นางสาววรุณี กะการดี

ได้พิจารณาเห็นชอบโดย

อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก

(ผู้ช่วยศาสตราจารย์สุทธิศักดิ์ ศรีลัมพ์, Ph.D.)

อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ร่วม

(รองศาสตราจารย์ก่อโชค จันทรวงกูร, Ph.D.)

อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ร่วม

(ผู้ช่วยศาสตราจารย์พรเกษม จงประดิษฐ์, Ph.D.)

หัวหน้าภาควิชา

(รองศาสตราจารย์ก่อโชค จันทรวงกูร, Ph.D.)

บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์รับรองแล้ว

(รองศาสตราจารย์กัญญา วีระกุล, D.Agr.)

คณบดีบัณฑิตวิทยาลัย

วันที่ เดือน พ.ศ.

วิทยานิพนธ์

เรื่อง

การศึกษาความเหมาะสมของการวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดดิน โดยวิธีสมดุลจำกัดและวิธีไฟไนต์
อิลิเมนต์ : กรณีศึกษางานขุดดินในพื้นที่ดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ

Study of Slope Stability Analysis by Limit Equilibrium and Finite Element Method : Case Study
of Excavation Work in Soft Bangkok Clay

โดย

นางสาววารุณี กะการดี

เสนอ

บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์
เพื่อขอความสมบูรณ์แห่งปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต (วิศวกรรมโยธา)

พ.ศ. 2553

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

วารุณี กะการดี 2553: การศึกษาความเหมาะสมของการวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดดินโดยวิธี
สมดุลจำกัดและวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ : กรณีศึกษางานขุดดินในพื้นที่ดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ
ปริญญาวิทยาศาสตรมหาบัณฑิต (วิศวกรรมโยธา) สาขาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา
อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก: ผู้ช่วยศาสตราจารย์สุทธิศักดิ์ ศรีลัมพ์, Ph.D. 156 หน้า

ปัจจุบันการขุดดินในพื้นที่ดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ เพื่อนำดินไปขายมีการเจริญเติบโตขึ้นมากแต่มี
มาตรฐานในการดำเนินงานต่ำ โดยเฉพาะการขุดดินที่ไม่มีโครงสร้างป้องกัน งานวิจัยนี้เป็นการศึกษาความ
เหมาะสมของการวิเคราะห์เสถียรภาพลาดดินของงานขุดดินโดยแบ่งกรณีการศึกษาเป็น 3 กรณี ได้แก่ 1)
การศึกษาความลึก ความกว้างและความลาดชันที่มีผลต่อพฤติกรรมความปลอดภัยของงานขุด 2) การศึกษา
ความปลอดภัยเนื่องมาจากรูปแบบการรับแรงเฉือนของชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ และ 3)การวิเคราะห์
ย้อนกลับการพิบัติของบ่อขุดดิน จ.นนทบุรี การศึกษาได้นำวิธี Limit Equilibrium Method (LEM), Finite
Element Method (FEM) และ Stress Base Method (SBM) มาใช้สำหรับการวิเคราะห์ ขั้นตอนการศึกษา เริ่ม
จากกรณีที่ 1 จำลองการขุดดินที่มีลักษณะดินเป็นเนื้อเดียวกัน เพื่อศึกษาเกณฑ์ขั้นต่ำของความลึกการขุดที่
ปลอดภัยโดยไม่มีโครงสร้างป้องกัน รวมถึงพิจารณาความกว้างของปากบ่อขุดที่ส่งผลต่อเสถียรภาพลาดชัน
กรณีที่ 2 จำลองการขุดดินที่ดินมีลักษณะตามรูปแบบกำลังรับแรงเฉือนของชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ได้แก่
กำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ A, B และ C การศึกษาพิจารณาทั้งกรณีมีและไม่มีชั้น Weathered Crust
เปรียบเทียบพฤติกรรมความปลอดภัยของการขุดดินที่ได้จากการวิเคราะห์ทั้ง 3 วิธีในแต่ละรูปแบบกำลังรับ
แรงเฉือน สำหรับกรณีที่ 3 จำลองการพิบัติที่เกิดขึ้นจริงของบ่อขุดดิน โดยเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ที่ได้
จากทั้ง 3 วิธี กับผลที่เกิดขึ้นจริงในสนาม

ผลการศึกษาพบว่าสำหรับดินที่มีค่า $c \geq 2.5 \text{ t/m}^2$ สามารถขุดได้ลึก 3.0 เมตร โดยยังมีความปลอดภัย
อย่างไรก็ตามสำหรับดินที่มีค่า $c < 2.5 \text{ t/m}^2$ พบว่าค่าอัตราส่วนความปลอดภัยจะขึ้นอยู่กับความลาดชันของการ
ขุดโดยตรง นอกจากนี้ยังพบว่าความกว้างปากบ่อขุดไม่มีผลต่อเสถียรภาพของลาดดิน และการมีชั้น
Weathered Crust ช่วยให้ชั้นดินที่มีพฤติกรรมการเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงเฉือนตามความลึก(รูปแบบ A และ C)
มีเสถียรภาพเพิ่มขึ้น แต่ไม่ส่งผลต่อชั้นดินที่มีกำลังรับแรงเฉือนคงที่ตามความลึก(รูปแบบ B) สำหรับวงการ
พิบัติส่วนใหญ่จะเกิดขึ้นบริเวณชั้นดินอ่อนและไม่ตกลงไปชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง ผลจากการวิเคราะห์
ย้อนกลับพบว่าวิธีการวิเคราะห์ต่างๆ ให้ผลใกล้เคียงกับการพิบัติที่เกิดขึ้นจริงในสนาม โดยปัจจัยที่สำคัญที่
ก่อให้เกิดการพิบัติของบ่อดินมีผลมาจากการเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำใต้ดิน สำหรับการจำลองชั้นดินเป็นชั้น
เฉียวพบว่าวงการพิบัติไม่ตรงกับสภาพความจริง นอกจากนี้กรณีวิธีการวิเคราะห์พบว่าวิธี SBM_FE อาจทำให้
เข้าใจผิดถึงจุด Yield Point ที่แท้จริง ซึ่งจากวิธี FEM ตำแหน่งการเกิด Yield Point มีระยะไกลกว่าวิธี
SBM_FE เป็นเหตุผลว่าวิธี FEM สามารถขุดได้ลึกกว่าวิธีอื่น

ลายมือชื่อผู้ผลิต

ลายมือชื่ออาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก

Warunee Kakarndee 2010: Study of Slope Stability Analysis by Limit Equilibrium and Finite Element Method : Case Study of Excavation Work in Soft Bangkok Clay. Master of Engineering (Civil Engineering), Major Field: Civil Engineering, Department of Civil Engineering. Thesis Advisor: Assistant Professor Suttisak Soralump, Ph.D. 156 pages.

Recently, excavation work in Soft Bangkok Clay has been growing fast especially the excavation work for using clay as a fill material. However, these excavations are mostly done with low standard of practice. Many failure sites have been found everywhere. Three case studies have been brought to attention for the research. 1) The affect of depth, width and slope of excavation pit to slope safety. 2) The affect of undrained shear strength (S_u) pattern of Soft Bangkok Clay. 3) Back analysis case that has been done to simulate the actual failure of the excavation pit in Nonthaburi province. Three analysis methods, have been used namely: LEM, FEM and SBM.

The study results are found that when cohesion(c) value of Soft Bangkok Clay $\geq 2.5 \text{ t/m}^2$, the excavation at 3 m depth is still in good safety. However, if $c < 2.5 \text{ t/m}^2$ it found that the F.S. depend on the depth and slope of the excavation pit. As for the affect of weathered curst there has no affect on stability for shear strength pattern B. On the other hand pattern A and C, the weathered curst has positive affect to slope stability. The result also found that the majority of failure plane has been found in soft clay layer. For the back analysis case, the results are found that the underground water level in the model agrees with the actual water level at the time of failure. It is found that the main cause of failure is credited sudden to the changing of underground water level. Furthermore, FEM shows the result of yield points only near the toe slope. However, SBM_FE might miscalculate actual yield points this were effect the safety of slope.

Student's signature

Thesis Advisor's signature

กิตติกรรมประกาศ

ขอกราบขอบพระคุณ มารดา บิดา อย่างสูง ที่ให้การสนับสนุนและส่งเสริมทางด้านการศึกษา อีกทั้งคอยเป็นกำลังใจในชีวิตเสมอมา ขอขอบพระคุณ คุณครู อาจารย์ทุกท่านที่เคยให้การอบรมสั่งสอน รวมถึงขอขอบพระคุณต่อ ผศ.ดร.สุทธิศักดิ์ ศรีลัมพ์ อย่างยิ่ง ประธานกรรมการที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ที่กรุณาให้ความอนุเคราะห์ในการประสิทธิประสาทวิชาความรู้เพื่อให้ได้วิทยานิพนธ์เล่มนี้ขึ้น พร้อมทั้งคณะกรรมการที่ปรึกษาประกอบด้วย รศ.ดร.ก่อโชค จันทรวงูร และ ผศ.ดร.พรเกษม จงประดิษฐ์ ที่กรุณาให้ความรู้ คำแนะนำ และเสนอแนะแนวทางสำหรับการดำเนินงานวิจัยจนวิทยานิพนธ์นี้แล้วเสร็จสมบูรณ์ รวมถึงขอขอบพระคุณ รศ.ดร.ชาติ เขียมไชยศรี และรศ.ดร.พานิช วุฒิพฤษย์ ที่ให้ความกรุณาเป็นประธานในการสอบและผู้ทรงคุณวุฒิแก่ผู้วิจัย

ขอขอบพระคุณ องค์การบริหารส่วนจังหวัดนนทบุรี ซึ่งให้ความอนุเคราะห์ข้อมูลของบ่อขุดดิน จ.นนทบุรี รวมถึงศูนย์วิจัยและพัฒนาวิศวกรรมปฐพีและฐานราก มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ และกรมโยธาธิการและผังเมืองภายใต้โครงการพัฒนาและปรับปรุงจัดทำประมวลข้อบังคับอาคาร (Building Code) สำหรับประเทศไทย โครงการย่อยที่ 8 : ข้อบังคับเกี่ยวกับการขุดดินและถมดิน ขอขอบพระคุณ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ ที่ให้โอกาสผู้วิจัยสำหรับการศึกษา ณ มหาวิทยาลัยอันทรวงูรเกียรตินี้

ขอขอบพระคุณ คุณรัฐธรรม อิศโรพาร นักวิจัยประจำศูนย์วิจัยและพัฒนาวิศวกรรมปฐพีและฐานรากมหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ สำหรับความช่วยเหลือและคำแนะนำสำหรับการดำเนินงานในวิทยานิพนธ์นี้ และบุคคลอื่นทั้งหมดในศูนย์วิจัยและพัฒนาวิศวกรรมปฐพีและฐานราก ที่ เพื่อนและน้อง ชาววิศวกรรมปฐพี ทุกท่านซึ่งไม่สามารถกล่าวนามได้ทั้งหมด สำหรับคำแนะนำ กำลังใจ ความช่วยเหลือ และการสนับสนุนในการทำงานวิจัยนี้ ผู้วิจัยรู้สึกซาบซึ้งในพระคุณอย่างยิ่ง และหวังเป็นอย่างยิ่งว่าวิทยานิพนธ์ฉบับนี้จะเป็นประโยชน์ต่อส่วนรวม สุดท้ายนี้ผู้วิจัยขอให้คุณความดีทั้งหมด ทั้งปวงจงดลบันดาลให้เกิดความสุข ความเจริญแก่ มารดา บิดา ครอบครัว ญาติ พี่ น้องของข้าพเจ้า รวมทั้งคุณอาจารย์ทุกท่าน ที่มีส่วนร่วมและส่งเสริมให้ผู้วิจัยมีความรู้ความสามารถจนประสบความสำเร็จในการศึกษา

วารุณี กะการดี

มีนาคม 2553

สารบัญ

	หน้า
สารบัญ	(1)
สารบัญตาราง	(2)
สารบัญภาพ	(4)
คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ	(11)
คำนำ	1
วัตถุประสงค์	2
การตรวจเอกสาร	3
อุปกรณ์และวิธีการ	77
อุปกรณ์	77
วิธีการ	77
ผลและวิจารณ์	97
สรุปและข้อเสนอแนะ	132
สรุป	132
ข้อเสนอแนะ	138
เอกสารและสิ่งอ้างอิง	139
ภาคผนวก	144
ภาคผนวก ก อัตราส่วนปลอดภัยสำหรับงานชุดทั่วไป	145
ภาคผนวก ข อัตราส่วนปลอดภัยสำหรับงานชุดที่ความกว้างปากบ่อชุดไม่เท่ากัน	151
ประวัติการศึกษา และการทำงาน	156

สารบัญตาราง

ตารางที่		หน้า
1	สรุปคุณสมบัติทางกายภาพของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ	9
2	สรุปคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ	11
3	ความสัมพันธ์ระหว่างค่า Elastic Modulus (E) และค่า S_u ของชั้นดินเหนียวอ่อน	17
4	ความสัมพันธ์ระหว่างค่า Elastic Modulus (E) และค่า S_u ของชั้นดินเหนียวแข็ง ปานกลาง	18
5	ความสัมพันธ์ระหว่างค่า Poisson's Ratio สำหรับดินเหนียวชนิดต่างๆ	19
6	รูปแบบละเอียดของการทดลองชุดทดลอง	49
7	เปรียบเทียบค่าอัตราส่วนความปลอดภัยจากวิธี FEM และวิธีLEM	60
8	ผลที่ได้จากกรณีที่ 1 ค่า FOS กับ $E'\delta_{max}/\gamma H^2$	62
9	ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่แตกต่างกันในแต่ละโปรแกรม	68
10	ผลการคำนวณค่า F.S. สำหรับกรณีที่ 3	72
11	ค่าตัวแปรในการวิเคราะห์การศึกษากรณีที่ 1	80
12	ค่าตัวแปร(Parameters) สำหรับกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ A	86
13	ค่าตัวแปร(Parameters) สำหรับกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ B	86
14	ค่าตัวแปร(Parameters) สำหรับกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ C	86
15	ค่าตัวแปรหน่วยประสิทธิผล (Effective Stress Parameter)ที่ใช้ในการวิเคราะห์	94
16	วิธีการวิเคราะห์และแบบจำลองในการศึกษา	96
17	ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี LEM กำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ A	101
18	ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี LEM กำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ B	103
19	ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี LEM กำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ C	105
20	ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี FEM ของกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบต่างๆ	111
21	ผลการวิเคราะห์ค่า F.S. ด้วยวิธี SBM เมื่อไม่มีชั้น Weathered Crust	115
22	ผลการวิเคราะห์ค่า F.S. ด้วยวิธี SBM เมื่อมีชั้น Weathered Crust	116

สารบัญตาราง (ต่อ)

ตารางที่		หน้า
23	สรุปความลึกสูงสุดที่สามารถขุดได้ในแต่ละรูปแบบ	123



สารบัญภาพ

ภาพที่		หน้า
1	ขั้นตอนการตกตะกอนของชั้น Bangkok Clay	5
2	แผนที่เขตจังหวัดและเขตดินเหนียวอ่อน	6
3	Isopach Map ของความหนาดินเหนียวกรุงเทพฯ	7
4	ลักษณะชั้นดินทั่วไปของกรุงเทพมหานคร	8
5	ความสัมพันธ์ระหว่างค่าหน่วยน้ำหนักและความลึกของชั้นดินเหนียวกรุงเทพฯ	12
6	ความสัมพันธ์ระหว่างUndrained Shear Strength ต่อความลึกของชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ	13
7	รูปแบบความสัมพันธ์ระหว่างค่ากำลังรับแรงเฉือนกับความลึกของชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ	15
8	กราฟความสัมพันธ์ของค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินและความลึก เรียกว่า Soil Strength Line	15
9	กราฟความสัมพันธ์ของค่า S_u และความลึก ของ SSL“C”	16
10	กราฟความสัมพันธ์ของค่า S_u และความลึก ของSSL“CC”	16
11	แรงและสัญลักษณ์ที่ใช้ในการวิเคราะห์ความมั่นคงของลาดดิน	21
12	แสดงรูปตัดการเคลื่อนพังของลาดดินและการตัดแปลงมวลดิน	23
13	แรงที่เกี่ยวข้องในมวลดินและรูปหลายเหลี่ยมของแรงสำหรับการวิเคราะห์ความมั่นคงโดยวิธี Ordinary Method of Slices (Fellenius)	23
14	หลักการวิเคราะห์เสถียรภาพโดยวิธี Simplified Bishop Method	24
15	ตัวอย่างโปรแกรมวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดดิน KUSlope 2.0	27
16	การแบ่งพื้นที่ของปัญหาให้เป็นอิลิเมนต์	28
17	ฟังก์ชันการประมาณภายในอิลิเมนต์	29
18	ตัวอย่างโปรแกรม Plaxis 8.2	32
19	การ Projection จาก Gauss Points ไปยังมุม	35
20	ค่าความปลอดภัยเฉพาะบริเวณ (Local Safety Factors)	36

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
21	ตัวอย่างโปรแกรม Geo-Studio 2004	36
22	แบบจำลองดินที่ใช้ในงานวิศวกรรมปฐพี	39
23	การจำลองความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดของดินโดยใช้ Elastic Perfectly Plastic Soil Model	40
24	พื้นผิวพิบัติของแบบจำลอง Mohr-Columb ในระนาบของหน่วยแรงหลัก	43
25	ความสัมพันธ์ระหว่างความดันน้ำและอัตราส่วนปลอดภัยในช่วงเวลาต่างๆ	45
26	รูปร่างสำหรับการวิเคราะห์ในกรณี Rapid Drawdown	51
27	เปรียบเทียบผลที่ได้จากวิธี LEM และวิธี FEM กรณีที่ 1 ($\phi=12^\circ$; $c/\gamma H=0.1, 0.15, 0.2$)	52
28	ลักษณะวงการพิบัติ กรณีที่ 1 วิธี LEM ($c/\gamma H=0.15$; $\phi=30^\circ$)	52
29	ลักษณะเส้นชั้นความสูงของการเคลื่อนตัวทั้งหมด (Total Displacement) กรณีที่ 1 โดยวิธี FEM ($c/\gamma H=0.15$; $\phi=30^\circ$) a) Drawdown = 20 %; b) Drawdown = 80 %	53
30	รูปร่างหน้าตัดสำหรับการวิเคราะห์กรณีที่ 2 (Undrained Clay Soil)	54
31	การเปรียบเทียบผลจากวิธี FEM และวิธี LEM กรณีที่ 2 (ค่าแตกต่างของ c_{u2}/c_{u1} : $c_{u1}/\gamma H = 0.15, 0.2, 0.5$)	55
32	การเปรียบเทียบผลจากวิธี FEM และวิธี LEM กรณีที่ 2 สำหรับ $c_{u2}=c_{u1}$ และ c_{u2} $\gg c_{u1}$	55
33	ลักษณะเส้นชั้นความสูงของการเคลื่อนตัวทั้งหมด (Total Displacement) กรณีที่ 2 โดย FEM ($c/\gamma H=0.25$) a) $c_{u2}/c_{u1} = 1.0$; b) $c_{u2}/c_{u1} = 1.5$	56
34	การผิวเคลื่อนวิกฤติแบบวงกลม กรณีที่ 2 โดยวิธี LEM ($c/\gamma H=0.25$)	56
35	รูปร่างหน้าตัดสำหรับการวิเคราะห์สำหรับกรณีที่ 3	58
36	ความสัมพันธ์ระหว่างค่าอัตราส่วนความปลอดภัยกับตำแหน่ง Tension Cracks	58
37	ลักษณะเส้นชั้นความสูงของการเคลื่อนตัวทั้งหมด (Total Displacement) กรณีที่ 3 a) $S = 15$ m; b) $S = 25$ m	59

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
38	การผิวเคลื่อนวิกฤติแบบไม่ใช้วงกลม กรณีที่ 3 โดย LEM a) $S = 15 \text{ m}$	59
39	กรณีที่ 1 ความลาดชัน 2:1 (ราบ:ตั้ง), $\phi' = 20^\circ, c'/\gamma H = 0.05, D=1$	61
40	ความสัมพันธ์ระหว่างค่าอัตราส่วนความปลอดภัย (Factor of Safety, FOS) กับขนาดของการเคลื่อนที่ ($E'\delta_{\max}/\gamma H^2$)	62
41	กรณีที่ 1 สำหรับ $FOS = 1.4$ (a) ทิศทางการเคลื่อนตัว (b) Deformed Mesh	63
42	กรณีที่ 2 ความลาดชัน 1:2 (ตั้ง:ราบ), $\phi' = 20^\circ, c'/\gamma H = 0.05, D=1.5$ (a) Undeformed Mesh (b) Deformed Mesh สำหรับ $FOS = 1.4$	64
43	รูปร่างการวิเคราะห์สำหรับกรณีที่ 3 ($D=2, c_{u1}/\gamma H=0.25$)	64
44	ความสัมพันธ์ระหว่างค่า FOS กับอัตราส่วนของ c_{u2}/c_{u1}	65
45	Deformed meshes การพัง สำหรับความแตกต่างกันของอัตราส่วน c_{u2}/c_{u1} (a) $c_{u2}/c_{u1} = 1.0$; (b) $c_{u2}/c_{u1} = 0.6$; (c) $c_{u2}/c_{u1} = 0.2$	65
46	รูปร่างการวิเคราะห์สำหรับกรณีที่ 4 ($D=2, c_{u1}/\gamma H=0.25$)	66
47	ความสัมพันธ์ระหว่างค่า FOS กับอัตราส่วนของ c_{u2}/c_{u1}	66
48	Deformed meshes การพัง สำหรับความแตกต่างกันของอัตราส่วน c_{u2}/c_{u1} (a) $c_{u2}/c_{u1} = 0.6$; (b) $c_{u2}/c_{u1} = 1.5$; (c) $c_{u2}/c_{u1} = 2.0$	67
49	รูปร่างของลาดชันและผิวการพิบัติสำหรับกรณีที่ 1 โดย LEM	68
50	Deformed Mesh สำหรับวิธี FEM 2D กรณีที่ 1	69
51	Deformed Mesh สำหรับวิธี FEM 3D กรณีที่ 1	69
52	รูปร่างของลาดชันและผิวการพิบัติสำหรับกรณีที่ 2 โดยวิธี LEM	70
53	Deformed Mesh สำหรับวิธี FEM 2D กรณีที่ 2	70
54	Deformed Mesh สำหรับวิธี FEM 3D กรณีที่ 2	70
55	รูปร่างของลาดชันและผิวการพิบัติสำหรับกรณีที่ 3 โดย วิธี LEM	71
56	Deformed Mesh สำหรับวิธี FEM 2D กรณีที่ 3	71
57	Deformed Mesh สำหรับวิธี FEM 3D กรณีที่ 3	71

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
58	รูปร่างสำหรับการศึกษาในกรณีที่ 1	73
59	การเปรียบเทียบผลการกระจายของหน่วยแรงตั้งฉากและหน่วยแรงเฉือนเทียบกับ ระยะการเคลื่อนตัวในแนวราบ กรณีที่ 1	74
60	รูปร่างชั้นดินสำหรับกรณีที่ 2	74
61	การเปรียบเทียบผลการกระจายของหน่วยแรงตั้งฉากและหน่วยแรงเฉือนเทียบกับ ระยะการเคลื่อนตัวในแนวราบ กรณีที่ 2	75
62	รูปร่างชั้นดินสำหรับกรณีที่ 3	75
63	การเปรียบเทียบผลการกระจายของหน่วยแรงตั้งฉากและหน่วยแรงเฉือนเทียบกับ ระยะ การเคลื่อนตัวในแนวราบ กรณีที่ 3	76
64	ขั้นตอนวิธีการดำเนินการวิจัย	78
65	กรณีการวิเคราะห์สำหรับงานขุดดินที่มีลักษณะเป็นเนื้อเดียวกัน	80
66	กรณีการวิเคราะห์ความกว้างบ่อขุดดิน	81
67	ลักษณะหน้าตัดในการวิเคราะห์สำหรับงานขุดดินที่มีลักษณะเป็นเนื้อเดียวกัน	81
68	ลักษณะหน้าตัดในการวิเคราะห์ความกว้างบ่อขุดดิน	82
69	Soil Strength Line of Soft Bangkok Clay รูปแบบ A	84
70	Soil Strength Line of Soft Bangkok Clay รูปแบบ B	84
71	Soil Strength Line of Soft Bangkok Clay รูปแบบ C	85
72	รูปร่างหน้าตัดตามกำลังรับแรงเฉือนของรูปแบบ A	87
73	รูปร่างหน้าตัดตามกำลังรับแรงเฉือนของรูปแบบ B	88
74	รูปร่างหน้าตัดตามกำลังรับแรงเฉือนของรูปแบบ C	89
75	แผนที่บริเวณที่ตั้งของการพิบัติของบ่อดิน อบจ.นนทบุรี จังหวัดนนทบุรี	91
76	ลักษณะและขอบเขตของพิบัติของบ่อดิน อบจ.นนทบุรี จังหวัดนนทบุรี	91
77	พื้นที่ความเสียหายจากการไถลของลาดดินบริเวณหน้าตัด E	92

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
78	ลักษณะเส้นชั้นความสูง (Contour) กรณีการพิบัติของบ่อดิน	92
79	ตำแหน่งหลุมเจาะสำรวจ	93
80	ลักษณะชั้นดิน BH-5	93
81	รูปร่างหน้าตัด (Section E) สำหรับการวิเคราะห์ย้อนกลับของบ่อดิน	95
82	ผลการวิเคราะห์สำหรับงานขุดดิน กรณีความลาดชัน 1 : 2.0	98
83	อัตราส่วนปลอดภัยสำหรับงานขุด เมื่อดินมีค่า $c = 1.0 \text{ t/m}^2$, $\phi = 15 \text{ deg.}$	99
84	ผลการวิเคราะห์สำหรับความกว้างปากบ่อขุดไม่เท่ากัน กรณีขุดลึก 3.0 เมตร	99
85	ค่า F.S. กับความลึกการขุดของดินที่มีกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ A โดยวิธี LEM	102
86	ค่า F.S. กับความลึกการขุดของดินที่มีกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ B โดยวิธี LEM	104
87	ค่า F.S. กับความลึกการขุดของดินที่มีกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ C โดยวิธี LEM	106
88	วงพิบัติขณะเกิดการพิบัติของกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ A กรณีไม่มีชั้น Weathered Crust โดยวิธี LEM	107
89	วงพิบัติขณะเกิดการพิบัติของกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ A กรณีมีชั้น Weathered Crust โดยวิธี LEM	107
90	วงพิบัติขณะเกิดการพิบัติของกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ B กรณีไม่มีชั้น Weathered Crust โดยวิธี LEM	107
91	วงพิบัติขณะเกิดการพิบัติของกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ B กรณีมีชั้น Weathered Crust โดยวิธี LEM	108
92	วงพิบัติขณะเกิดการพิบัติของกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ C กรณีไม่มีชั้น Weathered Crust โดยวิธี LEM	108
93	วงพิบัติขณะเกิดการพิบัติของกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ C กรณีมีชั้น Weathered Crust โดยวิธี LEM	108
94	ค่า F.S. กับความลึกการขุดของดินที่มีกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ A โดยวิธี FEM	109

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
95	ค่า F.S. กับความถี่การขูดของดินที่มีกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ B โดยวิธี FEM	110
96	ค่า F.S. กับความถี่การขูดของดินที่มีกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ C โดยวิธี FEM	110
97	ตัวอย่าง Mesh ที่ได้จากวิธี FEM	112
98	ตัวอย่าง Deformed Mesh ที่ได้จากวิธี FEM	112
99	ตัวอย่าง Horizontal Displacement ที่ได้จากวิธี FEM	112
100	ตัวอย่าง Shear Strain ที่ได้จากวิธี FEM	113
101	ตัวอย่าง Shear Stresses ที่ได้จากวิธี FEM	113
102	ตัวอย่าง Plastic & Tension Point ที่ได้จากวิธี FEM	113
103	ค่า F.S. กับความถี่การขูดของดินที่มีกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ A โดยวิธี SBM	117
104	ค่า F.S. กับความถี่การขูดของดินที่มีกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ B โดยวิธี SBM	117
105	ค่า F.S. กับความถี่การขูดของดินที่มีกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ C โดยวิธี SBM	118
106	วงพิบัติขณะเกิดการพิบัติของกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ A กรณีไม่มีชั้น Weathered Crust โดยวิธี SBM	118
107	วงพิบัติขณะเกิดการพิบัติของกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ A กรณีมีชั้น Weathered Crust โดยวิธี SBM	119
108	วงพิบัติขณะเกิดการพิบัติของกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ B กรณีไม่มีชั้น Weathered Crust โดยวิธี SBM	120
109	วงพิบัติขณะเกิดการพิบัติของกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ B กรณีมีชั้น Weathered Crust โดยวิธี SBM	120
110	วงพิบัติขณะเกิดการพิบัติของกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ C กรณีไม่มีชั้น Weathered Crust โดยวิธี SBM	121
111	วงพิบัติขณะเกิดการพิบัติของกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ C กรณีมีชั้น Weathered Crust โดยวิธี SBM	122
112	วงพิบัติขณะเกิดการพิบัติเฉื่อยของกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ A	123

สารบัญญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
113	วงพืดัฒณะเกิดการพืดัฒนลัฒของกำลัฒรับแรงเฉือนรูปแบบ B	123
114	วงพืดัฒณะเกิดการพืดัฒนลัฒของกำลัฒรับแรงเฉือนรูปแบบ C	124
115	ความลัฒพันัฒระหว่าง Shear Strength และ Shear Mobilization กัฒระยะระนาบการพืดัฒกำลัฒรับน้ำหนัฒของชั้นดินมีค่าเฉพาะค่า c ความชัน 1:2	125
116	ความลัฒพันัฒระหว่าง Shear Strength และ Shear Mobilization กัฒระยะระนาบการพืดัฒ กำลัฒรับน้ำหนัฒของชั้นดินมีค่าเฉพาะค่า c ความชัน 2:1	125
117	ความลัฒพันัฒระหว่าง Shear Strength และ Shear Mobilization กัฒระยะระนาบการพืดัฒ กำลัฒรับน้ำหนัฒของชั้นดินมีค่า c และ ϕ	126
118	ความลัฒพันัฒระหว่างค่า F.S. กัฒ ความลัฒการขุดเมื่อดีบนำไ้ดินอยู่ที -2.4 เมตร	127
119	ความลัฒพันัฒระหว่างค่า F.S. กัฒ อดีบนำใ้ภายในบ่อขุด	128
120	วงการพืดัฒของบ่อขุดดินที่อดีบความลัฒ -15 เมตร	128
121	วงการพืดัฒของบ่อขุดดินอดีบใ้บ่อ -8.5 เมตร	128
122	วงการพืดัฒของบ่อขุดดินอดีบใ้บ่อ -8.6 เมตร	129
123	Shear Strength และ Shear Mobilized กัฒระยะระนาบการพืดัฒ	129
124	ตำแหน่งการเกิด Plastic Point เมื่เกิดการพืดัฒ	130
125	ลัฒณะวงการพืดัฒที่เกดขึ้นเฉพาะบริเวณชั้นดินอ่อน	133
126	ลัฒณะวงการพืดัฒที่เกดขึ้นเฉพาะบริเวณชั้นดินเหนียวอ่อน	133
127	ตัวอย่างลัฒณะระบบการพืดัฒที่เกดขึ้นของวิธี FEM	135

คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ

τ_f	=	กำลังรับแรงเฉือนสูงสุดของมวลดินหรือหินบนผิวเคลื่อนซึ่งตามทฤษฎีของ Mohr - Coulomb แล้วจะมีค่าเท่ากับ $c + \sigma \tan \phi$
τ	=	หน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นจริงซึ่งเพียงพอทำให้มวลนั้นสมดุล
A_L, A_R	=	แรงภายนอกเนื่องจากน้ำอิสระ ด้านซ้ายและด้านขวา
a_L, a_R	=	ระยะตั้งฉากระหว่าง A_L และ A_R กับจุดหมุน (Axis) ตามลำดับ
b	=	ความกว้างของมวลดิน ตามแนวแกนราบ
D	=	แรงภายนอกแบบเส้น (Line Load)
d	=	ระยะตั้งฉากระหว่าง Line Load กับจุดหมุน
d_f	=	ระยะตั้งฉากระหว่าง F_{RE} กับจุดหมุน
E_L, E_R	=	แรงตั้งฉากด้านข้างมวลดิน ด้านซ้ายและด้านขวา
e	=	ระยะตั้งฉากระหว่าง $k_h \cdot W$ กับจุดหมุน
$F.S_f$	=	อัตราส่วนปลอดภัยเมื่อพิจารณาถึงสมดุลของแรง
$F.S_m$	=	อัตราส่วนปลอดภัยเมื่อพิจารณาถึงสมดุลของโมเมนต์
F_{RE}	=	แรงจาก Reinforcement Material
f	=	ระยะตั้งฉากระหว่าง Normal force กับจุดหมุน
k_h, k_v	=	สัมประสิทธิ์ของแรงต้านสะเทือนเนื่องจากแผ่นดินไหวตามแนวราบและแนวตั้ง
N	=	แรงตั้งฉากกับผิวพิบัติ (Normal force)
n	=	จำนวน Slices
Q	=	แรงกระทำเนื่องจาก Strip Load คูณความกว้างของมวลดิน
R	=	ระยะตั้งฉากระหว่าง S_m กับจุดหมุน
X_i, X_{i+1}	=	แรงเฉือนด้านข้างมวลดิน ด้านขวาและด้านซ้าย ตามลำดับ
U	=	แรงดันน้ำ
W	=	น้ำหนักมวลดินในแนวตั้ง
α	=	มุมระหว่าง S_m กับแนวระดับ
β	=	มุมระหว่างผิวของลาดดินในแต่ละชิ้นส่วนกับแนวระดับ
ω	=	มุมระหว่าง Line Load กับแนวระดับ
θ	=	มุมระหว่าง F_{RE} กับแนวระดับ

คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ (ต่อ)

λ	=	อัตราส่วนระหว่าง Inter-Slice Force แนวตั้งกับแนวระดับ
Σ	=	ผลรวมปัจจัยต่างๆ ทุก Slices ซึ่งมีความหมายเท่ากับ $\sum_{i=1}^{i=n}$
S_r	=	แรงเฉือนต้านทานที่มีอยู่ (Available Resisting Shear Forces)
S_m	=	แรงเฉือนที่เกิดขึ้น (Mobilized Shear Force)
s	=	Effective Shear Strength ของมวลดินที่กึ่งกลางของฐานของชั้นส่วนที่พิจารณา
β	=	ความยาวของฐานของชั้นส่วน
σ_n	=	ความเค้นในแนวตั้งฉาก (Normal Stress) ที่กึ่งกลางฐานของชั้นส่วน
f	=	ความเค้นบริเวณจุดต่อในอีลิเมนต์ (Stress at The Element Nodes)
$\langle N \rangle$	=	เมตริกซ์ของฟังก์ชันในการอินเทอร์โพลีต (Matrix of The Interpolating Functions)
$\{F\}$	=	ค่าความเค้นบริเวณ Gauss points (Stress Values at the Gauss Points)
σ_x	=	ความเค้นทั้งหมดในแนวแกน x ที่กึ่งกลางฐาน
σ_y	=	ความเค้นทั้งหมดในแนวแกน y ที่กึ่งกลางฐาน
τ_{xy}	=	ความเค้นเฉือนในแนวแกน x และ y ที่กึ่งกลางฐาน
θ	=	มุมที่วัดจากแกน x ทิศทางบวกถึงเส้นแนวแรงกระทำในความเค้นตั้งฉาก (σ_n)
E_t	=	ค่าโมดูลัสสัมผัส (Tangent Modulus)
E_{sec}	=	ค่าโมดูลัสซีแคนต์ (Secant Modulus)

การศึกษาความเหมาะสมของการวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดดินโดยวิธีสมดุลจำกัดและ
วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ : กรณีศึกษางานขุดดินในพื้นที่ดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ

Study of Slope Stability Analysis by Limit Equilibrium and Finite Element

Method : Case Study of Excavation Work in Soft Bangkok Clay

คำนำ

ปัญหาทางด้านวิศวกรรมปฐพีส่วนมากเกิดจากความไม่แน่นอน ซึ่งรวมทั้งความไม่แน่นอนของแบบจำลองและคุณสมบัติดินที่ใช้วิเคราะห์ เนื่องจากงานขุดดินเป็นอีกหนึ่งปัญหาที่ส่งผลให้เกิดความเสียหายต่อชีวิตและทรัพย์สิน ทั้งยังส่งผลกระทบต่อบริเวณพื้นที่ทำกินของชาวบ้านในบริเวณใกล้เคียง ซึ่งในปัจจุบันพบว่ามีการขุดดินในพื้นที่ดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ เพื่อนำดินไปขายมีการเจริญเติบโตขึ้นมาก แต่มีมาตรฐานในการดำเนินงานต่ำ โดยเฉพาะการขุดดินที่ไม่มีโครงสร้างป้องกัน งานวิจัยนี้จึงได้ทำการศึกษาเสถียรภาพของงานขุดดินขึ้น การวิเคราะห์เสถียรภาพลาดชันสำหรับงานขุดดินนี้ได้นำวิธีสมดุลจำกัด(Limit Equilibrium Method), วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (Finite Element Method) และวิธีสมดุลจำกัดร่วมกับการพิจารณาหน่วยแรงในมวลดิน (Stress Based Method) มาใช้สำหรับการศึกษา โดยทำการศึกษาเปรียบเทียบผลที่ได้ในแต่ละวิธี ซึ่งพิจารณาปัจจัยที่ส่งผลต่อค่าความปลอดภัย(Factor of Safety, F.S.)อันได้แก่ ความลึกการขุด ความลาดชันการขุด ความกว้างของปากบ่อขุด รูปแบบลักษณะของกำลังรับแรงเฉือนของชั้นดินเหนียวกรุงเทพฯ ที่แตกต่างกัน อีกทั้งทำการวิเคราะห์ย้อนกลับการพิบัติของบ่อขุดดิน ณ อำเภอ ไทรน้อย จังหวัด นนทบุรี ที่เกิดขึ้นจริงในสนามเปรียบเทียบกับผลที่ได้จากการวิเคราะห์ทั้ง 3 วิธีที่กล่าวมาข้างต้น

สำหรับการวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดงานขุดการวิเคราะห์โดยวิธี LEM และวิธี FEM ยังไม่เป็นที่ชัดเจนในเรื่องประสิทธิภาพการคำนวณเพื่อให้ชัดเจนยิ่งขึ้นจึงเปรียบเทียบผลที่ได้จากการวิจัยนี้ อีกทั้งเนื่องจากงานวิจัยนี้อยู่ภายใต้โครงการพัฒนาและปรับปรุงจัดทำประมวลข้อบังคับอาคาร (Building Code) สำหรับประเทศไทย โครงการย่อยที่ 8: ข้อบังคับเกี่ยวกับการขุดดินและถมดิน จึงได้ศึกษาข้อกำหนดทางด้านเทคนิคสำหรับงานขุดดินในปัจจุบันมีความถูกต้องเหมาะสมหรือไม่สำหรับพระราชบัญญัติการขุดดินและถมดินพ.ศ. 2543

วัตถุประสงค์

1. เพื่อศึกษาเกณฑ์ขั้นต่ำของความลึกการขุดที่ปลอดภัยโดยไม่มีโครงสร้างป้องกันสำหรับดินทั่วไป
2. เพื่อศึกษาความปลอดภัยของพื้นที่ลาดงานขุดอันเนื่องมาจากรูปแบบกำลังรับแรงเฉือนของดินชั้นเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ
3. เพื่อทำการเปรียบเทียบพฤติกรรมความปลอดภัยของการขุดดินโดยวิธีสมมูลจำกัด ,วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์และวิธีสมมูลจำกัดร่วมกับการพิจารณาหน่วยแรงในมวลดิน
4. เพื่อศึกษาการวิเคราะห์ย้อนกลับการพิบัติของบ่อขุดดินที่เกิดการพิบัติจริงในสนามเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์โดยแบบจำลอง

ขอบเขตงานวิจัย

1. รูปแบบของข้อมูลชั้นดินและคุณสมบัติของดินที่ใช้ในการวิจัยมี 3 รูปแบบคือ รูปแบบ A,B และ C ตามที่ มณฑา(2546)และสมพงษ์(2552)ได้เสนอไว้
2. พิจารณาลักษณะการพิบัติจำกัดที่แบบส่วนโค้งของวงกลมสำหรับการวิเคราะห์โดยวิธีสมมูลจำกัด
3. การวิเคราะห์ย้อนกลับการพิบัติของบ่อขุดดิน เป็นกรณีศึกษา ณ บ่อขุดดินที่ อ.ไทรน้อย จ.นนทบุรี
4. ไม่พิจารณาการเกิด Tension Cracks ในชั้น Weathered Crust

การตรวจเอกสาร

ดินเหนียวกรุงเทพฯ

ลำดับการเกิดดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ

วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์(ว.ส.ท., 2546) ได้ทำการรวบรวมข้อมูลเกี่ยวกับลำดับการเกิดของดินเหนียวอ่อนพบว่าชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ได้ถือกำเนิดมาตั้งแต่ต้น Holocene Epoch มาจนถึงปัจจุบัน มีองค์ประกอบที่สำคัญ 3 ส่วนคือ

1. Marine Clay
2. Intertidal Deposited Clay
3. Weathered Clay

หลักฐานการศึกษาด้านธรณีวิทยาประสานกับสมุทรศาสตร์ พอที่จะสันนิษฐานลำดับการกำเนิดของส่วนต่างๆ ของชั้นดินเหนียวกรุงเทพฯ ตั้งแต่ต้นสมัย Holocene Epoch จนถึงปัจจุบันได้ดังนี้

1. Transgression Sediments

ในช่วงระยะเวลา 8,000-6,000 ปีก่อนปัจจุบัน ซึ่งเป็นช่วงเวลาที่ระดับน้ำทะเลยกตัวสูงขึ้นและรุกเข้าไปในแผ่นดิน (ถึงตอนเหนือของจังหวัดพระนครศรีอยุธยา) ทำให้เกิดการสะสมตัวของดินเหนียวอ่อน 2 ส่วน ตามที่แสดงในภาพที่ 1 (ก) คือ

- 1.1 Marine Clay หรือตะกอนดินเหนียวที่ตกนอกชายฝั่ง ในสภาวะน้ำเค็ม
- 1.2 Intertidal Deposited Clay หรือตะกอนดินเหนียวที่ตกบริเวณในสภาวะน้ำกร่อยวางตัวอยู่ใต้ Marine Clay แต่ดินส่วนนี้จะพบได้เพียงบางบริเวณเท่านั้น เนื่องจากขณะที่ระดับน้ำทะเลสูงขึ้น แรงกระทำจากคลื่นส่งผลให้ดินส่วนนี้ในบางแห่งถูกคลื่นกัดเซาะออกไป

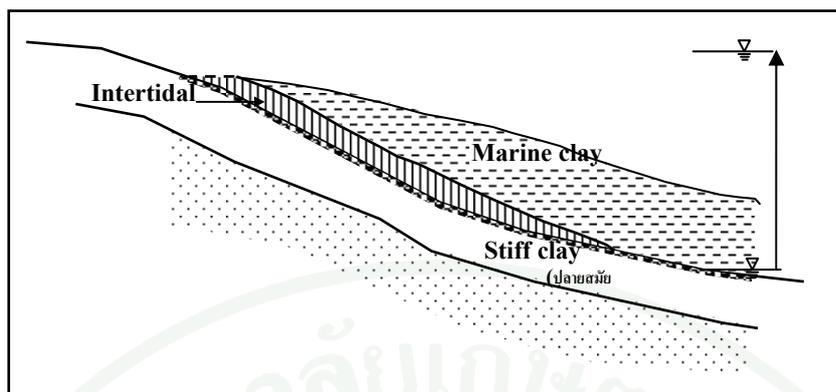
2. Regression Sediment

หลังจาก 6,000 ปีก่อนถึงปัจจุบัน ระดับน้ำทะเลก็ได้ลดระดับและถดถอยออกจากแผ่นดิน ช่วงของการถดถอยของน้ำทะเลได้เกิดดินเหนียวประเภท Intertidal Deposited Clay หรือดินเหนียวที่ตกตามชายฝั่งที่มีน้ำตื้น ซึ่งมักเป็นสภาวะน้ำกร่อย ดินชั้นนี้จะวางตัวปิดทับอยู่ตอนบนของ Marine Clay ในขณะที่การสะสมตัวของ Marine Clay ในส่วนที่เป็นน้ำทะเลลึกก็เกิดพร้อมกันไป ด้วย เมื่อเวลาผ่านไปส่วนบนของชั้นดิน Intertidal Deposited Clay นี้มักจะถูกแปรสภาพเนื่องจากธรรมชาติทำให้เกิด Crust นอกจากนี้เนื่องจากระดับของผิวดินของชั้นดินนี้ จะอยู่ไม่สูงมากนักในฤดูน้ำหลาก จึงมักจะมีดินตะกอนน้ำจืดจากน้ำท่วม (Terrestrial Deposits) มาสะสมตัวอยู่ตอนบนในภายหลังตามที่แสดงไว้ในภาพที่ 1 (ข) ชั้นดินตะกอนน้ำจืดนี้พบอยู่มากทางตอนเหนือของพื้นที่ดินเหนียวกรุงเทพฯ โดยเฉพาะบริเวณจังหวัดพระนครศรีอยุธยาและส่วนที่อยู่เหนือขึ้นไป

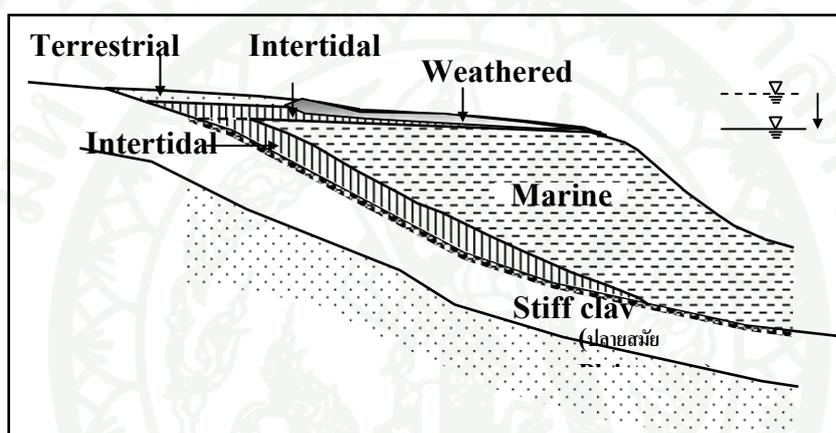
ชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ

ชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ เป็นดินตะกอนสามเหลี่ยมปากแม่น้ำที่เกิดใน Holocene Epoch ได้รับอิทธิพลจากแม่น้ำเจ้าพระยาและแม่น้ำท่าจีนเป็นส่วนใหญ่ มีแม่น้ำแม่กลองและแม่น้ำบางปะกงเสริมอยู่ทางทิศตะวันตกและตะวันออกตามลำดับ ดินตะกอนผืนนี้ปกคลุมเต็มพื้นที่และบางส่วนของ 14 จังหวัด ดังแสดงในภาพที่ 2 (ราชบุรี สมุทรสาคร สมุทรสงคราม กรุงเทพฯ สมุทรปราการ ชลบุรี นครปฐม นนทบุรี ปทุมธานี ฉะเชิงเทรา สุพรรณบุรี พระนครศรีอยุธยา นครนายก และปราจีนบุรี) รวมพื้นที่ทั้งหมดประมาณ 14,000 ตารางกิโลเมตร วัดความกว้างบริเวณปากอ่าวไทย (จากราชบุรีไปชลบุรี) ได้ระยะทางประมาณ 140 กิโลเมตร และวัดระยะชั้นไปทางเหนือสิ้นสุดที่บริเวณจังหวัดพระนครศรีอยุธยา ได้ระยะทางประมาณ 100 กิโลเมตร(ว.ส.ท.,2546)

Moh (1969) เป็นผู้ขนานนามเฉพาะชั้นดินส่วนที่เป็นดินเหนียวอ่อนที่วางตัวอยู่ตอนบนสุดของดินตะกอนในพื้นที่ราบลุ่มภาคกลางตอนล่างว่า “Bangkok Clay” รูปลักษณะของชั้นดินนี้ตามที่แสดงโดย Isopach Map ในภาพที่ 3 เป็นรูปคล้ายแอ่งกระทะค่อนข้างตื้นของแอ่งจะค่อนข้างมาทางปากอ่าวไทย ความหนาของชั้นดินส่วนใหญ่ประมาณ 10.00-18.00 เมตร ยกเว้นพื้นที่ทางตอนเหนือตั้งแต่จังหวัดปทุมธานีขึ้นไปจนสุดที่บริเวณจังหวัดพระนครศรีอยุธยา ที่ความหนาค่อยๆ ลดลงจาก 10.00 เมตร ไปเป็น 0.00 เมตร ที่ปลายด้านบนสุด สำหรับขอบของแอ่งด้านตะวันออกและตะวันตกมีความชันและความหนาลดลงรวดเร็วมากกว่าด้านทิศเหนือ



(ก) Transgression Sediments (8,000 – 6,000 ปีก่อนปัจจุบัน)



(ข) Regression Sediments (6,000 ปีก่อนปัจจุบัน-ปัจจุบัน) ทับอยู่บน Transgression Sediments

ภาพที่ 1 ชั้นตอนการตกตะกอนของชั้น Bangkok Clay

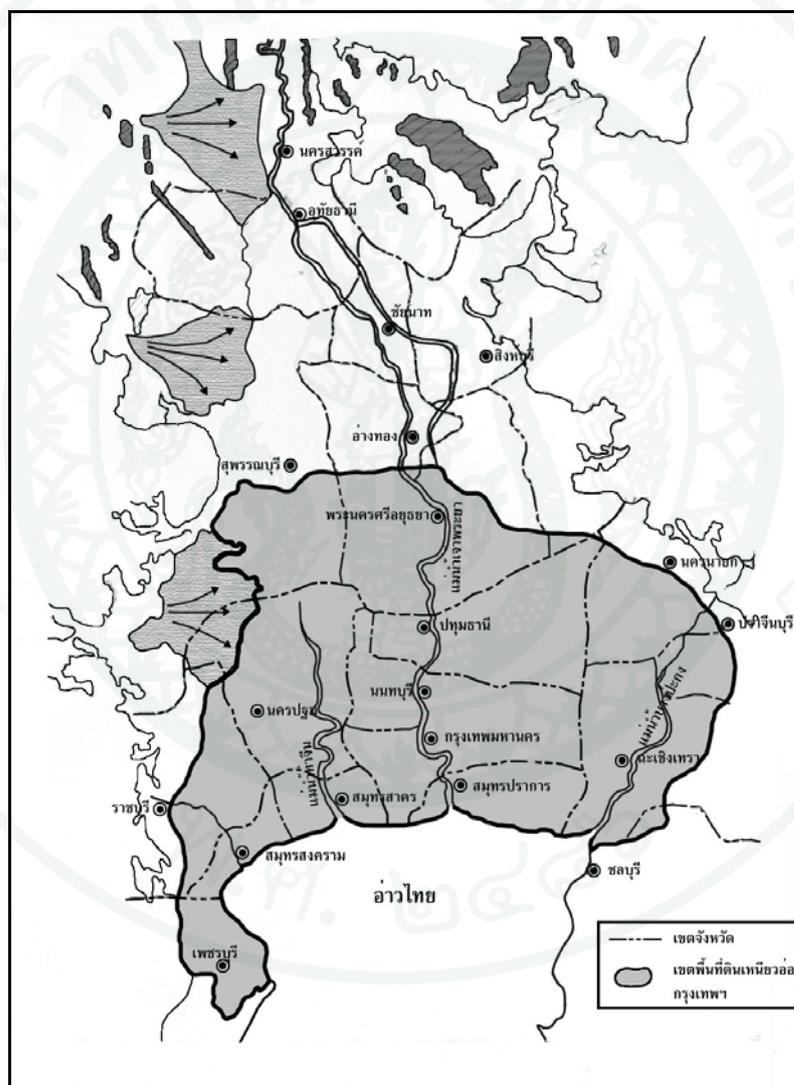
ที่มา: วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์ (2546)

ในทางวิศวกรรมสามารถแบ่งดินเหนียวกรุงเทพฯ ออกได้เป็น 4 ชั้น แสดงในภาพที่ 4

1. Top Soil หรือ Weathered Clay เป็นดินเหนียวแข็ง มีรอยแตก ซึ่งเกิดจากปรากฏการณ์แห้ง-เปียก ในช่วงฤดูกาลต่างๆ มีความหนาระหว่าง 0.5 – 3 เมตร
2. Compressible Clays เป็นชั้นดินที่รวมระหว่างชั้น Very Soft, Soft และ Medium Clay มีความหนาแปรเปลี่ยนตั้งแต่ 2.8 เมตร จนถึง 8 เมตร

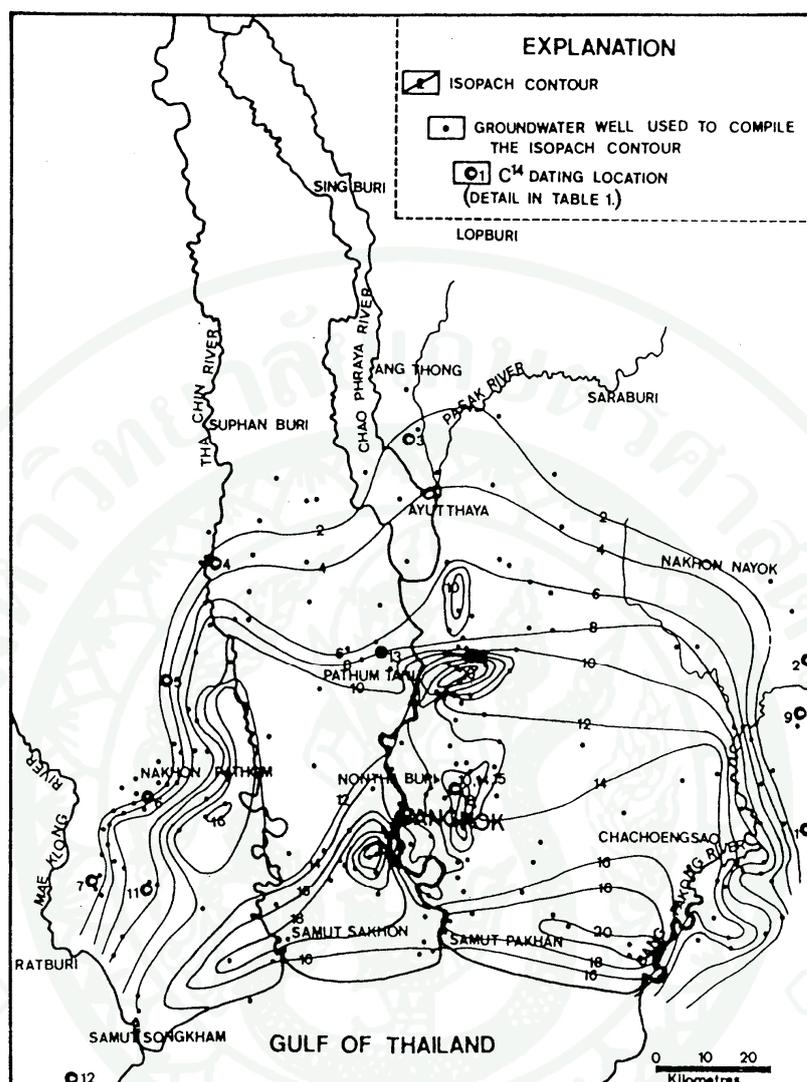
3. Stiff and Very Stiff Clays เป็นชั้นดินที่อยู่ถัดจากชั้น Compressible Clays มีระดับโดยเฉลี่ย -14 เมตรจากผิวดิน มีความหนาประมาณ 1-7 เมตร

4. Hard Clay เป็นชั้นดินเหนียวแข็ง ซึ่งมีความแข็งแรงสูง หนาประมาณ 2 – 6 เมตร ถัดจากชั้น Hard Clay จะเป็นชั้นของ Fine Sand โดยทั่วไปมักอยู่ที่ระดับ -21 ถึง -24 เมตรจากผิวดินมีความหนาไม่แน่นอน บางแห่งอาจมีชั้นของ Sandy Clay หรือ Clayey Sand แทรกอยู่บ้างระหว่างรอยต่อของชั้นดิน



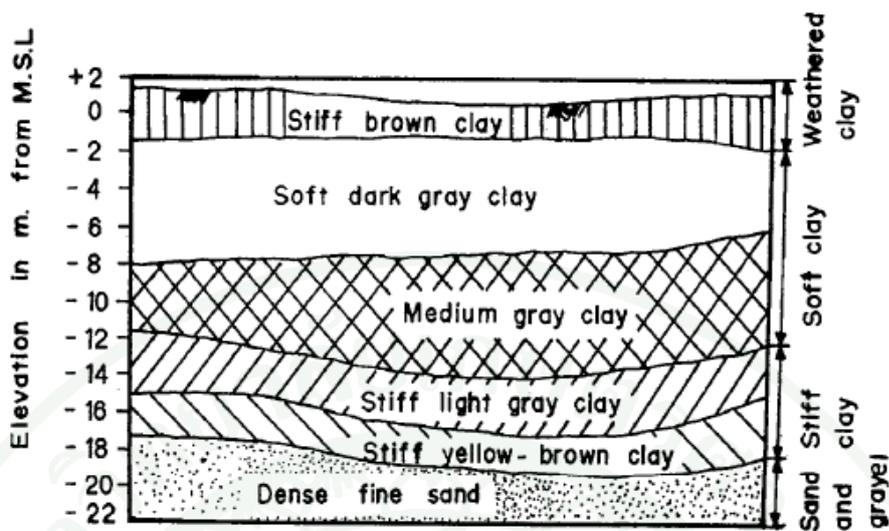
ภาพที่ 2 แผนที่เขตจังหวัดและเขตดินเหนียวอ่อน

ที่มา: วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์ (2546)



ภาพที่ 3 Isopach Map ของความหนาดินเหนียวกรุงเทพฯ

ที่มา: วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์ (2546)



ภาพที่ 4 ลักษณะชั้นดินทั่วไปของกรุงเทพมหานคร

ที่มา: Muktabhant *et al.* (1967) อ้างโดย คมกริช (2543)

คุณสมบัติทางกายภาพ

เป็นคุณสมบัติที่สามารถมองเห็น แจกแจงได้ด้วยตาเปล่า และสามารถรู้สึกสัมผัสด้วยมือ หรืออาจใช้เครื่องมืออย่างง่ายในการทดสอบ โดยที่คุณสมบัติพื้นฐานที่จำเป็นสามารถสรุปได้ดังนี้ (ปณูฑ, 2545)

1. ความชื้นตามธรรมชาติ (W_n)
2. Atterberg's Limits ได้แก่ Liquid Limit (L.L.) และ Plastic Limit (P.L.)
3. Liquidity Index คำนวณจากค่าความชื้นตามธรรมชาติ และ Atterberg's Limits
4. Total Unit Weight (γ_t)
5. Specific Gravity (G)
6. Grain Size Distribution
7. อื่น ๆ เช่น สี กลิ่น อินทรีย์สาร เป็นต้น

มีผู้ทำการศึกษาคุณสมบัติทางกายภาพไว้เป็นจำนวนมาก ปณูฑ(2545)และองอาจ(2548) ได้สรุปไว้ดังตารางที่ 1

ตารางที่ 1 สรุปคุณสมบัติทางกายภาพของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ

Layer	Reference	Particle size distribution :			W _n (%)	LL (%)	PL (%)	LI	γ _t (t/m ³)	G _s
		Sand, % (2-0.06 mm.)	Silt, % (0.06-0.002 mm.)	Clay, % (<0.002 mm.)						
Weathered Clay	Gulachol (1970) Weathered Clay				51.2±6.9	77.5±2.1	33.9±0.5	0.4		2.71±0.1
	Brand (1971) Weathered Clay				62.9±4.2	89.6±5.1	38.6±2.4			
	Phuong (1973) Weathered Clay				50-90	80-100	30-45	0.6-1.0		2.66-2.7
	TASNEENART(1984) Weathered Clay				30-100	30-90	20-35	0.2-2.0	1.55-19	
Soft to Medium Clay	Moh et.al.(1969)(AIT) 4.5-7.5 m.	1-3	40-50	50-60	0-110	0-110	35-45	0.8-1.1		2.66-2.74
	Phuong(1973)(AIT)4.5-9.0 m.	1-4	35-65	55-90	80-120	80-120	25-65	0.6-1.0		2.66-2.72
	ศรีชัยฤทธิ์(1982)(AIT)				63.5±11.5	63.5±12.8		1.172±0.584		2.66±0.035
	TSAI(1982)(AIT)				85-70	79-95	30-34	0.91-0.75		
	PARENTILLA(1983)				26.1±7.6	49.9±9.7	22.5±3.9	0.159±0.306	2.0±0.18	
	สุพัฒน์(2530) บางเขน				68.22±7.9	66.9±10.4	37.92±8.4	1.58±0.06		2.64±2.69
	อาคม (2542)				94.35	93.9	31.7	1.5		2.68±0.05
ปทุม(2545) 5-15 m.				39.4-74	51.6-82.6	22.8-34.4		1.4-1.8	2.57	
Stiff to Very Stiff Clay	Muktabhant et al.(1966)26-36 ft.				20-40	45-70	23-30		1.54-1.6	2.7-2.8
	Vongthiesree(1966)48 ft.				30	58	24		1.49	
	Hengchaovanich(1969) 36 ft.				20-30	59.5±5.9	22.6±1.6		1.61	2.74±0.02
	กวีวงษ์(2530) Stiff-Very Stiff Clay				27-30	52.58	23-26	0.1-0.2	1.9-2.0	2.65-2.71
	ปทุม (2545)15-25 m.				17.9-48.3	39.7-69.1	19.1-31.7		1.86-2.0	

ที่มา: คัดแปลงจากปทุม (2545) และองอาจ (2548)

คุณสมบัติทางวิศวกรรม

คุณสมบัติทางวิศวกรรมเป็นคุณสมบัติที่นำไปใช้ในการออกแบบโครงสร้างทางด้านวิศวกรรมปฐพี โดยที่คุณสมบัติทางวิศวกรรมที่จำเป็นสามารถสรุปได้ดังนี้

1. คุณสมบัติเกี่ยวกับความแข็งแรง ได้แก่ Undrained Shear Strength (S_u) อาจได้มาจาก Field Vane Shear Test หรือค่า N จาก SPT หรือ Unconfined Compression Test เป็นต้น และ c, ϕ จาก Direct Shear Test หรือ Triaxial Compression Test
2. ค่า Compressibility ได้แก่ Coefficient of Consolidation (C_v), Compression Index (C_c) และ Initial Void Ratio (e_0)
3. ค่า Permeability ได้แก่ Coefficient of Permeability (k)
4. อื่นๆ เช่น Q_u จาก Compaction Test, Degree of Dispersive จาก Double Hydrometer Test เป็นต้น

คุณสมบัติเหล่านี้ได้มีผู้ที่ทำการศึกษาหลายท่าน ซึ่งปญฺท(2545)และองอาจ(2548) สรุปไว้ดังตารางที่ 2

สำหรับการศึกษาการวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดชันจำเป็นต้องใช้คุณสมบัติดินที่สำคัญ 4 ประการ ได้แก่

1. ค่าหน่วยน้ำหนัก (Unit Weight)

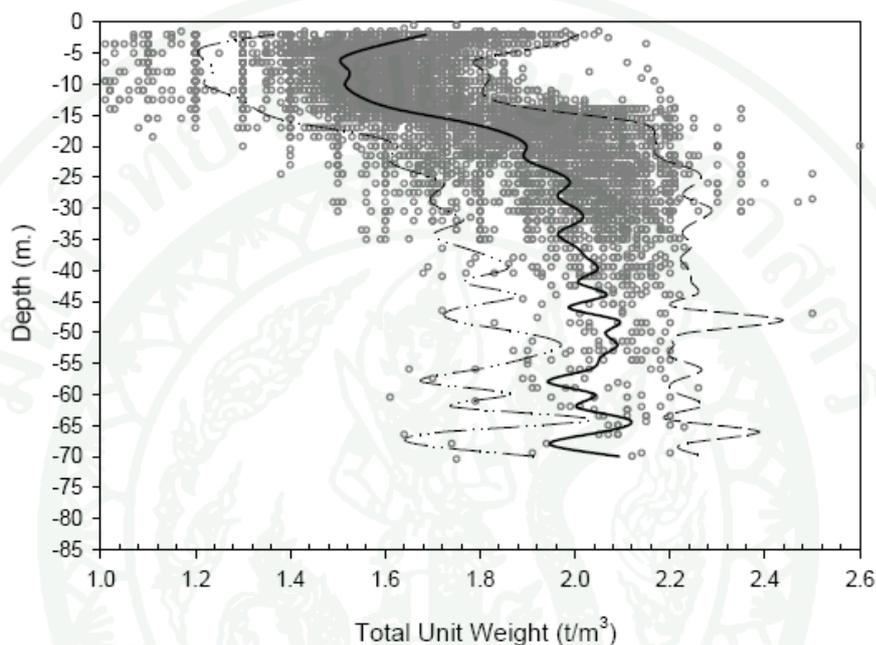
ค่าหน่วยน้ำหนัก คือ ค่าที่ใช้แสดงถึงอัตราส่วนระหว่างน้ำหนักต่อปริมาตรของดิน ($\gamma = W/V$) สำหรับค่าหน่วยน้ำหนักของชั้นดินเหนียวกรุงเทพฯ ปญฺท (2545) ได้ศึกษาโดยรวบรวมข้อมูลหลุมเจาะสำรวจประกอบด้วยตัวอย่างจากกระบอกเปลือกบางจำนวน 1,054 หลุม ที่ความลึก 0-70 เมตร และหาความสัมพันธ์ระหว่างค่าหน่วยน้ำหนักและความลึกดังแสดงในภาพที่ 5 สำหรับเฉพาะชั้นดินเหนียวกรุงเทพฯ (ช่วงความลึกประมาณ 0 -20 เมตรจากผิวดิน) พบว่าค่าหน่วยน้ำหนักแต่ละชั้นมีค่าโดยประมาณดังนี้

ตารางที่ 2 สรุปคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ

Layer	Reference	S_u (UC)	Sensitivity (UC)	S_u (Vane)	Sensitivity (Vane)	SPT	e_0	C_c	C_r	C_v
Soft to Medium Clay	ศรีบุญชูธรรม(1982)2-14 m.	3.13±1.98	2.6±1.87	2.72±1.7	2.59±1.67		1.73±0.33	0.81±0.3	0.29±0.09	
	TSAI(1982)(AIT)						2.06±0.32	1.11±0.21	0.17±0.04	1.64±0.5
	TSAI(1982)(Nong Ngoo Hao)						2.99±0.51	1.42±0.49	0.2±0.07	9
	TSAI(1982)(Pathumwan)						1.68±0.38	0.78±0.2	0.14±0.07	1.47±0.5
	TSAI(1982)(Pom Prachul)						2.19±0.38	0.87±0.13	0.17±0.06	1.86±0.4
	PARENTILLA(1983)							0.21±0.14	0.16±0.18	4
	TASNEENART(1984) Soft Clay									2.04±1.1
กีวียงษ์ (2530) Soft-Medium Clay		2.4-3.4		2.4-7.9			1.1-1.6	0.5-0.6	0.05-0.14	
ปญต(2545) 5-15 m.		4.48±2.6								
Stiff to Very Stiff Clay	Vongthiesree(1966)		1.3-1.5							
	Hengchaovanich(1969)	5.0-15	1.3							
	ศรีบุญชูธรรม(1977) 14-25 m.	15.6±9.15						0.3±0.22	0.15±0.08	
	TASNEENART(1984) 1st Stiff Clay									
	TASNEENART(1984) 2nd Stiff Clay									
	กำธร(2529)	6.93±2.4				23.4±6.7				
	กีวียงษ์(2530) Stiff-Very Stiff Clay	10.0-12				23-25	0.74-0.84	0.74-0.84	0.03-0.08	
ปญช (2545)15-25 m.	12.1±8.8									

ที่มา: ดัดแปลงจากปญช (2545) และองอาจ (2548)

- ชั้น Weathering Crust (0-5m) ค่าหน่วยน้ำหนักจะมีค่า 1.45-2.10 t/m³
- ชั้น Marine Clay (5 -15 m) ค่าหน่วยน้ำหนักจะมีค่า 1.35-1.8 t/m³
- ชั้น Intertidal Deposited Clay (15-20m) ค่าหน่วยน้ำหนักจะมีค่า 1.45-2.0 t/m³



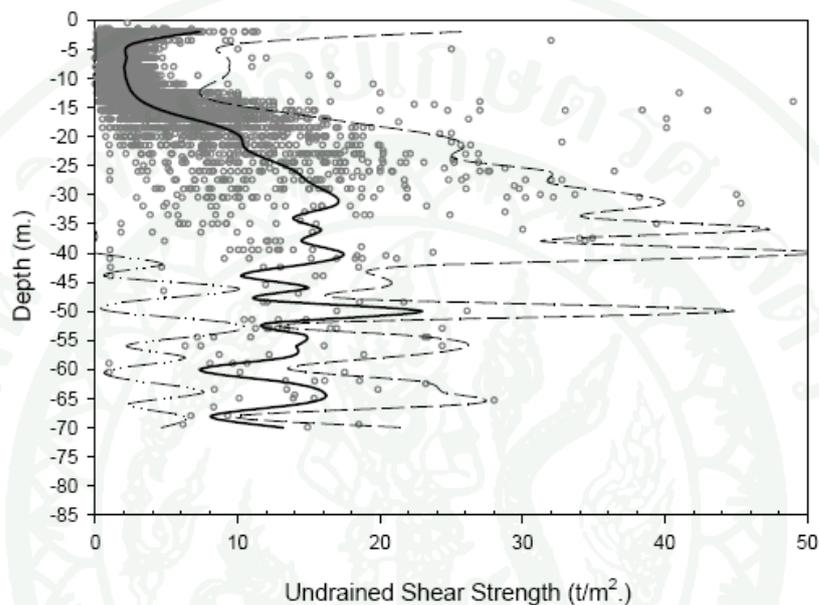
ภาพที่ 5 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าหน่วยน้ำหนักและความลึกของชั้นดินเหนียวกรุงเทพฯ

ที่มา: ปญฑ (2545)

2. กำลังของดิน (Shear Strength)

กำลังของดินเหนียวอ่อนในที่นี้คือความสามารถในการต้านทานแรงเฉือนสูงสุดของดิน เพื่อไม่ให้เกิดการเคลื่อนพังโดยทั่วไปสามารถวัดได้ 2 แบบ ได้แก่ Effective Strength และ Total Strength ปญฑ (2545) ได้ศึกษาค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ในเขตกรุงเทพมหานครตามความลึก พบว่ามีการกระจายตัวของข้อมูลที่ระดับความลึกเดียวกันค่อนข้างสูงดังแสดงในภาพที่ 6 ซึ่งหากพิจารณาในช่วงความลึกตั้งแต่ 0- 20 เมตร (ชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ) สามารถจำแนกได้ดังนี้

- ชั้น Weathering Crust (0-5m) กำลังต้านทานความเฉือนมีค่าประมาณ 0.2-10 t/m²
- ชั้น Marine Clay (5 -15 m) กำลังต้านทานความเฉือนมีค่าประมาณ 0.2 -2.8 t/m²
- ชั้น Intertidal Deposited Clay (15-20m) กำลังต้านทานความเฉือนมีค่าประมาณ 0.5-14 t/m²



ภาพที่ 6 ความสัมพันธ์ระหว่าง Undrained Shear Strength ต่อความลึกของชั้นดินเหนียวอ่อน กรุงเทพฯ

ที่มา: ปณูฑ (2545)

มณฑา (2546) ได้ศึกษาพฤติกรรมของค่า Unconfined Shear Strength (S_u) ของชั้นเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ และความลึก พบว่าความสัมพันธ์ระหว่างค่า S_u และค่าความลึกของชั้นดินสามารถจำแนกออกเป็น 2 รูปแบบ ดังแสดงในภาพที่ 7

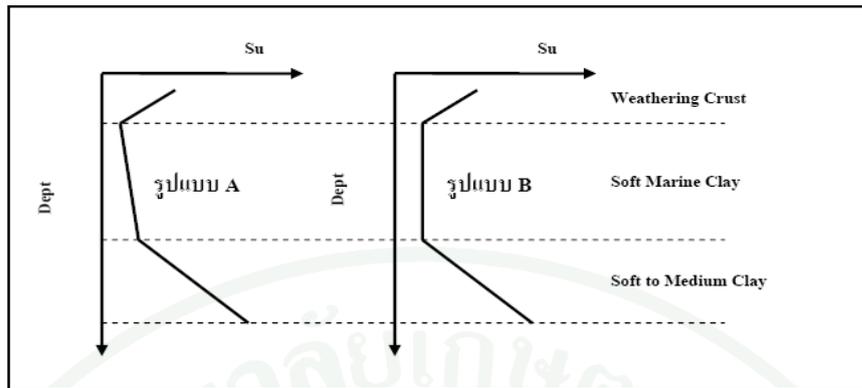
- กำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ A ค่ากำลังรับแรงเฉือนจะค่อย ๆ ลดลงตามความลึกในชั้น Weathered Crust จนถึงชั้นดินเหนียวอ่อนกำลังรับแรงเฉือนจะค่อย ๆ เพิ่มขึ้นตามความลึกที่เพิ่มขึ้น และเมื่อเลยชั้นดินเหนียวอ่อนลงไปค่ากำลังรับแรงเฉือนจะเพิ่มขึ้นตามความลึกที่เพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว

- กำลังรับแรงเฉือนรูปแบบที่ B ค่ากำลังรับแรงเฉือนจะค่อย ๆ ลดลงตามความลึกในชั้น Weathered Crust จนถึงชั้นดินเหนียวอ่อน ถัดลงมานั้น ค่ากำลังรับแรงเฉือนจะไม่เปลี่ยนแปลงตามความลึกที่เพิ่มขึ้น และเมื่อเลยชั้นดินเหนียวอ่อนลงไปค่ากำลังรับแรงเฉือนจะเพิ่มขึ้นตามความลึกที่เพิ่มขึ้น

กำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ A ทำการแบ่งเส้น Soil Strength Line ได้ทั้งหมด 17 เส้น และมีระยะห่างของแต่ละเส้นเท่ากับ 0.30 t/m^2 ดังภาพที่ 8 (ก) กำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ B แบ่งเส้น Soil Strength Line ได้ทั้งหมด 16 เส้น และมีระยะห่างของแต่ละเส้นเท่ากับ 0.30 t/m^2 ดังภาพที่ 8(ข)

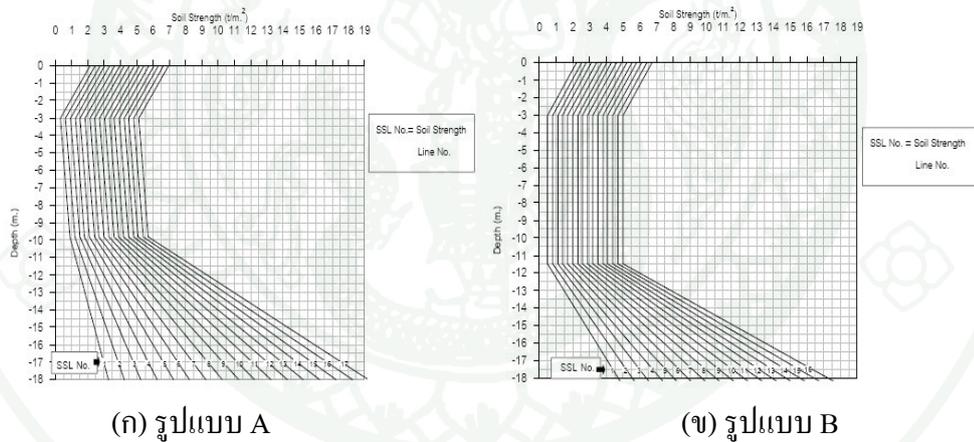
นอกจากนี้สมพงษ์(2552) ได้ศึกษาพฤติกรรมค่า S_u ของชั้นเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ และความลึก จากโครงการระบายน้ำบริเวณสนามบินสุวรรณภูมิ พบว่าความสัมพันธ์ระหว่างค่า S_u และค่าความลึกของชั้นดินสามารถจำแนกออกเป็น 2 รูปแบบเช่นกัน เรียกว่า Soil Strength Line Pattern “C” (SSL“C”) เป็นกราฟที่ไม่มีชั้น Weathered Crust และ Soil Strength Line Pattern “CC” (SSL“CC”) เป็นกราฟที่มีชั้น Weathered Crust ดังภาพที่ 9 และ 10 ตามลำดับ

SSL“C” มีลักษณะค่ากำลังรับแรงเฉือนในชั้นดินเหนียวอ่อน (ช่วงความลึก 0.0 ถึง -9.0 เมตร)ค่อยๆเพิ่มขึ้นตามความลึกที่เพิ่มขึ้นและเมื่อเลยชั้นดินเหนียวอ่อนลงไปค่ากำลังรับแรงเฉือนจะเพิ่มขึ้นตามความลึกที่เพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว ซึ่งแตกต่างจาก SSL“CC” ที่มีการแบ่งชั้น Weathered Crust (ช่วงความลึก 0.0 ถึง -3.0 เมตร) เพิ่มขึ้น โดยมีลักษณะค่ากำลังรับแรงเฉือนจะค่อยๆ ลดลงตามความลึก เมื่อนำผลการทดสอบแรงเฉือนของดินในสนามที่ปรับแก้ค่า Vane Shear Strength มาพล็อตในกราฟความสัมพันธ์ของค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินและความลึก พบว่าค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินและความลึกในแต่ละหลุมมีลักษณะแตกต่างกันแบ่งได้เป็น 2 รูปแบบ คือ กรณีไม่มีและ มีชั้น Weathered Crust



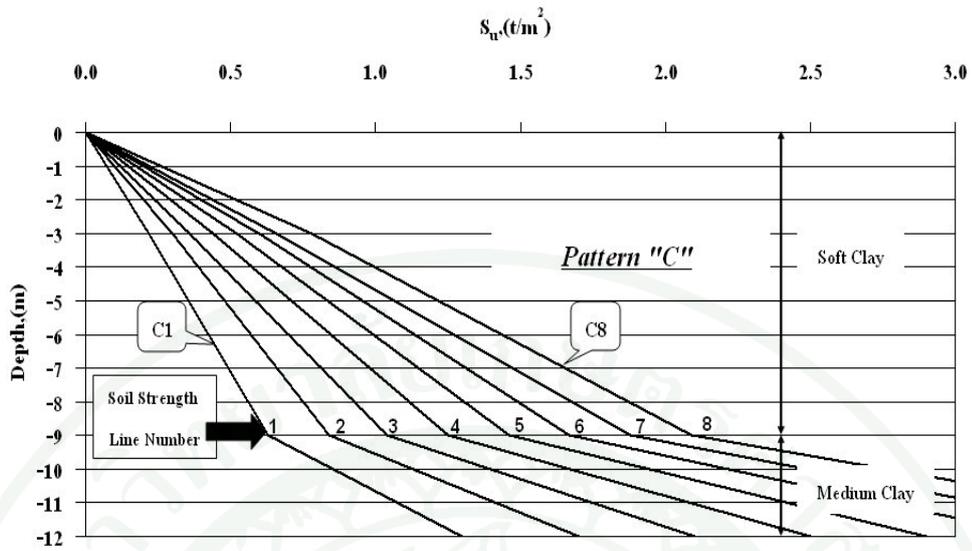
ภาพที่ 7 รูปแบบความสัมพันธ์ระหว่างค่ากำลังรับแรงเฉือนกับความลึกของชั้นดินเหนียวอ่อน
กรุงเทพฯ

ที่มา: มณฑา (2546)



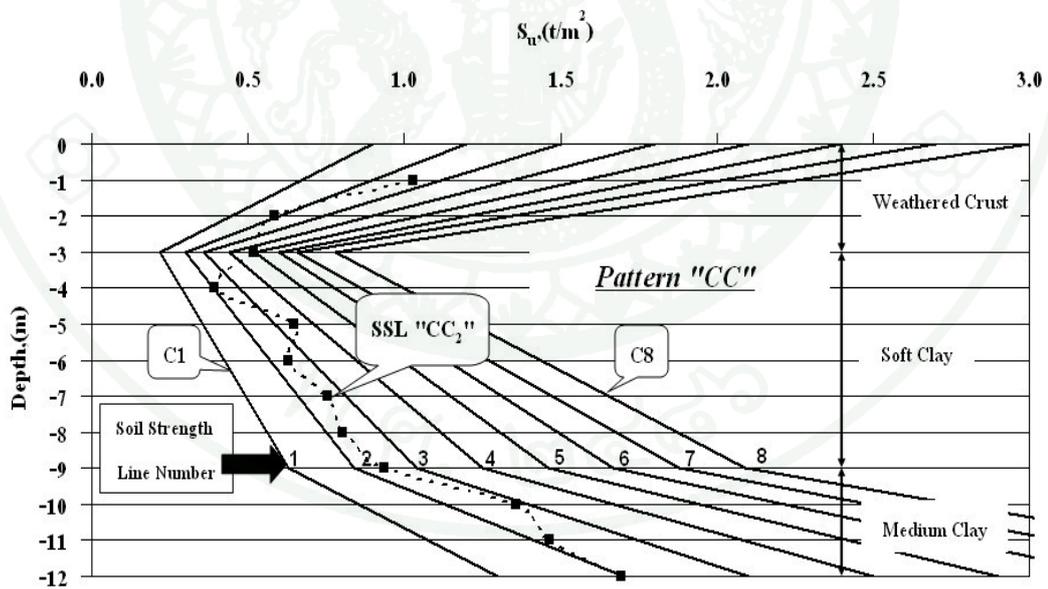
ภาพที่ 8 กราฟความสัมพันธ์ของค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินและความลึก เรียกว่า Soil Strength
Line

ที่มา: มณฑา (2546)



ภาพที่ 9 กราฟความสัมพันธ์ของค่า S_u และความลึก ของ SSL "C"

ที่มา: สมพงษ์ (2552)



ภาพที่ 10 กราฟความสัมพันธ์ของค่า S_u และความลึก ของ SSL "CC"

ที่มา: สมพงษ์ (2552)

3. ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียด (Elastic Modulus)

จากทฤษฎีกลศาสตร์วัสดุ (Solid Mechanics) เมื่อวัสดุได้รับแรงกระทำจากภายนอกจะทำให้เกิดการกระจายหน่วยแรงในวัสดุ มีผลทำให้วัสดุเกิดการเคลื่อนตัวและมีการเปลี่ยนแปลงรูปร่างลักษณะและขนาดการเคลื่อนตัวจะขึ้นอยู่กับความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียด (สันติ, 2539) ได้มีผู้ทำการศึกษาความสัมพันธ์ของค่า Elastic Modulus เป็นจำนวนมากดังแสดงในตารางที่ 3 และ 4

ตารางที่ 3 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า Elastic Modulus (E) และค่า S_u ของชั้นดินเหนียวอ่อน

รูปแบบความสัมพันธ์	อ้างอิง	หมายเหตุ
$E_u = 250-500S_u$	Bjerrum (1964)	$S_u =$ Undrained Shear Strength Unconfined Compression Test or Vane Shear Test
$E_u = 500S_u$	Cox. (1973)	จากการทดสอบการทรุดตัวของดินในถนนธนบุรี-ปากท่อ โดย S_u คิดจากค่าเฉลี่ยของชั้นดินอ่อนที่สุด
$E_u = 100-500S_u$	Duncan and Buchighani (1976)	คุณสมบัติของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ PI=40-63%, Buchighani (1976) OCR<3 (Tonyagate,1978)
$E_u = 125-300S_u$	Parnploy. (1985)	จากการทดสอบ $C_{kou} - T_c$ ตัวอย่างของถนนบางนาบางประกง
$E_u = 70-250 S_{u(FV1)}$	Balasubramaniam	$S_{u(FV1)} =$ Uncorrected Field Vane Shear Strength
$E_u = 100-150S_u$	บัณฑิต (2529)	S_u ได้จากการทดสอบ Vane Shear Test
$E_u = 42-162 S_{u(FV1)}$	Brenner (1987)	เมื่อ $S_{u(FV2)} =$ Corrected Field Vane Shear (Bejerum,1972)เมื่อ PI = 80 %
$E_u = 150S_u$	Bergado et al (1990)	Bangkok Clay เมื่อ PI>50%จากการศึกษาการทรุดตัวของถนนสายบางนา-บางประกงจากหน้าตัด30จุดสายทาง 55 กม.
$E_u = 500S_u$	วันชัย (1999)	Back Analysis งานก่อสร้างไดอะแฟรมวอลล์สถานีรถไฟฟ้าใต้ดินกรุงเทพฯ
$E_u = 240S_u$	วันชัยและชินวุฒิ (2001)	Back Analysis งานก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินกรุงเทพฯ ช่วง Strain 0.1 – 1.0 %

ที่มา: คัดแปลงจาก พงศิณี (2544) อ้างอิงโดย กิ่งรัฐ (2547)

ตารางที่ 4 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า Elastic Modulus (E) และค่า S_u ของชั้นดินเหนียวแข็ง ปานกลาง

รูปแบบความสัมพันธ์	อ้างอิง	หมายเหตุ
$E_u = 240-1200S_u$	Duncan and Buchighani (1976)	คุณสมบัติของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ PI=40-63%, OCR<3 (Tonyagate,1978)
$E_u = 300-600S_u$	NAVFAC.DM.7.1 (1982)	คุณสมบัติของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ PI=40-63% (Tonyagate,1978) โดยนำคุณสมบัติของดิน OCR< 3 (Obchittikul, 1989) ค่า $30 < PI < 50\%$ และค่า $PI < 50\%$
$E_u = 2000S_u$	วันชัย (1999)	Back Analysis งานก่อสร้างไดอะแฟรมวอลล์ สถานีรถไฟฟ้ากรุงเทพ
$E_u = 480S_u$	วันชัยและชินวุติ (2001)	Back Analysis งานก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าใต้ดินกรุงเทพ ช่วง Strain 0.1 – 1.0 %
$E_u = 1000 - 1100S_u$	วันชัยและธีรพันธ์ (2001)	Back Analysis งานก่อสร้างไดอะแฟรมวอลล์ สถานีรถไฟฟ้าใต้ดินกรุงเทพ

ที่มา: คัดแปลงจาก พงศิลป์ (2544) อ้างโดย ก้องรัฐ (2547)

4. ค่า Poisson's Ratio

ค่า Poisson's Ratio คือค่าที่บอกอัตราส่วนการเคลื่อนตัวในแนวราบต่อการเคลื่อนแนวในแนวดิ่งในขณะที่มีแรงกระทำในแนวดิ่ง ดินเหนียวโดยทั่วไปค่า Poisson's Ratio จะอยู่ระหว่าง 0.1 - 0.45 สำหรับดินเหนียวกรุงเทพฯ นั้นมีงานวิจัยที่เกี่ยวข้องน้อยมากโดยมากจะใช้ประมาณ 0.3-0.39 สำหรับการวิเคราะห์แบบ Drain Strength แต่โดยทั่วไปนิยมกำหนดให้มีค่าเท่ากับ 0.5 หรือพิจารณาให้ดินอยู่ในสภาพไม่ระบายน้ำ (Undrained) และได้มีผู้ที่ทำการศึกษาวิจัยค่า Poisson's Ratio สำหรับชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ดังแสดงในตารางที่ 5

ตารางที่ 5 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า Poisson's Ratio สำหรับดินเหนียวชนิดต่างๆ

ชนิดของดิน	อ้างอิง	Poisson's Ratio, ν	หมายเหตุ
Very Soft Clay	Das	0.20 - 0.40	-
Soft Clay	ParnPloy (1985)	0.30 - 0.39	ข้อมูลจากถนนบางนาบางพระคง
	Poulos (1975)	0.35-0.45	-
	Bow	0.35-0.45	-
Medium Clay	Bow	0.30-0.35	-
	Das	0.20-0.50	-
Stiff Clay	Poulos (1975)	0.30-0.35	-
	Bow	0.10 - 0.30	-

ที่มา: ดัดแปลงจาก พงศศิลป์ (2544) อ้างโดย ก้องรัฐ (2547)

ทฤษฎีวิเคราะห์เสถียรภาพ

วิธีวิเคราะห์เสถียรภาพ

วิธีวิเคราะห์เสถียรภาพเชิงลาดสามารถแบ่งการวิเคราะห์ได้ 3 วิธี ดังนี้

1. วิธีสมมูลจำกัด (Limit Equilibrium Method)
2. วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (Finite Element Method)
3. วิธีสมมูลจำกัดร่วมกับการพิจารณาหน่วยแรงในมวลดิน (Stress Based Method)

วิธีสมมูลจำกัด (Limit Equilibrium Method)

วรากร (2542) กล่าวว่าหลักการที่ใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดดินนั้น โดยปกติใช้วิธีการพิจารณาสมมูลจำกัด (Limit Equilibrium Method, LEM) ของมวลดิน โดยสมมติให้มวลดินที่สนใจเกิดการเคลื่อนพังและ ณ. ช่วงเวลาที่เกิดการเคลื่อนพังพอดี ในขณะที่มวลดินอยู่ในสภาวะ

สมดุล การวิเคราะห์เริ่มจากการสมมติรูปแบบลักษณะของผิวการเคลื่อนพังว่าเป็นแบบใด เช่น เส้นตรง วงกลม โค้งก้นหอย รูปหลายเหลี่ยม ฯลฯ แล้วทำการคำนวณแรงต้านทานที่เพียงพอทำให้เกิดความสมดุลของมวลดินที่พิบัติ โดยค่าความแข็งแรงของมวลดินที่ใช้ในการวิเคราะห์จะพิจารณาจากจุดที่มีความแข็งแรงสูงสุดที่มวลดินสามารถรับได้ จากนั้นทำการเปรียบเทียบอัตราส่วนระหว่างกำลังของดินต่อหน่วยแรงต้านทานขณะสมดุล ซึ่งเรียกว่า อัตราส่วนความปลอดภัย (Factor of Safety, F.S.) แล้วทดลองหาค่าของอัตราส่วนความปลอดภัย โดยการเปลี่ยนลักษณะหรือตำแหน่งของผิวการเคลื่อนพังที่น่าจะหรือมีโอกาสเกิดขึ้นไปเรื่อยๆ จนพบค่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่น้อยที่สุด โดยอาจทราบลักษณะการพังได้แน่นอนโดยการสำรวจในสนามเพื่อหาตำแหน่งที่แท้จริงได้

นิยามของอัตราส่วนความปลอดภัย หรือตัวประกอบความปลอดภัย คือ อัตราส่วนของกำลังรับน้ำหนักของดินบนผิวเคลื่อนต่อหน่วยแรงที่เกิดขึ้นจริงในพื้นที่ผิวเดียวกัน ซึ่งสามารถเขียนเป็นสมการได้ง่ายๆ ดังนี้

$$F.S. = \frac{\text{Shear Strength}}{\text{Shear Stress}} = \frac{\tau_f}{\tau} \quad (1)$$

ได้มีผู้นำได้เสนอวิธี Generalized Limit Equilibrium (GLE) ซึ่งเป็นวิธีหาค่าอัตราส่วนความปลอดภัย โดยการแบ่งมวลดินในผิวเคลื่อนพัง (Sliding Mass) ออกเป็นชั้นๆ ตามแนวตั้ง จากผิวดินจนถึงผิวเคลื่อนด้านล่าง และนำเอาแรงที่กระทำต่อดินในแต่ละชั้นซึ่งอยู่ในสภาพสมดุลมาพิจารณาดังแสดงในภาพที่ 11 แล้วจัดสมการให้อยู่ในรูปแบบเดียวกันเป็นสมการมาตรฐาน (General Equations) จะสามารถจัดให้มีสมการหลักเพียง 2 สมการ คือ สมการสมดุลของแรง สมการสมดุลของโมเมนต์ และสมการรอง คือ สมการสำหรับหาค่าแรงปฏิกิริยาที่ฐานของมวลดิน (Normal Force) ซึ่งแสดงเป็นความสัมพันธ์กับปัจจัยต่างๆ ดังสมการที่ (2) (3) และ (4) ตามลำดับ

ในที่นี้จะกล่าวถึงทฤษฎีหลักๆที่ใช้เป็นพื้นฐานในการวิเคราะห์เพียง 2 ทฤษฎีคือ Fellenius Method และ Simplified Bishop Method ดังแสดงต่อไปนี้

1. Ordinary Method of Slices (Fellenius Method)

เป็นวิธีวิเคราะห์แบบ Simple Method of Slice โดยอาศัยพื้นฐานของการวิเคราะห์แบบ Swedish Method การคำนวณโดยวิธีนี้มีความถูกต้องพอสมควรและการคำนวณไม่ยุ่งยากใช้ได้กับลักษณะผิวเคลื่อนได้หลายลักษณะ ทำได้โดยการแบ่งมวลดินในผิวเคลื่อนพัง (Sliding Mass) ออกเป็นชิ้นๆตามแนวตั้ง จากผิวดินจนถึงผิวเคลื่อนด้านล่างดังแสดงในภาพที่ 12 โดยการนำเอาแรงที่กระทำต่อดินในแต่ละชั้นซึ่งอยู่ในสภาพสมดุลตามแนวนอนและตั้งฉากกับผิวเคลื่อนมาพิจารณา

จากการเขียน Free Body Diagram และ Force Polygon ของมวลดินดังแสดงในภาพที่ 13 สามารถเขียนสมการความสัมพันธ์ของแรงต่างๆ ได้ดังนี้

$$\text{Normal force; } N_i = W_i \cdot \cos \theta_i - U_i \quad (5)$$

$$\text{Sliding force; } T_i = W_i \cdot \sin \theta_i \quad (6)$$

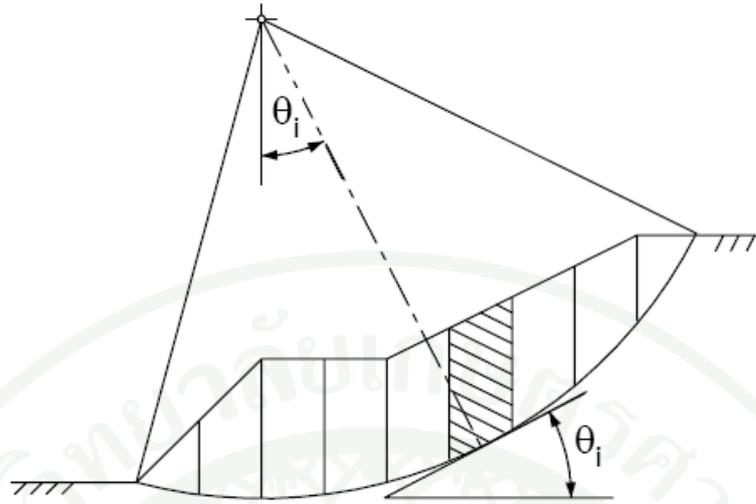
$$\text{Resisting force; } R_i = \bar{c}_i \cdot \Delta l_i + (W_i \cdot \cos \theta_i - U_i) \cdot \tan \phi_i \quad (7)$$

ดังนั้นอัตราส่วนปลอดภัย (Factor of Safety) ของแต่ละชิ้นส่วนของมวลดินจะเท่ากับ

$$F.S. = \frac{\text{Resisting Force}}{\text{Sliding Force}} = \frac{\bar{c}_i \cdot \Delta l_i \cdot (W_i \cdot \cos \theta_i - U_i) \tan \phi_i}{W_i \cdot \sin \theta_i} \quad (8)$$

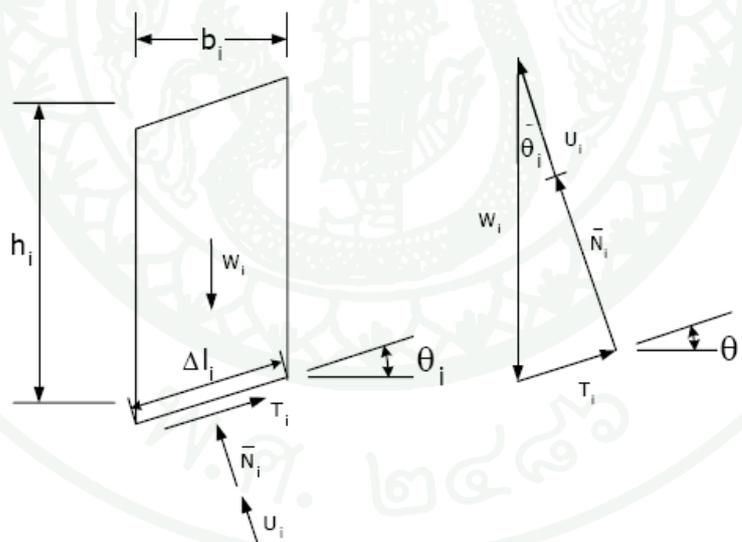
เมื่อรวมแรงต้านทานการพังและแรงจุดของทุกๆชิ้น ของมวลดินที่จะเกิดการเคลื่อนพัง จะได้อัตราส่วนปลอดภัยรวมเป็น

$$F.S. = \sum_{i=1}^n \left[\frac{\bar{c}_i \cdot \Delta l_i \cdot (W_i \cdot \cos \theta_i - U_i) \tan \phi_i}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \theta_i} \right] \quad (9)$$



ภาพที่ 12 แสดงรูปตัดการเคลื่อนพังของลาดดินและการตัดแปลงมวลดิน

ที่มา: ชูเลิศ (2544)

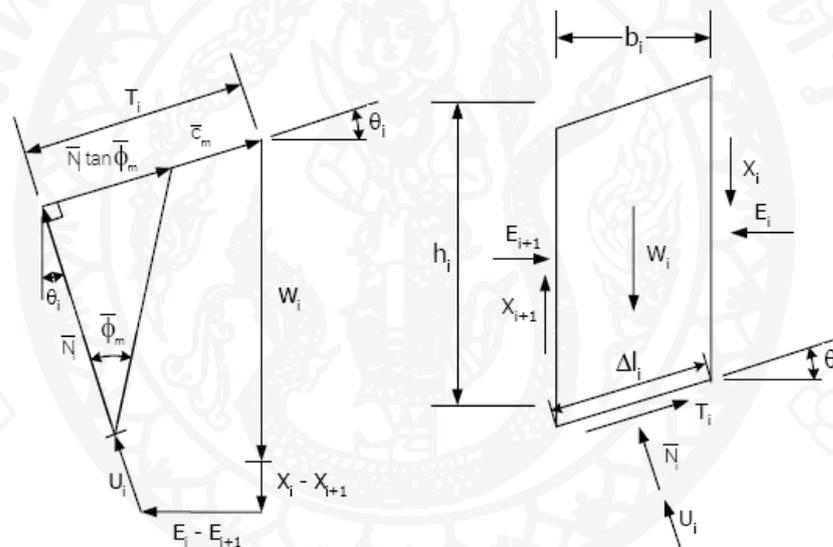


ภาพที่ 13 แรงที่เกี่ยวข้องในมวลดินและรูปหลายเหลี่ยมของแรงสำหรับการวิเคราะห์ความมั่นคง
โดยวิธี Ordinary Method of Slices (Fellenius)

ที่มา: ชูเลิศ (2544)

2. Simplified Bishop Method

เป็นการวิเคราะห์ความมั่นคงที่มีการแบ่งมวลดินออกเป็นชั้น หรือแบ่งเช่นเดียวกับ Slices Method แต่ได้พิจารณาแรงและสมดุลของแรงละเอียดขึ้น คือ คัดสมดุลของ Moment ของแท่งดินแต่ละแท่งด้วย แทนที่จะคิดเฉพาะแรงของมวลดินทั้งหมดแต่เพียงอย่างเดียว แล้วยังนำเอาแรงที่กระทำด้านข้างของแท่งดินมาพิจารณาด้วย ทำให้ค่าอัตราส่วนปลอดภัยที่คำนวณได้น่าเชื่อถือและถูกต้องมากขึ้น วิธีนี้ภายหลังมีการปรับให้ง่ายขึ้นโดย Janbu (1954) จากการเขียน Free Body Diagram และ Force Polygon ของมวลดินดังแสดงในภาพที่ 14 สามารถเขียนสมการความสัมพันธ์ของแรงต่างๆ ได้ดังนี้



ภาพที่ 14 หลักการวิเคราะห์เสถียรภาพโดยวิธี Simplified Bishop Method

ที่มา: ชูเลิศ (2544)

จากภาพที่ 14 แสดงถึงแรงที่กระทำบนแท่งดินที่ตัดแบ่งแท่งหนึ่ง โดยแรงกระทำด้านข้างของแท่งดินประกอบด้วย

$$\text{แรงดันในแนวราบ} \quad E_i - E_{i+1} \quad = \Delta E$$

$$\text{แรงเฉือนในแนวตั้ง} \quad X_i - X_{i+1} \quad = \Delta X$$

น้ำหนักรวมของแท่งดิน	= W_i
แรงดันน้ำที่ตั้งฉากกับผิวเคลื่อน	= U_i
แรงประสิทธิผลที่กระทำตั้งฉากกับผิวเคลื่อน	= N_i
แรงต้านทานการเคลื่อนที่ฐานของแท่งดินเพียงพอที่จะให้เกิดการสมดุล	= T_i
ความเหนียว และมุมเสียดทานภายในของมวลดินที่ผิวเคลื่อน	= c_i และ ϕ_i
มุมเอียงของเส้นสัมผัสผิวเคลื่อน ณ. จุดที่น้ำหนักดินตัดผ่าน	= θ_i
อัตราส่วนปลอดภัย	= F.S.
ดังนั้น	

$$T_i = \frac{\bar{c}_i \cdot \Delta l_i}{FS} + \frac{\bar{N}_i}{FS} \cdot \tan \phi_i \quad (10)$$

จาก Force Polygon ในภาพที่ 14 เมื่อแท่งดินอยู่ในสมดุล แรงรวมในแนวตั้งจะต้องเท่ากับ ศูนย์ ($\sum F_v = 0$)

$$\sum F_v = (\bar{N}_i + U_i) \cos \theta_i + T_i \sin \theta_i - W_i - (X - X_{i+1}) = 0 \quad (11)$$

สำหรับวิธี Simplified Bishop Method จะถือว่าผลรวมของแรงเฉือนในแนวตั้งด้านข้างของแท่งดิน $\Delta X = (X_i - X_{i+1}) = 0$ ดังนั้นสมการที่ (10) จะเขียนในเทอมของ T_i ได้ดังนี้

$$T_i = \frac{W_i - (\bar{N}_i + U_i) \cos \theta_i}{\sin \theta_i} \quad (12)$$

เมื่อสมการที่ (10) เท่ากับ (12) และแทนค่า $W_i = \gamma_w \cdot b_i \cdot h_i$ และ $U_i = \frac{\gamma_w \cdot b_i \cdot h_i}{\cos \theta_i}$ ลงไปจะได้

$$\bar{N}_i = \frac{b_i (\gamma_w \cdot h_i - \gamma_w \cdot h_i) - (\bar{c}_i \cdot h_i \cdot \tan \theta_i) / FS}{\cos \theta_i + \sin \theta_i \cdot \tan \phi_i / FS} \quad (13)$$

เมื่อพิจารณาสมดุลของโมเมนต์ รอบจุดศูนย์กลาง Sliding circle ($\sum M=0$) ของแท่งดินทั้งหมดในมวลดินที่เคลื่อนพังจะได้

$$\sum_{i=1}^n W_i \cdot R \cdot \sin \theta_i = \sum_{i=1}^n T_i \cdot R \quad (14)$$

เมื่อ T_i เท่ากับสมการที่ (10) ดังนั้น

$$F.S. = \frac{\sum_{i=1}^n [\bar{c}_i \cdot \Delta l_i + \bar{N}_i \cdot \tan \phi_i]}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \theta_i} \quad (15)$$

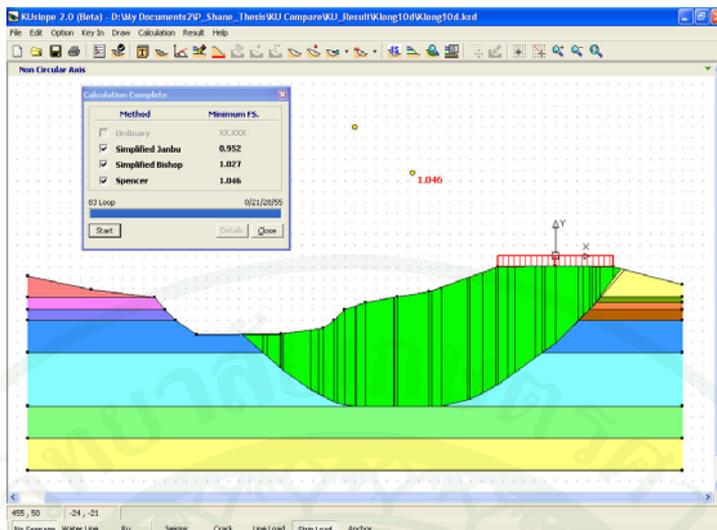
และแทนค่า \bar{N}_i จากสมการที่ 13 ลงใน 15 จะได้

$$F.S. = \frac{\sum_{i=1}^n \left[\frac{\bar{c}_i \cdot b_i + b_i (\gamma \cdot h_i - \gamma_w \cdot h_{wi}) \cdot \tan \phi_i}{M_\theta} \right]}{\sum_{i=1}^n \gamma b_i \cdot h_i \cdot \sin \theta_i} \quad (16)$$

เมื่อ M_θ เป็นเทอมย่อของ $M_\theta = \cos \theta_i + (\sin \theta_i \cdot \tan \phi_i) / FS$

ในสมการที่ 16 จะเห็นได้ว่าค่าอัตราส่วนปลอดภัยปรากฏขึ้นทั้งสองข้างของสมการ จึงต้องแก้สมการโดยวิธี Iterative โดยการสมมุติค่า F.S. แล้วแทนค่าซ้ำจนได้ค่า F.S. ที่ไม่เปลี่ยนแปลงซึ่งถ้าเป็นการคำนวณด้วยมือแล้ว จะยุ่งยากและเสียเวลามาก

สำหรับในงานวิจัยนี้ได้นำโปรแกรมประยุกต์ KUslope 2.0 (วารการและรัฐธรรมนูญ, 2547) ใช้ในการหาค่าอัตราส่วนความปลอดภัยสำหรับวิธีสมมูลจำกัด ดังแสดงตัวอย่างของโปรแกรมในภาพที่ 15 ซึ่งโปรแกรม KUslope 2.0 พัฒนาขึ้นโดยศูนย์วิจัยและพัฒนาวิศวกรรมปฐพีและฐานราก คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์



ภาพที่ 15 ตัวอย่างโปรแกรมวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดดิน KUSlope 2.0

ที่มา: วรากร และวัชรธรรม (2547)

วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (Finite Element Method)

วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (Finite Element Method) เป็นวิธีเชิงตัวเลข (Numerical Method) วิธีหนึ่งที่ใช้สำหรับแก้สมการเชิงอนุพันธ์และเป็นวิธีที่นิยมใช้วิเคราะห์ปัญหาทางด้านวิศวกรรมศาสตร์อย่างกว้างขวาง สามารถวิเคราะห์การเปลี่ยนแปลงรูปร่าง และความเค้นได้ไม่ว่าวัสดุนั้นจะอยู่ในสภาพยืดหยุ่น (Elastic) หรือในสภาพยืดตัว (Plastic)

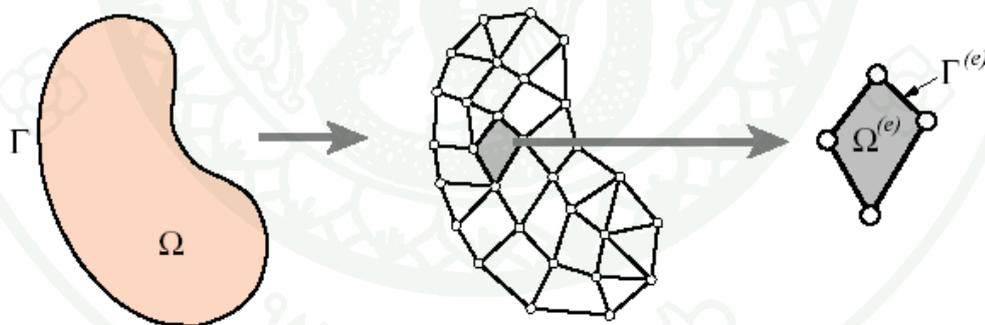
Dunn I.S. (1980) ได้กล่าวสรุปการประยุกต์ใช้ Finite Element ในทางวิศวกรรมดังนี้ในปี ค.ศ. 1956 Turner et al เป็นคนแรกที่เสนอวิธี Finite Element Method เพื่อใช้วิเคราะห์ปัญหาหน่วยแรงในอุตสาหกรรมอากาศยาน หลังจากนั้นวิธี Finite Element ก็ได้รับการยอมรับและใช้กันอย่างแพร่หลาย มีการประยุกต์ใช้ในหลายวงการเช่นวิศวกรรมปฐพีและวิศวกรรมโยธาในสาขาอื่นที่เกี่ยวข้อง เฉพาะส่วนวิศวกรรมปฐพีได้นำเอาวิธี Finite Element เพื่อใช้วิเคราะห์ปัญหาที่เกี่ยวข้อง เช่น การวิเคราะห์หน่วยแรงสถิต (Static Stress) และ หน่วยแรงจลน์ (Dynamic) นอกจากนี้ยังนิยมใช้ในการวิเคราะห์ปัญหาของการไหลซึม (Seepage) และปัญหาเรื่องการยุบตัวของดินเนื่องจากการคายน้ำ (Consolidation) อีกด้วย

Phi-c Reduction (Strength Reduction) เป็นหลักการที่ใช้เพื่อหาค่า F.S. โดยที่วิธี Phi-c Reduction คือการใช้ค่าลดทอนค่ากำลังของตัวแปร $\tan \phi$ และ c ลดลงจนกระทั่งโครงสร้างเกิดการพิบัติ สามารถเขียนอยู่ในสมการที่ 17 ได้ดังนี้

$$SF = \frac{\text{Available Strength}}{\text{Strength at Failure}} \quad (17)$$

Desai and Christian (1977) ได้สรุปขั้นตอนของวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ ดังนี้

1. การแบ่งปัญหา (Discretization) เป็นการแบ่งปัญหาที่มีความต่อเนื่อง (Continuum) ออกเป็นชิ้นส่วนเล็ก ๆ ที่เรียกว่า อิลิเมนต์ (Element) และเรียกอิลิเมนต์ที่รวมกันว่าโครงตาข่าย (Mesh) แต่ละอิลิเมนต์จะยึดติดกันด้วยจุดต่อ (Node) ซึ่งเป็นตำแหน่งของตัวแปรไม่ทราบค่า (Nodal Unknown) เช่น ค่าการเคลื่อนตัว อุณหภูมิ ศักย์น้ำรวมเมื่อพิจารณาปัญหาใน 2 มิติ นิยมแบ่งออกเป็นอิลิเมนต์รูปสามเหลี่ยมหรือสี่เหลี่ยม ดังแสดงในภาพที่ 16 โดยปัญหาใน 2 มิติมีพื้นที่ของปัญหาเป็น Ω และมีขอบเขตปัญหาเป็น Γ



ภาพที่ 16 การแบ่งพื้นที่ของปัญหาให้เป็นอิลิเมนต์

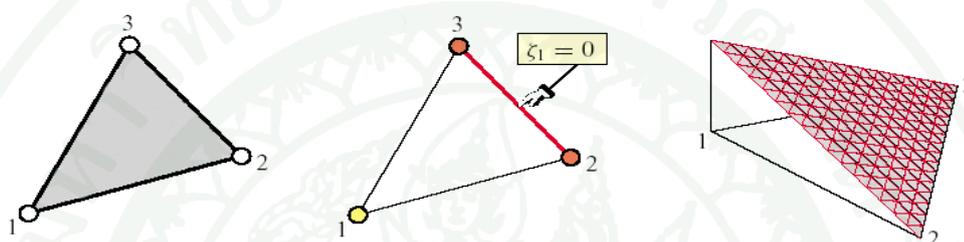
ที่มา: Reddy (1993)

2. การเลือกฟังก์ชันประมาณ (Interpolation Function หรือ Shape Function) เป็นการสมมติฟังก์ชันประมาณตัวแปรไม่ทราบค่าในเทอมของตำแหน่งของจุดต่อ ซึ่งฟังก์ชันนี้จะมีลักษณะเป็นเชิงเส้นหรือลักษณะอื่น ๆ ก็ได้ ขึ้นอยู่กับชนิดของอิลิเมนต์ ตัวอย่างฟังก์ชันการประมาณของอิลิเมนต์สามเหลี่ยมแสดงในภาพที่ 17 ซึ่งค่าตัวแปรไม่ทราบค่าที่จุดต่อทั้งสามของอิลิเมนต์ มีค่า

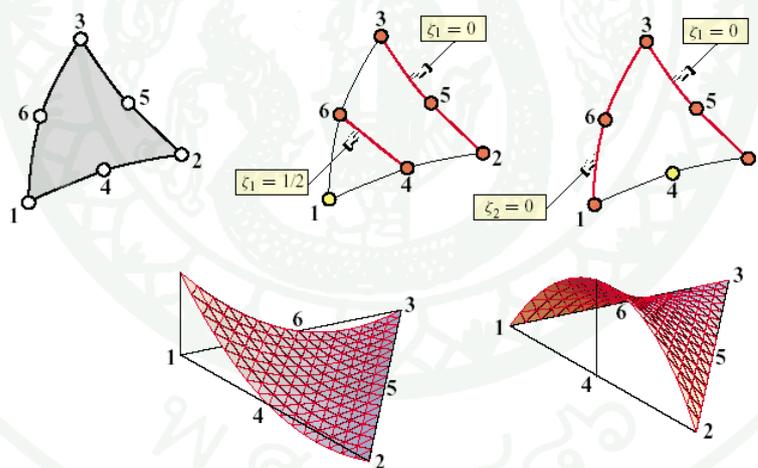
เป็น ϕ_1, ϕ_2 และ ϕ_3 การกระจายของตัวไม่ทราบค่าบนอิเลิเมนต์นี้สามารถเขียนฟังก์ชันการประมาณให้อยู่ในรูปทั่วไปได้ดังสมการที่ 18

$$\phi(x,y) = N_1(x,y) \phi_1 + N_2(x,y) \phi_2 + N_3(x,y) \phi_3 \tag{18}$$

เมื่อ $N_i(x,y)$ โดย $i = 1, 2, 3$ เป็นฟังก์ชันประมาณ



(ก) แบบ Linear



(ข) แบบ Quadratic

ภาพที่ 17 ฟังก์ชันการประมาณภายในอิเลิเมนต์

ที่มา: Reddy (1993)

3. การสร้างสมการอิเลเมนต์ (Element Equation) เป็นการหาคุณสมบัติของอิเลเมนต์ (Stiffness หรือ Discretized Matrix, [K]) ซึ่งโดยมากนิยมใช้วิธีการแปรผันและเศษตกค้างเมื่อได้คุณสมบัติของอิเลเมนต์แล้วจะสร้างสมการอิเลเมนต์แสดงความสัมพันธ์ระหว่างตัวแปรไม่ทราบค่าที่จุดต่อ (Nodal Unknown, Φ) กับตัวแปรตาม (Dependent Variable, Q) เช่น การเคลื่อนตัวกับแรงในปัญหาทางโครงสร้าง หรือศักย์น้ำรวมกับปริมาณการไหลในปัญหาการไหลซึม

$$[K]_{\text{element}} \{\Phi\}_{\text{element}} = \{Q\}_{\text{element}} \quad (19)$$

ตัวอย่างสมการของอิเลเมนต์สามเหลี่ยม

$$\begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & K_{13} \\ K_{21} & K_{22} & K_{23} \\ K_{31} & K_{32} & K_{33} \end{bmatrix}_{\text{element}} \begin{Bmatrix} n_1 \\ n_2 \\ n_3 \end{Bmatrix}_{\text{element}} = \begin{Bmatrix} Q_1 \\ Q_2 \\ Q_3 \end{Bmatrix}_{\text{element}} \quad (20)$$

4. การประกอบสมการอิเลเมนต์ (Assembly of Element Equations) นำสมการของแต่ละอิเลเมนต์นำมาประกอบกัน และกำหนดสภาพขอบเขต (Boundary Conditions) ที่ทราบค่าจะได้ระบบสมการพร้อมกัน (System of Simultaneous Equations)

$$\sum(\text{Element Equations}) \rightarrow [K]_{\text{system}} \{\Phi\}_{\text{system}} = \{Q\}_{\text{system}} \quad (21)$$

5. การแก้สมการ (Solution) เพื่อหาค่าตัวแปรไม่ทราบค่า เมื่อได้ค่าตัวแปรหลักสามารถนำไปคำนวณหาตัวแปรอื่น ๆ รองลงไปได้ เช่น ความเครียด ปริมาณการไหลซึมนอกจากนี้เมื่อได้ผลเฉลยที่ต้องการแล้ว ควรพิจารณาการลู่เข้า (Convergence) และค่าผิดพลาด (Error) ของค่าตัวแปรเหล่านั้นด้วย

ส่วนสำคัญสำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อิเลเมนต์และต้องมีการป้อนข้อมูลเข้า (Input Data) และการรับข้อมูลออก (Output Data) โดยมีข้อแนะนำดังต่อไปนี้

1. โปรแกรมต้องมีการระบุรหัสคำสั่ง (Code) รวมถึงระบุรุ่น (Version)
2. โปรแกรมต้องนำเสนอชนิดชิ้นส่วนที่ใช้ (Element Type) โดยอาจจะอยู่ในรูปแบบกราฟิกของการแบ่งชิ้นส่วน (Meshing)

3. โปรแกรมต้องมีการระบุแบบจำลองวัสดุที่ใช้ (Material Models) สำหรับชั้นดินแต่ละชั้น (Soil Strata) และชิ้นส่วนโครงสร้าง

4. โปรแกรมต้องมีการระบุสมมุติฐานที่ทำให้ง่ายต่อการคำนวณ (Simplification in the Calculation) เช่น การคำนวณแบบระนาบความเครียด (Plane Strain) หรือสมมาตรรอบแกน (Axis-Symmetry) เป็นต้น

ส่วนของการป้อนข้อมูลเข้า

การป้อนข้อมูลเข้าเป็นส่วนที่จำเป็นและจะต้องทำรายงาน โดยตัวโปรแกรม อาจจะแสดงข้อมูลในรูปแบบกราฟิก และ/หรือรูปแบบตารางตัวเลข ซึ่งประกอบไปด้วยข้อมูลดังต่อไปนี้

1. การแบ่งชิ้นส่วน (Element Discretisation) แสดงด้วยชิ้นส่วนไฟไนต์เอลิเมนต์ (Finite Element Mesh) พร้อมทั้งรายการอธิบายการต่อเชื่อมของชิ้นส่วน (Element Connectivity List) โดยจะต้องระบุเลขอ้างอิงของชิ้นส่วน (Mesh) และจุดต่อ (Node)

2. รูปแบบและตำแหน่งของเงื่อนไขขอบ (Boundary Conditions)

3. การแบ่งชั้นดิน (Soil Strata) จะต้องระบุขอบเขตของชั้นดินที่แน่นอน

4. แบบจำลองวัสดุ (Material Models) และค่าตัวแปรของแบบจำลอง (Model Parameters) ของชั้นดินและชิ้นส่วนของโครงสร้าง โดยอาจนำเสนอในรูปแบบของตารางที่ระบุชื่อแบบจำลอง และค่าตัวแปรที่ใช้ โดยเฉพาะวิธีการได้มาของค่าตัวแปรในแต่ละแบบจำลอง จะต้องมีการประกอบเช่น ผลการวิเคราะห์การทดสอบทั้งจากห้องปฏิบัติการและภาคสนาม และ/หรือ เอกสารงานวิจัยที่น่าเชื่อถือได้

5. เงื่อนไขเริ่มต้น เช่น ความเค้นเริ่มต้น แรงค้ำน้ำโพรงเริ่มต้น และสถานะเริ่มต้นอื่น ๆ (Initial States) ที่จำเป็นสำหรับแบบจำลองวัสดุ ได้แก่ ค่าอัตราส่วนการอัดตัวค้ำน้ำ (OCR) อัตราส่วนโพรง เป็นต้น

