

การวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดด้วยกลไกการวิบัติแบบเลื่อนโดยการวิเคราะห์แบบขอบเขตบนในสภาวะ  
สุดท้ายพลาสติก



นายปราโมทย์ ชินเฮา

สถาบันวิทยบริการ

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ปีการศึกษา 2544

ISBN 974-03-0887-2

ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

AN ANALYSIS OF SLOPE STABILITY BY TRANSLATION FAILURE MECHANISM USING  
UPPER BOUND PLASTIC LIMIT ANALYSIS

Mr. Pramoot Sinauo

สถาบันวิทยบริการ

A Thesis Submitted in Partial Fulfillment of the Requirements  
for the Degree of Master of Engineering in Civil Engineering

Department of Civil Engineering

Faculty of Engineering

Chulalongkorn University

Academic Year 2001

ISBN 974-03-0887-2

หัวข้อวิทยานิพนธ์

การวิเคราะห์เสถียรภาพของความปลอดภัยด้วยกลไกการวิบัติแบบเลื่อนโดย  
การวิเคราะห์แบบขอบเขตบนในสถานะสุดขีดพลาสติก

โดย

นายปราโมทย์ ชินเฮา

สาขาวิชา

วิศวกรรมโยธา

อาจารย์ที่ปรึกษา

ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.บุญชัย อุกฤษฏาน

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้แก่นักวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นส่วน  
หนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาโทบัณฑิต

คณบดีบัณฑิตวิทยาลัย

(ศาสตราจารย์ ดร. สมศักดิ์ ปัญญาแก้ว)

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

ประธานกรรมการ

(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. สุตัต สัมพันธารักษ์)

อาจารย์ที่ปรึกษา

(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. บุญชัย อุกฤษฏาน)

กรรมการ

(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. สุพจน์ เศรษฐวสินสกุล)

นายปรานีเกียรติ ชินเฉา : การวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดด้วยกลไกการวิบัติแบบเลื่อน โดยการใช้การวิเคราะห์แบบขอบเขตบนในสถานะสุดท้ายของดิน (AN ANALYSIS OF SLOPE STABILITY BY TRANSLATION FAIULRE MECHANISM USING UPPER BOUND PLASTIC LIMIT ANALYSIS)

ข. ที่ปรึกษา : ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.บุญชัย อุกฤษฏ์ชน, 140 หน้า, ISBN 974-03-0887-2

วิทยานิพนธ์ฉบับนี้ นำเสนอวิธีการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดด้วยกลไกการวิบัติแบบเลื่อนโดยใช้การวิเคราะห์แบบขอบเขตบนในสถานะสุดท้ายของดิน (UBTMA) และศึกษาความเป็นไปได้ในการนำวิธีการดังกล่าวมาประยุกต์ใช้เพื่อวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดในเชิงปฏิบัติ วิธีที่นำเสนอนี้เป็นแนวคิดใหม่ โดยใช้การวิเคราะห์แบบขอบเขตบนร่วมกับ ข้อสมมติการวิบัติแบบเลื่อน และตั้งปัญหาเสถียรภาพทางคณิตศาสตร์ในรูปแบบมาตรฐานของ Linear Programming ผลการวิเคราะห์ให้ช่วงค่าตัดส่วนปลอดภัย (FS) โดยที่ค่าขอบเขตล่างและบนของ FS สามารถหาได้โดยวิเคราะห์ปัญหาที่กำหนดกำลังของดินเป็นศูนย์และเต็มกำลังในส่วนลิ่มมวลแนวตั้งของชั้นดินย่อยตามลำดับ ดังนั้น วิธี UBTMA สามารถตรวจสอบความแม่นยำของผลเฉลยด้วยตัวเอง เมื่อเปรียบเทียบกับวิธีทั่วไปอื่นๆ ที่ไม่สามารถทำเช่นนี้ได้ ผลจากการเปรียบเทียบแสดงว่า การคาดคำนวณของวิธี UBTMA ลอดคล้องกันเป็นอย่างดี กับการคำนวณด้วยวิธีเชิงตัวเลขขั้นสูงและวิธีวิเคราะห์อื่นๆ ดังนั้น จึงได้พิสูจน์ถึงความถูกต้องของระบบการคำนวณ ผลการศึกษาอื่นๆ ที่สำคัญคือ วิเคราะห์ด้วยวิธี Limit Equilibrium โดยใช้วิธี Spencer และ Morgenstem & Price ลอดคล้องกับผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี UBTMA

ผลการศึกษาการประยุกต์วิธี UBTMA กับกรณีศึกษาที่เกิดการวิบัติขึ้นจริงในหลายกรณี แสดงว่า สามารถวิเคราะห์ปัญหาความลาดได้ถูกต้องและคาดคะเนความไม่มีเสถียรภาพและการวิบัติของความลาดดังกล่าว ดังที่งานวิจัยนี้ได้ยืนยันต่อประสิทธิภาพของการประยุกต์ใช้วิธี UBTMA ในทางปฏิบัติ วิธีการวิเคราะห์เสถียรภาพนี้มีประสิทธิภาพกว่าวิธี Limit Equilibrium ในประเด็นดังต่อไปนี้ 1) ทฤษฎีพื้นฐานรองรับสนับสนุน 2) คำนวณได้แม่นยำกว่า และ 3) ชี้ความสวามารถในการวิเคราะห์ปัญหามากกว่า

ภาควิชา วิศวกรรมโยธา  
สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา  
ปีการศึกษา 2544

ลายมือชื่อนิติศ..... อ.ปรานี  
ลายมือชื่ออาจารย์ที่ปรึกษา.....

# # 4270410421 : MAJOR OF CIVIL ENGINEERING

KEY WORD: LIMIT ANALYSIS / LIMIT EQUILIBRIUM / SLOPE STABILITY/ UPPER BOUND

PRAMOAT SINAUO : THESIS TITLE. (AN ANALYSIS OF SLOPE STABILITY BY TRANSLATION FAILURE MECHANISM USING UPPER BOUND PLASTIC LIMIT ANALYSIS) THESIS ADVISOR : ASSIST.PROF. BOONCHAI UKRITCHON, Sc.D.

140 pp. ISBN 974-03-0887-2.

This thesis presents a slope stability analysis by translational failure mechanism using upper bound plastic limit analysis (UBTMA) and studies possibility of its application for solving slope stability problems in practice. The proposed method is the new concept that uses the upper bound analysis with assuming translational failure mechanism and mathematically formulating the stability problem into a standard linear programming form. The analysis yields a bound of factor of safety (FS), where the lower and upper limits of FS are obtained by analyzing problem with specifying zero and full soil strengths of vertical interfaces, respectively. Thus, the UBTMA can assess the accuracy of its solution in contrast with other conventional methods. The results of case studies show that UBTMA's calculations are in excellent agreement with those of advanced numerical and theoretical methods, thereby validating the correctness of this calculation method. Other significant finding is that computed results of limit equilibrium method by Spencer's method and Morgenstern & Price's method also correspond with those of UBTMA.

Results of application of UBTMA with failure case studies show that this method can analyze slope problems correctly and predict a failure or instability for all slope cases. Accordingly, this research has confirmed effectiveness for applying UBTMA in practice. This method is more effective than limit equilibrium method in terms of the following issues, namely: 1) supporting theoretical background; 2) better accuracy of calculations; and 3) more powerful analysis capabilities.

Department of Civil Engineering

Field of study Civil Engineering

Academic year 2001

Student's signature..... 

Advisor's signature..... 

## กิตติกรรมประกาศ

การทำวิทยานิพนธ์ในหัวข้อ “การวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดด้วยกลไกการวิบัติแบบเลื่อน โดยการวิเคราะห์แบบขอบเขตบน ในสภาวะสุดขีดพลาสติก” ทางผู้เขียนขอขอบพระคุณผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.บุญชัย อุกฤษฏาชน อาจารย์ที่ปรึกษาอย่างยิ่ง สำหรับการให้คำปรึกษา โอกาส และคำแนะนำอันมีค่าตลอดระยะเวลาของการทำวิทยานิพนธ์ฉบับนี้ รวมทั้งยังให้แนวคิดในการทำงานอย่างสร้างสรรค์และการสร้างแรงจูงใจในการทำงานซึ่งมีประโยชน์อย่างยิ่งต่อผู้เขียน ขอขอบพระคุณผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.สุรฉัตร สัมพันธ์รักษ์ สำหรับแนวคิดอันลึกซึ้งในงานวิศวกรรมปฐพี และผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.สุพจน์ เดชวรสินสกุล ที่ได้ให้คำชี้แนะและร่วมเป็นกรรมการตรวจสอบวิทยานิพนธ์ฉบับนี้จนเสร็จสมบูรณ์

ขอขอบคุณเพื่อนๆ พี่ๆ และ น้องๆ นิสิตสาขาวิศวกรรมปฐพีหลายท่านสำหรับแรงผลักดัน มิตรภาพ ความสนุกสนาน กำลังใจ และคำแนะนำ ซึ่งมีส่วนอย่างยิ่งในในการทำวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เสร็จสมบูรณ์ลงได้ ขอขอบคุณ คุณสิริพร ศรีบุตรโรจน์ สำหรับความเป็นเพื่อนที่ดีที่สุด คำแนะนำ และความช่วยเหลือในการจัดทำวิทยานิพนธ์ให้เสร็จสมบูรณ์

สุดท้ายนี้ขอรำลึกและขอบคุณถึงพระคุณอันประมาณมิได้ของ แม่ พ่อ คุณป้า สมถวิล และ คุณป้าสมหวัง สำหรับการสนับสนุนในทุกๆ ด้าน ความปรารถนาดี และให้ทุกๆ สิ่งที่คุณเขียนมีอยู่ในขณะนี้

ปราโมทย์ ชินเอา

สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

## สารบัญ

บทที่	หน้า
บทคัดย่อภาษาไทย .....	ง
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ .....	จ
กิตติกรรมประกาศ.....	ฉ
สารบัญ .....	ช
สารบัญตาราง.....	ญ
สารบัญภาพ .....	ฎ
บทที่	
บทที่ 1 บทนำ .....	1
1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา.....	1
1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย .....	7
1.3 ขอบเขตของงานวิจัย.....	7
1.4 ขั้นตอนและวิธีดำเนินงานวิจัย .....	8
1.5 ประโยชน์ที่ได้รับ.....	9
บทที่ 2 การวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดด้วยวิธี Limit Equilibrium.....	10
2.1 บทนำ .....	10
2.2 หลักการ พื้นฐาน และสมการของการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดด้วยวิธี General Limit Equilibrium.....	10
2.3 สมการค่าสัดส่วนปลอดภัย.....	13
2.4 สมการค่าสัดส่วนปลอดภัยจากสมการสมดุลโมเมนต์.....	14
2.5 สมการค่าสัดส่วนปลอดภัยจากสมการสมดุลแรง.....	14
2.6 สมการของแรง N.....	14
2.7 สมการของแรงลัพธ์ระหว่างชั้นดิน.....	15
2.8 Fellenius (1927) .....	16
2.9 Bishop's Simplified Method (1995).....	17
2.10 Spencer's Method (1967) .....	17
2.11 Morgenstern & Price's Method (1965) .....	18
2.12 ค่าสัดส่วนปลอดภัยและการวิเคราะห์เสถียรภาพ .....	19

## สารบัญ (ต่อ)

บทที่	หน้า
2.13 การหาค่าพื้นผิววิบัติวิกฤติ (Critical Failure Surface) .....	20
2.13.1 การหาพื้นผิววิบัติวิกฤติแบบวงกลม .....	20
2.13.2 การหาพื้นผิววิบัติวิกฤติแบบไม่เป็นวงกลม .....	21
บทที่ 3 การวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดด้วยกลไกการวิบัติแบบเลื่อน โดยการวิเคราะห์ แบบขอบเขตบนในสภาวะสุดขีดพลาสติก .....	32
3.1 บทนำ .....	32
3.2 การวิเคราะห์ด้วยวิธี Limit Analysis .....	32
3.3 การวิบัติแบบพลาสติกของดิน (Plastic Collapse of Soil) และหลักการของงานเสมือน (Principle of Virtual Work) .....	33
3.4 หลักการในการวิเคราะห์แบบขอบเขตบน .....	35
3.5 การวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดด้วยกลไกการวิบัติแบบเลื่อนโดยการวิเคราะห์แบบ ขอบเขตบนในสภาวะสุดขีดพลาสติก .....	39
3.6 การคำนวณค่าสัดส่วนปลอดภัย (Factor of Safety) .....	42
3.7 ระบบสมการเชิงตัวเลขด้วยวิธี Linear Programming .....	42
บทที่ 4 การตรวจสอบขั้นตอนการคำนวณเชิงตัวเลขของการวิเคราะห์เสถียรภาพความลาดด้วย กลไกการวิบัติแบบเลื่อน โดยการวิเคราะห์แบบขอบเขตบนในสภาวะสุดขีดพลาสติก .....	49
4.1 บทนำ .....	49
4.2 การเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี UBMA กับ Analytical Upper Bound Limit Analysis โดย Michalowski (1995) .....	49
4.3 การเปรียบเทียบผลของการวิเคราะห์ด้วยวิธี UBMA ในปัญหาลูกฐานรากตื้น .....	51
4.4 การเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี UBMA กับวิธี Finite Element ของ Griffith (1999) .....	53
4.4.1 ปัญหาความลาดแบบ Homogeneous .....	53
4.4.2 ความลาดแบบมีชั้นดินอ่อนบางๆ แทรกอยู่ Griffith (1999) .....	54
4.4.3 ความลาดดินเหนียวแบบมีชั้นดินเหนียวสองชั้น Griffith (1999) .....	55
4.4.4 ปัญหาความลาดเชื่อมดิน Griffith (1999) .....	56



## สารบัญ (ต่อ)

บทที่	หน้า
บทที่ 5 การวิเคราะห์ความน่าเชื่อถือของผลการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดด้วยวิธี LIMIT EQUILIBRIUM .....	72
5.1 บทนำ .....	72
5.2 การตรวจสอบความถูกต้องโดยใช้ผลการวิเคราะห์แรงภายใน .....	72
5.2.1 การตรวจสอบโดยใช้ผลรวมของผลรวมแรงภายนอก .....	72
5.2.2 การตรวจสอบโดยใช้ Thrust Line .....	73
5.3 การตรวจสอบโดยใช้การวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดด้วยกลไกการวิบัติแบบเลื่อน โดยการวิเคราะห์แบบขอบเขตบนในสภาวะสุดขีดพลาสติก (UBTMA) ในการตรวจสอบความน่าเชื่อถือ .....	74
5.4 ตัวอย่างการตรวจสอบความน่าเชื่อถือของผลการวิเคราะห์เสถียรภาพด้วยวิธี Limit Equilibrium .....	74
5.4.1 ปัญหาความลาด 45° และมีแรงดันน้ำ .....	74
5.4.2 ความลาด 1 : 2 มีแรงดันน้ำ .....	75
5.4.3 ความลาด 1 : 2 ไม่มีแรงดันน้ำ .....	76
5.4.4 ความลาดในกรณีชายฝั่งทะเลบราซิล .....	77
5.5 ข้อคิดเห็นในการตรวจสอบความน่าเชื่อถือของการวิเคราะห์เสถียรภาพด้วยวิธีการต่างๆ .....	78
บทที่ 6 การทดสอบกับกรณีศึกษา .....	84
6.1 บทนำ .....	84
6.2 การวิเคราะห์หาค่าสัดส่วนปลอดภัยที่ต่ำที่สุด (Minimum Factor Safety) .....	84
6.3 ผลการทดสอบของกรณีการศึกษา .....	85
6.3.1 กรณีการวิบัติของชายฝั่งทะเลประเทศ บราซิล Ladd et al (1993) .....	85
6.3.2 กรณีการวิบัติที่ Saint-Alban ประเทศ คานาดา (Naresh, 1977) .....	87
6.3.3 กรณีการวิบัติของทางหลวง 3261 ประเทศไทย (ชัยวัฒน์, 2543) .....	89
6.3.4 กรณีการวิบัติที่ Lanester ประเทศฝรั่งเศส (Naresh, 1977) .....	92
6.3.5 กรณีการวิบัติที่ Nabonne ประเทศฝรั่งเศส (Naresh, 1977) .....	93
6.3.6 กรณีการวิบัติที่คันดินทดสอบ Rio de Janeiro ประเทศบราซิล (Rammalho, 1983) .....	95

## สารบัญ (ต่อ)

บทที่	หน้า
6.3.7 กรณีการปฏิบัติที่คันดินทดสอบ โครงการสนามบินสุวรรณภูมิ (หนองงูเห่า) (Naresh, 1977).....	97
6.3.8 กรณีการปฏิบัติที่คันดินทดสอบบริเวณถนนสุริ-ปากท่อ (Naresh, 1977)....	99
บทที่ 7 สรุปผลการวิจัย อภิปรายผล และข้อเสนอแนะ .....	132
7.1 บทนำ.....	132
7.2 สรุปผลการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดด้วยวิธี UBMA.....	132
7.3 ข้อคิดเห็นและข้อสังเกตของผลการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดโดยวิธี UBMA .....	133
7.4 ข้อเสนอแนะเพิ่มเติมในการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดในวิธี UBMA.....	134
รายการอ้างอิง.....	138
ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์.....	140

สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

## สารบัญตาราง

ตาราง	หน้า
2.1 จำนวนตัวแปรและสมการในการวิเคราะห์เสถียรภาพด้วยวิธี General Limit Equilibrium...	13
4.1 ผลการวิเคราะห์ปัญหาฐานรากตื้นบนดินเหนียว	53
4.2 ค่าสัดส่วนปลอดภัยที่วิเคราะห์ได้จากวิธีต่างๆ สำหรับปัญหาความลาดแบบ Homogeneous	54
4.3 ผลการวิเคราะห์ปัญหาความลาดเขื่อนดินที่ระดับน้ำ 17.10 เมตร	56
4.4 การวิเคราะห์ความลาดเขื่อนดินในกรณีที่ระดับน้ำแห้งขอด	57
5.1 ผลการตรวจสอบความน่าเชื่อถือของการวิเคราะห์เสถียรภาพ กรณีศึกษา 1	75
5.2 ผลการตรวจสอบความน่าเชื่อถือของการวิเคราะห์เสถียรภาพ กรณีศึกษา 2	76
5.3 ผลการตรวจสอบความน่าเชื่อถือของการวิเคราะห์เสถียรภาพ กรณีศึกษา 3	76
5.4 ผลการตรวจสอบความน่าเชื่อถือของการวิเคราะห์เสถียรภาพ กรณีศึกษา 4	77
6.1 ค่าสัดส่วนปลอดภัยกรณีการวิบัติของชายฝั่งทะเลประเทศ บราซิล (Ladd et al, 1993)	86
6.2 ค่าสัดส่วนปลอดภัยกรณีการวิบัติที่ Saint-Alban ประเทศแคนาดา (Naresh, 1977)	88
6.3 ค่าสัดส่วนปลอดภัยของกรณีก่อนการขุดลอก	90
6.4 ค่าสัดส่วนปลอดภัยของกรณีหลังการขุดลอก	90
6.5 ค่าสัดส่วนปลอดภัยของกรณีหลังการขุดลอกและระดับน้ำลดลง	91
6.6 สรุปค่าสัดส่วนปลอดภัยของวิธีต่างๆ	93
6.7 ค่าสัดส่วนปลอดภัยในกรณีการวิบัติที่ Nabonne ประเทศฝรั่งเศส (Naresh, 1977)	94
6.8 สรุปค่าสัดส่วนปลอดภัยของกรณีการวิบัติที่คันดินทดสอบ Rio de Janeiro ประเทศบราซิล	96
6.9 ค่าสัดส่วนปลอดภัยของกรณีการวิบัติที่คันดินทดสอบโครงการสนามบินสุวรรณภูมิ	98
6.10 การสรุปค่าสัดส่วนปลอดภัยของกรณีการวิบัติ ทดสอบบริเวณถนนอนุบุรี-ปากท่อ	100
7.1 ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพในกรณีต่างๆ	136

## สารบัญภาพ

ภาพประกอบ	หน้า
1.1 แรงกระทำระหว่างชั้นดินแนวดิ่ง.....	3
2.1 สัญลักษณ์ของแรงภายใน แรงภายนอก และคุณสมบัติทางเรขาคณิตของคันลาด.....	23
2.2 ลักษณะของ $I(x)$ บางรูปแบบที่นิยมใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดด้วยวิธี Morgenstern & Price (1965).....	23
2.3 สมมติฐานทิศทางการแรงลัพธ์ของแรงลัพธ์ด้านข้างในชั้นดิน ทิศทางจะขนานกับฐานของชั้นดินในวิธี Fellenius (1926).....	24
2.4 ค่าความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัดส่วนปลอดภัย และค่า $\theta$ สำหรับการวิเคราะห์เสถียรภาพด้วยวิธี Spencer (1967).....	24
2.5 ค่าความชัน ค่าฟังก์ชัน และค่า $\lambda$ ของวิธี Morgenstern & Price (1965).....	25
2.6 พื้นผิววิกฤติตัวอย่างโดยการวิเคราะห์ด้วยวิธี Spencer (1967).....	25
2.7 การเพิ่มขึ้นของรัศมีและการสร้างตารางสี่เหลี่ยมของค่าสัดส่วนปลอดภัย.....	26
2.8 ขอบเขตการเคลื่อนตัวของจุดศูนย์กลาง.....	26
2.9 ทิศทางการเคลื่อนที่ของจุดศูนย์กลาง.....	27
2.10 ผังการคำนวณของการวิเคราะห์เสถียรภาพโดยวิธี Fellenius.....	28
2.11 ผังการคำนวณของการวิเคราะห์เสถียรภาพโดยวิธี Bishop's Simplified Method.....	29
2.12 แสดงผังการคำนวณของการวิเคราะห์เสถียรภาพโดย Spencer's Method.....	30
2.13 แสดงผังการคำนวณของการวิเคราะห์เสถียรภาพโดย Morgenstern & Price Method.....	31
3.1 Flow rule ของเงื่อนไขการวิบัติแบบ Mohr Coulomb Failure Criterion.....	45
3.2 Mohr-Coulomb Failure Envelope ซึ่งเป็น Plastic Potential.....	45
3.3 ชั้นดินที่ติดกันและความสัมพันธ์ระหว่างระบบแกนหลักและระบบแกนย่อย.....	46
3.4 คุณสมบัติของดินและลักษณะทางเรขาคณิตบนระบบอ้างอิงย่อย.....	46
3.5 ชั้นดินและแรงภายนอกที่มากกระทำ.....	47
3.6 ตัวอย่างปัญหาความลาดที่วิเคราะห์โดยวิธีเชิงตัวเลข.....	47
3.7 ความสัมพันธ์ของค่าสัดส่วนปลอดภัย และค่า LF.....	48
4.1 ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดโดย Michalowski (1995).....	58
4.2 ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดวิธี UBMA $R_u = 0.0$ .....	59
4.3 ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดวิธี UBMA $R_u = 0.25$ .....	59

## สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพประกอบ	หน้า
4.4 ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดวิธี UB-TMA $R_u = 0.50$ .....	60
4.5 เปรียบเทียบตัวเลขเสถียรภาพที่วิเคราะห์ด้วยวิธี UB-TMA กับวิธี Analytical Upper Bound ของ Michalowski (1995).....	60
4.6 ตัวอย่างพื้นผิววิกฤติและค่าสัดส่วนปลอดภัยโดยการวิเคราะห์ด้วยวิธี UB-TMA และการวิเคราะห์โดยวิธี Limit Equilibrium .....	61
4.7 ปัญหาฐานรากตื้นที่ใช้ในการตรวจสอบความถูกต้องของการคำนวณด้วยวิธี UB-TMA ..	62
ก. คุณสมบัติกำลังรับแรงเฉือนแบบ Non-Homogeneous Strength แบบ Isotropic Strength โดยค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำเพิ่มขึ้นตามความลึกของดิน.....	62
ข. แบบจำลองกำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวแบบ Anisotropic Strength ของ Davis and Christian (1970).....	62
4.8 รูปแบบการวิเคราะห์และ Hodograph ของปัญหาฐานรากตื้นบนดินเหนียว .....	63
4.9 ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี UB-TMA ของปัญหาฐานรากตื้นบนดินเหนียว .....	63
4.10 ปัญหาความลาดในกรณีศึกษาความลาดแบบ Homogeneous โดย Griffith (1999) ....	64
4.11 ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี UB-TMA ของพื้นผิวกาโรวบีติแบบวงกลม .....	64
4.12 ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี UB-TMA ของพื้นผิวกาโรวบีติแบบไม่เป็นวงกลม .....	64
4.13 ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพด้วยวิธี Finite Element โดย Griffith (1999) .....	65
4.14 ปัญหาความลาดแบบมีชั้นดินอ่อนบางๆ แทรกอยู่ โดย Griffith (1999) .....	66
4.15 ผลการวิเคราะห์ปัญหาความลาดแบบมีชั้นดินอ่อนบางๆ แทรกอยู่.....	66
4.16 ผลการวิเคราะห์กรณีศึกษาความลาดแบบมีชั้นดินอ่อนบางๆ แทรกอยู่ โดย UB-TMA ....	67
4.17 ผลการวิเคราะห์กรณีศึกษาความลาดแบบมีชั้นดินอ่อนบางๆ แทรกอยู่ โดยวิธี Finite Element (Griffith, 1999).....	67
4.18 ปัญหาความลาดแบบมีชั้นดินเหนียวสองชั้น Griffith (1999) .....	68
4.19 ผลการวิเคราะห์ปัญหาความลาดแบบมีชั้นดินเหนียวสองชั้น โดยวิธี UB-TMA .....	68
4.20 ผลการวิเคราะห์ปัญหาความลาดแบบมีชั้นดินเหนียวสองชั้น ด้วยวิธี UB-TMA.....	69
4.21 ผลการวิเคราะห์ปัญหาความลาดแบบมีชั้นดินเหนียวสองชั้น ด้วยวิธี Finite Element ของ Griffith (1999).....	69
4.22 ปัญหาความลาดเขื่อนดินโดย Griffith (1999) .....	70

## สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพประกอบ	หน้า
4.23 ผลการวิเคราะห์ปัญหาเขื่อนดินด้วยวิธี UBTA ในกรณีระดับน้ำ 17.10 เมตร .....	70
ก. พื้นผิววิบัติแบบวงกลม .....	70
ข. พื้นผิววิบัติแบบไม่เป็นวงกลม .....	70
4.24 การวิเคราะห์ปัญหาเขื่อนดินด้วยวิธี UBTA ในกรณีน้ำแห้งรอด .....	71
ก. พื้นผิววิบัติแบบวงกลม .....	71
ข. พื้นผิววิบัติแบบไม่เป็นวงกลม .....	71
4.25 ผลการวิเคราะห์คั่นลาดในปัญหาเขื่อนดินด้วยวิธี Finite Element โดย Griffith (1999) .	71
5.1 Thrust Line ของกรณี 5.1 โดยวิเคราะห์หิ้นตั้ง 20 ชั้น .....	80
5.2 Thrust Line ของกรณี 5.1 โดยวิเคราะห์หิ้นตั้ง 80 ชั้น .....	80
5.3 การเปรียบเทียบระนาบวิกฤติของวิธีต่างๆ .....	81
5.4 Thrust Line ของกรณี 5.2 โดยการวิเคราะห์หิ้นตั้ง 20 ชั้น .....	81
5.5 Thrust Line ของกรณี 5.2 โดยการวิเคราะห์หิ้นตั้ง 80 ชั้น .....	82
5.6 Thrust Line ของกรณี 5.3 โดยการวิเคราะห์หิ้นตั้ง 20 ชั้น .....	82
5.7 การเปรียบเทียบระนาบวิกฤติในวิธีต่างๆ .....	83
5.8 Thrust Line ของกรณีชายฝั่งทะเลบราซิล วิเคราะห์โดยวิธี Morgenstern & Price .....	83
6.1 รูปเรขาคณิตและคุณสมบัติดินของปัญหากรณีการวิบัติของชายฝั่งทะเลประเทศบราซิล (Ladd et al, 1993) .....	101
ก. ค่าพิคคของคั่นลาด .....	101
ข. ค่าพิคคของคั่นลาด .....	101
ค. ตารางคุณสมบัติของดิน .....	101
6.2 ผลการวิเคราะห์พื้นผิววิบัติการเปรียบเทียบพื้นผิวการพังแบบวงกลมในวิธีการต่างๆ ...	102
6.3 ผลการวิเคราะห์พื้นผิววิบัติแบบวงกลมด้วยวิธี UBTA ของกรณีการวิบัติของชายฝั่งทะเล ประเทศบราซิล Ladd et al (1993) .....	102
ก. การเลือกรูปเสมือน .....	102
ข. ทิศทางการเคลื่อนตัวเสมือน .....	102

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพประกอบ	หน้า
6.4 ผลการวิเคราะห์พื้นผิววิบัติแบบไม่เป็นวงกลมด้วยวิธี UB-TMA ของกรณีการวิบัติของชายฝั่งทะเล ประเทศบราซิล Ladd et al (1993).....	103
ก. การเสีयरูปเสมือน.....	103
ข. ทิศทางการเคลื่อนตัวเสมือน .....	103
6.5 ผลการวิเคราะห์พื้นผิววิบัติแบบไม่เป็นวงกลม จุดลุ่ม 6 จุด โดยวิธี UB-TMA ของกรณีการวิบัติของชายฝั่งทะเล ประเทศบราซิล Ladd et al (1993).....	104
ก. การเสีयरูปเสมือน.....	103
ข. ทิศทางการเคลื่อนตัวเสมือน .....	104
6.6 ตำแหน่ง Thrust Line ของพื้นผิววิบัติแบบไม่เป็นวงกลม จุดลุ่ม 6 จุด โดยวิธี Morgenstern & Price ของกรณีการวิบัติของชายฝั่งทะเล ประเทศบราซิล Ladd et al (1993) .....	104
6.7 การรูปรูปร่างคณิตและคุณสมบัติดินของคันลาด ในกรณีการวิบัติที่ Saint-Alban.....	105
ก. รูปรูปร่างคณิตของความลาด.....	105
ข. ค่าพิกัดของคันลาด .....	105
ค. ตารางคุณสมบัติของดิน .....	105
6.8 ผลการวิเคราะห์พื้นผิววิบัติแบบไม่เป็นวงกลมของกรณีการวิบัติที่ Saint-Alban ประเทศคานาดา (Naresh, 1977).....	106
6.9 ผลการวิเคราะห์พื้นผิววิบัติแบบไม่เป็นวงกลมของกรณีการวิบัติที่ Saint-Alban ประเทศคานาดา (Naresh, 1977).....	106
6.10 ผลการวิเคราะห์พื้นผิววิบัติแบบวงกลมด้วยวิธี UB-TMA ของกรณีการวิบัติที่ Saint-Alban ประเทศคานาดา (Naresh, 1977).....	107
ก. การเสีयरูปเสมือน.....	107
ข. ทิศทางการเคลื่อนตัวเสมือน .....	107
6.11 ผลการวิเคราะห์พื้นผิววิบัติแบบไม่เป็นวงกลมด้วยวิธี UB-TMA ของกรณีการวิบัติที่ Saint-Alban ประเทศคานาดา (Naresh, 1977) .....	108
ก. การเสีयरูปเสมือน.....	108
ข. ทิศทางการเคลื่อนตัวเสมือน .....	108

## สารบัญญภาพ (ต่อ)

ภาพประกอบ	หน้า
6.12 การตรวจสอบ Thrust Line ของพื้นผิววิกฤติของกรณีการวิบัติที่ Saint-Alban ประเทศแคนาดา (Naresh, 1977).....	109
6.13 รูปเรขาคณิตของคันทงก่อนการขุดลอกกรณีทางหลวง 3261 (ชัยวัฒน์, 2543) .....	109
ก. รูปเรขาคณิตของความลาด.....	109
ข. ค่าพิกัดของคันทง.....	109
6.14 รูปเรขาคณิตของคันทงหลังการขุดลอกกรณีทางหลวง 3261 (ชัยวัฒน์, 2543).....	110
ก. รูปเรขาคณิตของความลาด.....	110
ข. ค่าพิกัดของคันทง.....	110
6.15 รูปเรขาคณิตและคุณสมบัติของดินของคันทงหลังการขุดลอกและระดับน้ำลดลง กรณีทางหลวง 3261 (ชัยวัฒน์, 2543).....	111
ก. รูปเรขาคณิตของความลาด.....	111
ข. ค่าพิกัดของคันทง.....	111
ค. ตารางคุณสมบัติของดิน.....	111
6.16 ผลการวิเคราะห์พื้นผิววิบัติแบบไม่เป็นวงกลม ในกรณีก่อนขุด.....	112
6.17 ผลการวิเคราะห์พื้นผิวแบบวงกลม ในกรณีหลังขุด.....	112
6.18 ผลการวิเคราะห์พื้นผิวแบบวงกลมของในกรณีหลังขุดและระดับน้ำลดลง.....	112
6.19 ผลการวิเคราะห์พื้นผิวแบบไม่เป็นวงกลมด้วยวิธี UBTMA ของกรณีการวิบัติของ ทางหลวง 3261 ประเทศไทย (ชัยวัฒน์, 2543).....	113
6.20 การตรวจสอบ Thrust Line ของพื้นผิววิกฤติของกรณีการวิบัติของทางหลวง 3261 ประเทศไทย (ชัยวัฒน์, 2543) .....	113
6.21 รูปเรขาคณิตและคุณสมบัติของดินของความลาดกรณีการวิบัติที่ Lanester ประเทศฝรั่งเศส (Naresh 1977) .....	114
ก. รูปเรขาคณิตของความลาด.....	114
ข. ค่าพิกัดของคันทง.....	114
ค. ตารางคุณสมบัติของดิน.....	114
6.22 ผลการวิเคราะห์พื้นผิวแบบไม่เป็นวงกลม ซึ่งแสดงการวิบัติแบบ Local Failure กรณีการวิบัติที่ Lanester ประเทศฝรั่งเศส (Naresh 1977).....	115



## สารบัญญภาพ (ต่อ)

ภาพประกอบ	หน้า
6.23 ผลการวิเคราะห์พื้นที่ผิวแบบไม่เป็นวงกลมโดยวิธี Spencer กรณีการวิบัติที่ Lanester ประเทศฝรั่งเศส (Naresh 1977) .....	115
6.24 ผลการวิเคราะห์พื้นที่ผิววิบัติแบบวงกลมด้วยวิธี UBTMA จากพื้นที่ผิววิบัติวิกฤติด้วยวิธี Morgenstern & Price ของกรณีการวิบัติที่ Saint-Alban ประเทศแคนาดา (Naresh, 1977).....	116
6.25 ผลการวิเคราะห์พื้นที่ผิววิบัติแบบไม่เป็นวงกลมด้วยวิธี UBTMA ของกรณีการวิบัติที่ Lanester ประเทศฝรั่งเศส (Naresh 1977) .....	117
6.26 การตรวจสอบ Thurst Line ของพื้นที่ผิววิกฤติของกรณีการวิบัติที่ Lanester ประเทศฝรั่งเศส (Naresh 1977).....	117
6.27 รูปเรขาคณิตและคุณสมบัติของดินของความลาดกรณีการวิบัติที่ Nabonne ประเทศฝรั่งเศส (Naresh 1977) .....	118
ก. รูปเรขาคณิตของความลาด.....	118
ข. ค่าพิสัยของคันลาด .....	118
ค. ตารางคุณสมบัติของดิน .....	118
6.28 ผลการวิเคราะห์พื้นที่ผิววิบัติแบบไม่เป็นวงกลมด้วยวิธี UBTMA ของกรณีการวิบัติที่ Nabonne ประเทศฝรั่งเศส (Naresh 1977) จากพื้นที่ผิววิบัติโดยวิธี Spencer ใช้จุดสุ่ม 6 จุด.....	119
ก. การเคลื่อนที่เสมือน .....	119
ข. การเสียรูปเสมือน .....	119
6.29 ผลการวิเคราะห์พื้นที่ผิววิบัติแบบไม่เป็นวงกลมด้วยวิธี UBTMA ของกรณีการวิบัติที่ Nabonne ประเทศฝรั่งเศส (Naresh 1977) จากพื้นที่ผิววิบัติโดยวิธี Morgenstern & Price ใช้จุดสุ่ม 6 จุด.....	120
ก. การเคลื่อนที่เสมือน .....	120
ข. การเสียรูปเสมือน .....	120
6.30 การตรวจสอบ Thurst Line ของพื้นที่ผิววิกฤติของกรณีการวิบัติที่ Nabonne ประเทศฝรั่งเศส (Naresh 1977).....	120

## สารบัญญภาพ (ต่อ)

ภาพประกอบ	หน้า
6.31 รูปเรขาคณิตและคุณสมบัติของดินของความลาดกรณีการวัดที่คั่นดินทดสอบ Rio de Janeiro ประเทศบราซิล.....	121
ก. รูปเรขาคณิตของความลาด.....	121
ข. ค่าพิกัดของคั่นลาด .....	121
ค. ตารางคุณสมบัติของดิน .....	121
6.32 ผลการวิเคราะห์พื้นผิวแบบวงกลมของกรณีการวัดที่คั่นดินทดสอบ Rio de Janeiro ประเทศบราซิล.....	122
6.33 ผลการวิเคราะห์พื้นผิวแบบวงกลมของกรณีการวัดที่คั่นดินทดสอบ Rio de Janeiro ประเทศบราซิล.....	122
6.34 ผลการวิเคราะห์พื้นผิววัดแบบไม่เป็นวงกลมด้วยวิธี UBTMA ของกรณีการวัดที่คั่นดินทดสอบ Rio de Janeiro ประเทศบราซิล .....	123
ก. การเสียรูปเสมือน.....	123
ข. การเคลื่อนที่เสมือน.....	123
6.35 การตรวจสอบ Thrust Line ของพื้นผิววิกฤติของกรณีการวัดที่คั่นดินทดสอบ Rio de Janeiro ประเทศบราซิล.....	123
6.36 รูปเรขาคณิตและคุณสมบัติของดินของความลาดกรณีการวัดที่คั่นดินทดสอบโครงการสนามบินสุวรรณภูมิ (หนองงูเห่า) (Naresh 1977).....	124
ก. รูปเรขาคณิตของความลาด.....	124
ข. ค่าพิกัดของคั่นลาด .....	124
ค. ตารางคุณสมบัติของดิน .....	124
6.37 ผลการวิเคราะห์พื้นผิวแบบวงกลมของการวัดที่คั่นดินทดสอบโครงการสนามบินสุวรรณภูมิ (หนองงูเห่า) (Naresh 1977).....	125
6.38 ผลการวิเคราะห์พื้นผิวแบบไม่เป็นวงกลมการวัดที่คั่นดินทดสอบโครงการสนามบินสุวรรณภูมิ (หนองงูเห่า) (Naresh 1977).....	125
6.39 ผลการวิเคราะห์พื้นผิววัดแบบไม่เป็นวงกลมด้วยวิธี UBTMA ของการวัดที่คั่นดินทดสอบโครงการสนามบินสุวรรณภูมิ (หนองงูเห่า) (Naresh 1977) .....	126
ก. การเคลื่อนที่เสมือน.....	126
ข. การเสียรูปเสมือน.....	126

สารบัญญภาพ (ต่อ)

ภาพประกอบ

หน้า

6.40 ผลการวิเคราะห์พื้นผิววิบัติแบบวงกลมด้วยวิธี UBMA ของกรณีการวิบัติที่ค้ำดินทดสอบ  
โครงการสนามบินสุวรรณภูมิ (หนองงูเห่า) (Naresh 1977) ..... 127

    ก. การเสีयरูปร่างเหมือน ..... 127

    ข. การเคลื่อนที่เหมือน ..... 127

6.41 การตรวจสอบ Thrust Line ของพื้นผิววิกฤติของการวิบัติที่ค้ำดินทดสอบโครงการ  
สนามบินสุวรรณภูมิ (หนองงูเห่า) (Naresh 1977) ..... 127

6.42 รูปร่างคณิตและคุณสมบัติของดินของความลาดกรณีการวิบัติที่ค้ำดินทดสอบบริเวณถนน  
ธนบุรี-ปากท่อ (Naresh, 1977) ..... 128

6.43 ผลการวิเคราะห์พื้นผิวแบบวงกลมของกรณีการวิบัติที่ค้ำดินทดสอบบริเวณถนนธนบุรี-  
ปากท่อ (Naresh, 1977) ..... 129

6.44 ผลการวิเคราะห์พื้นผิวแบบไม่เป็นวงกลมในวิธี Spencer กรณีการวิบัติที่ค้ำดินทดสอบ  
บริเวณถนนธนบุรี-ปากท่อ (Naresh, 1977) ..... 129

6.45 ผลการวิเคราะห์พื้นผิวแบบไม่เป็นวงกลมในวิธี Morgenstern & Price กรณีการวิบัติที่ค้ำ  
ดินทดสอบบริเวณถนนธนบุรี-ปากท่อ (Naresh, 1977) ..... 129

6.46 ผลการวิเคราะห์พื้นผิววิบัติแบบวงกลมด้วยวิธี UBMA ของกรณีการวิบัติที่ค้ำดินทดสอบ  
บริเวณถนนธนบุรี-ปากท่อ (Naresh, 1977) ..... 130

    ก. การเสีयरูปร่างเหมือน ..... 130

    ข. การเคลื่อนที่เหมือน ..... 130

6.47 การตรวจสอบ Thrust Line ของพื้นผิววิกฤติของการวิบัติที่ค้ำดินทดสอบบริเวณ  
ถนนธนบุรี-ปากท่อ ..... 131

7.1 ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพในกรณีต่างๆ ..... 137

# บทที่ 1

## บทนำ

### 1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา

ในการก่อสร้างที่มีการขุดหรือการถมดินเช่น การเปิดหน้าดินเพื่อทำการก่อสร้างฐานราก การก่อสร้างโครงสร้างใต้ดิน การขุดคลองส่งน้ำ การถมดินเพื่อก่อสร้างถนน คันกั้นน้ำหรือเขื่อนดิน จะพบว่า การก่อสร้างในรูปแบบนี้มักออกแบบขอบของการขุดหรือการถมให้มีความลาด เนื่องจากเป็นไปได้อย่างที่จะขุดหรือถมให้ขอบของการขุดหรือการถมตั้งอยู่ในแนวตั้ง โดยไม่ต้องใช้โครงสร้างอื่นเพิ่มเติมเพื่อป้องกันการพังทลายของดิน

เมื่อขอบของการขุดหรือการถมมีความลาด หน่วยแรงเฉือนเนื่องจากน้ำหนักมวลดินก็จะเกิดขึ้นภายในดิน หากหน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นมากเกินไปกำลังรับแรงเฉือนของดิน ผลก็คือจะเกิดการวิบัติขึ้น โดยที่มวลดินจะเลื่อนตัวตามแนวระนาบการวิบัติซึ่งก่อให้เกิดความเสียหายกับมวลดินโดยรวมและ/หรือโครงสร้างบริเวณใกล้เคียง อีกทั้งในบางครั้งการวิบัติเกิดขึ้นอย่างรวดเร็วจนทำให้เกิดอันตรายต่อชีวิตและทรัพย์สิน

ดังนั้นการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาด (Slope Stability Analysis) จึงมีความสำคัญ เพื่อที่จะคำนวณค่าสัดส่วนปลอดภัย (Factor of Safety, FS) ที่มีอยู่ในความลาดของมวลดิน ในปัจจุบันวิธีที่ใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดในทางวิศวกรรมปฐพีมีอยู่หลายวิธีด้วยกันอันได้แก่

1. วิธี Limit Equilibrium Method และ Method of Slice ซึ่งใช้พื้นฐานของสมดุลสถิตศาสตร์ (Static Equilibrium) และจำเป็นต้องตั้งสมมุติฐานของแรงลัพธ์ระหว่างชั้นดินแนวตั้ง (Slice) เพิ่มเติมเพื่อให้สมการสมดุลที่มีอยู่เท่ากับจำนวนตัวแปรของระบบและสามารถคำนวณค่าสัดส่วนปลอดภัยได้ โดยทั่วไปนิยมใช้คอมพิวเตอร์ช่วยในการคำนวณ โปรแกรมคอมพิวเตอร์ที่นิยมใช้ในปัจจุบัน ได้แก่ SLOPE/W, UTEXAS3 เป็นต้น

2. การใช้กราฟออกแบบ (Design Chart) ซึ่งเป็นกราฟสำเร็จรูปที่ส่วนใหญ่สร้างจากวิธี Limit Equilibrium และลักษณะปัญหาความลาดที่วิเคราะห์จะเป็นแบบ Homogeneous slope หรือมีชั้นดินไม่มาก และรูปร่างทางเรขาคณิตของความลาดจะไม่ซับซ้อนมากนัก

3. วิธี Finite Element เป็นวิธีการวิเคราะห์หาหน่วยแรง (Stress) และความเครียด (Strain) ในแต่ละจุดมวลดินทำให้สามารถนำวิธีนี้มาประยุกต์ใช้ในการวิเคราะห์

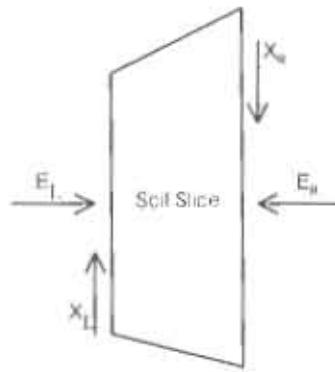
เสถียรภาพของความลาดเอียงได้ โดยความถูกต้องของการวิเคราะห์อยู่ที่การเลือกใช้แบบจำลองดิน (Soil Model) ที่เหมาะสม การวิเคราะห์ด้วยวิธีนี้จำเป็นต้องใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์ช่วยในการคำนวณ โปรแกรมคอมพิวเตอร์ที่นิยมใช้ในปัจจุบันได้แก่ SIGMAW, PLAXIS เป็นต้น

4. วิธี Analytical Upper Bound Limit Analysis วิธีนี้เป็นการวิเคราะห์โดยใช้หลักทฤษฎี Bound Theorem (Drucker et al. 1952) และใช้สมการงานเสมือน (Virtual Work Equation) โดยมีสมมติฐานว่าดินเป็นวัสดุแบบ Rigid Perfectly Plastic แรงกระทำที่วิเคราะห์ได้จากวิธีนี้จะมีค่ามากกว่าหรือเท่ากับแรงวิกฤตที่แท้จริงเสมอ (True Collapse Load) เนื่องจากวิธีนี้เป็น การคำนวณเชิงวิเคราะห์ (Analytical Calculation) ซึ่งต้องใช้คณิตศาสตร์ชั้นสูงมาช่วย ดังนั้นลักษณะการวิเคราะห์จึงเหมาะสมกับความลาดที่มีรูปร่างและลักษณะชั้นดินไม่ซับซ้อนมากนัก

จากวิธีการวิเคราะห์เสถียรภาพที่กล่าวมาข้างต้นพบว่าแต่ละวิธีมีข้อดีและข้อด้อยแตกต่างกันไป ดังนั้น ผู้วิจัยจึงมีแนวคิดที่จะนำเสนอการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดแนวใหม่โดยมีพื้นฐานความคิดเริ่มต้นจากบทความ Stability of slopes: a kinematical approach ของ Rodoslaw L. Michalowski (1995) วิธีนี้ไม่จำเป็นต้องมีสมมติฐานอื่นๆ เพิ่มเติม เพื่อช่วยในการคำนวณ ทำให้ได้คำตอบที่มีความน่าเชื่อถือมากกว่าวิธี Limit Equilibrium นอกจากนั้น การวิเคราะห์ด้วยวิธีนี้ใช้เพียงพารามิเตอร์ของดินแบบ Mohr-Coulomb ซึ่งเป็นพารามิเตอร์ของดินที่สามารถทดสอบได้โดยตรงในห้องปฏิบัติการ ซึ่งสิ่งนี้เป็นข้อดีที่เหนือกว่าวิธี Finite Element Method ซึ่งจำเป็นต้องใช้จำนวนพารามิเตอร์บนดินมากกว่า ซึ่งบางพารามิเตอร์ทำการทดสอบหา ค่าได้ยาก ดังนั้นการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดด้วยวิธีนี้จึงเป็นหัวข้อของการศึกษาในวิทยานิพนธ์ฉบับนี้ และหวังว่าผลการวิจัยสามารถที่จะให้คำตอบว่าวิธีใหม่นี้สามารถที่จะเป็นทางเลือกใหม่ในการวิเคราะห์เสถียรภาพความลาดเอียง-ความลาดดินต่อไปในอนาคต

วิธีการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดที่ใช้อยู่ในปัจจุบันมีอยู่หลายวิธีดังที่กล่าวไว้ข้างต้น ต่อไปนี้จะกล่าวถึงข้อดี-ข้อด้อยและรายละเอียดอื่น ๆ ของแต่ละวิธีดังนี้

1. Limit Equilibrium Method และ Method of slice ซึ่งใช้พื้นฐานของสมดุลสถิตศาสตร์ และจำเป็นต้องสร้างสมมติฐานของแรงลัพธ์ระหว่างชั้นดินแนวดิ่ง (Slices) เพิ่มเติม เพื่อให้ปัญหาความลาดอยู่ในรูปของ Static Determinacy และสามารถใส่สมการสมดุลที่มีอยู่ วิเคราะห์เสถียรภาพได้ในวิธีนี้ยังแบ่งย่อยได้อีกหลายวิธี ขึ้นอยู่กับสมมติฐานของแรงลัพธ์ระหว่างชั้นดินแนวดิ่ง (Interslice Resultant Forces) ยกตัวอย่างดังหัวข้อต่อไปนี้



รูปที่ 1.1 แรงกระทำระหว่างชิ้นดินแนวตั้ง

## 1.1 สมมติฐานแรงลัพท์ระหว่าง Slice ของวิธีต่าง ๆ ใน Limit Equilibrium Method

1.1.1 Ordinary Method of Slice (Fellenius's Method 1927) แรงลัพท์ระหว่างชิ้นดินแนวตั้ง ( $E_L$ ,  $X_L$ ) และ ( $E_R$ ,  $X_R$ ) ถูกสมมติให้มีทิศทางขนานกับฐานของชิ้นดินแนวตั้ง ค่าสัดส่วนปลอดภัยสามารถหาได้จากสมการสมดุลของโมเมนต์

1.1.2 Bishop's Simplified Method (Bishop, 1955) ส่วนประกอบของแรงลัพท์ ซึ่งคือแรงเฉือนแนวตั้ง  $X_L$  และ  $X_R$  ถูกสมมติให้มีค่าเท่ากับศูนย์ ดังนั้นแรงที่กระทำระหว่างชิ้นดินแนวตั้ง จึงเหลือเพียงแรงตั้งฉากแนวราบซึ่งคือแรง  $E_L$  และ  $E_R$  ค่าสัดส่วนปลอดภัยสามารถหาได้จากสมการสมดุล Moment เช่นกัน

1.1.3 Spencer's Method (Spencer, 1967) ทิศทางแรงลัพท์ระหว่างชิ้นดินแนวตั้ง ( $E_L$ ,  $X_L$ ) และ ( $E_R$ ,  $X_R$ ) ถูกสมมติให้มีทิศทางคงที่ในทุก ๆ ชิ้นดินแนวตั้ง กล่าวคือ

$$\frac{X}{E} = \tan(\theta) = \text{Constant}$$

ค่าสัดส่วนปลอดภัยต้องหาจากสมการสมดุลโมเมนต์และสมการสมดุลแรงพร้อม ๆ กัน

1.1.4 Morgenstern & Price's Method (Morgenstern & Price, 1965) ทิศทางแรงลัพท์ของชิ้นดินแนวตั้ง ( $E_L$ ,  $X_L$ ) และ ( $E_R$ ,  $X_R$ ) ถูกสมมติให้มีค่าไม่คงที่ แต่ให้แปรผันไปตามฟังก์ชันทางคณิตศาสตร์ที่กำหนดขึ้นไว้ล่วงหน้า (Pre-defined Function) กล่าวคือ

$$\frac{X}{E} = \lambda f(x)$$

โดยที่

$$\lambda = \text{ค่าตัวเลขที่เหมาะสมซึ่งต้องหาจากสมการสมมูลของแรงและสมการสมมูลโมเมนต์}$$

$$f(x) = \text{ฟังก์ชันทางคณิตศาสตร์เช่น Sine หรือ Cosine}$$

ค่าสัดส่วนปลอดภัยหาได้จากสมการสมมูลโมเมนต์ และสมการสมมูลแรงพร้อมๆ กันเช่นเดียวกับวิธีของ Spencer (1967)

สมมุติฐานของแรงลัพธ์ระหว่างชั้นดินแนวตั้งที่แตกต่างกันในแต่ละวิธีทำให้ค่าสัดส่วนปลอดภัยของแต่ละวิธีมีค่าไม่เท่ากัน โดยในบางกรณีค่าสัดส่วนปลอดภัยซึ่งคำนวณจากวิธีเหล่านั้นอาจมีค่าแตกต่างกันมากถึง 60% (อ้างอิงจาก Whitman 1966) ดังนั้น จากรายละเอียดดังกล่าวข้างต้น สามารถสรุปข้อดี-ข้อด้อยของวิธีนี้ได้ดังนี้

## 1.2 ข้อดีของวิธี Limit Equilibrium

1.2.1 เป็นวิธีที่นิยมใช้และรู้จักโดยทั่วไปในปัจจุบัน

1.2.2 ใช้เพียง Mohr-Coulomb Soil Parameters ในการวิเคราะห์ ซึ่งเป็นคุณสมบัติดินที่สามารถทดสอบได้โดยตรงในห้องปฏิบัติการ

1.2.3 วิเคราะห์ปัญหาชั้นดินที่ซับซ้อนได้

1.2.4 ใช้เวลาในการคำนวณน้อย และมีขั้นตอนในการคำนวณง่าย ไม่ซับซ้อนมากนัก

1.2.5 มีโปรแกรมคอมพิวเตอร์จำนวนมากให้เลือกใช้ในการวิเคราะห์

## 1.3 ข้อด้อยของวิธี Limit Equilibrium

1.3.1 เนื่องจากต้องตั้งสมมุติฐานเพิ่มเติมของแรงลัพธ์ระหว่างชั้นดินแนวตั้ง เพื่อให้สามารถใช้สมการสมมูลโมเมนต์และสมการสมมูลแรงมาวิเคราะห์ปัญหาได้ ดังนั้นจึงไม่สามารถตรวจสอบความแม่นยำของค่าสัดส่วนปลอดภัยที่วิเคราะห์มาได้

1.3.2 เมื่อวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดที่มีโครงสร้างเสริม เช่น สมอยึด Sheet pile หรือ Geo-textile ยังมีข้อได้แก่ถึงสมมุติฐานที่ให้โครงสร้างดังกล่าวเป็นเสมือนแรงภายนอกซึ่งยังไม่ถูกต้องตามหลักทฤษฎี

1.3.3 เป็นวิธีที่ไม่สามารถยืนยันความถูกต้องของการวิเคราะห์

2. Finite Element Method เป็นวิธีการวิเคราะห์หาหน่วยแรงและความเครียดในกลศาสตร์วัสดุต่อเนื่อง (Continuum Mechanics) และสามารถนำวิธีนี้มาประยุกต์ใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดเอียงได้ โดยความถูกต้องของการวิเคราะห์อยู่ที่การเลือกใช้แบบจำลองดิน (Soil Model) ที่เหมาะสม ข้อดีและข้อด้อยของวิธีนี้ได้แก่

### 2.1 ข้อดีของ Finite Element Method

2.1.1 ไม่มีข้อสมมติเพิ่มเติมในการคำนวณทำให้ค่าที่วิเคราะห์ได้มีความถูกต้อง และแม่นยำตรง

2.1.2 การวิเคราะห์ด้วยวิธีนี้ สามารถที่จะคาดคะเนการเคลื่อนตัวของมวลดิน (Ground Movement) ด้วย

2.1.3 พื้นผิววิกฤติที่คำนวณไม่จำเป็นต้องสมมติไว้ล่วงหน้า

### 2.2 ข้อด้อยของ Finite Element Method

2.2.1 ผู้ใช้ต้องมีความรู้และทักษะด้านการป้อนข้อมูลสำหรับวิเคราะห์ เช่น Mesh Generation หรือ Boundary Condition เป็นต้น

2.2.2 จำเป็นต้องใช้พารามิเตอร์ของดินหลายตัว นอกจากพารามิเตอร์กำลังรับแรงเฉือนของแบบจำลอง Mohr-Coulomb เช่น Young's Modulus, Poisson's Ratio, Dilation Angle หรืออื่นๆ พารามิเตอร์ของดินบางตัวทำการทดสอบในห้องปฏิบัติการและหาค่าได้ยาก

3. Analytical Upper Bound Limit Analysis เป็นวิธีการวิเคราะห์โดยใช้หลักของ Virtual Work โดยมีสมมติฐานว่าดินเป็นวัสดุแบบ Rigid Perfectly Plastic พัฒนาโดย Drucker et al. (1952) แรงวิกฤติที่วิเคราะห์ได้จากวิธีนี้จะมีค่ามากกว่าหรือเท่ากับแรงวิกฤติที่แท้จริงเสมอ ลักษณะการวิเคราะห์มักจัดสมการให้อยู่ในรูปของสมการอนุพันธ์และใช้คณิตศาสตร์ชั้นสูงในการหาคำตอบ ดังนั้น วิธีนี้จึงเหมาะสมกับความลาดที่มีรูปร่างและลักษณะชั้นดินไม่ซับซ้อนนัก ข้อดีและข้อด้อยของวิธีนี้ได้แก่

### 3.1 ข้อดีของ Analytical Upper Bound Limit Analysis

3.1.1 ไม่มีสมมติฐานเพิ่มเติมอื่นๆ ดังนั้นในการคำนวณจึงได้คำตอบที่มีความถูกต้องสูงกว่าวิธี Limit Equilibrium Method

3.1.2 มีทฤษฎี Plastic Bound Theorems ซึ่งสามารถรับรองผลการวิเคราะห์ที่ว่า ถูกต้อง



3.1.3 ใช้เพียงพารามิเตอร์กำลังรับแรงเฉือนของแบบจำลอง Mohr-Coulomb ในการวิเคราะห์ซึ่งเป็นพารามิเตอร์ของดินที่สามารถทดสอบค่าได้โดยตรงในห้องปฏิบัติการ

### 3.2 ข้อดีของ Analytical Upper Bound Limit Analysis

3.2.1 ไม่เหมาะกับปัญหาที่ซับซ้อนเกินไป เพราะว่าจะไม่สามารถแก้ปัญหาทางคณิตศาสตร์ของสมการอนุพันธ์ของปัญหาที่ซับซ้อนดังกล่าวได้

3.2.2 การวิเคราะห์ไม่อยู่ในรูปของวิธีการเชิงตัวเลข (Numerical Method) จึงไม่เหมาะในการประยุกต์ใช้คอมพิวเตอร์เพื่อช่วยในการคำนวณ

จากวิธีการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดที่กล่าวมาข้างต้นพบว่าแต่ละวิธีมีข้อดีและข้อด้อยแตกต่างกันไปในระยะเวลาที่ผ่านมาได้มีการค้นคว้าและวิจัยวิธีการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดแบบใหม่หลายวิธี วิธีหนึ่งที่น่าสนใจคือ วิธีการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดด้วย kinematical approach ที่นำเสนอโดย Michalowski (1995) วิธีนี้สามารถวิเคราะห์ แรงวิบัติขอบเขตบน (Upper Bound Collapse Load) ของค่าแรงวิบัติที่ถูกต้อง (Exact Collapse Load) วิธีนี้มีพื้นฐานการคำนวณเหมือนกับวิธี Analytical Upper Bound Limit Analysis แต่ได้นำวิธีการทางกราฟที่เรียกว่า Hodograph มาช่วยในการสร้างความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวของชั้นดินที่ติดกัน ทำให้การสร้างสมการ Virtual Work มีความสะดวกและอยู่ในรูปแบบง่ายขึ้น และสามารถแก้ปัญหาทางคณิตศาสตร์ สมการอนุพันธ์ของปัญหา Upper Bound ได้ Michalowski (1995) ยังได้เสนอการคำนวณหาค่าขอบเขตล่างโดยวิเคราะห์ปัญหาเต็มแต่กำหนดกำลังรับแรงเฉือนของดินเฉพาะที่ขอบแนวตั้งของชั้นดินให้เท่ากับศูนย์ ดังนั้นจึงทำให้ได้ค่าขอบเขตล่างและขอบเขตบนของค่าส่วนปลอดภัย ขั้นตอนการวิเคราะห์เสถียรภาพด้วยวิธีใหม่นี้มีขั้นตอนอย่างย่อโดยสังเขปดังนี้

- สมมติระนาบวิบัติและแบ่งมวลดินออกเป็นชั้นๆ ตามแนวตั้ง
- กำหนดตัวแปรของระบบ คือ การเคลื่อนตัวเสมือนในทิศทางราบและตั้งของชั้นดินแต่ละชั้น
- ใช้ Hodograph เขียนความสัมพันธ์ของ Velocity vector ของชั้นดินแต่ละชั้น
- ใช้หลักการของ Virtual Work สร้างสมการ internal work และ external work ของระบบ
- หาสมการของแรงวิบัติขอบเขตบน (Upper Bond Collapse Load) เป็นฟังก์ชันของตัวแปรของระบบ โดยใช้สมการ virtual work ดังนี้

$$\text{Internal work} = \text{External work}$$

- หาค่าแรงวิบัติขอบเขตบนที่น้อยสุด โดยใช้วิธีการหาค่าอนุพันธ์ค่าต่ำสุด

อย่างไรก็ตามข้อจำกัดที่สำคัญของวิธีนี้คือไม่สามารถวิเคราะห์ปัญหาที่ประกอบด้วย ชั้นดินที่มีความซับซ้อน ความลาดที่มีความชันน้ำ นอกจากนี้ วิธีการคำนวณยังยึดติดกับการหาค่าอนุพันธ์ต่ำสุด ซึ่งทำให้ต้องสร้างสมการอนุพันธ์ของปัญหาใหม่ทุก ๆ ครั้ง เมื่อมีการเปลี่ยนแปลงชั้นดิน ลักษณะความลาด และ แรงภายนอกที่มากระทำ ดังนั้นจึงไม่เหมาะสมอย่างยิ่งที่จะนำมาใช้ในทางปฏิบัติ

## 1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย

1.2.1 พัฒนาขั้นตอนและวิธีการคำนวณค่าส่วนปลอดภัย โดยการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดด้วยกลไกการวิบัติแบบเลื่อนโดยการวิเคราะห์แบบขอบเขตบนในสภาวะสุดขีดพลาสติก

1.2.2 ตรวจสอบการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดโดยใช้ Limit Equilibrium Method และนำเสนอข้อผิดพลาดต่าง ๆ ของวิธีนี้

1.2.3 ศึกษาความเป็นไปได้ในการประยุกต์ใช้การวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดด้วยกลไกการวิบัติแบบเลื่อนโดยการวิเคราะห์แบบขอบเขตบนในสภาวะสุดขีดกับการใช้งานในเชิงปฏิบัติ

## 1.3 ขอบเขตของงานวิจัย

1.3.1 พัฒนาขั้นตอนและวิธีการคำนวณหาค่าส่วนปลอดภัยสำหรับการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดด้วยกลไกการวิบัติแบบเลื่อนโดยการวิเคราะห์แบบขอบเขตบนในสภาวะสุดขีดพลาสติก โดยให้การวิเคราะห์นี้มีความสามารถและรายละเอียดดังนี้

- 1.3.1.1 สมมติพื้นผิววิบัติทั้งแบบวงกลม และ ไม่เป็นวงกลม
- 1.3.1.2 ใช้ Vertical Slice Method เป็นพื้นฐานในการแบ่งมวลดิน
- 1.3.1.3 สามารถวิเคราะห์ความลาดที่มีชั้นดินหลายๆชั้นได้
- 1.3.1.4 สามารถวิเคราะห์ความลาดที่มีแรงกระทำภายนอกได้
- 1.3.1.5 สามารถวิเคราะห์ความลาดที่มีผลของแรงดันน้ำ

1.3.2 ศึกษาและนำเสนอข้อผิดพลาดของการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดโดย Limit Equilibrium Method อันได้แก่

- 1.3.2.1 ความผิดพลาดของ Ordinary Method
- 1.3.2.2 ความผิดพลาดของ Bishop's simplify Method

1.3.2.3 ความผิดพลาดของ Spencer Method

1.3.2.4 ความผิดพลาดของ Morgenstern & Price 's Method

1.3.3 ประยุกต์การวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดด้วยกลไกการวิบัติแบบเลื่อนโดยการวิเคราะห์แบบขอบเขตบนในสภาวะสุดขีดพลาสติกกับกรณีศึกษาต่าง ๆ ที่เกิดการวิบัติขึ้นจริงในอดีตและศึกษาหาความเหมาะสมของวิธีนี้กับการใช้งานในเชิงปฏิบัติ

#### 1.4 ขั้นตอนและวิธีดำเนินงานวิจัย

1.4.1 ศึกษาวิธีการวิเคราะห์เสถียรภาพด้วย Kinematical approach ที่นำเสนอโดย Michalowski (1995)

1.4.2 ศึกษาการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดด้วยวิธี Upper Bound Limit Analysis

1.4.3 พัฒนาขั้นตอนการคำนวณเชิงตัวเลขสำหรับการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดด้วยกลไกการวิบัติแบบเลื่อนโดยการวิเคราะห์แบบขอบเขตบนในสภาวะสุดขีดพลาสติก

1.4.4 ศึกษาการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดด้วยวิธี Limit Equilibrium

1.4.5 ศึกษาหลักการตรวจสอบความถูกต้องของผลการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดด้วยวิธี Limit Equilibrium

1.4.6 ตรวจสอบระบบการคำนวณของการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดด้วยกลไกการวิบัติแบบเลื่อนโดยการวิเคราะห์แบบขอบเขตบนในสภาวะสุดขีดพลาสติกโดยเปรียบเทียบกับกรณีศึกษาที่ทราบผลการวิเคราะห์แน่นอน

1.4.7 ประยุกต์ใช้การวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดด้วยกลไกการวิบัติแบบเลื่อนโดยการวิเคราะห์แบบขอบเขตบนในสภาวะสุดขีดพลาสติกกับกรณีศึกษาต่าง ๆ ที่เกิดการวิบัติขึ้นจริงในอดีตและศึกษาหาความเหมาะสมกับการใช้งานในเชิงปฏิบัติ

1.4.8 จัดทำวิทยานิพนธ์ฉบับสมบูรณ์

#### 1.5 ประโยชน์ที่ได้รับ

1.5.1 ได้วิธีการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดด้วยกลไกการวิบัติแบบเลื่อนโดยการวิเคราะห์แบบขอบเขตบนในสภาวะสุดขีดพลาสติก ที่สามารถใช้งานได้จริง

1.5.2 ทำให้ทราบ่วิธีการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดด้วยวิธี Limit Equilibrium ที่ใช้กันอยู่ในปัจจุบันมีข้อผิดพลาดและข้อด้อยอย่างไร

1.5.3 เป็นการพัฒนาองค์ความรู้ใหม่ด้านการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาด

1.5.4 พัฒนาการออกแบบความลาด และการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดให้มีความถูกต้อง ทำให้การออกแบบความลาดมีประสิทธิภาพและความปลอดภัยมากยิ่งขึ้น



สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

## บทที่ 2

# การวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดด้วยวิธี Limit Equilibrium

### 2.1 บทนำ

ในบทนี้กล่าวถึงทฤษฎีในการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดด้วยวิธี Limit Equilibrium โดยจะอธิบายทฤษฎีดังกล่าวในรูปแบบของวิธี General Limit Equilibrium ซึ่งผู้เขียนเล็งเห็นว่าด้วยวิธี General Limit Equilibrium นี้จะทำให้เข้าใจความแตกต่างของวิธีย่อยต่าง ๆ ของวิธี Limit Equilibrium ได้ดียิ่งขึ้น วิธีย่อยในวิธี Limit Equilibrium มีมากมายหลายหลากวิธี แต่ในบทนี้จะกล่าวถึงเพียงบางวิธีที่นิยมใช้กันมากเท่านั้น ได้แก่ Fellenius (1927), Bishop's Simplified Method (1955), Spencer's Method (1967), Morgenstern & Price's Method (1965) รวมทั้งในตอนท้ายของบทจะแสดงขั้นตอนในการคำนวณเพื่อหาค่าสัดส่วนปลอดภัยของทั้ง 4 วิธีนี้

### 2.2 หลักการ พื้นฐาน และ สมการ ของการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดด้วยวิธี General Limit Equilibrium

การวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดด้วยวิธี General Limit Equilibrium ใช้หลักของสถิตยศาสตร์ (Static) ในการแก้ปัญหา ขั้นตอนเบื้องต้นเริ่มจากการสมมติพื้นผิววิบัติ (Failure Surface) และทำการแบ่งดินเหนื่อ พื้นผิววิบัติออกเป็นชิ้นดินแนวตั้ง (Slice) รูปที่ 2.1 แสดงสัญลักษณ์ตัวแปรของแรงภายใน แรงภายนอก และคุณสมบัติทางเรขาคณิตของคันลาดแสดงในรูปที่ 2.1 สมมติฐานเบื้องต้นของการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดด้วยวิธี General Limit Equilibrium มีดังนี้

2.2.1 ดินเป็นวัสดุแบบ Rigid-Perfectly Plastic Material

2.2.2 เงื่อนไขการวิบัติของ Mohr-Coulomb Failure Criterion

2.2.3 ค่าสัดส่วนปลอดภัยในส่วนของความเชื่อมแน่น (Cohesive component) และค่าสัดส่วนปลอดภัยในส่วนของแรงเสียดทาน (Frictional component) มีค่าเท่ากัน

2.2.4 ค่าสัดส่วนปลอดภัยในทุก ๆ ชิ้นดินแนวตั้ง (Slice) มีค่าเท่ากัน

จากสมมติฐานของการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดด้วยวิธีนี้ ผลของการวิเคราะห์จะแสดงอยู่ในรูปตัวเลขค่าสัดส่วนปลอดภัย (Factor of Safety, FS) ด้วยสมการ (2.1)

$$FS. = \frac{s}{s_m} = \frac{\tan(\phi')}{\tan(\phi'_m)} \quad (2.1)$$

โดย

$FS.$  = ค่าสัดส่วนปลอดภัย (Factor of safety)

$s$  = กำลังรับแรงเฉือนของดิน (Shear strength of soil)

$\phi'$  = ค่ามุมเสียดทานประสิทธิผลของดิน (Effective friction angle of soil)

$s_m$  = หน่วยแรงเฉือนที่พัฒนาขึ้นบนพื้นผิววิบัติ (Mobilized Shear Resistance)

$\phi'_m$  = ค่ามุมเสียดทานประสิทธิผลที่พัฒนาขึ้น (Mobilized effective friction angle)

ความสัมพันธ์ของส่วนของความเชื่อมแน่น (Cohesive Component) และส่วนของแรงเสียดทาน (frictional component) ในวัสดุแบบ Mohr-Coulomb สามารถแสดงอยู่ในรูปสมการ (2.2) ดังนี้

$$s = c' + (\sigma_n - u) \tan(\phi') \quad (2.2)$$

โดย

$c'$  = ความเชื่อมแน่นประสิทธิผล (Effective Cohesion)

$\sigma_n$  = หน่วยแรงตั้งฉากทั้งหมด (Total normal stress)

$u$  = ความดันน้ำในมวลดิน (Pore water pressure)

เมื่อพิจารณาชั้นดินแนวดิ่ง (Slice) ตัวแปรต่าง ๆ ซึ่งได้แก่ แรงกระทำต่าง ๆ ที่เกิดขึ้นในแต่ละชั้นดินแนวดิ่ง ตำแหน่งของแรงลัพธ์และมุมต่าง ๆ ซึ่งแสดงอยู่ในรูปที่ 2.1 มีดังนี้

$W$  = น้ำหนักทั้งหมดของชั้นดินแนวดิ่ง

$N$  = แรงตั้งฉาก (Normal Force) ที่ฐานของชั้นย่อย

$E$  = แรงตั้งฉาก (Normal Force) ที่ด้านข้างของชั้นย่อย

$X$  = แรงเฉือน (Shear Force) ที่ด้านข้างของชั้นย่อย

$D$  = แรงกระทำภายนอกแบบจุด (External point load)

- $kH$  = แรงกระทำแนวราบเนื่องจากความสั่นสะเทือน (Seismic load)  
 $R$  = ระยะจากของแรง  $S_m$  กับจุดศูนย์กลาง  
 $f$  = ระยะจากของแรง  $N$  กับจุดศูนย์กลาง  
 $x$  = ระยะจากของแรง  $W$  กับจุดศูนย์กลาง  
 $e$  = ระยะจากของแรง  $kW$  กับจุดศูนย์กลาง  
 $d$  = ระยะจากของแรง  $D$  กับจุดศูนย์กลาง  
 $h$  = ความสูงเฉลี่ยของชั้นย่อย  
 $\omega$  = มุมระหว่างเส้น แก่นนาฬิกากับแรง  $D$  วัดตามเข็มนาฬิกาจากเส้น แก่นนาฬิกา  
 $\alpha$  = มุมระหว่างแกน  $x$  กับแรง  $S_m$  วัดทวนเข็มนาฬิกาจากแกน  $x$   
 $\beta$  = ความยาวฐานของชั้นดินแนวดิ่ง  
 $\lambda$  = ตัวคูณของฟังก์ชันของแรงลัพธ์ระหว่างชั้นดินแนวดิ่ง  
 $[X / E = \lambda f(x)]$

ปัญหาความลาดที่วิเคราะห์จะสมมติให้เป็นแบบสองมิติ Plane Stain Condition นั่นคือความหนาของชั้นดินเท่ากับหนึ่งหน่วยความยาว และเมื่อใช้หลักการของสถิตศาสตร์ในการวิเคราะห์ รวมทั้งตั้งสมมติฐานเพิ่มเติมอีก ทำให้สามารถลดจำนวนตัวแปรไม่ทราบค่าของปัญหา ซึ่งจำนวนตัวแปรไม่ทราบค่าและเงื่อนไขต่าง ๆ แสดงในตาราง 2.1

จำนวนตัวแปรของระบบ	
คำอธิบาย	จำนวนตัวแปร
ขนาดของแรง $N$	$N$
ตำแหน่งของแรง $N$	$N$
ขนาดของแรง $E$	$N-1$
ตำแหน่งของแรง $E$	$N-1$
ขนาดของแรง $X$	$N-1$
ขนาดของแรง $S_m$	$N$
ค่าสัดส่วนปลอดภัย (Factor of Safety, FS)	1
ค่า $\lambda$	1
จำนวนตัวแปรทั้งหมด	$6N-1$

จำนวนสมการของระบบ	
คำอธิบาย	จำนวนสมการ
ผลรวมแรงตามแนวราบ ( $\sum F_x = 0$ )	N
ผลรวมแรงตามแนวตั้ง ( $\sum F_y = 0$ )	N
ผลรวมโมเมนต์ ( $\sum F_m = 0$ )	N
สมการของวัสดุแบบ Mohr-Coulomb	N
ตำแหน่งของแรง N ถูกสมมติให้อยู่ที่กึ่งกลางฐานของชิ้นย่อย	N
ความสัมพันธ์ระหว่าง แรง E และ แรง X	N-1
สมการทั้งหมด	6N-1

ตาราง 2.1 จำนวนตัวแปรและสมการในการวิเคราะห์เสถียรภาพด้วยวิธี General Limit Equilibrium

จากตาราง 2.1 จะเห็นได้ว่าการคำนวณหาค่าสัดส่วนปลอดภัยสามารถทำได้โดยตั้งสมมติฐานเพิ่มเติม สมมติฐานที่นิยมใช้คือ ความสัมพันธ์ระหว่าง แรง E และ แรง X ความแตกต่างของวิธีย่อยต่างๆ จะขึ้นอยู่กับสมมติฐานข้อนี้ และขึ้นอยู่กับสมการสถิติศาสตร์ที่จะใช้ ในหัวข้อถัดไปจะแสดง ค่าสัดส่วนปลอดภัยที่หาได้เป็นสองค่า คือ ค่าสัดส่วนปลอดภัยที่หาได้จากสมการสมดุลแรง และค่าสัดส่วนปลอดภัยที่หาได้จากสมการสมดุลโมเมนต์ นอกจากนั้นจะแสดงสมการพื้นฐานที่ใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพด้วยวิธี General Limit Equilibrium

### 2.3 สมการค่าสัดส่วนปลอดภัย

เมื่อพิจารณา สมการ (2.1) และ สมการ (2.2) ทำให้สามารถสร้างสมการใหม่ให้เป็นไปตามข้อสมมติฐานในหัวข้อ 2.2 ที่ว่า ความสัมพันธ์ค่าสัดส่วนปลอดภัยในส่วนของแรงเชื่อม (cohesive component) และ ค่าสัดส่วนปลอดภัยในส่วนของแรงเสียดทาน (Frictional component) มีค่าเท่ากัน ดังสมการที่ (2.3)

$$S_m = \frac{s\beta}{FS} = \frac{c'\beta + (N - u\beta) \tan(\phi')}{FS} \quad (2.3)$$



## 2.4 สมการค่าสัดส่วนปลอดภัยจากสมการสมดุลโมเมนต์

พิจารณารูปที่ 2.1 ที่จุดศูนย์กลางของวงกลมที่กำหนดพื้นผิววิบัติ ผลรวมของโมเมนต์ในทุก ๆ ชั้นดิ่ง โดยให้โมเมนต์ตามเข็มนาฬิกาเป็นบวกแสดงดังสมการ (2.4)

$$\sum W .x - \sum S_m R - \sum N f + \sum kW .e \pm \sum D.d = 0 \quad (2.4)$$

ตัวเลขสัดส่วนปลอดภัยสามารถหาได้โดยการแทนสมการที่ (2.3) ลงในสมการ (2.4) และจัดรูปแบบค่าสัดส่วนปลอดภัยจากสมดุลโมเมนต์ดังสมการที่ (2.5)

$$F_m = \frac{\sum (c' \beta R + (N - u\beta)R \tan(\phi'))}{\sum W .x - \sum N f + \sum kW .e \pm \sum D.d} \quad (2.5)$$

## 2.5 สมการค่าสัดส่วนปลอดภัยจากสมการสมดุลแรง

พิจารณารูปที่ 2.1 ผลรวมของแรงแนวราบในทุก ๆ ชั้นดิ่ง แสดงในสมการ (2.6)

$$\sum (E_L - E_R) + \sum S_m . \cos(\alpha) - \sum N . \sin(\alpha) + \sum kW \pm \sum D \cos(\omega) = 0 \quad (2.6)$$

ตัวเลขค่าสัดส่วนปลอดภัยสามารถหาได้โดยแทนสมการที่ (2.3) ลงในสมการ (2.6) และจัดรูปใหม่และเรียกว่าค่าสัดส่วนปลอดภัยจากสมการสมดุลแรง ดังสมการที่ (2.7)

$$F_f = \frac{\sum (c' \beta \cos(\alpha) + (N - u\beta) \tan(\phi') \cos(\alpha))}{\sum N . \sin(\alpha) + \sum kW \pm \sum D \cos(\omega)} \quad (2.7)$$

## 2.6 สมการของแรง N

พิจารณารูปที่ 2.1 ผลรวมของแรงในแนวตั้งในชั้นดินหนึ่งสามารถแสดงได้ดังสมการ (2.8)

$$-W + (X_L - X_R) + N \cos(\alpha) + S_m \sin(\alpha) - D \sin(\omega) = 0 \quad (2.8)$$

สมการของแรง N สามารถหาได้โดยแทนสมการที่ (2.3) ลงในสมการที่ (2.8) จะได้สมการที่ (2.9) ดังนี้

$$N = \frac{W + (X_R - X_L) + D \sin(\omega) + \frac{\beta \sin(\alpha)(c' - u \tan(\phi'))}{FS}}{\cos(\alpha) - \frac{\sin(\alpha) \tan(\phi')}{FS}} \quad (2.9)$$

## 2.7 สมการของแรงลัพธ์ระหว่างขึ้นดิน

ความสัมพันธ์ของแรง  $X$  และแรง  $E$  เป็นสิ่งที่ต้องสมมติขึ้นเพื่อให้สามารถวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดและคำนวณค่าสัดส่วนปลอดภัยได้ ดังที่กล่าวไปแล้วในหัวข้อ 2.2 ความสัมพันธ์ของแรง  $X$  และแรง  $E$  จะสมมติให้อยู่ในรูปฟังก์ชันทางคณิตศาสตร์และตัวคูณเลขจำนวนจริง ดังแสดงในสมการที่ (2.10) คือ

$$X = \lambda f(x) \cdot E \quad (2.10)$$

โดย

$\lambda =$  ตัวคูณเลขจำนวนจริง

$f(x) =$  ฟังก์ชันคณิตศาสตร์ที่กำหนดความชันของแรงลัพธ์ระหว่างแรง  $X$  และ แรง  $E$

รูปที่ 2.2 แสดง ลักษณะของฟังก์ชัน  $f(x)$  บางรูปแบบที่นิยมใช้ในทางปฏิบัติ เมื่อพิจารณารูปที่ 2.1 ผลรวมแรงในแนวราบของชั้นใดหนึ่ง ๆ แสดงได้ดังสมการที่ (2.11) คือ

$$(E_L - E_R) - N \sin \alpha + S_m \cos \alpha - kW + D \cos \omega = 0 \quad (2.11)$$

เมื่อจัดรูปให้สมการ (2.11) สอดคล้องกับสมการอื่น ๆ จึงแทนสมการที่ (2.3) ลงในสมการที่ (2.11) จะได้สมการที่ (2.12) ดังนี้

$$E_R = E_L - kW + D \cos \omega + N \sin \alpha + \frac{\cos \alpha (c' \beta + (N - \beta u) \tan \phi)}{FS} \quad (2.12)$$

สมการที่กล่าวมาในบทนี้เป็นสมการพื้นฐานที่ใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดด้วยวิธี General Limit Equilibrium สำหรับวิธีย่อยใดๆ ก็ล้วนแล้วแต่ใช้สมการพื้นฐานเหล่านี้ในการคำนวณทั้งสิ้น ประโยชน์และความสำคัญของสมการจะแสดงโดยลำดับการใช้งาน ดังนี้