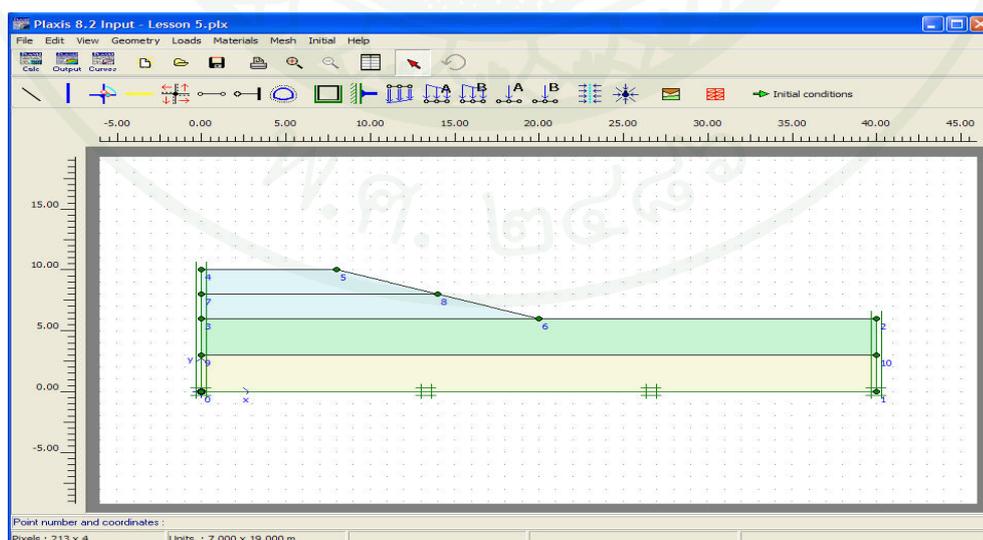
6. สถานะผลเฉลย (Solution State) ว่าการคำนวณอยู่ในขั้นตอนใด และการลู่เข้า (Convergence) ของผลเฉลยว่าผลเฉลยมีความเสถียรภาพเพียงใด

ส่วนของการรับข้อมูลออก

เป็นส่วนที่นำเสนอผลการวิเคราะห์ อาจจะแสดงข้อมูลในรูปแบบกราฟิก และ/หรือรูปแบบตารางตัวเลข ซึ่งประกอบไปด้วยข้อมูลดังต่อไปนี้

1. มีการแสดงการเคลื่อนตัวของชิ้นส่วนแต่ละชิ้น (Deformed Element Mesh) หรืออาจจะอยู่ในรูปแบบเวกเตอร์ลัพธ์ของการเคลื่อนตัว (Displacement Vectors)
2. มีการแสดงค่าความเค้นและความเครียดของชิ้นส่วนแต่ละชิ้น ซึ่งอาจจะนำเสนอในรูปแบบเส้นชั้นความสูง (Contours) หรือในรูปแบบตารางที่ระบุค่าความเค้นและความเครียดที่เกิดขึ้นกับแต่ละชิ้นส่วน
3. มีการคำนวณสถานะความเค้น เช่น ค่าความเค้นเฉลี่ย (Mean Stress) ค่าความเค้นเบี่ยงเบน (Deviator Stress) ความเค้นหลัก (Principal Stresses) และ/หรือ ความเค้นเฉือนสูงสุด (Maximum Shear Stress) เป็นต้น รวมถึงตัวแปรสถานะอื่นๆ (State Variables) เช่น อัตราส่วนความปลอดภัย ที่ใช้ระบุถึงบริเวณที่อาจจะเกิดสภาพพลาสติก (Plastic Zone)

สำหรับในงานวิจัยนี้ในส่วนของการวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ ได้นำโปรแกรม Plaxis 8.2 มาใช้ในการหาค่าอัตราส่วนความปลอดภัยและการเคลื่อนตัว ดังแสดงตัวอย่างของโปรแกรมในภาพที่ 18



ภาพที่ 18 ตัวอย่างโปรแกรม Plaxis 8.2

วิธีสมมูลจำกัดร่วมกับการพิจารณาหน่วยแรงในมวลดิน (Stress Based Method)

Krahn (2004) กล่าวว่าค่าอัตราส่วนปลอดภัย (Factor of Safety) ที่คำนวณได้จากทฤษฎีสมมูลของแรง (Limit Equilibrium Method, LEM) ได้มาจากความสามารถในการรับแรงเฉือนของดินที่ลดลงเพื่อที่จะให้มวลดินในระนาบการพังอยู่ในสถานะสมมูลของแรง ซึ่งจำเป็นต้องตั้งสมมุติฐานขึ้นว่า ค่าอัตราส่วนความปลอดภัย สำหรับชั้นส่วนต่างๆที่ประกอบเป็นมวลที่พังมีค่าเท่ากันทุกชั้นส่วน และค่าความปลอดภัยได้มาจากส่วนประกอบของกำลังรับแรงเฉือน (Cohesive) และมุมแรงเสียดทาน (Friction) เพื่อประกอบเป็นความสามารถในการรับแรงเฉือนในมวลดินต่างๆที่เกี่ยวข้อง ต้องมีค่าเท่าๆกัน แต่ในการคำนวณค่าปลอดภัย (Factor of Safety) โดยวิธี Stress Based Method (SBM) ไม่ได้สมมุติดังเช่นเดียวกับทฤษฎีของสมมูล ซึ่งค่าความปลอดภัยจากทั้งสองทฤษฎีจะไม่เหมือนกัน เพื่อความแตกต่างในวิธี SBM จะเรียกค่าความปลอดภัยว่า Stability Factor (S.F.) ซึ่งเป็นอัตราส่วนระหว่างแรงเฉือนต้านทานที่มีอยู่ (Available Resisting Shear Forces, S_r) บริเวณพื้นผิวการเคลื่อนที่ (Slip Surface) ต่อผลรวมของแรงเฉือนที่เกิดขึ้น (Mobilized Shear Forces, S_m) กำหนดให้ S.F. มีค่าดังสมการที่ 22

$$SF = \frac{\sum S_r}{\sum S_m} \quad (22)$$

แรงต้านทานการเคลื่อนที่ที่มีอยู่ (S_r) ของแต่ละชั้นส่วนมวลดินสามารถคำนวณได้จากการคูณค่า Shear Strength ของดินที่ตรงกลางฐานของแต่ละชั้นส่วนด้วยความยาวที่ฐาน ดังนั้นจากการดัดแปลงรูปของสมการของ Mohr-Coulomb สำหรับดินแบบ Unsaturated จะได้แรงเฉือนที่ต้านทานที่มีอยู่ คือ

$$S_r = s\beta = (c + (\sigma_n - u_a)\tan\phi' + (u_a - u_w)\tan\sigma^b)\beta \quad (23)$$

แรงเฉือนที่เกิดขึ้น (S_m) ของชั้นส่วนคำนวณด้วยการคูณ Mobilized Shear Stress (τ_m) บริเวณตรงกลางฐานของชั้นส่วนด้วยความยาวฐาน

$$S_m = \tau_m\beta \quad (24)$$

ค่า S.F. ณ บริเวณใดๆของชิ้นส่วนสามารถหาได้จากสมการที่ 25

$$Local \ S.F. = \frac{S_r}{S_m} = \frac{s\beta}{\tau\beta} \quad (25)$$

ค่าความเค้นในแนวตั้งฉาก (Normal Stress, σ_n) และความเค้นเฉือนที่เกิดขึ้น (Mobilized Shear Stress (τ_m)) สามารถคำนวณโดยใช้การวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม ซึ่งสมการการหา S.F. เป็นแบบเส้นตรงโดยสถานะของความเค้น (σ_x , σ_y และ τ_{xy}) บริเวณ Gauss Point ภายในแต่ละอิเลิเมนต์ ความเค้นจะถูกนำไปหา Normal Stress และ Mobilized Shear Stress บริเวณตรงกลางฐานของแต่ละชิ้นส่วน โดยมีขั้นตอนดังนี้

ขั้นตอนที่ 1: ความเค้นของโนดในอิเลิเมนต์ (Element Nodal Stresses)

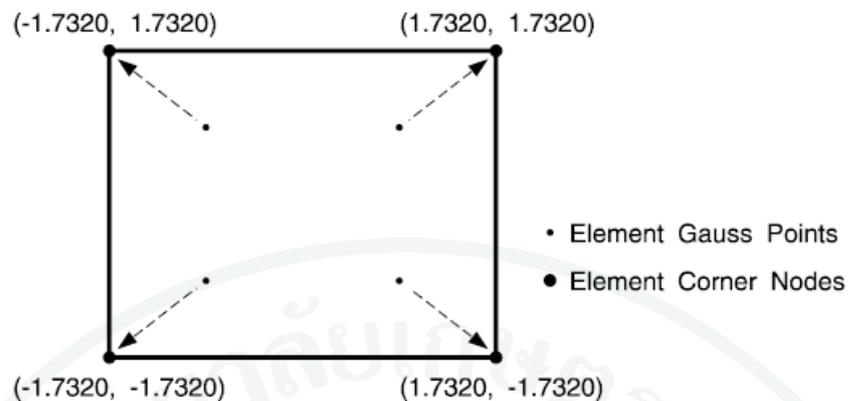
โปรแกรมจะคำนวณและเก็บค่าความเค้นที่คำนวณได้ในแต่ละอิเลิเมนต์ที่ Gauss Points จากนั้นต้องหาสถานะความเค้นบริเวณจุดต่อ (Node) ในอิเลิเมนต์ (Element Nodes) โดยการ Project ค่าสถานะความเค้น Gauss ไปยัง Nodes และเฉลี่ยค่าความเค้นบริเวณ Nodes จากอิเลิเมนต์ข้างเคียง การ Projection นั้นกระทำโดยการใช้ Interpolating Functions

$$f = \langle N \rangle \{F\} \quad (26)$$

ตัวอย่างการ Projection เช่น Local Coordinates ของ Gauss Integration Point อยู่ภายในอิเลิเมนต์ คือ (0.577, 0.577) เมื่อ Gauss Point ถูก Projected ไปยัง Corner Node ที่ใกล้เคียงคือ (1.73, 1.73) ดังแสดงในภาพที่ 19

ขั้นตอนที่ 2 : การเฉลี่ยสถานะความเค้นในอิเลิเมนต์ข้างเคียงเพื่อหาสถานะความเค้นที่จุดต่อ (Node)

ณ จุดต่อ(Node) หนึ่งจะได้รับการ Project ของอิเลิเมนต์ใกล้เคียงและนำค่าสถานะความเค้นที่เกิดจากการ Project จากอิเลิเมนต์ใกล้เคียงมาเฉลี่ยจะได้สถานะความเค้นที่จุดต่อนั้น (σ_x , σ_y และ τ_{xy})



ภาพที่ 19 การ Projection จาก Gauss Points ไปยังมุม

ที่มา: Krahn (2004)

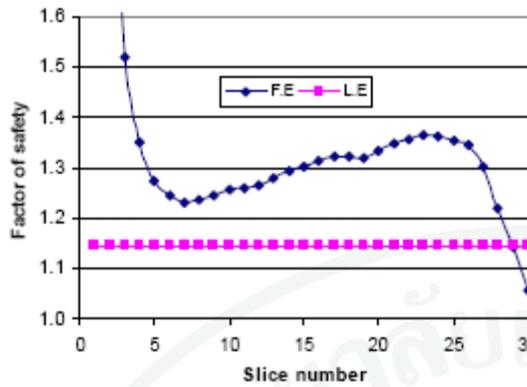
ขั้นตอนที่ 3: ความเค้นในแนวตั้งฉาก และความเค้นเฉือนที่ฐาน

ความเค้นในแนวตั้งฉาก (σ_n) และความเค้นเฉือนที่เกิดขึ้น (τ_{xy}) บริเวณตรงกลางฐาน
คำนวณโดยใช้สมการ Mohr Circle

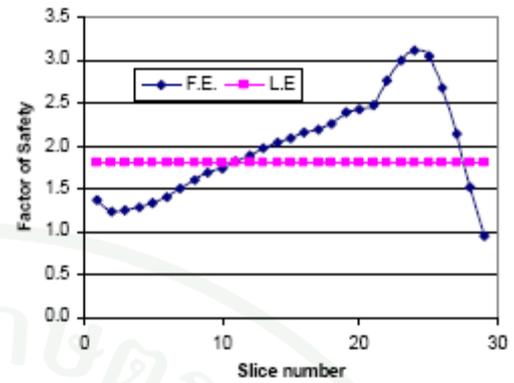
$$\sigma_n = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \cos 2\theta + \tau_{xy} \sin 2\theta \quad (27)$$

$$\tau_m = \tau_{xy} \cos 2\theta - \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \sin 2\theta \quad (28)$$

ข้อดีของวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์โดยใช้วิธี SBM สามารถอธิบายถึงค่าความปลอดภัยเฉพาะ บริเวณในแต่ละชั้นส่วนที่ประกอบเป็นระนาบการพัง ดังภาพที่ 20 แสดงความแปรปรวนของค่า ความปลอดภัยของชั้นส่วนบริเวณพื้นผิวการพังผ่าน Toe และพื้นผิวการพังแบบลึก (Deep Slip Surface) ในภาพยังแสดงค่าปลอดภัยโดยวิธี LEM ซึ่งมีเท่ากับตลอดทุกชั้นส่วน



(ก) Toe Slip Surface

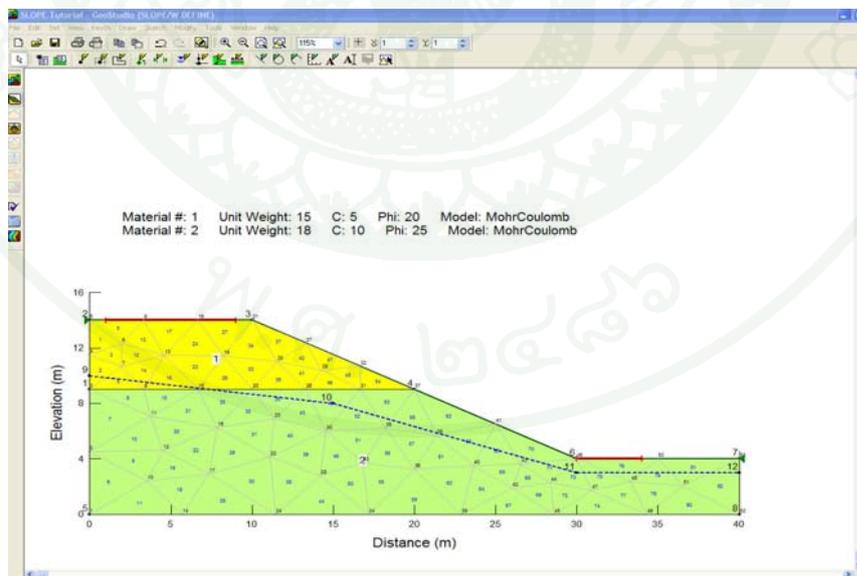


(ข) Deep Slip Surfaces

ภาพที่ 20 ค่าความปลอดภัยเฉพาะบริเวณ (Local Safety Factors)

ที่มา: Krahn (2004)

สำหรับในงานวิจัยนี้ในส่วนของการวิเคราะห์โดยวิธี SBM ได้นำโปรแกรม Geo-Studio 2004 มาใช้ในการหาค่าอัตราส่วนความปลอดภัย แสดงตัวอย่างของโปรแกรมดังภาพที่ 21



ภาพที่ 21 ตัวอย่างโปรแกรม Geo-Studio 2004

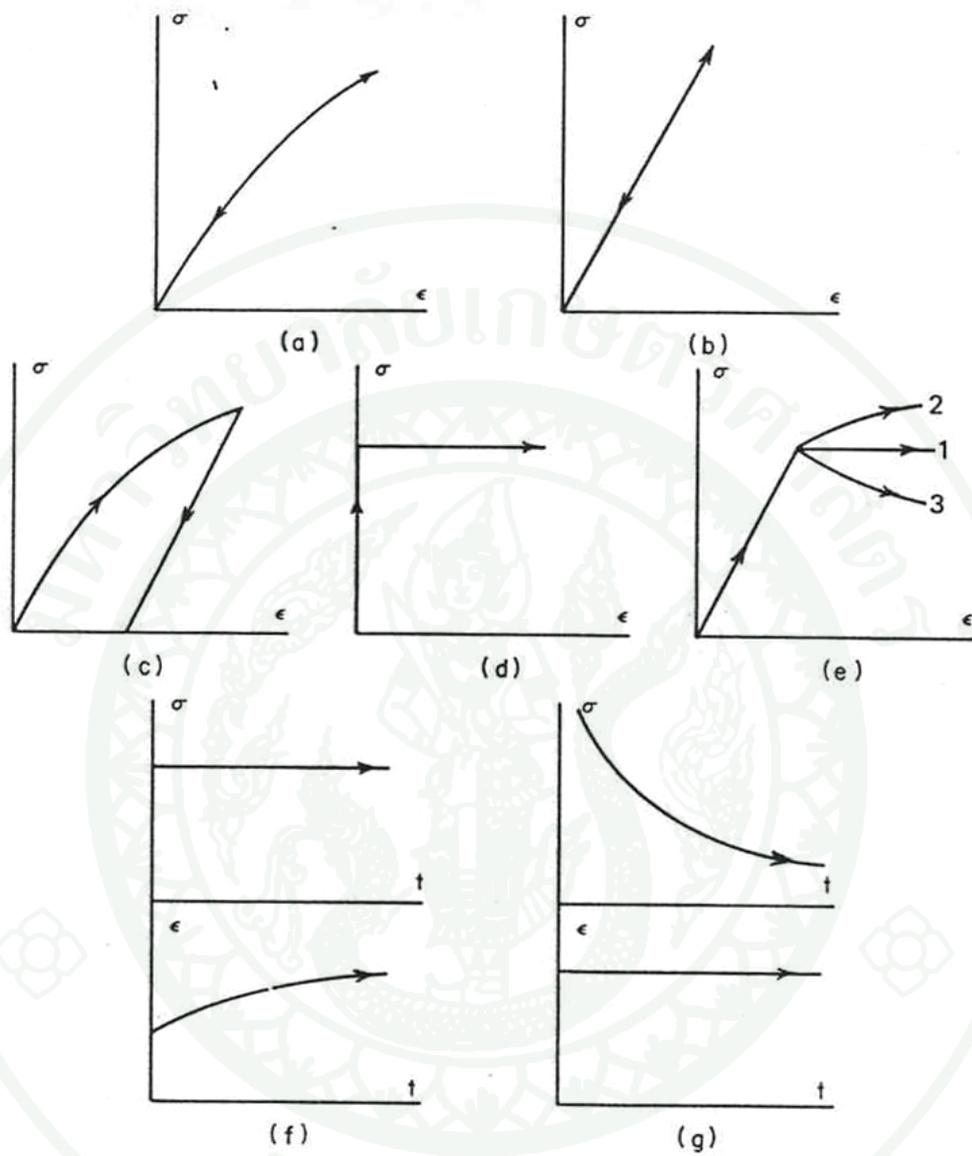
แบบจำลองพฤติกรรมหน่วยแรงของดิน

Desai and Christian (1977) ได้รวบรวมรูปแบบความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น(Stress)และความเครียด(Strain)มีความแตกต่างกันสามารถแบ่งได้ตามภาพที่ 22 โดยสามารถอธิบายความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดได้ดังนี้

1. Nonlinearly Elastic วัสดุที่มีความสัมพันธ์เช่นนี้เมื่อนำแรงกระทำออกจะทำให้ค่าความเครียดสามารถคืนตัวได้หมดและความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดจะไม่ใช่เชิงเส้น ดังแสดงในภาพที่ 22a
2. Linearly Elastic เมื่อนำแรงกระทำออกจะทำให้ค่าความเครียดสามารถกลับคืนได้หมดและมีรูปแบบความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดเป็นเชิงเส้น ดังแสดงในภาพที่ 22b
3. Non Elastic เมื่อนำแรงกระทำออกจะทำให้ค่าความเครียดไม่สามารถสามารถกลับคืนตัวได้ทั้งหมด สามารถแสดงในภาพที่ 22c
4. Perfectly Plastic คือความสัมพันธ์ที่มีความเป็นพลาสติกโดยสมบูรณ์ เมื่อนำแรงกระทำออกความเครียดจะไม่สามารถคืนตัวได้ ดังแสดงในภาพที่ 22d
5. Elastoplastic คือความสัมพันธ์ที่ความเครียดสามารถคืนตัวได้ในช่วงต้น แต่เมื่อถึงจุดหนึ่งหากใช้แรงกระทำเพิ่มจะทำให้ความเครียดไม่สามารถคืนตัวซึ่งความสัมพันธ์รูปแบบนี้สามารถแบ่งย่อยออกเป็น 3 รูปแบบได้แก่ Elastic Perfectly Plastic, Strain Hardening และ Strain Softening ได้ดังแสดงไว้ในภาพที่ 22e
6. Viscous Elastic Creep at Constant Stress คือรูปแบบความสัมพันธ์ที่ค่าความเครียดเพิ่มขึ้นตามเวลาที่ผ่านไปถึงแม้ว่าแรงที่กระทำจะคงที่ก็ตาม เช่นการเกิด Consolidation และการเกิด Creep ภาพที่ 22f
7. Viscous Elastic Relaxation at Constant Strain คือรูปแบบความสัมพันธ์ในวัสดุที่มีความเครียดคงที่แต่แรงกระทำลดลงตามเวลาที่ผ่านไป ภาพที่ 22g

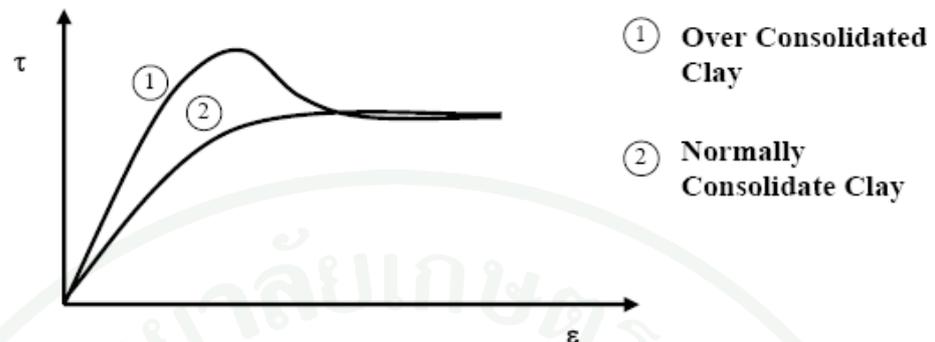
สำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ โดยทั่วไปรูปแบบความสัมพันธ์ Stress - Strain สามารถแบ่งได้ 2 แบบคือ Over Consolidated Clay(OC) และ Normally Consolidated Clay(NC) ดังแสดงในภาพที่ 23a ในการที่จะจำลองความสัมพันธ์ดังกล่าวจำเป็นต้องมีการแบ่งกราฟออกเป็นย่อยๆแล้วหาความชันที่จุดเชื่อมโยง(Cord) ต่างๆ (ภาพที่ 23b) อย่างไรก็ตามพบว่าวิธีการนี้ยากต่อการนำไปใช้

คำนวณเพื่อวิเคราะห์งานด้านวิศวกรรมปฐพีจึงต้องมีการแก้ไขเพื่อให้ง่าย โดยการแบ่งความสัมพันธ์ระหว่าง Stress -Strain เหลือเพียง 2 ช่วง ช่วงแรกเป็นช่วงที่วัสดุอยู่ในสภาพ Elastic (E1) ค่าความชันที่ได้จะมีค่ามากกว่า ช่วงหลังค่าความชันของกราฟจะมีค่าเท่ากับ 0 (ภาพที่ 23c) เรียกความสัมพันธ์แบบนี้ว่า “Elastic Perfectly Plastic” แบบจำลองแบบนี้เป็นที่นิยมใช้กันอย่างแพร่หลายเนื่องจากการคำนวณไม่ซับซ้อนมากและมีตัวแปรที่ต้องใช้เป็นตัวแทนน้อยสำหรับการวิเคราะห์หาค่า Stress และ Strain ของดินอันเนื่องมาจากมีน้ำหนักกระทำโดยใช้แบบจำลอง Elastoplastic จำเป็นต้องหาค่าพารามิเตอร์ที่สำคัญ คือ Elastic Modulus (E1) ของดินเหนียวอ่อน โดยทั่วไปสามารถหาได้ 2 วิธี (สุรฉัตร, 2540) วิธีแรก คือ การหาค่าโดยตรงทำได้โดยการทดสอบในสนามหรือห้องปฏิบัติการเพื่อหาความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียด เช่นการทดสอบโดยใช้ Unconfined Compressive Strength หรือ Triaxial Test เป็นต้น อย่างไรก็ตามพบว่าค่า Elastic Modulus ที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการมักจะได้อัตราที่ได้น้อยกว่าในสนาม ทั้งนี้เพราะค่า Elastic Modulus ที่วัดได้จะมีค่าไม่คงที่ขึ้นอยู่กับปัจจัยที่สำคัญ 4 ประการ คือ วิธีการทดสอบดิน, ค่า Confining Pressure, ปริมาณความชื้นในดิน และความเครียดที่ใช้ทดสอบ โดยเฉพาะค่าความเครียดพบว่าที่ระดับความเครียดต่างกันค่า Elastic Modulus จะมีความแตกต่างกันมาก วิธีที่สอง เป็นวิธีการหาค่าทางอ้อม (Indirect Method) ที่นิยมใช้กันทั่วไปในภาคสนามโดยการเทียบสัดส่วนจากความสัมพันธ์ที่ว่าค่า Elastic Modulus จะแปรผันตรงโดยตรงกับค่า S_u (Das, 1993) ซึ่งเป็นวิธีที่นิยมใช้กันมากกว่าเนื่องจากค่อนข้างสะดวกและให้ผลได้ใกล้เคียงความจริงพอสมควร



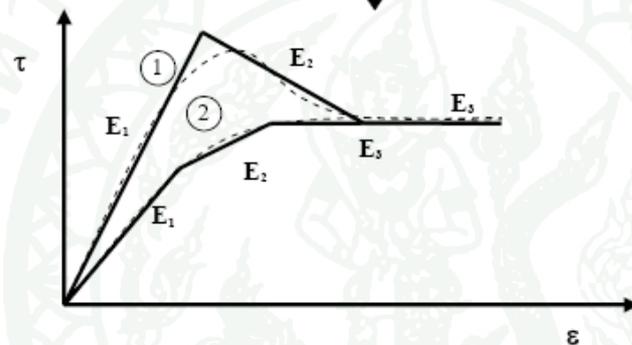
ภาพที่ 22 แบบจำลองดินที่ใช้ในงานวิศวกรรมปฐพี

ที่มา: Desai and Christian (1977)



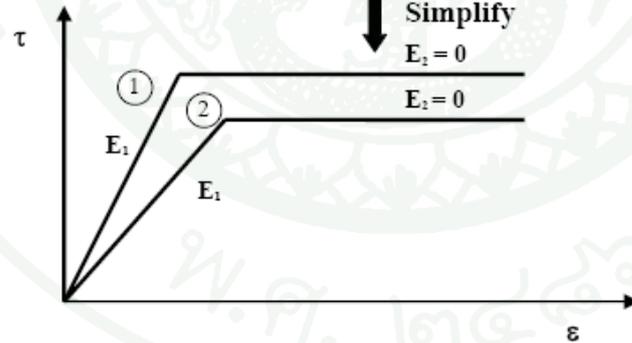
a. Stress-Strain Relationship of Soft Bangkok Clay

Simplify



b. Multi linear Stress-Strain Relationship

Simplify



c. Elastic Perfectly Plastic Soil Model

ภาพที่ 23 การจำลองความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดของดิน โดยใช้ Elastic Perfectly Plastic Soil Model

ที่มา: Das (1993)

แบบจำลองอีลาสติก (Elastic Models)

ข้อสมมติสำหรับวัสดุที่มีพฤติกรรมแบบอีลาสติกคือวัสดุจะต้องคืนสภาพแบบสมบูรณ์ ภายหลังจากการนำแรงออก (Unload) กล่าวคือ วัสดุต้องเป็นไปตามกฎของฮุก (Hooke's Law)

1. อีลาสติกเชิงเส้นแบบเท่ากันทุกทิศทาง (Linear Isotropic Elasticity)

กฎความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดสำหรับวัสดุอีลาสติกเชิงเส้นแบบคุณสมบัติเท่ากันทุกทิศทางนิยามโดยใช้ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นและค่าอัตราส่วนปัวซอง(ν) ดังนี้

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_{xx} \\ d\sigma_{yy} \\ d\sigma_{zz} \\ d\sigma_{xy} \\ d\sigma_{xz} \\ d\sigma_{yz} \end{Bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-\nu)} \begin{bmatrix} (1-\nu) & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ & (1-\nu) & \nu & 0 & 0 & 0 \\ & & (1-\nu) & 0 & 0 & 0 \\ & & & \frac{(1-\nu)}{2} & 0 & 0 \\ & & & & \frac{(1-\nu)}{2} & 0 \\ \text{sym} & & & & & \frac{(1-\nu)}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\epsilon_{xx} \\ d\epsilon_{yy} \\ d\epsilon_{zz} \\ d\epsilon_{xy} \\ d\epsilon_{xz} \\ d\epsilon_{yz} \end{Bmatrix} \quad (29)$$

2. อีลาสติกเชิงเส้นแบบไม่เท่ากันทุกทิศทาง (Linear Anisotropic Elasticity)

ดินเป็นวัสดุที่ไม่เท่ากันทุกทิศทางอันเนื่องจากการกำเนิดของดินแต่ละชนิด กล่าวคือ ทิศทางการตกตะกอนจะทำให้เกิดคุณสมบัติที่แตกต่างกันเพียงสองทิศทางคือ ทิศทางการตกตะกอนในแนวตั้ง และทิศทางการตกตะกอนในแนวราบ คุณสมบัติไม่เท่ากันแค่สองทิศทาง ถูกเรียกว่า Transverse Isotropy

3. อีลาสติกไม่เชิงเส้น (Non-Linear Elasticity)

อีลาสติกเชิงเส้นนั้นคือการที่ค่าโมดูลัสของวัสดุจะมีค่าไม่คงตัว โดยทั่วไปขึ้นอยู่กับขนาดของค่าความเค้นหรือความเครียด ค่าโมดูลัสอาจเขียนอยู่ในรูปแบบสมการอย่างง่ายคือ

$$\frac{d\sigma}{d\varepsilon} = E_t(\sigma, \varepsilon) \quad (30)$$

$$\frac{\sigma}{\varepsilon} = E_{\text{sec}}(\sigma, \varepsilon) \quad (31)$$

แบบจำลองอีลาสโตพลาสติกอย่างง่าย (Simple Elasto-Plastic Models)

สุเชษฐ์ (2550) กล่าวว่าข้อจำกัดของแบบจำลองอีลาสติกนั้นมีข้อจำกัดหลายประการ โดยเฉพาะอย่างยิ่งความเครียดแบบพลาสติกที่เกิดขึ้นเมื่อความเค้นสูงกว่าความเค้นคราก (Yield Stress) ดังนั้นจึงนำไปสู่การเลือกใช้แบบจำลองอีลาสโตพลาสติก

แบบจำลองอีลาสโตพลาสติกนั้นตั้งอยู่บนทฤษฎีพลาสติกซิติ (Plasticity Theory) โดยทฤษฎีนี้จะใช้ฟังก์ชันคราก (Yield Function, f) ประกอบการอธิบายวัสดุในภาวะพลาสติก กล่าวคือวัสดุจะมีพฤติกรรมอีลาสโตพลาสติกเฉพาะภายใต้ภาวะความเค้นที่อยู่ภายในพื้นผิวคราก (Yield Surface) และเมื่อภาวะความเค้นถึงเงื่อนไขคราก (Yield Criteria) เมื่อใดเมื่อวัสดุจะแสดงพฤติกรรมอีลาสโตพลาสติก

แบบจำลองมอร์ – คูลอมบ์ (Mohr-Coulomb Model)

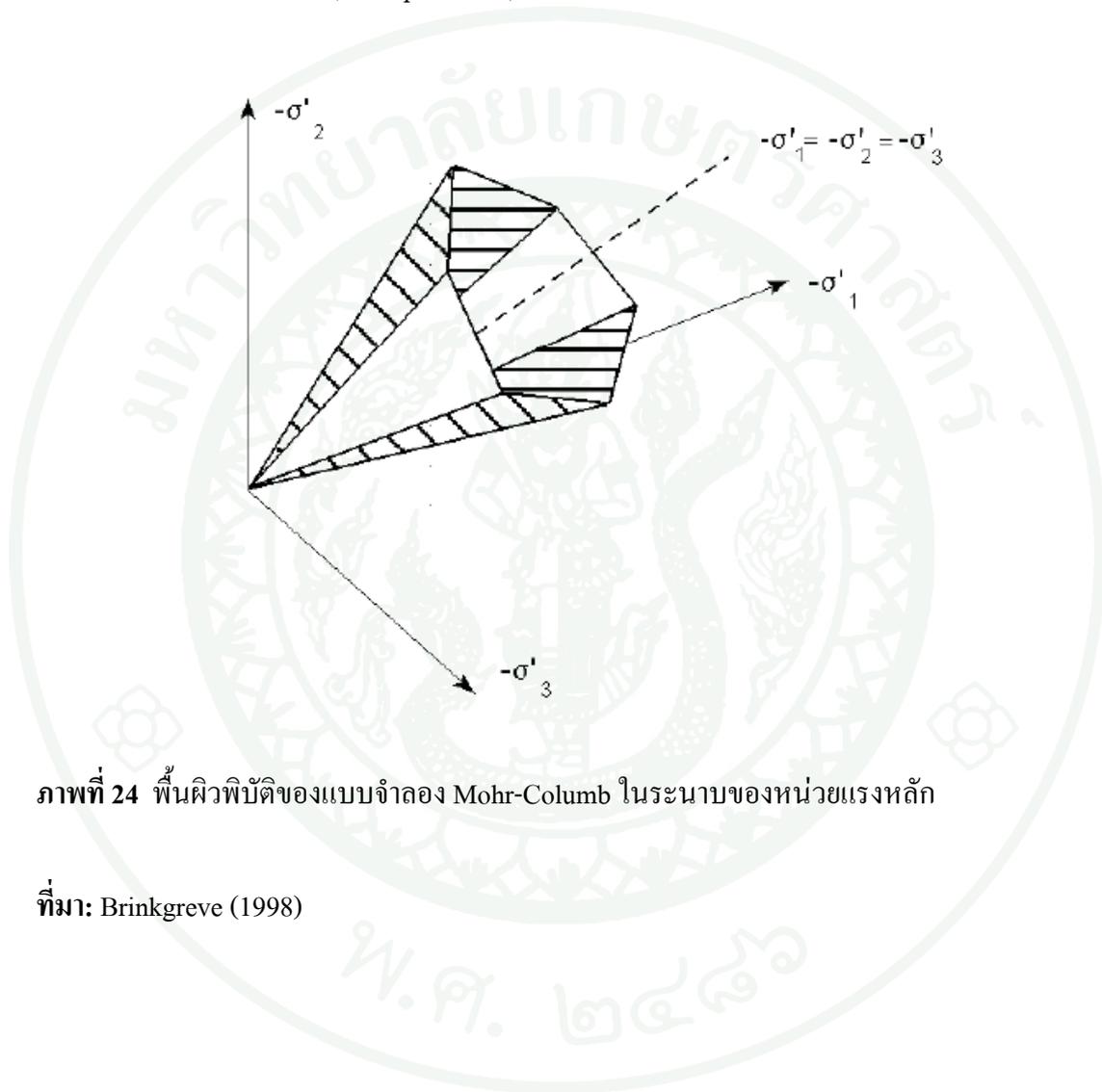
แบบจำลองมอร์-คูลอมบ์ (Mohr-Coulomb Model) เป็นแบบจำลองพื้นผิวพิบัติ (Yield Surface) และกำหนดให้พฤติกรรมของดินเป็นลักษณะ Elastic-Plastic ซึ่ง Yield Surface นี้จะถูกกำหนดโดยคุณสมบัติของดิน (Soil Parameters) ที่ใส่เข้าไป และ Yield Surface นี้จะไม่ขึ้นอยู่กับความเครียด (Strain) หน่วยแรง (Stress) ใดๆก็ตามที่อยู่ภายในขอบเขตของ Yield Surface จะมีพฤติกรรมเป็น Elastic โดยสมบูรณ์ ในการกำหนดขอบเขตของพื้นผิวพิบัติจะให้กฎของ Mohr-Coulomb เป็นตัวกำหนดซึ่งรูปแบบของ Mohr-Coulomb Yield Function สามารถจำแนกออกเป็น 3 สมการด้วยกัน ซึ่งแต่ละสมการแสดงอยู่ในเทอมของหน่วยแรงหลัก (Principle Stress) ดังนี้

$$f_1 = \frac{1}{2} |\sigma_2' - \sigma_3'| + (\sigma_2' + \sigma_3') \sin \phi - C \cdot \cos \phi \leq 0 \quad (32)$$

$$f_2 = \frac{1}{2} |\sigma_3' - \sigma_1'| + (\sigma_3' + \sigma_1') \sin \phi - C \cdot \cos \phi \leq 0 \quad (33)$$

$$f_3 = \frac{1}{2}|\sigma'_1 - \sigma'_2| + (\sigma'_1 + \sigma'_2)\sin\phi - C.\cos\phi \leq 0 \quad (34)$$

Yield Function ของแบบจำลอง Mohr-Columb สามารถแสดงอยู่ในรูปกรวย 6 เหลี่ยมในระนาบของหน่วยแรงหลัก (Principle Stress) ได้ดังภาพที่ 24



ภาพที่ 24 พื้นผิวพิบัติของแบบจำลอง Mohr-Columb ในระนาบของหน่วยแรงหลัก

ที่มา: Brinkgreve (1998)

กรณีการศึกษางานวิจัยที่เกี่ยวข้องในอดีต

พฤติกรรมงานขุด

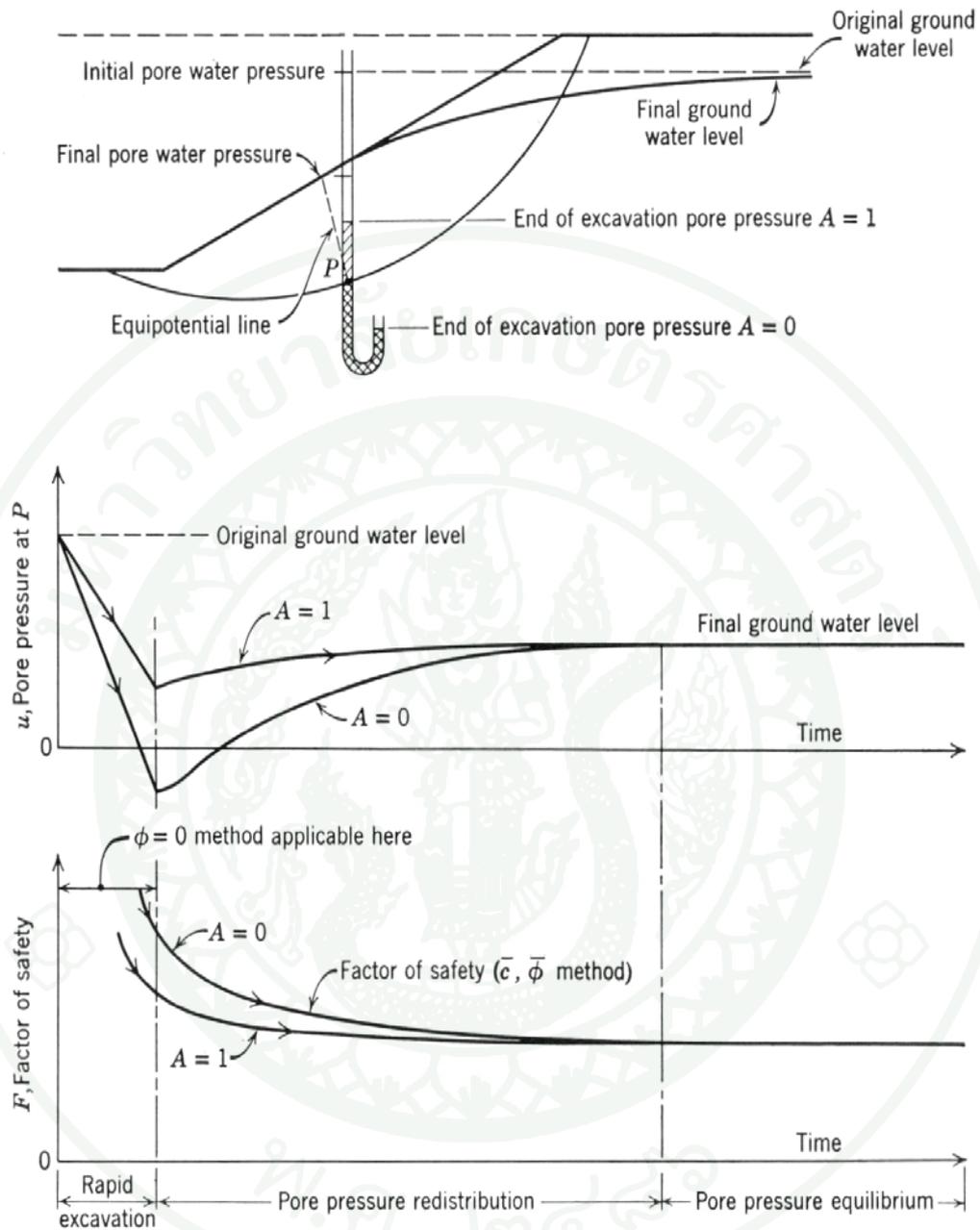
ลักษณะงานที่เกี่ยวข้องกับงานขุด ไม่ว่าจะเป็นแบบชั่วคราวหรือถาวร จะเป็นการลดน้ำหนักกดทับและลดแรงดันดินด้านข้าง กรณีที่การขุดดินเป็นไปอย่างรวดเร็วเมื่อเทียบกับอัตราการคายน้ำ ดินจะเกิดการขยายตัวทำให้แรงดันน้ำในมวลดินในช่วงแรกมีค่าเป็นลบ และค่อยๆ เพิ่มขึ้นในเวลาต่อมา ทำให้ต้องมีการคำนึงถึงความปลอดภัยสำหรับช่วงต่างๆ ของการก่อสร้างด้วย (Lambe and Whitman, 1979)

1. หลังจากการขุดทันที (Rapid Excavation)

หากถือว่าการขุดทำได้รวดเร็วทันทีภายหลังการขุดนั้น ความดันน้ำในมวลดินจะเกิดเป็นค่าลบ หรือเป็นแรงดึงซึ่งจะมีผลทำให้มวลดินมีความแข็งแรงเพิ่มมากขึ้น และจะค่อยๆ ลดลงตามระยะเวลา สำหรับการวิเคราะห์นิยมนำวิธี Total Stress Analysis หรือ Undrained Strength Analysis, (USA) ซึ่งค่าพารามิเตอร์ของดินสามารถหาได้จากผลการทดสอบ Unconsolidated Undrained Test, (UU) หรือ Unconfined Compression Strength Test, (UCS) หรือ Field Vane Shear Test, (FV) ซึ่งถ้าใช้ผลของการทดสอบแบบ FV ควรปรับแก้ไขค่าก่อนนำไปใช้งานโดยใช้ค่าปรับแก้ของ Bjerrum (1972)

2. หลังจากการขุดเป็นระยะเวลานาน (Long Time Excavation)

ภายหลังจากการขุดทันที ความดันน้ำที่มีค่าเป็นลบจะค่อยๆ เพิ่มขึ้นจนมีค่าเป็นบวกและเข้าสู่ภาวะสมดุลกับระดับน้ำใต้ดินปกติ กระบวนการนี้อาจใช้เวลานานพอสมควร ดังแสดงในภาพที่ 25 ซึ่งสามารถทำการวิเคราะห์ได้โดยใช้วิธี Effective Stress Analysis ค่าพารามิเตอร์ของดินสามารถหาได้จากผลการทดสอบ CD หรือการทดสอบ CU ที่มีการวัดค่าความดันน้ำ



ภาพที่ 25 ความสัมพันธ์ระหว่างความดันน้ำและอัตราส่วนปลอดภัยในช่วงเวลาต่างๆ

ที่มา: Lambe and Whitman (1979)

การศึกษางานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับงานขุดดิน

Essa (1974) ได้ทำการทดลองขุดและวิเคราะห์เสถียรภาพงานขุดดินในดินเหนียวบริเวณหนองงูเห่า การวิเคราะห์ใช้วิธีสมมูลจำกัด (LEM) ทั้งในรูปแบบของตัวแปรหน่วยแรงรวม (Total Stress Parameter) และตัวแปรหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Parameter) ได้มีการทดสอบ Field Vane Shear, Dutch Cone, Unconfined Compression และ Direct Shear Test เพื่อหาค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Shear Strength, S_u) สำหรับใช้เป็นค่าตัวแปรหน่วยแรงรวม และทำการทดสอบ Triaxial Test แบบ \overline{CIU} และ \overline{CAU} สำหรับใช้เป็นค่าตัวแปรหน่วยแรงประสิทธิผล โดยวิธีที่นำมาใช้สำหรับการวิเคราะห์ด้วยค่าตัวแปรหน่วยแรงรวมได้แก่ Swedish, Janbu และวิธี Stability Chart นอกจากนี้วิธี Swedish, Bishop และ Janbu นำมาใช้สำหรับการวิเคราะห์ด้วยค่าตัวแปรหน่วยแรงประสิทธิผล

วิธีการศึกษาเริ่มจากกำหนดให้รูปร่างการขุดมีขนาดความยาว 80 เมตรและความลาดชัน 1:2.5 (ตั้ง:ราบ) การขุดมาจนกระทั่งถึงระดับความลึก 4 เมตร มีเพียงด้านเดียวของพื้นที่การขุดยังมีเสถียรภาพมั่นคง ส่วนด้านที่เหลือเกิดการแตกร้าวและมีการพิบัติขึ้น จึงหยุดขุดบ่อและได้สังเกตในระยะยาว ก่อนที่จะเกิดการพิบัติขึ้นพื้นที่บ่อขุดรับน้ำจากฝนตกอยู่ที่ระดับ 2.2 เมตรจากก้นบ่อและเมื่อทำการลดระดับน้ำลงจนกระทั่งเหลือที่ระดับ 0.7 เมตร จึงเกิดการพิบัติขึ้น ซึ่งข้อสรุปที่ได้จากการวิเคราะห์มีดังนี้

กรณีวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวม

1. ความแปรปรวนของค่าอัตราส่วนความปลอดภัย(F.S.) กับความลึก

ความลึกในการขุดเพิ่มขึ้น หน่วยแรงเฉือน (Shear Stress) มีค่าเพิ่มขึ้น แต่ค่า S_u คงที่ที่ทำการขุดแบบ Undrained อย่างไรก็ตามค่า F.S. ที่ได้พบว่าลดลงตามความลึกที่ทำการขุด

2. ความแปรปรวนของค่าอัตราส่วนความปลอดภัย(F.S.) กับความลาดชัน (Slope)

ค่าความลาดเอียงเพิ่มขึ้นจะทำให้ลดการพิบัติลงและค่า F.S. ที่ได้มีค่าเพิ่มขึ้นด้วย

3. เปรียบเทียบวิธีในการวิเคราะห์

วิธีของ Janbu ให้ค่า F.S. ต่ำกว่าวิธีของ Swedish และในส่วนของวิธี Stability Chart ค่าที่ได้มีแนวโน้มเป็นเส้นตรงกว่าวิธีของ Swedish

กรณีวิเคราะห์แบบหน่วยแรงประสิทธิผล

1. ความแปรปรวนของค่าอัตราส่วนความปลอดภัย(F.S.) กับเวลา

เสถียรภาพของงานขุดมีความแปรปรวนขึ้นอยู่กับเวลา เนื่องจากว่าขณะที่ทำการขุดเสร็จ ค่าแรงดันน้ำส่วนเกินจะมีค่าเป็นลบ (Negative Excess Pore Pressure) แต่เมื่อเวลาผ่านไป แรงดันน้ำส่วนเกินจะมีค่าเป็นบวกจะทำให้กรณีของงานขุดดินเกิดการพิบัติเมื่อ Long Term (ซึ่งจะไปตามทฤษฎีที่กล่าวไว้)

2. วิธีของ Bishop ใช้ค่าตัวแปร \overline{CIU} พบว่าค่า F.S. น้อยกว่าค่าตัวแปร \overline{CAU} และเมื่อพิจารณา Tension Cracks และระดับน้ำพบว่าค่า F.S. ลดลง

3. เปรียบเทียบวิธีในการวิเคราะห์

วิธีที่แตกต่างในการวิเคราะห์ที่มีผลให้ค่า F.S. ที่ได้ย่อมแตกต่างกัน ขึ้นอยู่กับปัจจัยหลายอย่าง ไม่ว่าจะเป็นการกระจายของ Inters Slice Force แรงเสียดทาน กำลังรับแรงเฉือน อย่างไรก็ตาม Essa (1974) ได้เสนอว่าวิธีที่ดีที่สุดสำหรับการวิเคราะห์ควรเป็นวิธีของ Bishop และ Janbu

สำหรับการศึกษานี้ในการวิเคราะห์ไม่ได้มีการคำนึงถึงน้ำหนักที่มาจากภายนอก และจากการศึกษาพบว่าสำหรับการออกแบบงานขุดในดินเหนียวอ่อนที่ความลึกประมาณ 2.5 เมตร ความลาดชัน 1:2.5 ค่า F.S. = 2.0 เป็นงานขุดอยู่ในเกณฑ์ที่ปลอดภัย

นอกจากนี้ Ho (1976) ได้นำผลการศึกษาของ Essa(1974) มาทำการศึกษาเพิ่มเติม โดยมีการทดสอบ Triaxial ในรูปแบบ CIU, CK_0U และ CK_0D ทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี LEM ทั้งในรูปแบบของตัวแปรหน่วยแรงรวม และตัวแปรหน่วยแรงประสิทธิผล โดยวิธีที่นำมาใช้สำหรับการวิเคราะห์ค่าตัวแปรหน่วยแรงรวมได้แก่ Swedish และวิธี Stability Chart นอกจากนี้วิธี Swedish และ Bishop นำมาใช้สำหรับการวิเคราะห์ค่าตัวแปรหน่วยแรงประสิทธิผล ซึ่งข้อสรุปที่ได้จากการวิเคราะห์มีดังนี้

กรณีวิเคราะห์แบบหน่วยแรงรวม

1. วิธี Stability Chart เป็นวิธีง่ายๆเหมาะสำหรับลักษณะของชั้นดินเป็นเนื้อเดียวกันค่า F.S. ที่ได้มีค่ามากกว่า วิธีของ Swedish เป็นการประมาณค่าที่อาจมากเกินไป แต่เป็นวิธีที่ง่ายในการประมาณค่าอย่างคร่าวๆ

2. ค่า F.S. ที่ได้ลดลง 8 % กรณีพิจารณา Tension Cracks ร่วมด้วย เมื่อค่าตัวแปรที่ได้มาจาก Field Vane Shear และค่า F.S. ลดลง 3% เมื่อค่าตัวแปรที่ได้นำมาจากการทดสอบ Direct Shear
3. ค่า F.S. ที่ได้ลดลง 14 % กรณีพิจารณา Tension Cracks และระดับน้ำใต้ดิน
4. ค่า F.S. จะเพิ่มมากขึ้นถ้าความลาดชันมีความลาดเพิ่มขึ้น โดยพบว่ามุมของลาดชันในแนวราบถ้ามากกว่า 22° จะทำให้ความแปรปรวนของค่า F.S. น้อยมาก
5. ผลของการแบ่งชิ้นส่วน (Slice) ที่กว้างต่างกันพบว่าผลต่อค่า F.S. เพียงแค่ 2 %
6. ความแปรปรวนของความแน่นดิน (Soil Density) กับความลึกพบว่าไม่สำคัญมากนัก เนื่องจากค่า F.S. จะเพิ่มขึ้นเพียง 2.5 % ในกรณีที่ความแน่นดินสูงขึ้น
7. Essa (1974) พบว่าวิธีของ Janbu ให้ค่า F.S. ต่ำกว่าวิธีของ Swedish ประมาณ 4 % และ 3 % ในกรณีไม่ได้พิจารณา Tension Cracks และพิจารณา Tension Cracks ตามลำดับ

กรณีวิเคราะห์แบบหน่วยแรงประสิทธิผล

1. ความแปรปรวนของค่าอัตราส่วนความปลอดภัย(F.S.) กับเวลา
การวิเคราะห์เสถียรภาพโดยวิธีของ Swedish และ Bishop ในกรณี Long Term ค่า F.S. ที่ได้เป็นค่าวิกฤตสำหรับงานขุดดิน
2. ค่า F.S. ที่ได้จากตัวแปรที่มาจากจากการทดสอบ CK_{0U} และ CK_{0D} มีค่าไม่ต่างกันมาก สามารถเลือกใช้ตัวแปรใดก็ได้

นอกจากนี้ Ho (1976) ยืนยันได้ว่า สำหรับการออกแบบงานขุดดินเหนียวอ่อนขุดได้ความลึก 2.5 เมตร เช่นเดียวกับที่ Essa (1974) คำนวณได้ อย่างไรก็ตาม Ho (1976) ได้เสนอให้ใช้วิธีของ Swedish สำหรับการวิเคราะห์ซึ่งต่างจาก Essa (1974) ที่ได้เสนอให้ใช้วิธีของ Bishop

Jayarathne (1977) ได้วิเคราะห์เสถียรภาพงานขุดดินทั้งในรูปแบบของ Total Stress และ Effective Stress เช่นเดียวกับกับ Essa (1974) และ Ho(1976) แต่สถานที่ทดสอบตั้งอยู่ RESBAIT (รังสิต) พบว่าสำหรับการวิเคราะห์เสถียรภาพในแต่ละวิธีทั่วไปได้ผลที่มีค่ามากกว่าความจริง ทั้งนี้ อาจเป็นเพราะความไม่แน่นอนของค่าตัวแปรต่างๆที่วัดได้

Sivandran (1975) ได้วิเคราะห์เสถียรภาพโดยวิธีการ Finite Element จากการศึกษาได้ค้นพบความสัมพันธ์ของค่า Elastic Modulus (E) และ Undrained Shear Strength (S_u) เทียบกับค่า

FV Strength สำหรับงานขุดดิน $E = 250S_u$ และ $S_u = 0.65S_v$ ซึ่งสอดคล้องกับ Huy (1983) ทำการทดสอบแบบ Full Scale Test เพื่อศึกษาพฤติกรรมที่เกิดขึ้นในสนามทั้งในเรื่องของงานขุดดินและถมดิน โดยได้ศึกษาเรื่องของการเปลี่ยนแปลงแรงดันน้ำ การเคลื่อนตัวของดิน และเสถียรภาพความลาดชัน ผลที่ได้ของงานขุดดินพบว่าแรงดันน้ำส่วนเกินมีค่ามากกว่าที่คาดการณ์ไว้ตามทฤษฎี และการทดสอบหาความสัมพันธ์ของค่า Elastic Modulus (E) และ Undrained Shear Strength (S_u) เทียบกับค่า FV Strength ผลที่ได้จากการศึกษามีค่าเช่นเดียวกับ Sivandran (1975)

ในปี 1983 กรมชลประทานร่วมกับประเทศญี่ปุ่นได้ทำการขุดคลองเพื่อใช้เป็นแนวทางในการจัดทำคลองส่งน้ำขึ้น โดยความลึกที่ออกแบบไว้ 4 เมตร ขนาดของคลองที่ทำการทดสอบ 40 เมตร X 30 เมตร โดยแบ่งลักษณะการทดสอบออกเป็น 4 รูปแบบ แสดงรายละเอียดดังตารางที่ 6

ตารางที่ 6 รูปแบบละเอียดของการทดลองขุดคลอง

Type of Slope	Slope Gradient	Location
A. Non-treatment slope for short term slope stability	1:4	West side
B. Non- treatment slope for long term slope stability	1:6	East side
C. Improved slope by sand compaction piles	1:4 ($\phi = 0.7$ m)	South side
D. Improved slope by Soil cement columns	1:3 ($\phi = 1.0$ m)	North side

จากการทดลองขุดกรณี A และ B พบว่าในส่วนของกรณี A สามารถขุดได้ที่ความลึกประมาณ 4 เมตร โดยที่มีความลาดชัน 1:3 และกรณี B สามารถขุดได้ที่ระดับความลึก 3.7 เมตร ความลาดชัน 1:6 ส่วนกรณี C และ D พบว่ามีความยุ่งยากในการจัดทำตามแบบที่เตรียมไว้ เนื่องจากขณะที่ศึกษา เกิดมีร่องร้าวขึ้น ซึ่งบริเวณที่ศึกษาอยู่ใกล้กับพื้นที่บ่อกึ่งของประชาชน จึงหยุดดำเนินการก่อสร้างเพราะอาจเกิดความเสียหายต่อพื้นที่ทำกิน

การศึกษางานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับการวิเคราะห์โดยวิธีสมมูลจำกัดและวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

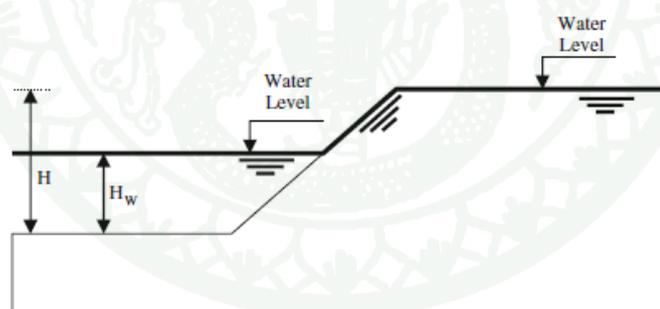
เมื่อไม่นานมานี้ Nezar *et al.* (2008) ได้พัฒนาวิธีการคำนวณการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดชันอย่างรวดเร็ว ทั้งวิธี LEM และวิธี FEM โดยได้ออกแบบ Software และ Hardware ที่มีความเร็วสูง แต่มีราคาต่ำ อย่างไรก็ตามวิธี LEM ที่ใช้สำหรับการวิเคราะห์ความลาดชัน มีทฤษฎีที่ใช้ในการคำนวณหลายอย่างซึ่งมีความแตกต่างกันและบางครั้งการคำนวณไม่สัมพันธ์กับตำแหน่งผิวการเคลื่อนที่ที่เกิดขึ้นจริง ถึงแม้วิธี LEM มีข้อจำกัดก็ตาม แต่ยังคงเป็นวิธีที่ง่ายจึงมีการใช้อย่างต่อเนื่อง แม้ว่าจะมีผู้เสนอให้คำนวณโดยใช้วิธี FEM เพิ่มขึ้น โดยกล่าวถึงประโยชน์อันดับแรกของวิธี FEM ที่มากกว่าวิธี LEM คือไม่ต้องสมมติรูปร่างและตำแหน่ง ของผิวการพิบัติที่เกิดขึ้น นอกจากนี้วิธี FEM ยังง่ายสำหรับการคำนวณค่าต่างๆเช่น ค่าหน่วยแรง การเคลื่อนตัว แรงดันน้ำ เป็นต้น Duncan (1996) ได้นำเสนอเนื้อหาของทั้ง LEM และ FEM ที่วิเคราะห์ความลาดชันโดยทำการเปรียบเทียบผลที่ได้จาก FEM กับการตรวจวัดพฤติกรรมที่เกิดขึ้นจริงในสนามและพบว่าแนวโน้มจากการคำนวณการเคลื่อนตัวมีขนาดมากกว่าที่เกิดขึ้นจริงในสนามที่วัดได้ สำหรับ Yu *et al.* (1998) เปรียบเทียบผลที่ได้จาก LEM มีการกำหนดขอบเขตบนและล่างจากเงื่อนไขของ Plasticity เป็นการศึกษาความลาดชันของดินธรรมชาติแบบง่าย ๆ โดยใช้วิธีของ Bishop นอกจากนี้ Kim *et al.* (1999) วิเคราะห์เสถียรภาพความลาดชันทั้ง LEM และวิธีจำกัดพบว่าผลจากทั้ง 2 วิธี ได้ผลที่น่าพอใจสำหรับกรณีของดินที่มีลักษณะเป็นเนื้อเดียวกันอย่างไรก็ตามในอนาคตจำเป็นต้องวิเคราะห์ดินที่ไม่ใช่ลักษณะเดียวกัน อีกทั้ง Zaki (1999) ได้เสนอว่า FEM ได้ผลที่ดีกว่า LEM นอกจากนี้ Lane and Griffiths (2000) ได้เสนอเสถียรภาพของลาดชันภายใต้เงื่อนไขของ Drawdown โดย FEM มีการจัดทำแผนภูมิเพื่อนำมาใช้สำหรับงาน โครงสร้างจริงได้ Rocscience Inc (2001) ได้นำเสนอข้อมูล FEM และหลังจากเปรียบเทียบผลกับ LEM แนะนำว่า FEM เป็นการเพิ่มความเหมาะสมที่จะนำไปใช้ต่อไป Kim *et al.* (2002) ได้วิเคราะห์รูปแบบอื่นเพิ่มเติมจากในปี 1999 โดยวิเคราะห์ความลาดชันในดินที่ไม่เป็นเนื้อเดียวกันและดินที่ผิดปกติใช้ทั้งเงื่อนไขขอบเขตบนและล่างในการพิจารณาการวิเคราะห์พบว่าทั้งขอบเขตบนและล่างได้ผลที่คล้ายกันของค่า F.S. และตำแหน่งการเคลื่อนพังเปรียบเทียบกับวิเคราะห์ด้วย FEM