- 2.7.1 สมการแรง N หรือสมการที่ (2.9) เป็นสมการแรกที่ต้องทำการคำนวณ โดยรูปของสมการนี้จะแปรเปลี่ยนไปตามสมมติฐานของแรงลัพธ์ด้านข้างของชั้นย่อย และหรือแปรเปลี่ยนไปตามสมมติฐานของความสัมพันธ์ระหว่างแรง X และ แรง E โดยรูปสมการนี้ในวิธีย่อยต่าง ๆ จะกล่าวในหัวข้อถัดไป
- 2.7.2 สมการของแรงด้านข้างระหว่างชั้นดินหรือสมการที่ (2.10) และ สมการที่ (2.12) ประโยชน์ของทั้งสองสมการนี้มีไว้เพื่อช่วยแปรรูปสมการที่ (2.9) โดยจัดให้ทั้งสองสมการเป็นไปตามข้อสมมติของแรงด้านข้างของชั้นย่อย และข้อสมมติของความสัมพัทธ์ระหว่างแรง X และ แรง E จากนั้นจึงนำไปแทนในสมการที่ (2.9) เพื่อกำจัดพจน์  $(X_R - X_L)$
- 2.7.3 สมการค่าสัดส่วนปลอดภัยจากสมดุลโมเมนต์หรือสมการที่ (2.5) เมื่อคำนวณค่าแรง N ของทุกๆ ชั้นดินแล้ว จึงสามารถคำนวณค่าสัดส่วนปลอดภัยจากสมการค่าสัดส่วนปลอดภัยจากสมดุลโมเมนต์
- 2.7.4 สมการค่าสัดส่วนปลอดภัยจากสมการสมดุลแรงหรือสมการที่ (2.7) เมื่อคำนวณค่าของแรง N ของทุกๆ ชั้นดินแล้ว จึงสามารถคำนวณค่าสัดส่วนปลอดภัยจากสมการสมดุลแรง

ในหัวข้อถัดไปจะแสดงขั้นตอนและวิธีการคำนวณของวิธีย่อยต่าง ๆ โดยจะอธิบายถึงสมมติฐานเบื้องต้น รูปสมการของแรง N ที่แตกต่างกันไปในแต่ละวิธีย่อย และขั้นตอนของแผนผังการคำนวณ

## 2.8 Fellenius (1927)

วิธี Fellenius (1927) หรือวิธี Ordinary Method of Slice (1936) หรือ Swedish's Method เสนอโดย Fellenius (1927) ในปี ค.ศ. 1927 เป็นวิธีที่ง่ายที่สุดสำหรับวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาด โดยค่าสัดส่วนปลอดภัยได้จากสมการสมดุลโมเมนต์ และตั้งสมมติฐานว่า ทิศทางแรงลัพธ์ของแรงด้านข้างระหว่างในชั้นดินจะขนานกับฐานของชั้นดินดังแสดงในรูป 2.3 โดยทั่วไปจะสมมติให้พื้นผิววิบัติเป็นแบบส่วนโค้งของวงกลม อย่างไรก็ตามพื้นผิววิบัติในรูปแบบอื่นก็สามารถคำนวณได้

เมื่อพิจารณาสมมูลของแรงในทิศทางตั้งฉากกับฐานของชั้นดิน จะสามารถหาสมการของแรง  $N$  ได้ดังนี้

$$N = W \cos \alpha - kW \sin \alpha + D \cos(\alpha + \omega - 90) \quad (2.13)$$

เมื่อได้ค่าของแรง  $N$  แล้ว ขั้นตอนต่อไป คือ นำค่า  $N$  ไปแทนในสมการค่าสัดส่วนปลอดภัยจากสมมูลโมเมนต์หรือสมการที่ (2.5) ผังการคำนวณจะแสดงอยู่ในรูปที่ 2.10

## 2.9 Bishop's Simplified Method (1955)

วิธีนี้เสนอโดย Bishop ในปี ค.ศ. 1955 โดยทั่วไปจะสมมติให้ พื้นผิววิกฤติเป็นส่วนโค้งของวงกลม แต่พื้นผิววิกฤติในรูปแบบอื่นก็สามารถคำนวณได้ ค่าสัดส่วนปลอดภัยหาได้จากสมการสมมูลโมเมนต์ ข้อสมมติของวิธีนี้คือ แรงลัพธ์ด้านข้างระหว่างชั้นดินมีเพียงแรง  $E$  หรือกล่าวอีกนัยหนึ่งคือ แรงเฉือนด้านข้างระหว่างชั้นดิน,  $X = 0$  เมื่อพิจารณาสมการที่ (2.9) จะสามารถแปรรูปสมการของแรง  $N$  สำหรับวิธี Bishop's Simplified ได้ดังสมการที่ (2.14)

$$N = \frac{W + D \sin(\omega) + \frac{\beta \sin(\alpha)(c' - u \tan(\phi'))}{FS}}{\cos(\alpha) - \frac{\sin(\alpha) \tan(\phi')}{FS}} \quad (2.14)$$

สังเกตได้ว่าในสมการที่ (2.14) ยังมีตัวแปรไม่ทราบค่าอยู่คือ  $FS$  หรือค่าสัดส่วนปลอดภัย ซึ่งจำเป็นต้องทำการสมมติค่าตัวเลขบางตัวขึ้นมาเพื่อให้คำนวณได้ เมื่อได้ค่าแรง  $N$  จากการสมมติ  $FS$  แล้ว ขั้นตอนต่อไป คือ นำค่า  $N$  ไปแทนในสมการค่าสัดส่วนปลอดภัยจากสมการสมมูลโมเมนต์หรือสมการที่ (2.5) คำตอบจะถูกต้องเมื่อ ค่า  $FS$  ที่สมมติไว้เริ่มต้น มีค่าเท่ากับค่าสัดส่วนปลอดภัยที่ได้จากสมการสมมูลโมเมนต์ ผังการคำนวณแสดงไว้ในรูปที่ 2.11

## 2.10 Spencer's Method (1967)

วิธีนี้นำเสนอโดย Spencer ในปี ค.ศ. 1967 โดยในขณะนั้นใช้เพื่อวิเคราะห์พื้นผิวการวิกฤติเป็นส่วนโค้งของวงกลมแต่ต่อมาได้นำมาวิเคราะห์รูปแบบการวิกฤติอื่นๆ ด้วย ค่าสัดส่วนปลอดภัยได้จากสมการสมมูลโมเมนต์และสมการสมมูลแรง สมมติฐานของวิธีนี้คือความชันของแรงลัพธ์ของแรง  $X$  และ แรง  $E$  มีค่าเท่ากันในทุกๆ ชั้นดิน จากในสมการที่ (2.10) เมื่อค่า  $f(x) = 1$  จะได้ในสมการความสัมพันธ์ของแรง  $X$  และ  $E$  ดังนี้

$$X / E = \tan \theta \quad (2.15)$$

สมการที่ (2.9) สามารถแปรรูปให้สอดคล้องกับสมการที่ (2.15) ได้ดังนี้

$$N = \frac{W + (E_R - E_L) \tan \theta + D \sin(\omega) + \frac{\beta \sin(\alpha)(c' - u \tan(\phi'))}{FS}}{\cos(\alpha) - \frac{\sin(\alpha) \tan(\phi')}{FS}} \quad (2.16)$$

เมื่อพิจารณาสมการที่ (2.16) พจน์  $(E_R - E_L)$  สามารถแทนได้โดยสมการที่ (2.12) ดังนั้น จึงสามารถหาค่าของแรง  $N$  ได้ โดยจำเป็นต้องสมมติค่า  $\theta$  และ  $FS$  ขึ้นมาก่อนจากนั้นจึงนำไปแทนในสมการที่ (2.5) และ สมการที่ (2.7) โดยขั้นตอนทั่วไปต้องสมมติ  $\theta$  ก่อน จากนั้นจึงสมมติ  $FS$  ซึ่งจะทำได้ค่า  $F_r$  และ  $F_m$  ซึ่งค่าสมมติ  $\theta$  ที่เหมาะสมจะทำให้ได้ ค่า  $F_r$  และ  $F_m$  เท่ากันดังรูปที่ 2.4 ขั้นตอนและผังการคำนวณหาวิธี Spencer (1967) แสดงอยู่ในรูปที่ 2.12

### 2.11 Morgenstern & Price's Method (1965)

วิธีนี้เสนอโดย Morgenstern และ Price ในปี ค.ศ. 1965 โดยมีสมมติฐานว่าแรงที่เกิดขึ้นบนระนาบวิบัติจะต้องต่อเนื่องกันเป็นอย่างดี หรืออาจกล่าวได้อีกนัยหนึ่งว่าดินตลอดพื้นผิววิบัติจะต้องเป็นวัสดุที่เปลี่ยนแปลงต่อเนื่องกันเป็นอย่างดี สมมติฐานของแรงลัพธ์ของชั้นดินแนวตั้งคือ ความชันของแรงลัพธ์ของแรงด้านข้างของชั้นย่อยแปรผันไปตามฟังก์ชันที่กำหนดให้ล่วงหน้า ซึ่งเป็นฟังก์ชันคณิตศาสตร์ใดๆ โดยสามารถแสดงได้ดังสมการ (2.17)

$$X / E = \lambda f(x) \quad (2.17)$$

สมการที่ (2.9) สามารถแปรรูปให้สอดคล้องกับสมการที่ (2.17) ได้ดังนี้

$$N = \frac{W + (E_R \lambda f(x) - E_L \lambda f(x)) + D \sin(\omega) + \frac{\beta \sin(\alpha)(c' - u \tan(\phi'))}{FS}}{\cos(\alpha) - \frac{\sin(\alpha) \tan(\phi')}{FS}} \quad (2.18)$$

พิจารณาสมการที่ (2.16) พจน์  $E_R$  สามารถแทนได้โดยสมการที่ (2.12) ดังนั้นจึงสามารถหาค่าของแรง  $N$  ได้ โดยจำเป็นต้องสมมติค่า  $\lambda$  และ  $FS$  จากนั้นจึงนำไปแทนในสมการที่ (2.5) และ สมการที่ (2.7) โดยขั้นตอนทั่วไปต้องสมมติ  $\lambda$  ก่อน จากนั้นจึงสมมติ  $FS$  ซึ่งจะทำได้ค่า  $F_r$  และ  $F_m$  ซึ่งค่าสมมติ  $\lambda$  ที่เหมาะสมจะทำให้ได้ ค่า  $F_r$  และ  $F_m$  เท่ากัน ขั้นตอนและผังการคำนวณแสดงอยู่ในรูปที่ 2.13 รูปที่ 2.5 แสดงตัวอย่างค่าความชัน ค่าฟังก์ชัน และค่า  $\lambda$  สำหรับวิเคราะห์ด้วยวิธี Morgenstern & Price

## 2.12 ค่าสัดส่วนปลอดภัยและการวิเคราะห์เสถียรภาพ

วิธีวิเคราะห์เสถียรภาพที่กล่าวมาแล้วในบทนี้ มีขีดความสามารถของการวิเคราะห์ในวงกว้างและหลายรูปแบบ สามารถวิเคราะห์พื้นผิววิบัติได้ทั้งแบบเป็นส่วนโค้งของวงกลม (Circular Failure Surface) และแบบไม่เป็นส่วนโค้งของวงกลม (Non-Circular Failure Surface) รูปแบบชั้นดินที่มีความซับซ้อนมากๆ รวมทั้งลักษณะแรงดันน้ำที่ไม่เป็นแบบสถิต (Non-Hydrostatic Pore Water Pressure)

ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพจะแสดงอยู่ในรูปของตัวเลขค่าสัดส่วนปลอดภัย (Factor of Safety) ซึ่งมีนิยามตามสมการที่ (2.1) เมื่อพิจารณาสมการนี้ ตัวเลขค่าสัดส่วนปลอดภัยที่มีค่าน้อยที่สุดคือวัตถุประสงค์หลักในการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาด คำถามคือ จะทำอย่างไรให้สามารถหาค่าสัดส่วนปลอดภัยที่น้อยที่สุด วิธีที่นิยมใช้กันมากที่สุดคือการสมมติพื้นผิววิบัติขึ้นหลาย ๆ พื้นผิว พื้นผิวที่ให้ค่าสัดส่วนปลอดภัยที่น้อยที่สุดจะเป็นคำตอบของการวิเคราะห์ หลักการสมมติพื้นผิววิบัติที่นิยมทำกัน คือ นิยมสมมติพื้นผิววิบัติให้เป็นส่วนโค้งของวงกลมซึ่งแสดงอยู่ในรูปที่ 2.6 เมื่อทำการสร้างตารางของจุดศูนย์กลางของวงกลมขึ้นและสมมติรัศมีขึ้นหลายๆค่า (Grid of Factor of Safety) ก็จะสามารถสร้างกราฟ contour ของค่าสัดส่วนปลอดภัยของจุดศูนย์กลางวงกลมได้

จากรูปที่ 2.6 เป็นคำตอบของการวิเคราะห์เสถียรภาพด้วยวิธี Spencer Method (1967) โดยใช้โปรแกรม AutoSLOPE (2001) ปัญหาของคันลาดนี้นำมาจากหนังสือ SOIL MECHANICS โดย Lambe และ Whitman (1979) โดยสมมติจุดศูนย์กลางขึ้น 36 จุดและสมมติรัศมีที่เป็นไปได้ทั้งหมดประมาณ 40 ค่า ในแต่ละจุดศูนย์กลาง ซึ่งก็คือต้องคำนวณประมาณ 1,440 พื้นผิวเพื่อหาค่าสัดส่วนปลอดภัยที่น้อยที่สุด จะเห็นได้ว่าการคำนวณจะต้องทำซ้ำอย่างมากมายเพื่อหาค่าสัดส่วนปลอดภัยที่น้อยที่สุด ดังนั้นโดยทั่วไปนิยมใช้คอมพิวเตอร์ช่วยในการคำนวณเพื่อประหยัดเวลาในการวิเคราะห์ และที่สำคัญเพื่อลดข้อผิดพลาดในการคำนวณและเพื่อให้ได้ค่าสัดส่วนปลอดภัยที่น้อยที่สุด อย่างไรก็ตามในบทนี้ยังไม่ได้กล่าวถึงความถูกต้องและความน่าเชื่อถือของคำตอบที่ได้ของการวิเคราะห์ในแต่ละวิธีที่กล่าวมาข้างต้น รายละเอียดดังกล่าวจะได้อธิบายในส่วนถัดไป ในส่วนท้ายของบทนี้จะแสดงผังการคำนวณของวิธีย่อยต่าง ๆ ที่กล่าวมาทั้งหมดในบทนี้

## 2.13 การหาค่าพื้นผิววิกฤติ (Critical Failure Surface)

พื้นผิววิกฤติคือพื้นผิวที่ให้ค่าสัดส่วนปลอดภัยน้อยที่สุด (Global Minimum Factor of Safety) ในปัญหาความลาดเดียวกัน วิธีย่อยที่วิเคราะห์อาจจะให้พื้นผิววิกฤติแตกต่างหรือเหมือนกันก็ได้ การหาพื้นผิววิกฤติอาจจะหาได้หลากหลายวิธีและหลายรูปแบบ แต่ในวิทยานิพนธ์ฉบับนี้ผู้เขียนได้ใช้วิธีที่จะแสดงในหัวข้อนี้ ซึ่งเป็นวิธีเดียวกันที่ใช้ในโปรแกรม AutoSLOPE (2001) พื้นผิววิกฤติอาจแบ่งการหาได้เป็นสองแบบ คือการหาพื้นผิววิกฤติแบบวงกลม และ การหาพื้นผิววิกฤติแบบไม่เป็นวงกลม

### 2.13.1 การหาพื้นผิววิกฤติแบบวงกลม

การหาพื้นผิววิกฤติแบบเป็นส่วนโค้งของวงกลมเป็นวิธีที่นิยมใช้ในทางปฏิบัติมากที่สุด แนวคิดการหาพื้นผิววิกฤตินี้มีหลายวิธี แต่ในทุกๆวิธีจะเป็นการหาแบบสุ่มเกือบทั้งหมด วิธีที่ผู้เขียนเสนอนี้ก็เป็นวิธีหาแบบสุ่มเช่นเดียวกัน โดยมีขั้นตอนการหาพื้นผิววิกฤติดังนี้

- สร้างตารางสี่เหลี่ยม (Grid) เหนือความลาดโดยพยายามสร้างให้ครอบคลุมและมีความถี่ตารางเหมาะสม
- ในแต่ละจุดตัดของตาราง จะทำการหาค่าสัดส่วนปลอดภัยที่น้อยที่สุดโดยใช้จุดตัดที่พิจารณาอยู่เป็นจุดศูนย์กลางของวงกลม และกำหนดค่ารัศมีขึ้นโดยการเพิ่มรัศมีมากขึ้นเรื่อย จำนวนค่าความแตกต่างของรัศมีที่เพิ่มขึ้น ขึ้นอยู่กับความละเอียดในการวิเคราะห์ ค่าตอบของค่าสัดส่วนปลอดภัยคือค่าสัดส่วนปลอดภัยที่น้อยที่สุดในค่าสัดส่วนปลอดภัยทั้งหมดที่วิเคราะห์ได้ รูปที่ 2.7 แสดงการเพิ่มขึ้นของรัศมี และ การสร้างตารางสี่เหลี่ยม
- ทำการวิเคราะห์ในทุกๆจุดตัดของตารางสี่เหลี่ยม จะได้ค่าสัดส่วนปลอดภัยน้อยที่สุดในแต่ละจุดที่วิเคราะห์ ค่าสัดส่วนปลอดภัยที่น้อยที่สุดในจำนวนจุดตัดทั้งหมดจะเป็นค่าตอบของ ค่าสัดส่วนปลอดภัยของพื้นผิววิกฤติ

จากขั้นตอนข้างต้นจะได้คำตอบของค่าสัดส่วนปลอดภัยของพื้นผิววิกฤติ ในวิธีอื่นๆ จะทำการวาดเส้นชั้น (Contour Line) เพื่อหาแนวโน้มของจุดที่มีค่าวิกฤติ แต่ในความเห็นของผู้เขียนแล้ว คำตอบที่ได้เป็นค่าสัดส่วนปลอดภัยที่น้อยที่สุดของเส้นตารางที่สร้างมาแล้วการวาดเส้นชั้นจะไม่เกิดประโยชน์แต่อย่างใด หากต้องการหาค่าตอบของค่าสัดส่วนปลอดภัยของพื้นผิววิกฤติที่

ดีกว่าควรสร้างเส้นตารางใหม่ โดยให้เส้นตารางใหม่ให้เล็กลงและครอบคลุมศูนย์กลางของพื้นผิว  
 วิกฤติที่วิเคราะห์ได้ในครั้งก่อน หากต้องการค่าที่ดีกว่าอีกก็ทำซ้ำไปเรื่อยๆ อย่างนี้แล้วจะได้พื้นผิว  
 วิกฤติที่ดีกว่า ตัวอย่างการวิเคราะห์พื้นผิววิกฤติที่แสดงอยู่ในบทที่ 6

### 2.13.1 การหาพื้นผิววิกฤติแบบไม่เป็นวงกลม

การหาพื้นผิววิกฤติแบบไม่เป็นวงกลมนั้นยังไม่เป็นที่นิยมใช้กันมากนักในทาง  
 ปฏิบัติเนื่องจากความยุ่งยากในการคำนวณรวมทั้งยังไม่มีขั้นตอนการคำนวณที่ได้รับการยอมรับ  
 ในวงกว้าง ในการหาพื้นผิววิกฤติแบบไม่เป็นวงกลมในวิทยานิพนธ์นี้ ผู้เขียนได้ทำการพัฒนา  
 วิธีการหาพื้นผิววิกฤติขึ้นมาใหม่โดยมีขั้นตอนการคำนวณดังนี้

- ทำการสมมติพื้นผิวผ่านความลาดเริ่มต้นหรืออาจจะใช้พื้นผิววิกฤติแบบ  
วงกลมก็ได้
- จุดต่อทุกๆจุดที่เชื่อมกัน ผิววิกฤติเริ่มต้นจะถูกเปลี่ยนแปลงพิกัดและถือว่าเป็น  
จุดสุ่ม
- สมมติว่ากำลังวิเคราะห์การวิบัติของความลาดจากขวงมาซ้าย จะเริ่มทำการ  
เคลื่อนจุดสุ่มจุดแรกคือจุดแรกที่อยู่ทางขวา โดยเคลื่อนที่ให้อยู่บนผิวดินและ  
ทำการเคลื่อนทั้งซ้ายและขวาและทำการหาค่าสัดส่วนปลอดภัย จุดใหม่ของ  
จุดนี้คือจุดที่ให้ค่าสัดส่วนปลอดภัยน้อยที่สุด
- ในทุกๆจุดสุ่มถัดมาทางซ้ายยกเว้นจุดสุดท้ายจะทำการเปลี่ยนแปลงพิกัดของ  
จุดสุ่ม การเปลี่ยนแปลงพิกัดจะถูกจำกัดขอบเขตโดยแสดงอยู่ในรูปที่ 2.8  
หากจุดสุ่มอยู่นอกขอบเขตอยู่แล้วจะจำกัดขอบเพียงซ้ายและขวาเท่านั้น  
ทิศทางการเคลื่อนที่ของจุดสุ่มจะมีอย่างน้อย 8 จุด รอบวงกลมที่มีรัศมี  
เท่ากับทิศทางการเคลื่อนที่ คือ ที่มุม  $0^{\circ}$ ,  $45^{\circ}$ ,  $90^{\circ}$ ,  $135^{\circ}$ ,  $180^{\circ}$ ,  $225^{\circ}$ ,  $270^{\circ}$  และ  
 $315^{\circ}$  หากส่วนโค้งของวงกลมตัดผ่านเส้นระหว่างชั้นดินก็จะเพิ่มการเคลื่อนที่  
จุดตัดนั้นด้วย ตำแหน่งใหม่ของจุดสุ่มคือจุดที่ให้ค่าสัดส่วนปลอดภัยต่ำสุด  
รูปที่ 2.9 แสดงทิศทางการเคลื่อนตัวของจุดสุ่ม

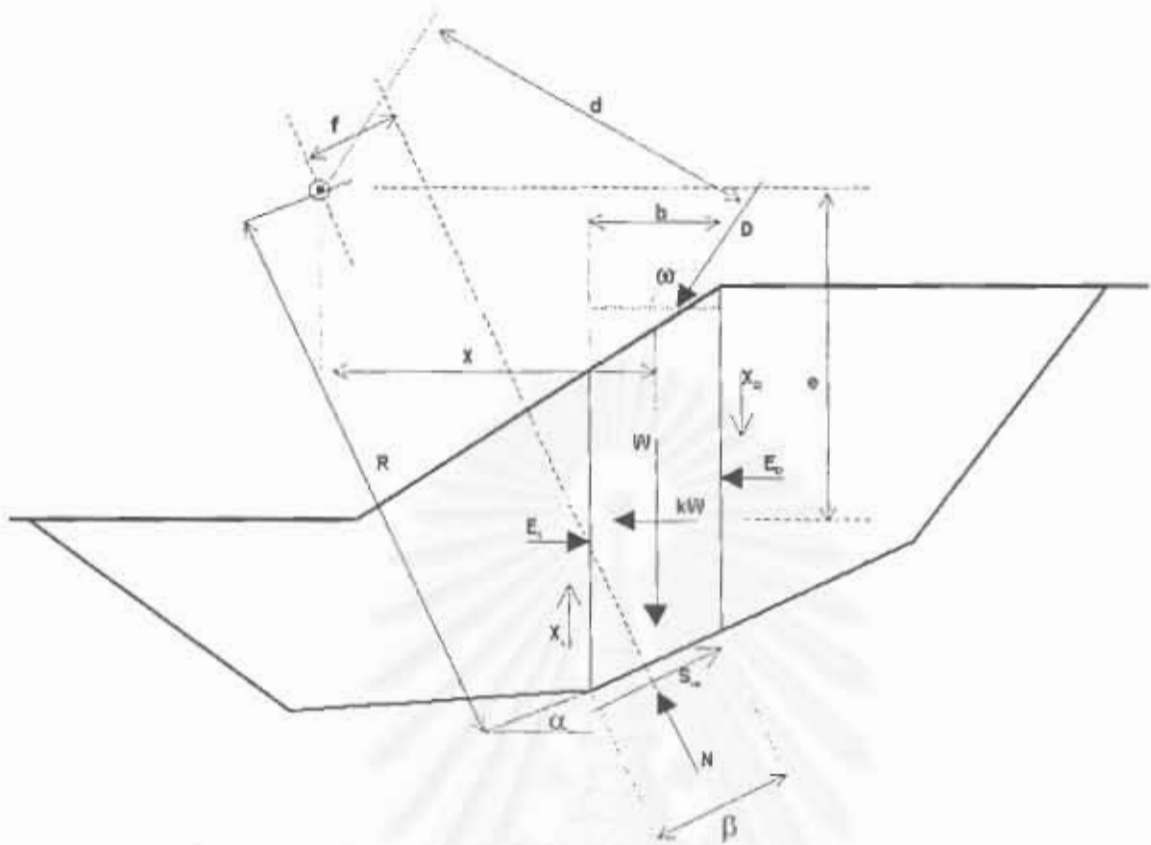


- จุดสุดท้ายทำการขยับโดยมีทิศทางเหมือนกันกับจุดแรก ทำการเคลื่อนที่  
เช่นนี้จากขวามาซ้าย และ ทำการวนรอบการวิเคราะห์ จนได้ค่าสัดส่วน  
ปลอดภัยที่น้อยที่สุด

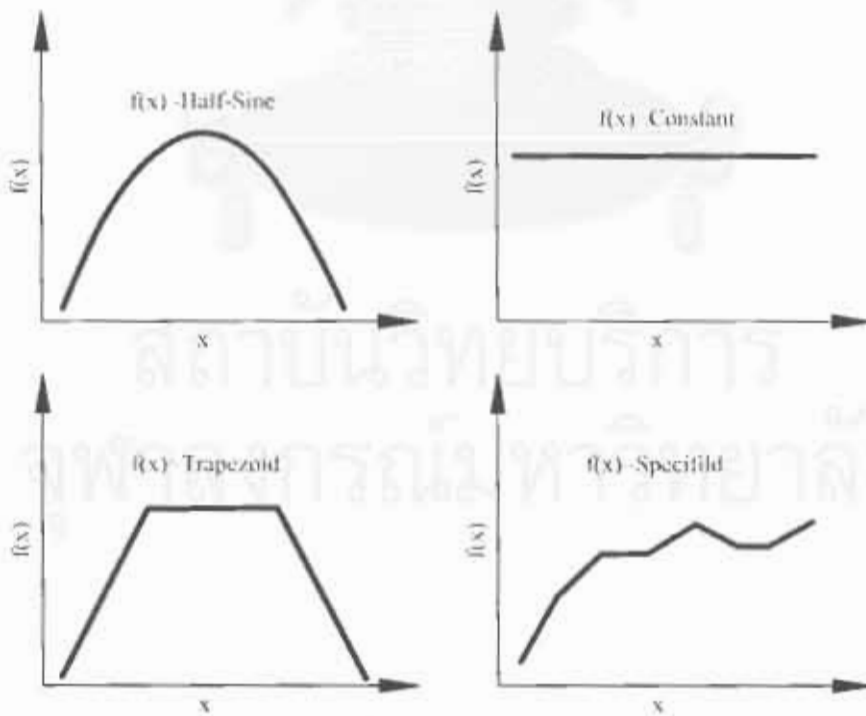
ตัวอย่างการวิเคราะห์พื้นผิววิกฤติที่แสดงอยู่ในบทที่ 6 ซึ่งโดยทั่วไปโดยพื้นผิว  
วิกฤตินี้จะให้ค่าสัดส่วนปลอดภัยต่ำกว่าพื้นผิววิกฤติแบบวงกลมตั้งแต่ 10% – 30% อีกทั้งยังให้  
พื้นผิววิกฤติที่สอดคล้องกับทฤษฎีทางวิศวกรรมปฐพีอีกด้วย



สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

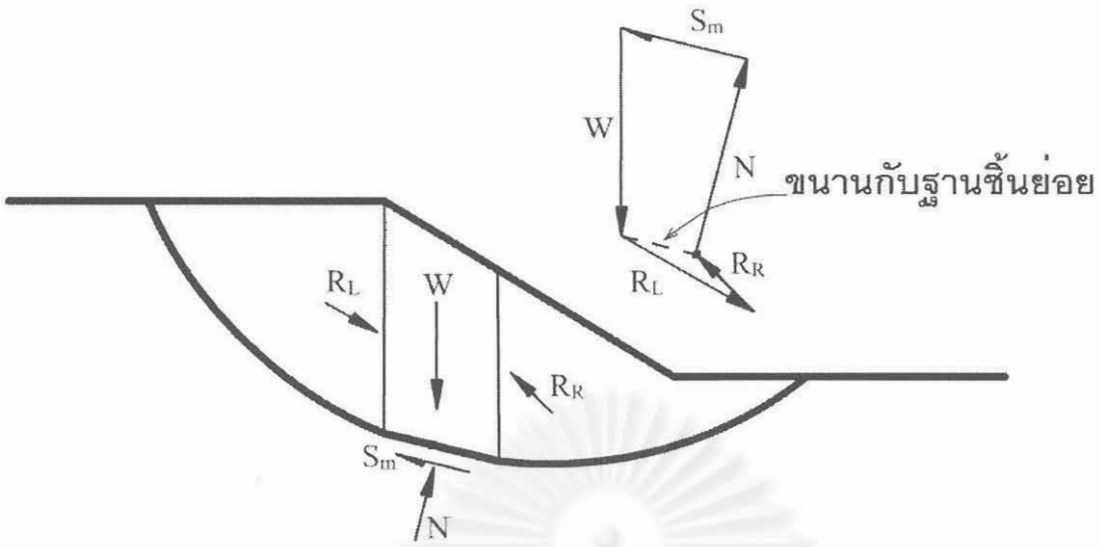


รูปที่ 2. 1 สัญลักษณ์ของแรงภายใน แรงภายนอก และคุณสมบัติทางเรขาคณิตของคันลัด



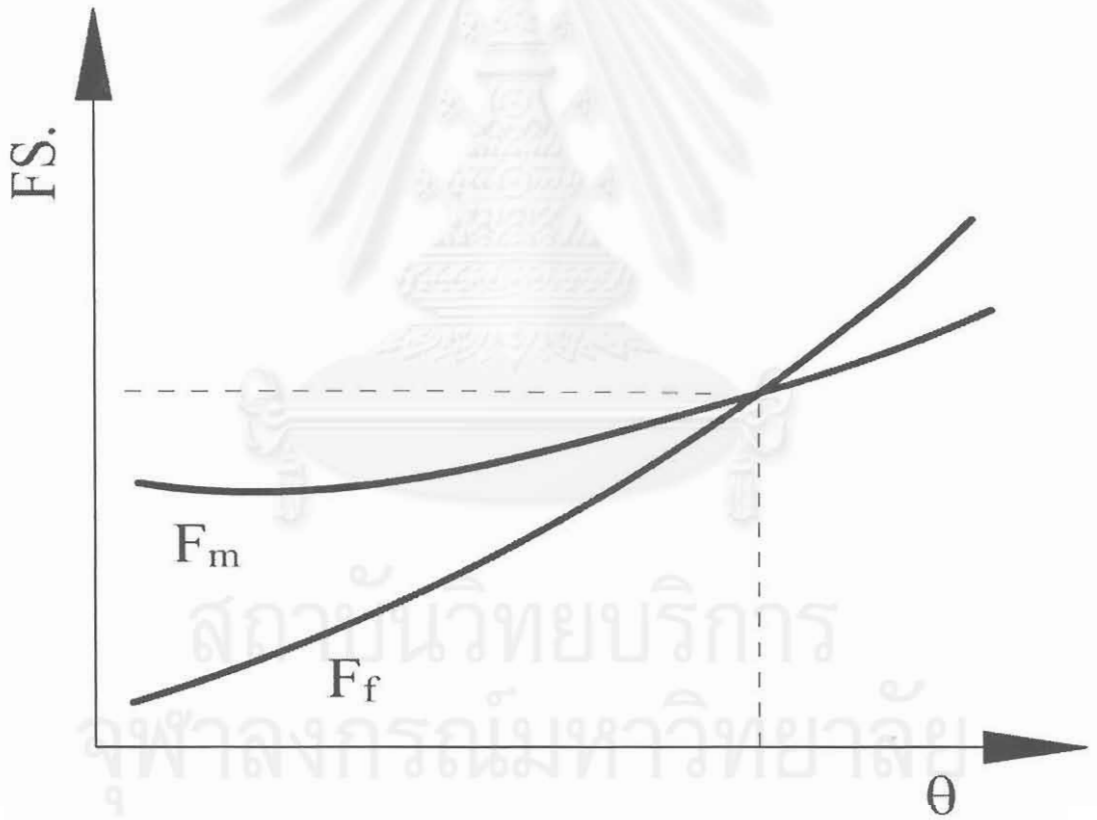
รูปที่ 2. 2 ลักษณะของ  $f(x)$  บางรูปแบบที่นิยมใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดด้วยวิธี

Morgenstern & Price (1965)



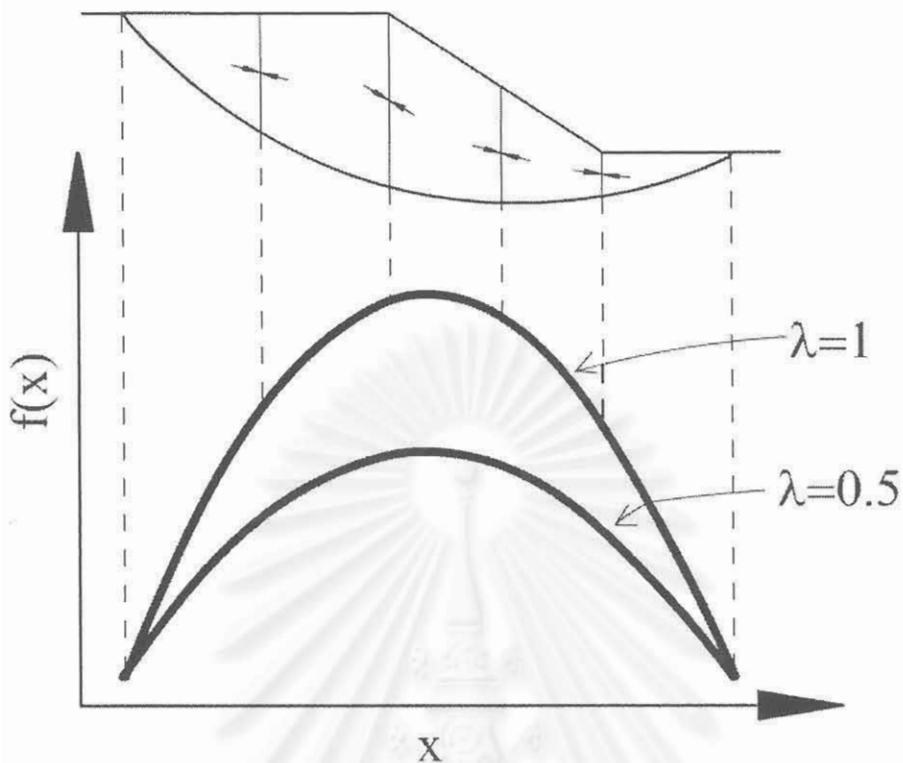
รูปที่ 2.3 สมมติฐานทิศทางการเคลื่อนที่ของแรงลัพธ์ด้านข้างในชั้นดิน ที่ทิศทางจะขนานกับฐานของชั้นดินในวิธี

Fellenius (1926)

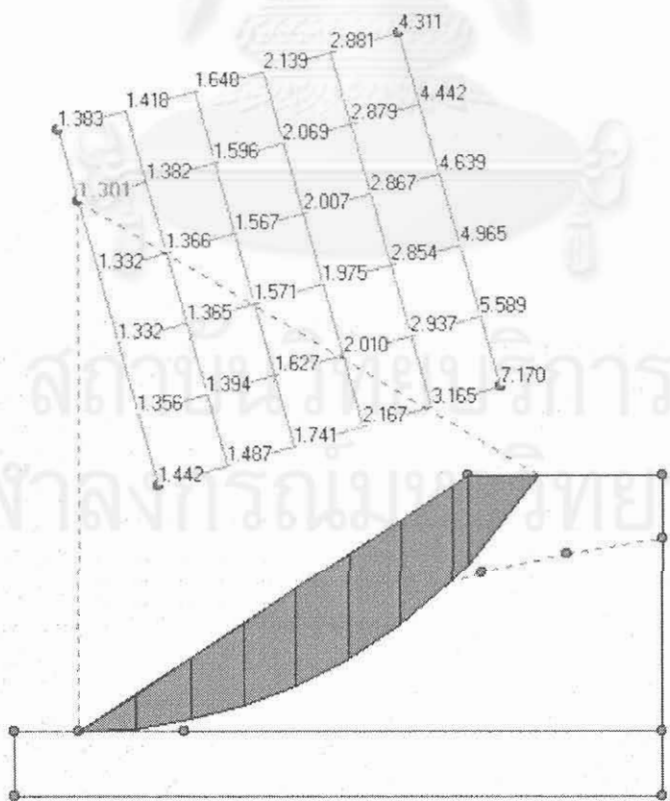


รูปที่ 2.4 ค่าความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัดส่วนปลอดภัย และค่า  $\theta$  สำหรับการวิเคราะห์เสถียรภาพด้วยวิธี

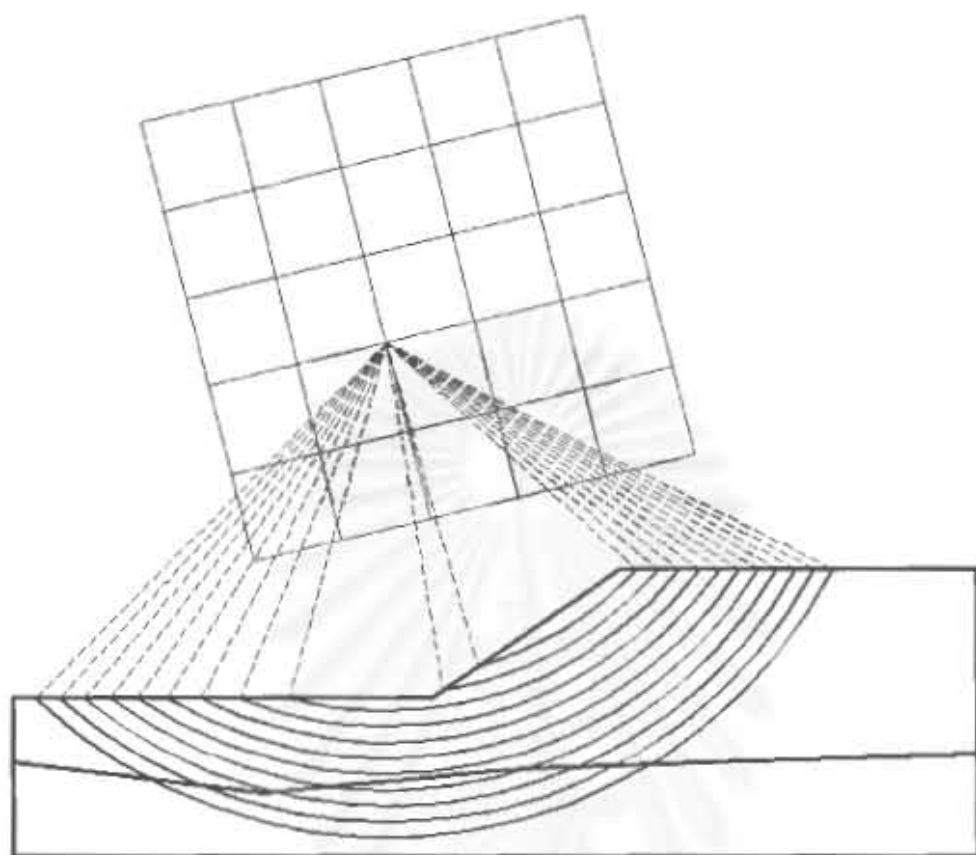
Spencer (1967)



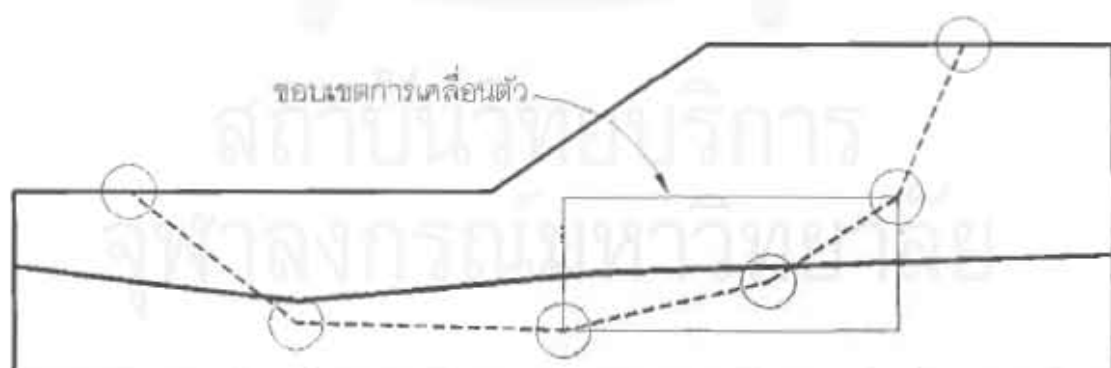
รูปที่ 2.5 ค่าความชัน ค่าฟังก์ชัน และค่า  $\lambda$  ของวิธี Morgenstern & Price (1965)



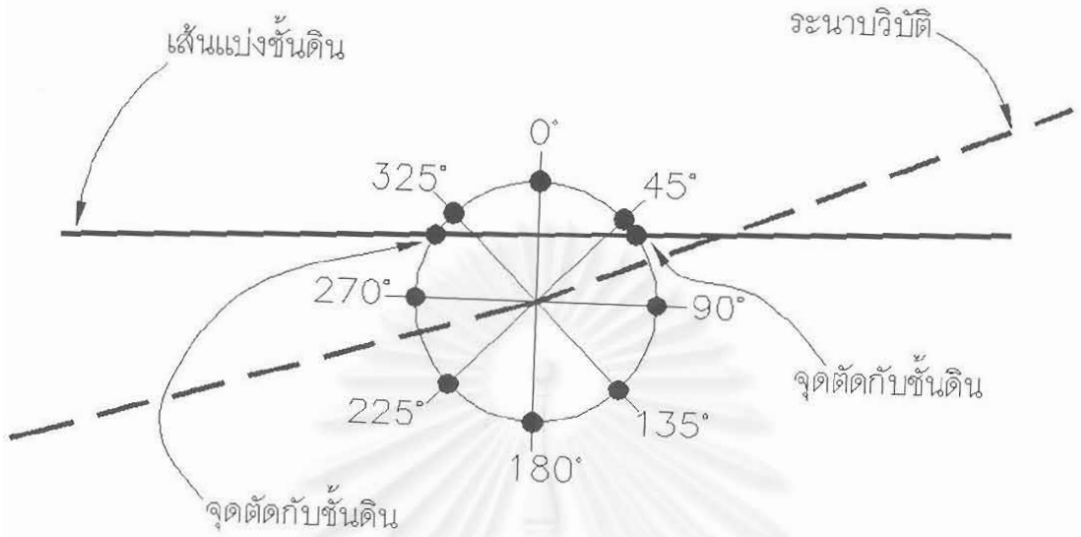
รูปที่ 2.6 พื้นผิววิกฤติตัวอย่างโดยการวิเคราะห์ด้วยวิธี Spencer (1967)



รูปที่ 2.7 การเพิ่มขึ้นของรัศมีและการสร้างตารางสี่เหลี่ยมของค่าสัดส่วนปกติ



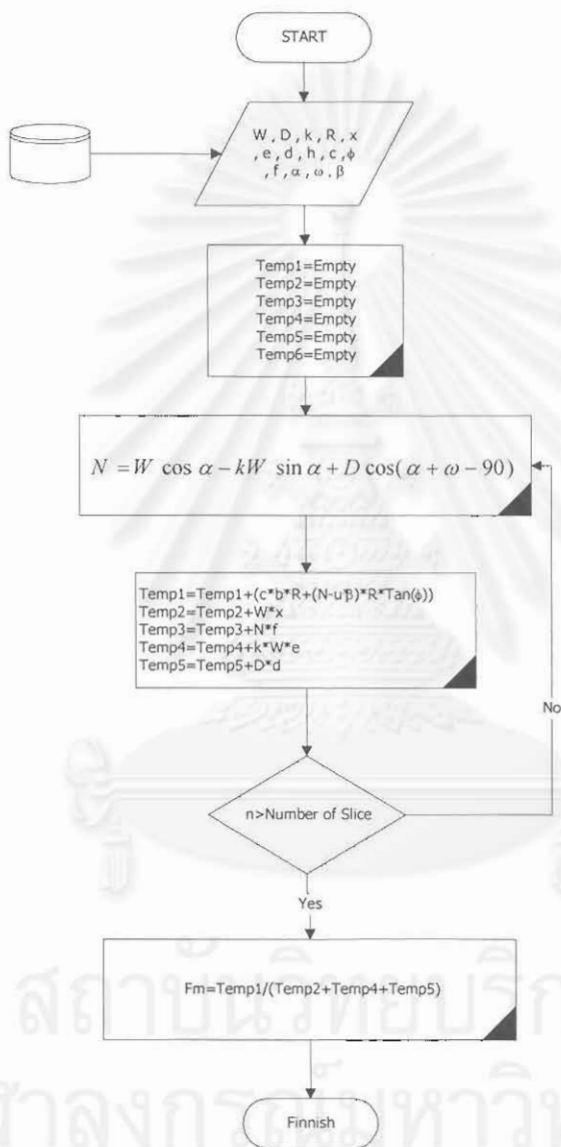
รูปที่ 2.8 ขอบเขตการเคลื่อนตัวของจุดกลุ่ม



รูปที่ 2.9 ทิศทางการเคลื่อนที่ของจุดศูนย์กลาง

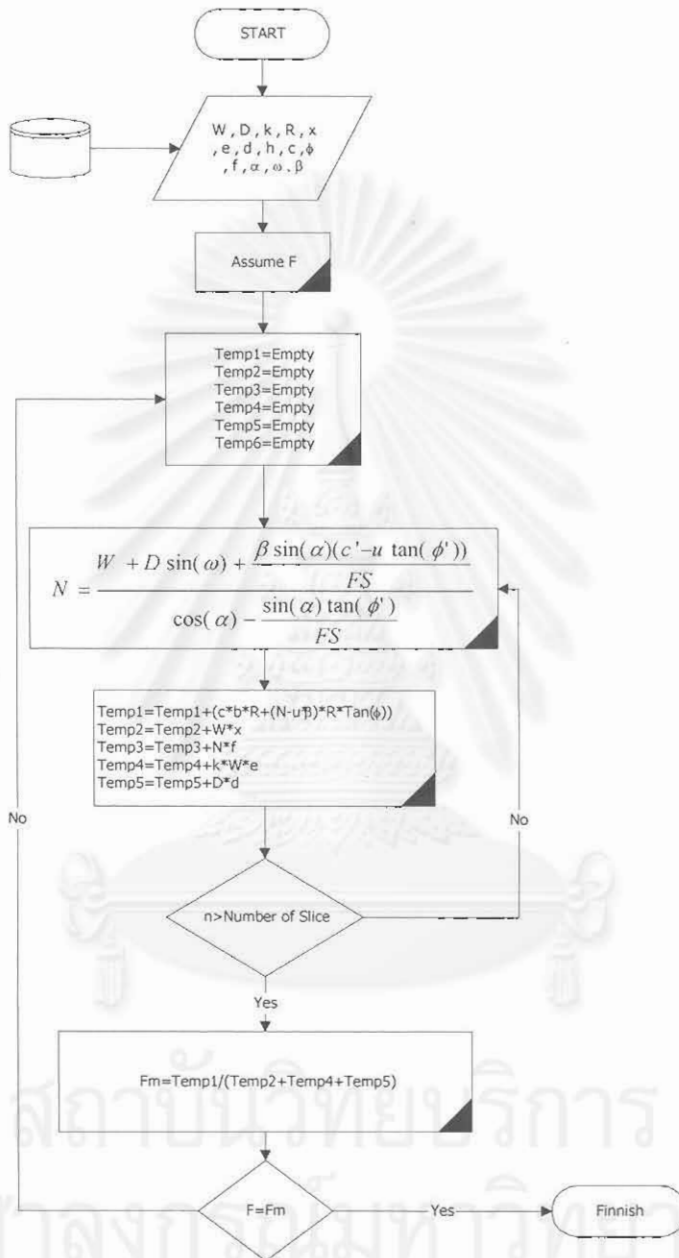
สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

## Ordinary Method of Slice



รูปที่ 2.10 ผังการคำนวณของการวิเคราะห์เสถียรภาพโดยวิธี Fellenius

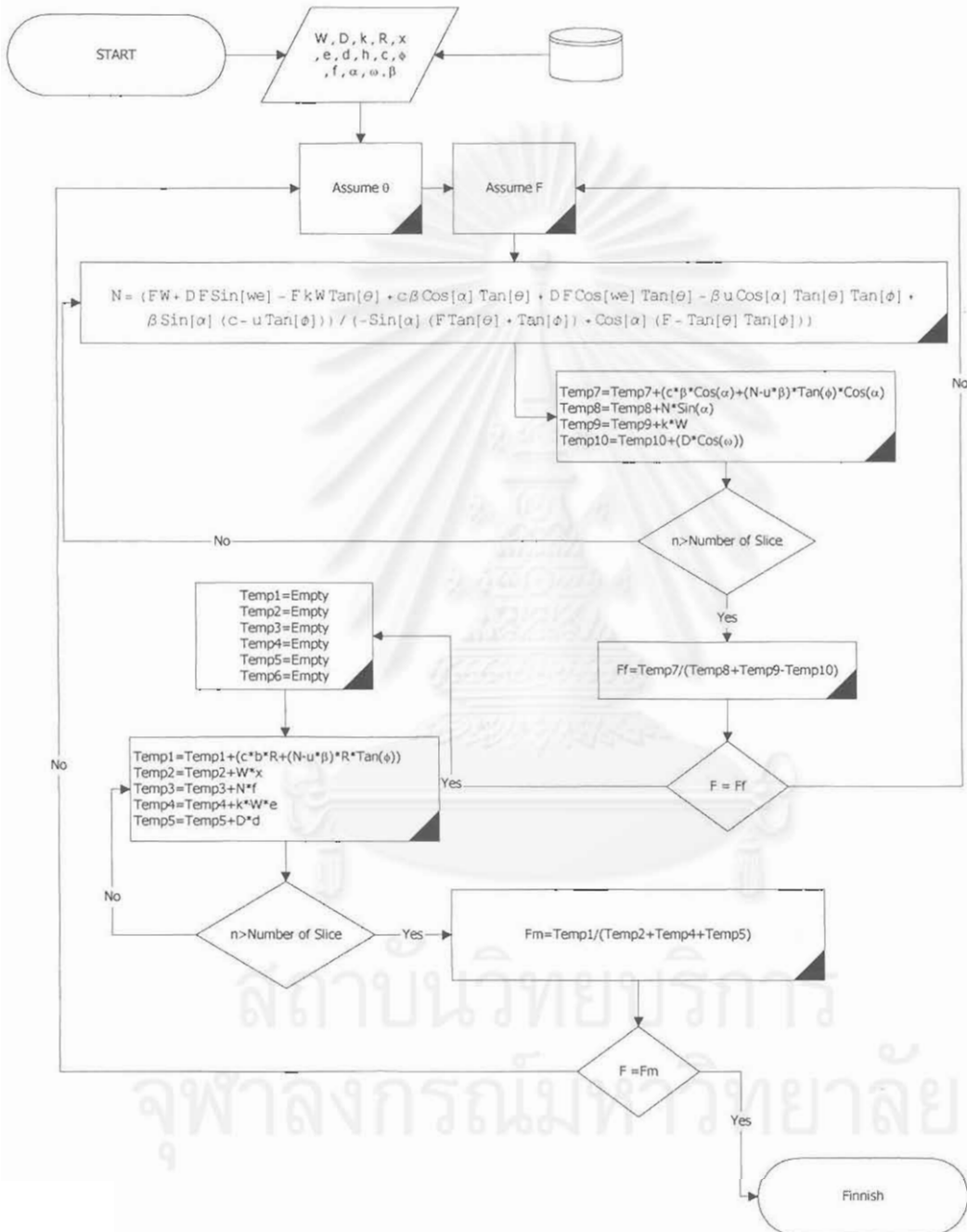
## BISHOP'S SIMPLIFIED METHOD



รูปที่ 2. 11 ผังการคำนวณของการวิเคราะห์เสถียรภาพโดยวิธี Bishop's Simplified Method

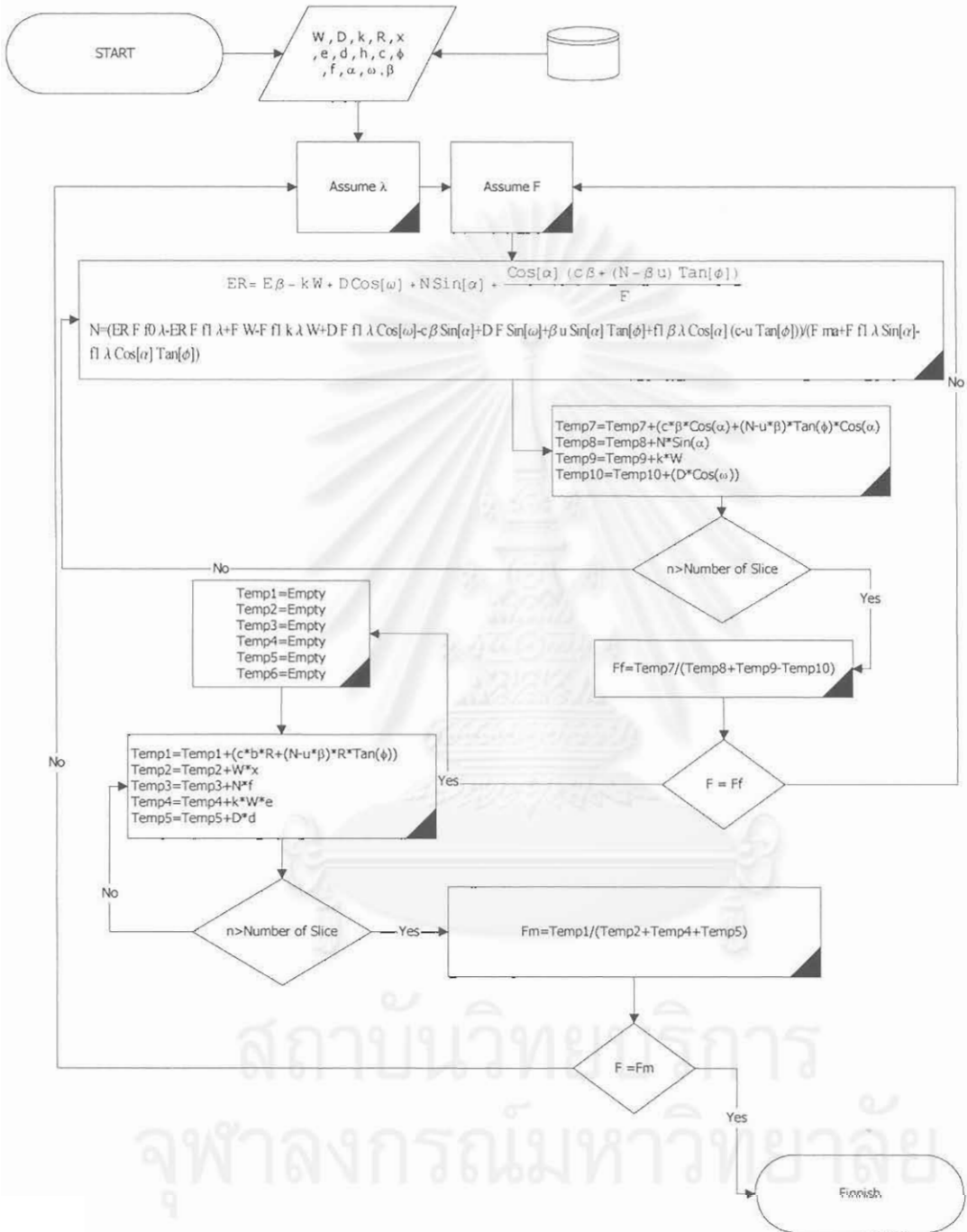


## SPENCER'S METHOD



รูปที่ 2. 12 แสดงผังการคำนวณของการวิเคราะห์เสถียรภาพโดย Spencer's Method

# MORGENSTERN & PRICE METHOD



รูปที่ 2. 13 แสดงผังการคำนวณของการวิเคราะห์เสถียรภาพโดย Morgenstern & Price Method

### บทที่ 3

## การวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดด้วยกลไกการวิบัติแบบเลื่อน โดยการวิเคราะห์แบบขอบเขตบนในสภาวะสุดขีดพลาสติก

### 3.1 บทนำ

ในบทนี้จะกล่าวถึงทฤษฎีและขั้นตอนการคำนวณที่ใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดด้วยกลไกการวิบัติแบบเลื่อน (Translation Failure Mechanism) โดยการวิเคราะห์แบบขอบเขตบนในสภาวะสุดขีดพลาสติก (Upper Bound Plastic Limit Analysis) บทนี้จะเริ่มต้นอธิบายหลักการและทฤษฎีการวิเคราะห์ด้วยวิธี Limit Analysis จากนั้นจะอธิบายทฤษฎีการวิบัติแบบพลาสติกของดิน (Plastic Collapse of Soil) และหลักการของ Virtual Work ซึ่งนำไปถึงวิธีการวิเคราะห์แบบขอบเขตบน (Upper Bound Limit Analysis) และพิสูจน์ให้เห็นถึงลักษณะของค่าแรงกระทำวิบัติ (Collapse Load) ของขอบเขตบน (Upper Bound) ที่จะมากกว่าหรือเท่ากับแรงกระทำวิบัติที่แท้จริง (Exact Collapse Load) เสมอ จนถึงการนำหลักการและทฤษฎีที่กล่าวมาทั้งหมดมาประยุกต์ใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาด และสุดท้ายนำการวิเคราะห์มาประยุกต์ให้อยู่ในรูปของขั้นตอนการคำนวณเชิงตัวเลขเพื่อให้ขั้นตอนการวิเคราะห์อยู่ในรูปแบบที่เป็นขั้นตอนมาตรฐาน และสามารถนำไปใช้งานได้

### 3.2 การวิเคราะห์ด้วยวิธี Limit Analysis

วิธี Limit Analysis โดยแท้จริงแล้วเป็นการวิเคราะห์เพื่อหาค่าแรงวิบัติ (Collapse Load) ซึ่งหมายถึงขนาดของแรงภายนอกที่ทำให้ระบบของวัสดุที่พิจารณาเกิดการวิบัติ โดยแสดงแรงกระทำวิบัติเป็นช่วงตัวเลข ซึ่งขอบของค่าน้อยเรียกว่า แรงขอบเขตล่างวิบัติ (Lower Bound Collapse Load) และขอบของค่ามาก เรียกว่า แรงขอบเขตบนวิบัติ (Upper Bound Collapse Load) วิธีการที่ใช้ในการวิเคราะห์ค่าขอบเขตทั้งสองนั้น มีหลักการและวิธีการแตกต่างกันโดยสิ้นเชิง จากทฤษฎี Plastic Bound Theorems โดย Drucker et al. (1952) สามารถพิสูจน์ได้ว่าแรงกระทำวิบัติที่แท้จริง (Exact Collapse Load) มีค่ามากกว่าหรือเท่ากับค่าแรงวิบัติขอบเขตล่างเสมอ และมีค่าน้อยกว่าหรือเท่ากับค่าแรงวิบัติขอบเขตบนเสมอ ดังนั้นในการแสดงผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี Limit Analysis จึงต้องแสดงเป็นช่วงของค่าตัวเลขขอบเขตล่างและขอบเขตบน และค่าแรงวิบัติที่แท้จริงจะอยู่ในช่วงนั้นเสมอ

ในส่วนต่อไปของบทนี้จะกล่าวถึงทฤษฎีการวิบัติแบบพลาสติก และหลักการของงานเสมือน (Principle of Virtual Work) เพื่อแสดงทฤษฎีพื้นฐานของการวิเคราะห์แบบขอบเขต

บน (Upper Bound Limit Analysis) และพิสูจน์ให้เห็นว่า ค่าแรงวิบัติของขอบเขตบนมีค่ามากกว่าหรือเท่ากับค่าแรงกระทำวิบัติที่แท้จริงเสมอ

### 3.3 การวิบัติแบบพลาสติกของดิน (Plastic Collapse of Soil) และ หลักการของงานเสมือน (Principle of Virtual Work)

แบบจำลองดิน (Soil Model) ที่ใช้ในการวิเคราะห์ด้วยวิธี Limit Analysis คือ Rigid Perfectly Plastic Model โดยมีลักษณะการวิบัติแบบ non-hardening และมีกฎเกณฑ์พลาสติก (Flow Rule) เป็นแบบ Associativity ดังสมการที่ 3.1

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} \quad (3.1)$$

โดย

$d\varepsilon_{ij}^p$  = ความเครียดพลาสติกที่เพิ่มขึ้น (Plastic Stain Increment)

$d\lambda$  = อัตราตัวคูณพลาสติก (Plastic Multiplier Rate)

$F$  = สมการพื้นผิววิบัติ (Failure Surface)

$\sigma_{ij}$  = หนึ่งวงแรงเค้น

ณ สภาพวิบัติเวกเตอร์ของการเพิ่มขึ้นของหน่วยแรงเค้นจะกระทำตั้งฉากกับสมการพื้นผิววิบัติ (Failure Surface) สมการที่ 3.1 โดยทั่วไปเรียกว่าสมการ Plastic Potential และกฎของการเพิ่มขึ้นของความเครียดเช่นนี้มีชื่อเรียกเฉพาะว่า Associated Flow Rule รูปที่ 3.1 แสดง Flow rule ของเงื่อนไขการวิบัติแบบ Mohr Coulomb Failure Criterion

เมื่อหน่วยแรงเค้นอยู่ในสภาพวิบัติ (Stress at Failure) อนุพันธ์ของสมการพื้นผิววิบัติต้องมีค่าเท่ากับศูนย์ แสดงได้ดังนี้

$$dF = \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} = 0 \quad (3.2)$$

สมการที่ (3.1) และ (3.2) แสดงพฤติกรรมเบื้องต้นของดินแบบ Rigid Perfectly Plastic ที่ใช้ในการวิเคราะห์แบบขอบเขตบน (Upper Bound Analysis) ซึ่งสถานะของหน่วยแรงจะอยู่ในสภาพวิบัติเสมอ ต่อไปจะกล่าวถึงหลักการของงานเสมือน ซึ่งเป็นหลักการที่มีความสำคัญอย่างยิ่งในการวิเคราะห์แบบขอบเขตบน

หลักการของงานเสมือนคือ สมดุลของงานภายนอก (External Work) และงานภายใน (Internal Work) งานภายนอกคือผลคูณของแรงภายนอก (External Load) และขนาดของการเคลื่อนตัวเสมือน (Virtual Displacement) ซึ่งอยู่ในทิศทางเดียวกับแรงนั้น งานภายในต่อหนึ่งหน่วยปริมาตร คือ ผลคูณของหน่วยแรงภายในกับความเครียดเสมือนที่เกิดขึ้นจากการเคลื่อนตัวเสมือน โดยผลรวมของงานภายนอกทั้งหมดของระบบและผลรวมของงานภายในทั้งหมดของระบบต้องเท่ากัน แสดงได้ดังสมการที่ (3.3)

$$\sum F \cdot \delta v = \int_v \sigma \cdot \delta \epsilon \cdot d(vol) \quad (3.3)$$

โดย

$F$  = แรงภายนอก (External Load)

$\delta v$  = ขนาดของการเคลื่อนตัวเสมือน (Virtual Displacement)

$\sigma$  = หน่วยแรง

$\delta \epsilon$  = ความเค้นเสมือน (Virtual Strain)

จากหลักการของงานเสมือน เมื่อพิจารณาระบบโครงสร้างที่ถูกกระทำโดยแรงภายนอก  $F_c$  ทำให้เกิดหน่วยหน่วยแรง  $\sigma_c$  จนทำให้ระบบโครงสร้างเกิดการวิบัติ (Collapse) โดยพฤติกรรมแล้ว  $F_c$  ก็คือ ค่าแรงวิบัติที่แท้จริง (Exact Collapse Load) และเมื่อพิจารณาแรงกระทำวิบัติในสถานะของขอบเขตบนซึ่งเกิดจากแรงภายนอก  $F_u$  ที่ทำให้ระบบโครงสร้างเกิดหน่วยแรง  $\sigma_u$  สามารถแสดงสถานะทั้งสองในรูปของสมการงานเสมือน ดังสมการที่ (3.4) และ สมการที่ (3.5) ตามลำดับ

$$\sum F_c \cdot \delta w_c = \int_v \sigma_c \cdot \delta \epsilon_c \cdot d(vol) \quad (3.4)$$

$$\sum F_u \cdot \delta w_u = \int_v \sigma_u \cdot \delta \epsilon_u \cdot d(vol) \quad (3.5)$$

สถานะทั้งสองสามารถแสดงได้บนเส้นวิบัติ Mohr-Coulomb ดังรูปที่ 3.2 รูปที่ 3.2 แสดง Mohr-Coulomb Failure Envelope ซึ่งเป็น Plastic Potential ปลายของเวกเตอร์  $\sigma_c$  และ  $\sigma_u$  สัมผัสอยู่กับ Plastic Potential เมื่อพิจารณาถึงงานภายในของสถานะทั้งสอง Scalar Product ของ  $\sigma$  และ  $\delta \epsilon$  จะได้อสมการที่มีความสำคัญมากดังแสดงในสมการที่ (3.6)

$$\sigma_u \cdot \delta \epsilon_u \geq \sigma_c \cdot \delta \epsilon_c \quad (3.6)$$

และเมื่อใช้ความสัมพันธ์ในสมการ (3.4) และสมการ (3.5) จะได้สมการที่ (3.7)

$$F_u \geq F_c \quad (3.7)$$

สมการ (3.7) แสดงผลลัพธ์ของการวิเคราะห์แบบขอบเขตบนคือ ค่าแรงวิบัติขอบเขตบนจะมากกว่าหรือเท่ากับแรงวิบัติที่แท้จริงเสมอ

### 3.4 หลักการในการวิเคราะห์แบบขอบเขตบน

จากหัวข้อที่แล้วหลักการสำคัญสองข้อที่ใช้ในการวิเคราะห์แบบขอบเขตบนคือ Associated Flow Rule ซึ่งแสดงพฤติกรรมการวิบัติแบบพลาสติกของดิน และหลักการของงานเสมือน ซึ่งแสดงความสัมพันธ์ของ แรงภายนอก ความเค้น และอัตราการเคลื่อนตัวเสมือน (การเคลื่อนตัวในช่วงเวลาหนึ่ง) หรือความเร็วเสมือน รูปที่ 3.3 แสดงชิ้นส่วนย่อยของดินสองชิ้นโดยมีคุณสมบัติกำลังรับแรงเฉือนแบบ Mohr-Coulomb ส่วนประกอบของความเร็วของมวลดินในระบบแกนอ้างอิงย่อย n-t (Local Coordinate) ถูกกำหนดโดยสมการดังนี้

$$\begin{bmatrix} u_t \\ u_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos \theta & \sin \theta \\ -\sin \theta & \cos \theta \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u \\ v \end{bmatrix} \quad (3.8)$$

โดย

$U$  = เวกเตอร์ของความเร็วตามแนวราบของแกนหลัก (Global Coordinate)

$V$  = เวกเตอร์ของความเร็วตามแนวตั้งของแกนหลัก (Global Coordinate)

$U_t$  = เวกเตอร์ของความเร็วตามแนวแกน t

$U_n$  = เวกเตอร์ของความเร็วตามแนวแกน n

$\theta$  = ขนาดมุมระหว่างแกนหลัก (Global Coordinate) และแกนอ้างอิงย่อย (Local Coordinate)

ความเร็วสัมพันธ์ของชิ้นส่วนย่อยในรูปที่ 3.3 สามารถแสดงให้อยู่ในรูปดังนี้

$$\begin{bmatrix} \Delta u_t \\ \Delta u_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos \theta & \sin \theta \\ -\sin \theta & \cos \theta \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_U - u_L \\ v_U - v_L \end{bmatrix} \quad (3.9)$$

โดย

$\Delta u_t$  = ความเร็วสัมพันธ์ของเวกเตอร์ U ตามแกน t

$\Delta u_n$	=	ความเร็วสัมพัทธ์ของเวกเตอร์ U ตามแกน n
$u_U$	=	ความเร็วตามแนวราบของดินชั้นบน
$u_L$	=	ความเร็วตามแนวราบของดินชั้นล่าง
$V_U$	=	ความเร็วตามแนวตั้งของดินชั้นบน
$V_L$	=	ความเร็วตามแนวตั้งของดินชั้นล่าง

$\Delta u_t$  , และ  $\Delta u_n$  สามารถคำนวณโดยใช้ Associated Flow Rule ที่ระนาบวิบัติ (Slip Plane) ได้ดังนี้

$$\Delta u_t = \sum \lambda \frac{\partial F}{\partial \tau} \quad (3.10)$$

$$\Delta u_n = \sum \lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma_n} \quad (3.11)$$

โดย

$\lambda$	=	Plastic multiplier
$F$	=	Failure Criterion
$\tau$	=	หน่วยแรงเฉือนที่ระนาบวิบัติ
$\sigma_n$	=	หน่วยแรงตั้งฉากที่ระนาบวิบัติ

ฟังก์ชันวิบัติของวัสดุแบบ Mohr-Coulomb สามารถแสดงได้ดังสมการที่ (3.12) และสมการที่ (3.13) ดังนี้

$$F_1 = \tau - c + \sigma_n \tan \phi = 0 \quad (3.12)$$

$$F_2 = -\tau - c + \sigma_n \tan \phi = 0 \quad (3.13)$$

สมการที่ (3.12) แสดง Failure Criterion บนแกนบวกของ  $\tau$  และสมการที่ (3.13) แสดง Failure Criterion บนแกนลบของ  $\tau$

แทนสมการที่ (3.12) และ สมการที่ (3.13) ในสมการที่ (3.10) และ สมการที่ (3.11) จะได้สมการที่แสดงความสัมพันธ์ของ  $\Delta u_t$  และ  $\Delta u_n$  ใหม่ดังนี้

$$\Delta u_t = \sum \lambda \frac{\partial F}{\partial \tau} = \lambda_1 - \lambda_2 + \lambda_3 - \lambda_4 \quad (3.14)$$

$$\Delta u_n = \sum \lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma} = (\lambda_1 + \lambda_2) \text{Tan } \phi_u + (\lambda_3 + \lambda_4) \text{Tan } \phi_L \quad (3.15)$$

โดย

$\lambda_1$  และ  $\lambda_2$  = Plastic Multiplier ของ Failure Criterion ของชั้นส่วนบน (Upper Element)

$\lambda_3$  และ  $\lambda_4$  = Plastic Multiplier ของ Failure Criterion ของชั้นส่วนล่าง (Lower Element)

$\phi_U$  = มุมเสียดทานของชั้นส่วนบน (Upper Element)

$\phi_L$  = มุมเสียดทานของชั้นส่วนล่าง (Lower Element)

จากสมการที่ (3.14) สมการที่ (3.15) และสมการที่ (3.9) สามารถแสดงความสัมพันธ์ของ ความเร็วเสมือนในสถานะของ Associated Flow Rule ได้ดังนี้

$$\Delta u_t = \cos \theta (u_U - u_L) + \sin \theta (v_U - v_L) = \lambda_1 - \lambda_2 + \lambda_3 - \lambda_4 \quad (3.16)$$

$$\Delta u_n = -\sin \theta (u_U - u_L) + \cos \theta (v_U - v_L) = (\lambda_1 + \lambda_2) \text{Tan } \phi_u + (\lambda_3 + \lambda_4) \text{Tan } \phi_L \quad (3.17)$$

สมการที่ (3.16) และ (3.17) เป็นสมการเงื่อนไข (Constrained Equation) ที่กำหนดการเคลื่อนตัวเสมือนของชั้นดินแบบ Associated Flow Rule

ขั้นตอนต่อไปคือการสร้างสมการงานเสมือนภายนอกและงานเสมือนภายใน โดยหลักการของงานเสมือน ซึ่งจะแสดงออกเป็นสองส่วนคือ ส่วนของ งานภายนอก และงานภายใน สำหรับงานภายในจากสมการที่ (3.3) สามารถแสดงงานภายในที่เกิดขึ้นบนระนาบการวิบัติ (Slip Plane) ได้ดังนี้

$$W_{\text{int}} = \int_0^L \left[ \tau \cdot \Delta u_t + \sigma'_n \Delta u_n \right] dL \quad (3.18)$$

เมื่อพิจารณารูปที่ 3.4 และสมการที่ 3.18 ในรูปแบบของ Effective Stress สามารถเขียนสมการใหม่ได้ดังนี้

$$\int_0^L \left[ (c_1 (1-t/L) + c_2 (t/L)) (\lambda_1 + \lambda_2) + (u_1 (1-t/L) + u_2 (t/L)) \cdot \text{Tan}[\phi_U] (\lambda_1 + \lambda_2) \right] dt + \int_0^L \left[ (c_3 (1-t/L) + c_4 (t/L)) (\lambda_3 + \lambda_4) + (u_3 (1-t/L) + u_4 (t/L)) \cdot \text{Tan}[\phi_L] (\lambda_3 + \lambda_4) \right] dt \quad (3.19)$$



โดย

$c_i$  = กำลังรับแรงเค้นเฉือนที่จุด  $i$  (แสดงในรูปที่ 3.4)

$u_i$  = ความดันน้ำที่จุด  $i$  (แสดงในรูปที่ 3.4)

$\phi_L$  = ค่ามุมเสียดทานของชั้นดินบน

$\phi_U$  = ค่ามุมเสียดทานของชั้นดินล่าง

$L$  = ความยาวของด้านสัมผัส

เมื่อทำการอินทิเกรตแล้ว ผลลัพธ์ของงานภายในที่เกิดขึ้นที่ระนาบวิบัติสามารถแสดงได้ในรูปของสมการที่ (3.20)

$$W_{int} = \frac{1}{2}L((c_L + c_U)(\lambda_1 + \lambda_2 + \lambda_3 + \lambda_4) + (u_U + u_L)((\lambda_3 + \lambda_4)\tan(\phi_L) + (\lambda_1 + \lambda_2)\tan(\phi_U))) \quad (3.20)$$

โดย

$c_L$  = กำลังรับแรงเค้นเฉือนของชั้นดินบน

$c_U$  = กำลังรับแรงเค้นเฉือนของชั้นดินล่าง

$u_L$  = ค่าความดันน้ำเฉลี่ยของชั้นดินบน

$u_U$  = ค่าความดันน้ำเฉลี่ยของชั้นดินล่าง

สมการที่ (3.20) คือสมการที่ใช้คำนวณงานภายในที่ระนาบวิบัติสำหรับการวิเคราะห์ค่าขอบเขตบน

รูปสมการทั่วไปของงานภายนอกสามารถแสดงได้ในสมการที่ (3.21) และพิจารณาได้ในรูปที่ 3.5

$$W_{ext} = -P \cos \kappa u - P \sin \kappa v \quad (3.21)$$

โดย

$P$  = ขนาดของแรงกระทำภายนอก

$K$  = ขนาดมุมระหว่างทิศทางของแรงภายนอกและแนวราบ

สมการที่ (3.21) คือรูปของสมการงานภายนอก ณ ขณะนี้สมการและหลักการเพื่อใช้ในการวิเคราะห์ค่าขอบเขตบนมีอยู่ครบแล้วได้แก่

- สมการของสถานะ Flow Rule ที่ Slip Plane คือสมการที่ (3.16) และสมการที่ (3.17)
- สมการของ Virtual Work คือสมการที่ (3.20) และสมการที่ (3.21)

ในส่วนต่อไปจะกล่าวถึงการนำสมการทั้งสี่มาประยุกต์เพื่อให้อยู่ในขั้นตอนของการคำนวณเชิงตัวเลข

### 3.5 การวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดด้วยกลไกการวิบัติแบบเลื่อนโดยการวิเคราะห์แบบขอบเขตบนในสภาวะสุดขีดพลาสติก

พิจารณาความลาดดินที่ถูกสมมติให้มีพื้นผิววิบัติ ตามรูปที่ 3.6 แบ่งมวลดินออกเป็นชั้นส่วนตามแนวตั้งเพื่อวิเคราะห์เสถียรภาพ เส้นขอบแนวตั้งของชั้นดินที่ติดกันและพื้นผิววิบัติของความลาด คือ ระนาบวิบัติ (Discontinuity Line or Slip Plane) ชั้นย่อยแต่ละชั้นจะเคลื่อนตัวด้วยความเร็วเสมือนมีมุม Dilation เท่ากับมุมเสียดทาน ( $\phi$ ) ซึ่งเป็นไปตามกฎของ Associated Flow Rule จากสมการที่ (3.16) และ (3.17) สามารถเขียนสมการเงื่อนไข (Constrained Equation) ของการเคลื่อนตัวของ ชั้นย่อยได้ดังนี้

$$\Delta u_t = \cos \theta (u_U - u_L) + \sin \theta (v_U - v_L) - (\lambda_{d1} - \lambda_{d2}) - (\lambda_{d3} - \lambda_{d4}) \quad (3.22)$$

$$\Delta u_n = -\sin \theta (u_U - u_L) + \cos \theta (v_U - v_L) - (\lambda_{d1} + \lambda_{d2}) \tan \phi_u - (\lambda_{d3} + \lambda_{d4}) \tan \phi_L \quad (3.23)$$

โดยตัวห้อย U แทนหมายเลขของชั้นย่อยที่เป็นชั้นย่อยบน ตัวห้อย L แทนหมายเลขของชั้นย่อยที่เป็นชั้นย่อยล่าง

ตัวห้อย d แทนหมายเลขของสัมประสิทธิ์  $\lambda$  ที่มีทั้งหมดสี่ตัว โดยหมายเลขที่ถัดจาก d เป็นตัวชี้ของตัวแปร  $\lambda$

จำนวนของสมการเงื่อนไข (Constrained Equation) ของการเคลื่อนตัวจะเท่ากับจำนวนของ Slip Plane คูณด้วยสองดังนั้น จากรูปที่ 3.6 มีจำนวน Slip Line 3 เส้นด้วยกัน ดังนั้น

จึงมีข้อกำหนดในการเคลื่อนตัวทั้งหมด 6 สมการ ณ ขณะนี้ระบบทั้งหมดสัมพันธ์กันด้วยการเคลื่อนตัวในแบบ Associated Flow Rule ส่วนต่อไปที่ต้องพิจารณาคือ หลักการของงานเสมือน

พิจารณาสมการงานเสมือน ซึ่งก็คือสมการที่ (3.20) และ (3.21) สมการอยู่ในฟังก์ชันของสมการเส้นตรงและจากสมการนี้จะได้สมการเส้นตรงเพิ่มขึ้นอีกหนึ่งสมการ เมื่อพิจารณาระบบสมการทั้งหมดแล้วจะพบว่าโดยทั่วไปจำนวนตัวแปรในระบบมากกว่าจำนวนสมการเสมอ ดังนั้นจึงไม่สามารถแก้สมการเพื่อหาค่าตัวแปรได้ด้วยวิธีการของระบบสมการเชิงเส้น อย่างไรก็ตามด้วยทฤษฎีขอบเขตบน (Upper Bound Theorem) กล่าวว่าแรงวิบัติขอบเขตบนจะต้องมากกว่าแรงวิบัติที่แท้จริง ดังนั้นแรงวิบัติขอบเขตบนที่ดีที่สุด (The Best Upper Bound Collapse Load) ก็คือค่าที่ต่ำที่สุดของแรงวิบัติขอบเขตบนทั้งหมดที่มีอยู่ หรือจะกล่าวอีกนัยหนึ่งได้ว่าปัญหาการวิเคราะห์ขอบเขตบนคือปัญหาการหาค่าต่ำสุด (Minimization Problem) วิธีพื้นฐานการแก้ระบบสมการของปัญหาค่าต่ำสุดคือใช้วิธี Linear Programming โดยจะต้องมีฟังก์ชันวัตถุประสงค์ (Objective Function) โดยมีสมการเงื่อนไข (Constrained Equation) เป็นฟังก์ชันเส้นตรง (Linear Function)

ดังนั้นในส่วนของงานเสมือน จำเป็นต้องสร้างสมการให้อยู่ในรูปที่สามารถนำไปใช้ได้กับวิธี Linear Programming จากหลักการของงานเสมือน งานเสมือนเนื่องจากแรงภายนอกต้องเท่ากับงานเสมือนภายในมวลดินที่เกิดขึ้นที่ระนาบวิบัติ แสดงได้ดังนี้

$$\sum_{i=1}^n W_{ext} = \sum_{i=1}^d W_{int} \quad (3.24)$$

$n$  คือ จำนวนของ ชั้นย่อย

$d$  คือ จำนวนของระนาบวิบัติ

สิ่งที่ต้องทำคือสร้างสมการเส้นตรงจากสมการที่ (3.24) ซึ่งหากใช้รูปสมการทั้งหมดจะไม่สามารถนำไปหาค่าต่ำที่สุดได้เนื่องจากปัญหาอยู่ในรูปของ Unbound Problem ดังนั้นจึงต้องแยกสมการออกเป็นสองส่วนดังนี้

$$LF = \sum_{i=1}^d W_{int} \quad (3.25)$$

และ

$$\sum_{i=1}^n W_{ext} = 1 \quad (3.26)$$

เมื่อพิจารณาสมการที่ (3.25) และ (3.26) พร้อมกับสมการจะสมมูลกันโดยเป็นไปตามสมการที่ (3.24) เมื่อตัวแปร LF คือ Load Factor หรืออีกนัยหนึ่งคือ External Work Factor ซึ่งค่าของ LF นี้เป็นค่าที่เป็นเป้าหมายในการหาค่าต่ำสุดและค่าที่ต้องได้จากการวิเคราะห์ Linear Programming คือ ซึ่งจะทำให้สมการที่ (3.24) เป็นจริง