Nezar *et al.* (2007) ได้ศึกษาการวิเคราะห์เสถียรภาพลาดชันเปรียบเทียบกันระหว่างวิธี LEM และวิธี FEM โดยวิเคราะห์เสถียรภาพความลาดชันของดินที่มีลักษณะเป็นเนื้อเดียวกัน (Homogeneous) และที่ไม่ใช่ดินเนื้อเดียวกัน (Non-homogeneous) โดยทั่วไปปัจจัยสำคัญที่มีผลต่อการวิเคราะห์เสถียรภาพได้แก่ 1) รูปร่างของความลาดชัน 2) คุณสมบัติของวัสดุดิน 3) แรงที่กระทำ

ต่อความลาดชัน สำหรับการศึกษาค้างจัดทำขึ้นภายใต้ปัจจัยทั้ง 3 อย่าง คือ 1) การลดลงของระดับน้ำอย่างรวดเร็ว (Rapid Drawdown) 2) ดินเหนียวแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Clay Soil) 3) การพิจารณา Tension Cracks โดยนำโปรแกรม PLAXIS 8.0 (FEM) และ SAS-MCT 4.0 (LEM) เพื่อใช้สำหรับวิเคราะห์หาค่าอัตราส่วนความปลอดภัยและตำแหน่งผิวการเคลื่อนพังที่เกิดขึ้นของ ทั้ง 2 วิธีจะนำมาทำการเปรียบเทียบกัน และจากการศึกษา Nezar *et al.* (2007)พบว่า

กรณีที่ 1 การลดลงของระดับน้ำอย่างรวดเร็ว (Rapid Drawdown)

การศึกษากกรณีนี้กำหนดให้ ความลาดชันเป็น 1: 2(ตั้ง : ราบ) ดินมีลักษณะเป็นเนื้อเดียวกัน (Homogeneous) ความสูงจากปลายความลาดชันขึ้นไปเป็นความสูง 10 เมตร ทำการเปลี่ยนแปลงค่าอัตราส่วนระหว่าง $c/\gamma H$ ($c/\gamma H = 0.10, 0.15$ และ 0.20) และความแปรปรวนของค่า ϕ ($\phi=12, 20, 30$ และ 40°) นอกจากนี้ Lane and Griffiths(2000) ได้ศึกษาค่าอัตราส่วน $c/\gamma H$ ในช่วง 0.01 ถึง 1.0 และค่า ϕ ตั้งแต่ 12° ถึง 40° เช่นกัน การวิเคราะห์เริ่มจากการลดระดับน้ำที่ 0% (คือระดับน้ำอยู่ที่ปากบ่อและดินอิ่มตัวด้วยน้ำ) และลดลง 100 % (เมื่อไม่มีน้ำแต่ดินอิ่มตัวด้วยน้ำ) แสดงในภาพที่ 26

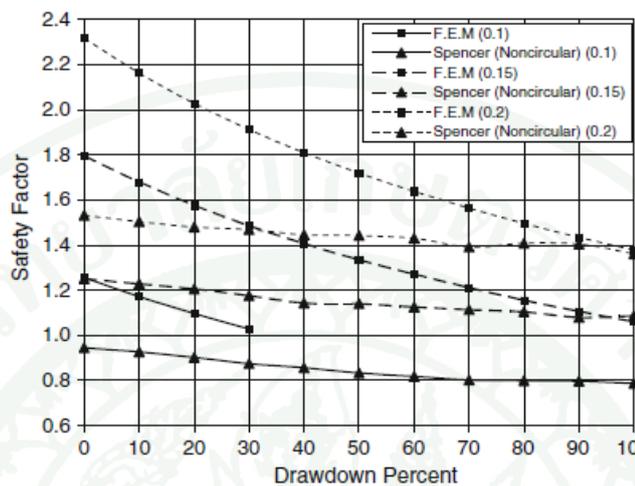


ภาพที่ 26 รูปร่างสำหรับการวิเคราะห์ในกรณี Rapid Drawdown

ที่มา: Nezar *et al.* (2007)

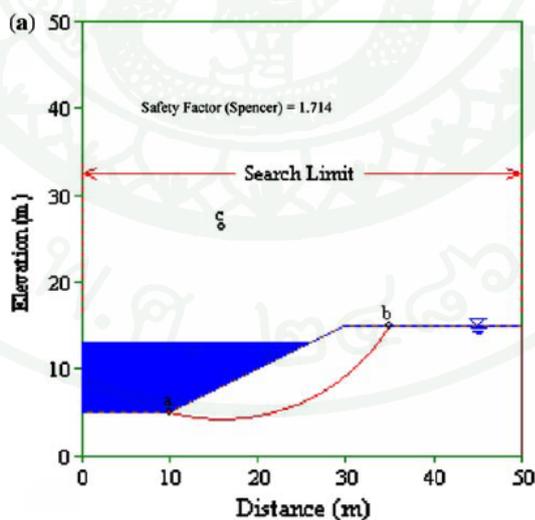
จากการศึกษานี้พบว่าเมื่อมุมเสียดทานมีค่า 12° ค่า F.S. ที่ได้มีแนวโน้มคล้ายกันทั้งวิธี LEM และวิธี FEM นั่นคือค่า F.S. ลดลงตามเปอร์เซ็นต์การลดลงของระดับน้ำ (แสดงตัวอย่างดังภาพที่ 27) ค่าของอัตราส่วน $c/\gamma H$ ที่เพิ่มขึ้นทำให้ค่า F.S. เพิ่มขึ้นเช่นกัน โดยวิธีของ Spencer ให้ค่าต่ำกว่าวิธี FEM และเมื่อเปอร์เซ็นต์การลดระดับน้ำสูงขึ้นผลที่ได้จากทั้ง 2 วิธีมีค่าใกล้เคียงกัน

มากเมื่ออัตราส่วน $c/\gamma H$ เดียวกัน นอกจากนี้ภาพที่ 28 และ 29 แสดงลักษณะวงการพิบัติของทั้ง LEM และ FEM



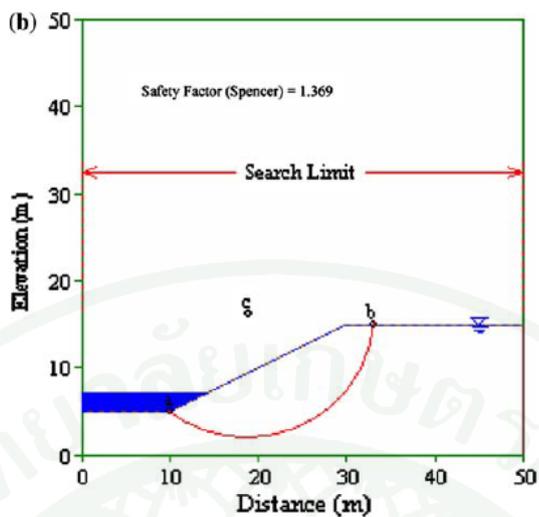
ภาพที่ 27 เปรียบเทียบผลที่ได้จากวิธี LEM และวิธี FEM กรณีที่ 1 ($\phi=12^\circ; c/\gamma H=0.1, 0.15, 0.2$)

ที่มา: Nezar *et al.* (2007)



(a) Drawdown = 20 %

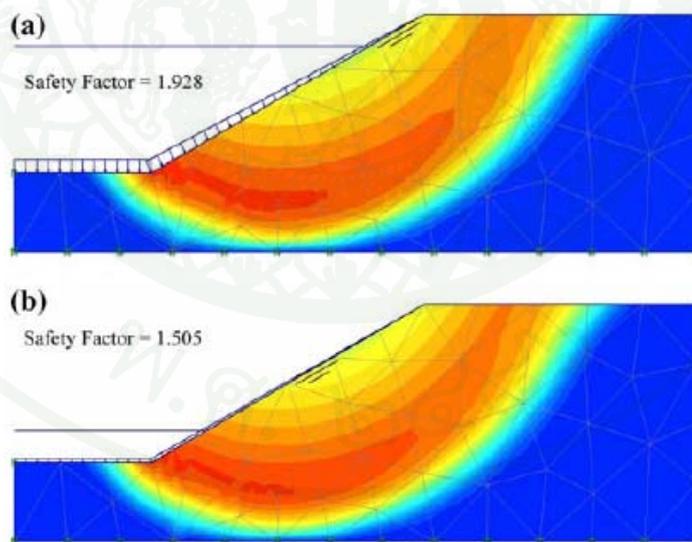
ภาพที่ 28 ลักษณะวงการพิบัติ กรณีที่ 1 วิธี LEM ($c/\gamma H=0.15; \phi=30^\circ$)



(b) Drawdown = 80 %

ภาพที่ 28(ต่อ)

ที่มา: Nezar *et al.* (2007)



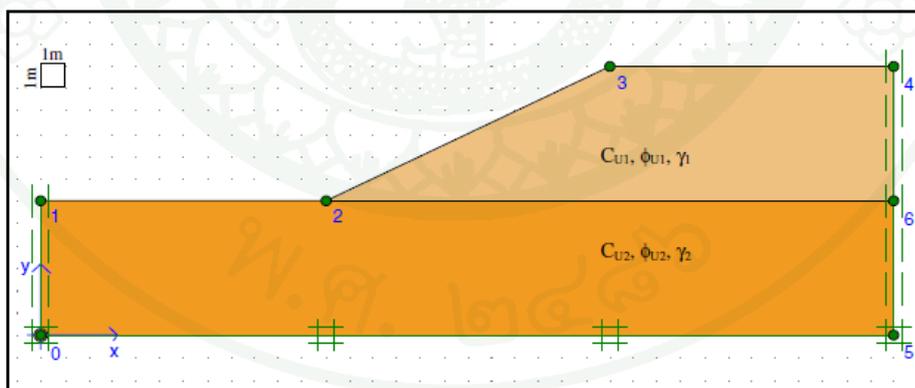
ภาพที่ 29 ลักษณะเส้นชั้นความสูงของการเคลื่อนตัวทั้งหมด(Total Displacement) กรณีที่ 1

โดยวิธี FEM ($c/\gamma H=0.15$; $\phi=30^\circ$) a) Drawdown = 20 %; b) Drawdown = 80 %

ที่มา: Nezar *et al.* (2007)

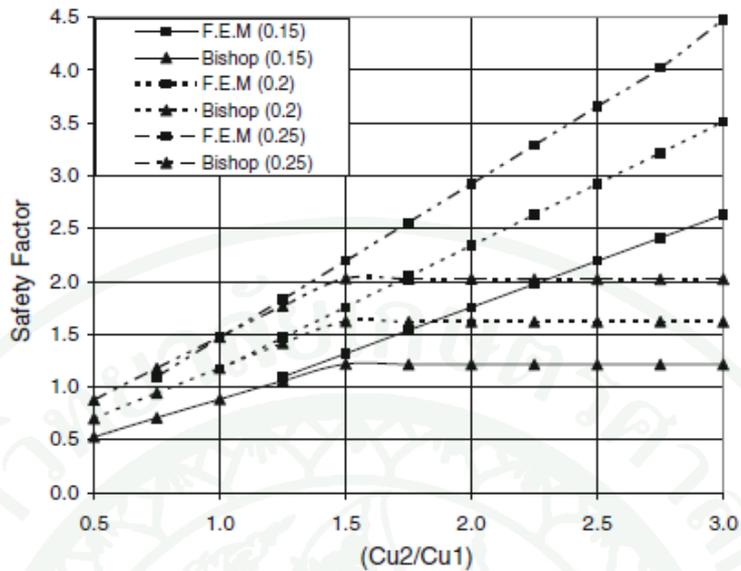
กรณีที่ 2 ดินเหนียวแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Clay Soil)

รูปร่างสำหรับการวิเคราะห์กรณีที่ 2 แสดงในภาพที่ 30 โดยมีความสูงของลาดชัน 6 เมตร ค่า $\gamma_1 = \gamma_2 = 20 \text{ kN/m}^2$ และ $\phi_{u1} = \phi_{u2} = 0$ ตัวอย่างนี้ทำการวิเคราะห์อัตราส่วนของ $c_{u1}/\gamma H$ ($c_{u1}/\gamma H = 0.15, 0.2, 0.25$ และ 0.3) สำหรับอัตราส่วนที่แตกต่างกันของ c_{u2}/c_{u1} เพิ่มจาก 0.5 ถึง 3.0 (ค่า c ของดินชั้นบน = c_{u1} และดินชั้นฐานราก = c_{u2}) จากวิเคราะห์ด้วยวิธี LEM โดยทฤษฎีของ Bishop โดยสมมติผิวการเคลื่อนพังเป็นวงกลม ภาพที่ 31 แสดงผลที่ได้จาก $c_{u1}/\gamma H = 0.2$ และความแตกต่างของ c_{u2}/c_{u1} การศึกษาพบว่าวิธี FEM แสดงค่า F.S. มีแนวโน้มที่เพิ่มขึ้น เมื่ออัตราส่วนของ c_{u2}/c_{u1} เพิ่มขึ้นจาก 0.5 ถึง 3.0 ขณะที่วิธี LEM ค่า F.S. เพิ่มขึ้นจนกระทั่งถึงอัตราส่วนของ $c_{u2}/c_{u1} = 1.5$ หลังจากนั้นค่า F.S. ที่ได้จะคงที่ การเพิ่มขึ้นของค่า c สำหรับดินฐานรากพบว่าเป็นการเพิ่มเสถียรภาพเมื่อผิวการเคลื่อนพังผ่านถึงชั้นนั้น แต่ถ้าวการเคลื่อนพังบริเวณปลาย (Toe) ลาดชันค่า F.S. จะไม่เปลี่ยนแปลง ดังนั้นตำแหน่งการเคลื่อนพังจะถูกกำหนดโดยค่า F.S. วิธี FEM แสดงการเคลื่อนพังระดับลึก ค่า F.S. สูง (แสดงในภาพที่ 32) แต่วิธี LEM แสดงการเคลื่อนพังระดับตื้นการพิบัติเกิดขึ้นที่ปลายลาดชันอย่างเดียว เมื่อค่า c_{u2}/c_{u1} มากกว่า 1.5 สำหรับดินชั้นฐานราก (แสดงในภาพที่ 33) โดยทั่วไปค่า F.S. ที่ได้ จากทั้ง 2 วิธีมีค่าใกล้เคียงกันมากแสดงดังภาพที่ 34 แต่เมื่อ c_{u2} มีค่ามากกว่า c_{u1} มากๆ กราฟที่ได้จากวิธี FEM มีแนวโน้มชันมากกว่าวิธี LEM



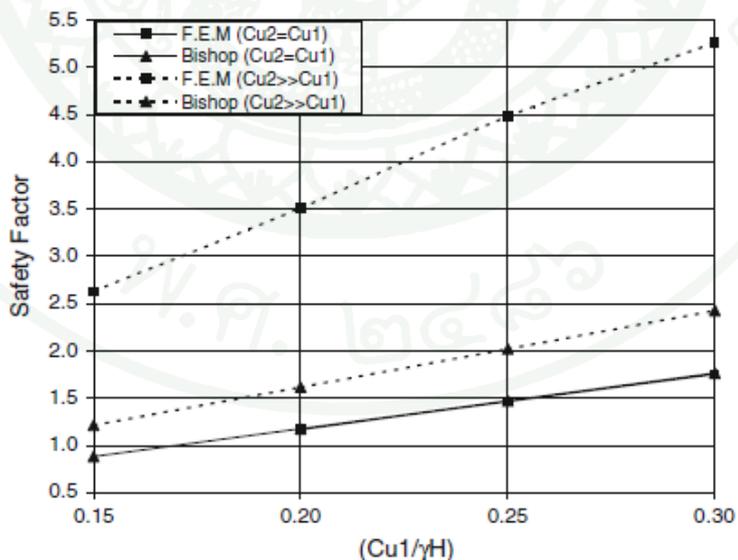
ภาพที่ 30 รูปร่างหน้าตัดสำหรับการวิเคราะห์กรณีที่ 2 (Undrained Clay Soil)

ที่มา: Nezar *et al.* (2007)



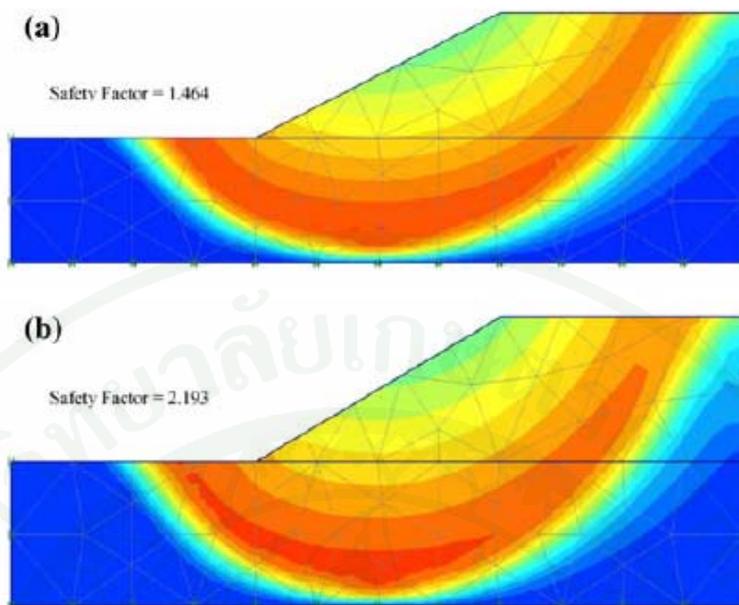
ภาพที่ 31 การเปรียบเทียบผลจากวิธี FEM และวิธี LEM กรณีที่ 2
 (ค่าแตกต่างของ c_{u2}/c_{u1} : $c_{u1}/\gamma H = 0.15, 0.2, 0.5$)

ที่มา: Nezar et al. (2007)



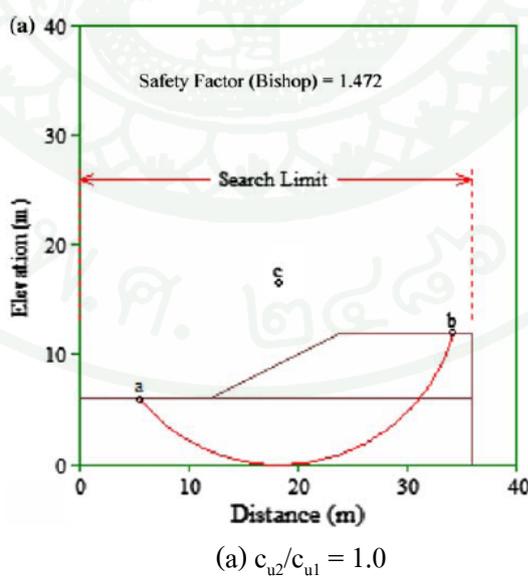
ภาพที่ 32 การเปรียบเทียบผลจากวิธี FEM และวิธี LEM กรณีที่ 2 สำหรับ $c_{u2} = c_{u1}$ และ $c_{u2} \gg c_{u1}$

ที่มา: Nezar et al. (2007)

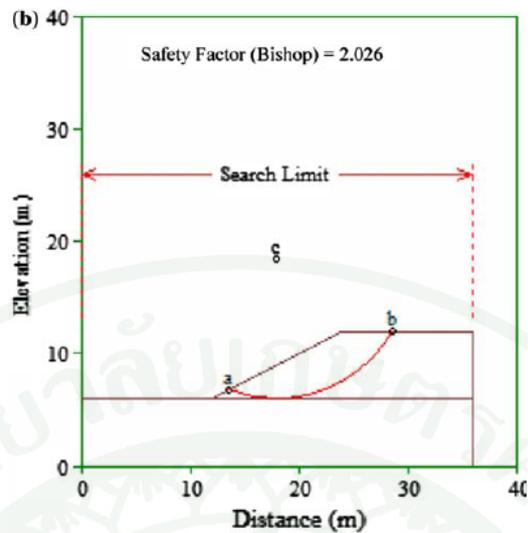


ภาพที่ 33 ลักษณะเส้นชั้นความสูงของการเคลื่อนตัวทั้งหมด (Total Displacement) กรณีที่ 2 โดย FEM ($c/\gamma H=0.25$) a $c_{u2}/c_{u1} = 1.0$; b $c_{u2}/c_{u1} = 1.5$

ที่มา: Nezar *et al.* (2007)



ภาพที่ 34 การหาค่าเคลื่อนตัววิกฤติแบบวงกลม กรณีที่ 2 โดยวิธี LEM ($c/\gamma H=0.25$)



(b) $c_{u2}/c_{u1} = 1.5$

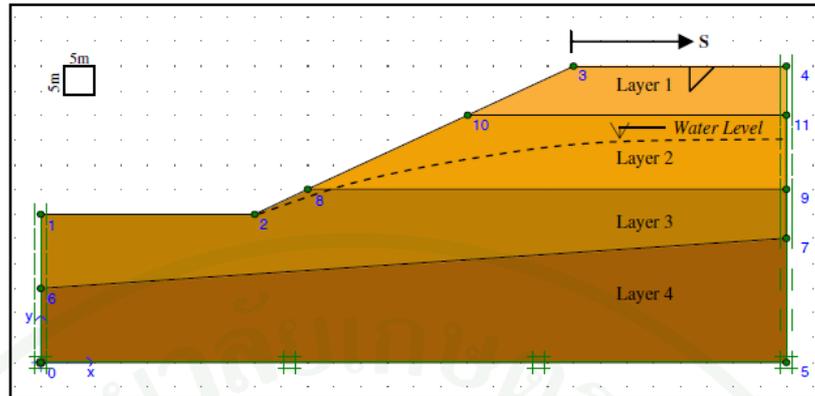
ภาพที่ 34(ต่อ)

ที่มา: Nezar *et al.* (2007)

กรณีที่ 3 การพิจารณา Tension Crack

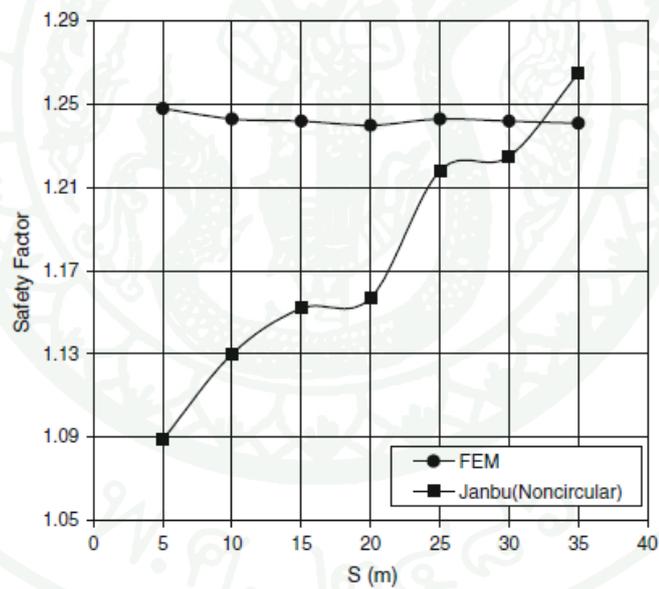
การศึกษกรณีที่ 3 มีรูปร่างในการวิเคราะห์ตัวอย่างนี้แสดงในภาพที่ 35 ความลาดชันคงที่ ดินมีคุณสมบัติแตกต่างกันจำนวน 4 ชั้น ซึ่งพิจารณาถึงระดับน้ำด้วย โดยใช้วิธี LEM ทฤษฎีของ Spencer และ ผิวการเคลื่อนพังแบบไม่ใช้วงกลม ตำแหน่งของ Tension Cracks แตกต่างกัน (S=5, 10, 15, 20, 25, 30 และ 35 เมตร)

จากภาพที่ 36 วิธี LEM ให้ค่า F.S. เพิ่มขึ้นตามระยะของ Tension Cracks ที่เพิ่มขึ้น ขณะที่วิธี FEM เส้นกราฟที่ได้จะคงที่ เหตุผลคือวิธี FEM การเคลื่อนพังมีลักษณะเหมือนกันทั้งหมด ดังแสดงในภาพที่ 37 ขณะที่วิธี LEM ตำแหน่งของรอยร้าวสามารถติดตามการพิบัติได้ตั้งแต่เริ่มแรก นั่นคือ Tension Cracks มีผลต่อค่า F.S. กรณีวิธี LEM (ภาพรูปที่ 38)



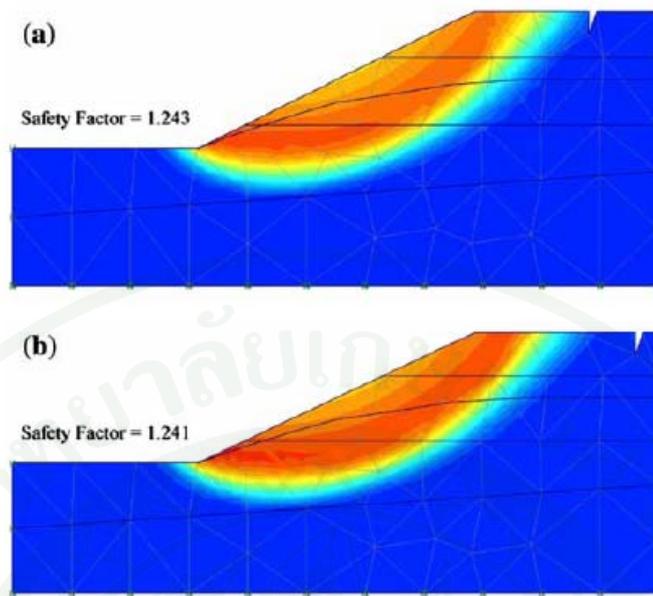
ภาพที่ 35 รูปร่างหน้าตัดสำหรับการวิเคราะห์สำหรับกรณีที่ 3

ที่มา: Nezar *et al.* (2007)



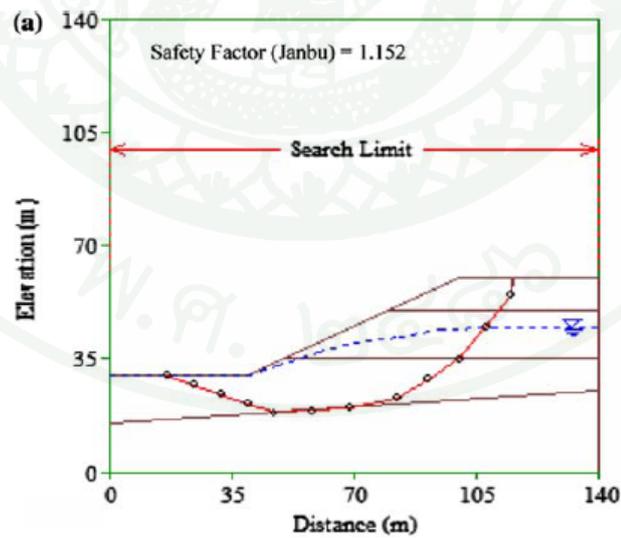
ภาพที่ 36 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าอัตราส่วนความปลอดภัยกับตำแหน่ง Tension Cracks

ที่มา: Nezar *et al.* (2007)



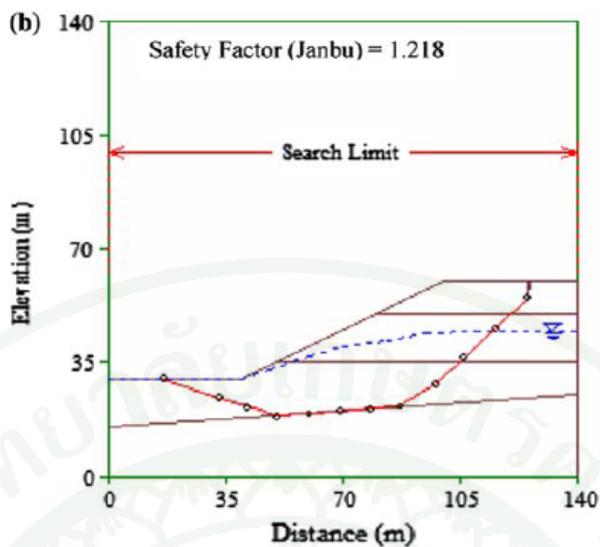
ภาพที่ 37 ลักษณะเส้นชั้นความสูงของการเคลื่อนตัวทั้งหมด(Total Displacement) กรณีที่ 3
a) $S = 15$ m; b) $S = 25$ m

ที่มา: Nezar *et al.* (2007)



a

ภาพที่ 38 การผิวเคลื่อนวิกฤติแบบไม่ใช่วงกลม กรณีที่ 3 โดย LEM a) $S = 15$ m



ภาพที่ 38 (ต่อ)

ที่มา: Nezar *et al.* (2007)

เปรียบเทียบผลที่ได้จากทั้ง 3 กรณีในตารางที่ 7

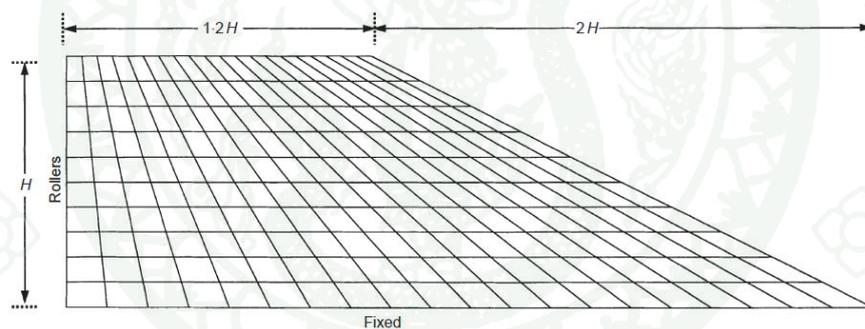
ตารางที่ 7 เปรียบเทียบค่าอัตราส่วนความปลอดภัยจากวิธี FEM และวิธีLEM

กรณีศึกษา	กรณีศึกษา	Safety Factor		LEM	ความแตกต่าง
		FEM	LEM	Method	F.S. %
กรณีที่ 1	a	1.928	1.714	Spencer	12
	b	1.505	1.369	Spencer	10
กรณีที่ 2	a	1.464	1.472	Bishop	1
	b	2.193	2.026	Bishop	8
กรณีที่ 3	a	1.243	1.152	Junbu	8
	b	1.241	1.218	Junbu	2

Griffiths and Lane (1999) ได้ทำการศึกษาการวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดดินทั้งในกรณีดินแบบเนื้อเดียวกัน (Homogeneous) และที่ไม่ใช่ดินเนื้อเดียวกัน (Non-homogeneous) ตัวอย่างการศึกษา ดังนี้

กรณีที่ 1 ความลาดชันกรณีดินเหนียวไม่ระบายน้ำและไม่ได้พิจารณาชั้นฐานราก (Homogeneous Slope With No Foundation Layer, (D=1))

รูปร่างหน้าตัดสำหรับการวิเคราะห์แสดงดังภาพที่ 39 ผลที่ได้จากการศึกษาแสดงในตารางที่ 8 และนำข้อมูลที่ได้มาพล็อตกราฟหาความสัมพันธ์ระหว่างค่าอัตราส่วนความปลอดภัย (Factor of Safety, FOS) กับ $E'\delta_{\max}/\gamma H^2$ ดังภาพที่ 40 พบว่าจากกรณีที่ 1 และ 2 เมื่อค่า F.S. ลู่เข้า 1.4 มีค่าใกล้เคียงกับค่าจากแผนภูมิของ Bishop & Morgenstern (1960) นอกจากนี้ภาพที่ 41 แสดงตัวอย่างการเคลื่อนตัวโดยวิธี FEM

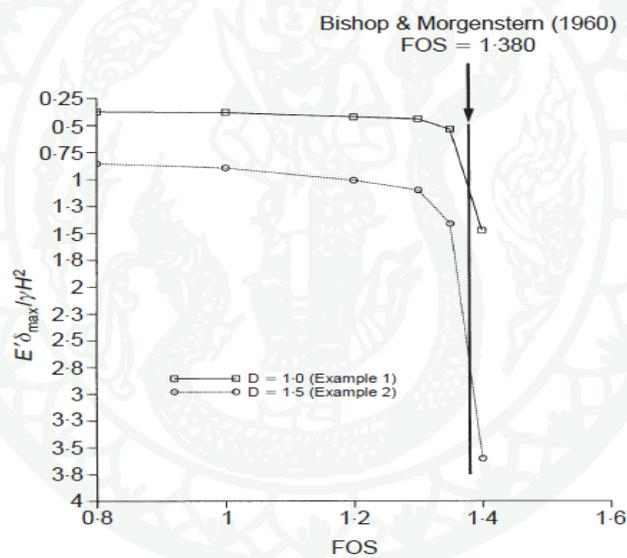


ภาพที่ 39 กรณีที่ 1 ความลาดชัน 2:1 (ราบ:ตั้ง), $\phi' = 20^\circ$, $c'/\gamma H = 0.05$, $D=1$

ที่มา: Griffiths and Lane (1999)

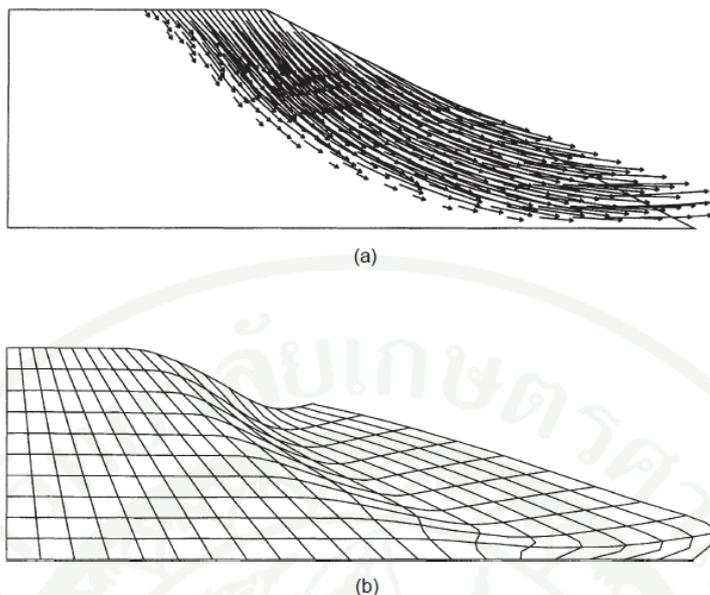
ตารางที่ 8 ผลที่ได้จากกรณีที่ 1 ค่า FOS กับ $E'\delta_{\max}/\gamma H^2$

FOS	$E'\delta_{\max}/\gamma H^2$	Iteration
0.80	0.379	2
1.00	0.381	10
1.20	0.422	20
1.30	0.453	41
1.35	0.544	792
1.40	1.476	1000



ภาพที่ 40 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าอัตราส่วนความปลอดภัย (Factor of Safety, FOS) กับ ขนาดของการเคลื่อนที่ ($E'\delta_{\max}/\gamma H^2$)

ที่มา: Griffiths and Lane (1999)



ภาพที่ 41 กรณีที่ 1 สำหรับ FOS = 1.4 (a) ทิศทางการเคลื่อนตัว (b) Deformed Mesh

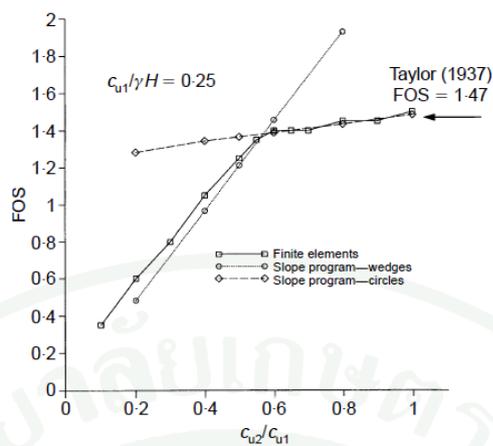
ที่มา: Griffiths and Lane (1999)

กรณีที่ 2 ความลาดชันกรณีดินเหนียวไม่ระบายน้ำและไม่ได้พิจารณาชั้นฐานราก (Homogeneous Slope With No Foundation Layer, $D=1.5$) แสดงดังภาพที่ 42

กรณีที่ 3 ความลาดชันกรณีดินเหนียวไม่ระบายน้ำและชั้นดินอ่อนบางๆ (An Undrained Clay Slope With A Thin Weak Layer)

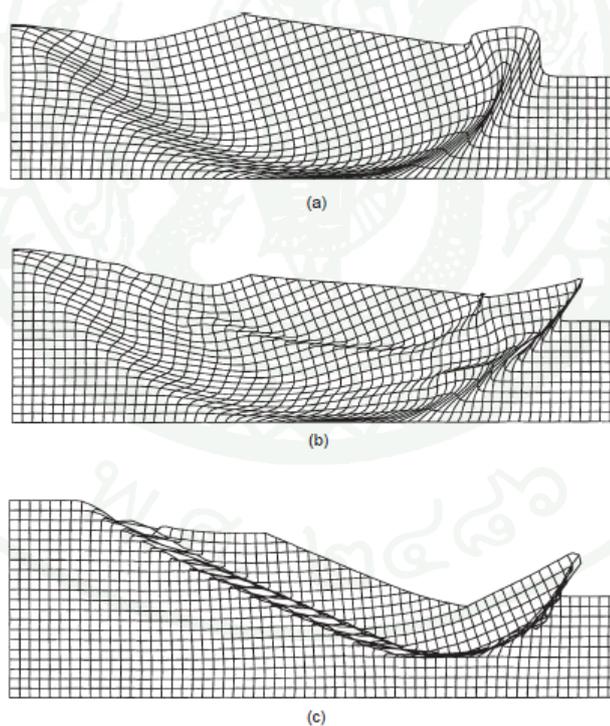
รูปร่างหน้าตัดสำหรับการวิเคราะห์กรณีที่ 3 แสดงในภาพที่ 43 ซึ่งจากการศึกษาได้นำมาหาความสัมพันธ์ระหว่างค่า FOS กับอัตราส่วนของ c_{u2}/c_{u1} แสดงในภาพที่ 44 พบว่าสำหรับกรณีการวิเคราะห์ด้วยวิธี FEM ค่า FOS เพิ่มขึ้นตามค่า c_{u2}/c_{u1} ที่เพิ่มขึ้นจนกระทั่งถึงที่ค่า $c_{u2}/c_{u1} = 0.6$ ค่า FOS จะคงที่ ซึ่งต่างจากผลที่ได้จากวิธี LEM ค่า FOS ก่อนข้างจะคงที่ ลักษณะการเคลื่อนพังโดยวิธี FEM แสดงในภาพที่ 45

กรณีที่ 4 ความลาดชันกรณีดินเหนียวไม่ระบายน้ำและชั้นดินฐานรากอ่อน (An Undrained Clay Slope With A Weak Foundation Layer)



ภาพที่ 44 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า FOS กับอัตราส่วนของ c_{u2}/c_{u1}

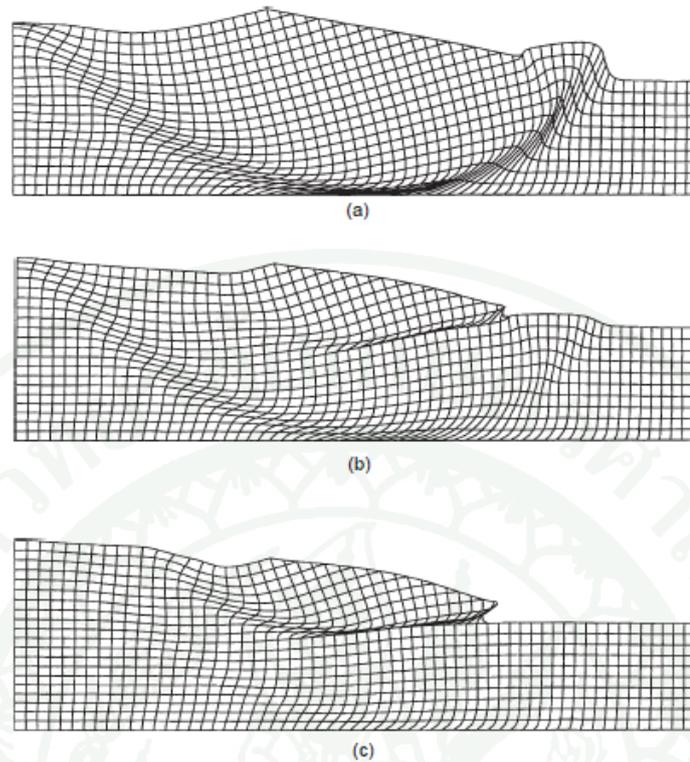
ที่มา: Griffiths and Lane (1999)



ภาพที่ 45 Deformed meshes การพัง สำหรับความแตกต่างกันของอัตราส่วน c_{u2}/c_{u1}

(a) $c_{u2}/c_{u1} = 1.0$; (b) $c_{u2}/c_{u1} = 0.6$; (c) $c_{u2}/c_{u1} = 0.2$

ที่มา: Griffiths and Lane (1999)



ภาพที่ 48 Deformed meshes การพัง สำหรับความแตกต่างกันของอัตราส่วน c_{u2}/c_{u1}
 (a) $c_{u2}/c_{u1} = 0.6$; (b) $c_{u2}/c_{u1} = 1.5$; (c) $c_{u2}/c_{u1} = 2.0$

ที่มา: Griffiths and Lane (1999)

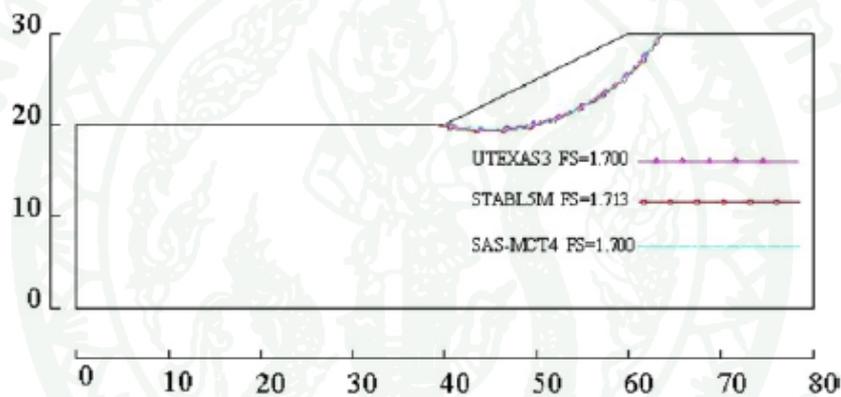
นอกจากนี้ Griffiths and Lane (1999) ได้ทำการศึกษารณดินมีลักษณะเป็นเนื้อเดียวกันกับการไหลของน้ำในแนวราบ (Homogeneous Slope With Horizontal Free Surface) และงานเขื่อน (Two-Side Earth Embankment) อีกด้วย

Alkasawneha *et al.* (2007) ได้ศึกษาผลกระทบต่อความแตกต่างเทคนิคการหาผิวการเคลื่อนตัวในการได้มาของค่า F.S. โดยการใช้วิธี LEM วิเคราะห์เสถียรภาพลาดชัน เพื่อเปรียบเทียบผลจากวิธี FEM โดยวิธี LEM ได้ใช้โปรแกรมที่แตกต่างกัน 3 วิธีในการหาค่า F.S. และผิวการเคลื่อนพังได้แก่ 1) โปรแกรม STABL5M สำหรับการหาโดย Linear Grid 2) โปรแกรม UTEXAS3 สำหรับการหาโดย กริดตาราง (Rectangular Grid) และ 3) โปรแกรม SAS-MCT 4.0 โดยเทคนิคการหาจากวิธี Monte-Carlo การแสดงผลที่ได้จากวิธี LEM มีประสิทธิภาพมากขึ้นเมื่อมีการใช้เทคนิคช่วยด้วยวิธี

Monte-Carlo นอกจากนี้ยังเพิ่มเทคนิคการเลือกหาผิวการเคลื่อนที่ ที่มีอิทธิพลต่อตำแหน่งผิวการเคลื่อนที่วิกฤติเหมือนกันกับค่า F.S. ที่คำนวณได้ ซึ่งตัวอย่างการศึกษามีรายละเอียดดังนี้

กรณีที่ 1 ความลาดชันธรรมชาติดินมีลักษณะเป็นเนื้อเดียวกัน

ผลการศึกษาแสดงดังภาพที่ 49 และตารางที่ 9 ซึ่งค่า F.S. ที่ได้จากวิธี LEM มีค่าเท่ากับ 1.7 ทุกวิธี ส่วนกรณีของวิธี FEM ค่า F.S. มีค่าเท่ากับ 1.7 และ 1.8 สำหรับการวิเคราะห์ใน 2 และ 3 มิติ ตามลำดับ นอกจากนี้ภาพที่ 50 และ 51 แสดงโครงข่ายการเคลื่อนที่ตัวโดยวิธี FEM ทั้ง 2 และ 3 มิติ ตามลำดับ

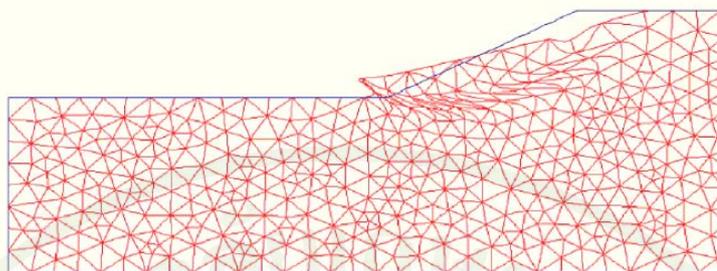


ภาพที่ 49 รูปร่างของลาดชันและผิวการพิบัติสำหรับกรณีที่ 1 โดย LEM

ที่มา: Alkasawneha *et al.* (2007)

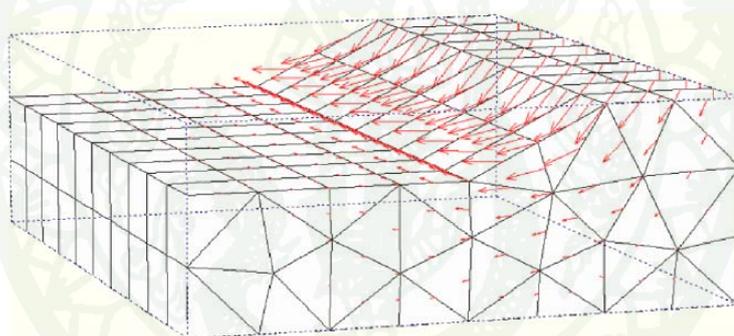
ตารางที่ 9 ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่แตกต่างกันในแต่ละโปรแกรม

กรณีที่	SAS-MCT 4.0	UTEXAS3	STABL5M	PLAXIS 2D	PLAXIS 3D
1	1.700	1.700	1.713	1.700	1.800
2	1.170	1.220	1.214	1.140	1.220



ภาพที่ 50 Deformed Mesh สำหรับวิธี FEM 2D กรณีที่ 1

ที่มา: Alkasawneha *et al.* (2007)

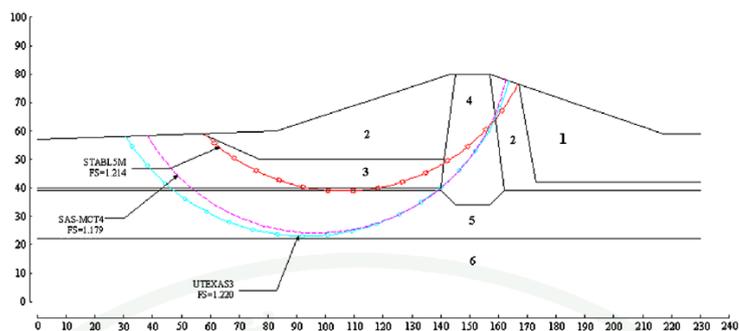


ภาพที่ 51 Deformed Mesh สำหรับวิธี FEM 3D กรณีที่ 1

ที่มา: Alkasawneha *et al.* (2007)

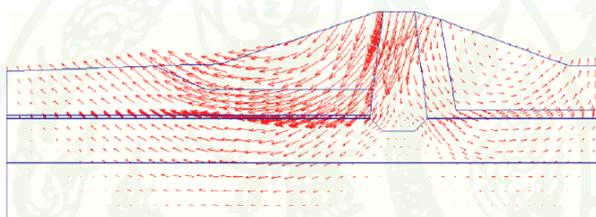
กรณีที่ 2 เชื้อน

รูปร่างและวงการพิบัติแสดงในภาพที่ 52 สำหรับวิธี LEM ผลที่ได้ดังแสดงในตารางที่ 10 ค่า F.S. ที่ได้อยู่ในช่วงที่ใกล้เคียงกัน และ สำหรับวิธี FEM ในกรณี 2 และ 3 มิติแสดงในภาพที่ 53 และ 54 ตามลำดับ เนื่องจากชั้นดินมีความซับซ้อนแม้ค่า F.S. ที่ได้ใกล้เคียงกันแต่วงการพิบัติค่อนข้างแตกต่างกัน



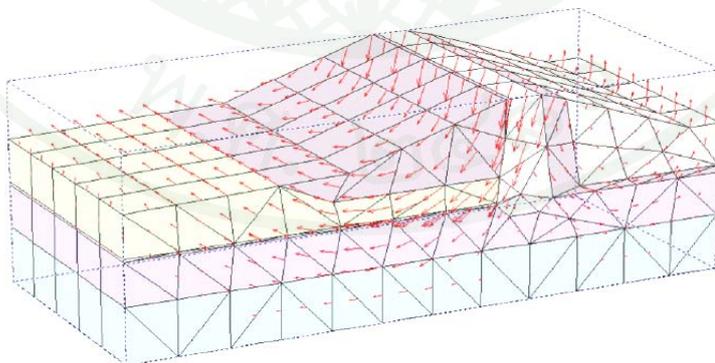
ภาพที่ 52 รูปร่างของลาดชันและผิวการพิบัติสำหรับกรณีที่ 2 โดยวิธี LEM

ที่มา: Alkasawneha *et al.* (2007)



ภาพที่ 53 Deformed Mesh สำหรับวิธี FEM 2D กรณีที่ 2

ที่มา: Alkasawneha *et al.* (2007)

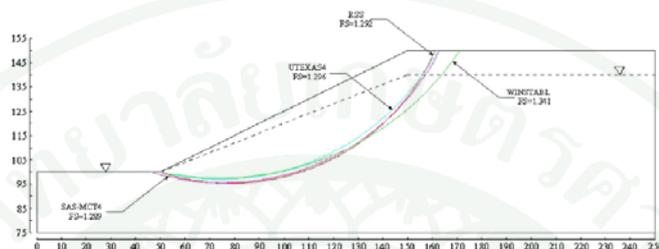


ภาพที่ 54 Deformed Mesh สำหรับวิธี FEM 3D กรณีที่ 2

ที่มา: Alkasawneha *et al.* (2007)

กรณีที่ 3 ความลาดชันธรรมชาติร่วมกับการพิจารณาระดับน้ำ

รูปร่างและวงการพิบัติแสดงในภาพที่ 55 สำหรับวิธี LEM และในภาพที่ 56 และ 57 สำหรับวิธี FEM ในกรณี 2 และ 3 มิติตามลำดับ



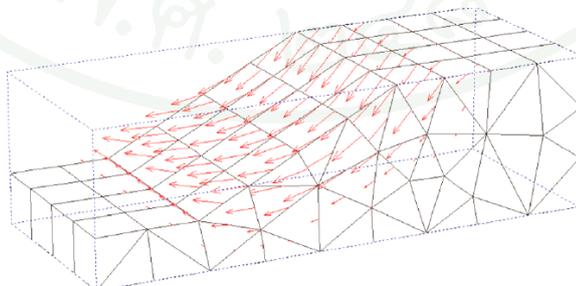
ภาพที่ 55 รูปร่างของลาดชันและผิวการพิบัติสำหรับกรณีที่ 3 โดย วิธี LEM

ที่มา: Alkasawneha *et al.* (2007)



ภาพที่ 56 Deformed Mesh สำหรับวิธี FEM 2D กรณีที่ 3

ที่มา: Alkasawneha *et al.* (2007)



ภาพที่ 57 Deformed Mesh สำหรับวิธี FEM 3D กรณีที่ 3

ที่มา: Alkasawneha *et al.* (2007)

นอกจากนี้ผลการศึกษาที่ได้จาก Alkasawneha *et al.* (2007) รวมถึงผลการศึกษาของ Pockoski and Duncan (2000) รวบรวมไว้ในตารางที่ 10

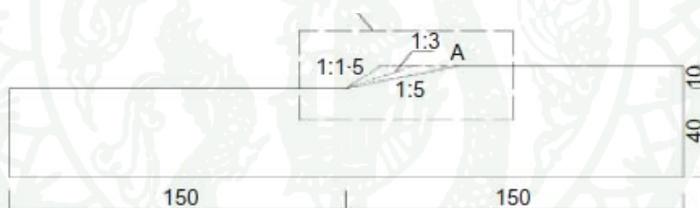
ตารางที่ 10 ผลการคำนวณค่า F.S. สำหรับกรณีที่ 3

โปรแกรม	วิธี	F.S.
UTEXAS4	Spencer	1.30
	Bishop	1.30
	Simplified Janbu	1.15
	Lowe & Karafiath	1.32
SLOPE/W	Spencer	1.30
	Bishop	1.29
	Simplified Janbu	1.15
	Morgenstern-Price	1.28
SLIDE	Ordinary	1.04
	Spencer	1.31
	Bishop	1.29
	Simplified Janbu	1.15
XSTABL	Lowe & Karafiath	1.32
	Ordinary	1.05
	Corrected Janbu	1.24
	Bishop	1.29
WINSTABL	Spencer	1.34
	Bishop	1.34
	Simplified Janbu	1.20
RSS	Simplified Janbu	1.15
	Bishop	1.29
SNALL	Wedge method	1.22
GOLDNALL	Circular method	1.32

Tan and Sarma (2008) ได้ศึกษาการหาผิวการเคลื่อนพังวิกฤติของการวิเคราะห์เสถียรภาพลาดชัน ด้วยวิธีการใหม่ถูกเสนอภายใต้วิธี LEM และกำหนดการยอมรับของหน่วยแรงโดยวิธี FEM ซึ่งเป็นเครื่องมือเพื่อพิสูจน์กระบวนการใหม่สำหรับทั้งดินเนื้อเดียวกันและไม่เป็นเนื้อเดียวกัน ผลที่ได้เป็นที่น่าพอใจสำหรับผิวการเคลื่อนพังวิกฤติและการกระจายของหน่วยแรงตั้งฉากและหน่วยแรงเฉือน ในผิวการเคลื่อนพังในทั้งดินเนื้อเดียวกันและไม่เป็นเนื้อเดียวกัน มีรายละเอียดตัวอย่างที่ทำการศึกษาดังนี้

กรณีที่ 1 ดินมีลักษณะเป็นเนื้อเดียวกัน (Homogeneous Slope)

รูปร่างหน้าตัดสำหรับการศึกษา โดยความลาดชันเป็น 1:3 ค่าตัวแปร $c' = 5$ kPa, $\phi' = 10^\circ$ และ $\gamma = 20$ kN/m³ (ภาพที่ 58) โดยเปรียบเทียบผลของการกระจายหน่วยแรงตั้งฉากและหน่วยแรงเฉือน ซึ่งพบว่าผลที่ได้จากวิธี LEM และวิธี FEM มีแนวโน้มของค่าที่ได้ใกล้เคียงกันมาก ดังแสดงในภาพที่ 59

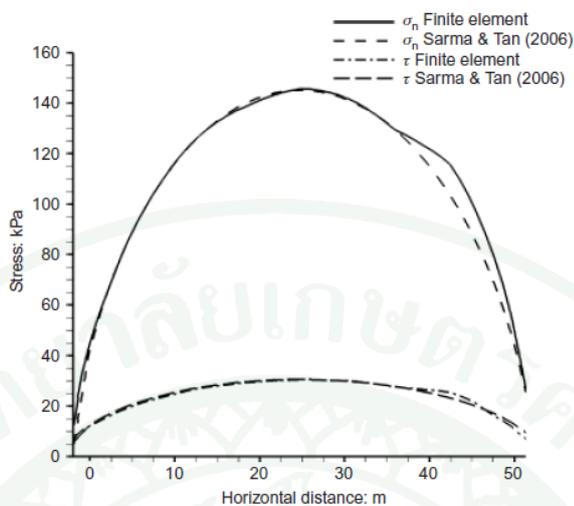


ภาพที่ 58 รูปร่างสำหรับการศึกษาในกรณีที่ 1

ที่มา: Tan and Sarma (2008)

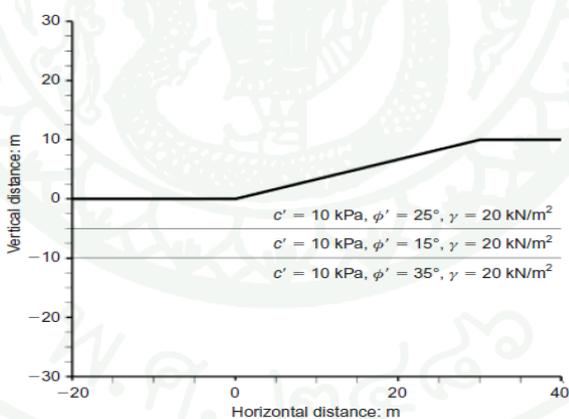
กรณีที่ 2

รูปร่างหน้าตัดในการวิเคราะห์แสดงดังภาพที่ 60 การเปรียบเทียบการกระจายของหน่วยแรงตั้งฉากและหน่วยแรงเฉือนร่วมกับระยะของผิวการเคลื่อนพังวิกฤติแสดงในภาพที่ 61 ซึ่งพบว่าผลที่ได้จากวิธี LEM และวิธี FEM มีแนวโน้มของค่าที่ได้ใกล้เคียงกันมากเช่นเดียวกับกรณีที่ 1 แม้จะมีลักษณะชั้นดินที่ซับซ้อนมากขึ้น



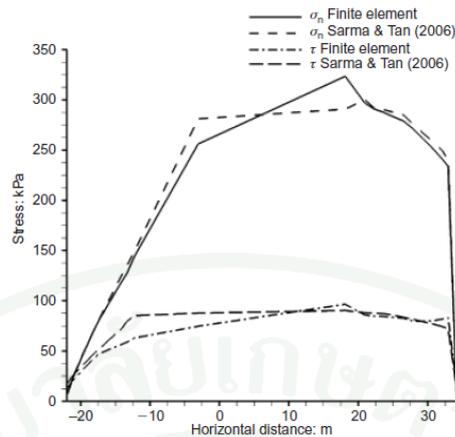
ภาพที่ 59 การเปรียบเทียบผลการกระจายของหน่วยแรงตั้งฉากและหน่วยแรงเฉือนเทียบกับระยะการเคลื่อนตัวในแนวราบ กรณีที่ 1

ที่มา: Tan and Sarma (2008)



ภาพที่ 60 รูปร่างชั้นดินสำหรับกรณีที่ 2

ที่มา: Tan and Sarma (2008)

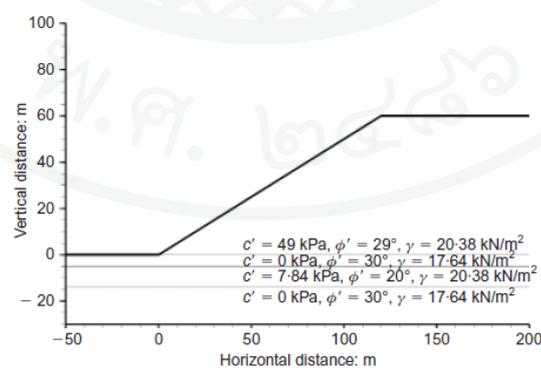


ภาพที่ 61 การเปรียบเทียบผลการกระจายของหน่วยแรงตั้งฉากและหน่วยแรงเฉือนเทียบกับระยะการเคลื่อนตัวในแนวราบ กรณีที่ 2

ที่มา: Tan and Sarma (2008)