ดังนั้น สมการวัตถุประสงค์ของการหาค่าต่ำสุดของ Loading Factor ในปัญหาของขอบเขตบนคือ

$$\text{Min}(LF) = \text{Min}\left(\sum_{i=1}^n W_{int}\right) \quad (3.27)$$

เมื่อสมการที่ (3.27) เป็นฟังก์ชันเป้าหมาย (Objective Function) ในการวิเคราะห์ ดังนั้นเพื่อให้ถูกต้องโดยเป็นไปตามสมการที่ (3.24) จึงต้องเพิ่มสมการเงื่อนไขด้วยสมการที่ (3.26) ณ ขณะนี้ ระบบการแก้สมการมีฟังก์ชันเป้าหมาย (Objective Function) และสมการข้อจำกัด (Constrained Equation) โดยมีพื้นฐานจาก Associated Flow Rule และ Virtual Work แต่ยังมีข้อจำกัดบางข้อที่ยังต้องเพิ่มเติม นั่นคือข้อจำกัดของการเคลื่อนตัวที่ขอบ (Displacement Boundary Conditions)

จากรูปที่ 3.6 พิจารณาเส้น Slip Plane ที่วางตัวตามพื้นผิววิบัติและพิจารณาสมการที่ (3.27) จะเห็นได้ว่ายังมี ชั้นย่อยที่ไม่ได้กำหนดไว้ในสมการระบบ นั่นคือ ชั้นย่อยที่อยู่ใต้พื้นผิววิบัติ ชั้นย่อยนี้จะไม่มีการเคลื่อนที่ ดังนั้นจึงต้องเพิ่มข้อจำกัดของการเคลื่อนตัวที่ขอบดังนี้

$$u_{bound} = 0 \quad (3.28)$$

และ

$$v_{bound} = 0 \quad (3.29)$$

ตัวห้อย Bound คือ ตัวเลขของ ชั้นย่อยที่เพิ่มขึ้นมาเพื่อสร้างสมการเงื่อนไขของการเคลื่อนตัวที่ขอบ (Displacement Boundary Condition) ณ ขณะนี้ระบบสมการในการวิเคราะห์เสถียรภาพมีอยู่ครบแล้วและในหัวข้อต่อไปจะแสดงหลักการคำนวณและผังการคำนวณเพื่อหาค่าสัดส่วนปลอดภัย (Factor Safety)

### 3.6 การคำนวณค่าสัดส่วนปลอดภัย (Factor of Safety)

สิ่งที่ต้องเข้าใจเป็นอันดับแรกคือ ค่าสัดส่วนปลอดภัย (Factor Safety) จากนิยามของค่าสัดส่วนปลอดภัยสามารถแสดงได้ดังสมการที่ (3.30)

$$FS = \frac{c}{c_m} = \frac{\tan(\phi)}{\tan(\phi_m)} \quad (3.30)$$

ขั้นตอนในการคำนวณเริ่มจาก สมมติค่าสัดส่วนปลอดภัยเริ่มต้น จากนั้นจะได้ค่า  $c_m$  และ  $\phi_m$  ซึ่งเป็นค่ากำลังวัสดุที่เกิดขึ้นจริงขณะวิกฤติ (Mobilized Parameters) แล้วจึงนำค่าดังกล่าวมาสร้างระบบสมการเพื่อหาค่าต่ำสุด ของ LF ค่าของ LF ที่ให้คำตอบของค่าสัดส่วนปลอดภัยที่ถูกต้องก็คือ ค่าต่ำสุดของ LF ที่เท่ากับ 1 ดังนั้นในการวิเคราะห์หอบเขตบนจึงต้องมีการสมมติค่าสัดส่วนปลอดภัย และทำการเปลี่ยนค่าเพื่อลองผิด-ถูก (Trial and error) เพื่อหาค่าสัดส่วนปลอดภัยที่ทำให้ LF=1 รูปที่ 3.7 แสดงความสัมพันธ์ของ ค่าสัดส่วนปลอดภัย และ ค่า LF จะเห็นได้ว่าหากค่า LF>1 ต้องสมมติค่าค่าสัดส่วนปลอดภัยโดยเพิ่มขึ้นจากค่าเดิม และในทางกลับกัน หากค่า LF<1 ต้องสมมติค่าค่าสัดส่วนปลอดภัยโดยลดลงจากค่าเดิม

### 3.7 ระบบสมการเชิงตัวเลขด้วยวิธี Linear Programming

จากสมการที่ 3.22 และ 3.23 ซึ่งเป็นสมการเงื่อนไข (Constrained Equation) ของการเคลื่อนตัวของ ชั้นย่อยซึ่งเป็นไปตามกฎของ Associated Flow Rule สมการ 3.28 และ 3.29 ซึ่งเป็นสมการเงื่อนไข (Constrained Equation) ของเงื่อนไขขอบ (Boundary Condition) และสมการ 3.26 ซึ่งเป็นสมการเงื่อนไข (Constrained Equation) ของสมการแรงภายนอก สามารถจัดสมการเงื่อนไขทั้งสามได้ในรูปของเมตริกเชิงเส้นซึ่งเป็นชุดสมการเงื่อนไขได้ดังนี้

$$\underline{A} \cdot \underline{U} = \underline{B} \quad (3.31)$$

โดย

$\underline{A}$  = เมตริกของค่าคงที่

$\underline{U}$  = เมตริกของตัวแปรไม่ทราบค่าอันได้แก่  $u_i, v_i, \lambda_{d1}, \lambda_{d2}, \lambda_{d3}, \lambda_{d4}$   
โดยตัวห้อยเป็นตัวชี้หมายเลขชั้นย่อยและระนาบวิกฤติ

$\underline{B}$  = เมตริกของค่าคงที่

จากสมการที่ 3.25 ซึ่งเป็นสมการของงานภายในและเป็นสมการวัตถุประสงค์ (Objective Function) สามารถจัดให้อยู่ในรูปของเมตริกได้ดังนี้

$$\text{Min}(\sum_{i=1}^d W_{\text{int}}) = \underline{C}^T \cdot \underline{U} \quad (3.32)$$

โดย

$$\underline{C}^T = \text{เมตริกค่าคงของสมการงานภายใน}$$

ในการแก้ระบบสมการเพื่อหาค่าต่ำสุด (Optimization) ของวิธี Linear Programming จะจัดให้ระบบสมการอยู่ในรูปของเมตริกของสมการวัตถุประสงค์จากสมการ 3.32 สมการเงื่อนไขในปัญหานี้เมตริกของสมการวัตถุประสงค์แสดงได้ดังนี้

$$\text{Min}(\underline{C}^T \cdot \underline{U}) \quad (3.33)$$

จากสมการที่ 3.31 สมการเงื่อนไขของปัญหานี้ประกอบด้วย 3 ส่วน ได้แก่

1) เงื่อนไขของ Flow Rule

$$\underline{A}_1 \cdot \underline{U} = \underline{B}_1 \quad (3.34)$$

2) เงื่อนไขการเคลื่อนตัวที่ขอบเขต

$$\underline{A}_2 \cdot \underline{U} = \underline{B}_2 \quad (3.35)$$

3) เงื่อนไขของสมการงานภายนอก

$$\underline{A}_3 \cdot \underline{U} = \underline{B}_3 \quad (3.36)$$

ดังนั้น รูปแบบของปัญหาเสถียรภาพความลาดในวิธีเชิงตัวเลข Linear Programming คือ

$$\text{Min}(\underline{C}^T \underline{U})$$

$$\text{Subject to } \underline{AU} = \underline{B}$$

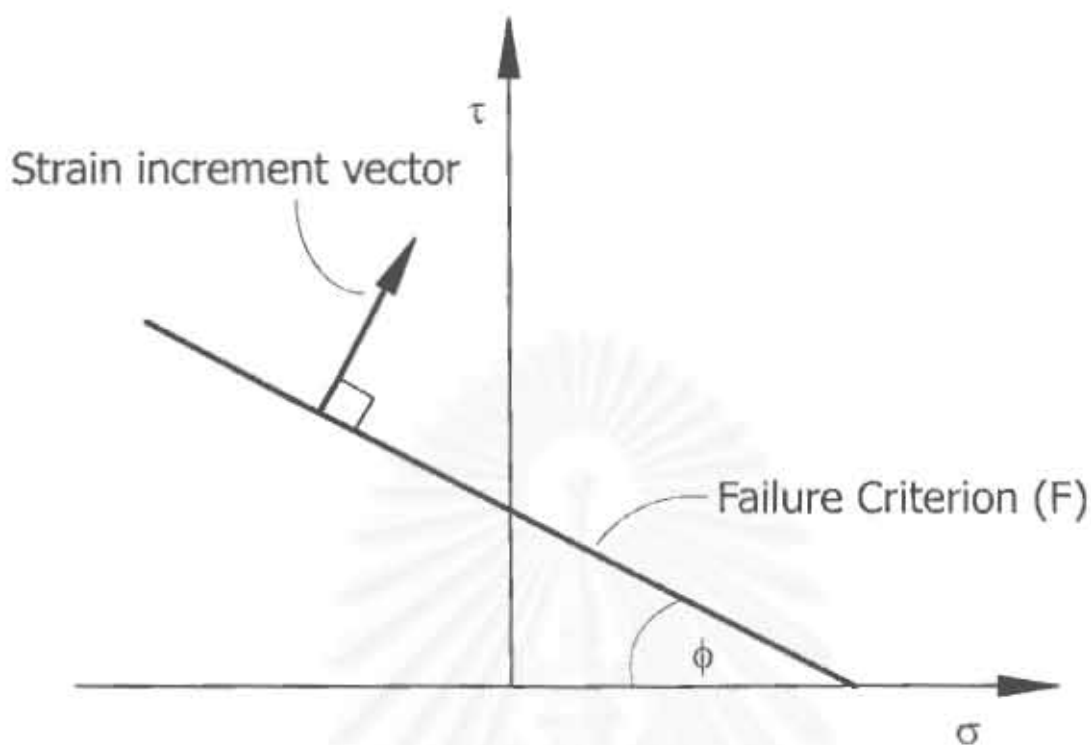
จากเมตริกของระบบสมการเส้นตรงข้างต้นสามารถหาค่าตอบของระบบสมการโดยเงื่อนไขค่าต่ำสุด (Optimization) ได้โดยใช้ระเบียบวิธี Linear Programming ซึ่งเป็นระเบียบวิธีทางคณิตศาสตร์ที่ใช้ในการหาค่าต่ำสุดของระบบสมการเส้นตรง ในวิทยานิพนธ์ฉบับนี้ผู้เขียน

ใช้ ระเบียบวิธี Simplex Method ในการแก้ปัญหาด้วย Linear Programming โดยปรับปรุง source code จาก MINT ALGORITHM ของ Land and Doing

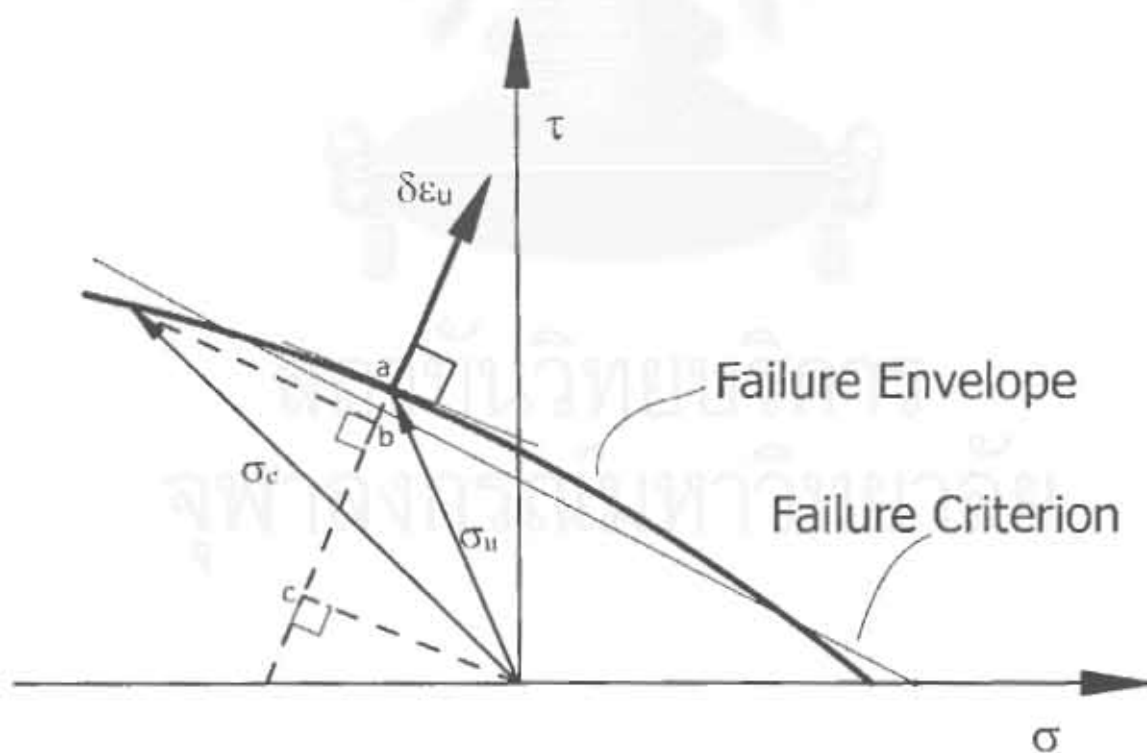
ในการแก้ปัญหาด้วยวิธี Simplex Method ซึ่งเป็นระเบียบวิธีอย่างง่ายนี้ ในปัญหาที่มีความยุ่งยากนั้นมักใช้เวลาในการหาคำตอบนานพอควรซึ่งขึ้นอยู่กับประสิทธิภาพของเครื่องคอมพิวเตอร์ และหากเราใช้วิธีทาง Linear Programming ที่มีประสิทธิภาพมากกว่านี้ น่าจะทำให้หาคำตอบได้มีประสิทธิภาพและรวดเร็วมากขึ้น



สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

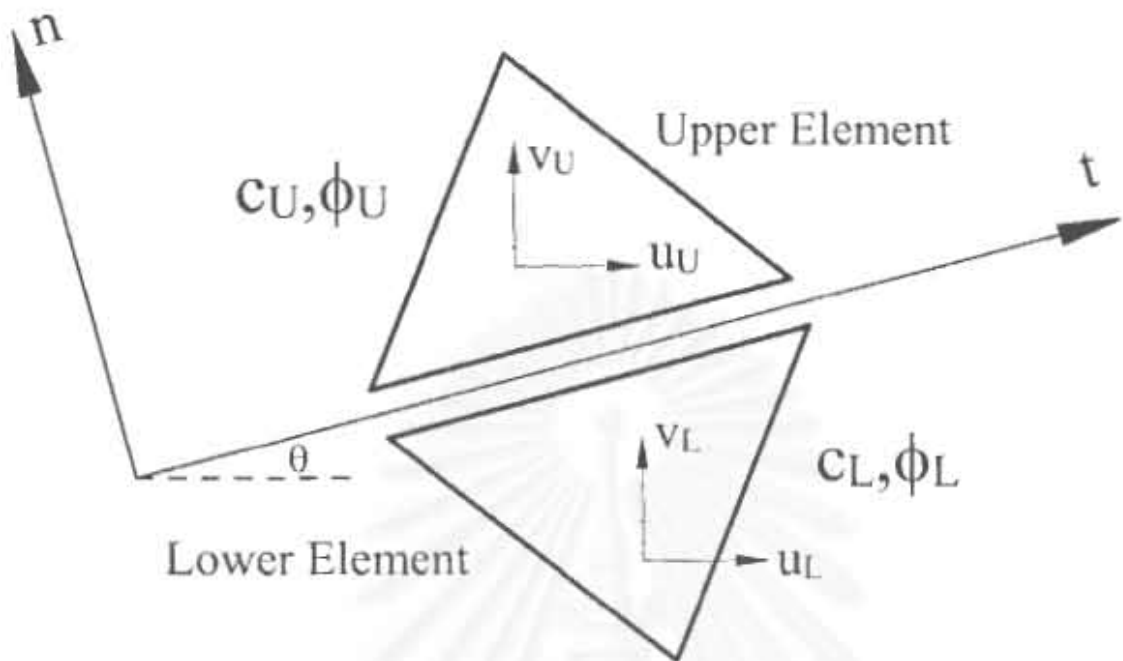


รูปที่ 3. 1 Flow rule ของเงื่อนไขการวิบัติแบบ Mohr Coulomb Failure Criterion

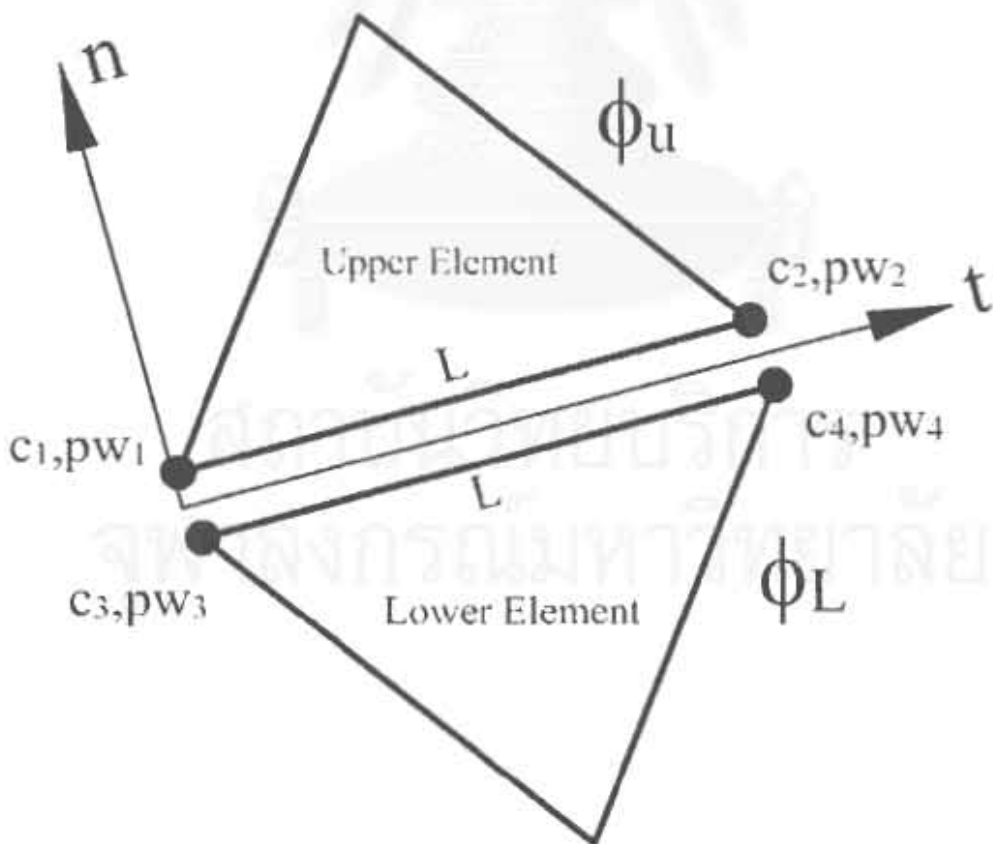


รูปที่ 3. 2 Mohr-Coulomb Failure Envelope ที่ใช้เป็น Plastic Potential

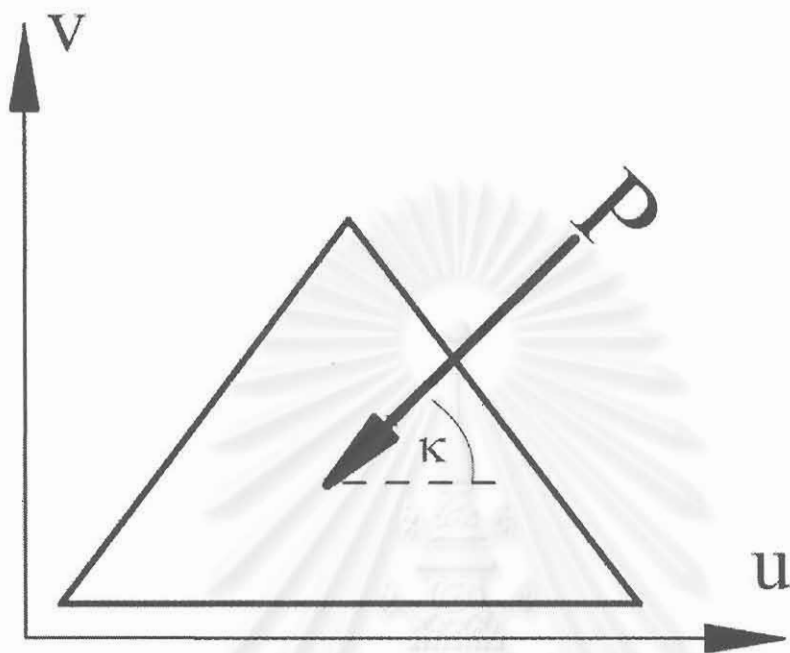




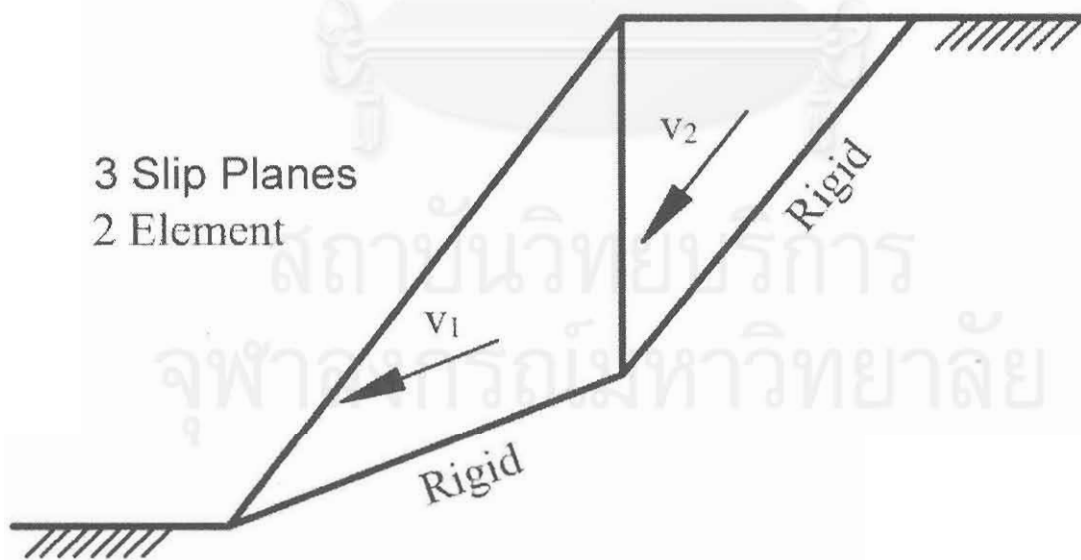
รูปที่ 3.3 ชั้นดินที่ติดกันและความสัมพันธ์ระหว่างระบบแกนหลักและระบบแกนย่อย



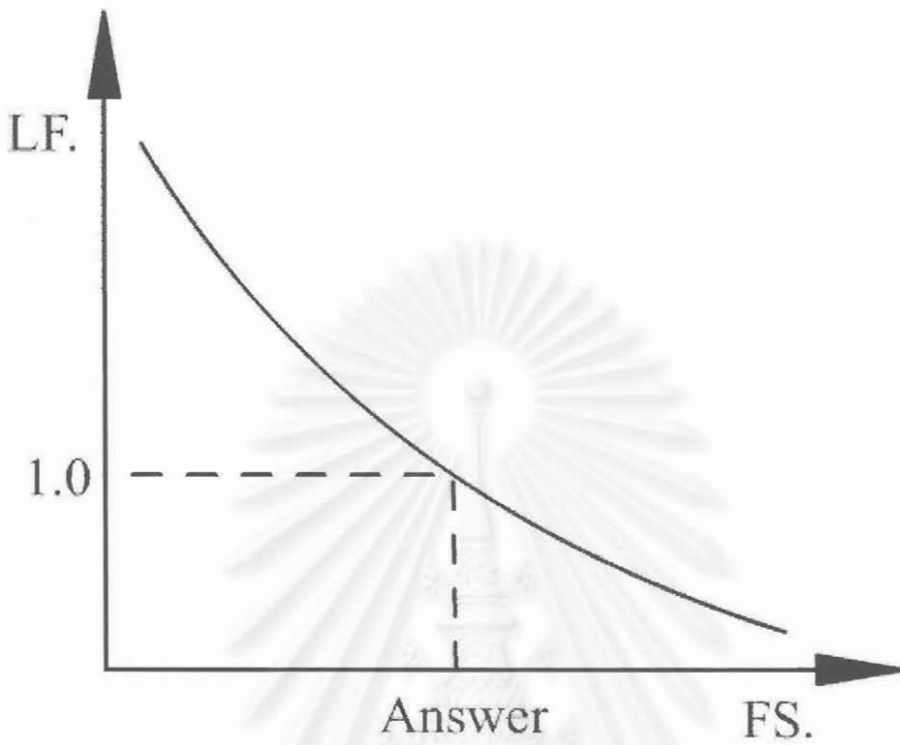
รูปที่ 3.4 คุณสมบัติของดินและลักษณะทางเรขาคณิตบนระบบอ้างอิงย่อย



รูปที่ 3. 5 ชั้นดินและแรงภายนอกที่มากระทำ



รูปที่ 3. 6 ตัวอย่างปัญหาความลาดที่วิเคราะห์โดยวิธีเชิงตัวเลข



รูปที่ 3.7 ความสัมพันธ์ของ ค่าสัดส่วนปลอดภัย และ ค่า LF

สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

## บทที่ 4

# การตรวจสอบขั้นตอนการคำนวณเชิงตัวเลขของ การวิเคราะห์เสถียรภาพความลาดด้วยกลไกการวิบัติแบบเลื่อน โดยการวิเคราะห์แบบขอบเขตบนในสภาวะสุดขีดพลาสติก

### 4.1 บทนำ

ในบทนี้นำเสนอการตรวจสอบการคำนวณเชิงตัวเลขของการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดด้วยกลไกการวิบัติแบบเลื่อนโดยการวิเคราะห์แบบขอบเขตบนในสภาวะสุดขีดพลาสติก (UBTMA) โดยมีวัตถุประสงค์เพื่อตรวจสอบความถูกต้องของ

1. ระบบและขั้นตอนการคำนวณเชิงตัวเลขของวิธี UBTMA
2. ฟังก์ชันวัตถุประสงค์ (Objective Function) และระบบสมการเงื่อนไข (Constrained Equation) ของปัญหา
3. การแก้สมการหาค่าต่ำสุดด้วยวิธี Linear Programming โดยใช้วิธี Simplex Method

ส่วนแรกของบทนี้จะวิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพของความลาดอย่างง่ายและนำผลที่ได้มาเปรียบเทียบการวิเคราะห์ด้วยวิธี Analytical Upper Bound Limit Analysis ซึ่งเสนอไว้โดย Michalowski (1995) ส่วนต่อไปจะวิเคราะห์ปัญหาฐานรากต้นและเปรียบเทียบผลวิเคราะห์กับการคำนวณด้วยมือ โดยพิจารณาในกรณีที่ดินที่มีกำลังรับแรงเฉือนแบบ Non-homogeneous strength และ Anisotropic strength ในส่วนสุดท้ายจะวิเคราะห์ปัญหาความลาดหลายกรณีโดยเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์กับการวิเคราะห์โดยวิธี Finite Element จากบทความของ Griffith (1999)

### 4.2 การเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี UBTMA กับ Analytical Upper Bound Limit Analysis โดย Michalowski (1995)

Michalowski (1995) ได้วิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดด้วยวิธี Analytical Upper Bound Limit Analysis โดยแบ่งดินออกเป็นชั้นดิ่งแบบเดียวกับ Method of Slice โดยแสดงผลการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดในรูปของตัวเลขเสถียรภาพ (Stability Number) รูปที่ 4.1 แสดงปัญหาที่ Michalowski (1995) วิเคราะห์ความลาดกรณีนี้ประกอบด้วยดินมีคุณสมบัติเนื้อเดียวกัน (Homogeneous) และความดันน้ำในดิน ซึ่งกำหนดโดยใช้ค่าอัตราส่วน

ความดันน้ำ (Pore Pressure Ratio,  $r_u$ ) โดยที่  $r_u=0$ ,  $r_u=0.25$  และ  $r_u=0.50$  ในแต่ละค่าของ  $r_u$  จะวิเคราะห์ความลาดที่มีค่าความชันและค่ามุมเสียดทานภายในแตกต่างกันออกไป Michalowski (1995) ได้นำเสนอการวิเคราะห์ขอบเขตบน (Upper Bound Analysis) ออกเป็นสองส่วน ส่วนแรกเป็นการวิเคราะห์ในลักษณะปกติโดยใช้กำลังรับแรงเฉือนของดินที่ Slip Plane เต็มกำลัง ซึ่งจะให้ค่าขอบเขตบนของค่าสัดส่วนปลอดภัย (Upper Limit of Factor of Safety) และส่วนที่สองเป็นการทอนกำลังของดินโดยสมมติให้กำลังรับแรงเฉือนของดินที่ Slip plane อยู่แนวตั้งมีค่าเท่ากับศูนย์ ( $c = 0$ ,  $\phi = 0$ ) ซึ่งเรียกรววิเคราะห์ในส่วนที่สองว่าการวิเคราะห์แบบ Zero Strength Michalowski, (1995) ได้ตีความว่า การวิเคราะห์เช่นนี้จะให้ค่าขอบเขตล่างของค่าสัดส่วนปลอดภัย (Lower Limit of Factor of Safety) หรืออาจจะสมมติได้ว่าการวิเคราะห์แบบ Zero Strength เทียบเท่ากับการวิเคราะห์แบบ Lower Bound Analysis ผลของการวิเคราะห์ของ Michalowski (1995) พบว่า ค่าตัวเลขเสถียรภาพที่วิเคราะห์โดยวิธี Limit Equilibrium ด้วยการคำนวณแบบ Spencer's Method อยู่ในช่วงของการวิเคราะห์ทั้งสองแบบในทุก ๆ ปัญหาของความลาด รูปที่ 4.1 แสดงผลการวิเคราะห์โดย Michalowski (1995) ที่มีความดันน้ำแตกต่างกันไป

ผู้เขียนได้ใช้วิธี UBTMA วิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดโดยดินที่มีลักษณะทางกำลังแบบ Homogeneous Strength และมีมุมลาดต่างๆในช่วง  $\beta = 10^\circ - 45^\circ$  และมีมุมเสียดทานต่างๆกันไปโดยวิเคราะห์แยกในอัตราส่วนความดันน้ำ 3 ค่าคือ  $r_u=0$ ,  $r_u=0.25$  และ  $r_u=0.50$  ซึ่งเหมือนกับการวิเคราะห์ที่นำเสนอโดย Michalowski (1995)

รูปที่ 4.2, 4.3 และ 4.4 แสดงผลการวิเคราะห์เสถียรภาพด้วยวิธี UBTMA และในกราฟนี้ได้แสดงค่าตัวเลขเสถียรภาพที่วิเคราะห์โดยวิธี Limit Equilibrium ด้วย Spencer's Method จากรูป 4.2-4.4 จะเห็นได้ว่าค่า Stability Number ของวิธี Limit Equilibrium จะตกอยู่ในช่วงค่าขอบเขตบนและขอบเขตล่างที่วิเคราะห์ได้ด้วยวิธี UBTMA

ผู้เขียนทำการเปรียบเทียบค่าที่วิเคราะห์ได้ทั้งหมดกับค่าที่วิเคราะห์ได้โดยวิธีของ Michalowski (1995) พบว่ามีความใกล้เคียงกันเป็นอย่างมากความแตกต่างที่เกิดขึ้นเล็กน้อยน่าจะเกิดจากความคลาดเคลื่อนเชิงตัวเลข รูปที่ 4.5 แสดงการเปรียบเทียบค่าที่วิเคราะห์ได้ทั้งหมดของวิธี UBTMA กับค่าที่วิเคราะห์ได้โดยวิธีของ Michalowski (1995) ในกราฟนี้พลอตค่าตัวเลขเสถียรภาพที่วิเคราะห์โดยวิธี Analytical upper bound limit analysis ของ Michalowski (1995) ตามแกนตั้ง และค่าตัวเลขเสถียรภาพที่วิเคราะห์โดยวิธี UBTMA ตามแนวนอน เส้นทแยง

มุมเป็นเส้นมุม  $45^\circ$  แสดงแนวที่เท่ากันของค่าทั้งสอง จากรูปนี้จะเห็นได้ว่า เกือบทุกกรณีความลาดที่วิเคราะห์ ผลการวิเคราะห์ของ UBMA สอดคล้องกันเป็นอย่างดีกับผลของ Michalowski (1995) โดยสังเกตจากจุดเปรียบเทียบอยู่ใกล้เคียงกับเส้น  $45^\circ$  เป็นอย่างมาก

รูปที่ 4.6 ก แสดงตัวอย่างพื้นผิววิบัติและค่าสัดส่วนปลอดภัยด้วยวิธี UBMA และ Limit Equilibrium สำหรับปัญหาคันลาดสูง 10.00 เมตร มุมลาด  $45^\circ$  ดินมีหน่วยน้ำหนัก 2.00 ตัน/เมตร<sup>3</sup> ความเค้นเฉือน 2.14 ตัน/เมตร<sup>2</sup> มุมเสียดทาน  $10^\circ$  ค่า  $R_u = 0.0$  รูปที่ 4.6 ข แสดงผลการวิเคราะห์ความลาดสูง 10.00 เมตร มุมลาด  $45^\circ$  ดินมีหน่วยน้ำหนัก 2.00 ตัน/เมตร<sup>3</sup> ความเค้นเฉือน 1.23 ตัน/เมตร<sup>2</sup> มุมเสียดทาน  $30^\circ$  ค่า  $R_u = 0.25$  รูปที่ 4.6 ค แสดงผลการวิเคราะห์ความลาดสูง 10.00 เมตร มุมลาด  $40^\circ$  ดินมีหน่วยน้ำหนัก 2 ตัน/เมตร<sup>3</sup> ความเค้นเฉือน 2.51 ตัน/เมตร<sup>2</sup> มุมเสียดทาน  $20^\circ$  ค่า  $R_u = 0.5$  จากรูป 4.2-4.4 จะเห็นได้ว่า ผลการวิเคราะห์ค่าสัดส่วนปลอดภัยของวิธี Spencer ตกอยู่ในช่วงขอบเขตของการวิเคราะห์ด้วยวิธี UBMA นอกจากนี้ บางกรณีเป็นที่น่าสังเกตว่า Stability number ของวิธี Spencer จะใกล้เคียงกับค่าของเขตล่างของวิธี UBMA

#### 4.3 การเปรียบเทียบผลของการวิเคราะห์ด้วยวิธี UBMA ในปัญหาฐานรากตื้น

ผู้เขียนได้วิเคราะห์ค่า Bearing Capacity ของฐานรากตื้นต่อเนื่อง (Strip Footing) วางบนดินเหนียวด้วยการคำนวณด้วยมือของวิธี Upper Bound Analysis โดยทำการแบ่งปัญหาของชั้นดินออกเป็นสองลักษณะคือ

1. ดินที่มีคุณสมบัติกำลังรับแรงเฉือนแบบ Non-Homogeneous Strength แต่เป็นแบบ Isotropic Strength โดยค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวแบบไม่ระบายน้ำเพิ่มขึ้นเป็นเส้นตรงตามความลึกของดิน ดังแสดงในรูปที่ 4.7 ก.
2. ดินที่มีคุณสมบัติกำลังรับแรงเฉือนแบบ Homogeneous Strength คือกำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวมีค่าคงที่ตลอดความลึกแต่เป็นแบบ Anisotropic Strength โดยใช้แบบจำลองกำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวแบบไม่ระบายน้ำ Anisotropic Strength ของ Davis and Christian (1970) ดังแสดงในรูปที่ 4.7 ข.