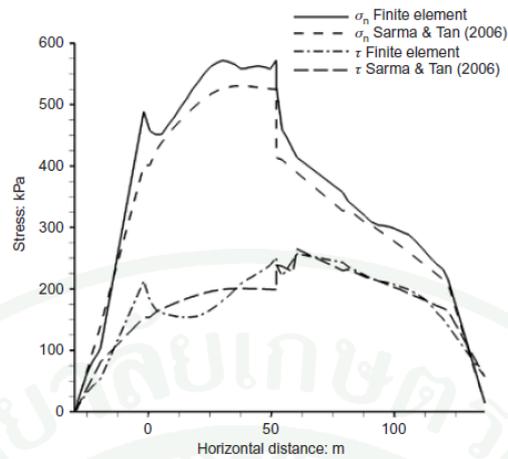
กรณีที่ 3 งานขุด

รูปร่างหน้าตัดในการวิเคราะห์แสดงดังภาพที่ 62 การเปรียบเทียบการกระจายของหน่วยแรงตั้งฉากและหน่วยแรงเฉือนร่วมกับระยะของผิวการเคลื่อนตัววิกฤติแสดงในภาพที่ 63 ผลที่ได้จากวิธี LEM และวิธี FEM มีกราฟแนวโน้มใกล้เคียงกันแม้ค่าที่ได้จะมีความแปรปรวนเนื่องจากคุณสมบัติของชั้นดิน



ภาพที่ 62 รูปร่างชั้นดินสำหรับกรณีที่ 3

ที่มา: Tan and Sarma (2008)



ภาพที่ 63 การเปรียบเทียบผลการกระจายของหน่วยแรงตั้งฉากและหน่วยแรงเฉือนเทียบกับระยะการเคลื่อนตัวในแนวราบ กรณีที่ 3

ที่มา: Tan and Sarma (2008)

อุปกรณ์และวิธีการ

อุปกรณ์

1. เครื่องไมโครคอมพิวเตอร์ 1 เครื่องพร้อมอุปกรณ์ต่อพ่วงที่ทำงานในระบบปฏิบัติการ Window XP

2. โปรแกรมวิเคราะห์เสถียรภาพ KUslope 2.0

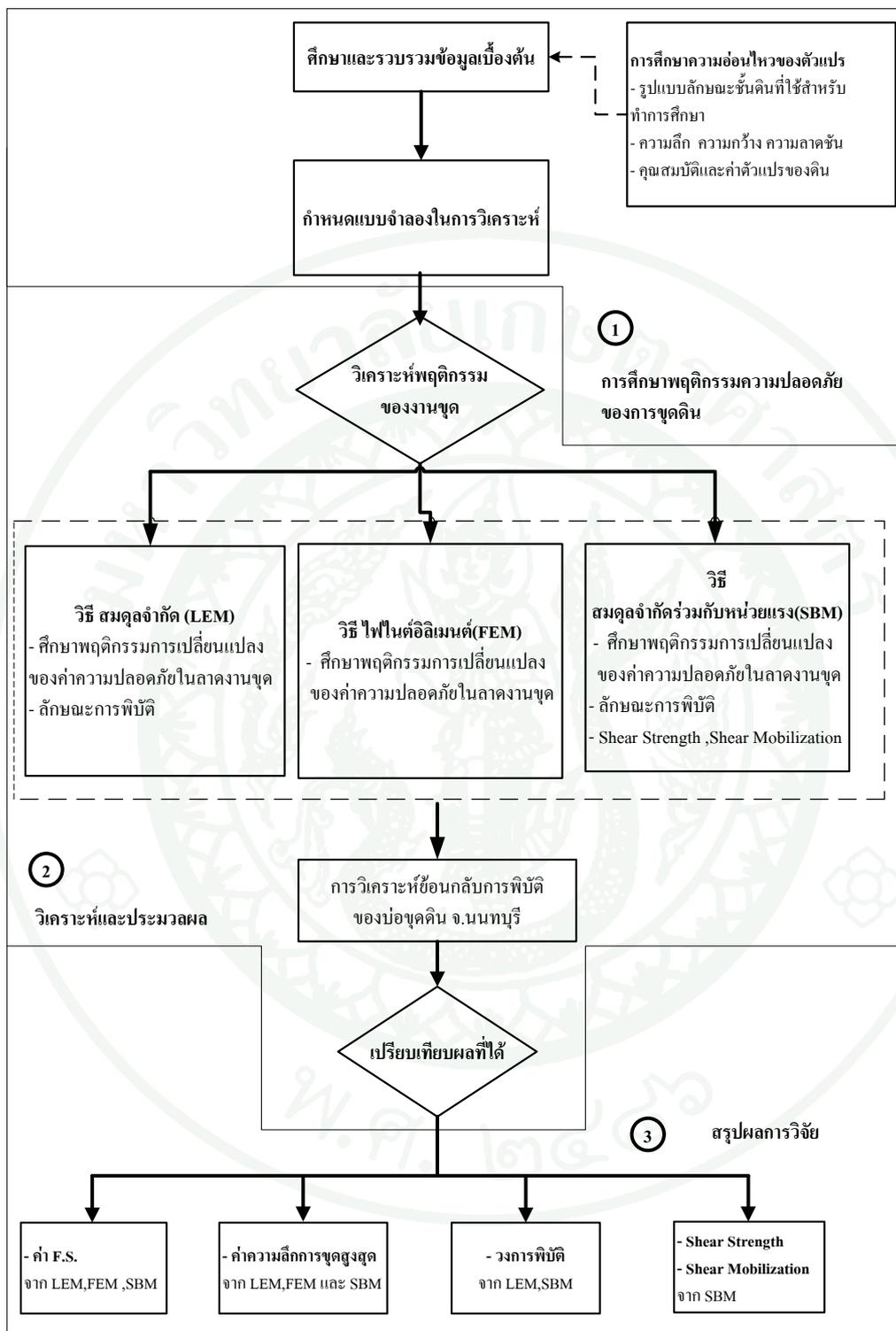
3. โปรแกรม PLAXIS 8.2

4. โปรแกรม Geo -Studio 2004

5. เครื่องพิมพ์

วิธีการ

วิธีการในการดำเนินการวิจัยประกอบไปด้วย 3 ขั้นตอน เพื่อให้เข้าใจง่ายขึ้นจึงแสดงแผนภูมิภาพให้เห็นขั้นตอนในการดำเนินงานวิจัยดังแสดงในภาพที่ 64 โดยในแต่ละรายละเอียดสามารถแจกแจงได้ดังนี้



ภาพที่ 64 ขั้นตอนวิธีการดำเนินการวิจัย

การศึกษาพฤติกรรมความปลอดภัยของการขุดดิน

1. การศึกษาความอ่อนไหวของตัวแปร(Parametric Study)

พฤติกรรมความปลอดภัยของงานขุดดินขึ้นอยู่กับปัจจัยหลายอย่าง สำหรับการศึกษาความอ่อนไหวของตัวแปรนี้จะศึกษาเฉพาะตัวแปรในเรื่องความลึก ความกว้างของปากบ่อขุด และความลาดชันว่ามีผลต่อความปลอดภัยของเสถียรภาพลาดชันสำหรับงานขุดดินอย่างไร อีกทั้งนำผลที่ได้ นำมาสรุปเป็นเกณฑ์ขั้นต่ำของความลึกการขุดที่ปลอดภัยโดยไม่ต้องมีโครงสร้างป้องกันสำหรับดินทั่วไปรายละเอียดของการศึกษาดังนี้

กรณีที่ 1 การศึกษาความลึก ความกว้างและความลาดชันที่มีผลต่อพฤติกรรมความปลอดภัยของงานขุด

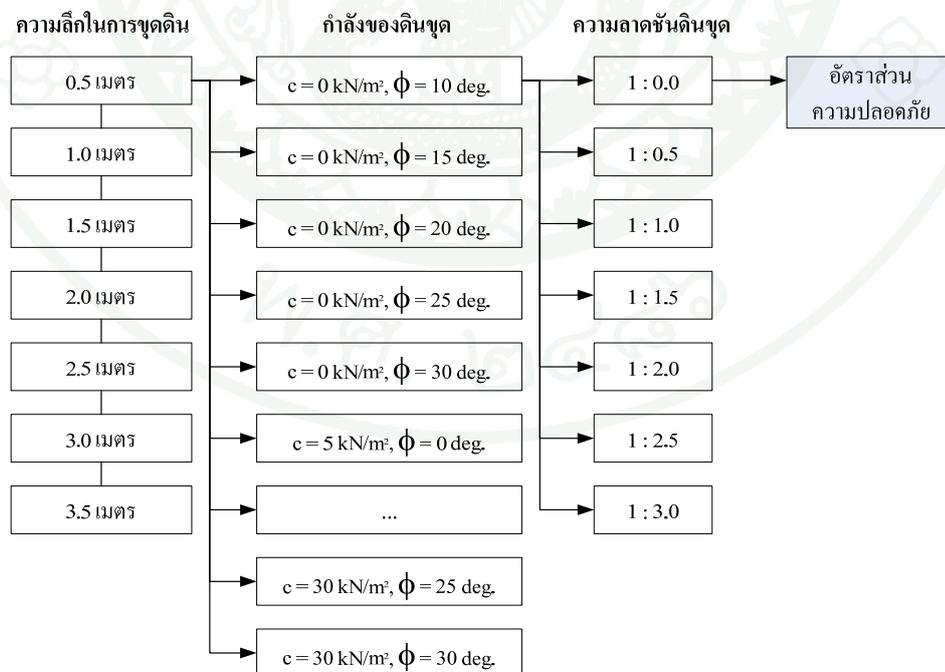
เนื่องจากคุณสมบัติของตัวแปรดินแต่ละชนิดมีค่าแตกต่างกัน ความลึกการขุดสูงสุดที่ทำให้เกิดความปลอดภัยจึงมีค่าไม่เท่ากัน การขุดที่ระดับความลึกเท่าไรจึงทำให้ดินมีเสถียรภาพเพียงพอโดยไม่ต้องทำโครงสร้างการป้องกัน อีกทั้งยังได้ศึกษาถึงความลาดชันที่เหมาะสมสำหรับความปลอดภัยที่เหมาะสมสำหรับเสถียรภาพลาดดิน นอกจากนี้ยังได้ศึกษางานขุดดินที่ความกว้างปากบ่อขุดไม่เท่ากันที่อาจมีเสถียรภาพต่างกัน เนื่องจากแรงที่กระทำด้านข้างบ่อขุดที่มีขนาดปากบ่อไม่เท่ากันอาจส่งผลต่อความปลอดภัยได้

สำหรับการศึกษากรณีนี้ทำการวิเคราะห์โดยวิธีสมดุลจำกัด(Limit Equilibrium Method, LEM) ด้วยโปรแกรม KUSlope 2.0 ซึ่งจำลองชั้นดินให้มีลักษณะเป็นเนื้อเดียวกัน(Homogeneous Soil) คุณสมบัติค่าตัวแปรของดินสำหรับงานขุดดินแสดงในตารางที่ 11 และเพื่อให้ง่ายจึงจัดทำแผนภูมิแสดงการวิเคราะห์ดังภาพที่ 65 และ 66 (สำหรับกรณีนี้ความปลอดภัย ที่ใช้ในการพิจารณา $F.S. \geq 1.5$)

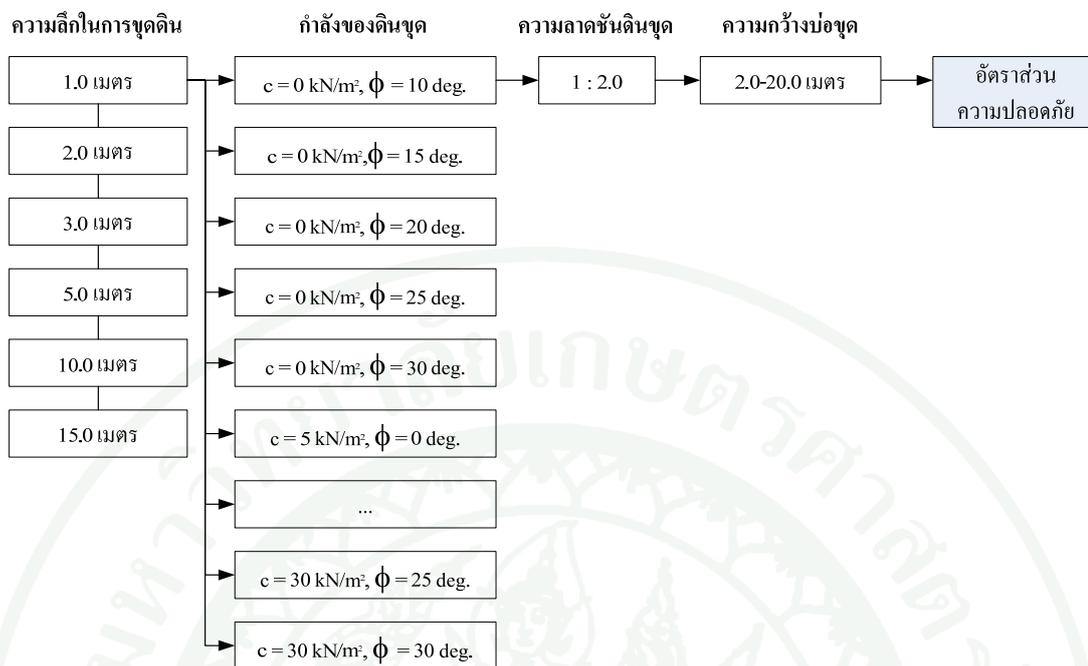
รูปร่างหน้าตัด(Geometry Section) ในการวิเคราะห์สำหรับงานขุดดิน เพื่อทำการวิเคราะห์ความลึกและความลาดชันในการขุดรวมถึงกรณีการวิเคราะห์ความกว้างบ่อขุดดิน แสดงในภาพที่ 67 และ 68 ตามลำดับ

ตารางที่ 11 ค่าตัวแปรในการวิเคราะห์การศึกษากกรณีที่ 1

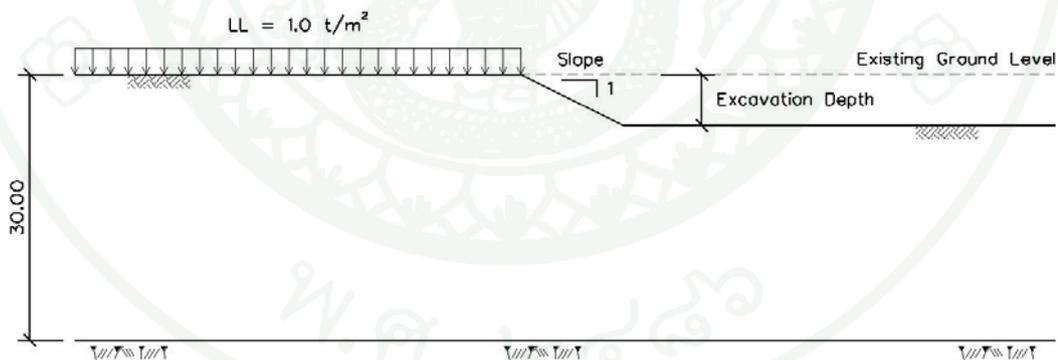
ลำดับที่	ตัวแปร	ค่าที่ใช้ในการวิเคราะห์
1	ความลึกในการขุด	0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0, 3.5 เมตร
2	ความลึกในการขุด - กรณีวิเคราะห์ความกว้างงานขุด	1.0, 2.0, 3.0, 5.0, 10.0, 15.0 เมตร
3	คุณสมบัติดินขุด – Cohesion	0.0, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0 ตัน/ตารางเมตร
4	คุณสมบัติดินขุด – Friction Angle	0, 10, 15, 20, 25, 30 องศา
5	ความลาดชันดินขุด (ตั้ง : ราบ)	1 : 0.0, 1 : 0.5, 1 : 1.0, 1 : 1.5, 1 : 2.0, 1 : 2.5, 1 : 3.0
6	ความกว้างบ่อขุด	2.0, 4.0, 6.0, 8.0, 10.0, 12.0, 14.0, 16.0, 18.0, 20.0 เมตร
7	ความหนาชั้นดิน	30.0 เมตร
8	หน่วยน้ำหนักดินขุด	2.0 ตัน/ลูกบาศก์เมตร
9	หน่วยน้ำหนักกร	1.0 ตัน/ตารางเมตร



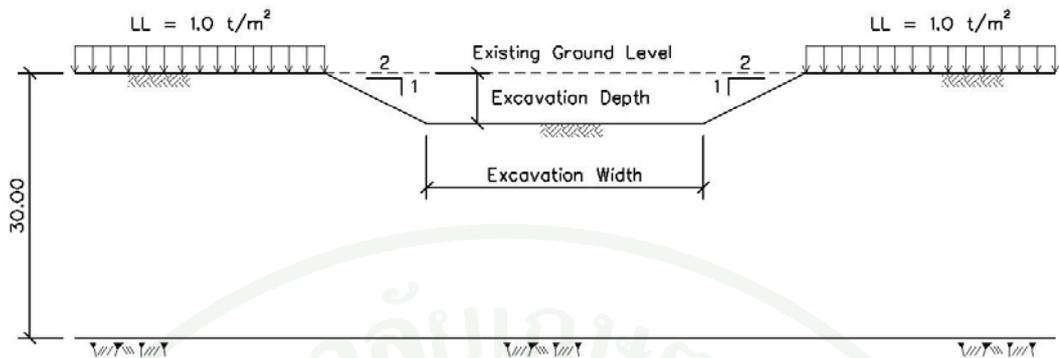
ภาพที่ 65 กรณีการวิเคราะห์สำหรับงานขุดดินที่มีลักษณะเป็นเนื้อเดียวกัน



ภาพที่ 66 กรณีกการวิเคราะห์ความกว้างบ่อขุดดิน



ภาพที่ 67 ลักษณะหน้าตัดในการวิเคราะห์สำหรับงานขุดดินที่มีลักษณะเป็นเนื้อเดียวกัน



ภาพที่ 68 ลักษณะหน้าตัดในการวิเคราะห์ความกว้างขุดดิน

กรณีที่ 2 การศึกษาความปลอดภัยเนื่องมาจากรูปแบบการรับแรงเฉือนของชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ

ที่มาของการศึกษาสำหรับกรณีที่ 2 เนื่องจากการกำเนิดของดินในแต่ละพื้นที่ที่มีความแตกต่างกันแม้บริเวณที่อยู่ใกล้กันคุณสมบัติชั้นดินอาจไม่เหมือนกัน เพราะฉะนั้นการขุดดินในบริเวณที่ชั้นดินรูปแบบแตกต่างกันออกไปอาจส่งผลต่อความปลอดภัยที่เกิดขึ้น อีกทั้งได้นำชั้น Weathered Crust มาใช้ในการพิจารณาว่าจะมีส่วนช่วยในการเพิ่มเสถียรภาพของลาดดินได้หรือไม่

สำหรับการศึกษกรณีนี้วิเคราะห์ด้วยวิธี สมดุลจำกัด(LEM), วิธีไฟไนต์อีลิเมนต์(FEM) และวิธีสมดุลจำกัดร่วมกับการพิจารณาหน่วยแรง(SBM) ซึ่งลักษณะชั้นดินที่ศึกษาคือกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ A, B และ C (สำหรับกรณีนี้ความปลอดภัย ที่ใช้ในการพิจารณา $F.S. \geq 1.0$) รายละเอียดของรูปแบบการรับแรงเฉือนของชั้นดิน(A, B และ C)สามารถอธิบายได้ดังนี้

มณฑา (2546) ได้ศึกษาพฤติกรรมของค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ(Undrained Shear Strength, S_u) และความลึกของชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ พบว่า ความสัมพันธ์ระหว่างค่า S_u และค่าความลึกของชั้นดินสามารถจำแนกออกเป็น 2 รูปแบบ

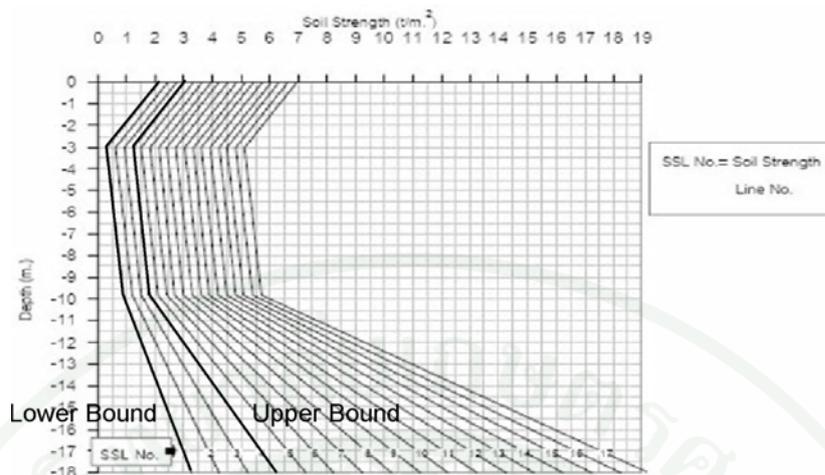
กำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ A ในช่วงต้น (ชั้น Weathered Crust) ค่า S_u จะลดลงตามความลึก จากนั้นในช่วงถัดมา (ชั้น Soft Marine Clay) ค่า S_u จะค่อย ๆ เพิ่มขึ้นตามลึกเมื่อถึงความลึกระดับหนึ่ง(Medium Clay) ค่า S_u จะเพิ่มขึ้นตามความลึกอย่างรวดเร็ว

กำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ B ในช่วงต้น (ชั้น Weathered Crust) ค่า S_u จะลดลงตามความลึก จากนั้นในช่วงถัดมา (ชั้น Soft Marine Clay) ค่า S_u จะคงที่เมื่อถึงความลึกระดับหนึ่ง (Medium Clay) ค่า S_u จะเพิ่มขึ้นตามความลึกอย่างรวดเร็ว

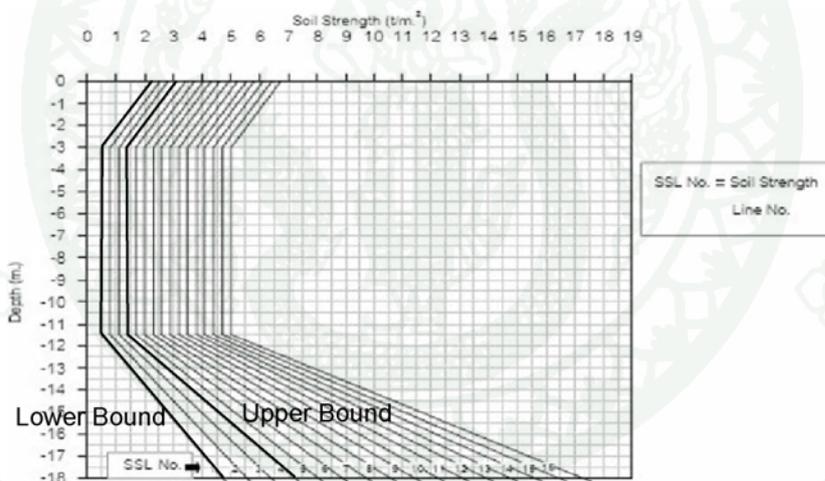
สมพงษ์ (2552) ได้ศึกษาพฤติกรรมของค่า S_u ของชั้นเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ เช่นกัน พบว่าความสัมพันธ์ระหว่างค่า S_u และค่าความลึกของชั้นดินสามารถจำแนกออกเป็น 2 รูปแบบ เรียกว่า Soil Strength Line Pattern “C” (SSL“C”) เป็นกราฟที่ไม่มีชั้น Weathered Crust และ Soil Strength Line Pattern “CC” (SSL“CC”) เป็นกราฟที่มีชั้น Weathered Crust ในการศึกษาจะรวมเป็น กำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ C แต่แยกลักษณะออกเป็น 2 แบบคือมีชั้น Weathered Crust (Pattern C) และไม่มีชั้น Weathered Crust (Pattern CC)

การศึกษาความปลอดภัยเนื่องมาจากรูปแบบการรับแรงเฉือนของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ได้นำกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ C กรณีไม่มีชั้น Weathered Crust มาเป็นฐานในการหาค่า S_u ของกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ A และ B โดยแบ่งค่า S_u ออกเป็นช่วงระหว่าง Upper Bound และ Lower Bound โดยกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ C ได้นำค่า Soil Strength Line เส้นที่ 1 (Lower Bound) และ 8 (Upper Bound) มาศึกษา และจากค่า S_u ที่ได้จากกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ C สามารถหาค่า S_u จาก Soil Strength Line ของกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ A และ B ได้แก่เส้นที่ 1 (Lower Bound) และ 4 (Upper Bound) จากทั้ง 2 รูปแบบ ภาพที่ 69, 70 และ 71 แสดง Soil Strength Line ของกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ A, B และ C เส้นที่เลือกใช้ในการวิเคราะห์ตามลำดับ

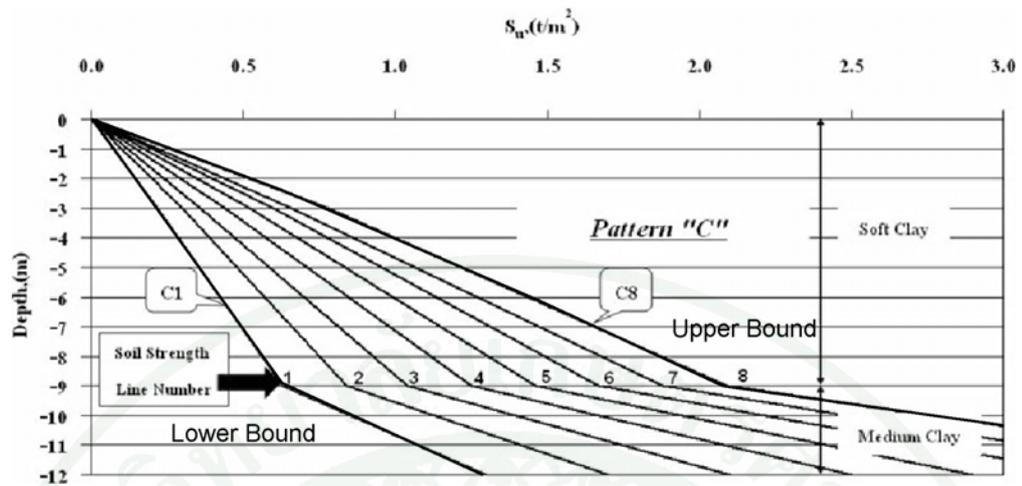
ขั้นตอนการศึกษาเริ่มจากจำลองการขุดครั้งละ 1 เมตรจนกระทั่งถึงความลึก 15 เมตร การศึกษาพิจารณาทั้งกรณีที่มีและไม่มี Weathered Crust ค่า S_u อยู่ช่วงระหว่าง Upper Bound และ Lower Bound ความลาดชัน 1:2 (โค้ง:ราบ) ทั้งนี้ไม่ได้คำนึงถึงแรงกระทำภายนอก



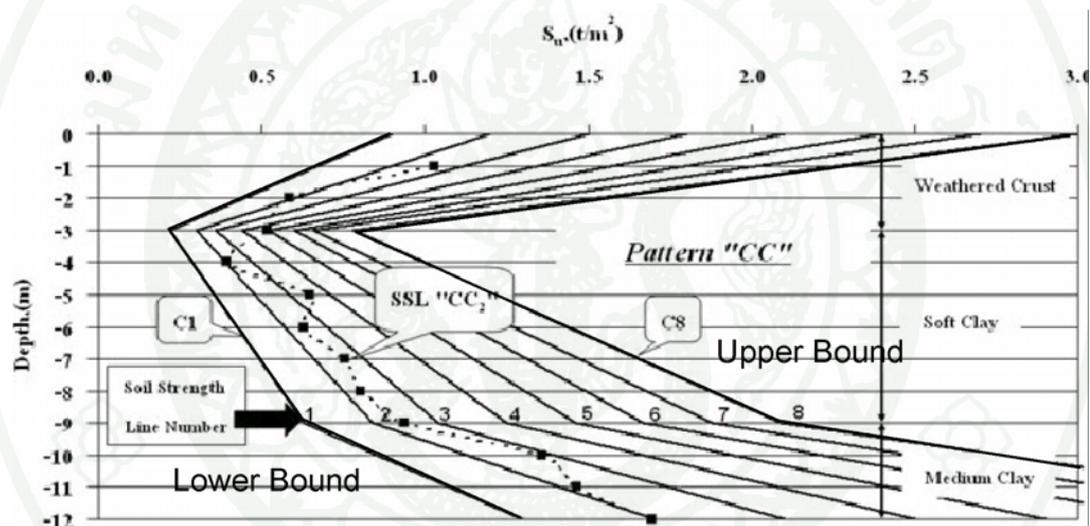
ภาพที่ 69 Soil Strength Line of Soft Bangkok Clay รูปแบบ A



ภาพที่ 70 Soil Strength Line of Soft Bangkok Clay รูปแบบ B



a. ไม่มีชั้น Weathered Crust



b. มีชั้น Weathered Crust

ภาพที่ 71 Soil Strength Line of Soft Bangkok Clay รูปแบบ C

ค่าตัวแปรที่ใช้ในการศึกษากำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ A , B และ C แสดงในตารางที่ 12, 13 และ 14 ตามลำดับ สำหรับค่าตัวแปรจากทั้ง 3 รูปแบบเกือบทั้งหมดมาจากผลการศึกษาของมณฑา (2546) และสมพงษ์ (2552) ยกเว้นค่า Young's modulus (E) และค่า Poisson's Ratio (V) ที่ได้จากการศึกษารวบรวมงานวิจัยที่ผ่านมาโดยอ้างอิงจาก ก่อรัฐ (2547) ที่ได้ตรวจเอกสารและรวบรวมไว้สำหรับการวิเคราะห์กรณีนี้กำหนดให้ค่า $E = 240S_u$ จากการศึกษาของวันชัยและชินวุฒิ (2001) อ้างโดยก่่อรัฐ (2547)

ตารางที่ 12 ค่าตัวแปร(Parameters) สำหรับกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ A

ค่าตัวแปร	ชั้นดิน(Soil Layer)						Unit		
	Weathered Crust	1	2	3	4	5		6	
γ_{sat}	15.1	14.8	15.1	15.3	15.6	16.2	17.0	kN/m ³	
γ_{usat}	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	14.0	14.0	kN/m ³	
E	E_{Lower}	1.92E+03	4.80E+02	1.20E+03	1.92E+03	2.88E+03	4.56E+03	7.20E+03	kN/m ²
	E_{Upper}	4.80E+03	2.64E+03	2.88E+03	3.84E+03	6.72E+03	9.12E+03	1.32E+04	kN/m ²
V	V_{Lower}	0.30	0.30	0.30	0.30	0.35	0.35	0.33	
	V_{Upper}	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.33	0.33	
c	c_{Lower}	8.00	2.00	5.00	8.00	12.00	19.00	30.00	kN/m ²
	c_{Upper}	20.00	11.00	12.00	16.00	28.00	38.00	55.00	kN/m ²
ϕ	0	0	0	0	0	0	0	°	

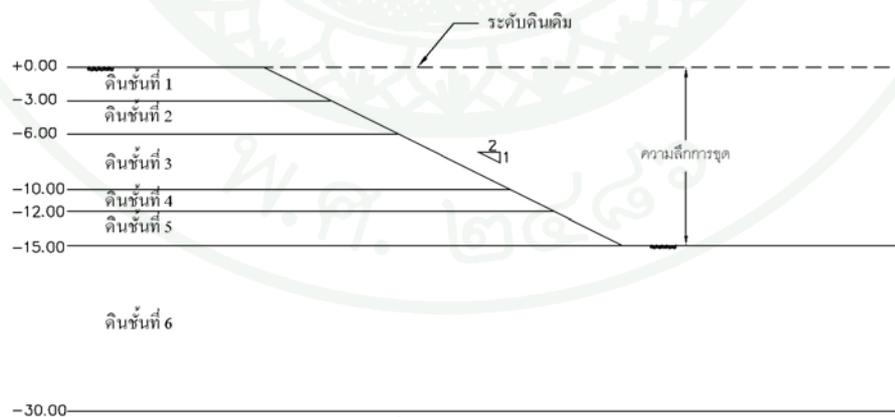
ตารางที่ 13 ค่าตัวแปร(Parameters) สำหรับกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ B

ค่าตัวแปร	ชั้นดิน(Soil Layer)				Unit	
	Weathered Crust	1	2	3		
γ_{sat}	15.6	15.1	15.9	17.4	kN/m ³	
γ_{usat}	12.0	12.0	12.0	14.0	kN/m ³	
E	E_{Lower}	3.12E+03	1.20E+03	3.60E+03	9.12E+03	kN/m ²
	E_{Upper}	5.04E+03	3.55E+03	9.12E+03	1.44E+03	kN/m ²
V	V_{Lower}	0.35	0.30	0.35	0.33	
	V_{Upper}	0.35	0.35	0.35	0.33	
c	c_{Lower}	13.00	5.00	15.00	38.00	kN/m ²
	c_{Upper}	21.00	14.80	38.00	60.00	kN/m ²
ϕ	0	0	0	0	°	

ตารางที่ 14 ค่าตัวแปร(Parameters) สำหรับกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ C

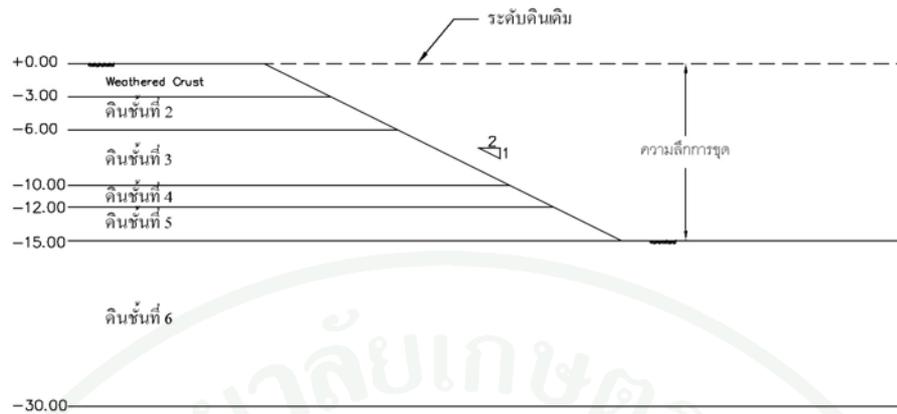
ค่าตัวแปร	ชั้นดิน(Soil Layer)					Unit	
	Weathered Crust	1	2	3	4		
γ_{sat}	16.0	16.0	18.0	18.0	20.0	kN/m ³	
γ_{usat}	14.0	14.0	15.0	15.0	16.0	kN/m ³	
E	E_{Lower}	1.22E+03	3.60E+02	8.40E+02	1.22E+03	2.35E+03	kN/m ²
	E_{Upper}	6.96E+03	1.22E+03	2.88E+03	4.08E+03	6.48E+03	kN/m ²
V	V_{Lower}	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	
	V_{Upper}	0.33	0.30	0.35	0.35	0.35	
c	c_{Lower}	5.10	1.50	3.50	5.10	9.80	kN/m ²
	c_{Upper}	12.00	5.10	12.00	17.00	27.00	kN/m ²
ϕ	0	0	0	0	0	°	

รูปร่างหน้าตัด(Geometry Section)สำหรับในการวิเคราะห์งานขุดดินที่มีลักษณะรูปแบบตามกำลังรับแรงเฉือนของรูปแบบ A ,B และ C แสดงในภาพที่ 72, 73 และ 74 ตามลำดับ



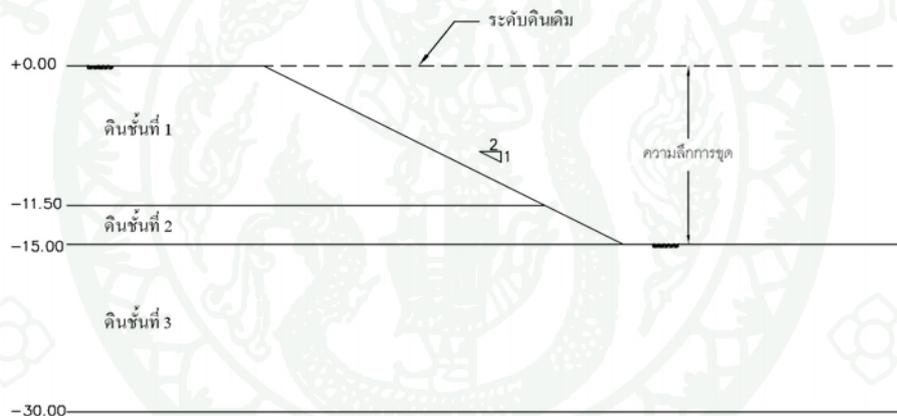
ก. ไม่มีชั้น Weathered Crust

ภาพที่ 72 รูปร่างหน้าตัดตามกำลังรับแรงเฉือนของรูปแบบ A

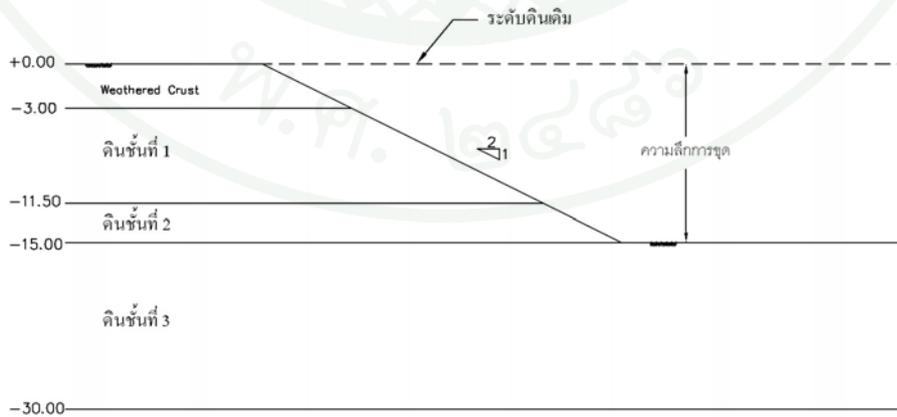


ข. มีชั้น Weathered Crust

ภาพที่ 72(ต่อ)

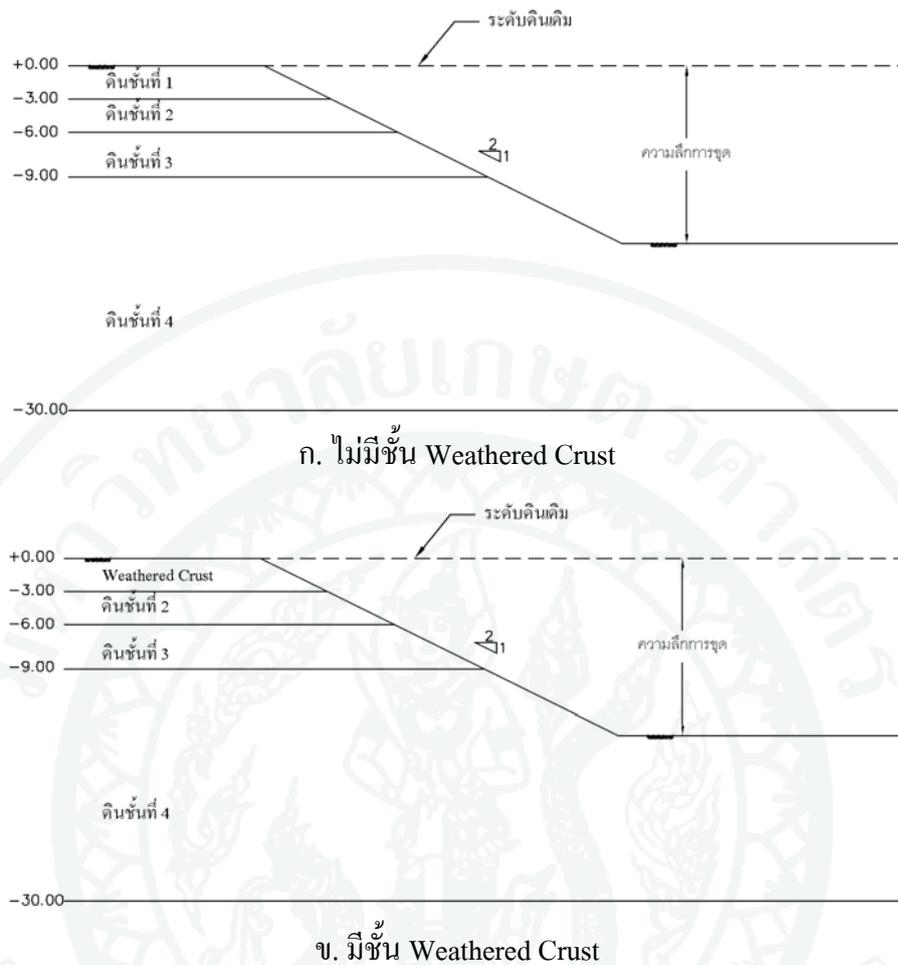


ก. ไม่มีชั้น Weathered Crust



ข. มีชั้น Weathered Crust

ภาพที่ 73 รูปร่างหน้าตัดตามกำลังรับแรงเฉือนของรูปแบบ B



ภาพที่ 74 รูปร่างหน้าตัดตามกำลังรับแรงเฉือนของรูปแบบ C

2. การวิเคราะห์ย้อนกลับการพังทลายของบ่อขุดดินเพื่อเปรียบเทียบความถูกต้องของวิธีการวิเคราะห์

เนื่องจากการขุดดินระดับลึกในพื้นที่ดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ เพื่อนำดินไปขายมีการเจริญเติบโตขึ้นมาก แต่มีมาตรฐานในการดำเนินงานต่ำ บ่อดิน ณ อ.ไทรน้อย จ.นนทบุรี เป็นอีกพื้นที่หนึ่ง ที่ทำการขุดดินเพื่อนำไปขายหลังจากปล่อยทิ้งไว้เป็นเวลาประมาณ 1 ปี จึงเกิดพิบัติขึ้นซึ่งทำให้เกิดความเสียหายต่อพื้นที่ทำกินของชาวบ้านที่อยู่บริเวณข้างเคียง การศึกษากรณีนี้ศึกษาถึงสาเหตุของการพังทลายของบ่อขุดดิน จ.นนทบุรี โดยทำการเปรียบเทียบวิธีการวิเคราะห์จากทั้ง 3 วิธี เพื่อหาวิธีที่เหมาะสมสำหรับการวิเคราะห์นี้ โดยนำผลการศึกษาเปรียบเทียบข้อมูลที่ได้จากการ

พิบัติจริง ข้อมูลที่นำมาทำการศึกษาได้แก่ ระดับน้ำใต้ดิน,ระดับน้ำในบ่อขุดดิน,ผลการเจาะสำรวจ และผลการทดสอบดินมาใช้ในการสร้างแบบจำลอง

กรณีที่ 3 การวิเคราะห์ย้อนกลับการพิบัติของบ่อขุดดิน จังหวัดนนทบุรี

ข้อมูลพื้นที่และการพิบัติของบ่อขุดดิน

เนื่องจากองค์การบริหารส่วนจังหวัดนนทบุรี ได้ดำเนินการปรับปรุงเขื่อนดินเพื่อควบคุมระดับและปริมาณของน้ำในพื้นที่กักเก็บน้ำและวิเคราะห์ความมั่นคงของลาดดินในพื้นที่ก่อสร้างสถานที่ฝังกลบขยะมูลฝอย ส่วนขยาย 2 (พื้นที่บ่อดิน) ซึ่งตั้งอยู่บริเวณ ต.คลองขวาง อ.ไทรน้อย จ.นนทบุรี โดยอาศัยบ่อขุดดินเพื่อการพาณิชย์ที่ได้ดำเนินการเสร็จสิ้นแล้ว ซึ่งได้ดำเนินการขุดดินขายจนถึงความลึกประมาณ 15 เมตร และไม่ได้มีการดูแลรักษา ทั้งนี้ใช้เวลาการขุดประมาณ 10 ปี ในการขุดถึงระดับดังกล่าว ตำแหน่งที่ตั้งของโครงการและลักษณะโดยทั่วไปของบ่อฝังกลบขยะมูลฝอยแสดงดังภาพที่ 75 และ 76 ตามลำดับ

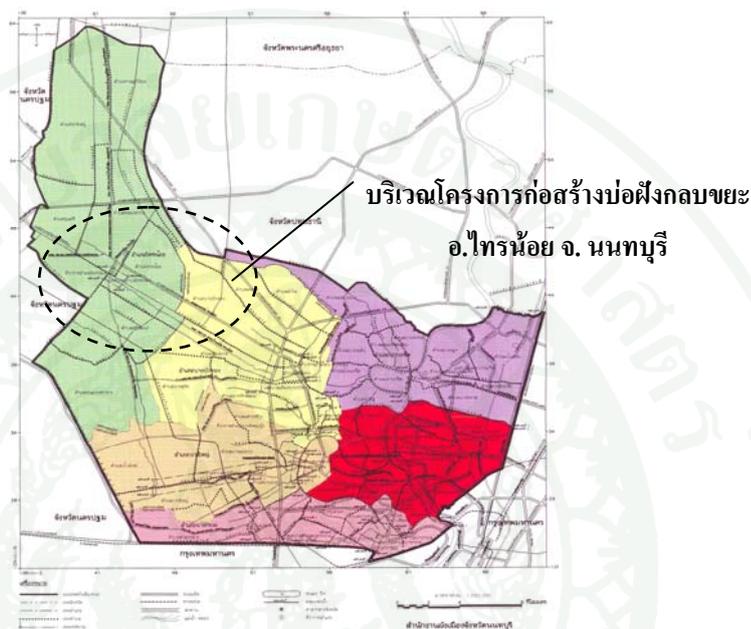
หลังการขุดเสร็จสิ้นเป็นระยะเวลา 1 ปี ได้เกิดการเลื่อนไถลของลาดดินบริเวณใกล้กับพื้นที่ทำกินของชาวบ้านโดยเมื่อปลายปี พ.ศ. 2549 ได้เกิดการพิบัติขึ้นที่จุดที่ 1 เมื่อวันที่ 25 กันยายน พ.ศ. 2550 และวันที่ 31 ตุลาคม พ.ศ. 2551 เกิดการพิบัติขึ้นบริเวณจุดที่ 2 และ 3 ในพื้นที่ดำเนินการตามลำดับ (ภาพที่ 77) บริเวณที่เกิดการพิบัติแสดงเส้นชั้นความสูงในภาพที่ 78 ทั้งนี้บริเวณการพิบัติที่ 3 หน้าตัด E เป็นบริเวณที่นำมาทำการศึกษาการวิเคราะห์ย้อนกลับของการพิบัติของบ่อขุดดิน

ผลการเจาะสำรวจและผลการทดสอบดิน

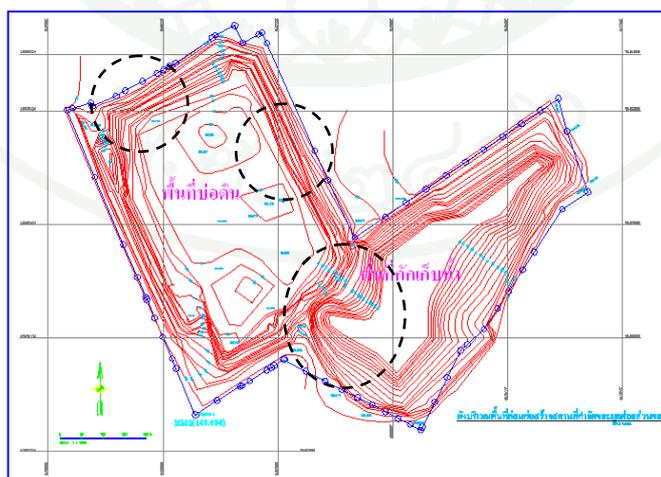
ผลการเจาะสำรวจ

ศูนย์วิจัยและพัฒนาวิศวกรรมปฐพีและฐานราก มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ ได้ทำการเจาะสำรวจดินทั้งหมดจำนวน 5 หลุม เพื่อทำการออกแบบป้องกันและแก้ไขการพิบัติของลาดบ่อขุดดินให้กับ อบจ. นนทบุรี ตำแหน่งที่ทำการเจาะสำรวจแสดงในภาพที่ 79 การวิเคราะห์นี้ได้นำผลการเจาะสำรวจ BH-5 มาทำการศึกษาเนื่องจากเป็นตำแหน่งหน้าตัด E (Section E) ที่เกิดการพิบัติ บ่อขุดดินมีความลึกในการขุดที่ -15 เมตร ขณะที่พิบัติมีน้ำอยู่ในบ่อที่ระดับประมาณ -8.0 ถึง -9.0 เมตรจากระดับปากบ่อ(ระดับปากบ่อเท่ากับ ± 0.0 เมตร) นอกจากนี้ยังได้บันทึกข้อมูลเพื่อติดตามผลการ

เปลี่ยนแปลงของระดับแรงดันน้ำในพื้นที่โครงการฯ โดยการติดตั้ง Stand Pipe Piezometer ณ บริเวณใกล้เคียงการพิบัติ โดยในช่วงเวลาการพิบัติพบว่าระดับน้ำใต้ดินสูงขึ้นเป็น -1.2 เมตร (ได้จากการเจาะสำรวจหลังการพิบัติ)



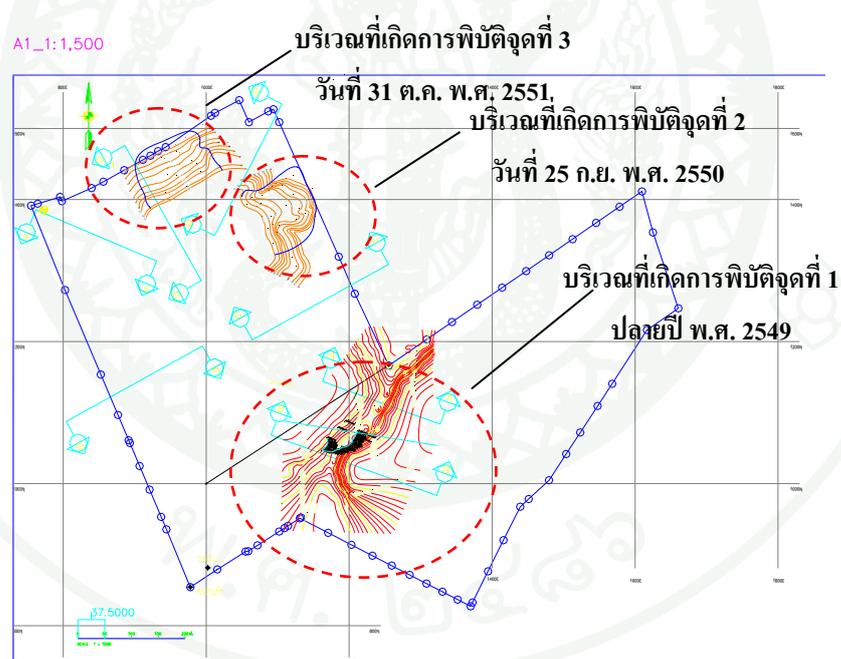
ภาพที่ 75 แผนที่บริเวณที่ตั้งของการพิบัติของบ่อดิน อบจ.นนทบุรี จังหวัดนนทบุรี



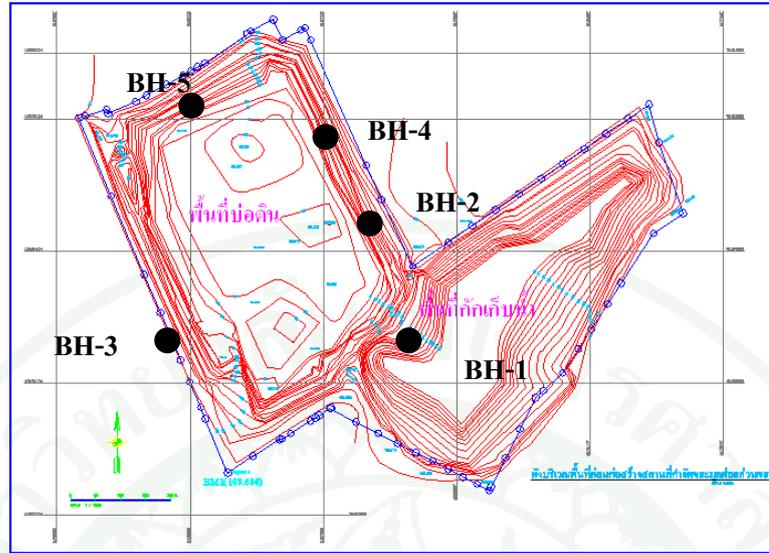
ภาพที่ 76 ลักษณะและขอบเขตของพิบัติของบ่อดิน อบจ.นนทบุรี จังหวัดนนทบุรี



ภาพที่ 77 พื้นที่ความเสียหายจากการไหลของลาดดินบริเวณหน้าตัด E



ภาพที่ 78 ลักษณะเส้นชั้นความสูง (Contour) กรณีการพังทลายของบ่อดิน



ภาพที่ 79 ตำแหน่งหลุมเจาะสำรวจ

ลักษณะชั้นดิน (Soil Profile)

จากการสำรวจชั้นดิน BH-5 พบว่าลักษณะชั้นดินแสดงดังภาพที่ 80 โดยได้ทำการเก็บตัวอย่างดินคงสภาพในช่วงดินเหนียวอ่อน ณ ตำแหน่งที่ระบุในภาพเพื่อนำมาทดสอบ Triaxial



ภาพที่ 80 ลักษณะชั้นดิน BH-5

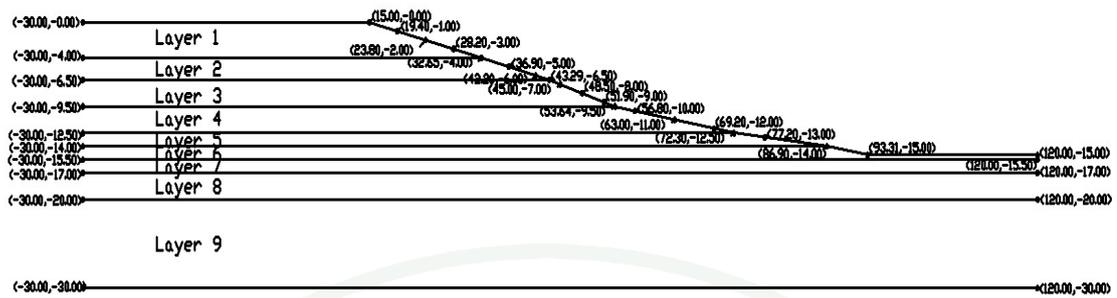
การทดสอบดิน

ชั้นดินที่ 1 ถึงชั้นดินที่ 4 คุณสมบัติของชั้นดินและค่าตัวแปรสำหรับการวิเคราะห์ที่เกือบทั้งหมดได้มาจากผลการทดสอบ Triaxial Test ประเภท CU –Test ยกเว้นค่า Poisson' s Ratio (V) ได้มาจากผลการวิจัยศึกษาความสัมพันธ์ระหว่างค่า V กับชนิดของดิน อ้างอิงจากก้องรัฐ(2547) สำหรับชั้นดินที่ 5 ถึง 9 ค่าตัวแปรที่ได้นำมาจากการแปรผลของการทดสอบค่า SPT ซึ่งค่าตัวแปร E ได้จากการประมาณค่าโดยให้ค่า $E=240S_u$ จากการศึกษาความสัมพันธ์ระหว่างค่า E กับค่า S_u อ้างอิงจาก ก้องรัฐ(2547)ส่วนค่า V ได้มาจากการศึกษาที่กล่าวมาข้างต้น ตารางที่ 15 แสดงค่าตัวแปรที่ใช้ในการวิเคราะห์การวิเคราะห์ใช้ค่าตัวแปรแบบแรงดันประสิทธิผล (Effective Stress Parameter)

รูปร่างหน้าตัด(Geometry Section)สำหรับในการวิเคราะห์ย้อนกลับการบีบอัดของบ่อขุดดินนี้ได้ทำการศึกษาเฉพาะบริเวณการบีบอัดที่ Section E (ภาพที่ 81)

ตารางที่ 15 ค่าตัวแปรหน่วยประสิทธิผล (Effective Stress Parameter)ที่ใช้ในการวิเคราะห์

ชั้นดิน (Soil Layer)	ความหนา (m)	ค่าตัวแปร(Parameters)					
		γ_{sat} (kN/m ³)	γ_{unsat} (kN/m ³)	E (kN/m ²)	V	c' (kN/m ²)	ϕ' (°)
1	4.0	17.1	11.5	2,399	0.35	5.2	13.49
2	2.5	16.1	9.7	6,289	0.33	39.0	6.13
3	3.0	16.2	10.1	3,267	0.35	13.4	10.56
4	3.0	16.0	9.7	9,973	0.35	10.1	9.97
5	1.5	17.0	12.0	31,290	0.33	173.3	0
6	1.5	17.0	12.0	52,610	0.33	213.3	0
7	1.5	18.0	13.0	56,720	0.33	246.7	0
8	3.0	18.0	13.0	60,830	0.2	333.3	0
9	10.0	18.0	13.0	82,200	0.3	0.2	40



ภาพที่ 81 รูปร่างหน้าตัด (Section E) สำหรับการวิเคราะห์ย้อนกลับของบ่อดิน

วิธีการศึกษา

การศึกษาพฤติกรรมการขุดดินที่ส่งผลต่อการเปลี่ยนแปลงความปลอดภัยของพื้นที่ลาดบ่อขุดดิน เริ่มจากการจำลองการขุดบ่อดินครั้งละ 1 เมตรจนกระทั่งถึง -15 เมตร ทั้งนี้เพื่อให้สอดคล้องกับการขุดดินที่ดำเนินการในระยะเวลาอันยาวนาน โดยศึกษาว่าที่ระดับน้ำใต้ดินเท่าไรที่บ่อขุดดินยังไม่เกิดการพังถล่มเมื่อระดับความลึกการขุดถึง -15 เมตร ทั้งนี้ค่าที่ได้ของระดับน้ำใต้ดินที่ไม่ก่อให้เกิดการพังถล่มต้องสอดคล้องกับผลการสำรวจ จากนั้นทำการจำลองการขุดที่ความลึกการขุด -15 เมตร และมีน้ำขังในบ่อขุดดิน โดยทำการสมมติให้น้ำในบ่อดินเริ่มต้นที่ระดับ -3.0 เมตรจากปากบ่อ จากนั้นค่อยๆลดระดับน้ำในบ่อขุดดินจนกระทั่งเกิดการพังถล่มขึ้น ทั้งนี้ขั้นตอนนี้จะให้ระดับน้ำใต้ดินคงที่เท่ากับ -1.2 เมตร (เท่ากับระดับน้ำใต้ดินขณะพังถล่ม) โดยเปรียบเทียบผลที่ได้จากการวิเคราะห์ 3 วิธี กับการพังถล่มที่เกิดขึ้นจริง รายละเอียดวิธีการวิเคราะห์และแบบจำลอง เช่นเดียวกับการศึกษา กำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ A, B และ C ดังแสดงในตารางที่ 16

สรุปวิธีการวิเคราะห์และแบบจำลองในการพิจารณาสำหรับการศึกษากกรณีต่างๆ แสดงดังตารางที่ 16

ตารางที่ 16 วิธีการวิเคราะห์และแบบจำลองในการศึกษา

วิธี	โปรแกรม	เสถียรภาพ ลาดชัน	แบบจำลอง ขอบเขตการพิบัติ	แบบจำลองพฤติกรรมวัสดุ		กรณีศึกษา
LEM	KUSlope2.0	Bishop	Mohr-Columb	Rigid Perfectly Plastic		1,2,3
FEM	PLAXIS 8.2		Mohr-Columb	Elastic Perfectly Plastic		2,3
SBM	Geo Studio 2004	Bishop	Mohr-Columb	LEM	FEM	2,3
				Rigid Perfectly Plastic	Linear-Elastic	

ผลและวิจารณ์

1. การศึกษาความอ่อนไหวของตัวแปร(Parametric Study)

กรณีที่ 1 การศึกษาความลึก ความกว้างและความลาดชันที่มีผลต่อพฤติกรรมความปลอดภัยของงานขุด

การศึกษากรณีที่ 1 วิเคราะห์ด้วยวิธี LEM ชั้นดินมีลักษณะเป็นเนื้อเดียวกัน(Homogeneous Soil) กำหนดให้หน่วยน้ำหนักจรร(LL) เท่ากับ 1 t/m^2 ผลการศึกษามีรายละเอียดดังนี้(สำหรับกรณีนี้ความปลอดภัย ที่ใช้ในการพิจารณา $F.S. \geq 1.5$)