ในแต่ละปัญหาฐานรากตื้นจะวิเคราะห์โดยใช้รูปแบบการวิบัติที่แตกต่างกันออกไปสามลักษณะรูปที่ 4.8 ก, 4.8 ข และ 4.8 ค แสดงลักษณะการวิบัติและ Hodograph รูปที่

4.8 ก แสดงรูปแบบการวิบัติที่ประกอบด้วย 2 ชั้นดิน (2 Wedge) รูปที่ 4.8 ข แสดงรูปแบบการวิบัติแบบวงกลม (Circular) และ รูปที่ 4.8 ค เป็นรูปแบบการวิบัติผสมระหว่างวงกลมกับสองชั้นเหลื่อมโดยจะมีลักษณะคล้ายพัด (Fan) พารามิเตอร์ของดินที่ใช้วิเคราะห์ในแต่ละปัญหามีดังนี้

1. ดินเหนียวแบบ Non-Homogeneous Strength ใช้พารามิเตอร์คือ

$$S_{uo} = 1 \text{ t / m}^2 \text{ และ } \rho = 0.8 \text{ t / m}^3$$

โดย

$$S_{uo} = \text{กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำที่ผิวดิน}$$

$$\rho = \text{อัตราการเพิ่มของกำลังรับแรงเฉือนต่อความลึก}$$

2. ดินเหนียวแบบ Anisotropic Strength ใช้พารามิเตอร์คือ  $S_{u0} = 2 \text{ t / m}^2$ ,

$$S_{u45} = 1.75 \text{ t / m}^2, S_{u90} = 1.25 \text{ t / m}^2$$

โดย

$$S_{u0} = \text{กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำในแนวแรงอัด}$$

$$S_{u45} = \text{กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำในแนวแรงเฉือน}$$

$$S_{u90} = \text{กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำในแนวแรงดึง}$$

ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี UBMA และการคำนวณด้วยมือด้วยวิธี Upper Bound Analysis แสดงอยู่ในตารางที่ 4.1 รูปที่ 4.9 ก, 4.9 ข และ 4.9 ค แสดง velocity vector ของรูปแบบการวิบัติทั้งสาม จากตารางที่ 4.1 จะเห็นได้ว่าค่า Bearing Capacity Factor ของปัญหาฐานรากตื้นทั้ง 2 แบบ ด้วยวิธี UBMA และการคำนวณด้วยมือด้วยวิธี Upper Bound Analysis ได้เท่ากันในสามรูปแบบของการวิบัติ

รูปแบบของ การวิบัติ	Bearing Capacity Factor, $N_c$			
	Non-Homogeneous Strength $N_c = \frac{Q}{s_{u0}B}$		คุณสมบัติแรงเค้นเฉือนแบบ Anisotropic Strength $N_c = \frac{Q}{\left(\frac{s_{u0} + s_{u90}}{2}\right)B}$	
	Upper Bound Analysis คำนวณด้วยมือ	UBTMA.	Upper Bound Analysis คำนวณด้วยมือ	UBTMA.
1. 2 Wedge	8.400	8.400	10.097	10.099
2. Circular	15.950	15.948	21.618	21.630
3. Fan	8.211	8.230	10.729	10.750

ตาราง 4. 1 ผลการวิเคราะห์ปัญหาฐานรากตื้นบนดินเหนียว

#### 4.4 การเปรียบเทียบผลของการวิเคราะห์ด้วยวิธี UBTMA กับวิธี Finite Element ของ Griffiths (1999)

##### 4.4.1 ปัญหาความลาดแบบ Homogeneous

รูปที่ 4.10 แสดงปัญหาความลาดในกรณีศึกษาความลาดแบบ Homogeneous ความชัน 1:2 มีค่ามุมเสียดทาน  $20^\circ$  และ  $c'/\gamma H = 0.05$  และไม่มีผลของความดันน้ำ จากการวิเคราะห์ด้วยวิธี Finite Element โดย Griffith (1999) ได้ ค่าสัดส่วนปลอดภัย FS 1.40 ผู้เขียนวิเคราะห์ความลาดนี้ด้วยวิธี UBTMA โดยใช้ระนาบวิกฤติจากวิธี Spencer ตารางที่ 4.2 ในหน้าถัดไปแสดงผลการวิเคราะห์ค่าสัดส่วนปลอดภัยด้วยวิธี UBTMA, Finite Element และ General Limit Equilibrium

จากตารางนี้จะเห็นได้ว่าผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี UBTMA ด้วย Full Strength Interface และ Zero Strength Interface ให้ค่าขอบเขตบนและขอบเขตล่างที่ครอบคลุมค่าสัดส่วนปลอดภัยที่วิเคราะห์ด้วยวิธี Finite Element โดย Griffith (1999) และ General Limit Equilibrium แบบ Spencer Method อีกทั้งยังให้ค่าสัดส่วนปลอดภัยสอดคล้องกันเป็นอย่างมาก



รูปที่ 4.11 และ รูปที่ 4.12 แสดงทิศทางการเคลื่อนที่เสมือนของชั้นดินและการเสถียรของชั้นดินของการวิเคราะห์ด้วยวิธี UBMA จากพื้นผิววิกฤติแบบวงกลมและไม่เป็นวงกลม จากวิธี Spencer รูปที่ 4.13 แสดงผลการวิเคราะห์เสถียรภาพโดย Griffiths (1999) เมื่อเปรียบเทียบพื้นผิววิกฤติของวิธี UBMA และ Finite Element พบว่าพื้นผิววิกฤติมีความใกล้เคียงกัน ซึ่งยืนยันผลการวิเคราะห์ที่ได้ค่าสัดส่วนปลอดภัยที่ใกล้เคียงกันเป็นอย่างมาก

วิธีการวิเคราะห์ – ชนิดของระนาบการวิกฤติ	ค่าสัดส่วนปลอดภัย
Finite Element โดย Griffith (1999)	1.400
Spencer – วงกลม	1.385
Spencer – ไม่เป็นวงกลม	1.367
UBTMA – วงกลม	1.330 – 1.424
UBTMA – ไม่เป็นวงกลม	1.288 – 1.412

ตาราง 4. 2 ค่าสัดส่วนปลอดภัยที่วิเคราะห์ได้จากวิธีต่างๆ สำหรับปัญหาความลาดแบบ Homogenous

#### 4.4.2 ความลาดแบบมีชั้นดินอ่อนบางๆแทรกอยู่ Griffith (1999)

รูปที่ 4.14 แสดงกรณีศึกษาของความลาดแบบมีชั้นดินอ่อนบางๆแทรกอยู่ โดยนำมาจาก จากบทความของ Griffith (1999) ความลาดนี้เป็นปัญหาที่มีลักษณะทางเรขาคณิตที่ค่อนข้างซับซ้อนโดยมีชั้นดินอ่อนบางๆแทรกอยู่ ผู้เขียนวิเคราะห์เสถียรภาพของปัญหานี้โดยใช้พื้นผิววิกฤติแบบไม่เป็นวงกลมและใช้คุณสมบัติดินต่างๆกันโดยมีช่วงของค่าพารามิเตอร์ของดิน  $C_{u2} / C_{u1} = 0.2 - 1.0$  โดยที่  $C_{u1}$  = กำลังรับแรงเฉือนของคั่นลาดยกเว้นชั้นดินอ่อน  $C_{u2}$  = กำลังรับแรงเฉือนของชั้นดินอ่อน รูปที่ 4.15 แสดงผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี UBTMA, Finite Element และ วิธี Limit Equilibrium จากรูปนี้จะเห็นได้ว่า ในช่วงของค่าคุณสมบัติดิน  $C_{u2} / C_{u1} = 0.2 - 0.7$  ค่าสัดส่วนปลอดภัยจากวิธี UBTMA ให้ค่าต่ำกว่าวิธี Finite Element โดย Griffith (1999) จากจุดที่  $C_{u2} / C_{u1} > 0.7$  ค่าสัดส่วนปลอดภัยจะตกอยู่ในช่วงค่าสัดส่วนปลอดภัยของวิธี UBTMA ส่วนค่าสัดส่วนปลอดภัยด้วยวิธี Limit Equilibrium แบบ Bishop และ Spencer ก็ตกอยู่ในช่วงขอบล่าง-ขอบบนของวิธี UBTMA ดังนั้นสามารถที่จะสรุปผลได้ว่าวิธี UBTMA สามารถวิเคราะห์ค่าสัดส่วนปลอดภัยของความลาดนี้ได้แม่นยำกว่าวิธี Finite Element ของ Griffith เมื่อ  $C_{u2} / C_{u1} = 0.2 - 0.7$  รูปที่ 4.16 แสดงทิศทางการเคลื่อนที่เสมือนของความ

ลาดที่มีคุณสมบัติดิน  $C_{u2}/C_{U1} = 1.0, 0.6$  และ  $0.2$  รูปที่ 4.17 แสดงการเคลื่อนตัวของความลาดจากการวิเคราะห์ของ Griffith (1999) เมื่อเปรียบเทียบพื้นผิววิบัติระหว่างการวิเคราะห์ด้วยวิธี Finite Element และวิธี UBTA จะเห็นได้ว่า พื้นผิววิบัติมีความใกล้เคียงกันอย่างมากในกรณีของพารามิเตอร์ดิน  $C_{u2}/C_{U1} = 1.0$  และ  $C_{u2}/C_{U1} = 0.2$  โดยพื้นผิววิบัติของพารามิเตอร์ดินที่  $C_{u2}/C_{U1} = 1.0$  มีลักษณะพื้นผิววิบัติเป็นแบบ Deep Seated และพื้นผิววิบัติของพารามิเตอร์ดินที่  $C_{u2}/C_{U1} = 0.2$  จะผ่านไปยังชั้นดินเหนียวอ่อนบางๆ ที่มีกำลังรับแรงเฉือนต่ำ ในกรณีของพารามิเตอร์ดิน  $C_{u2}/C_{U1} = 0.6$  พื้นผิววิบัติของวิธี UBTA และ Finite Element จะมีความแตกต่างกันโดยที่วิธี UBTA จะวิเคราะห์ได้ว่าพื้นผิววิบัติผ่านชั้นดินเหนียวอ่อนบางๆ ในทางตรงกันข้ามวิธี Finite Element ของ Griffiths จะวิเคราะห์ได้แบบ deep-seated ซึ่งความแตกต่างนี้ยังแสดงถึงค่า FS ของวิธี UBTA ที่ได้ค่าต่ำกว่าและวิกฤตกว่า FS ของวิธี Finite Element ของ Griffiths (1995)

#### 4.4.3 ความลาดดินเหนียวแบบมีชั้นดินเหนียวสองชั้น Griffith (1999)

รูปที่ 4.18 แสดงปัญหาความลาดแบบมีชั้นดินเหนียวสองชั้นความลาดนี้เป็นดินเหนียวมีความชัน 1 : 2 ดินเหนียวมีกำลังรับแรงเฉือนต่างกัน 2 ชั้น ผู้เขียนวิเคราะห์โดยใช้พื้นผิววิบัติวิกฤติแบบวงกลมโดยมีคุณสมบัติของดินเหนียวทั้งสองชั้นอยู่ในช่วงค่าระหว่าง  $C_{u2}/C_{U1} = 0.35 - 4.0$  โดยที่  $C_{U1}$  = กำลังรับแรงเฉือนของชั้นดินเหนียวบน  $C_{U2}$  = กำลังรับแรงเฉือนของชั้นดินเหนียวล่าง ผลการวิเคราะห์ของปัญหานี้แสดงอยู่ในรูปที่ 4.19 และในรูปเดียวกันยังได้แสดงผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี Finite Element โดย Griffiths (1999) จากรูปนี้จะเห็นได้ว่าในช่วงค่าคุณสมบัติดิน  $C_{u2}/C_{U1} = 0.35 - 0.7$  การวิเคราะห์โดย UBTA ให้ค่าสัดส่วนปลอดภัยที่สูงกว่าเล็กน้อย เมื่อเปรียบเทียบกับ FS ของวิธี Finite Element โดย Griffith (1999) เมื่อค่า  $C_{u2}/C_{U1} > 0.7$  ค่าสัดส่วนปลอดภัยโดยวิธี Finite element ตกอยู่ในขอบเขตล่างและขอบเขตบนของวิธี UBTA รูปที่ 4.20 แสดงทิศทางการเคลื่อนที่เสมือนของความลาดและการเสียรูปของกรณีคุณสมบัติดิน  $C_{u2}/C_{U1} = 0.6, 1.5$  และ  $2.0$  รูปที่ 4.21 แสดงทิศทางการเคลื่อนที่ของความลาดโดยการวิเคราะห์ด้วยวิธี Finite Element ของ Griffiths (1999) เมื่อเปรียบเทียบพื้นผิววิบัติของวิธี UBTA และ Finite Element พบว่าพื้นผิววิบัติมีความใกล้เคียงกันในกรณี  $C_{u2}/C_{U1} = 0.6$  และกรณี  $C_{u2}/C_{U1} = 2.0$  โดยเป็นแบบ deep-seated และ toe failure ตามลำดับ ในกรณี  $C_{u2}/C_{U1} = 1.5$  พื้นผิววิบัติมีความแตกต่างกันโดยวิธี UBTA จะวิเคราะห์ได้แบบ Toe Failure ในขณะที่วิธี Finite Element จะวิเคราะห์ได้แบบ Deep-Seated ซึ่งน่าจะ

เกิดจากความแตกต่างกันของโมเดลของดินที่ใช้และเงื่อนไขขอบเขตที่ต่างกัน แต่อย่างไรก็ดี ผลของค่าสัดส่วนปลอดภัยใกล้เคียงกันเป็นอย่างมาก

#### 4.4.4 ปัญหาความลาดเขื่อนดิน Griffith (1999)

รูปที่ 4.22 แสดงปัญหาความลาดเขื่อนดินโดย Griffith (1999) ความลาดนี้เป็นความลาดของเขื่อนดินสูง 21.30 เมตร ความลาดด้านอ่างเก็บน้ำ  $18^\circ$  ความลาดด้านหน้าเขื่อน  $23^\circ$  โดยแบ่งการวิเคราะห์ปัญหาออกเป็นสองกรณีคือ กรณีที่ น้ำหลังเขื่อนสูง 17.10 เมตร และในกรณีที่น้ำหลังเขื่อนแห้งขอด ผู้เขียนได้วิเคราะห์เสถียรภาพทั้งพื้นผิววิบัติแบบวงกลม และ ไม่เป็นวงกลมและโดยเปรียบเทียบค่าสัดส่วนปลอดภัยกับที่วิเคราะห์กับวิธี Finite Element โดย Griffith (1999) ตารางที่ 4.3 แสดงผลวิเคราะห์ในกรณีที่ระดับน้ำหลังเขื่อนสูง 17.10 เมตร ตารางที่ 4.4 แสดงการวิเคราะห์ในกรณีที่ระดับน้ำหลังเขื่อนแห้งขอด จากตารางที่ 4.3 ค่าสัดส่วนปลอดภัยที่วิเคราะห์ได้จากวิธี UBMA ครอบคลุมค่าสัดส่วนปลอดภัยที่วิเคราะห์โดย Finite Element โดย Griffith (1999) และค่าสัดส่วนปลอดภัยยังใกล้เคียงเป็นอย่างมาก

วิธีการวิเคราะห์ – ชนิดของระนาบการวิบัติ	ค่าสัดส่วนปลอดภัยที่ต่ำที่สุด
Spencer – ไม่เป็นวงกลม	1.905
UBTMA - วงกลม	1.730-1.976
UBTMA - ไม่เป็นวงกลม	1.740-1.963
Finite Element Method	1.900

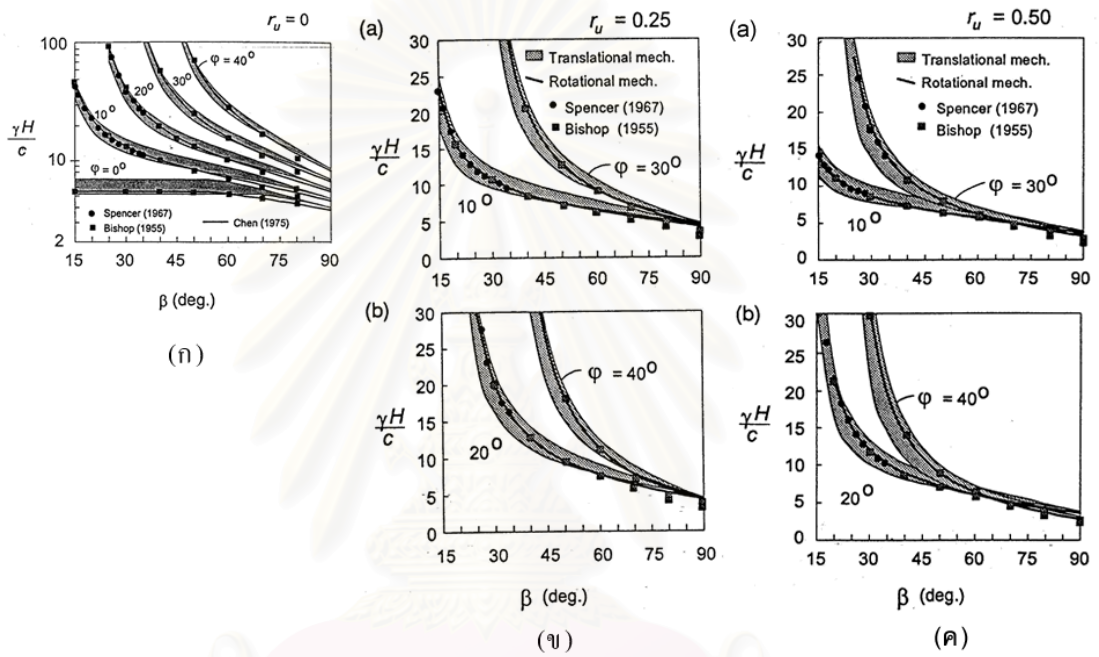
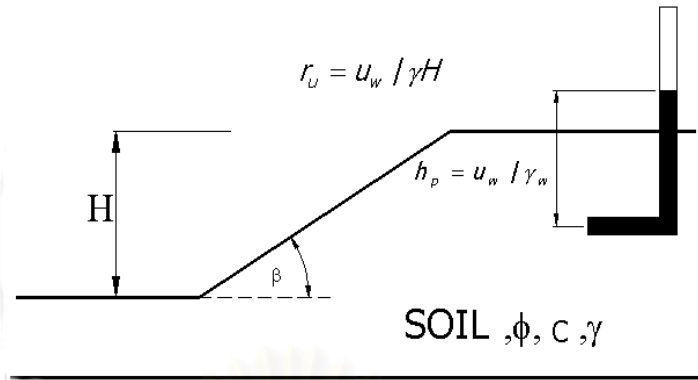
ตาราง 4. 3 ผลการวิเคราะห์ปัญหาความลาดเขื่อนดินที่ระดับน้ำ 17.10 เมตร

รูปที่ 4.23 แสดงการเคลื่อนที่เสมือนของการวิเคราะห์ด้วยวิธี UBMA ในกรณีที่ระดับน้ำหลังเขื่อนที่ 17.10 เมตร จากตารางที่ 4.4 ค่าสัดส่วนปลอดภัยที่วิเคราะห์ได้จากวิธี UBMA ครอบคลุมค่าสัดส่วนปลอดภัยที่วิเคราะห์โดย Finite Element โดย Griffith (1999) และค่าสัดส่วนปลอดภัยยังใกล้เคียงเป็นอย่างมาก รูปที่ 4.24 แสดงการเคลื่อนที่เสมือนของการวิเคราะห์ด้วยวิธี UBMA ในกรณีน้ำแห้งขอด รูปที่ 4.25 แสดงการเสียรูปของคันลาดเขื่อนดินจากการวิเคราะห์โดย Finite Element จากการเปรียบเทียบพื้นผิววิบัติของวิธี UBMA และ Finite Element พบว่าพื้นผิววิบัติมีความใกล้เคียงกัน ซึ่งยืนยันผลการวิเคราะห์และค่าสัดส่วนปลอดภัยที่ใกล้เคียงกันเป็นอย่างมากในการวิเคราะห์ทั้งสองวิธี

วิธีการวิเคราะห์ – ชนิดของระนาบการวิบัติ	ค่าสัดส่วนปลอดภัยที่ต่ำที่สุด
Spencer – วงกลม	2.431
Spencer – ไม่เป็นวงกลม	2.430
UBTMA - วงกลม	2.340-2.453
UBTMA - ไม่เป็นวงกลม	2.370-2.452
Finite Element Method	2.400

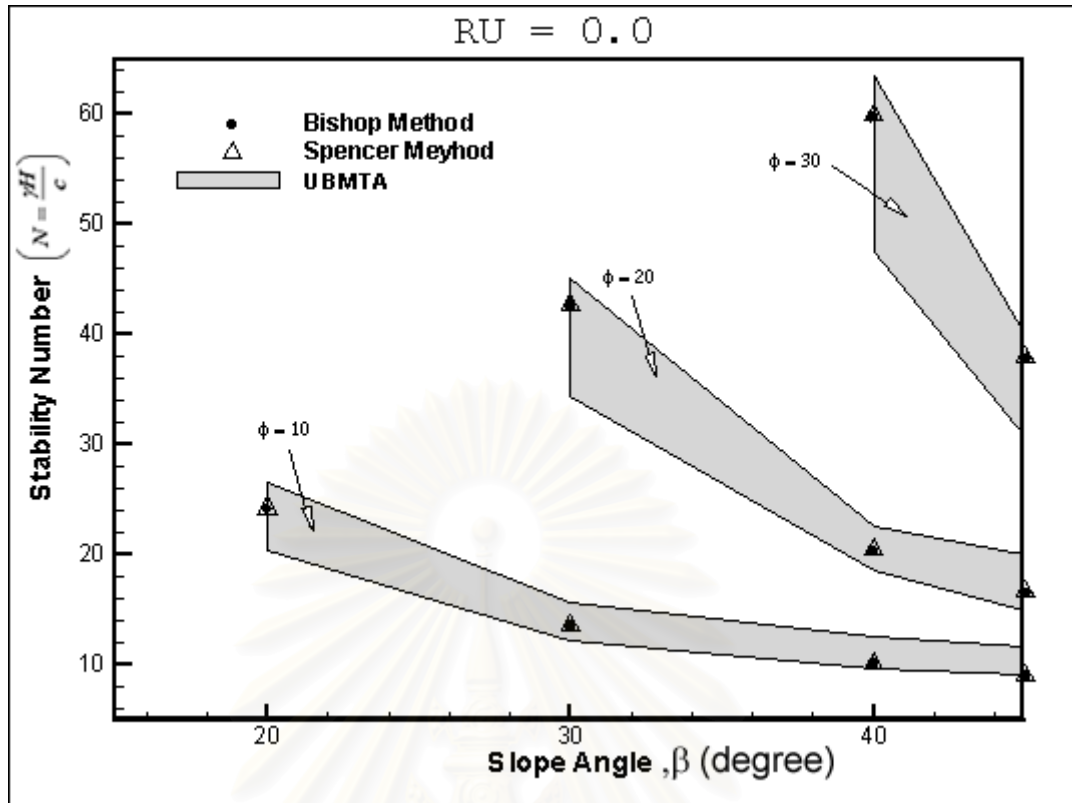
ตาราง 4. 4 การวิเคราะห์ความลาดเขื่อนดินในกรณีที่ระดับน้ำแห้งขาด

สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

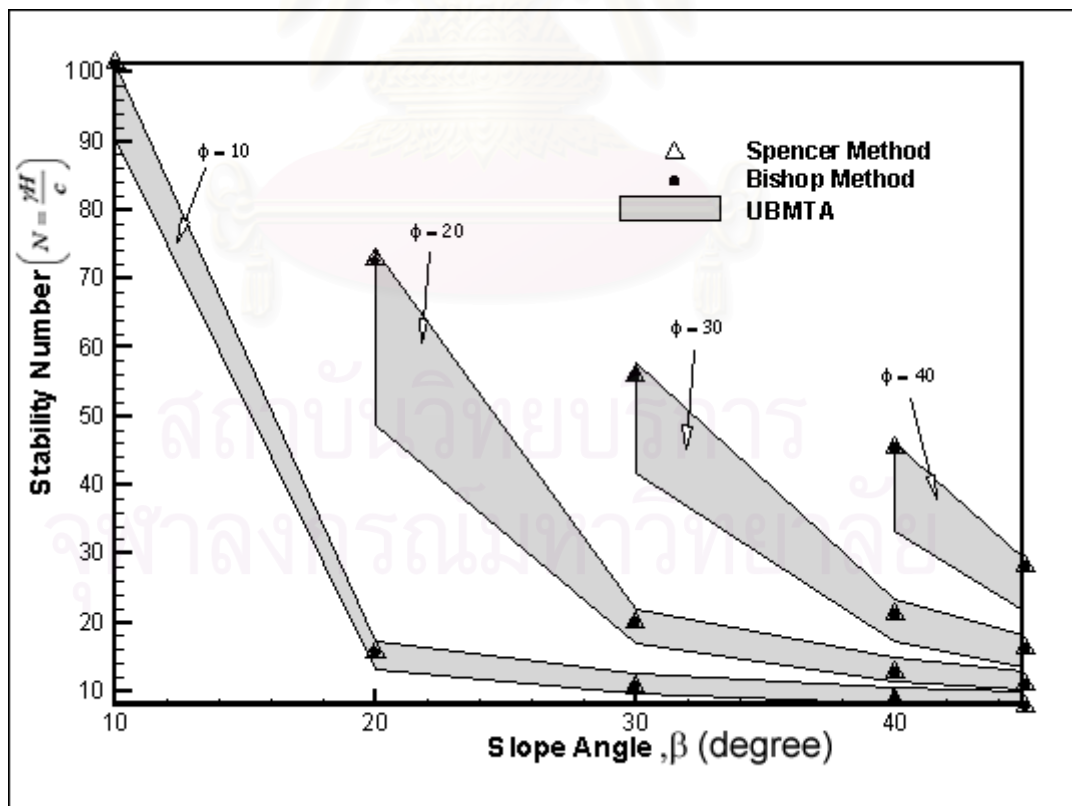


รูปที่ 4.1 ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดโดย Michalowski (1995)

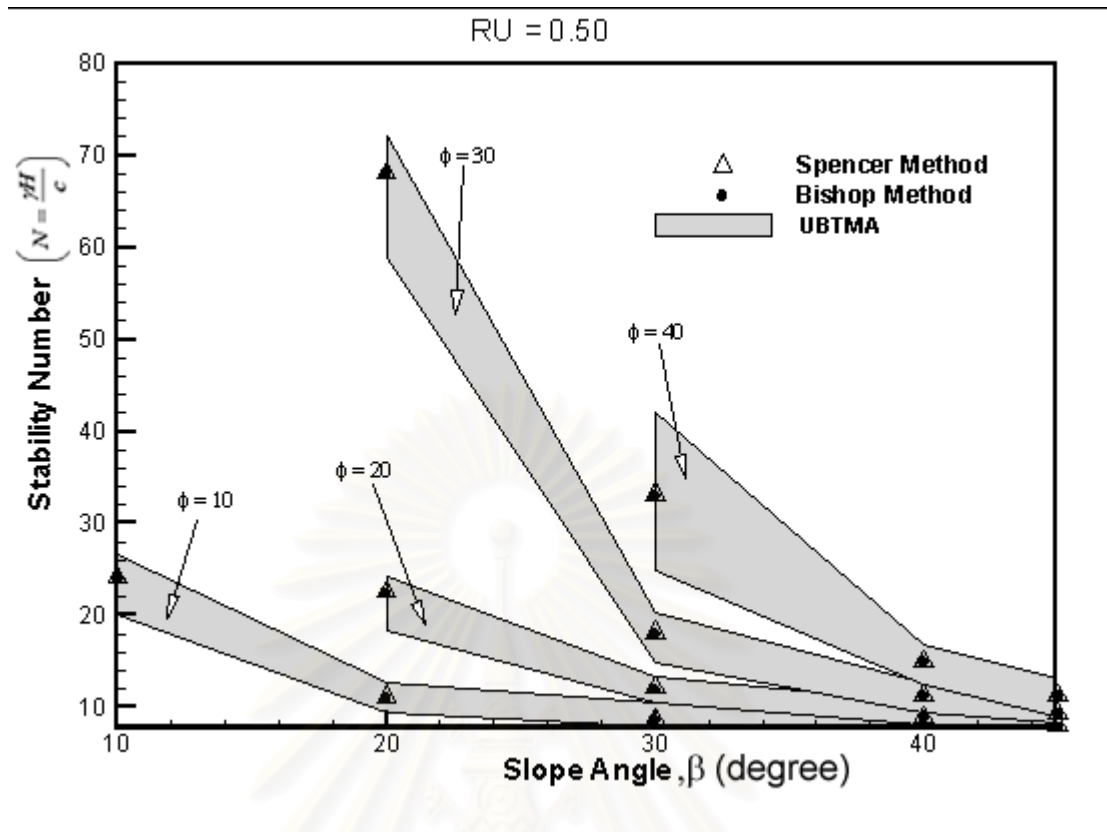
สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



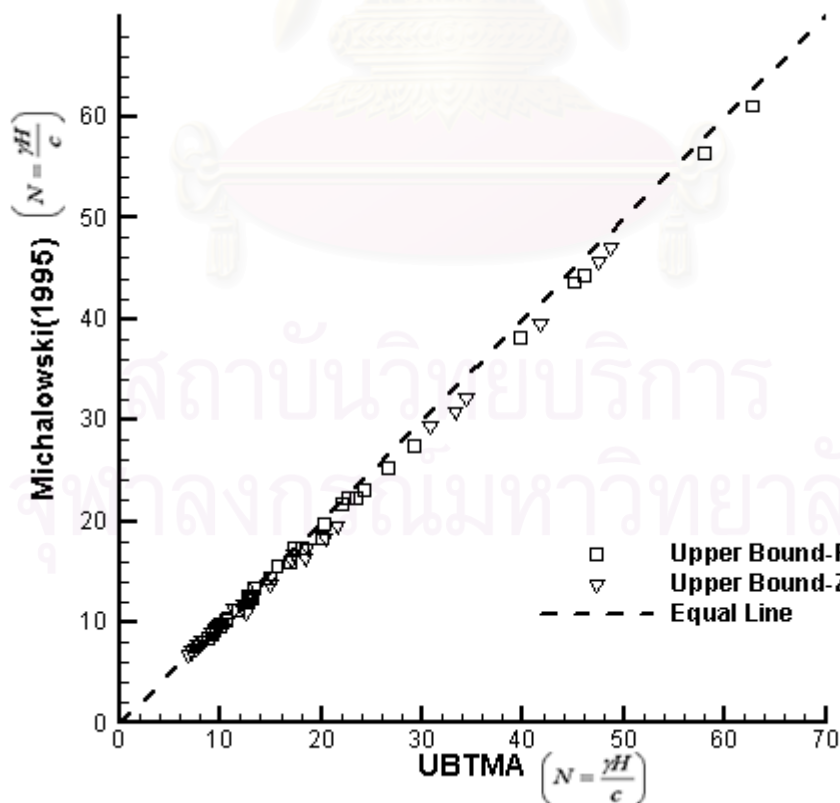
รูปที่ 4. 2 ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดวิธี UBMTA  $R_u = 0.0$



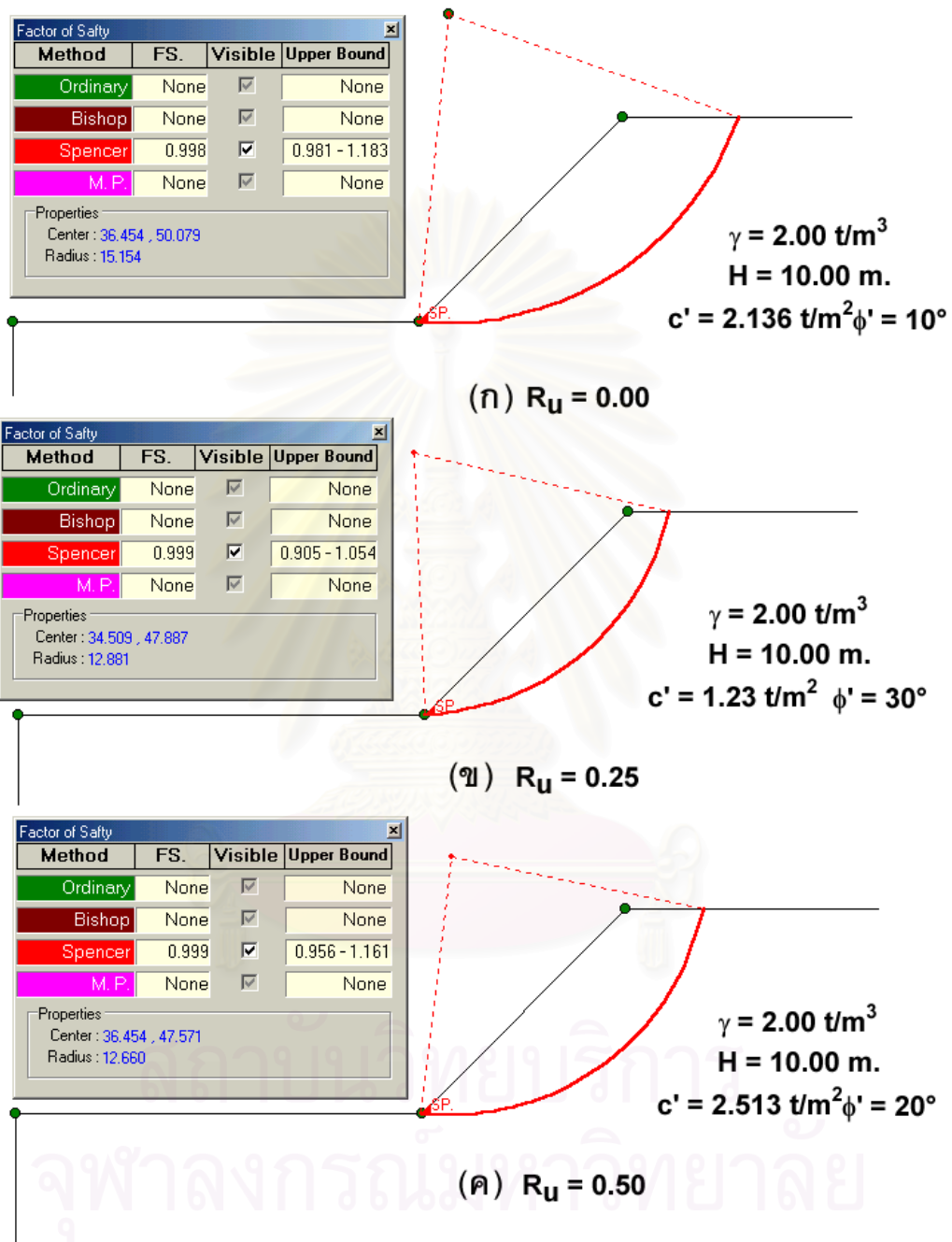
รูปที่ 4. 3 ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดวิธี UBMTA  $R_u = 0.25$



รูปที่ 4.4 ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดวิธี UBMA  $R_U = 0.50$



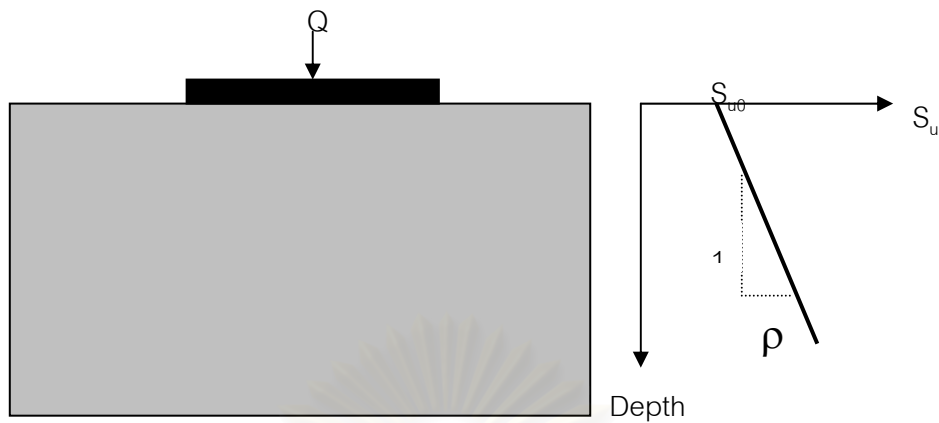
รูปที่ 4.5 เปรียบเทียบตัวเลขเสถียรภาพที่วิเคราะห์ด้วยวิธี UBMA กับวิธี Analytical Upper Bound ของ Michalowski (1995)



รูปที่ 4. 6 ตัวอย่างพื้นผิวงินิตและค่าสัดส่วนปลดภัยโดยการวิเคราะห์ด้วยวิธี UBTA และการวิเคราะห์โดยวิธี

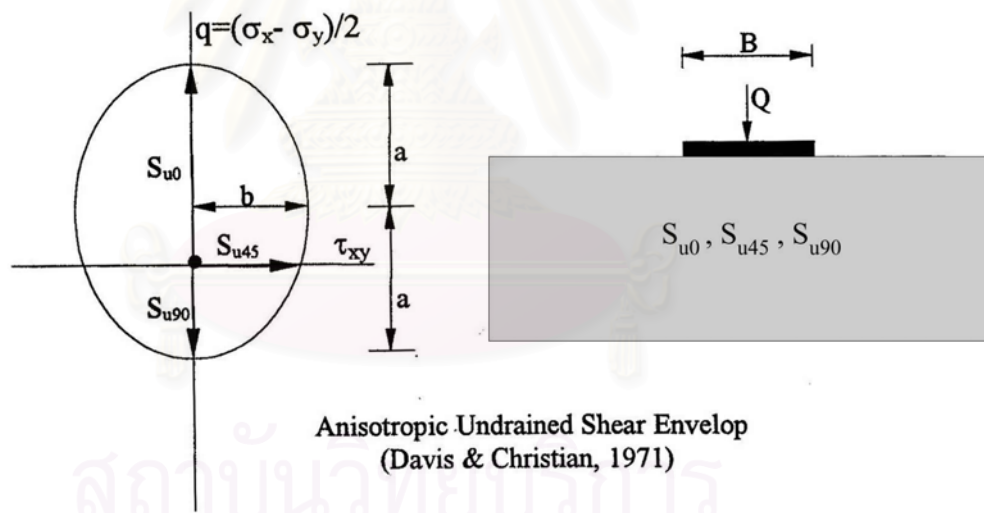
Limit Equilibrium





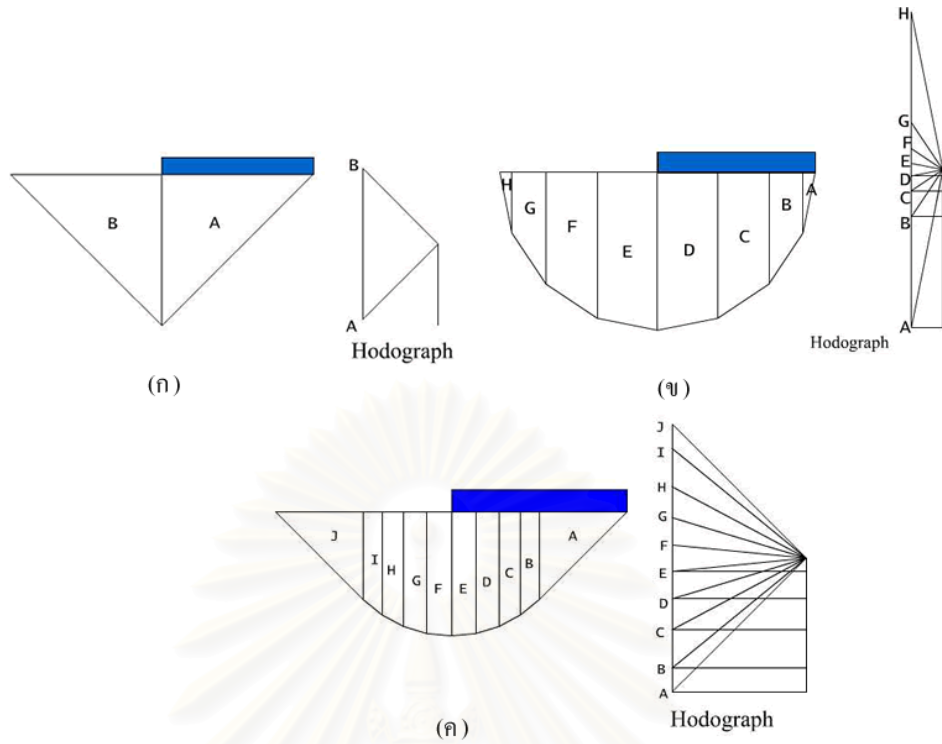
ก. คุณสมบัติกำลังรับแรงเฉือนแบบ Non-Homogeneous Strength แบบ Isotropic Strength โดยค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำเพิ่มขึ้นตามความลึกของดิน

Note:  $b/a = \frac{\sqrt{S_{u45}}}{\sqrt{S_{u0} \times S_{u90}}}$ ,  $N_c^* = \frac{Q}{B \left( \frac{S_{u0} + S_{u90}}{2} \right)}$

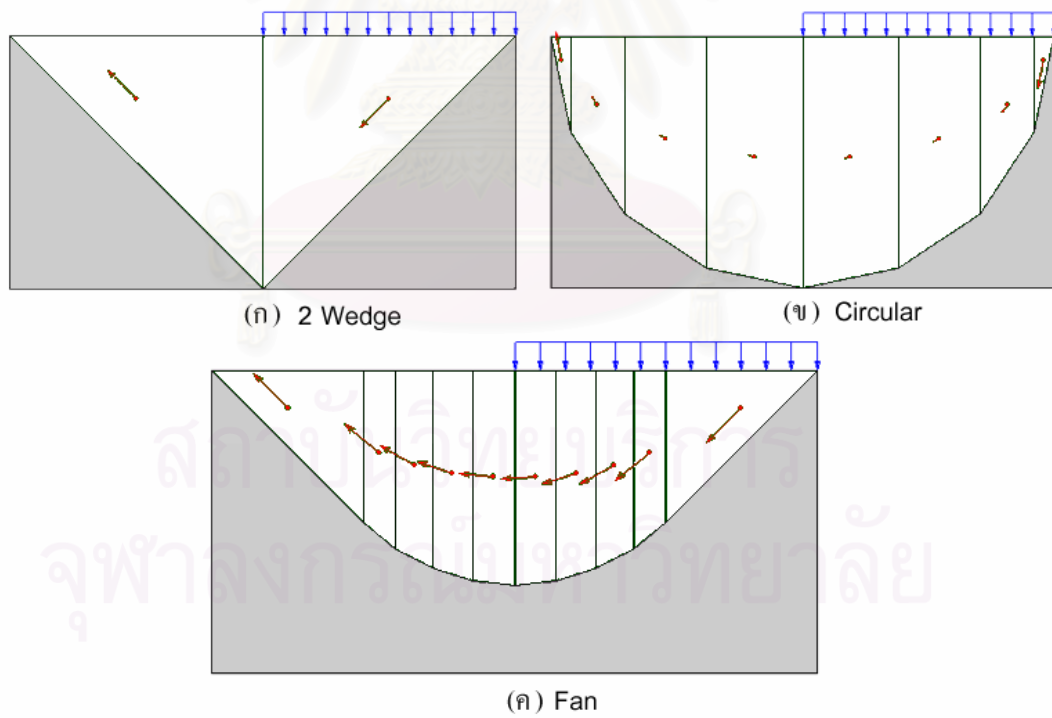


ข. แบบจำลองกำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวแบบ Anisotropic Strength ของ Davis and Christian (1970)

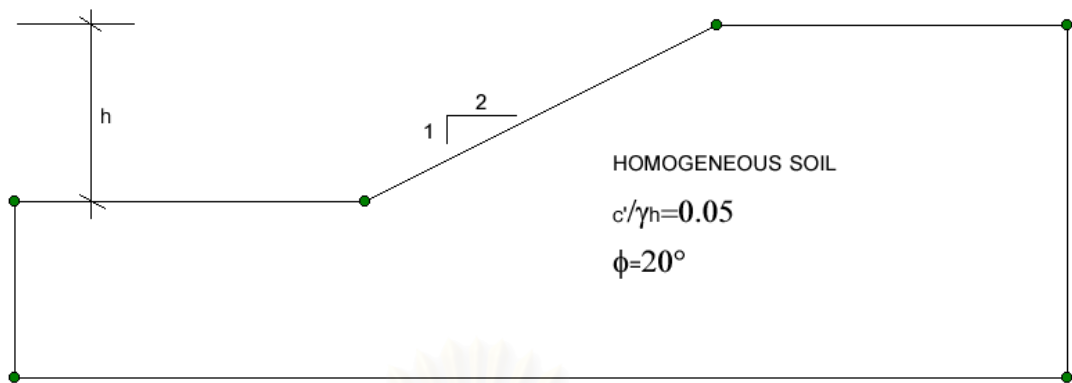
รูปที่ 4. 7 ปัญหาฐานรากตื้นที่ใช้ในการตรวจสอบความถูกต้องของการคำนวณด้วยวิธี UBTMA



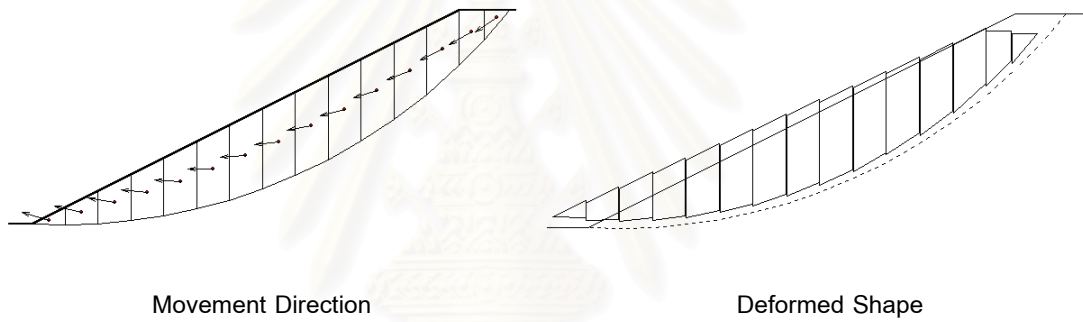
รูปที่ 4. 8 รูปแบบการวิเคราะห์และ Hodograph ของ ปัญหาฐานรากตื้นบนดินเหนียว