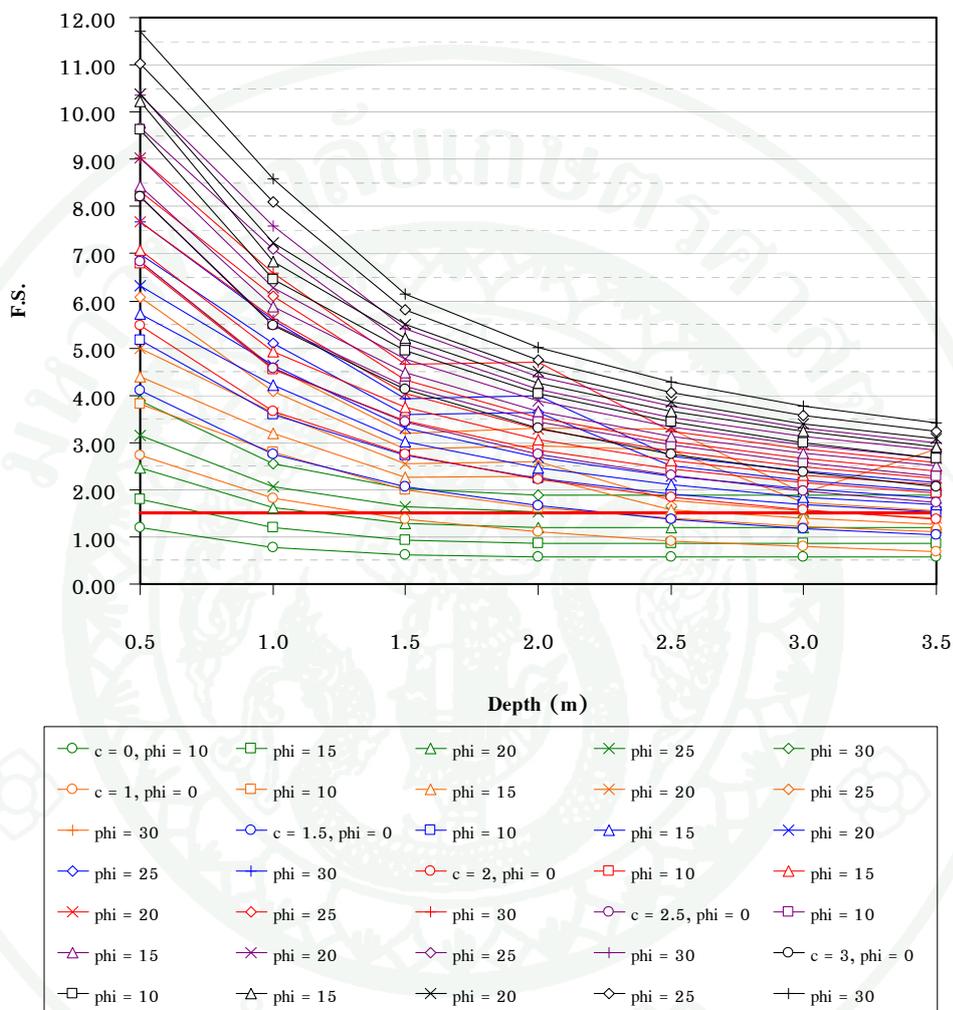
(1) งานขุดดินทั่วไป

จากผลการวิเคราะห์ค่าอัตราส่วนปลอดภัย(F.S.)ที่ความลึกในการขุด และความลาดชันต่างๆ เมื่อชั้นดินขุดมีกำลังที่แตกต่างกัน พบว่าทั้งความลึกและความลาดชันการขุดมีผลต่อค่า F.S. ภาพที่ 82 แสดงการตัดลาดดินด้วยความชัน 1 : 2 (ตั้ง: ราบ) ซึ่งค่า F.S. มีค่าลดลงตามความลึกการขุดและภาพที่ 83 แสดงความชันที่มากขึ้นส่งผลให้ค่า F.S. ลดลง สำหรับรายละเอียดเพิ่มเติมแสดงในภาคผนวก ก อย่างไรก็ตามพฤติกรรมดังกล่าวเป็นพฤติกรรมปรกติที่ควรจะเป็น

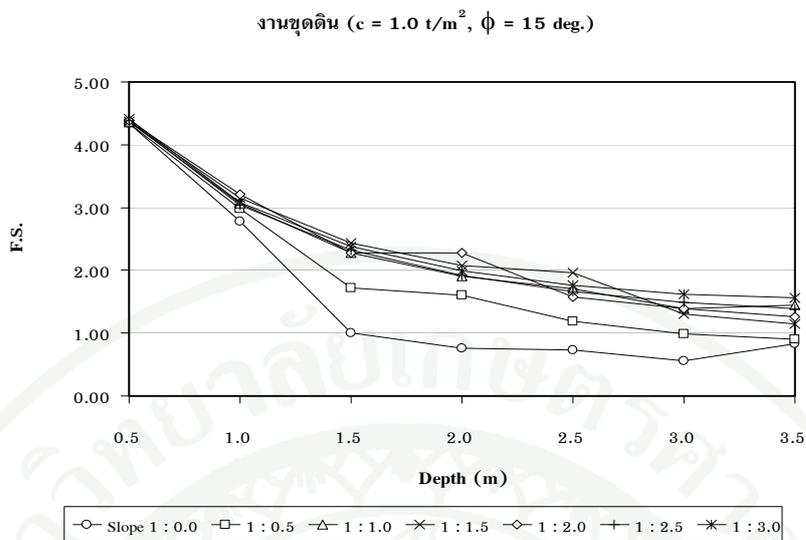
(2) งานขุดดินที่ความกว้างปากบ่อขุดไม่เท่ากัน

ผลการวิเคราะห์พบว่าความกว้างปากบ่อขุดไม่มีผลต่อเสถียรภาพของลาดดินทุกลักษณะชั้นดิน ดังภาพที่ 84 แสดงตัวอย่างกรณีการขุดที่ความลึก 3.0 เมตร ซึ่งจะเห็นว่าเส้นกราฟวางตัวในแนวนอนทุกความกว้างในการขุด สำหรับรายละเอียดเพิ่มเติมแสดงในภาคผนวก ข

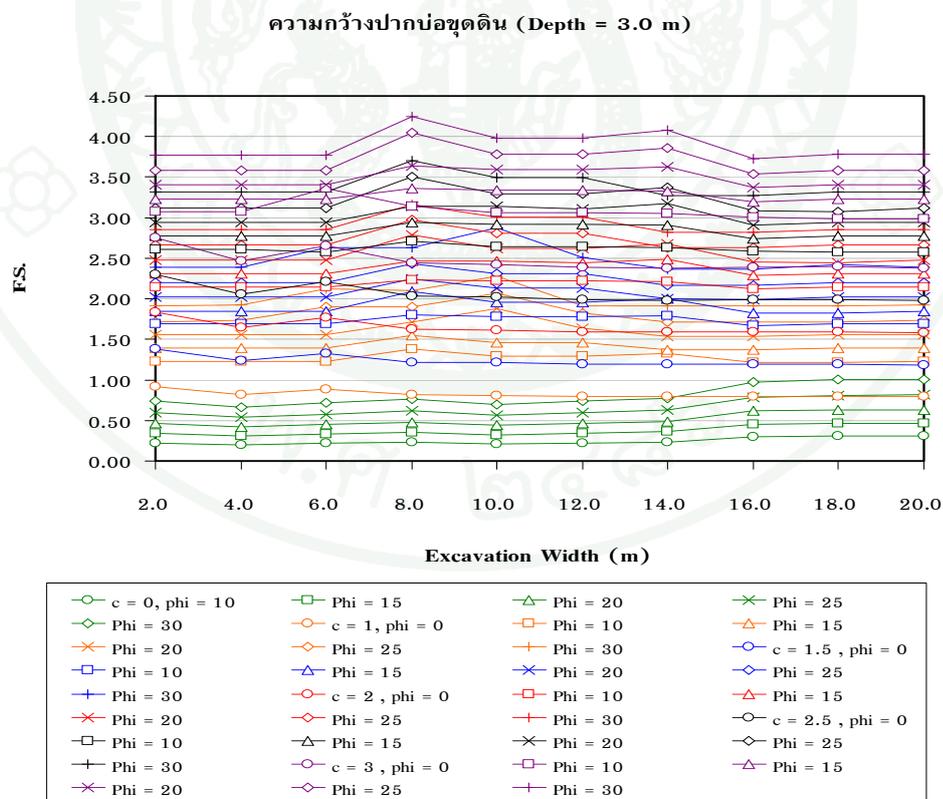
งานขุดดิน (Slope 1 : 2.0)



ภาพที่ 82 ผลการวิเคราะห์สำหรับงานขุดดิน กรณีความลาดชัน 1 : 2.0



ภาพที่ 83 อัตราส่วนปลอดภัยสำหรับงานขุด เมื่อดินมีค่า $c = 1.0 \text{ t/m}^2, \phi = 15 \text{ deg.}$



ภาพที่ 84 ผลการวิเคราะห์สำหรับความกว้างปากบ่อขุดไม่เท่ากัน กรณีขุดลึก 3.0 เมตร

กรณีศึกษาที่ 2 การศึกษาความปลอดภัยเนื่องมาจากรูปแบบการรับแรงเฉือนของชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ

การศึกษาค่าความปลอดภัย(F.S.)ของกรณีศึกษาที่ 2 ได้จากการวิเคราะห์ตามกำลังการรับแรงเฉือนของชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ได้แก่ กำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ A, B และ C ด้วยวิธีวิเคราะห์ 3 วิธี คือ 1) วิธี LEM 2) วิธี FEM และ 3) วิธี SBM ผลการศึกษามีรายละเอียดดังต่อไปนี้ (สำหรับการศึกษานี้ กำหนดให้การพิบัติเกิดขึ้นเมื่อ $F.S. < 1.00$)

1. วิธี LEM

การศึกษาค่าความปลอดภัย(F.S.) อันเนื่องมาจากรูปแบบกำลังการรับแรงเฉือนของชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ด้วยวิธี LEM โดยกำหนดให้ค่า S_u มีความแปรปรวนอยู่ในช่วงจำกัดเป็นช่วง Upper Bound ซึ่งมีค่า S_u เฉลี่ยประมาณ 1.5 t/m^2 เป็นตัวแทนของ S_u ดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ และช่วง Lower Bound ซึ่งมีค่า S_u ต่ำมากอยู่ในช่วง Very Soft Clay ซึ่งเป็นตัวแทนของดินเหนียวอ่อนในบางพื้นที่ที่ดินอ่อนมาก โดยใช้ความชันการขุดที่ 1:2 (ตั้ง:ราบ) เพราะจากการศึกษากรณีศึกษาที่ 1 เรื่องของความชันที่ส่งผลต่อเสถียรภาพของลาดงานขุดพบว่าความลาดชันควรมีความลาด $\geq 1:2$ จึงจะปลอดภัยสำหรับงานขุดดิน สำหรับกรณีการศึกษานี้จึงพิจารณาความลาดชันที่ 1:2 อีกทั้งพิจารณาค่า F.S. ทั้งกรณีที่มีและไม่มีชั้น Weathered Crust ผลการศึกษาดังนี้

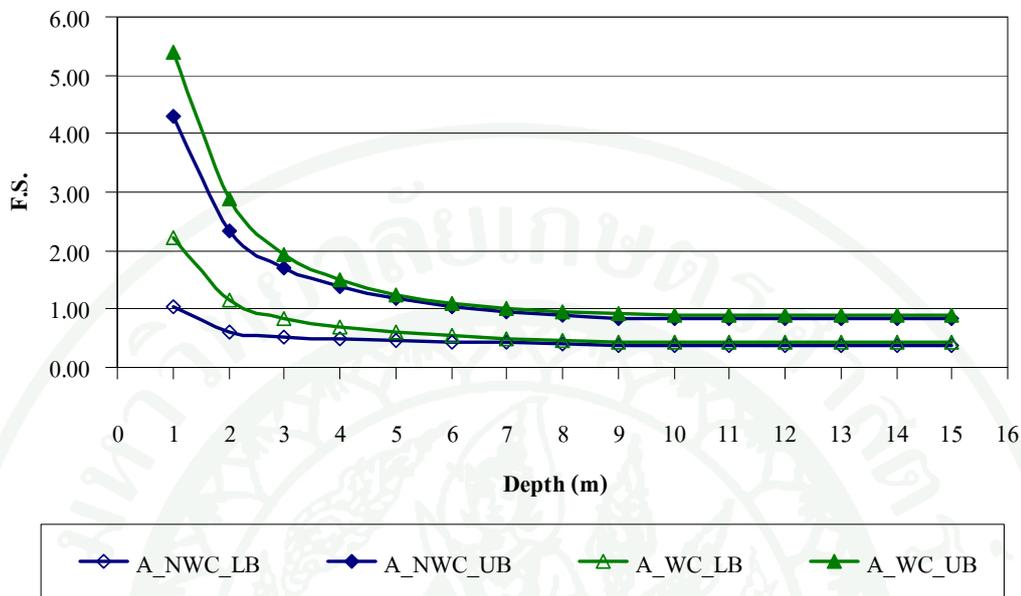
1.1 ลักษณะกำลังการรับแรงเฉือนรูปแบบ A

สำหรับค่า F.S. ที่ได้จากการศึกษาตามความลึกการขุดตั้งแต่ 1 เมตร ถึง 15 เมตร จากทั้งกรณีที่มีและไม่มีชั้น Weathered Crust แสดงดังตารางที่ 17 และเพื่อให้ง่ายจึงนำค่าที่ได้ทำการพล็อตกราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่า F.S. กับความลึกการขุด แสดงในภาพที่ 85 การศึกษาพบว่ากรณีที่ไม่มีความชื้น Weathered Crust ค่า F.S. ที่ได้จากช่วงขอบเขตล่าง(Lower Bound) ของเส้นกำลังการรับแรงเฉือนสามารถขุดสูงสุดได้เพียง 1 เมตร ซึ่งต่างจากค่า F.S. ที่ได้จากช่วงขอบเขตบน(Upper Bound) สามารถขุดสูงสุดได้ถึง 6 เมตร และกรณีที่มีความชื้น Weathered Crust พบว่าสามารถขุดสูงสุดได้ 2 เมตร และ 7 เมตร สำหรับช่วง Lower Bound และช่วง Upper Bound ตามลำดับ ซึ่งจะเห็นว่ากรณีที่มีความชื้น Weathered Crust ช่วยให้อายุการใช้งานของลาดชันและความลึกการขุดเพิ่มขึ้น นอกจากนี้

สำหรับกรณีที่มีและไม่มีชั้น Weathered Crust ค่า F.S. ที่ได้จากทั้งความลึกการขุด 7 เมตรและ 8 เมตร ตามลำดับ เป็นต้นไป มีค่าใกล้เคียงกัน ทั้งนี้เนื่องจากการพิบัติได้เกิดที่บริเวณชั้นดินอ่อนแล้ว

ตารางที่ 17 ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี LEM กำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ A

ความลึกการขุด (ม.)	F.S.(LEM)_Pattern A			
	ไม่มี Weathered Crust		Weathered Crust	
	Lower Bound	Upper Bound	Lower Bound	Upper Bound
1	1.046	4.309	2.218	5.404
2	0.606	2.333	1.154	2.890
3	0.517	1.711	0.838	1.944
4	0.489	1.386	0.694	1.508
5	0.452	1.175	0.601	1.252
6	0.431	1.034	0.549	1.103
7	0.428	0.956	0.486	1.004
8	0.401	0.884	0.455	0.945
9	0.383	0.842	0.434	0.917
10	0.378	0.834	0.427	0.906
11	0.379	0.834	0.427	0.906
12	0.379	0.833	0.427	0.906
13	0.379	0.833	0.427	0.907
14	0.379	0.833	0.427	0.907
15	0.379	0.833	0.427	0.907



หมายเหตุ ; เมื่อ NWC = ไม่ได้พิจารณาชั้น Weathered Crust ,WC = พิจารณาชั้น Weathered Crust และ UB = Upper Bound, LB = Lower Bound

ภาพที่ 85 ค่า F.S. กับความลึกการขุดของดินที่มีกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ A โดยวิธี LEM

1.2 ลักษณะกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ B

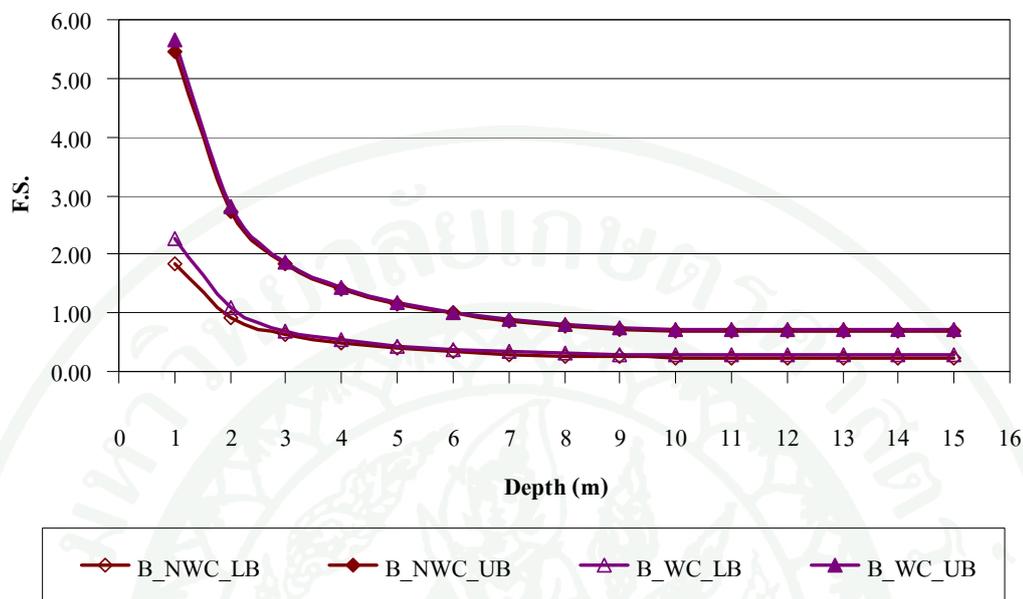
สำหรับค่า F.S. ที่ได้จากการศึกษาตามความลึกการขุด แสดงดังตารางที่ 18 และแสดงในภาพที่ 86 การศึกษาพบว่ากรณีไม่มีชั้น Weathered Crust ช่วง Lower Bound เมื่อขุด 1 เมตร ค่า F.S. ที่ได้ค่อนข้างมาก(F.S. = 1.893) แต่เมื่อทำการขุดที่ระดับ 2 เมตรปรากฏว่าค่า F.S. ลดลงมาก (F.S. = 0.926) สำหรับค่า F.S. ที่ได้จากช่วง Upper Bound สามารถขุดสูงสุดได้ที่ความลึก 5 เมตร สำหรับกรณีมีชั้น Weathered Crust พบว่าช่วง Lower Bound และ Upper Bound ความลึกสูงสุดที่ขุดได้ 2 เมตร และ 6 เมตร ตามลำดับ

นอกจากนี้สำหรับช่วง Upper Bound ค่า F.S. ที่ได้จากกรณีที่มีและไม่มีชั้น Weathered Crust มีค่าใกล้เคียงกันมากตลอดทุกความลึก สำหรับช่วง Lower Bound เมื่อขุดถึงระดับ 5 เมตร

ความปลอดภัยที่ได้จากที่มีและไม่มีชั้น Weathered Crust มีค่าใกล้เคียงกัน ทั้งนี้เนื่องจากการพิบัติได้เกิดที่บริเวณชั้นดินด้านบนที่เป็นดินอ่อน สำหรับกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ B การมีชั้น Weathered Crust ไม่ได้ช่วยให้ค่าความปลอดภัยเพิ่มมากขึ้น เนื่องจากกำลังรับแรงเฉือนของรูปแบบ B มีค่าคงที่ตลอดชั้นดินเหนียวอ่อน

ตารางที่ 18 ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี LEM กำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ B

ความลึกการขุด (ม.)	F.S.(LEM)_Pattern B			
	ไม่มี Weathered Crust		Weathered Crust	
	Lower Bound	Upper Bound	Lower Bound	Upper Bound
1	1.839	5.443	2.270	5.650
2	0.926	2.740	1.094	2.807
3	0.624	1.848	0.703	1.865
4	0.476	1.411	0.540	1.432
5	0.390	1.153	0.443	1.176
6	0.333	0.993	0.380	1.010
7	0.294	0.871	0.337	0.894
8	0.266	0.788	0.306	0.810
9	0.245	0.729	0.283	0.752
10	0.242	0.699	0.281	0.724
11	0.239	0.698	0.276	0.720
12	0.239	0.698	0.276	0.720
13	0.239	0.698	0.276	0.720
14	0.239	0.694	0.276	0.722
15	0.239	0.694	0.276	0.722



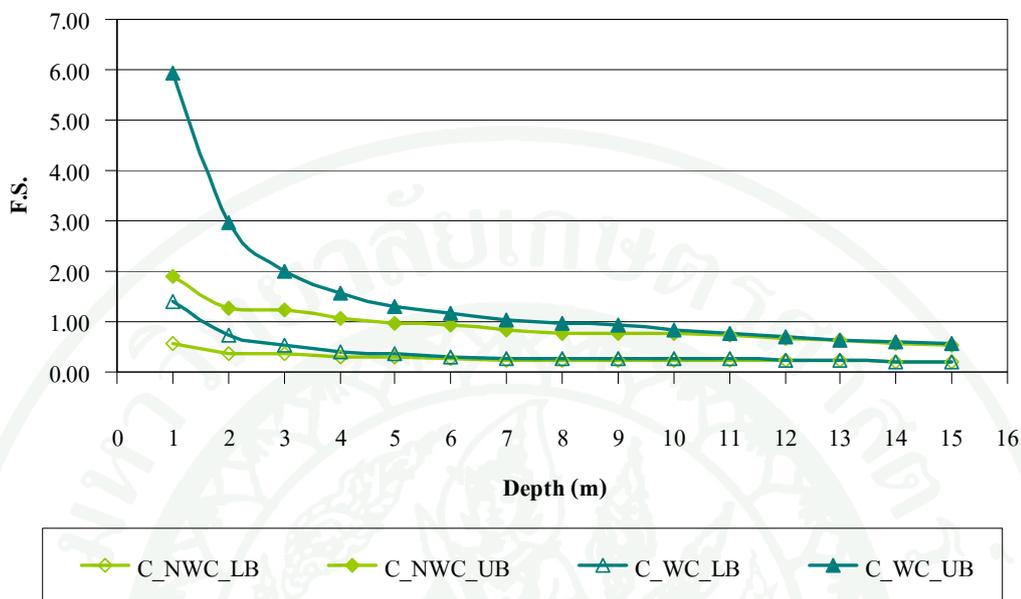
ภาพที่ 86 ค่า F.S. กับความลึกการขุดของดินที่มีกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ B โดยวิธี LEM

1.3 ลักษณะกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ C

ค่า F.S. ที่ได้จากการศึกษาตามความลึกการขุด แสดงดังตารางที่ 19 และแสดงในภาพที่ 87 การศึกษาพบว่ากรณีไม่มีชั้น Weathered Crust สำหรับช่วง Lower Bound ไม่สามารถขุดได้ในทุกความลึก (ค่า F.S. น้อยกว่า 1.00) แต่ช่วง Upper Bound สามารถขุดสูงสุดได้ที่ความลึก 4 เมตร ต่างจากกรณีมีชั้น Weathered Crust พบว่าช่วง Lower Bound และ ช่วง Upper Bound สามารถขุดสูงสุดได้ที่ความลึก 1 และ 7 เมตร ตามลำดับ สำหรับกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ C กรณีที่มีชั้น Weathered Crust ทำให้เสถียรภาพความปลอดภัยและความลึกการขุดเพิ่มมากขึ้น โดยเฉพาะในช่วง Upper Bound

ตารางที่ 19 ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี LEM กำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ C

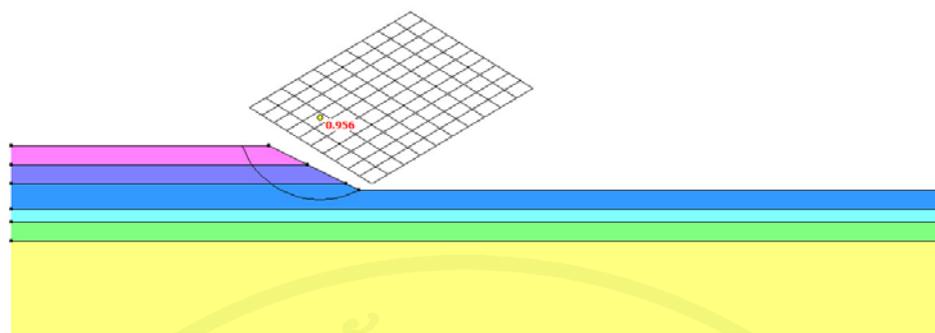
ความลึกการขุด (ม.)	F.S.(LEM)_Pattern C			
	ไม่มี Weathered Crust		Weathered Crust	
	Lower Bound	Upper Bound	Lower Bound	Upper Bound
1	0.560	1.905	1.395	5.928
2	0.366	1.280	0.728	2.965
3	0.368	1.223	0.521	2.005
4	0.315	1.081	0.413	1.569
5	0.288	0.969	0.351	1.315
6	0.269	0.923	0.312	1.163
7	0.246	0.838	0.279	1.040
8	0.229	0.778	0.259	0.972
9	0.226	0.762	0.256	0.947
10	0.226	0.762	0.256	0.845
11	0.226	0.744	0.256	0.765
12	0.226	0.680	0.247	0.699
13	0.226	0.627	0.228	0.645
14	0.210	0.583	0.212	0.601
15	0.196	0.546	0.199	0.563



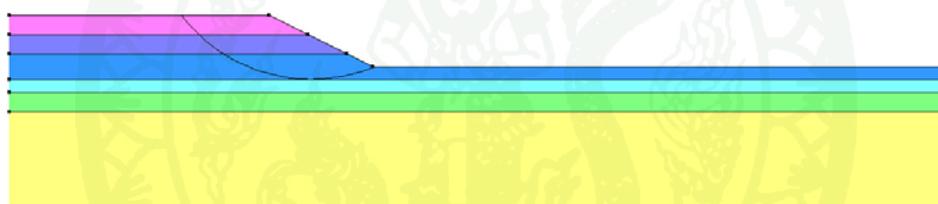
ภาพที่ 87 ค่า F.S. กับความลึกการขุดของดินที่มีกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ C โดยวิธี LEM

เนื่องจากค่า F.S. ที่ได้จากค่ากำลังรับแรงเฉือนของแต่ละรูปแบบในช่วง Lower Bound มีค่าน้อยมากไม่ได้ช่วยให้เสถียรภาพของลาดชันดีขึ้นมากนัก การกล่าวถึงผลที่ได้จากการศึกษาต่อจากนี้ไปจะไม่พิจารณาค่าที่ได้จากช่วง Lower Bound แต่จะพิจารณาเฉพาะช่วง Upper Bound เท่านั้น และให้นิยามของช่วง Upper Bound คือ ค่ากำลังรับแรงเฉือน (S_u) ที่เป็นตัวแทนของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ (S_u เฉลี่ย $\approx 1.5 \text{ t/m}^2$)

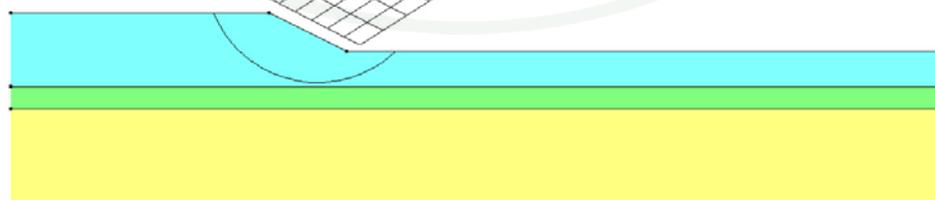
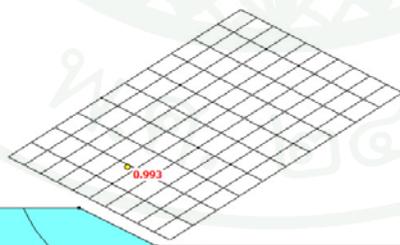
ภาพที่ 88 ถึง 93 แสดงวงการพิบัติสำหรับความลึกสูงสุดที่สามารถขุดได้ขณะเกิดการพิบัติขึ้นของทุกกรณีโดยพบว่าลักษณะการพิบัติเป็นวงกลมกว้าง (Deep Failure) และการพิบัติส่วนใหญ่เกิดขึ้นบริเวณชั้นดินอ่อนไม่เกิดที่ชั้นดินแข็งและพบว่าวงการพิบัติอยู่เหนือชั้น Medium Clay



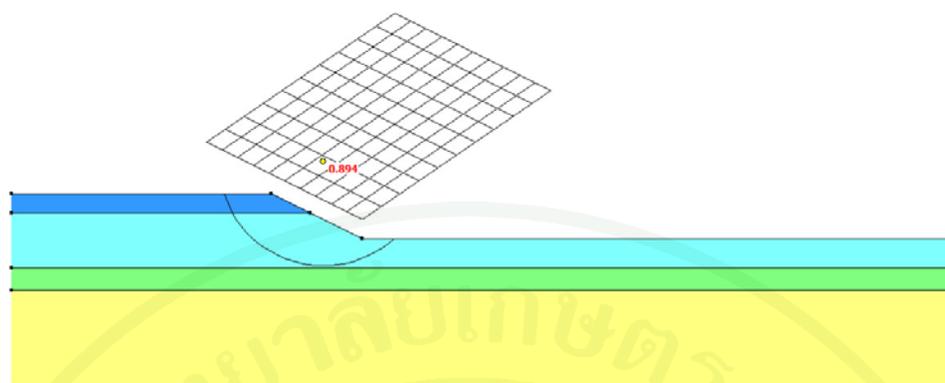
ภาพที่ 88 วงพืดขณะเกิดการพืดของกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ A
กรณีไม่มีชั้น Weathered Crust โดยวิธี LEM



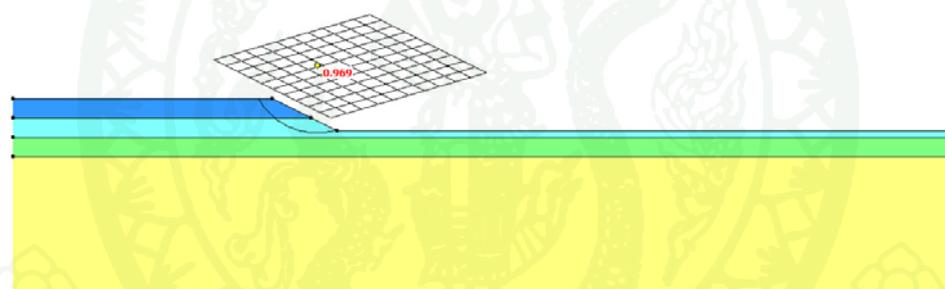
ภาพที่ 89 วงพืดขณะเกิดการพืดของกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ A
กรณีมีชั้น Weathered Crust โดยวิธี LEM



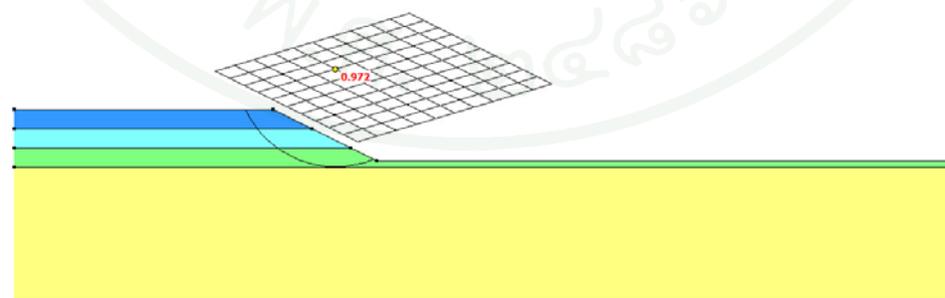
ภาพที่ 90 วงพืดขณะเกิดการพืดของกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ B
กรณีไม่มีชั้น Weathered Crust โดยวิธี LEM



ภาพที่ 91 วงพืดขณะเกิดการพืดของกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ B
กรณีมีชั้น Weathered Crust โดยวิธี LEM



ภาพที่ 92 วงพืดขณะเกิดการพืดของกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ C
กรณีไม่มีชั้น Weathered Crust โดยวิธี LEM



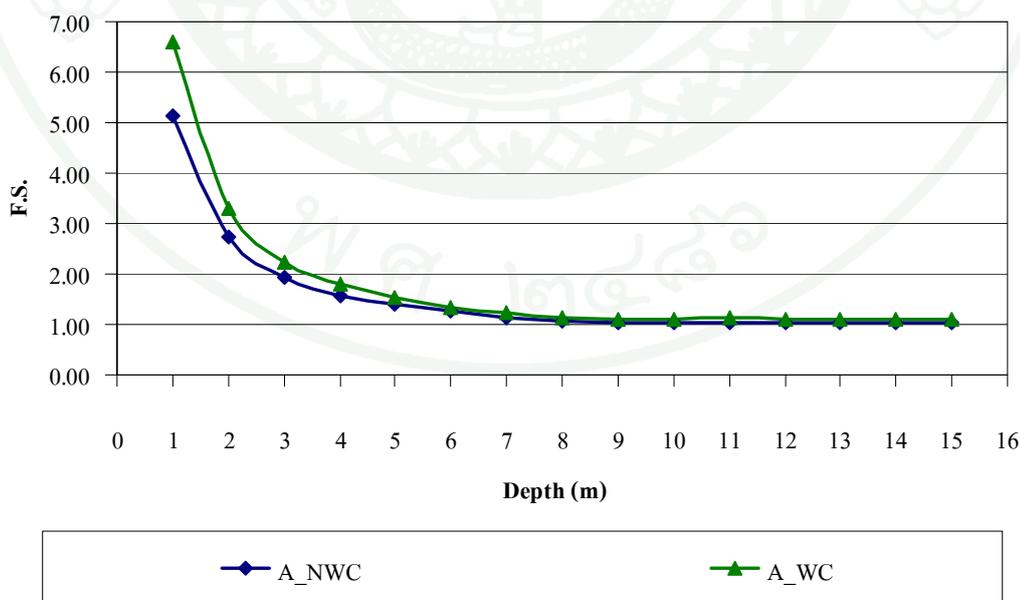
ภาพที่ 93 วงพืดขณะเกิดการพืดของกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ C
กรณีมีชั้น Weathered Crust โดยวิธี LEM

2. วิธี FEM

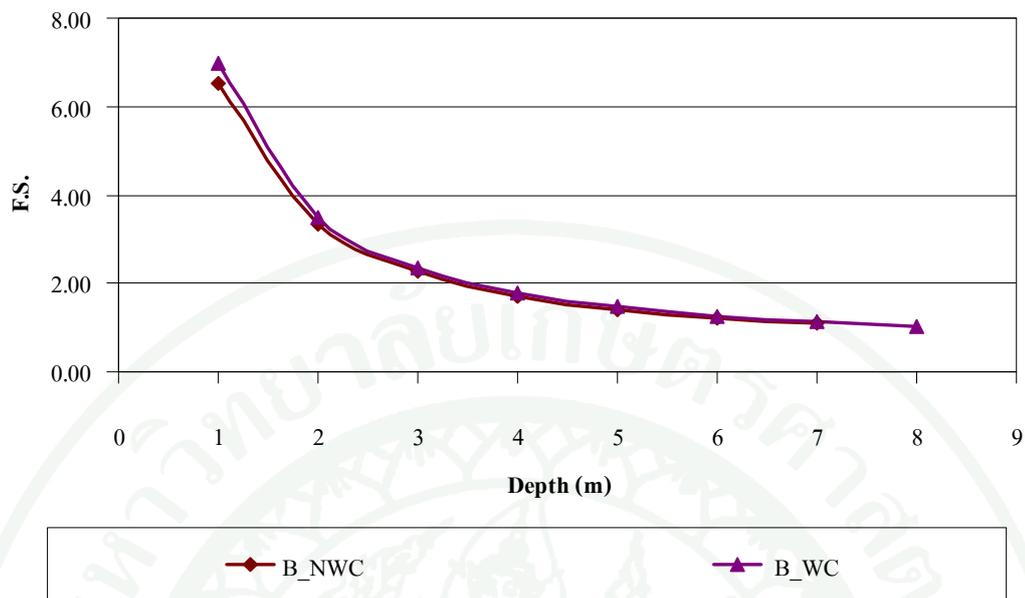
การศึกษาค่า F.S. อันเนื่องมาจากกำลังรับแรงเฉือนของชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ในรูปแบบทั้ง 3 ด้วยวิธี FEM ค่า F.S. ที่ได้ในช่วงที่ดินมีกำลังรับแรงเฉือนเฉลี่ยเท่ากับ 1.5 t/m^2 กรณีที่ไม่มีและมีชั้น Weathered Crust ผลการศึกษามีรายละเอียดดังต่อไปนี้

ค่า F.S. ที่ได้จากการศึกษาตามความลึกการขุดของกำลังรับแรงเฉือนในแต่ละรูปแบบ แสดงดังตารางที่ 20 และภาพที่ 94 ถึง 96

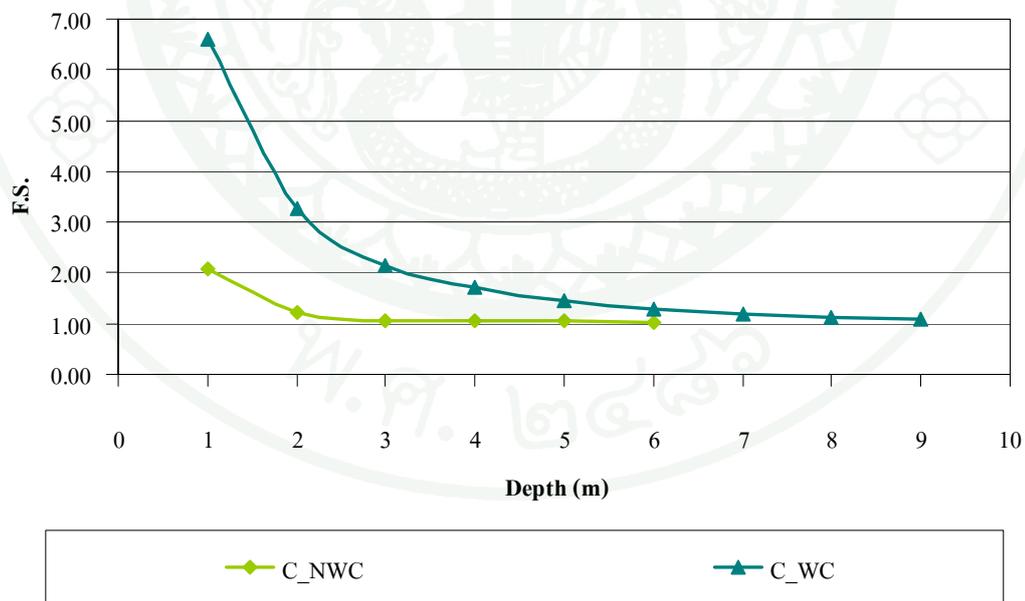
ผลการศึกษาพบว่าสำหรับลักษณะกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ A กรณีที่มีและไม่มีชั้น Weathered Crust พบว่าสามารถขุดสูงสุดได้ถึงความลึก 15 เมตร สำหรับลักษณะกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ B กรณีไม่มีและมีชั้น Weathered Crust พบว่าสามารถขุดสูงสุดได้ 7 เมตร และ 8 เมตร ตามลำดับ นอกจากนี้ค่า F.S. ที่ได้มีค่าใกล้เคียงกันทั้งกรณีมีและไม่มีชั้น Weathered Crust สำหรับกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ B เมื่อมีชั้น Weathered Crust ไม่ได้ช่วยให้เสถียรภาพของลาดชันดีขึ้นมากนัก ซึ่งต่างจากลักษณะกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ C ซึ่งเมื่อมีชั้น Weathered Crust ส่งผลให้เสถียรภาพเพิ่มขึ้นอย่างเห็นได้ชัด โดยเมื่อไม่มีและมีชั้น Weathered Crust สามารถขุดได้สูงสุด 6 เมตร และ 9 เมตร ตามลำดับ



ภาพที่ 94 ค่า F.S. กับความลึกการขุดของดินที่มีกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ A โดยวิธี FEM



ภาพที่ 95 ค่า F.S. กับความลึกการขุดของดินที่มีกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ B โดยวิธี FEM

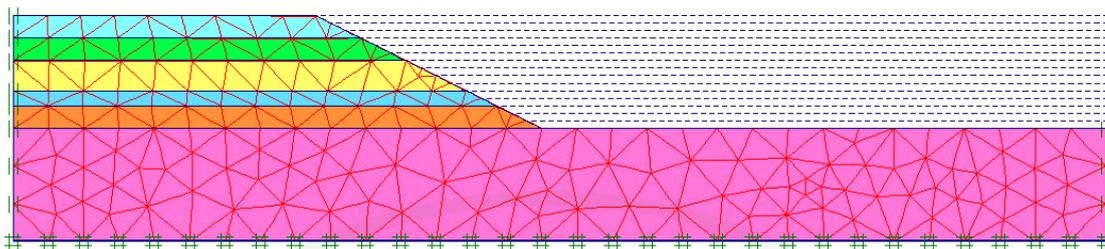


ภาพที่ 96 ค่า F.S. กับความลึกการขุดของดินที่มีกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ C โดยวิธี FEM

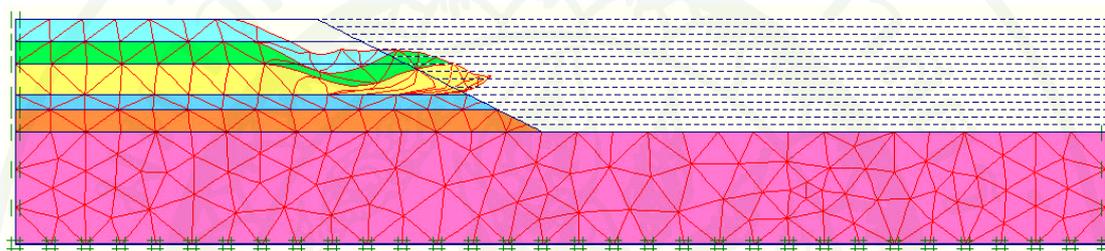
ตารางที่ 20 ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี FEM ของกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบต่างๆ

ความลึกการ ขุด (ม.)	F.S.(FEM)					
	ไม่มีชั้น Weathered Crust			มีชั้น Weathered Crust		
	รูปแบบ A	รูปแบบ B	รูปแบบ C	รูปแบบ A	รูปแบบ B	รูปแบบ C
1	5.1472	6.5122	2.0911	6.5887	6.9877	6.6189
2	2.7390	3.3211	1.2266	3.3074	3.4844	3.2734
3	1.9444	2.2590	1.0538	2.2225	2.3365	2.1590
4	1.5705	1.7247	1.0563	1.8057	1.7917	1.7074
5	1.4118	1.4141	1.0518	1.5281	1.4693	1.4450
6	1.2593	1.2168	1.0289	1.3480	1.2600	1.2938
7	1.1363	1.0818	Collapses	1.2220	1.1201	1.1887
8	1.0608	Collapses		1.1453	1.0245	1.1361
9	1.0286			1.1122	Collapses	1.0890
10	1.0231			1.1079		Collapses
11	1.0251			1.1094		
12	1.0241			1.1094		
13	1.0246			1.1104		
14	1.0247			1.1080		
15	1.0260			1.1065		

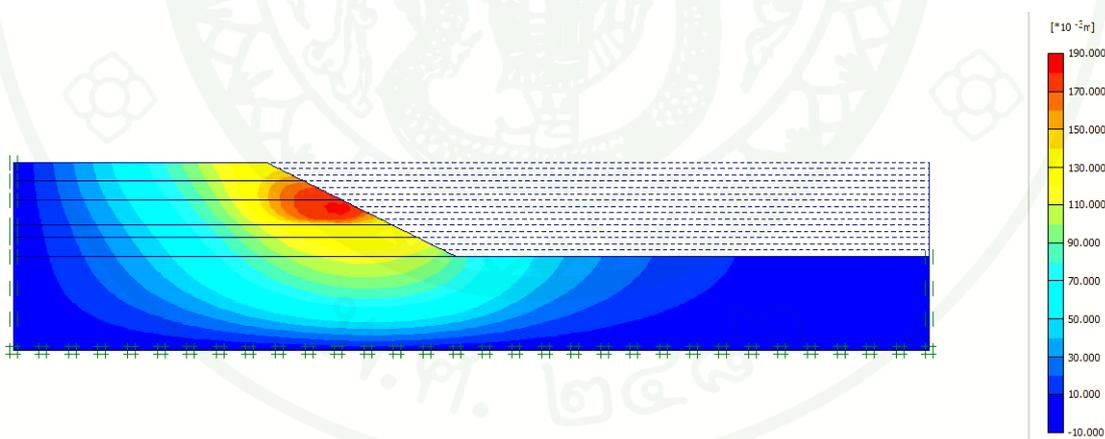
สำหรับวิธี FEM นอกจากค่า F.S. ที่ได้จากการวิเคราะห์ยังสามารถแสดงผลอย่างอื่นได้อีกหลายอย่าง เช่น พฤติกรรมการเคลื่อนตัวด้านข้าง (Horizontal Displacement), Deform Mesh, Shear Strain, Shear Stress, Plastic and Tension Point เป็นต้น ตัวอย่างแสดงในภาพที่ 97 ถึง 102 เป็นกรณีกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ A เมื่อพิจารณาชั้น Weathered Crust



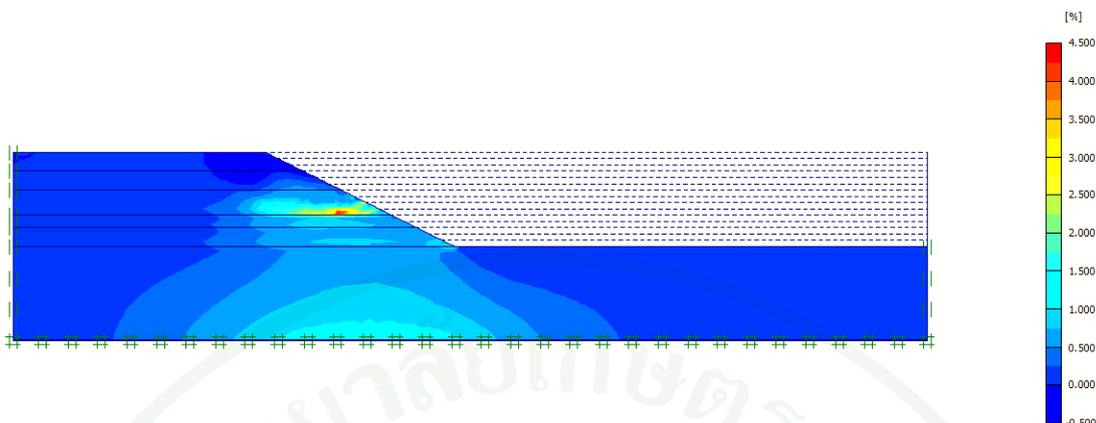
ภาพที่ 97 ตัวอย่าง Mesh ที่ได้จากรี FEM



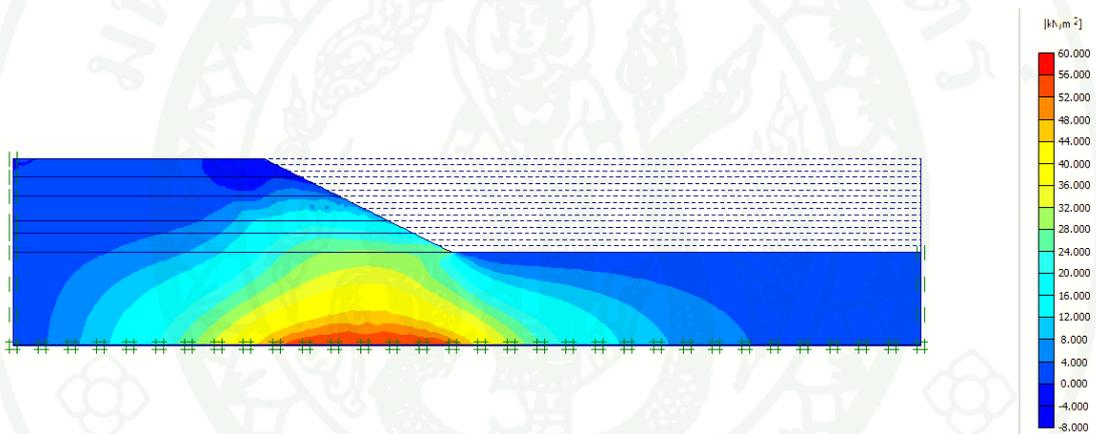
ภาพที่ 98 ตัวอย่าง Deformed Mesh ที่ได้จากรี FEM



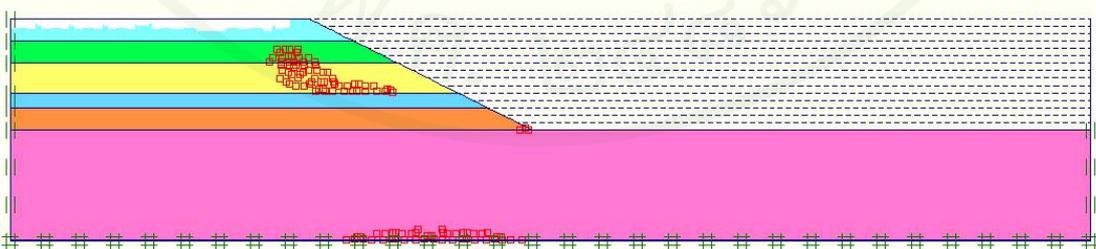
ภาพที่ 99 ตัวอย่าง Horizontal Displacement ที่ได้จากรี FEM



ภาพที่ 100 ตัวอย่าง Shear Strain ที่ได้จากรี FEM



ภาพที่ 101 ตัวอย่าง Shear Stresses ที่ได้จากรี FEM



ภาพที่ 102 ตัวอย่าง Plastic & Tension Point ที่ได้จากรี FEM

3. วิธี SBM

การศึกษาค่า F.S. อันเนื่องมาจากกำลังรับแรงเฉือนของชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ด้วยวิธี SBM ค่า F.S. ที่ได้มี 2 ค่า ซึ่งมาจาก วิธี LEM และ FEM ทั้งนี้ใช้สัญลักษณ์เป็น SBM_LE และ SBM_FE สำหรับผลที่ได้จาก LEM และวิธี FEM ตามลำดับ ผลการศึกษาเป็นดังนี้

ค่า F.S. ที่ได้จากการศึกษาตามความลึกการขุดของทั้ง 3 รูปแบบกำลังรับแรงเฉือนแสดงในตารางที่ 21 และตารางที่ 22 กรณีไม่มีและมีชั้น Weathered Crust ตามลำดับนอกจากนี้ภาพที่ 103 ถึง 105 แสดงกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความลึกกับค่า F.S. ที่ได้จากการรับแรงเฉือนรูปแบบ A, B และ C ตามลำดับ

สำหรับกรณีไม่มีชั้น Weathered Crust ลักษณะกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ A สามารถขุดสูงสุดได้ที่ความลึก 7 เมตร ทั้งจาก SBM_LE และ SBM_FE ลักษณะกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ B สามารถขุดสูงสุดได้ที่ความลึก 5 เมตรและ 7 เมตร จาก SBM_LE และ SBM_FE ตามลำดับ และลักษณะกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ C สามารถขุดสูงสุดได้ถึงที่ความลึก 5 เมตร จากทั้ง SBM_LE และ SBM_FE

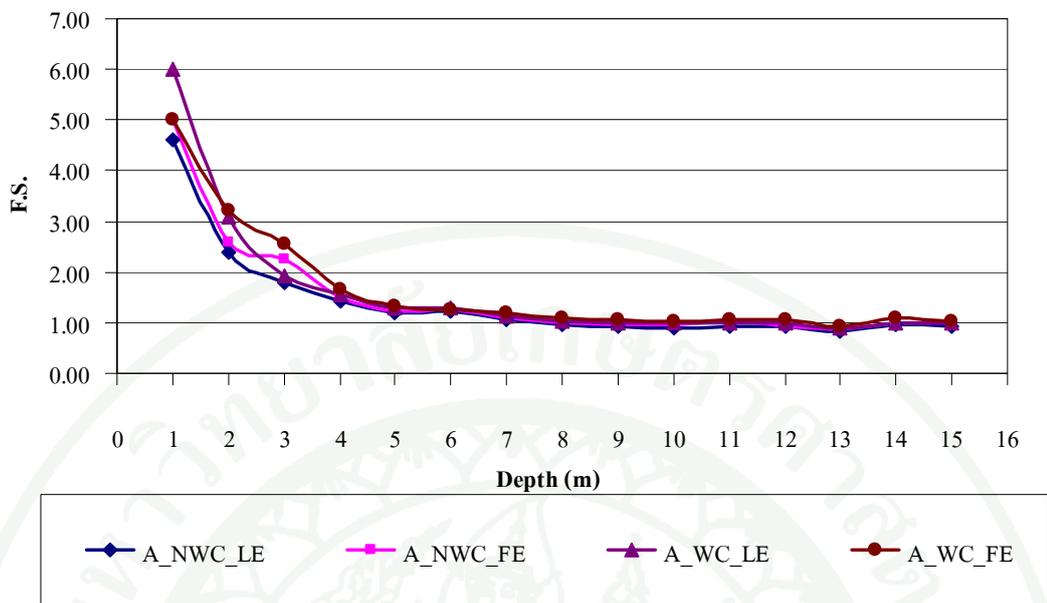
กรณีมีชั้น Weathered Crust ลักษณะกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ A สามารถขุดสูงสุดได้ที่ความลึก 9 เมตร และ 12 เมตร จาก SBM_LE และ SBM_FE ตามลำดับ ค่า F.S. ที่ได้จากวิธี SBM_LE และ SBM_FE มีความแตกต่างกันในบางความลึกแต่ไม่มากนักและหลังจากที่ค่า F.S. น้อยกว่า 1.00 ค่า F.S. ที่ได้มีค่าใกล้เคียงกันเนื่องจากเกิดการพิบัติขึ้นด้านบนชั้นดินอ่อนไม่ว่าจะทำการขุดลึกที่ระดับเท่าไรก็ตาม สำหรับลักษณะกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ B สามารถทำการขุดสูงสุดได้ 6 เมตร จากวิธี SBM_LE และ 7 เมตร จากวิธี SBM_FE ซึ่งเท่ากับกรณีไม่มีชั้น Weathered Crust ซึ่งผลที่ได้จากวิธี SBM มีลักษณะเช่นเดียวกับผลการวิเคราะห์ของวิธี LEM และ FEM โดยพบว่าการมีชั้น Weathered Crust ไม่ได้ช่วยให้เสถียรภาพลาดชันดีขึ้นสำหรับกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ B ต่างจากลักษณะกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ C ที่เมื่อมีชั้น Weathered Crust ช่วยทำให้เสถียรภาพดีขึ้นมาก สามารถทำการขุดสูงสุดได้ถึง 8 เมตรและ 9 เมตร จาก SBM_LE และ SBM_FE ตามลำดับ ซึ่งต่างจากกรณีไม่มีชั้น Weathered Crust สามารถขุดได้เพียง 5 เมตร

ตารางที่ 21 ผลการวิเคราะห์ค่า F.S. ด้วยวิธี SBM เมื่อไม่มีชั้น Weathered Crust

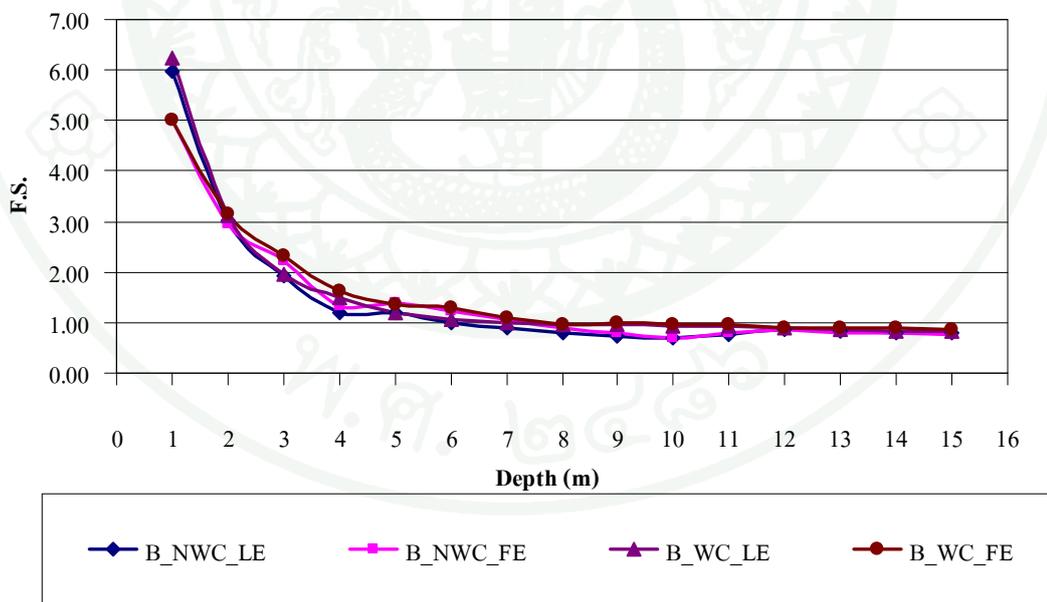
ความลึกการ ขุด (ม.)	F.S.(SBM)					
	รูปแบบ A		รูปแบบ B		รูปแบบ C	
	SBM_LE	SBM_FE	SBM_LE	SBM_FE	SBM_LE	SBM_FE
1	4.618	5.000	5.981	5.000	2.727	3.328
2	2.390	2.579	3.020	2.937	1.552	1.671
3	1.800	2.268	1.920	2.228	1.311	1.762
4	1.439	1.506	1.200	1.343	1.147	1.175
5	1.192	1.219	1.181	1.383	1.037	1.070
6	1.243	1.265	0.991	1.219	0.926	0.979
7	1.051	1.093	0.885	1.060	0.850	0.875
8	0.954	0.999	0.797	0.888	0.815	0.835
9	0.923	0.965	0.742	0.800	0.796	0.880
10	0.904	0.946	0.703	0.695	0.776	0.818
11	0.916	1.016	0.773	0.794	0.753	0.840
12	0.921	0.943	0.854	0.869	0.689	0.690
13	0.829	0.876	0.830	0.787	0.635	0.684
14	0.950	0.990	0.806	0.789	0.591	0.633
15	0.933	0.993	0.782	0.751	0.551	0.609

ตารางที่ 22 ผลการวิเคราะห์ค่า F.S. ด้วยวิธี SBM เมื่อมีชั้น Weathered Crust

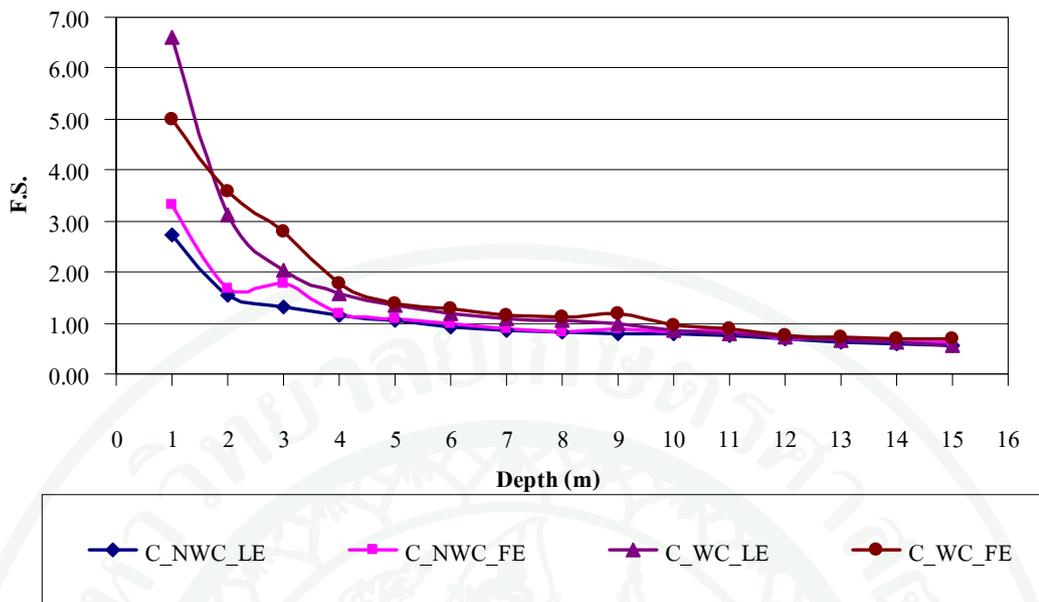
ความลึกการ ขุด (ม.)	F.S.(SBM)					
	รูปแบบ A		รูปแบบ B		รูปแบบ C	
	SBM_LE	SBM_FE	SBM_LE	SBM_FE	SBM_LE	SBM_FE
1	6.002	5.000	6.236	5.000	6.599	5.000
2	3.098	3.208	3.104	3.165	3.112	3.583
3	1.940	2.541	1.954	2.319	2.030	2.799
4	1.558	1.648	1.509	1.641	1.564	1.778
5	1.294	1.333	1.209	1.346	1.342	1.391
6	1.291	1.261	1.071	1.291	1.198	1.285
7	1.140	1.196	0.997	1.099	1.098	1.154
8	1.043	1.101	0.966	0.976	1.052	1.107
9	1.003	1.051	0.950	0.982	0.999	1.177
10	0.982	1.045	0.935	0.964	0.869	0.985
11	0.983	1.074	0.921	0.959	0.790	0.876
12	1.006	1.051	0.907	0.900	0.716	0.747
13	0.893	0.942	0.864	0.909	0.656	0.735
14	1.007	1.085	0.836	0.889	0.611	0.688
15	0.987	1.045	0.818	0.858	0.570	0.690



ภาพที่ 103 ค่า F.S. กับความลึกการขุดของดินที่มีกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ A โดยวิธี SBM



ภาพที่ 104 ค่า F.S. กับความลึกการขุดของดินที่มีกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ B โดยวิธี SBM



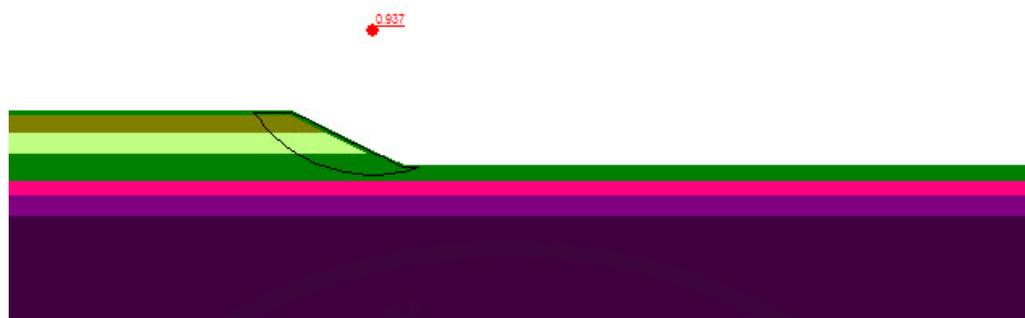
ภาพที่ 105 ค่า F.S. กับความลึกการขุดของดินที่มีกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ C โดยวิธี SBM

ภาพที่ 106 ถึง 111 แสดงตัวอย่างวงการพิบัติขณะเกิดการพิบัติขึ้น ของวิธี SBM วงการพิบัติที่เกิดขึ้นมีลักษณะส่วนใหญ่คล้ายกับวิธี LEM คือมีลักษณะการพิบัติเป็นวงกว้าง และพังด้านบนชั้นดินอ่อน ยกเว้นกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ C กรณีมีชั้น Weathered Crust ที่วงการพิบัติวงกว้างมากจนกระทั่งถึงชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง (Medium Clay) ซึ่งเนื่องจากชั้น Weathered Crust มีแรง Tension ช่วยให้วงการพิบัติกว้างขึ้น



(a) SBM_LE

ภาพที่ 106 วงการพิบัติขณะเกิดการพิบัติของกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ A กรณีไม่มีชั้น Weathered Crust โดยวิธี SBM



(b) SBM_FE

ภาพที่ 106(ต่อ)

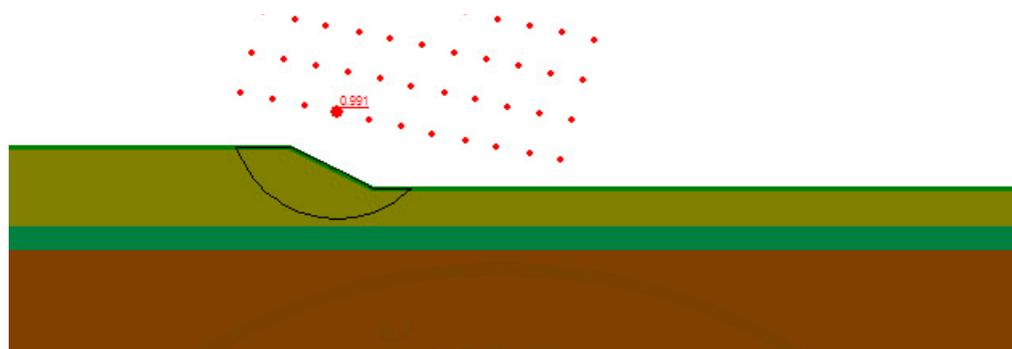


(a) SBM_LE

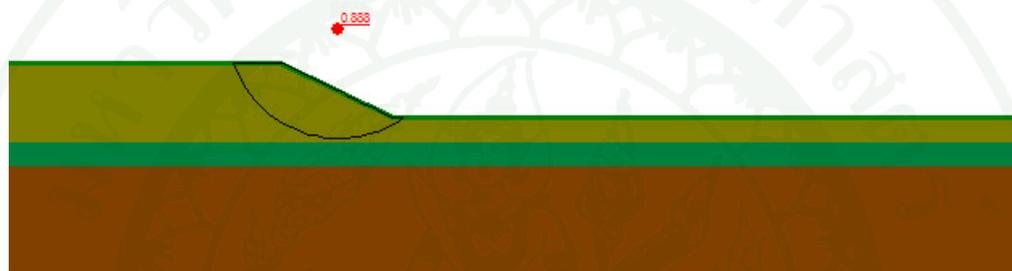


(b) SBM_FE

ภาพที่ 107 วงพืดขณะเกิดการพืดของกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ A
กรณีมีชั้น Weathered Crust โดยวิธี SBM

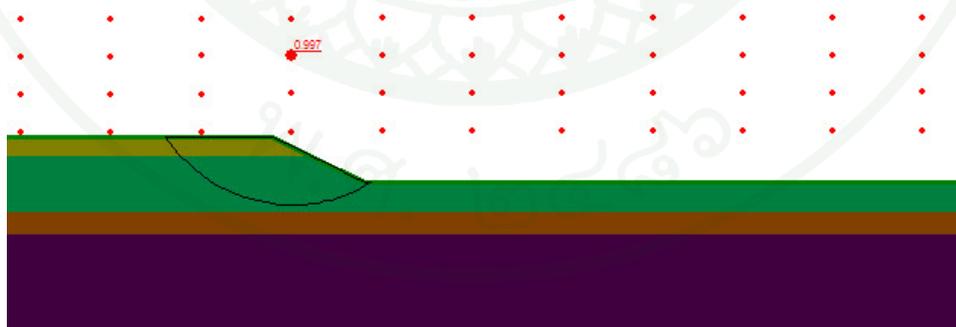


(a) SBM_LE



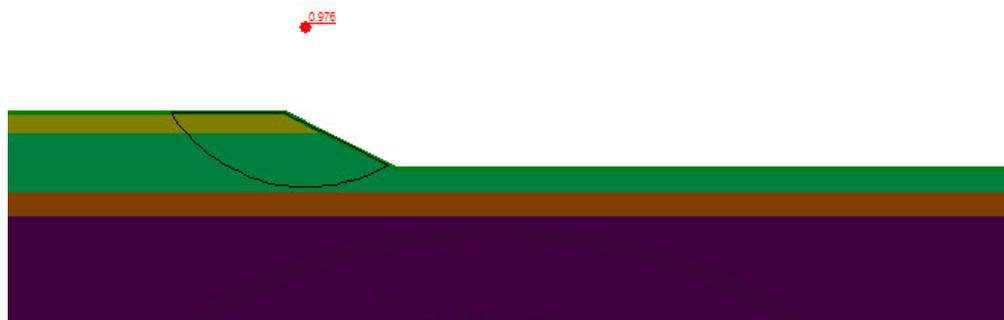
(b) SBM_FE

ภาพที่ 108 วงพืดขณะเกิดการพืดของกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ B
กรณีไม่มีชั้น Weathered Crust โดยวิธี SBM



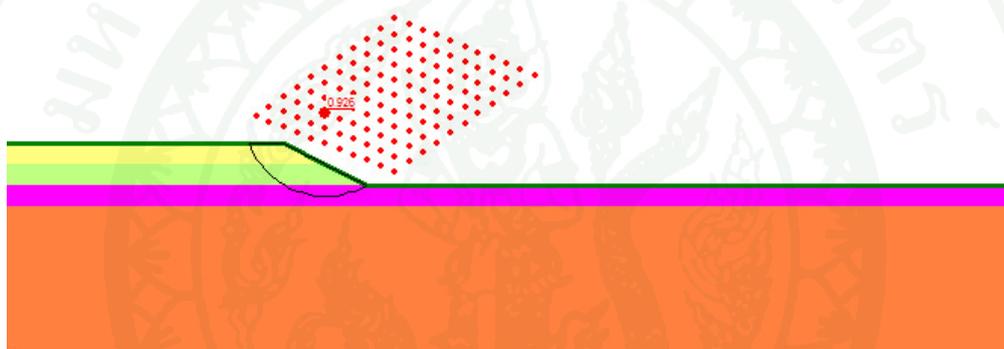
(a) SBM_LE

ภาพที่ 109 วงพืดขณะเกิดการพืดของกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ B
กรณีมีชั้น Weathered Crust โดยวิธี SBM



(b) SBM_FE

ภาพที่ 109(ต่อ)

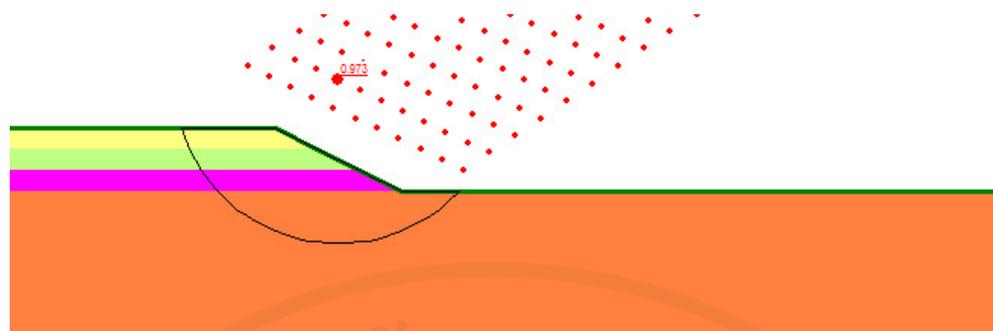


(a) SBM_LE

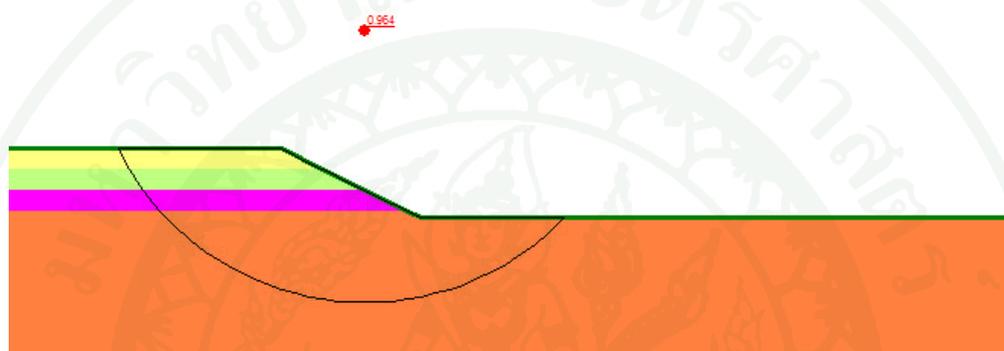


(b) SBM_FE

ภาพที่ 110 วงพืดขณะเกิดการพืดของกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ C
กรณีไม่มีชั้น Weathered Crust โดยวิธี SBM



(a) SBM_LE



(b) SBM_FE

ภาพที่ 111 วงพืดักษณะเกิดการพืดของกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ C
กรณีมีชั้น Weathered Crust โดยวิธี SBM

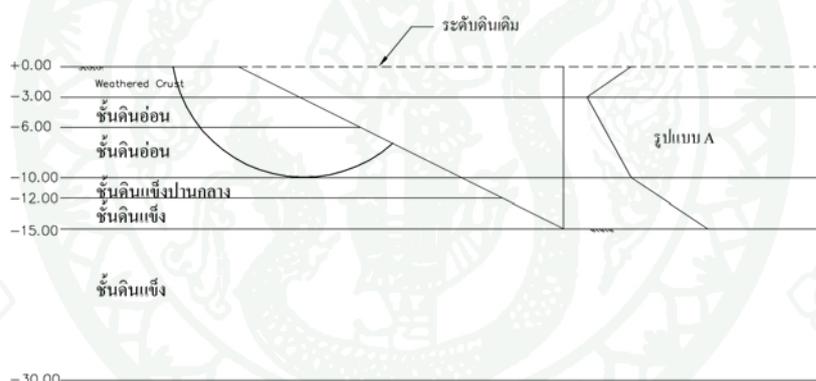
ผลการศึกษาความลึกการขุดสูงสุดที่ได้จากทั้ง 3 วิธีของกำลังรับแรงเฉือนชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯในแต่ละรูปแบบแสดงดังตารางที่ 23 ซึ่งพบว่าค่าความลึกการขุดสูงสุดที่ได้จากวิธี LEM มีค่าใกล้เคียงกับวิธี SBM_LE นอกจากนี้สำหรับวิธี FEM มีค่าความลึกการขุดใกล้เคียงกับ SBM_FE เช่นกัน จากการศึกษาลักษณะชั้นดินตามกำลังรับแรงเฉือนพบว่าวิธี LEM ให้ค่าที่ปลอดภัยที่สุด (Conservative) ทุกกรณี

นอกจากนี้สำหรับวงการพืดที่เกิดขึ้นจากกำลังรับแรงเฉือนในแต่ละรูปแบบมีวงการพืดส่วนใหญ่อยู่บนชั้นดินอ่อนวงการพืดตัดผ่านชั้นดินที่มีความแข็งได้ยาก ยกเว้นกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ C กรณีมีชั้น Weathered Crust ที่วงการพืดอยู่บนชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง (Medium Clay) สำหรับกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ A, B และ C วงการพืดมีความลึกเฉลี่ย 10, 11 และ 12

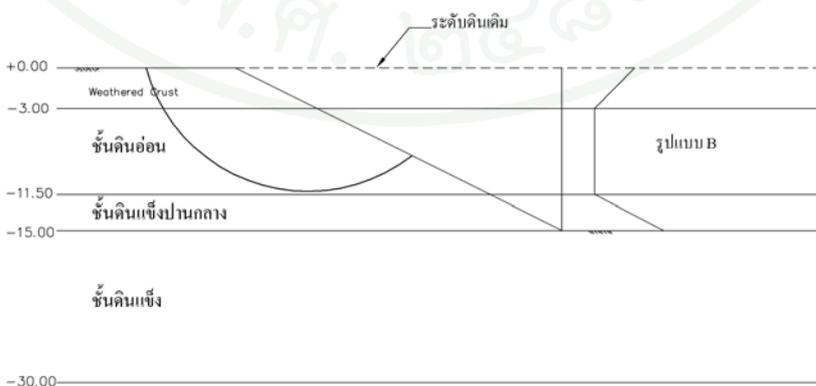
เมตร เพื่อให้ชัดเจนแสดงวงการพืดเฉลี่ยที่เกิดขึ้นสำหรับกำลังรับแรงเฉือนในแต่ละรูปแบบในภาพที่ 112 ถึง 114

ตารางที่ 23 สรุปความลึกสูงสุดที่สามารถขุดได้ในแต่ละรูปแบบ

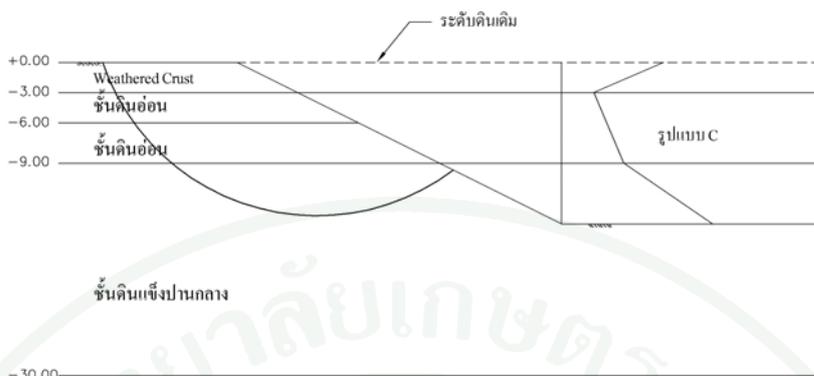
Pattern	Maximum Excavation Depth							
	ไม่มีชั้น Weathered Crust				มีชั้น Weathered Crust			
	LEM		FEM		LEM		FEM	
	SBM_LE	SBM_FE	SBM_LE	SBM_FE	SBM_LE	SBM_FE	SBM_LE	SBM_FE
A	6	15	7	7	7	15	9	12
B	5	7	5	7	6	8	6	7
C	4	6	5	5	7	9	8	9



ภาพที่ 112 วงพืดเฉลี่ยเกิดการพืดเฉลี่ยของกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ A

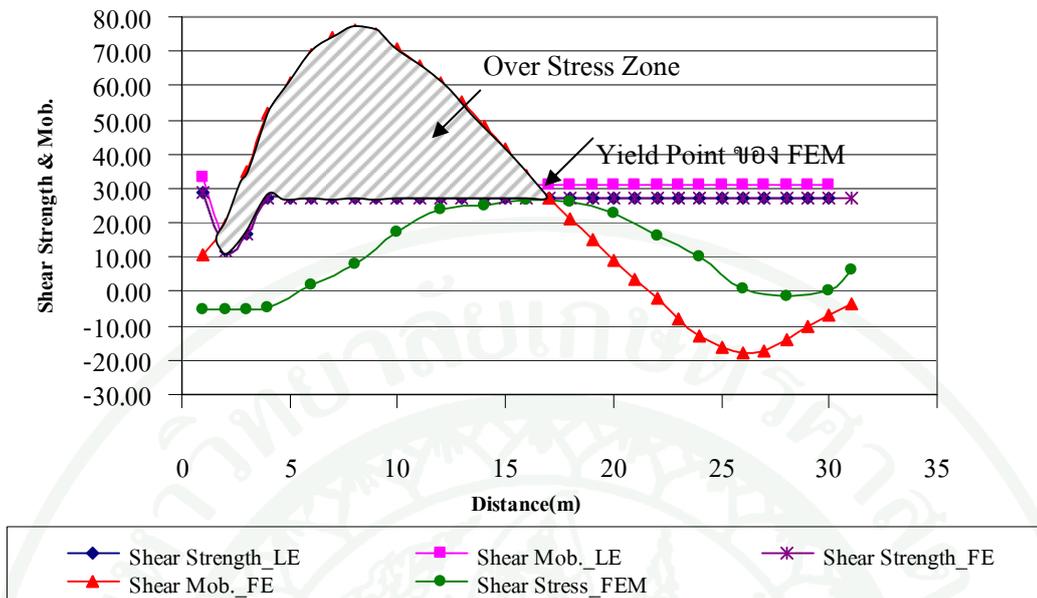


ภาพที่ 113 วงพืดเฉลี่ยเกิดการพืดเฉลี่ยของกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ B

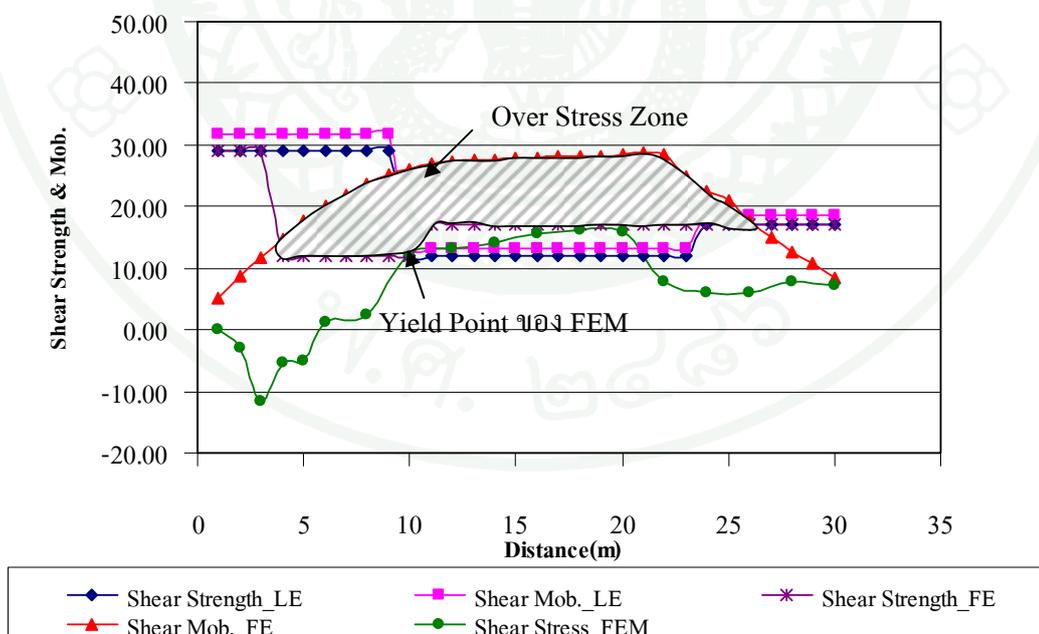


ภาพที่ 114 วงพืดขณะเกิดการพืดเฉลี่ยของกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ C

สำหรับวิธี SBM นั้นนอกจากพิจารณาค่า F.S. และวงการพืดแล้วยังสามารถพิจารณาค่า Shear Strength และ Shear Mobilization ที่เกิดขึ้นบริเวณระนาบการพืดได้อีกด้วย โดยภาพที่ 115 แสดงตัวอย่างการเกิด Shear Strength และ Shear Mobilization ขณะเกิดการพืดของกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ C กรณีมีชั้น Weathered Crust จากวิธี SBM และ Shear Stress (τ_{xy}) ที่เกิดขึ้น จากวิธี FEM โดยกำลังรับน้ำหนักของดินมีเฉพาะค่า Cohesion(c) จากการศึกษพบว่าจากวิธี SBM การพืดจะเกิดขึ้นต่อเมื่อค่า Shear Mobilization มีค่ามากกว่า ค่า Shear Strength ซึ่งช่วงที่ค่า Shear Mobilization มีค่ามากกว่าค่า Shear Strength เรียกว่า Over Stress Zone (Over Stress ไม่สามารถเกิดขึ้นได้จริง) ต่างจากวิธี FEM ที่เกือบทุกตำแหน่งที่ค่า τ_{xy} มีค่าน้อยกว่า Shear Strength และเมื่อถึงตำแหน่งที่เกิดการพืดขึ้นตำแหน่งของค่า τ_{xy} มีค่าเท่ากับค่า Shear Strength ที่ได้จากวิธี SBM สำหรับตำแหน่งการพืดที่เกิดขึ้นของวิธี FEM มีระยะไกลกว่าวิธี SBM โดยวิธี SBM การพืดจะอยู่บริเวณด้านบนจนกระทั่งถึงประมาณกึ่งกลางของความลาดชัน ซึ่งอาจทำให้เข้าใจผิดคิดว่าถึงจุด Yield Point แล้ว แต่ในความเป็นจริงวัสดุสามารถยืดหยุ่นได้ ซึ่งวิธี FEM สามารถแสดงให้เห็นได้อย่างชัดเจนบริเวณตำแหน่งที่เกิดการพืดขึ้นบริเวณประมาณกึ่งกลางของความลาดชันจนกระทั่งใกล้ถึงปลายของความลาดชัน (Toe Slope) การป้องกันและเสริมกำลังของเสถียรภาพที่เคยปฏิบัติกันมาทำการเสริมกำลังเฉพาะด้านบนหรือบริเวณกึ่งกลางความลาดชันอาจไม่ใช่ตำแหน่งที่เหมาะสมมากนัก จากการศึกษาพบว่าควรจะทำการป้องกันความลาดชันเริ่มต้นที่กึ่งกลางของความลาดชันจนกระทั่งเข้าใกล้ Toe Slope จะเหมาะสมมากกว่า อย่างไรก็ตามสำหรับกรณีเมื่อความลาดชันมากขึ้นจะทำให้เกิดตำแหน่งการพืดที่ใกล้ขึ้นดังแสดงในภาพที่ 116

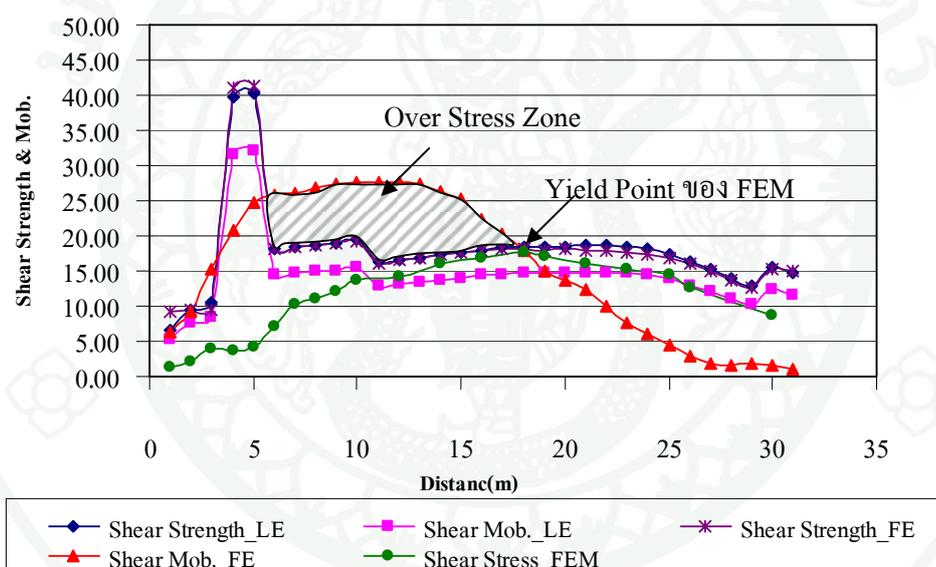


ภาพที่ 115 ความสัมพันธ์ระหว่าง Shear Strength และ Shear Mobilization กับระยะระยะนาบการพิบัติ กำลังรับน้ำหนักของชั้นดินมีเฉพาะค่า c ความชัน 1:2



ภาพที่ 116 ความสัมพันธ์ระหว่าง Shear Strength และ Shear Mobilization กับระยะระยะนาบการพิบัติ กำลังรับน้ำหนักของชั้นดินมีค่าเฉพาะค่า c ความชัน 2:1

นอกจากนี้ได้นำตัวอย่างการวิเคราะห์หย้อนกลับการพิบัติของบ่อขุดดิน(กรณีศึกษาที่ 3) ซึ่งกำลังรับน้ำหนักของดินที่ประกอบไปด้วยค่า Cohesion(c) และ Friction (ϕ) หากความสัมพันธ์ระหว่าง Shear Strength และ Shear Mobilization กับระยะระนาบการพิบัติ แสดงในภาพที่ 117 พบว่าค่า ตำแหน่งของ Over Stress Zone ใกล้เคียงกับการเกิด Yield Point ของ FEM เช่นกัน รายละเอียดทั่วไปมีลักษณะคล้ายกับชั้นดินที่กำลังรับน้ำหนักมีเพียงค่า Cohesion ต่างกันเพียงค่า Shear Strength มีค่าแปรเปลี่ยนไปตามลักษณะของกำลังรับน้ำหนักของชั้นดินที่ประกอบไปด้วยค่า c และ ϕ โดยกรณีชั้นดินที่กำลังรับน้ำหนักที่มีเฉพาะค่า c ค่า Shear Strength ค่อนข้างคงที่เนื่องจากเป็นไปตามสมการ $\tau = \sigma \tan \phi + c$ เมื่อไม่มีค่า ϕ จึงไม่ส่งผลต่อค่า σ ดังนั้นค่า Shear Strength จึงคงที่

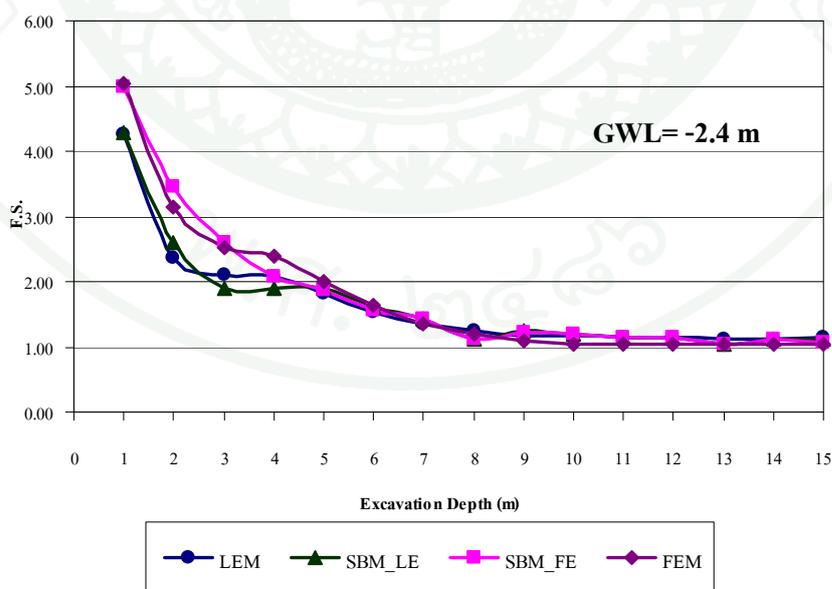


ภาพที่ 117 ความสัมพันธ์ระหว่าง Shear Strength และ Shear Mobilization ระยะระนาบการพิบัติ กำลังรับน้ำหนักของชั้นดินมีค่า c และ ϕ

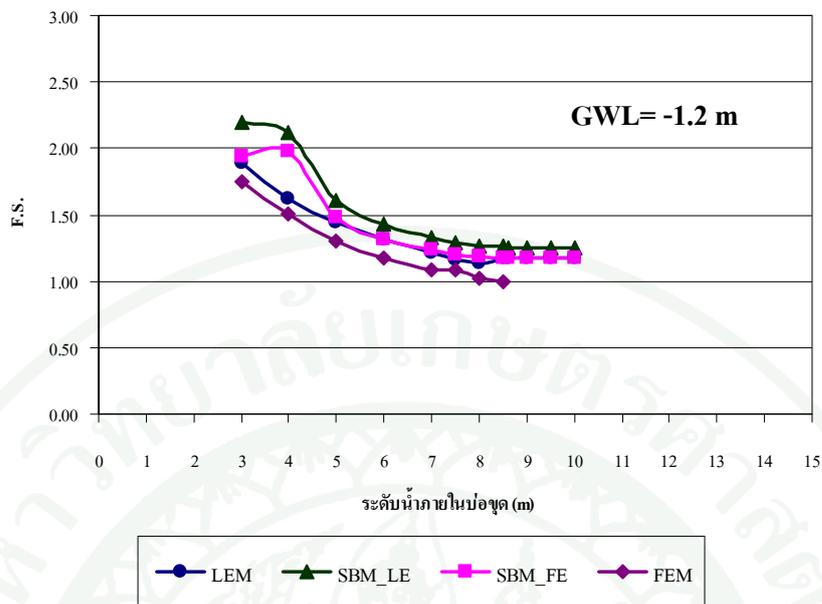
2. การวิเคราะห์ย้อนกลับการพิบัติของบ่อขุดดินเพื่อเปรียบเทียบความถูกต้องของวิธีการวิเคราะห์

กรณีที่ 3 การวิเคราะห์ย้อนกลับการพิบัติของบ่อขุดดิน จังหวัดนนทบุรี

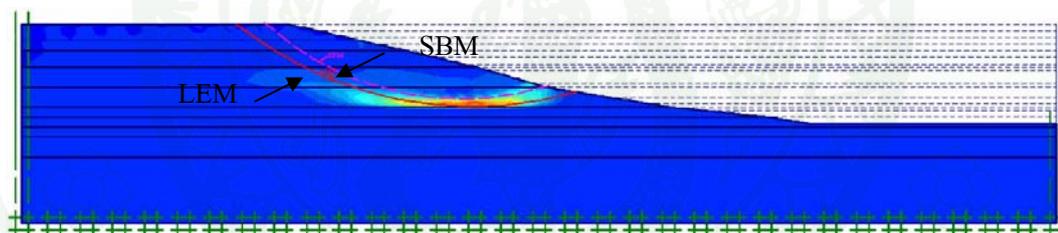
การศึกษาพฤติกรรมการขุดบ่อดินที่ส่งผลต่อค่าความปลอดภัย(F.S.) จำลองโดยขุดบ่อดินครั้งละ 1 เมตร จนถึงความลึกที่ระดับ -15 เมตร พบว่าระดับน้ำใต้ดินต้องอยู่ต่ำกว่า -2.4 เมตร จึงจะไม่เกิดการพิบัติ (ภาพที่ 118) และเมื่อทำการจำลองระดับน้ำในบ่อขุดดินเริ่มต้นที่ -3.0 เมตรและลดลงจนกระทั่งเกิดการพิบัติขึ้น พบว่าการพิบัติเกิดขึ้นเมื่อระดับน้ำในบ่อขุดดินอยู่ที่ -8.6 เมตร ดังแสดงในภาพที่ 119 นอกจากนี้ได้นำผลการพิบัติที่เกิดขึ้นจากวิธี LEM และ SBM มาเปรียบเทียบกับ Contour ของค่า Shear Strain ที่เกิดขึ้นจากวิธี FEM โดยภาพที่ 120 แสดงวงการพิบัติที่ความลึกการขุด-15 เมตร เมื่อระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ -2.4 เมตร และสภาวะก่อนการพิบัติเมื่อระดับน้ำในบ่อขุดดินอยู่ที่ -8.5 เมตร รวมถึงช่วงเวลากการพิบัติ เมื่อระดับน้ำในบ่อขุดดินอยู่ที่ -8.6 เมตร ตามภาพที่ 121 และ 122 ตามลำดับ เมื่อระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ -1.2 เมตร สำหรับภาพที่ 123 แสดงค่า Shear Strength และ Shear Mobilized ตามระนาบวงการพิบัติที่ได้จากวิธี SBM ณ สภาวะการพิบัติ(ระดับน้ำในบ่อขุดดินอยู่ที่ -8.6 เมตร) และภาพที่ 124 แสดงตำแหน่งการเกิด Plastic Point และ Tension Point จากวิธี FEM ขณะเกิดการพิบัติขึ้นเช่นกัน



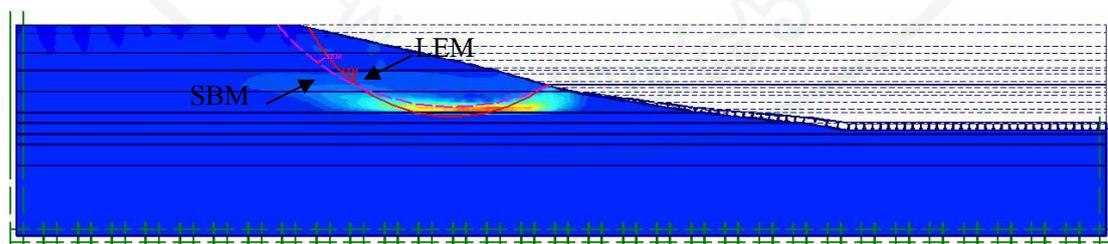
ภาพที่ 118 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า F.S. กับ ความลึกการขุดเมื่อระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ -2.4 เมตร



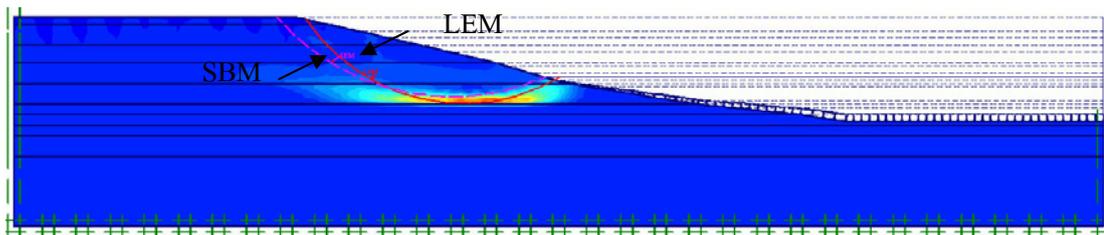
ภาพที่ 119 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า F.S. กับ ระดับน้ำภายในบ่อขุด



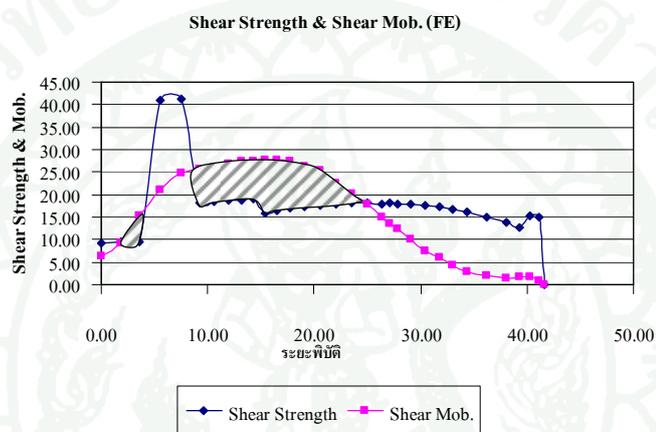
ภาพที่ 120 วงการพิบัติของบ่อขุดดินที่ระดับความลึก -15 เมตร



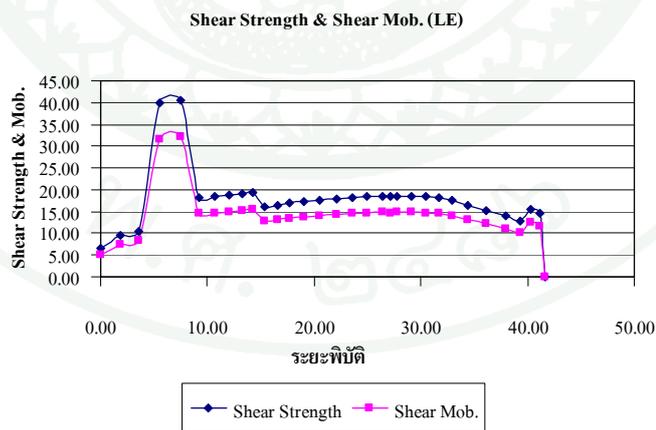
ภาพที่ 121 วงการพิบัติของบ่อขุดดินระดับในบ่อ -8.5 เมตร



ภาพที่ 122 วงการพิบัติของบ่อขุดดินระดับในบ่อ -8.6 เมตร

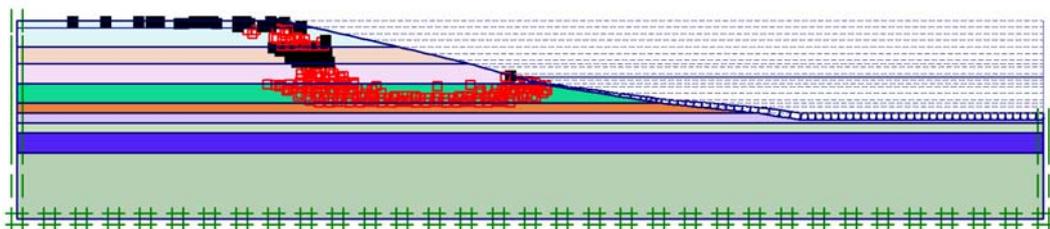


(a) SBM_FE



(b) SBM_LE

ภาพที่ 123 Shear Strength และ Shear Mobilized กับระยะระนาบการพิบัติ



ภาพที่ 124 ตำแหน่งการเกิด Plastic Point เมื่อเกิดการพิบัติ

จากผลการศึกษาการวิเคราะห์ห้ย้อนกลับการพิบัติของบ่อขุดดินทั้ง 3 วิธี ได้แก่ LEM, SBM และ FEM เปรียบเทียบกับผลการพิบัติที่เกิดขึ้นจริงพบว่า

1. จากแบบจำลองพบว่า การพิบัติเกิดขึ้นเมื่อระดับน้ำในบ่อขุดดินอยู่ที่ -8.6 เมตร ซึ่งจากการสำรวจพบว่าระดับน้ำในบ่อขุดดินขณะที่เกิดการพิบัติอยู่ระหว่าง -8.0 ถึง -9.0 เมตร ซึ่งใกล้เคียงกับผลการวิเคราะห์ ทั้งนี้วิธี FEM ให้ค่า F.S. น้อยกว่า 1.0 ที่ระดับน้ำในบ่อขุดดิน -8.6 เมตร (เกิดการพิบัติขึ้น) เมื่อระดับน้ำได้ดิน -1.2 เมตร สำหรับวิธี LEM และวิธี SBM แม้จะให้ค่า F.S. มากกว่า 1.0 แต่เป็นค่าที่ไม่เปลี่ยนแปลงจากเดิม คือมีค่าเท่าเดิมตั้งแต่การจำลองให้ระดับน้ำในบ่อขุดดินเท่ากับ -8.6 เมตรจนกระทั่งถึง -10 เมตร ซึ่ง แสดงว่าเกิดการพิบัติขึ้นที่ระดับน้ำในบ่อขุดดิน -8.6 เมตรเช่นเดียวกันทั้ง 3 วิธี

2. การศึกษาพฤติกรรมการขุดดินที่ส่งผลต่อการเปลี่ยนแปลงความปลอดภัย (F.S.) ของพื้นที่ลาดงานขุดบ่อดินเมื่อทำการขุดครั้งละ 1 เมตร จนกระทั่งถึง -15 เมตร โดยมีระดับน้ำได้ดิน -2.4 เมตร จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความลึกในการขุดกับค่า F.S. ที่ได้จากทั้ง 3 วิธี พบว่าในช่วงความลึกการขุด 4 เมตรแรกค่า F.S. จากวิธี LEM ใกล้เคียงกับวิธี SBM_LE และวิธี FEM ให้ค่า F.S. ใกล้เคียงกับวิธี SBM_FE เช่นกัน ซึ่งค่า F.S. ที่ได้จากวิธี LEM มีค่าน้อยกว่าวิธี SBM และวิธี FEM แต่เมื่อทำการขุดที่ความลึก 5 เมตรพบว่า ค่า F.S. ที่ได้จากทั้ง 3 วิธีมีค่าใกล้เคียงกัน เนื่องจากชั้นดินบริเวณนี้เป็นชั้นดินแข็ง ไม่ว่าจะขุดลึกเท่าไรวงการพิบัติจะเกิดขึ้นเฉพาะดินเหนียวอ่อน

3. จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่า F.S. กับ ระดับน้ำในบ่อขุดดิน กรณีเมื่อขุดดินถึงระดับ -15 เมตร แล้วลดระดับน้ำในบ่อขุดดิน จนกระทั่งเกิดการพิบัติขึ้น โดยคงระดับน้ำได้ดินไว้ที่ -1.2 เมตร พบว่าวิธี FEM ให้ค่า F.S. น้อยกว่าวิธี LEM และวิธี SBM เมื่อระดับน้ำในบ่อขุดดินอยู่ที่ -3.0 ถึง -4.0 เมตร แต่เมื่อระดับน้ำลดลงเรื่อยๆ ค่า F.S. ที่ได้จากทั้ง 3 วิธีมีค่าใกล้เคียงกัน อาจเป็นไปได้

ได้ว่าวิธีของ FEM มีการสะสมของหน่วยแรงที่ถูกกระทำไว้ในแต่ละขั้นตอนการคำนวณ เพราะฉะนั้นหน่วยแรงที่สะสมไว้ ได้นำมาคำนวณอย่างต่อเนื่อง ซึ่งแตกต่างจากวิธีที่เหลือทั้ง 2 ที่ไม่ได้พิจารณาถึงการสะสมของหน่วยแรง อย่างไรก็ตามเมื่อระดับน้ำในบ่อขุดดินอยู่ที่ -8.6 เมตร ได้เกิดการพิบัติขึ้นทั้ง 3 วิธีซึ่งใกล้เคียงกับเหตุการณ์จริง

4. ลักษณะวงการพิบัติของวิธี LEM และวิธี SBM เทียบกับ Contour ของ Shear Strain ที่เกิดของวิธี FEM พบว่าในกรณีการขุดที่ระดับความลึก -15 เมตร วงการพิบัติทั้ง 3 ใกล้เคียงกัน ส่วนในกรณีของวงพิบัติเมื่อน้ำในบ่อขุดดินมีระดับ -8.5 และ -8.6 เมตร พบว่า วงการพิบัติของวิธี LEM ค่อนข้างเล็กลง ส่วนวิธี SBM กว้างขึ้น ลักษณะวงการพิบัติที่เกิดขึ้นใกล้เคียงกับการพิบัติที่เกิดจริงในสนาม นอกจากนี้ยังพบว่าวงการพิบัติของวิธี LEM และวิธี SBM ตัดผ่านบริเวณที่มีค่า Shear Strain สูง จากการวิเคราะห์โดยวิธี FEM สำหรับ Plastic Point ที่เกิดขึ้นในวิธี FEM มีลักษณะเป็นวงพิบัติใกล้เคียงกับวิธี LEM และวิธี SBM

5. จากค่า Shear Strength และ Shear Mobilized ที่ได้จากวิธี SBM_FE พบว่าค่า Shear Mobilized มีค่ามากกว่า Shear Strength ที่ระนาบการพิบัติเป็นระยะประมาณ 5-20 เมตร ซึ่งใกล้เคียงกับระยะที่เกิดขึ้นของ Shear Strain ที่ได้จากวิธี FEM

6. สำหรับวิธี SBM สามารถหาค่า F.S. ได้ทั้งในกรณีที่เป็น LEM และ FEM เมื่อพิจารณาค่า Shear Strength และ Shear Mobilized ที่ได้จากวิธี SBM_FE พบว่า ระยะระนาบการพิบัติบางตำแหน่งมีค่า Shear Mobilized มากกว่าค่า Shear Strength ซึ่งบริเวณนั้นเรียกว่า Over Stress Zone ทำให้ทราบว่าอาจมีบางตำแหน่งที่เกิดการพิบัติขึ้น (Local Failure) ต่างจากค่าที่ได้จากวิธี SBM_LE ที่ให้ค่า Shear Mobilized น้อยกว่าค่า Shear Strength เสมอตลอดระนาบการพิบัติ นอกจากนี้วิธี SBM ยังสามารถทราบลักษณะความแปรปรวนของชั้นดิน ซึ่งพิจารณาจากระยะการพิบัติบางตำแหน่งให้ค่า Shear Strength สูงกว่าค่า Shear Mobilized มาก แสดงว่าบริเวณที่ระนาบวงการพิบัติผ่านชั้นดินมีกำลังรับน้ำหนักมา

สรุปและข้อเสนอแนะ

สรุป

กรณีที่ 1 การศึกษาความลึก ความกว้างและความลาดชันที่มีผลต่อพฤติกรรมความปลอดภัยของงานขุด(ชั้นดินสมำเสมอ)

1. งานขุดดินทั่วไป

จากผลการวิเคราะห์ค่าอัตราส่วนปลอดภัยที่ความลึกในการขุด และความลาดชันต่างๆ เมื่อชั้นดินขุดมีกำลังที่แตกต่างกันและกำหนดให้หน่วยน้ำหนักจรมีค่า 1 t/m^2 พบว่าการตัดลาดดินด้วยความชัน 1 : 2 ให้ค่าอัตราส่วนปลอดภัยที่เหมาะสม (มากกว่า 1.50) ในเกือบทุกกรณี ยกเว้นในกรณีที่ดินมีความอ่อนมาก นอกจากนั้นยังพบว่าดินที่มีค่า $c \geq 2.5 \text{ t/m}^2$ หรือตั้งแต่ Medium Clay เป็นต้นไป การขุดลึก 3.0 เมตร มีความปลอดภัย สำหรับดินที่มีค่า $c < 2.5 \text{ t/m}^2$ หรือ Soft to Very Soft Clay หรือ Loose to Very Loose Sand ($\phi < 25^\circ$) ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยจะขึ้นอยู่กับความลึก และความลาดชันการขุดโดยตรง

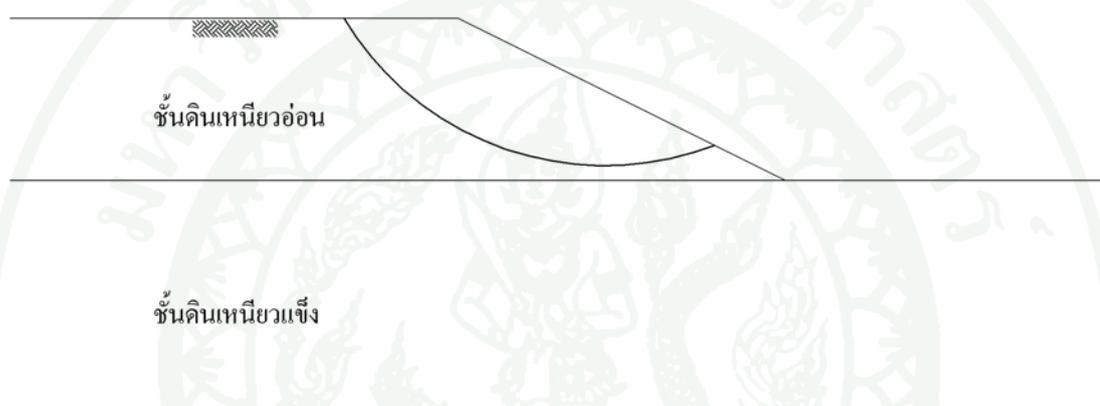
2. งานขุดดินที่ความกว้างปากบ่อขุดไม่เท่ากัน

ผลการวิเคราะห์พบว่าความกว้างปากบ่อขุดไม่มีผลต่อเสถียรภาพของลาดดินทุกลักษณะชั้นดิน

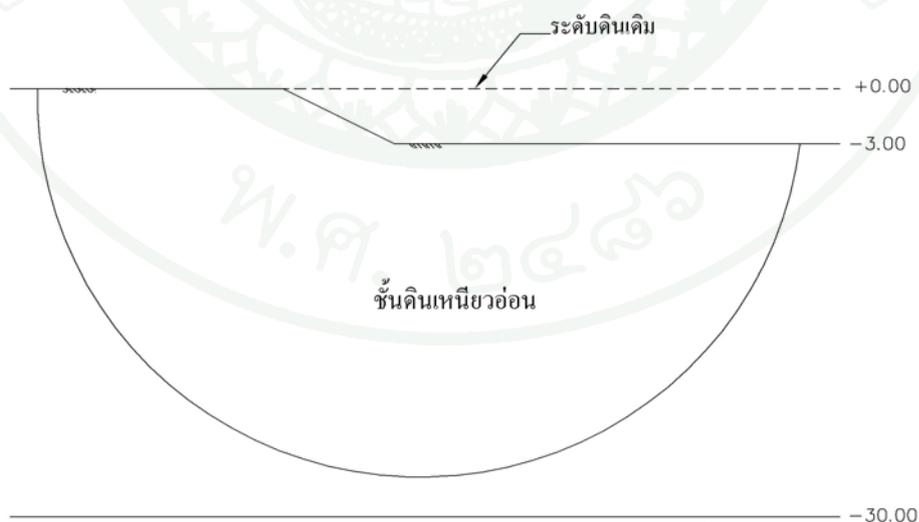
กรณีที่ 2 การศึกษาความปลอดภัยเนื่องมาจากรูปแบบการรับแรงเฉือนของชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ

1. จากรูปแบบกำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯทุกรูปแบบที่ศึกษาพบว่า ความลึกการขุดมีผลต่อเสถียรภาพของลาดชัน เมื่อจำลองการขุดที่ความลึกมากขึ้น พบว่าเสถียรภาพลดน้อยลงตามที่ควรจะเป็น จนกระทั่งเมื่อถึงความลึกระดับหนึ่ง พบว่าค่าความปลอดภัยคงที่ไม่ว่าจะขุดไปมากกว่าเดิม ทั้งนี้เนื่องจากวงการพิบัติส่วนใหญ่จะเกิดขึ้นที่บริเวณชั้นดินเหนียวอ่อน เมื่อ

ขุดลึกลงไปชั้นดินเหนียวแข็งวงการพิบัติที่ตัดผ่านชั้นดินเหนียวแข็งจะไม่เกิดขึ้น (แสดงตัวอย่างในภาพที่ 125) ยกเว้นกรณีกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ C ที่วงการพิบัติอาจตัดผ่านชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง (Medium Clay) บ้าง ทั้งนี้เมื่อเปรียบเทียบกับการจำลองชั้นดินให้มีคุณสมบัติสม่ำเสมอ (Homogenous Soil) เป็นชั้นเดียว ดังกรณีศึกษาที่ 1 พบว่าลักษณะวงการพิบัติมีขนาดกว้างและมีพื้นที่ผลกระทบมากกว่าการจำลองชั้นดินเป็นหลายชั้น (แสดงตัวอย่างในภาพที่ 126) ดังนั้นการจำลองรูปแบบชั้นดินจึงมีผลมากต่อลักษณะวงการพิบัติพื้นที่ที่ได้รับผลกระทบและอัตราส่วนความปลอดภัย



ภาพที่ 125 ลักษณะวงการพิบัติที่เกิดขึ้นเฉพาะบริเวณชั้นดินเหนียวอ่อน

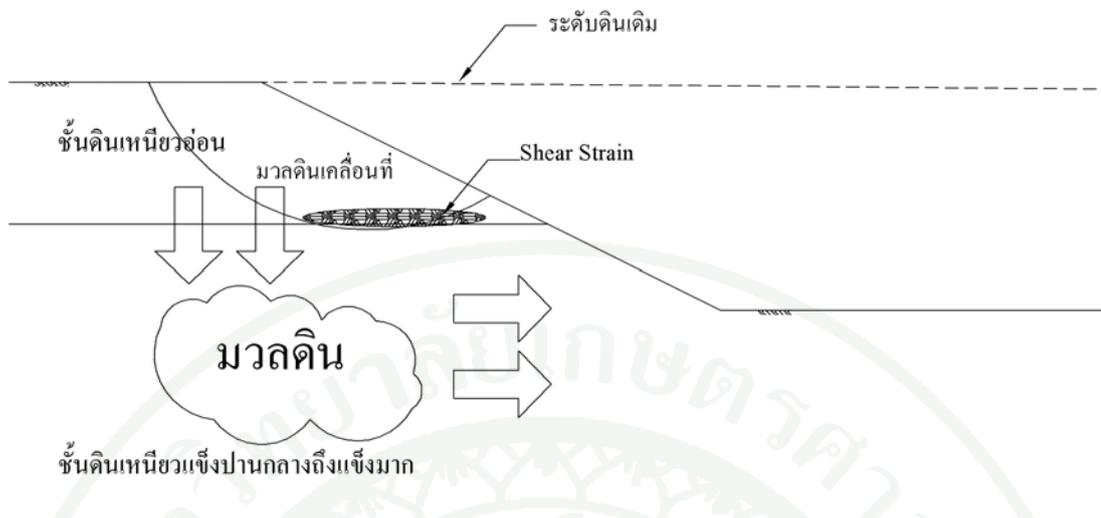


ภาพที่ 126 ตัวอย่างลักษณะวงการพิบัติที่เกิดขึ้น เมื่อจำลองชั้นดินให้มีคุณสมบัติสม่ำเสมอ

2. กรณีกำลังรับแรงเฉือนของดินที่มีกำลังรับแรงเฉือนเพิ่มขึ้นตามความลึก(รูปแบบ A และ C) การที่มีชั้น Weathered Crust จะช่วยให้เสถียรภาพของลาดชันดีขึ้น โดยเฉพาะลักษณะชั้นดินที่มีกำลังรับแรงเฉือนรูปแบบ C ทั้งนี้สำหรับชั้นดินที่มีกำลังรับแรงเฉือนคงที่ตลอดความลึกของชั้นดินเหนียวอ่อน(รูปแบบ B) ไม่ว่าจะจะมีหรือไม่มีชั้น Weathered Crust พบว่าเสถียรภาพของลาดชันไม่ได้เปลี่ยนแปลงมากนัก ทั้งนี้สามารถสรุปได้ในเบื้องต้นว่าชั้น Weathered Crust สำหรับกำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯบางรูปแบบมีส่วนช่วยให้เสถียรภาพการขุดเพิ่มมากขึ้น อย่างไรก็ตามปัจจุบันพบว่าการขุดหน้าดินชายในบางพื้นที่ ซึ่งการดำเนินการดังกล่าวเป็นการลดเสถียรภาพของลาดงานขุด

3. สำหรับดินเหนียวอ่อนถึงอ่อนมากในพื้นที่ดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ พบว่ากำลังรับแรงเฉือนทุกรูปแบบ (A, B และ C) ให้ค่าความลึกที่สามารถทำการขุดสูงสุดได้ในทุกวิธีการวิเคราะห์ ที่มีความปลอดภัยเป็นดังนี้ สำหรับกรณีไม่มีชั้น Weathered Crust ความลึกสูงสุดที่ขุดได้มีค่า 6 เมตร 5 เมตรและ 4 เมตร ตามลำดับ และกรณีมีชั้น Weathered Crust ความลึกสูงสุดที่ขุดได้มีค่า 7 เมตร 6 เมตรและ 7 เมตร ตามลำดับ ซึ่งวิธี LEM และ วิธี SBM_LE ให้ค่าที่ปลอดภัย(Conservative)กว่าวิธี SBM_FE และวิธี FEM

4. จากผลการวิเคราะห์พบว่าความลึกการขุดที่สามารถขุดได้บางกรณีมีค่าแตกต่างกัน จากการวิเคราะห์ด้วยวิธี LEM และวิธี FEM เนื่องจากทั้ง 2 วิธีมีทฤษฎีในการคำนวณ F.S. ที่แตกต่างกัน ส่งผลให้เสถียรภาพของความลึกการขุดที่ได้แตกต่างกันโดยวิธี LEM จะทำการค้นหาการพิบัติที่ ให้ค่า F.S. น้อยที่สุด โดยการใช้สมมูลแรงต้านกับแรงผลึก ต่างจากวิธี FEM ที่ค่า F.S. หาได้จากวิธี Strength Reduction จนระบบเกิดการไม่สมดุล นอกจากนั้นจากการวิเคราะห์ยังพบว่า การวิเคราะห์โดยวิธี FEM หากความลึกการขุดในชั้นดินเหนียวอ่อนมีความปลอดภัยระบบจะยังคงสมดุลอยู่ เมื่อขุดเลยความหนาของชั้นดินอ่อนลงไปชั้นดินเหนียวแข็งปานกลางและดินเหนียวแข็ง จนมีความลึกระดับหนึ่งที่จะทำให้เกิดการเคลื่อนตัวของชั้นดินเหนียวแข็ง(ในลักษณะ No Volume Change Movement) อาจจะกระตุ้นให้ ชั้นดินเหนียวอ่อนด้านบนเสี่ยสมดุลและพิบัติในที่สุด แสดงตัวอย่างในภาพที่ 127



ภาพที่ 127 ตัวอย่างลักษณะระบบการพิบัติที่เกิดขึ้นของวิธี FEM

5. สำหรับวิธีการวิเคราะห์ทั้ง 3 วิธี พบว่าให้ค่าความปลอดภัย (F.S.) ที่ใกล้เคียงกัน อย่างไรก็ตามสำหรับผู้ออกแบบควรพิจารณาเลือกใช้วิธีที่เหมาะสม บางลักษณะงานอาจจำเป็นต้องเลือกวิธีที่ใช้สำหรับการวิเคราะห์มากกว่า 1 วิธี สำหรับการวิเคราะห์ที่ไม่ซับซ้อนมากนักอาจใช้วิธี LEM แต่หากจำเป็นต้องศึกษาพฤติกรรมอย่างอื่นร่วมด้วยเช่น การเคลื่อนตัว เป็นต้น ควรใช้วิธี FEM ในการวิเคราะห์