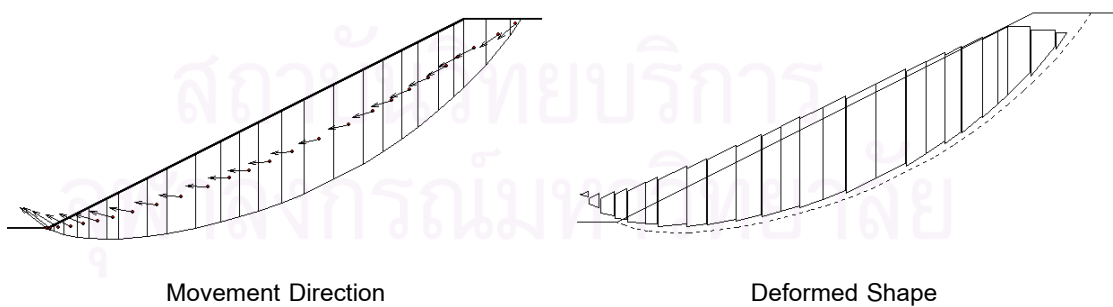
รูปที่ 4. 9 ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี UB-TMA ของปัญหาฐานรากตื้นบนดินเหนียว



รูปที่ 4. 10 ปัญหาความลาดในกรณีศึกษาความลาดแบบ Homogeneous โดย Griffith (1999)



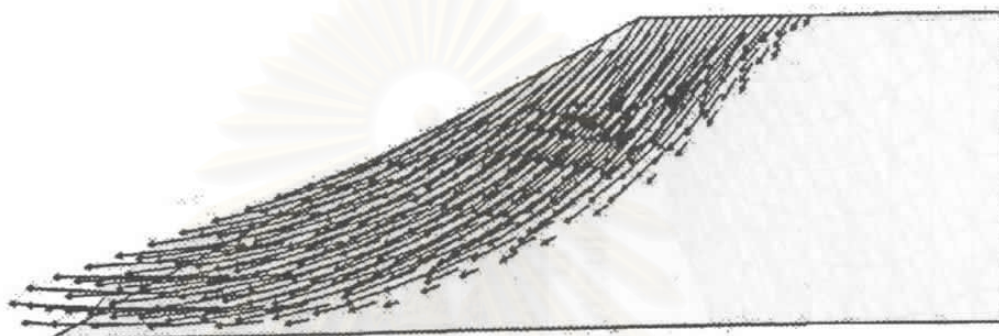
รูปที่ 4. 11 ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี UBMA ของพื้นผิวการวิบัติแบบวงกลม



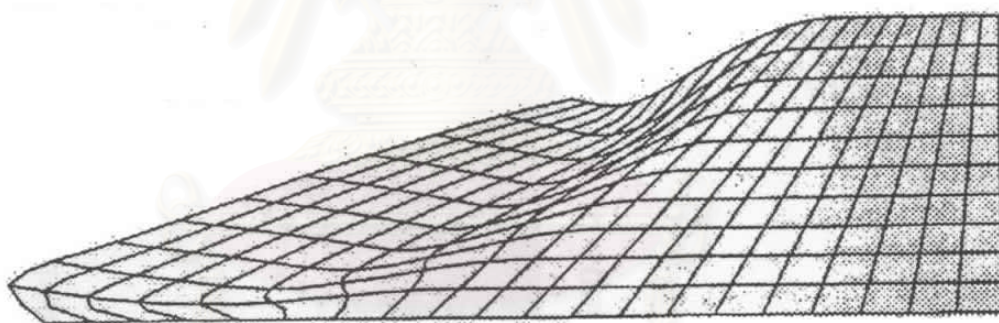
รูปที่ 4. 12 ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี UBMA ของพื้นผิวการวิบัติแบบไม่เป็นวงกลม

### Result from Finite Element, FS = 1.40

(อ้างอิงจาก Griffiths, 1999)



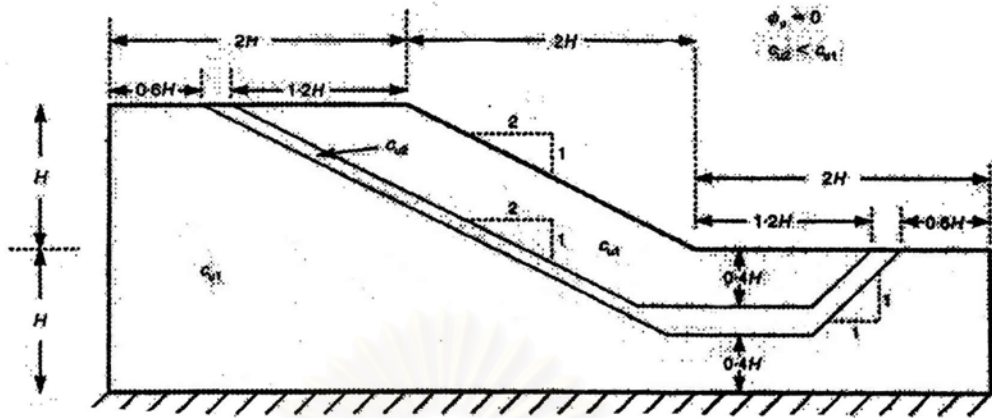
Nodal Displacement Vectors



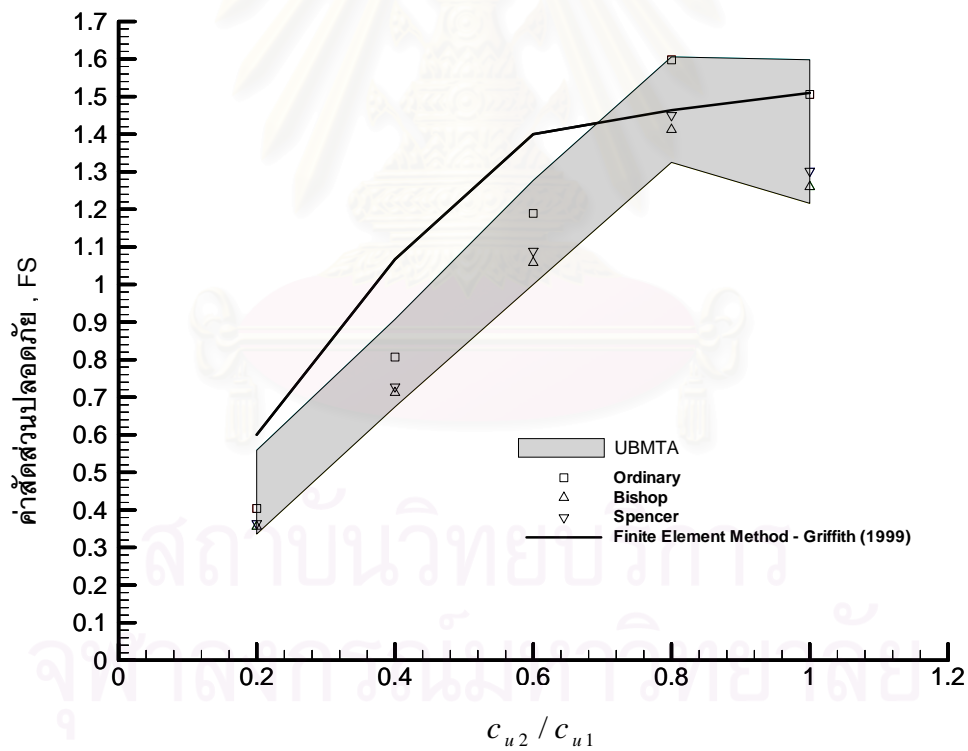
Deformed Mesh

รูปที่ 4. 13 ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพด้วยวิธี Finite Element โดย Griffith (1999)

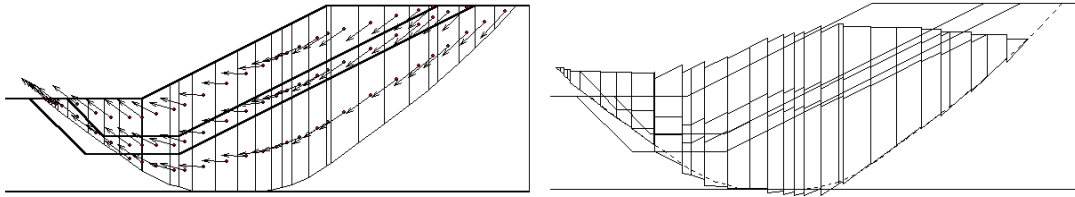
สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



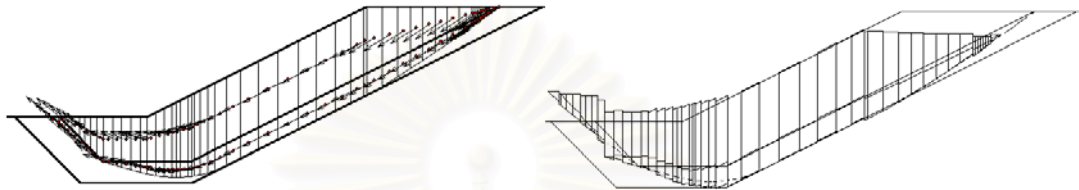
รูปที่ 4. 14 ปัญหาความลาดแบบมีชั้นดินอ่อนบางๆแทรกอยู่โดย Griffith (1999)



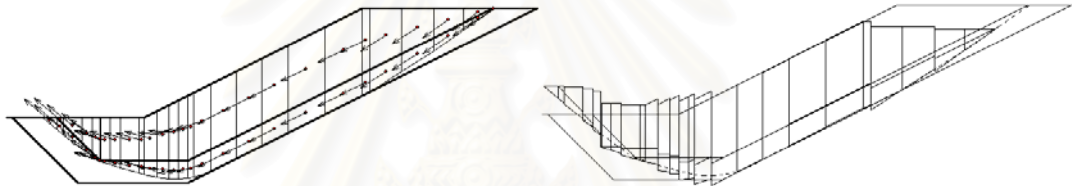
รูปที่ 4. 15 ผลการวิเคราะห์ปัญหาความลาดแบบมีชั้นดินอ่อนบางๆแทรกอยู่



ก.  $C_{u_2} / C_{U_1} = 1.0$

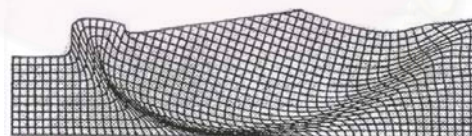


ข.  $C_{u_2} / C_{U_1} = 0.6$



ค.  $C_{u_2} / C_{U_1} = 0.2$

รูปที่ 4. 16 ผลการวิเคราะห์กรณีศึกษาความลาดแบบมีชั้นดินอ่อนบางๆแทรกอยู่โดยวิธี UBTMA



Deformed Mesh From Finite Element,  $cu_2/cu_1 = 1.0$



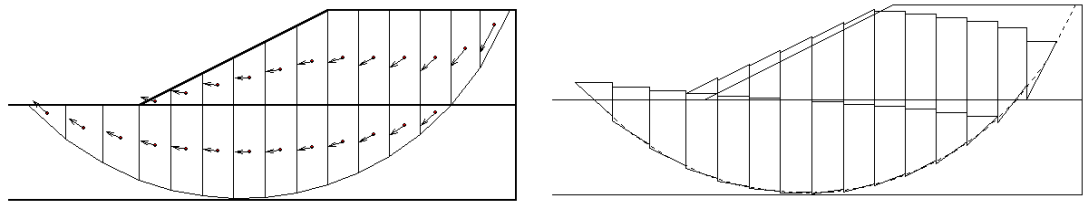
Deformed Mesh From Finite Element,  $cu_2/cu_1 = 0.6$



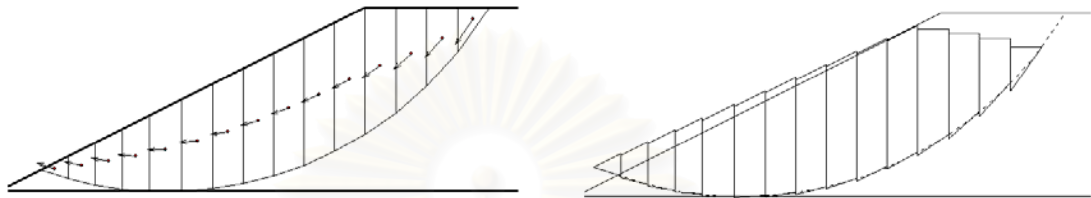
Deformed Mesh From Finite Element,  $cu_2/cu_1 = 0.2$

รูปที่ 4. 17 ผลการวิเคราะห์กรณีศึกษาความลาดแบบมีชั้นดินอ่อนบางๆแทรกอยู่โดยวิธี Finite Element (Griffith, 1999)

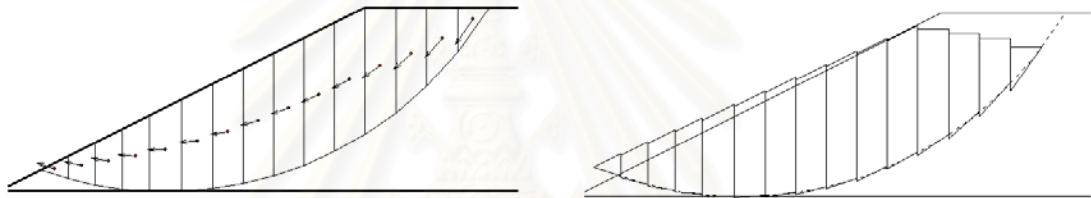




ก.  $C_{u2} / C_{U1} = 0.6$

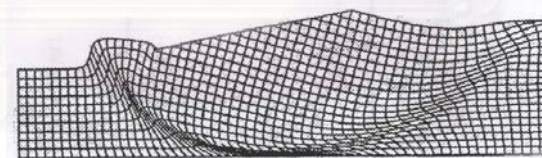


ข.  $C_{u2} / C_{U1} = 1.50$

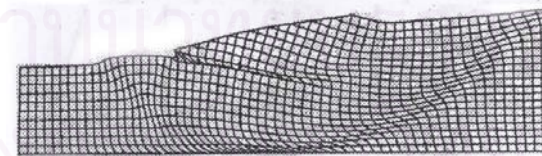


ค.  $C_{u2} / C_{U1} = 2.00$

รูปที่ 4. 20 ผลการวิเคราะห์ปัญหาความลาดแบบมีชั้นดินเหนียวสองชั้นด้วยวิธี UB-TMA



Deformed Mesh From Finite Element,  $cu2/cu1 = 0.6$



Deformed Mesh From Finite Element,  $cu2/cu1 = 1.5$

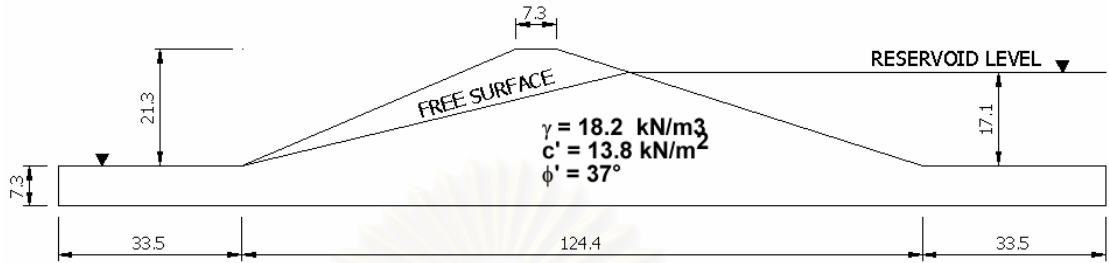


Deformed Mesh From Finite Element,  $cu2/cu1 = 2.0$

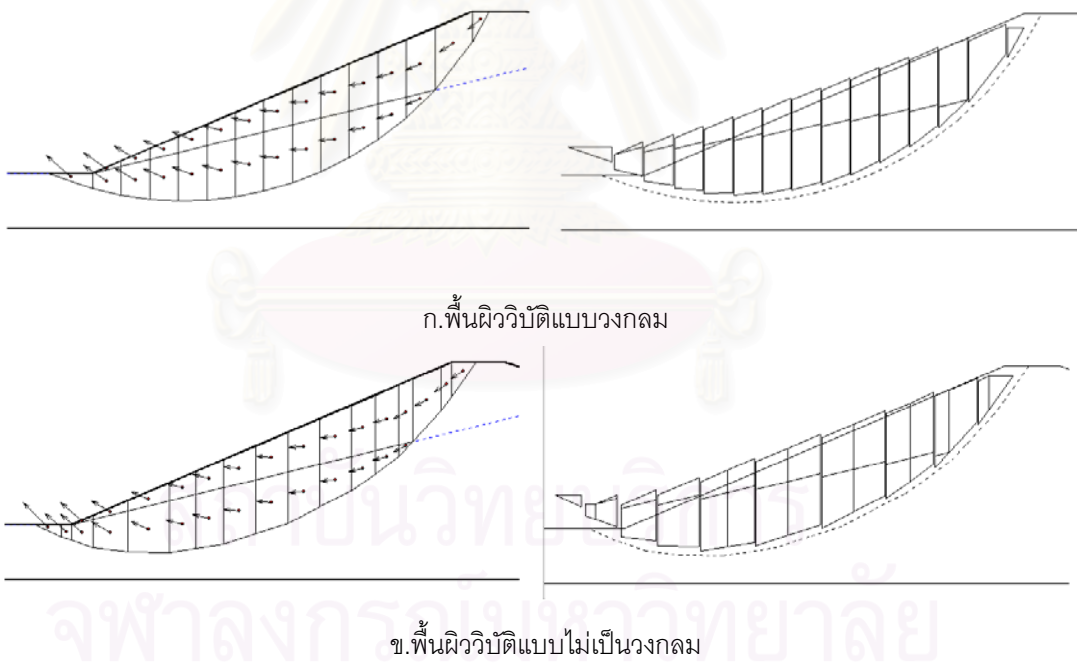
รูปที่ 4. 21 ผลการวิเคราะห์ปัญหาความลาดแบบมีชั้นดินเหนียวสองชั้นด้วย

วิธี Finite Element ของ Griffith (1999)

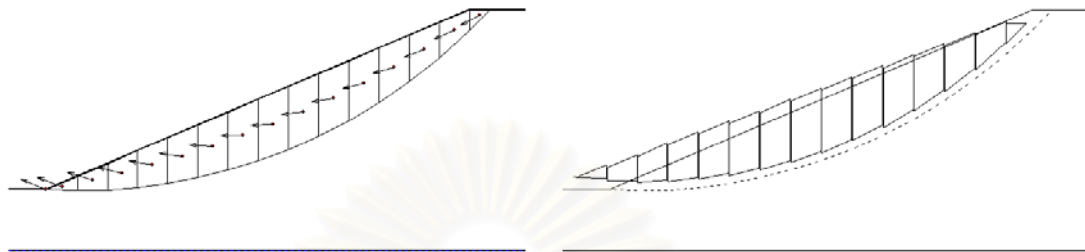




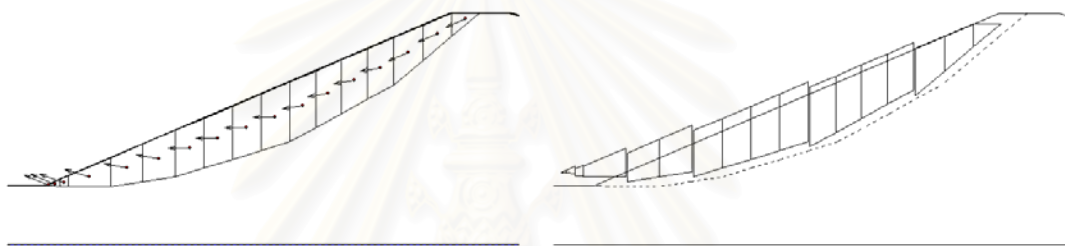
รูปที่ 4. 22 ปัญหาความลาดเขื่อนดินโดย Griffith (1999)



รูปที่ 4. 23 ผลการวิเคราะห์ปัญหาเขื่อนดินด้วยวิธี UBTA ในกรณีระดับน้ำ 17.10 เมตร

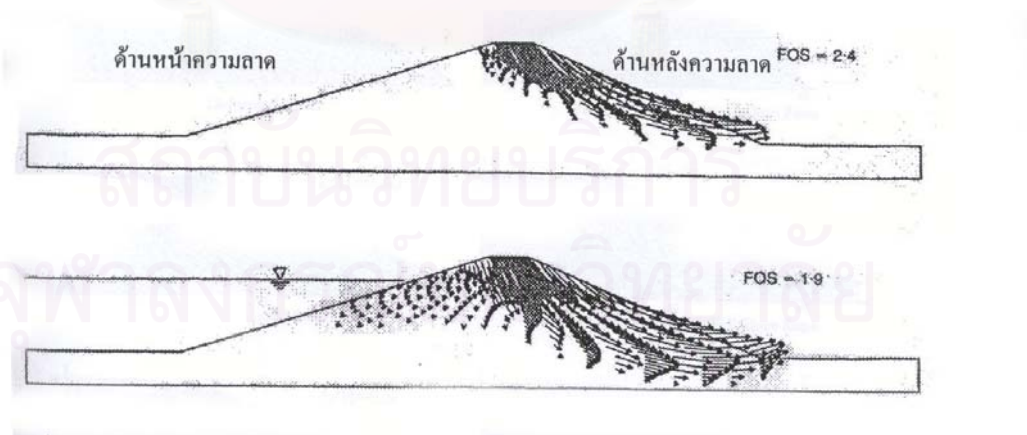


ก. พื้นผิววิบัติแบบวงกลม



ข. พื้นผิววิบัติแบบไม่เป็นวงกลม

รูปที่ 4. 24 การวิเคราะห์ปัญหาเขื่อนดินด้วยวิธี UBMA ในกรณีน้ำแห้งขาด



รูปที่ 4. 25 ผลการวิเคราะห์คั่นลาดในปัญหาเขื่อนดินด้วยวิธี Finite Element โดย Griffith (1999)

## บทที่ 5

# การวิเคราะห์ความน่าเชื่อถือของ ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดด้วยวิธี LIMIT EQUILIBRIUM

### 5.1 บทนำ

ในบทนี้จะกล่าวถึงวิธีการตรวจสอบความถูกต้องของการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดด้วยวิธี Limit Equilibrium โดยมีวัตถุประสงค์เพื่อเป็นการตรวจสอบและยืนยันความน่าเชื่อถือของการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาด ผู้เขียนนำเสนอวิธีการตรวจสอบความถูกต้องและแม่นยำของค่าสัดส่วนปลอดภัยด้วยวิธี Limit Equilibrium ทั้งหมดสามวิธี โดยสองวิธีแรกเป็นการใช้ผลลัพธ์ของแรงภายในที่ได้จากวิธี Limit Equilibrium เองในการตรวจสอบความน่าเชื่อถือ ส่วนวิธีสุดท้ายนั้นใช้ค่าสัดส่วนปลอดภัยจากการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดด้วยกลไกการวิบัติแบบเลื่อนโดยการวิเคราะห์แบบขอบเขตบนในสภาวะสุดขีดพลาสติก (UBTMA) มาพิจารณา ร่วมกับค่าสัดส่วนปลอดภัยจากการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดด้วย Limit Equilibrium

### 5.2 การตรวจสอบความถูกต้องโดยใช้ผลการวิเคราะห์แรงภายใน

วิธีย่อยที่ใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดด้วยวิธี Limit Equilibrium นั้นมีอยู่หลายวิธีด้วยกัน ความแตกต่างของวิธีย่อยเหล่านี้ขึ้นอยู่กับ ข้อสมมติของแรงลัพธ์ด้านข้างระหว่างชั้นดินย่อยในแนวดิ่งและจำนวนสมการสมดุลที่นำมาใช้ในการวิเคราะห์ดังนั้นเมื่อมีความแตกต่างในข้อสมมติดังกล่าวจึงเป็นที่แน่ชัดว่า แรงภายในที่ได้จากการวิเคราะห์ในแต่ละวิธีจึงมีค่าไม่เท่ากัน ดังนั้นในแต่ละวิธีย่อยจึงมีการวิเคราะห์ความน่าเชื่อถือและความถูกต้องแตกต่างกันไป

#### 5.2.1 การตรวจสอบโดยใช้สมดุลของผลรวมแรงภายนอก

พิจารณารูปที่ 2.1 แรงภายนอกที่กระทำกับความลาดได้แก่ แรงเนื่องจากน้ำหนักของมวลดิน ( $W$ ) แรงกระทำภายนอก ( $D$ ) แรงภายในที่เกิดขึ้นในมวลดินได้แก่ แรงเฉือนที่ฐานชั้นย่อย ( $S_m$ ) แรงกระทำตั้งฉากที่ฐานชั้นย่อย ( $N$ ) และแรงลัพธ์ระหว่างชั้นย่อยซึ่ง จากทฤษฎีสถิตศาสตร์ผลรวมของแรงภายในระหว่างชั้นย่อยในทุกๆ ชั้นย่อยต้องเท่ากับศูนย์

ดังนั้น ในแนวแกน  $X$  ผลรวมของแรงภายนอกต่างๆ ที่กระทำกับลาดชั้น ( $W, D, S_m, N$ ) มีค่าเท่ากับ

$$\sum F_x = S_m \cos \alpha - N \sin \alpha - D \cos \omega \quad (5.1)$$

ในทำนองเดียวกันในแนวแกน Y ผลรวมของแรงภายนอกและแรงภายในต่างๆ ที่กระทำกับลาดชัน ( $W, D, S_w, N$ ) มีค่าเท่ากับ

$$\sum F_y = S_w \sin \alpha - N \cos \alpha - W - D \sin \alpha \quad (5.2)$$

จากสมการที่ 5.1 และ 5.2 ถ้าระบบอยู่ในสภาวะสมดุล ค่าผลรวมในแต่ละสมการต้องมีค่าเท่ากับศูนย์ ดังนั้นหากผลรวมของแรงในแกนใดๆ ของความลาดมีค่าห่างจากศูนย์มากๆ แล้ว ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดนั้นก็มีความน่าเชื่อถือน้อย

เมื่อผลการวิเคราะห์เสถียรภาพมีความน่าเชื่อถือ ซึ่งอาจให้ค่าสัดส่วนปลอดภัยที่สูงหรือต่ำกว่าความเป็นจริง ในความคิดเห็นของผู้เขียน หากพิจารณาเพียงทิศทางราบก็เพียงพอแล้วเนื่องจากเป็นทิศทางหลักของการวิบัติของความลาด เพราะไม่ว่าทิศทางในแนวตั้งจะไปทางใด หากทิศทางในแนวราบไปในทิศทางวิบัติแล้วทิศทางของแรงลัพธ์จะมีทิศทางในทางวิบัติเสมอ ดังนั้นหากทิศทางรวมแรงในแนวราบเป็นทิศเกี่ยวกับการวิบัติแล้วจะได้ค่าสัดส่วนปลอดภัยต่ำกว่าความเป็นจริง หากทิศทางรวมแรงในแนวราบเป็นทิศตรงกันข้ามกับการวิบัติแล้วจะได้ค่าสัดส่วนปลอดภัยสูงกว่าความเป็นจริง

### 5.2.2 การตรวจสอบโดยใช้ Thrust Line

Thrust Line คือเส้นที่ลากผ่านตำแหน่งของแรงลัพธ์กระทำด้านข้างระหว่างชั้นดินย่อยโดยพิจารณาตลอดความยาวของความลาด ตำแหน่งของแรงลัพธ์ด้านข้างสามารถหาได้โดยอาศัยสมการสมดุลโมเมนต์ของชั้นย่อยหนึ่งๆ สมการ 5.3 แสดงการคำนวณตำแหน่ง Thrust Line

$$h = \frac{E_p h_p - \frac{I \cdot N}{2} + \frac{b \cdot W}{2} + D \sin \alpha \cdot \sin \alpha_c \cos \alpha_c + b \cdot N_c + D \cos \alpha_c (h_c + \sin \alpha_c \cdot D) - E_r (l \cdot \sin \alpha)}{E_a} \quad (5.3)$$

โดย

$dxD$  = ระยะของแรงภายนอก(D) วัดจากด้านซ้ายมาทางด้านขวา

$\alpha_c$  = มุมเอียงของขอบบนของชั้นย่อย

$h_p$  = ตำแหน่งของแรงระหว่างชั้นย่อยทางด้านขวาโดยวัดจากฐาน

$h_r$  = ตำแหน่งของแรงระหว่างชั้นย่อยทางด้านซ้ายโดยวัดจากฐาน

วิธีการหาตำแหน่งของ Thrust Line เริ่มจากการหาจากชั้นย่อยทางด้านซ้ายมาทางด้านขวา โดยในชั้นแรกให้  $h_c$  เป็นศูนย์และหาค่า  $h_r$  จากนั้นให้  $h_r$  เป็น  $h_c$  ของตัวถัดไป ดังนั้นจึงหา  $h_r$  ได้ในทุกๆชั้นย่อย

เนื่องจาก Thrust Line คือเส้นที่ลากผ่านตำแหน่งของแรงลัพธ์กระทำด้านข้าง ดังนั้นหาก Thrust Line แสดงอยู่ในตำแหน่งที่ไม่เหมาะสมเช่นอยู่นอกพื้นผิวการวิบัติหรืออยู่นอกความลาด ค่าสัดส่วนปลอดภัยที่ได้มาจะมีบางอย่างที่น่าสงสัยได้ Whitman (1966) ได้นำเสนอไว้ว่าตำแหน่งของ Thrust Line ควรอยู่ที่ตำแหน่งประมาณ  $1/3$  ของความสูงของด้านของชั้นย่อย โดยอ้างอิงมาจากทฤษฎีความดันดินด้านข้าง (Lateral Earth Pressure Theory)

5.3 การตรวจสอบโดยใช้การวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดด้วยกลไกการวิบัติแบบเลื่อนโดยการวิเคราะห์แบบขอบเขตบนในสภาวะสุดขีดพลาสติก (UBTMA) ในการตรวจสอบความน่าเชื่อถือ

จากบทที่ 3 ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดด้วยกลไกการวิบัติแบบเลื่อนโดยการวิเคราะห์แบบขอบเขตบนในสภาวะสุดขีดพลาสติก (UBTMA) ประกอบไปด้วยค่าสัดส่วนปลอดภัยสองค่าคือค่าขอบเขตบนและค่าขอบเขตล่าง ซึ่งสองค่านี้เป็นขอบของค่าตัวเลขสัดส่วนปลอดภัยที่ถูกต้องตามทฤษฎี ดังนั้นหากค่าสัดส่วนปลอดภัยที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธี Limit Equilibrium ไม่ตกอยู่ในช่วงของค่าขอบของวิธี (UBTMA) ก็น่าจะมีความน่าเชื่อถือน้อย

5.4 ตัวอย่างการตรวจสอบความน่าเชื่อถือของผลการวิเคราะห์เสถียรภาพด้วยวิธี Limit Equilibrium

#### 5.4.1 ปัญหาความลาด $45^\circ$ และมีแรงดันน้ำ

ตัวอย่างนี้เป็นความลาด  $45^\circ$  ความสูง 5 เมตร โดยดินมีคุณสมบัติทางกำลัง  $c' = 2 \text{ kN/m}^2$  และ  $\phi' = 25^\circ$  และมี  $r_u = 0.5$  ค่าสัดส่วนปลอดภัยวิเคราะห์ด้วยพื้นผิววิบัติแบบวงกลม ผลการวิเคราะห์แสดงในตารางที่ 5.1 รูปที่ 5.1 และ 5.2 แสดง Thrust Line ของวิธี Spencer และ Morgenstern and Price (M&P) สำหรับการวิเคราะห์ด้วยจำนวนชั้นตั้ง 20 ชั้นและ 80 ชั้นตามลำดับ

วิธี	ค่าสัดส่วน ปลอดภัย, FS	ผลรวมแรงแนวราบ		ผลรวมแรงแนวตั้ง	
		$\sum F_x$ (เมตรกตัน)	% คำนวณน้ำหนักมวลดิน 37.6845 ตัน	$\sum F_y$ (เมตรกตัน)	% คำนวณน้ำหนัก มวลดิน 37.6845 ตัน
Ordinary	1.453	0.323	0.857%	-58.492	155.215 %
Bishop	1.562	-0.420	1.114%	0.000	0%
Spencer	1.570	0.000	0%	0.000	0%
M&P.	1.563	0.000	0%	0.000	0%
UBTMA	1.521 - 1.988				

ตาราง 5. 1 ผลการตรวจสอบความน่าเชื่อถือของการวิเคราะห์เสถียรภาพ กรณีศึกษาที่ 1

จากตารางที่ 5.1 จะเห็นได้ว่า วิธี Ordinary และ Bishop ให้ค่าผลรวมของแรงในแนวราบและแนวตั้งไม่เท่ากับศูนย์ ซึ่งแสดงว่าสองวิธีนี้ไม่มีสมดุลในแนวราบและ/หรือแนวตั้งค่าซีกทั้งวิธี Ordinary ให้ค่าสัดส่วนปลอดภัยต่ำกว่าค่าขอบเขตล่างเมื่อพิจารณารูปที่ 5.1 และ 5.2 Thrust Line ของทั้งวิธี Spencer และ Morgenstern & Price อยู่นอกความลาดไปอย่างมากซึ่งเป็นความไม่สมจริงของผลการวิเคราะห์ โดยความไม่สมจริง ไม่ได้เกิดจากจำนวนชั้นตั้ง ซึ่งเมื่อพิจารณารูปที่ 5.1 และ 5.2 จะพบว่าลักษณะของ Thrust Line ของจำนวนชั้นตั้ง 20 และ 80 ชั้นมีลักษณะคล้ายกัน

#### 5.4.2 ความลาด 1 : 2 มีแรงดันน้ำ

ตัวอย่างนี้เป็นความลาด 1 : 2 ความสูง 5 เมตร โดยดินมีคุณสมบัติทางกำลัง  $C=2 \text{ kN/m}^2$  และ  $\phi=25^\circ$  และมี  $R_u=0.5$  ผู้เขียนวิเคราะห์ค่าสัดส่วนปลอดภัยด้วยพื้นผิววิบัติวิกฤติแบบวงกลม ผลการวิเคราะห์แสดงในตารางที่พื้นผิววิบัติที่ได้นั้น จะได้พื้นผิวเดียวกันทุกวิธียกเว้นวิธี Ordinary รูปที่ 5.3 แสดงการเปรียบเทียบพื้นผิววิกฤติของวิธีต่างๆรูปที่ 5.4 แสดง Thrust Line ของวิธี Spencer และ Morgenstern and Price จำนวนชั้นตั้ง 20 ชั้น รูปที่ 5.5 แสดง Thrust Line ของวิธี Spencer และ Morgenstern and Price จำนวนชั้นตั้ง 80 ชั้น จากตารางที่ 5.2 จะเห็นได้ว่า วิธี Ordinary และ Bishop ค่าผลรวมของแรงในแนวราบและแนวตั้งไม่เท่ากับศูนย์

วิธี	ค่าสัดส่วน ปลอดภัย, FS	ผลรวมแรงแนวราบ		ผลรวมแรงแนวตั้ง	
		$\sum F_x$ (เมตริกตัน)	% ต่อน้ำหนักมวลดิน 74.416 ตัน	$\sum F_y$ (เมตริกตัน)	% ต่อน้ำหนัก มวลดิน 74.416 ตัน
Ordinary	1.901	1.746	2.346%	-129.233	173.663%
Bishop	2.074	-2.141	2.877%	0.000	0%
Spencer	2.074	0.000	0%	0.000	0%
M&P	2.074	0.000	0%	0.000	0%
UBTMA	1.911 - 1.977				

ตาราง 5. 2 ผลการตรวจสอบความน่าเชื่อถือของการวิเคราะห์เสถียรภาพ กรณีศึกษาที่ 2

อีกทั้งสัดส่วนปลอดภัยจากวิธี Ordinary ให้ค่าสัดส่วนปลอดภัยต่ำกว่าค่าขอบเขตล่าง เมื่อพิจารณารูปที่ 5.3 และ 5.4 Thrust Line ของทั้งวิธี Spencer และ Morgenstern & Price อยู่นอกความลาดไปอย่างมากซึ่งเป็นความไม่สมจริงของผลการวิเคราะห์ โดยความไม่สมจริง ไม่ได้เกิดจากจำนวนชั้นตั้ง ซึ่งเมื่อพิจารณารูปที่ 5.3 และ 5.4 จะพบว่าลักษณะของ Thrust Line ของจำนวนชั้นตั้ง 20 และ 80 ชั้นมีลักษณะคล้ายกัน

#### 5.4.3 ความลาด 1 : 2 ไม่มีแรงดันน้ำ

ตัวอย่างนี้เป็นความลาด 1 : 2 ความสูง 5 เมตร คุณสมบัติดิน  $C=2 \text{ t/m}^2$  และ  $\phi=0^\circ$  และมี  $R_u=0.0$  ผู้เขียนทำการวิเคราะห์ค่าสัดส่วนปลอดภัยด้วยพื้นผิววิถีแบบวงกลม ซึ่งผลการวิเคราะห์แสดงในตารางที่ 5.3 พื้นผิววิกฤติในทุกวิธีได้ระนาบเดียวกัน รูปที่ 5.6 แสดง

วิธี	ค่าสัดส่วน ปลอดภัย, FS	ผลรวมแรงแนวราบ		ผลรวมแรงแนวตั้ง	
		$\sum F_x$ (เมตริกตัน)	% ต่อน้ำหนักมวลดิน 291.453 ตัน	$\sum F_y$ (เมตริกตัน)	% ต่อน้ำหนัก มวลดิน 291.453 ตัน
Ordinary	1.189	2.759	0.423%	-525.216	180.206%
Bishop	1.189	-3.404	1.167%	0.000	0%
Spencer	1.189	-0.005	0%	0.000	0%
M&P	1.189	0.000	0%	0.000	0%
UBTMA	1.146-1.534				

ตาราง 5.3 ผลการตรวจสอบความน่าเชื่อถือของการวิเคราะห์เสถียรภาพ กรณีศึกษาที่ 3

Thrust Line ของวิธี Spencer และ Morgenstern & Price จากตารางที่ 5.3 จะเห็นได้ว่า วิธี Ordinary และ Bishop ให้ค่าผลรวมของแรงในแนวราบและแนวตั้งไม่เท่ากับศูนย์แสดงว่าสองวิธีนี้ไม่มีสมมูลในแนวราบและหรือแนวตั้ง เมื่อพิจารณารูปที่ 5.6 Thrust Line ของทั้งวิธี Spencer และ Morgenstern & Price อยู่นอกความลาดไปอย่างมากซึ่งเป็นความไม่สมจริงของผลการวิเคราะห์

#### 5.4.3 ความลาดในกรณีชายฝั่งทะเลราบเรียบ

ตัวอย่างนี้เป็นความลาดที่มีชั้นดินซับซ้อนรวมทั้งมีแรงดันน้ำสูงรายละเอียดของความลาดและการวิเคราะห์โดยละเอียด แสดงอยู่ในบทถัดไป ผู้เขียนทำการวิเคราะห์ค่าสัดส่วนปลอดภัยด้วยพื้นผิววิกฤติแบบวงกลม รูปที่ 5.7 แสดงการเปรียบเทียบพื้นผิววิกฤติในวิธีต่างๆ ผลการวิเคราะห์แสดงในตารางที่ 5.4 รูปที่ 5.8 แสดง Thrust Line ของวิธี Morgenstern &

วิธี	ค่าสัดส่วนปลอดภัย, FS	ผลรวมแรงแนวราบ		ผลรวมแรงแนวตั้ง	
		$\sum F_x$ (เมตริกตัน)	% คำนวณน้ำหนักมวลดิน 1927.268 ตัน	$\sum F_y$ (เมตริกตัน)	% คำนวณน้ำหนัก มวลดิน 1927.268 ตัน
Ordinary	0.715	-63.909	3.316%	-3900.176	202.368%
Bishop	1.206	-7.892	0.409%	0.000	0%
Spencer	1.211	-0.036	0.001%	-0.001	0%
M&P	1.203	0.019	0%	0.000	0%
UBTMA	1.169-1.871				

ตาราง 5. 4 ผลการตรวจสอบความน่าเชื่อถือของการวิเคราะห์เสถียรภาพ กรณีศึกษาที่ 4

Price จากตารางที่ 5.4 ผลการวิเคราะห์ในวิธี Ordinary ให้ค่าผลรวมของแรงในแนวราบและแนวตั้งไม่เท่ากับศูนย์และทิศทางของแรงเฉือนที่ฐานชั้นย่อยบางชั้นมีทิศทางตามการเคลื่อนตัวของความลาด ซึ่งความเป็นจริงแล้วทิศทางของแรงเฉือนที่ฐานชั้นย่อยในทุกๆ ชั้นควรจะสวนทางกับการเคลื่อนตัวของความลาด และเมื่อเทียบกับค่าขอบเขตบนและล่างด้วยวิธี UBTMA แล้วพบว่าค่าสัดส่วนปลอดภัยอยู่นอกขอบเขต แสดงว่าผลการวิเคราะห์ห่างไกลจากความเป็นจริงไปอย่างมาก ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี Bishop ให้ค่าผลรวมของแรงในแนวราบไม่เท่ากับศูนย์ ซึ่งทำให้ผลการวิเคราะห์มีข้อผิดพลาดอยู่พอสมควร เมื่อพิจารณารูปที่ 5.8 Thrust Line ของวิธี Morgenstern & Price อยู่ในความลาดและเป็นเส้นที่มีความต่อเนื่องและไม่มีผลการวิเคราะห์ที่แสดงความไม่สมจริงแสดงว่า ผลการวิเคราะห์มีความน่าเชื่อถือใช้ได้