6. วิธี SBM_FE เป็นทางเลือกอีกทางสำหรับการวิเคราะห์หาค่า F.S. ซึ่งเป็นวิธีใหม่สำหรับการหาค่าอัตราส่วนความปลอดภัย พิจารณาแรงกระทำต่อมวลพิบัติ(ที่พิจารณาเป็น Rigid Body) การวิเคราะห์หน่วยแรงกระทำในดิน จากการศึกษาพบว่าค่า F.S. ที่ได้จากการศึกษากรณีนี้ให้ค่าที่อยู่ในช่วงระหว่างวิธี LEM กับ วิธี FEM (ค่า F.S. ของวิธี SBM_LE ใกล้เคียงกับวิธี LEM สำหรับ SBM_FE ใกล้เคียงกับวิธี FEM)

7. จากผล Shear Strength และ Shear Mobilization ที่ได้จากวิธี SBM_FE อาจทำให้เข้าใจผิดถึงจุด Yield Point ที่แท้จริง ซึ่งจากวิธี FEM ตำแหน่งการเกิด Yield Point หรือจุดที่เกิด Shear Strain สูง พบว่าอยู่ประมาณบริเวณกึ่งกลางลาดชันจนถึงบริเวณ Toe Slope ซึ่งต่างจากวิธี SBM ที่ตำแหน่ง Yield Point ที่เกิดขึ้นเริ่มตั้งแต่ด้านบน Slope จนถึงบริเวณประมาณกึ่งกลางของ Slope กรณีดังกล่าวเป็นเหตุผลที่ได้ทำให้ทราบว่าทำไมการวิเคราะห์โดยวิธี FEM บางกรณีจึงสามารถทำการจำลองชุดได้ที่มีความลึกกว่าวิธี LEM ทั้งนี้เนื่องจากวิธี FEM สามารถถ่าย Stress จาก Element

หนึ่งไปสู่ Element ข้างเคียงได้จนกระทั่งเกิดการพิบัติขึ้น เนื่องจากเสถียรภาพ ซึ่งต่างจากวิธี SBM_LE และ LEM ที่สมมติให้วัสดุเป็น Rigid Material และอนุญาตให้ Stress ในการคำนวณมากกว่า Strength ได้ โดยไม่มีการถ่าย Stress จาก Slice หนึ่งไปสู่ Slice ข้างเคียง หากเกิดการ Over Stress (กรณีค่า Stress มากกว่า Strength หรือการเกิด Over Stress ไม่สามารถเกิดขึ้นได้จริง) อย่างไรก็ตามสำหรับวิธี LEM ยังเป็นวิธีที่ปลอดภัยที่สุดสำหรับการวิเคราะห์ตามลักษณะกำลังรับแรงเฉือนของชั้นดินทั้ง 3 รูปแบบ จากผลสรุปดังกล่าวทำให้เกิดข้อคิดเห็นในทางปฏิบัติว่าการป้องกันและเสริมกำลังของเสถียรภาพลาดชันหากไม่สามารถลดแรงผลักได้ควรพิจารณาเสริมกำลังแรงต้าน ณ บริเวณตำแหน่ง กึ่งกลางลาดชันจนกระทั่งถึงบริเวณ Toe Slope เป็นสำคัญ

กรณีที่ 3 การวิเคราะห์ย้อนกลับการพิบัติของบ่อขุดดิน จังหวัดนนทบุรี

1. จากกรณีศึกษาบ่อขุดดินบริเวณชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ พบว่าระดับน้ำใต้ดินและระดับน้ำในบ่อขุดดินมีผลต่อเสถียรภาพของลาดงานขุดอย่างชัดเจน
2. การศึกษาในกรณีดังกล่าวพบว่าปัจจัยการเปลี่ยนแปลงระดับใต้ดินส่งผลกระทบต่อ การเปลี่ยนแปลงเสถียรภาพของลาดงานขุดมากกว่าปัจจัยการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำในบ่อขุดดิน ดังนั้น การใช้มาตรการการลดระดับน้ำใต้ดินรอบบ่อขุดจะช่วยให้การขุดมีเสถียรภาพดีขึ้น
3. การพิบัติของบ่อขุดจะเกิดขึ้นเฉพาะในส่วน of ชั้นดินอ่อนไม่ว่าจะขุดลึกเท่าใด นอกจากนั้นการพิบัติเป็นวงกว้างถึงชั้นดินแข็งด้านล่างพบว่าเป็นไปได้ยาก ดังนั้นระยะปลอดภัยจากปากบ่อขุดควรพิจารณาลักษณะการพิบัติได้จากวงการพิบัติในชั้นดินอ่อน ทั้งนี้ผลการศึกษาในกรณีนี้สอดคล้องกับผลการศึกษาในกรณีที่ 2 ดังที่ได้กล่าวมา
4. จากการวิเคราะห์ในกรณีนี้พบว่าบางกรณีการวิเคราะห์ด้วยวิธี LEM ให้ค่าอัตราส่วน ความปลอดภัยของลาดงานขุดสูงกว่าวิธี FEM เมื่อพิจารณาเกณฑ์การพิบัติเปรียบเทียบที่ 1.0 ซึ่งหมายความว่าวิธี LEM อาจเป็นวิธีที่ไม่ได้ ปลอดภัยเสมอไป อย่างไรก็ตามหากเป็นขั้นตอนการ ออกแบบจะสรุปได้ว่าวิธี LEM ควรเผื่อค่า F.S. ในการออกแบบให้มากกว่า 1.0 (ซึ่งเป็นหลักปกติ)

5. จากกรณีการวิเคราะห์ย้อนกลับกรณีนี้พบว่าหากเทียบการพิบัติจากการวิเคราะห์ด้วยวิธี FEM และวิธี LEM พบว่าในขณะที่วิธี LEM ได้ให้ค่า F.S. = 1.17 วิธี FEM ได้เกิดการพิบัติแล้ว ความลึกการขุดเดียวกัน ดังนั้นสำหรับการออกแบบโดยวิธี LEM ในกรณีนี้ ค่า F.S. ที่ใช้ควรมีค่ามากกว่า 1.17 ค่าดังกล่าวสามารถนำไปใช้เป็นข้อมูลในการพิจารณาเลือกใช้ค่า F.S. ในงานขุดบริเวณดินเหนียวอ่อนที่มีลักษณะชั้นดิน , คุณสมบัติ ใกล้เคียงกับกรณีศึกษานี้ได้ ทั้งนี้หากวิเคราะห์ด้วยวิธี LEM และกำหนดให้ F.S. มีค่ามากกว่า 1.5 ลาดชันจึงน่าจะปลอดภัยแล้ว

6. อาศัยอำนาจตามพระราชบัญญัติการขุดดินและถมดิน พ.ศ. ๒๕๔๓ กฎกระทรวง เรื่อง กำหนดมาตรการป้องกันการพังทลายของดินหรือสิ่งปลูกสร้างในการขุดดินหรือถมดิน พ.ศ. ๒๕๔๘ หมวด ๑ การขุดดิน ข้อ ๗ กล่าวว่า “การขุดดินที่มีความลึกจากระดับพื้นดินเกินสามเมตร หรือมีพื้นที่ปากบ่อดินเกินหนึ่งหมื่นตารางเมตร ปากบ่อดินจะต้องห่างจากแนวเขตที่ดินของบุคคลอื่นหรือที่สาธารณะเป็นระยะไม่น้อยกว่าสองเท่าของความลึกของบ่อดินที่จะขุด เว้นแต่จะได้มีการจัดการป้องกันการพังทลายของดินหรือสิ่งปลูกสร้าง โดยการรับรองของผู้ได้รับใบอนุญาตให้ประกอบวิชาชีพวิศวกรรมควบคุม สาขาวิศวกรรมโยธา ตามกฎหมายว่าด้วยวิศวกร” จากผลการศึกษานี้พบว่าข้อกำหนดดังกล่าวอาจเป็นข้อกำหนดที่ไม่เหมาะสมกรณีการขุดดินลึกกว่าชั้นดินอ่อนเพราะการพิบัติจะเกิดขึ้นที่บริเวณชั้นดินอ่อนเท่านั้นส่วนชั้นดินแข็งไม่ว่าจะทำการขุดที่ระดับเท่าใด การพิบัติเกิดขึ้นได้ยาก เพราะฉะนั้นควรกำหนดการเว้นระยะห่างจากปากบ่อขุดให้ขึ้นกับความหนาของชั้นดินอ่อนมากกว่าความลึกการขุด ทั้งนี้กรณีนี้จะไม่รวมถึงการดูทรายใต้ชั้นดินเหนียว ซึ่งหากดำเนินการดังกล่าวอาจเกิดการพิบัติเป็นบริเวณกว้างเนื่องจากการไหลของทรายใต้ชั้นดินเหนียวเป็นกลไกการพิบัติที่ต่างจากการศึกษานี้

7. พระราชบัญญัติการขุดดินและถมดิน พ.ศ. ๒๕๔๓ กฎหมายอนุญาตให้การขุดดินที่มีความลึกไม่เกิน 3 เมตรไม่ต้องแจ้งต่อเจ้าพนักงานท้องถิ่น จากการศึกษาพบว่าข้อกำหนดดังกล่าวอาจไม่ครอบคลุมสำหรับดินทุกประเภท เนื่องจากดินที่มีกำลังน้อยมากไม่สามารถทำการขุดได้ที่ระดับความลึกไม่เกิน 3 เมตรอย่างปลอดภัย นอกจากนี้ต้องคำนึงถึงความลาดชันที่เหมาะสมอีกด้วย

ข้อเสนอแนะ

1. การศึกษาความไม่แน่นอนของความปลอดภัยเนื่องมาจากรูปแบบการรับแรงเฉือนของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ควรพิจารณาถึงหน่วยงานนักจรรยาบรรณร่วมด้วย
2. การศึกษาการวิเคราะห์ย้อนกลับการพิบัติของบ่อดิน จังหวัดนนทบุรี ควรคำนึงถึงแรงภายนอกด้วยและควรทำการศึกษาพฤติกรรมการเคลื่อนตัวเพิ่มเติม ทั้งนี้ต้องมีการตรวจวัดการเคลื่อนตัวในสนามด้วย เพื่อนำผลที่ได้จากการตรวจวัดมาเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์
3. เนื่องจากงานชุดดินมีลักษณะการพิบัติในช่วงเวลา Long Term เพราะฉะนั้นควรคำนึงถึงเรื่องการอัดตัวคายน้ำ(Consolidation)
4. ควรพิจารณา Tension Cracks ร่วมด้วยในกรณีมีชั้น Weathered Crust
5. ควรทำการวิเคราะห์ด้วย Total Stress Parameters เพื่อเปรียบเทียบผลที่ได้จาก Effective Stress Parameter

เอกสารและสิ่งอ้างอิง

ก้องรัฐ นกแก้ว. 2547. การศึกษาพฤติกรรมทางกลในระหว่างการก่อสร้างคันทางบนดินเหนียว
อ่อนกรุงเทพฯ. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.

คมกริช บิดร. 2543. ฐานข้อมูลการสำรวจดินทางวิศวกรรมโดยวิธีระบบสารสนเทศทางภูมิศาสตร์.
วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.

ชูเลิศ จิตเจื้อจุน. 2544. การพัฒนาโปรแกรมวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดดินด้วยวิธี **Simplified
Bishop**. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.

ปณุต สุวรรณวิวัฒนา. 2545. ลักษณะชั้นดินกรุงเทพฯ โดยระบบสารสนเทศทางภูมิศาสตร์
GRASS. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.

พงษ์ศิลป์ เดชะคนูวงศ์. 2544. การศึกษาพฤติกรรมความเค้นความเครียดของกำแพงกันดินชนิด
เรียงต่อเนื่องด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.

มณฑา ตันดิพรหมมินทร์. 2546. แผนภูมิสำหรับการออกแบบความสูงคันทางบนชั้นดินเหนียว
อ่อนกรุงเทพฯในเขตพื้นที่. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.

วรสสุคนธ์ ชื่นวัฒนา. 2545. การศึกษาคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ.
ปริญญาโท, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.

วรากร ไม้เรียง. 2546. วิศวกรรมเขื่อนดิน. พิมพ์ครั้งที่ 3. ไลบราลี นาย, กรุงเทพฯ ฯ.

วรากร ไม้เรียง และรัฐธรรม อิศโรพาร. 2547. การพัฒนาโปรแกรมวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดิน
ด้วยวิธี **Generalized Limit Equilibrium**. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท,
มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.

วันชัย เทพรักษ์. 2548. เอกสารประกอบการบรรยายเรื่องการก่อสร้างชั้นใต้ดินในดินเหนียวอ่อน
กรุงเทพฯ. คณะวิศวกรรมศาสตร์, จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย. 2546. ข้อมูลสภาพดินบริเวณลุ่มแม่น้ำเจ้าพระยาตอนล่าง.
โรงพิมพ์สหมิตรการพิมพ์, กรุงเทพฯ.

ศูนย์วิจัยพัฒนาวิศวกรรมปฐพีและฐานราก. 2550. รายงานผลการวิเคราะห์และเสนอแบบปรับปรุง
เสถียรภาพของลาดดิน(ฉบับสมบูรณ์)โครงการการสำรวจวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดดิน
ในสถานที่ฝังกลบขยะมูลฝอย ส่วนขยายที่ 2. มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์, กรุงเทพฯ.

สันติ ไทยอินวงษ์. 2538. การวิเคราะห์พฤติกรรมทางด้านหน่วยแรงและการเคลื่อนตัวของเขื่อนลำ
แชะโดยไฟไนต์เอลิเมนต์. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.

สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง. 2550. วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ในงานวิศวกรรมธรณีเทคนิค. พิมพ์ครั้งที่ 1.
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, กรุงเทพฯ.

สมพงษ์ โรจน์กั้งสาด. 2552. คุณสมบัติดินที่มีผลต่อการก่อสร้างเสาเข็มดิน-ซีเมนต์:
กรณีศึกษาในโครงการระบายน้ำบริเวณสนามบินสุวรรณภูมิ. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท,
มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.

สุรฉัตร สัมพันธ์รักษ์. 2540. วิศวกรรมปฐพี. วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรม
ราชูปถัมภ์, โรงพิมพ์จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

องอาจ นวลปลอด. 2548. การศึกษาพฤติกรรมของเข็มพีตในชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯโดย
กลศาสตร์มวลต่อเนื่อง. กรุงเทพมหานครปริญญาโท, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.

_____. 1988. **Excavation Test ของกรมชลประทาน VOL.1**, ศูนย์วิจัยพัฒนาวิศวกรรมปฐพีและ
ฐานราก. มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์, กรุงเทพฯ.

_____.1989. **Excavation Test ของกรมชลประทาน VOL.2**, ศูนย์วิจัยพัฒนาวิศวกรรมปฐพีและ
ฐานราก. มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์, กรุงเทพฯ.

Alkasawneha Wael , Abdallah I. Husein Malkawi b, Jamal Hassan Nusairat c, Nermeen
Albataineh c. 2007. A comparative study of various commercially available programs in
slope stability analysis. **Computer and Geotechnic**. 35: 428-435.

Bjerrum, L. 1972. Embankment on soft ground. Proc. **ASCE Specialty Conference on Earth
and Earth-Supported Structures**, Perdue University, VOL. 2: 1-54.

Brinkgreve, R.B.J. 1998. **General information Plaxis Vertion 7**. A.A.Balkema.
Rotterdam, Netherlands.

Das, B.M. 1985. **Advance Soil Mechanics**. McGraw-Hill, Book-Co Singapore, Singapore.

Das, Braja M. 1993. **Principles of Soil Dynamics**. Boston, PWS-KENT. Boston.

Dasai, C. S. and Christian, J. T. 1977. **Numerical Methods in Geotechnical Engineering**.
McGraw-Hill, United State of America.

Duncan, J. 1996. State of the art:limit equilibrium and finite element analysis of slopes. **J
Geotech Geoenviron Eng ASCE**. 122(7): 578-584.

Dunn, I.S. 1980. **Fundamentals of Geotechnical Analysis**. John Wiley & Son,Inc, United
State of America.

Essa Rafiq. 1974. **Stability of A Trial Excavation in Nong Ngoo Hao Clay**. M.Eng.
Thesis, AIT.

- Griffith, D. V. and Lane P. A. 1999. Slope stability analysis by finite elements. **Geotechnique** 49, No.3: 387-403.
- Ho Wing-on. 1976. **A Reanalysis of the Nong Ngoo Hao Test Excavation**. M.Eng. Thesis, AIT.
- Janbu, N. 1954. **Application of Composite Slip Surface for Stability Analysis**, pp. 43-49. In European Conference on stability of earth slopes. Stockholm, Sweden.
- Jayarathne Semba Cuttige. 1977. **Stability Analysis of The RESBAIT Test Section**. M.Eng. Thesis, AIT.
- Kim, J. Y. and Lee, S. R. . 1997. Improved search strategy for the critical slip surface using finite element stress fields. **Computer Geotech**, 21. No. 4 : 295-313.
- Krahn John. 2004. **Stability Modeling with SLOPE/W** , An Engineering Methodology.
- Lambe, T.W. and R.V. Whitman. 1969. **Soil Mechanics**. **John Wiley & Sons**, New York.
- Lane P, Griffiths D. 2000. Assessment of stability of slope under drawdown conditions. **J Geotech Geoenviron Eng ASCE**, 126(5):443-450
- Lee Young Huy. 1983. **Behaviors of Embankments, Excavation, and Foundations in Soft Bangkok Clay**. M.Eng. Thesis, AIT.
- Moh, Z.C. 1969. **Strength and Compressibility of Soft Bangkok Clay**. Res. Rep. No.7. AIT., Bangkok. 15 p.

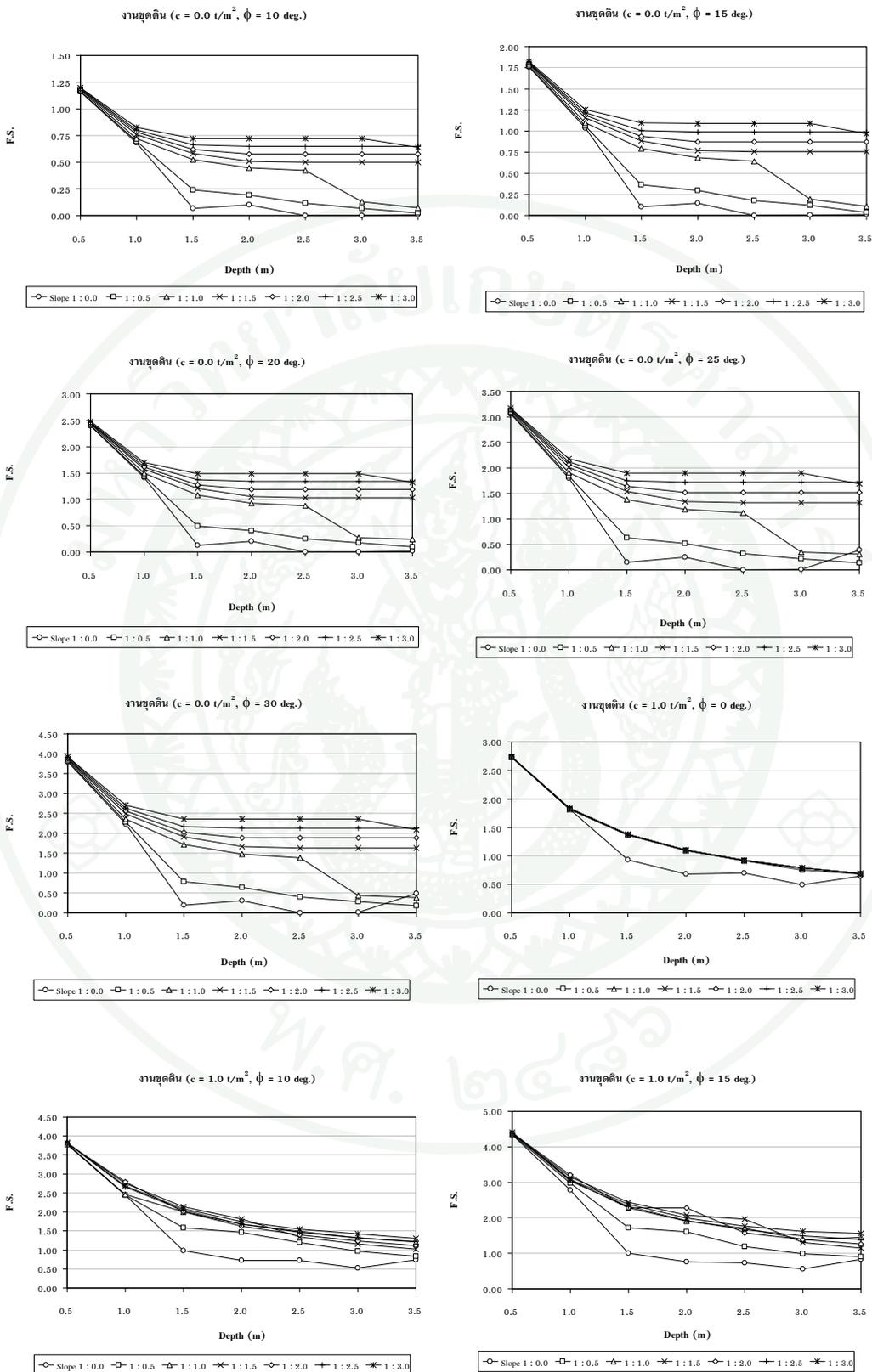
- Nezar Atalla Hammouri ,Abdallah I. Husein Malkawi ,Mohammad M. A. Yamin. 2008. Stability analysis of slopes using the finite element method and limiting equilibrium approach. **Bull Eng Geol Environ**, 67:471-478
- Pockoski M, Duncan JM. 2000. **Comparison of Computer Programs for Analysis of Reinforced Slopes**. Virginia Polytechnic Institute and State University.
- Reddy, J.N. 1993. **An Introduction to the Finite Element Method**. 2nd eds. Mcgraw-Hill, Inc., Singapore.
- Rocscience Inc. 2001. **Application of Finite Element Method to Slope Stability**, University of Toronto, Ontario.
- Sivadran Coomaraswamy. 1975. **Finite Element Analysis of Test Embankment and Excavation in Nong Ngoo Hao**. M.Eng.Thesis, AIT.
- Tan. D and Sarma S. K. 2008. Finite element verification of an enhanced limit equilibrium method for slope analysis. **Geotechnique** 58, No. 6: 481-487.
- Yu H, Salgado R, Sloan W, Kim J. 1998. Limit analysis versus equilibrium for slope stability. **J Geoenviron Eng ASCE**. 124(1) : 1-11
- Zaki A. 1999. **Slope Stability Analysis Overview**, University of Toronto, Ontario.

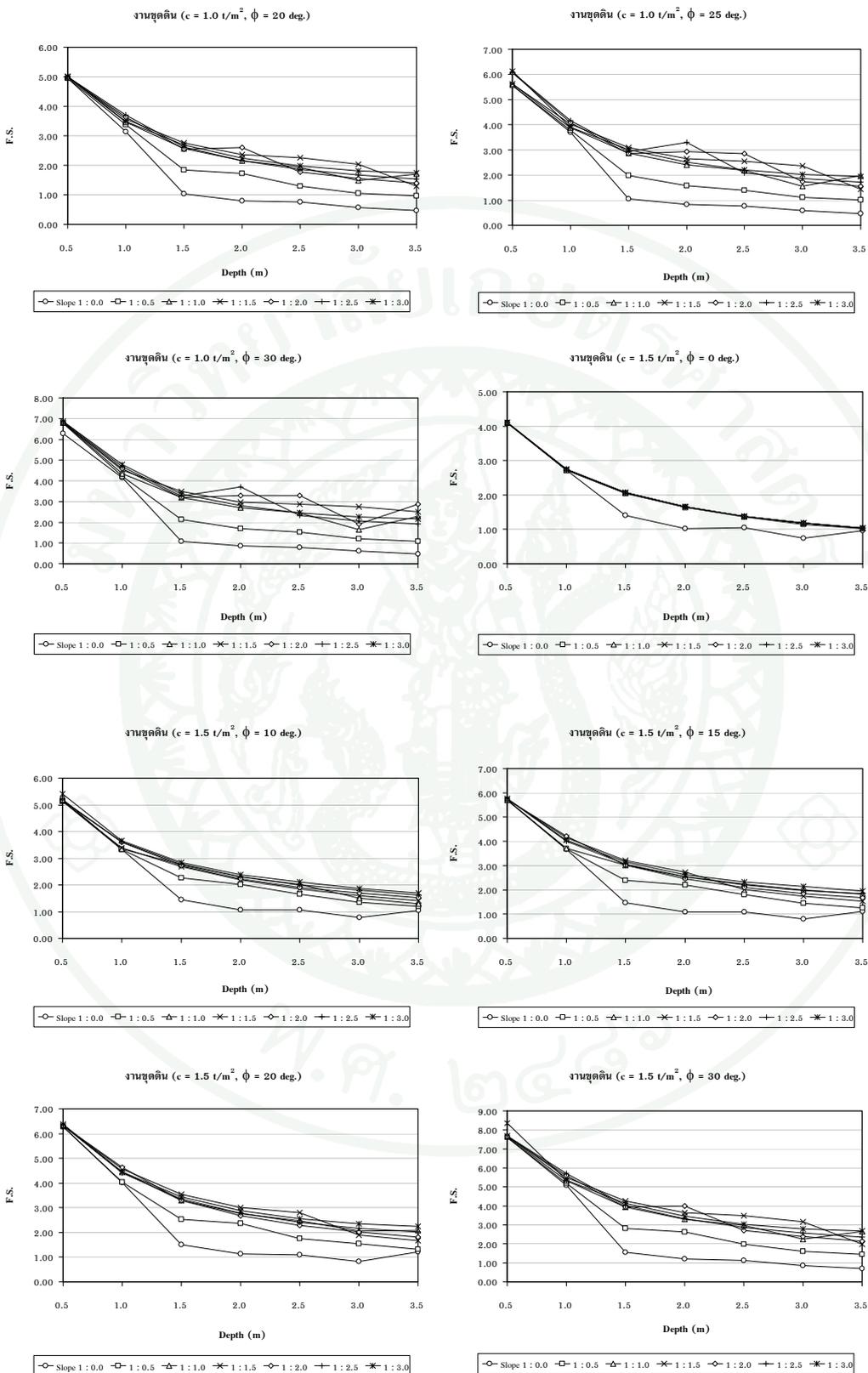


ภาคผนวก

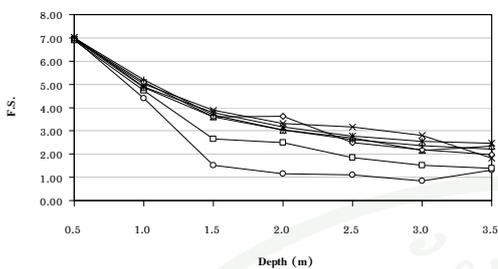


ภาคผนวก ก
อัตราส่วนปลอดภัยสำหรับงานชุดทั่วไป



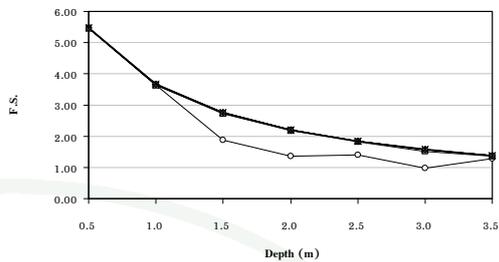


งานขุดดิน ($c = 1.5 \text{ t/m}^2, \phi = 25 \text{ deg.}$)



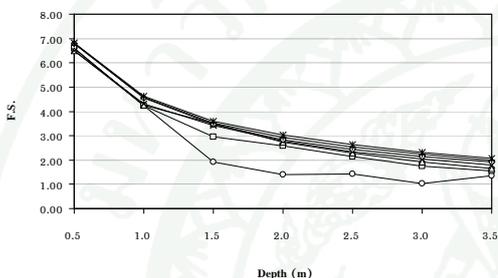
○ Slope 1:0.0 □ 1:0.5 ▽ 1:1.0 ✕ 1:1.5 ◊ 1:2.0 + 1:2.5 * 1:3.0

งานขุดดิน ($c = 2.0 \text{ t/m}^2, \phi = 0 \text{ deg.}$)



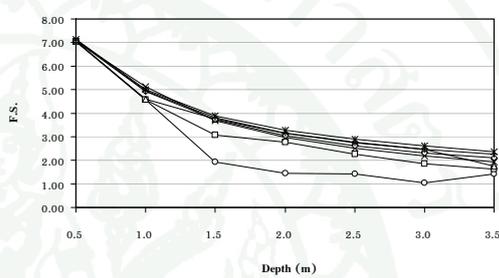
○ Slope 1:0.0 □ 1:0.5 ▽ 1:1.0 ✕ 1:1.5 ◊ 1:2.0 + 1:2.5 * 1:3.0

งานขุดดิน ($c = 2.0 \text{ t/m}^2, \phi = 10 \text{ deg.}$)



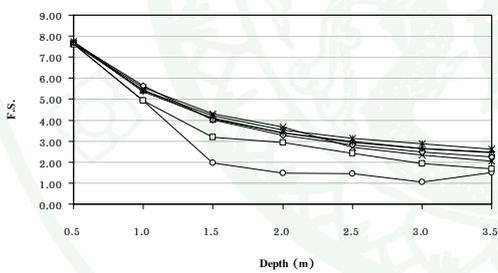
○ Slope 1:0.0 □ 1:0.5 ▽ 1:1.0 ✕ 1:1.5 ◊ 1:2.0 + 1:2.5 * 1:3.0

งานขุดดิน ($c = 2.0 \text{ t/m}^2, \phi = 15 \text{ deg.}$)



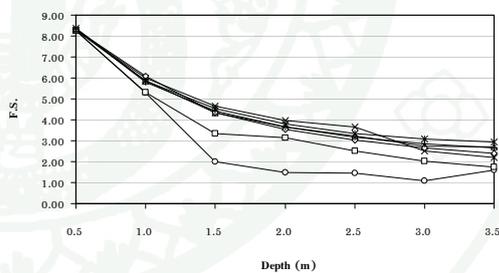
○ Slope 1:0.0 □ 1:0.5 ▽ 1:1.0 ✕ 1:1.5 ◊ 1:2.0 + 1:2.5 * 1:3.0

งานขุดดิน ($c = 2.0 \text{ t/m}^2, \phi = 20 \text{ deg.}$)



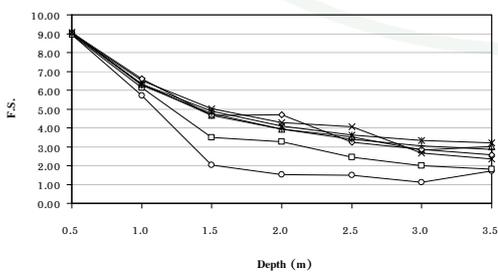
○ Slope 1:0.0 □ 1:0.5 ▽ 1:1.0 ✕ 1:1.5 ◊ 1:2.0 + 1:2.5 * 1:3.0

งานขุดดิน ($c = 2.0 \text{ t/m}^2, \phi = 25 \text{ deg.}$)



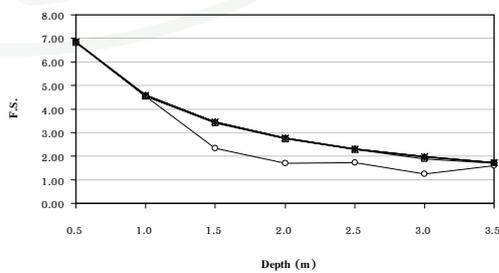
○ Slope 1:0.0 □ 1:0.5 ▽ 1:1.0 ✕ 1:1.5 ◊ 1:2.0 + 1:2.5 * 1:3.0

งานขุดดิน ($c = 2.0 \text{ t/m}^2, \phi = 30 \text{ deg.}$)



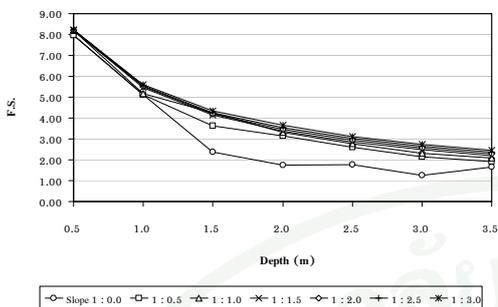
○ Slope 1:0.0 □ 1:0.5 ▽ 1:1.0 ✕ 1:1.5 ◊ 1:2.0 + 1:2.5 * 1:3.0

งานขุดดิน ($c = 2.5 \text{ t/m}^2, \phi = 0 \text{ deg.}$)

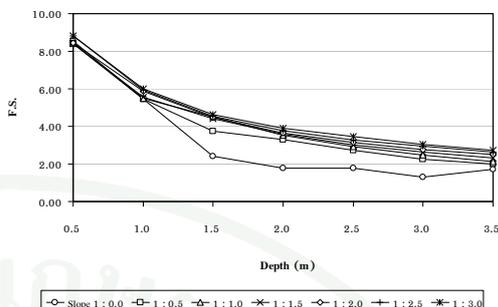


○ Slope 1:0.0 □ 1:0.5 ▽ 1:1.0 ✕ 1:1.5 ◊ 1:2.0 + 1:2.5 * 1:3.0

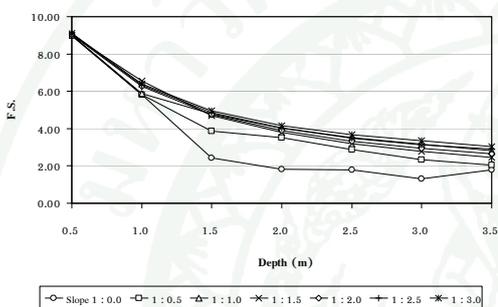
งานขุดดิน ($c = 2.5 \text{ t/m}^2, \phi = 10 \text{ deg.}$)



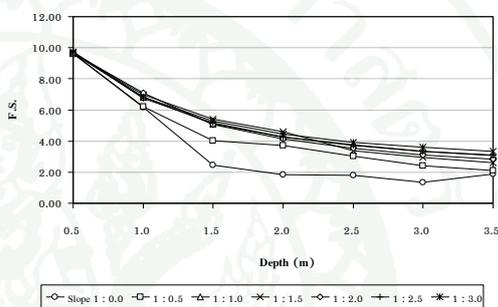
งานขุดดิน ($c = 2.5 \text{ t/m}^2, \phi = 15 \text{ deg.}$)



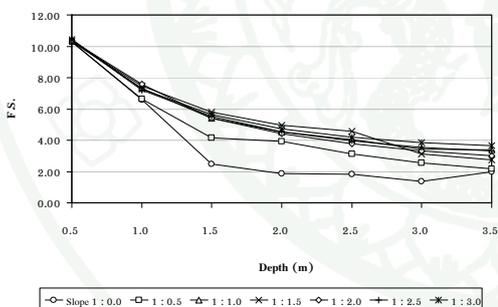
งานขุดดิน ($c = 2.5 \text{ t/m}^2, \phi = 20 \text{ deg.}$)



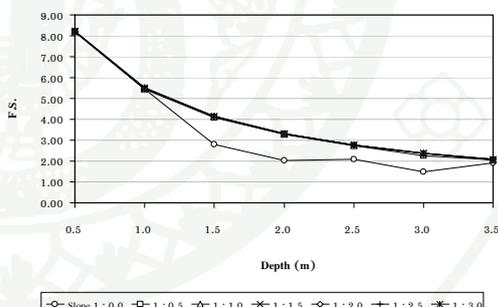
งานขุดดิน ($c = 2.5 \text{ t/m}^2, \phi = 25 \text{ deg.}$)



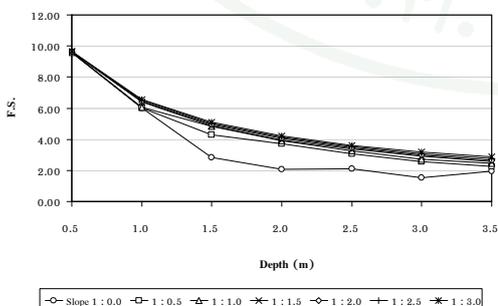
งานขุดดิน ($c = 2.5 \text{ t/m}^2, \phi = 30 \text{ deg.}$)



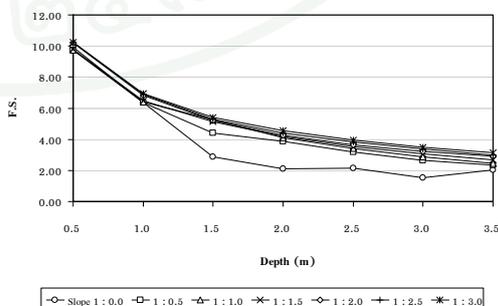
งานขุดดิน ($c = 3.0 \text{ t/m}^2, \phi = 0 \text{ deg.}$)



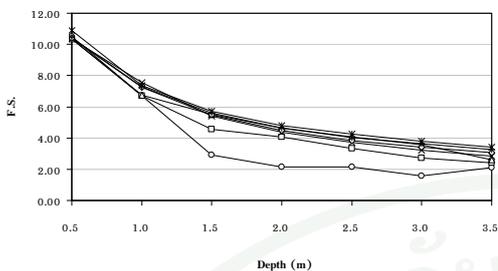
งานขุดดิน ($c = 3.0 \text{ t/m}^2, \phi = 10 \text{ deg.}$)



งานขุดดิน ($c = 3.0 \text{ t/m}^2, \phi = 15 \text{ deg.}$)

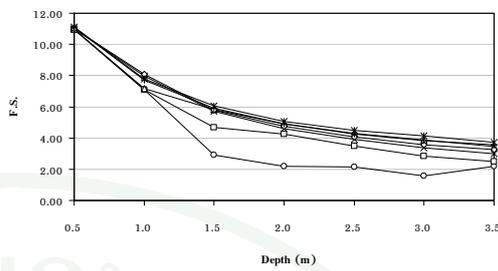


งานขุดดิน ($c = 3.0 \text{ t/m}^2, \phi = 20 \text{ deg.}$)



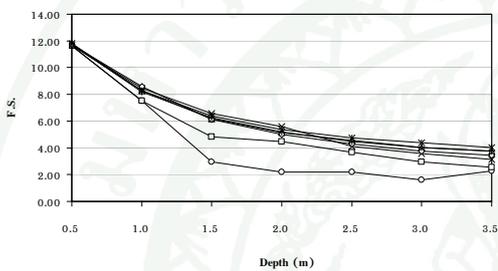
○ Slope 1 : 0.0 □ 1 : 0.5 △ 1 : 1.0 ✕ 1 : 1.5 ◇ 1 : 2.0 + 1 : 2.5 * 1 : 3.0

งานขุดดิน ($c = 3.0 \text{ t/m}^2, \phi = 25 \text{ deg.}$)



○ Slope 1 : 0.0 □ 1 : 0.5 △ 1 : 1.0 ✕ 1 : 1.5 ◇ 1 : 2.0 + 1 : 2.5 * 1 : 3.0

งานขุดดิน ($c = 3.0 \text{ t/m}^2, \phi = 30 \text{ deg.}$)

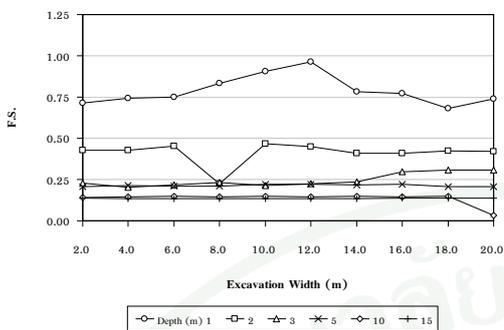


○ Slope 1 : 0.0 □ 1 : 0.5 △ 1 : 1.0 ✕ 1 : 1.5 ◇ 1 : 2.0 + 1 : 2.5 * 1 : 3.0

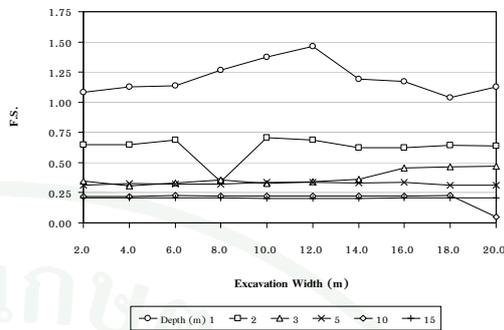


ภาคผนวก ข
อัตราส่วนปลอดภัยสำหรับงานชุดที่ความกว้างปากบ่อชุดไม่เท่ากัน

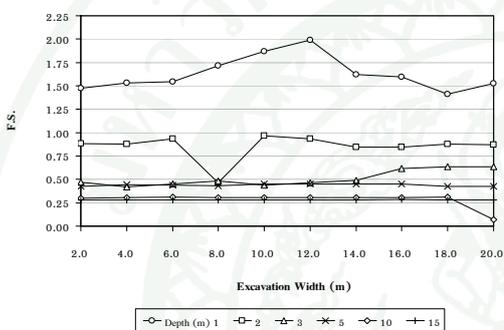
ความกว้างปากบ่อขุดดิน ($c = 0.0 \text{ t/m}^2, \phi = 10 \text{ deg.}$)



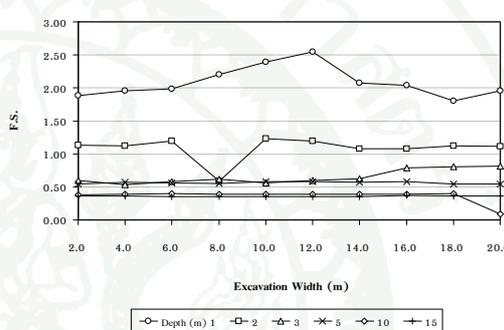
ความกว้างปากบ่อขุดดิน ($c = 0.0 \text{ t/m}^2, \phi = 15 \text{ deg.}$)



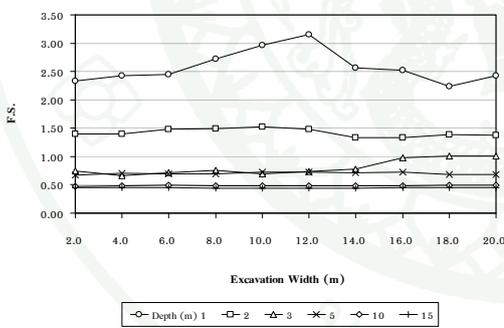
ความกว้างปากบ่อขุดดิน ($c = 0.0 \text{ t/m}^2, \phi = 20 \text{ deg.}$)



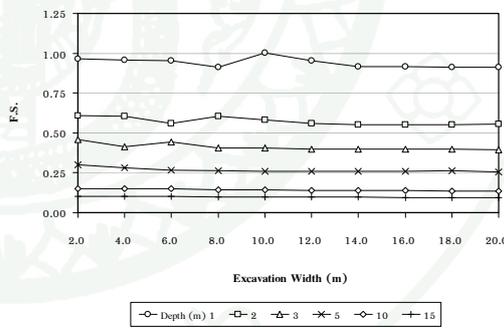
ความกว้างปากบ่อขุดดิน ($c = 0.0 \text{ t/m}^2, \phi = 25 \text{ deg.}$)



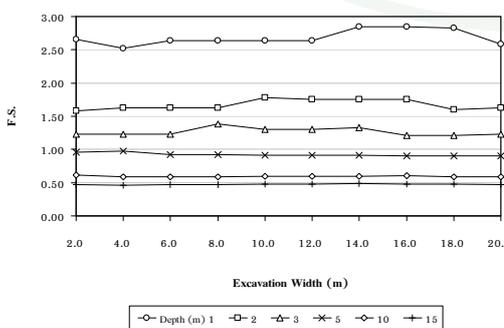
ความกว้างปากบ่อขุดดิน ($c = 0.0 \text{ t/m}^2, \phi = 30 \text{ deg.}$)



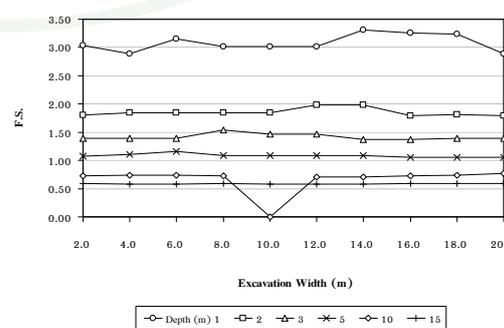
ความกว้างปากบ่อขุดดิน ($c = 0.5 \text{ t/m}^2, \phi = 0 \text{ deg.}$)



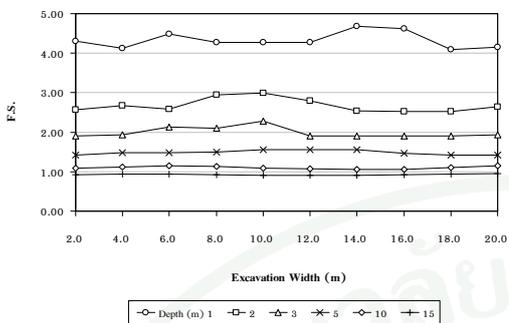
ความกว้างปากบ่อขุดดิน ($c = 1.0 \text{ t/m}^2, \phi = 10 \text{ deg.}$)



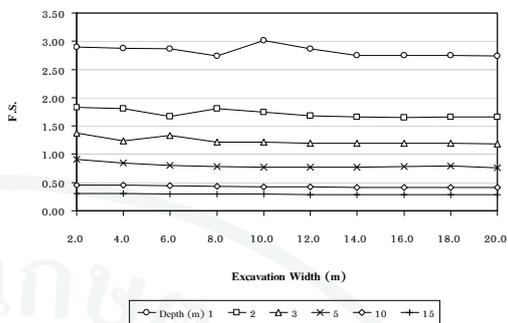
ความกว้างปากบ่อขุดดิน ($c = 1.0 \text{ t/m}^2, \phi = 15 \text{ deg.}$)



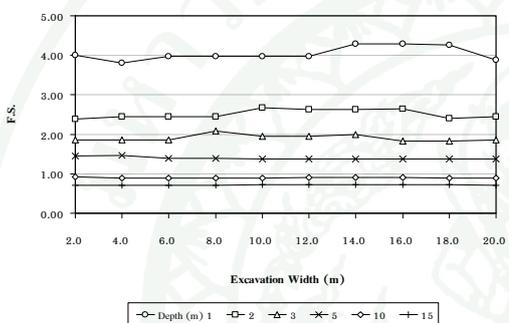
ความกว้างปากบ่อขุดดิน ($c = 1.0 \text{ t/m}^2, \phi = 30 \text{ deg.}$)



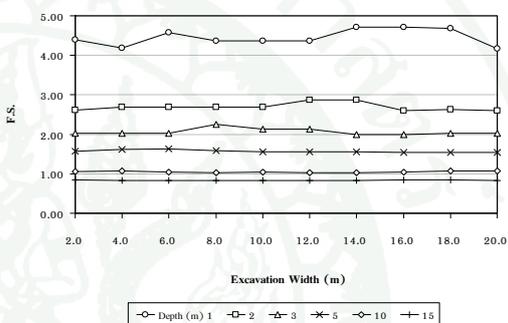
ความกว้างปากบ่อขุดดิน ($c = 1.5 \text{ t/m}^2, \phi = 0 \text{ deg.}$)



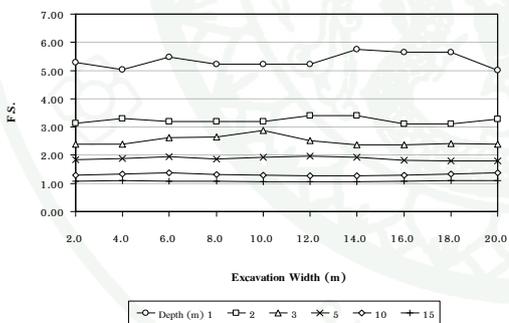
ความกว้างปากบ่อขุดดิน ($c = 1.5 \text{ t/m}^2, \phi = 15 \text{ deg.}$)



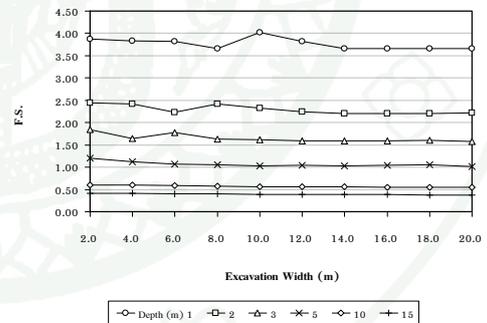
ความกว้างปากบ่อขุดดิน ($c = 1.5 \text{ t/m}^2, \phi = 20 \text{ deg.}$)



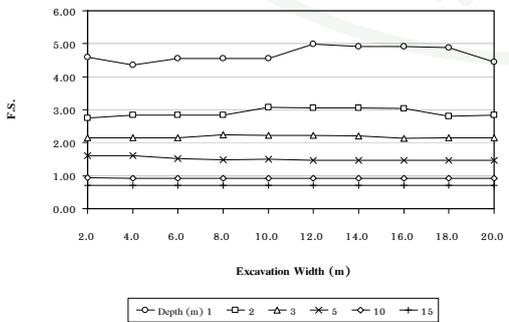
ความกว้างปากบ่อขุดดิน ($c = 1.5 \text{ t/m}^2, \phi = 30 \text{ deg.}$)



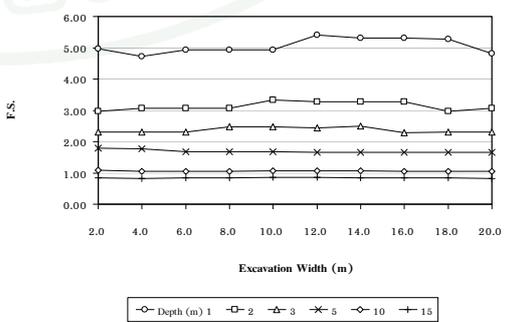
ความกว้างปากบ่อขุดดิน ($c = 2.0 \text{ t/m}^2, \phi = 0 \text{ deg.}$)



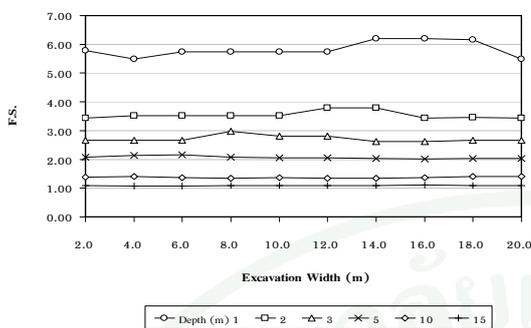
ความกว้างปากบ่อขุดดิน ($c = 2.0 \text{ t/m}^2, \phi = 10 \text{ deg.}$)



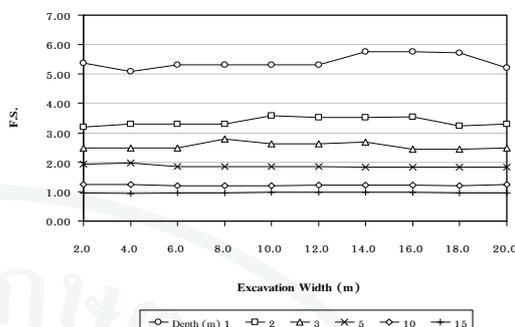
ความกว้างปากบ่อขุดดิน ($c = 2.0 \text{ t/m}^2, \phi = 15 \text{ deg.}$)



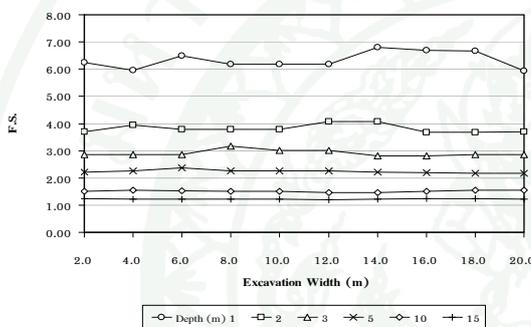
ความกว้างปากบ่อขุดดิน ($c = 2.0 \text{ t/m}^2, \phi = 25 \text{ deg.}$)



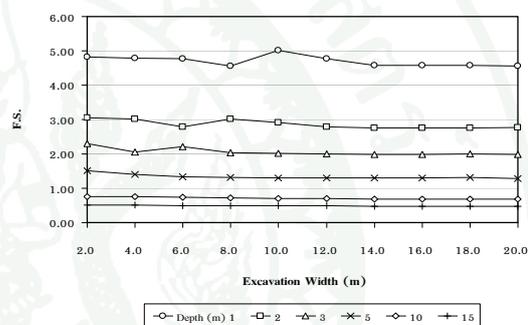
ความกว้างปากบ่อขุดดิน ($c = 2.0 \text{ t/m}^2, \phi = 20 \text{ deg.}$)



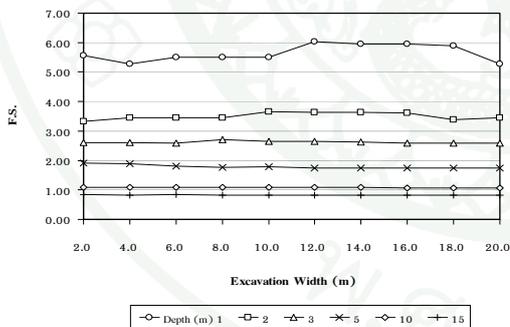
ความกว้างปากบ่อขุดดิน ($c = 2.0 \text{ t/m}^2, \phi = 30 \text{ deg.}$)



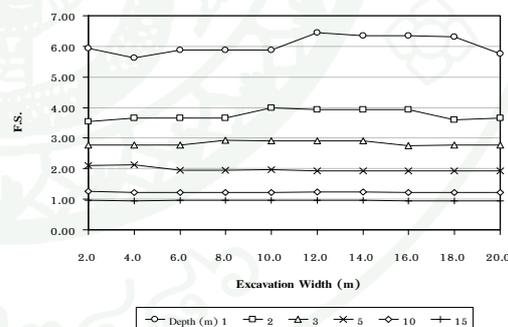
ความกว้างปากบ่อขุดดิน ($c = 2.5 \text{ t/m}^2, \phi = 0 \text{ deg.}$)



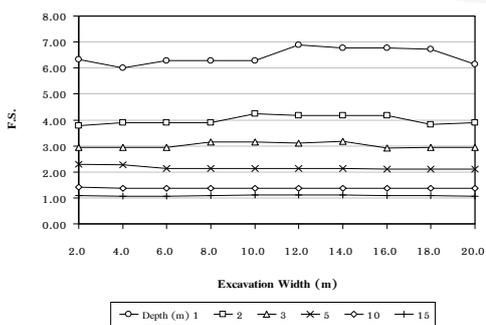
ความกว้างปากบ่อขุดดิน ($c = 2.5 \text{ t/m}^2, \phi = 10 \text{ deg.}$)



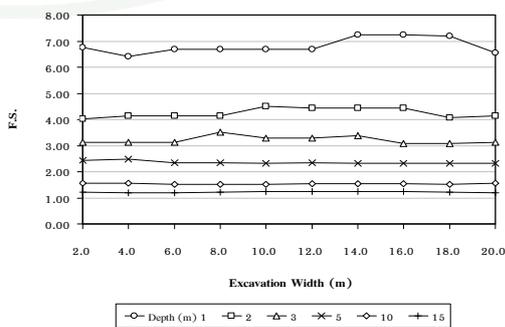
ความกว้างปากบ่อขุดดิน ($c = 2.5 \text{ t/m}^2, \phi = 15 \text{ deg.}$)



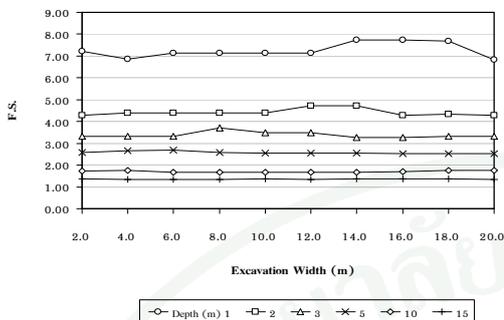
ความกว้างปากบ่อขุดดิน ($c = 2.5 \text{ t/m}^2, \phi = 20 \text{ deg.}$)



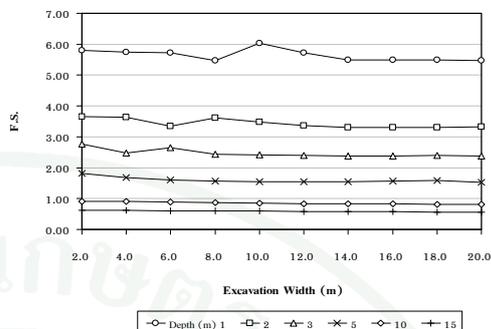
ความกว้างปากบ่อขุดดิน ($c = 2.5 \text{ t/m}^2, \phi = 25 \text{ deg.}$)



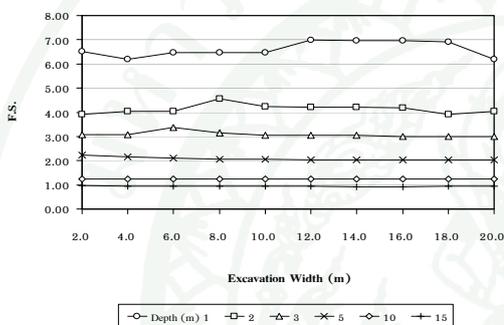
ความกว้างปากบ่อขุดดิน ($c = 2.5 \text{ t/m}^2, \phi = 30 \text{ deg.}$)



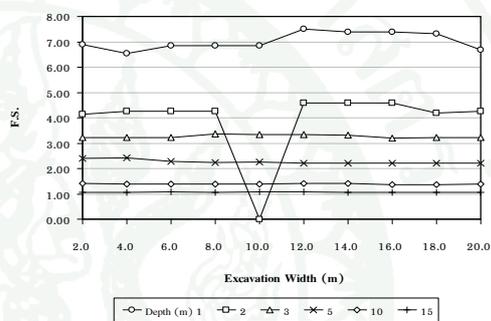
ความกว้างปากบ่อขุดดิน ($c = 3.0 \text{ t/m}^2, \phi = 0 \text{ deg.}$)



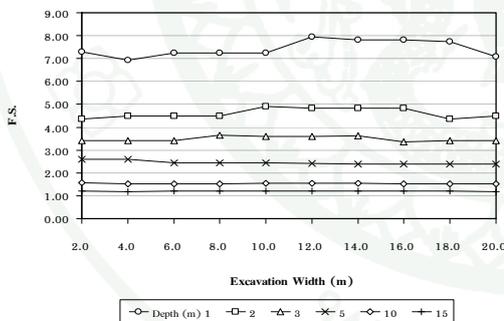
ความกว้างปากบ่อขุดดิน ($c = 3.0 \text{ t/m}^2, \phi = 10 \text{ deg.}$)



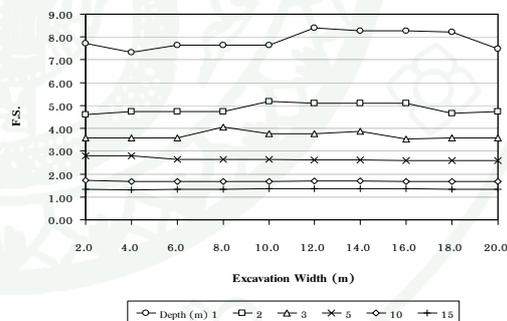
ความกว้างปากบ่อขุดดิน ($c = 3.0 \text{ t/m}^2, \phi = 15 \text{ deg.}$)



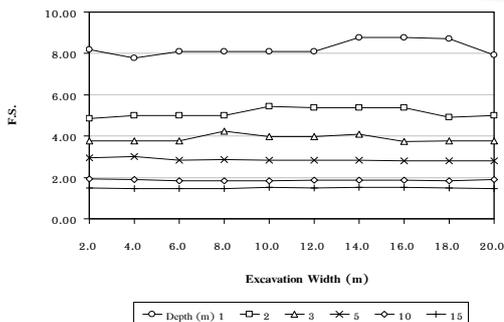
ความกว้างปากบ่อขุดดิน ($c = 3.0 \text{ t/m}^2, \phi = 20 \text{ deg.}$)



ความกว้างปากบ่อขุดดิน ($c = 3.0 \text{ t/m}^2, \phi = 25 \text{ deg.}$)



ความกว้างปากบ่อขุดดิน ($c = 3.0 \text{ t/m}^2, \phi = 30 \text{ deg.}$)



ประวัติการศึกษา และการทำงาน

ชื่อ นางสาววารุณี กะการดี
เกิดวันที่ 20 ธันวาคม 2526
สถานที่เกิด จังหวัดสุรินทร์
ประวัติการศึกษา วศ.บ. (วิศวกรรมโยธา) มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยา
เขตเฉลิมพระเกียรติจังหวัดสกลนคร