## 5.5 ข้อคิดเห็นในการตรวจสอบความน่าเชื่อถือของการวิเคราะห์เสถียรภาพด้วยวิธีการต่างๆ

จากตัวอย่างการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดในหัวข้อที่แล้วและตัวอย่างของความลาดของกรณีศึกษาในบทที่แล้วพบว่าในทุกๆ ตัวอย่าง ค่าแรงรวมในทิศทางตั้งและราบของวิธี Ordinary method มีค่าไม่เท่ากับศูนย์อีกทั้งยังห่างจากค่าศูนย์เป็นอย่างมาก ผลเช่นนี้ไม่เป็นที่น่าแปลกใจ เนื่องจากว่า วิธี Ordinary ไม่ได้ใช้สมการรวมแรงในทิศทางราบและทิศทางตั้งในการคำนวณค่าสัดส่วนความปลอดภัย ดังนั้น ในวิธีนี้  $\sum F_x$  และ/หรือ  $\sum F_y$  อาจจะไม่เท่ากับศูนย์หรือไม่ก็ได้ และในทุกๆ ตัวอย่างของผลการวิเคราะห์ความลาดด้วยวิธี Bishop ค่าผลรวมแรงในแนวตั้งมีค่าเท่ากับศูนย์ และ ค่าผลรวมแรงในแนวราบมีค่าไม่เท่ากับศูนย์แต่จะห่างจากศูนย์ไม่มากนัก สำหรับวิธี Bishop เนื่องจากการคำนวณค่าแรง  $N$  ได้ใช้สมการรวมแรงในแนวตั้งกับทุกๆ ชั้นดินแนวตั้ง แต่ไม่ได้ใช้สมการรวมแรงในแนวราบ ดังนั้น  $\sum F_y = 0$  จึงควรได้ผลเช่นนั้น แต่  $\sum F_x$  อาจจะไม่เท่ากับศูนย์หรือไม่ก็ได้ ซึ่งโดยพื้นฐานของการวิเคราะห์ของสองวิธีนี้จะใช้สมการสมดุลโมเมนต์เท่านั้นในการวิเคราะห์หาค่าสัดส่วนความปลอดภัย

จากตัวอย่างและในกรณีศึกษาเดียวกันด้วยการวิเคราะห์ด้วยวิธี Spencer และ Morgenstern & Price พบว่าในเกือบทุกๆ ตัวอย่าง ค่าผลรวมแรงในแนวตั้งและแนวราบมีค่าเท่ากับศูนย์นอกจากนั้นจะมีค่าห่างจากศูนย์ไปน้อยมากๆ ผลดังกล่าวก็ไม่ใช่ที่น่าแปลกใจเช่นกัน เนื่องจาก วิธี Spencer และ Morgenstern & Price ได้ใช้สมการสมดุลของแรงทั้งทิศทางแนวราบและแนวตั้ง ดังนั้น ผลรวมของแรงในทั้ง 2 ทิศทาง  $\sum F_x$  และ  $\sum F_y$  จึงต้องมีค่าเท่ากับศูนย์ อย่างไรก็ตาม ค่าที่แปลกออกไปอาจเกิดจากผลทางเทคนิคซึ่งเป็นปัญหาของการคำนวณด้วยวิธีการคูณและการหารโดยทั่วไป แต่จุดที่น่าสนใจของทั้งสองวิธีนี้คือข้อสมมติของแรงด้านข้างที่ใช้ในการวิเคราะห์ ซึ่งวิธีการตรวจสอบข้อสมมตินี้คือตำแหน่งของแรงด้านข้างหรือ Thrust line จากตัวอย่างและกรณีทั้งหมดส่วนใหญ่แล้ว Thrust line จะอยู่ในความลาดและมีความต่อเนื่องกันดี ดังนั้นวิธีการวิเคราะห์ความน่าเชื่อถือของวิธีทั้งสองนี้ควรวิเคราะห์ดูจาก Thrust line

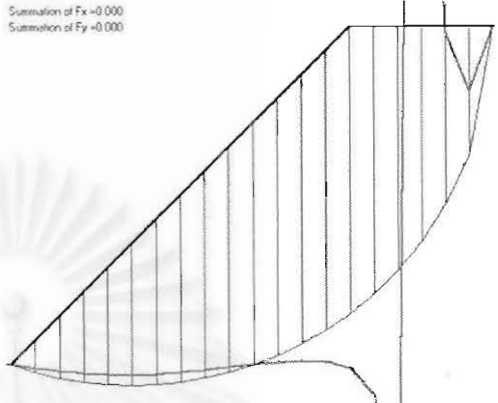
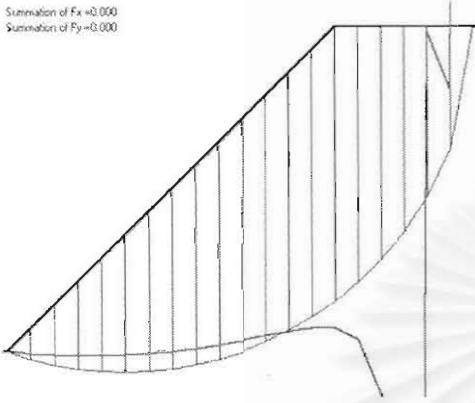
ในความคิดเห็นของผู้เขียน เมื่อจะวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดหนึ่งเพื่อต้องการผลการวิเคราะห์ที่น่าเชื่อถือและถูกต้องสูง ไม่ควรใช้วิธี Ordinary Method และ วิธี Bishop แต่ควรใช้วิธี General Limit Equilibrium ที่ใช้สมการสมดุลของแรงและโมเมนต์ควบคู่กัน เช่น วิธี Spencer และ Morgenstern and Price และเลือกใช้ข้อสมมติแรงระหว่างชั้นย่อยให้เหมาะสมโดยทั่วไปวิธี Spencer ก็น่าจะเป็นวิธีที่น่าเลือกใช้โดยทั่วไป แต่อย่างไรก็ดีไม่ว่าจะใช้ข้อสมมติใดในการคำนวณก็ต้องตรวจสอบความน่าเชื่อถือของการคำนวณด้วยการวิเคราะห์ Thrust

line หาก Thrust line ไม่ออกจากความลาดและมีความต่อเนื่องกันดี ผลการวิเคราะห์ของทั้งสองวิธีนี้ก็มีความน่าเชื่อถือ รวมทั้งการตรวจสอบค่าสัดส่วนปลอดภัยโดยวิธี UBMTA จะยืนยันความน่าเชื่อถือมากขึ้นอีก



Summation of  $F_x = 0.000$   
Summation of  $F_y = 0.000$

Summation of  $F_x = 0.000$   
Summation of  $F_y = 0.000$



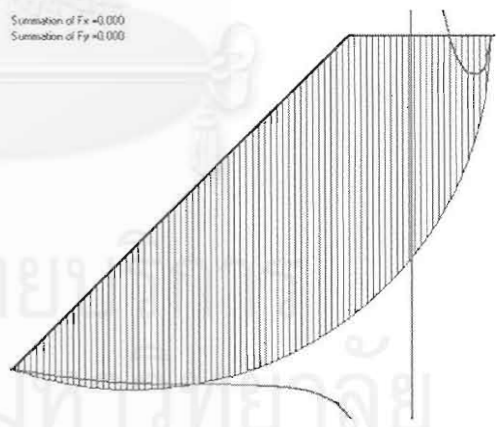
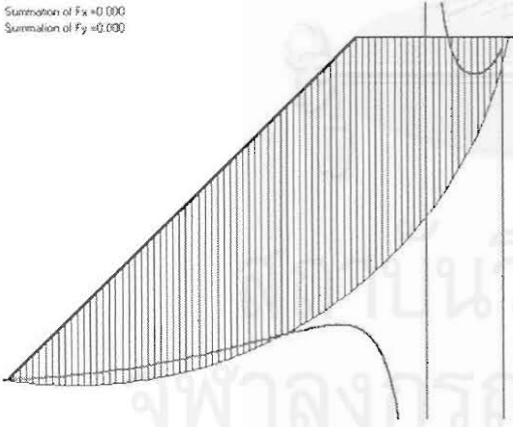
Spencer's Method - 20 Slice

Morgenstern & Price Method - 20 Slice

รูปที่ 5.1 Thrust Line ของกรณี 5.1 โดยวิเคราะห์หั่นตั้ง 20 ชั้น

Summation of  $F_x = 0.000$   
Summation of  $F_y = 0.000$

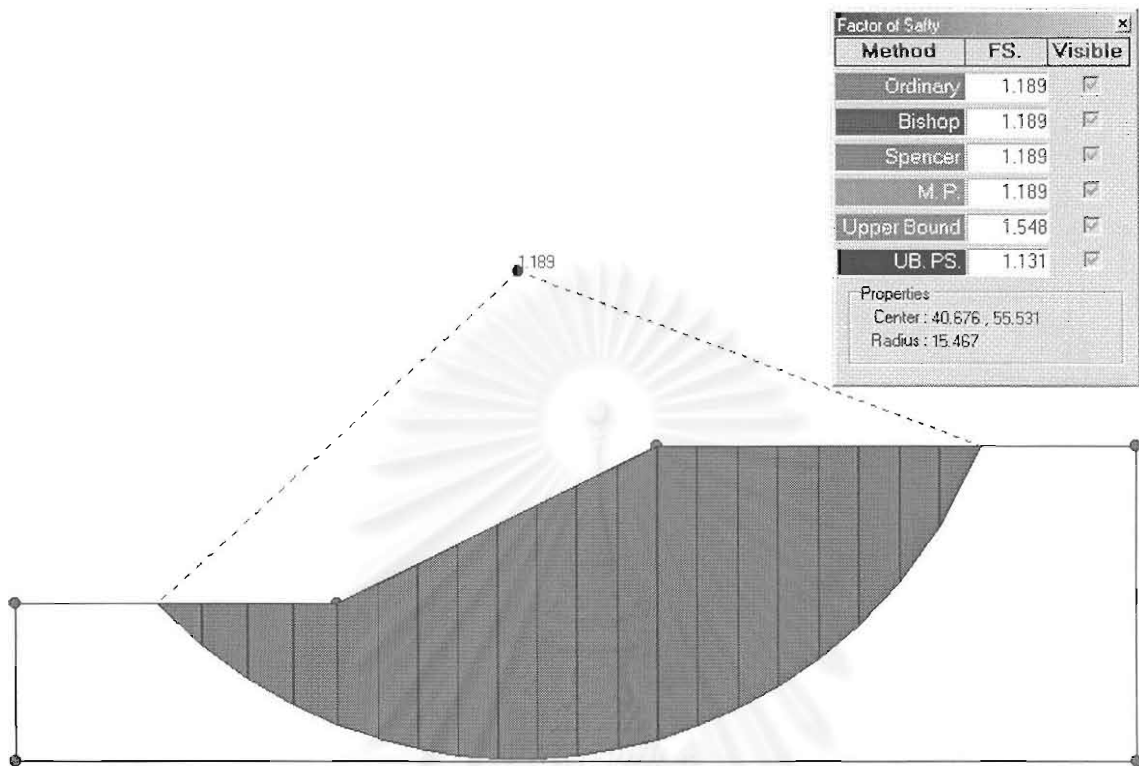
Summation of  $F_x = 0.000$   
Summation of  $F_y = 0.000$



Spencer's Method - 80 Slice

Morgenstern & Price - 80 Slice

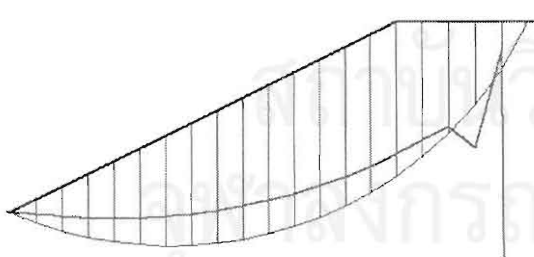
รูปที่ 5.2 Thrust Line ของกรณี 5.1 โดยวิเคราะห์หั่นตั้ง 80 ชั้น



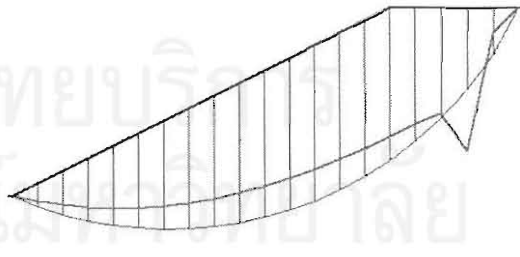
รูปที่ 5.3 การเปรียบเทียบพื้นผิววิกฤติของวิธีต่างๆ

Summation of Fx =0.000  
Summation of Fy =0.000

Summation of Fx =0.000  
Summation of Fy =0.000



Spencer's Method - 20 Slice

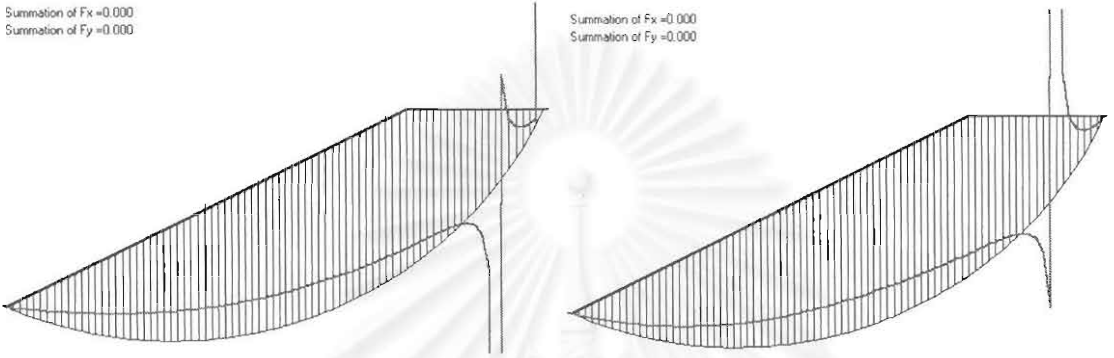


Morgenstern & Price Method - 20 Slice

รูปที่ 5.4 Thrust Line ของกรณี 5.2 โดยวิเคราะห์ห้ขึ้นดิ่ง 20 ชั้น

Summation of  $F_x = 0.000$   
Summation of  $F_y = 0.000$

Summation of  $F_x = 0.000$   
Summation of  $F_y = 0.000$



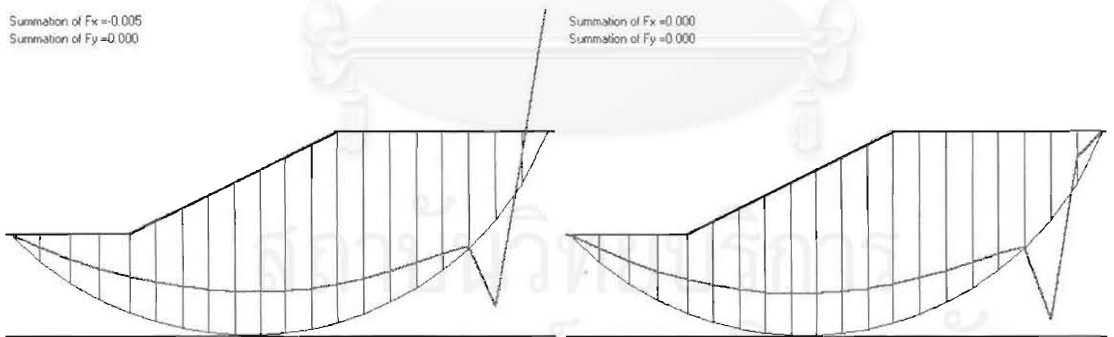
Spencer's Method - 80 Slice

Morgenstern & Price - 80 SLice

รูปที่ 5.5 Thrust Line ของกรณี 5.2 โดยวิเคราะห์ห้ขึ้นดิ่ง 80 ชั้น

Summation of  $F_x = -0.005$   
Summation of  $F_y = 0.000$

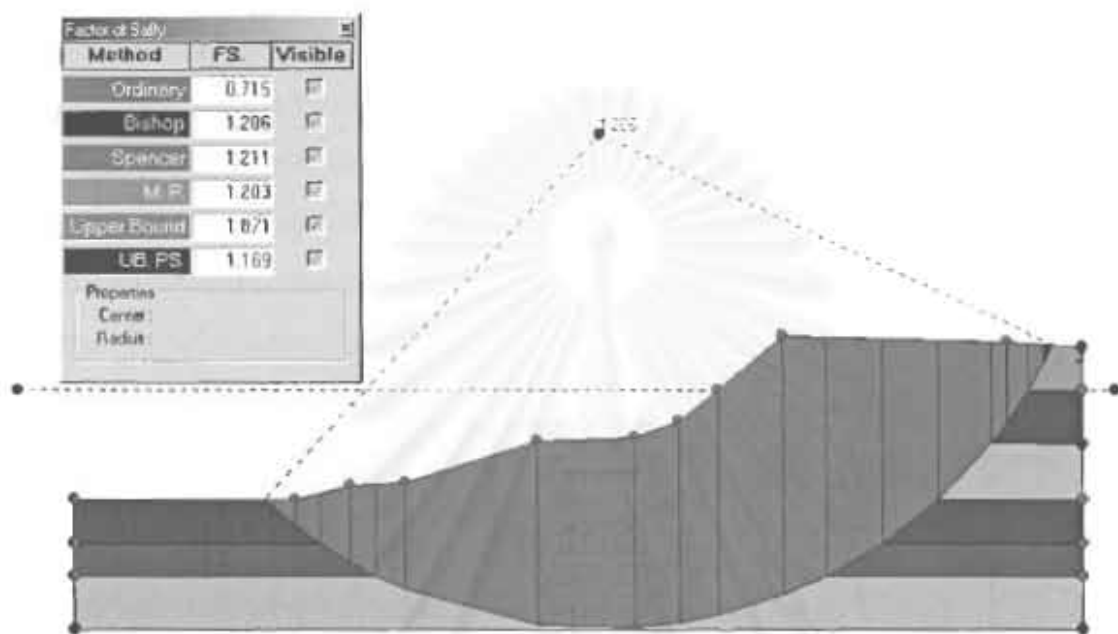
Summation of  $F_x = 0.000$   
Summation of  $F_y = 0.000$



Spencer's Method

Morgenstern & Price Method

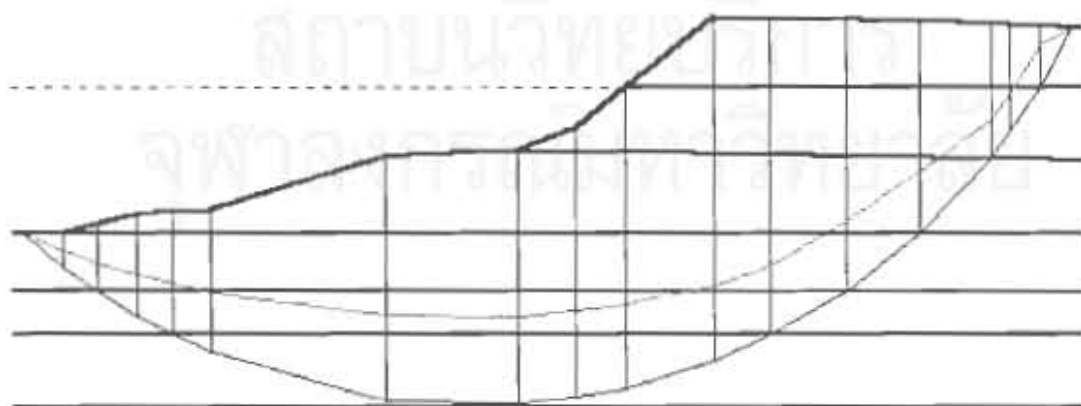
รูปที่ 5.6 Thrust Line ของกรณี 5.3 โดยวิเคราะห์ห้ขึ้นดิ่ง 20 ชั้น



รูปที่ 5. 7 เปรียบเทียบระนาบวิกฤตในวิธีต่างๆ

Summation of  $F_x = 0.019$

Summation of  $F_y = 0.000$



รูปที่ 5. 8 Thrust Line ของกรณีชายฝั่งทะเลแบบราศีล วิเคราะห์โดยวิธี Morgenstern & Price

## บทที่ 6

### การทดสอบกับกรณีศึกษา

#### 6.1 บทนำ

ในบทนี้ผู้เขียนนำเสนอผลการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดด้วยวิธี UBMA สำหรับกรณีศึกษาที่เกิดการวิบัติขึ้นจริงโดยรวบรวมจากกรณีต่างๆ จากหลายประเทศ ผลการวิเคราะห์แสดงอยู่ในรูปของค่าขอบเขตบนและค่าขอบเขตล่างของค่าสัดส่วนความปลอดภัย นอกจากนี้ยังได้นำเสนอ ผลการวิเคราะห์โดยวิธี General Limit Equilibrium ซึ่งจะใช้วิธี Spencer และ/หรือ Morgenstern & Price Method โดยใช้ฟังก์ชันความลาดของแรงลัพธ์ระหว่างชั้นดินในแนวตั้งในรูป Half-Sine Function วัตถุประสงค์ของบทนี้มุ่งเน้นเสนอลักษณะการประยุกต์ใช้งานการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดด้วยวิธี UBMA กับความลาดที่วิบัติจริง และใช้ผลการวิเคราะห์เป็นเครื่องยืนยันว่าวิธีที่นำเสนอนี้เหมาะสมและมีความแม่นยำและสามารถนำมาใช้วิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดในทางปฏิบัติได้จริงรวมทั้งตรวจสอบและเปรียบเทียบความแม่นยำของการวิเคราะห์เสถียรภาพด้วยวิธี Limit Equilibrium Method

#### 6.2 การวิเคราะห์หาค่าสัดส่วนปลอดภัยที่ต่ำที่สุด (Minimum Factor Safety)

สำหรับการวิเคราะห์กับกรณีศึกษาที่วิบัติขึ้นจริงนี้ ผู้เขียนได้คำนวณหาค่าสัดส่วนปลอดภัยที่ต่ำที่สุด (Minimum Factor of Safety) ในสองลักษณะคือ ค่าสัดส่วนปลอดภัยที่ต่ำที่สุดของพื้นผิววิบัติแบบวงกลม (Circular Failure Surface) และค่าสัดส่วนปลอดภัยที่ต่ำที่สุดของพื้นผิววิบัติแบบไม่เป็นวงกลม (Non-Circular Failure Surface) สำหรับการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดด้วยวิธี General Limit Equilibrium จะใช้การคำนวณแบบ Ordinary Method, Bishop's Simplified Method, Spencer Method และ Morgenstern & Price Method โดยใช้ฟังก์ชันของความชันของแรงลัพธ์ระหว่างชั้นดินในแนวตั้งในรูป Half-Sine Function จากนั้นนำพื้นผิวของแต่ละวิธีที่ได้นี้มาวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดด้วยวิธี UBMA เหตุผลที่ผู้เขียนใช้วิธี General Limit Equilibrium ในการหาค่าสัดส่วนปลอดภัยที่ต่ำที่สุดเนื่องจากว่า วิธีการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดด้วยวิธี UBMA ยังไม่เหมาะสมกับการนำมาหาค่าสัดส่วนปลอดภัยที่ต่ำที่สุดด้วยการค้นหาแบบสุ่ม (Random Search) เนื่องจากการหาค่าสัดส่วนปลอดภัยที่ต่ำที่สุดของปัญหา Upper Bound โดยใช้ Linear Programming ด้วยวิธี Simplex Method ยังไม่มีประสิทธิภาพเพียงพออีกทั้งความเร็วของคอมพิวเตอร์ส่วนบุคคลในปัจจุบัน (พ.ศ. 2544) ยังไม่สามารถประมวลผลให้ได้ในเวลาที่ยอมรับได้ แต่ผู้เขียนคิดว่าอีกไม่เกิน 10 ปี ด้วยความเร็วของคอมพิวเตอร์ส่วนบุคคลในยุคนั้น จะสามารถทำการประมวลผลให้ได้ในเวลาที่น่าพอใจ

การวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดเพื่อหา ค่าสัดส่วนปลอดภัยที่ต่ำที่สุดด้วยวิธี General Limit Equilibrium ผู้เขียนใช้โปรแกรม AutoSLOPE 2001 ทำการวิเคราะห์เพื่อหาพื้นผิววิกฤติของค่าสัดส่วนปลอดภัยที่ต่ำที่สุดของ ทั้งแบบวงกลมและไม่เป็นวงกลม และใช้พื้นผิววิกฤติวิฤติมาวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดด้วยวิธี UBTMA ได้ ซึ่งผลการวิเคราะห์แสดงอยู่ในส่วนถัดไป

### 6.3 ผลการทดสอบของกรณีการศึกษา

#### 6.3.1 กรณีการวิเคราะห์ของชายฝั่งทะเลประเทศ บราซิล Ladd et al (1993)

กรณีศึกษาอ้างอิงจากบทความของ Ladd et al (1993) กรณีที่เป็นกรณีการวิเคราะห์ของความลาดชายฝั่งทะเลประเทศบราซิลเนื่องจากการถมดินเพื่อทำการก่อสร้างท่าเทียบเรือเพื่อขนถ่ายสินค้า ความลึกของน้ำทะเลบริเวณที่ถมดินเพื่อทำการก่อสร้างประมาณ 10.20 เมตร โดยหินถม 5 เมตรแรก ถมให้มีลักษณะเป็น Berm เพื่อเป็นส่วนเพิ่มเสถียรภาพรูปเรขาคณิตของความลาดและคุณสมบัติของดินแสดงในรูปที่ 6.1

ผิวดินเดิมอยู่ที่ระดับ  $-10.20$  เมตร ลักษณะชั้นดิน ประกอบด้วย ททรายในช่วง  $4.00$  เมตรแรกมีมุมเสียดทานประมาณ  $35^{\circ}$  และในชั้นลึกลงไปเป็นดินเหนียวอ่อน Sergipe (Plastic Sergipe Clay) คุณสมบัติทางกำลังทดสอบโดย Vane Test ตั้งแต่ระดับ  $-14.2$  เมตรถึงระดับ  $-17.2$  เมตรหน่วยกำลังรับแรงเฉือนเท่ากับ  $1.55$  ตัน/เมตร<sup>2</sup> จากระดับนี้ลงไปหน่วยกำลังรับแรงเฉือนเพิ่มขึ้นเรื่อยๆ จนเท่ากับ  $2.4$  ตัน/เมตร<sup>2</sup> ที่  $-22.20$  เมตร ระดับลึกลงไปเป็นทรายแน่นซึ่งถือว่าเป็นชั้นดินแข็ง (Rigid Base) หินถมมีมุมเสียดทานประมาณ  $53^{\circ}$

ผู้เขียนได้วิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดด้วยพื้นผิววิกฤติแบบวงกลมและพื้นผิววิกฤติแบบไม่เป็นวงกลม โดยพื้นผิววิกฤติแบบไม่เป็นวงกลมที่ใช้นั้น ทำการวิเคราะห์ด้วย Spencer Method โดยใช้จุดสัมผัส 4 จุด และทำการวิเคราะห์ด้วย Morgenstern & Price Method โดยใช้จุดสัมผัส 4 และ 6 จุด ตาราง 6.1 สรุปค่าการวิเคราะห์เสถียรภาพ รูปที่ 6.2 แสดงพื้นผิววิกฤติวิฤติแบบวงกลมของแต่ละวิธีที่วิเคราะห์ได้



วิธีการวิเคราะห์ - ชนิดของพื้นผิววิบัติ	ค่าสัดส่วนปลอดภัยที่ต่ำที่สุด, FS	
	Limit Equilibrium Method	UBTMA. ZSI. – FSI.
Ordinary – วงกลม	1.491	1.799 - 2.081
Bishop – วงกลม	1.206	1.169 - 1.819
Spencer – วงกลม	1.211	1.169 - 1.819
Morgenstern & Price – วงกลม	1.203	1.169 - 1.819
Spencer – ไม่เป็นวงกลม จุดสัมผัส 4 จุด	1.086	1.000 - 1.533
Morgenstern & Price – ไม่เป็นวงกลม จุดสัมผัส 4 จุด	1.065	1.000 - 1.873
Morgenstern & Price – ไม่เป็นวงกลม จุดสัมผัส 6 จุด	0.991	0.938 - 1.632

ตาราง 6. 1 ค่าสัดส่วนปลอดภัยกรณีการวิบัติของชายฝั่งทะเลประเทศ บราซิล (Ladd et al, 1993)

จากผลการวิเคราะห์พื้นผิววิบัติแบบวงกลมมีจุดที่น่าสนใจคือ ผลของวิธี Ordinary ให้ค่าที่วิเคราะห์โดย Limit Equilibrium ต่ำกว่าค่าขอบล่างของวิธี UBTMA อยู่มากซึ่งผู้เขียนวิเคราะห์ว่าเกิดได้จากความไม่มีประสิทธิภาพของวิธีนี้เมื่อใช้กับปัญหาที่ดินมีมุมเสียดทานสูงและมีแรงดันน้ำสูง พื้นผิววิบัติวิกฤติของวิธี Bishop, Spencer และ Morgenstern & Price ได้พื้นผิววิบัติวิกฤติเดียวกันและมีค่าสัดส่วนปลอดภัยจาก Limit Equilibrium ใกล้เคียงกัน นอกจากนี้ค่าสัดส่วนปลอดภัยของวิธีเหล่านี้ ยังตกอยู่ในขอบเขตของวิธี UBTMA รูปที่ 6.3 แสดงทิศทางของการเสีรูปและการเคลื่อนตัวจากการวิเคราะห์ค่าขอบเขตบน

การวิเคราะห์ด้วยพื้นผิววิบัติแบบไม่เป็นวงกลมผู้เขียนใช้วิธี Spencer ด้วยจุดสัมผัสแบบ 4 จุด และวิธี Morgenstern & Price ด้วยจุดสัมผัส 4 และ 6 จุด ซึ่งในขั้นตอนแรก ทำการวิเคราะห์ทั้งสองวิธีโดยใช้จุดสัมผัส 4 จุด ก่อน ซึ่งได้ค่าสัดส่วนปลอดภัยจาก Limit Equilibrium ประมาณ 1.06 ถึง 1.08 จากนั้นลองเพิ่มจุดสัมผัสเป็น 6 จุดในวิธี Morgenstern & Price ปรากฏว่าได้พื้นผิววิบัติวิกฤติที่ให้ค่าสัดส่วนปลอดภัยต่ำลง รูปที่ 6.4 แสดงการเสีรูปและทิศทางของการเคลื่อนตัวเสมือนของการวิเคราะห์ค่าขอบบนจากพื้นผิววิบัติวิกฤติจากวิธี Spencer ด้วยจุดสัมผัส 4 จุด ตามลำดับ รูปที่ 6.5 แสดงทิศทางของการเสีรูปและการเคลื่อนตัวของ การวิเคราะห์ค่าขอบบน

จากพื้นผิววิบัติวิกฤติจากวิธี Morgenstern & Price ด้วยจุดสัมผัส 6 จุด จากตารางที่ 6.1 จะเห็นได้ว่าพื้นผิววิกฤติแบบ 6 จุดจะให้ค่าสัดส่วนปลอดภัยที่ต่ำกว่าพื้นผิววิบัติแบบ 4 จุด

สรุปผลการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดกรณีนี้ การวิเคราะห์ของพื้นผิววิบัติวิกฤติจากวิธี Morgenstern & Price ด้วยจุดสัมผัส 6-จุด จะให้ผลการวิเคราะห์ว่าความลาดจะเกิดการวิบัติ โดยมีค่าสัดส่วนปลอดภัย เท่ากับ 0.991 และเมื่อตรวจสอบความน่าเชื่อถือ โดยพิจารณาตำแหน่ง Thrust Line และผลรวมแรงในแนวต่างๆ แล้วให้ผลเป็นที่น่าพอใจภาพการตรวจสอบแสดงในรูปที่ 6.6 นอกจากนั้นค่า FS ของ Morgenstern & Price ก็ยังคงอยู่ในช่วง FS ของวิธี UBMA ซึ่งมีช่วง 0.938-1.632 อย่างไรก็ตาม ค่าช่วงนี้ ยังห่างกันมากอยู่ซึ่งแสดงว่าผลของการวิเคราะห์ด้วยวิธี UBMA ยังมีความไม่แม่นยำเพียงพอ

### 6.3.2 กรณีการวิบัติที่ Saint-Alban ประเทศ คานาดา (Naresh, 1977)

กรณีนี้เป็นการก่อสร้างคันดินทดสอบเมื่อปี ค.ศ. 1974 อ้างอิงจากวิทยานิพนธ์ระดับปริญญาโทของ Naresh (1977) เพื่อศึกษาพฤติกรรมแบบไม่ระบายน้ำ (Short Term Behavior) ของดินเหนียวอ่อน Champlain ซึ่งเป็นดินเหนียวที่ตกตะกอนในทะเล (Marine Clay) ก่อนการวิบัติ ลักษณะคันดินที่ก่อสร้างมีความสูง 3.90 เมตร ความลาดด้านที่วิบัติคือ 2 : 3 ความลาดอีกฝั่งหนึ่งมีค่า 2 : 3 เช่นเดียวกันแต่ มี Berm ยาว 7.61 เมตร สูง 1.52 เมตร รูปเรขาคณิตของความลาดและคุณสมบัติของดินแสดงอยู่ในรูปที่ 6.7

ลักษณะชั้นดินในบริเวณทดสอบ ระดับ 0.0 - 1.0 เมตรแรกเป็นหน้าดินและดินเหนียวแข็ง (Crust Clay) มี Over Consolidation Ratio (OCR) = 2.0 คุณสมบัติทางกำลังรับแรงเฉือนหาจากการใช้ Vane test มีค่ากำลังหน่วยแรงเฉือนเท่ากับ,  $3.0 \text{ t/m}^2$  ในระดับ 1.0 - 9.0 เมตรเป็นดินเหนียวอ่อนปากแม่น้ำ การหาค่าคุณสมบัติทางกำลังของดินเหนียวหาจากการใช้ Vane test มีหน่วยน้ำหนักประมาณ  $1.65 \text{ t/m}^3$  ระดับน้ำอยู่ที่ 0.6 เมตร ในส่วนของดินถมมีค่ามุมเสียดทานประมาณ  $44^\circ$

ในการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดผู้เขียนได้วิเคราะห์หาค่าสัดส่วนปลอดภัยโดยใช้พื้นผิววิบัติวิกฤติของทั้งแบบวงกลมและไม่เป็นวงกลม ในส่วนพื้นผิววิบัติวิกฤติแบบไม่เป็นวงกลม ผู้เขียนได้เพิ่มจุดสัมผัสมากขึ้นเรื่อยๆ จนได้ค่าสัดส่วนปลอดภัยน้อยที่สุดตาราง 6.2 สรุปค่าสัดส่วนปลอดภัยจากการวิเคราะห์เสถียรภาพในแต่ละวิธีและแต่ละพื้นผิว รูปที่ 6.8

และ 6.9 แสดงพื้นผิววิบัติวิกฤติและค่าสัดส่วนปลอดภัยของพื้นผิวแบบวงกลมและพื้นผิวแบบไม่เป็นวงกลมตามลำดับ

วิธีการวิเคราะห์ – ชนิดของพื้นผิววิบัติ	ค่าสัดส่วนปลอดภัยที่ต่ำที่สุด	
	Limit Equilibrium Method	UBTMA. ZSI. – FSI.
Ordinary – วงกลม	1.199	1.221 - 1.933
Bishop – วงกลม	1.309	1.211 - 1.931
Spencer – วงกลม	1.303	1.211 - 1.931
Morgenstern & Price – วงกลม	1.307	1.211 - 1.931
Ordinary – ไม่เป็นวงกลม	1.312	1.232 - 1.937
Bishop – ไม่เป็นวงกลม	1.284	1.229 - 1.932
Spencer – ไม่เป็นวงกลม	1.196	1.120 - 1.677
Morgenstern & Price – ไม่เป็นวงกลม	1.205	1.138 - 1.712

ตาราง 6.2 ค่าสัดส่วนปลอดภัยกรณีการวิบัติที่ Saint-Alban ประเทศ คานาดา (Naresh, 1977)

จากการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดแบบวงกลม พื้นผิววิบัติวิกฤติที่ให้ค่าสัดส่วนปลอดภัยต่ำที่สุด คือ พื้นผิวจากวิธี Spencer ซึ่งเป็นพื้นผิวเดียวกันกับวิธี Bishop และ Morgenstern & Price การวิเคราะห์ด้วย Ordinary Method ให้พื้นผิวที่ต่างออกไปรวมทั้งยังให้ค่าสัดส่วนปลอดภัยด้วยวิธี Limit Equilibrium ที่ไม่น่าเชื่อถือเนื่องจากมีค่าต่ำกว่าค่าของขอบเขตล่างด้วยวิธี UBTMA รูปที่ 6.10 แสดงการเสถียรรูปเสมือนและทิศทางของการเคลื่อนตัวของค่าขอบบนจากพื้นผิววิบัติวิกฤติแบบวงกลมจากวิธี Spencer และจากการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดแบบไม่เป็นวงกลมพื้นผิววิบัติวิกฤติที่ให้ค่าสัดส่วนปลอดภัยต่ำที่สุดคือพื้นผิวจากวิธี Spencer รูปที่ 6.11 แสดงการเสถียรรูปเสมือนและทิศทางของการเคลื่อนตัวของค่าขอบบนจากพื้นผิววิบัติวิกฤติแบบไม่เป็นวงกลมจากวิธี Spencer

จากผลการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดนี้ถึงแม้ว่าค่า FS ของการคำนวณด้วยวิธี Spencer FS = 1.196 และ UBTMA FS = 1.120-1.677 จะมีค่ามากกว่า 1.0 อย่างไรก็ตาม ผู้เขียนมีความเห็นว่า ความลาดนี้มีค่าสัดส่วนปลอดภัยไม่เพียงพอ คือ FS มีค่าเกือบเท่ากับ

1.0 ซึ่งหมายถึง ความไม่มีเสถียรภาพในขณะนั้น ดังนั้นจึงสรุปได้ว่าทั้งวิธี Spencer และ UBMA สามารถคาดคะเนได้ในกรณีนี้ นอกจากนั้นเป็นที่น่าสังเกตว่าค่าสัดส่วนปลอดภัยจากวิธี Limit Equilibrium ต่ำกว่าค่าขอบล่างจากวิธี UBMA เพียงเล็กน้อย เมื่อตรวจสอบความน่าเชื่อถือของพื้นผิวนั้นในวิธี Limit Equilibrium พบว่ามีความน่าเชื่อถือดี รูปที่ 6.12 แสดงความน่าเชื่อถือของการวิเคราะห์ด้วยวิธี Limit Equilibrium

### 6.3.3 กรณีการวิบัติของทางหลวง 3261 ประเทศไทย (ชัยวัฒน์, 2543)

กรณีความลาดนี้ อ้างอิงจากวิทยานิพนธ์ระดับปริญญาโทของชัยวัฒน์ (2543) ความเป็นมาของทางหลวงหมายเลข 3261 นั้นเดิมก่อสร้างและดูแลโดยกรมชลประทานต่อมากรมทางหลวงได้รับช่วงต่อและปรับปรุงเป็นทางหลวงเมื่อปี พ.ศ.2541 ก่อสร้างโดยบริษัทดอนเมืองช่างจำกัด ลักษณะของทางมีคลองชลประทานเลียบตลอดสายทาง การวิบัติของทางหลวงเกิดขึ้นในเดือนมกราคม พ.ศ. 2542 หลังจากการขุดลอกคลองด้านข้างและระดับน้ำในคลองลดลง

ทางหลวงสร้างอยู่บนชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯคุณสมบัติทางกำลังรับแรงเฉือนหาโดยใช้ Vane Test และใช้ค่าปรับแก้  $\mu=0.75$  (บัณฑิต, 2529) ชั้นดินเหนียวเริ่มที่ระดับ 3.60 เมตร จากระดับ 3.60 – 8.50 เมตรเป็นดินเหนียวอ่อน ระดับ 8.50 – 15.0 เมตรเป็นดินเหนียว ความแข็งปานกลาง ค้นดินถมถึงระดับถนนมีความสูงประมาณ 5 เมตรดินถมมีมุมเสียดทานประมาณ  $35^\circ$

ในการวิเคราะห์เสถียรภาพของกรณีศึกษาี้แบ่งออกเป็นสามส่วนคือวิเคราะห์เสถียรภาพในสถานะเดิมก่อนการขุดลอกลักษณะของคันทางแสดงอยู่ในรูปที่ 6.13 ในสถานะนี้คันทางยังไม่เกิดการวิบัติแต่ก็มีการทรุดตัวบ้างเป็นบางจุดของถนน ส่วนที่สองวิเคราะห์เสถียรภาพในสถานะเดิมหลังการขุดลอกและระดับน้ำยังไม่ได้ลดลง ลักษณะทางเรขาคณิตของคันทางแสดงอยู่ในรูปที่ 6.14 ในสถานะนี้คันทางเกือบจะเกิดการวิบัติ ในส่วนสุดท้ายวิเคราะห์เสถียรภาพในสถานะเดิมหลังการขุดลอกและระดับน้ำลดลงจนแห้งคลอง ลักษณะของคันทางและคุณสมบัติของดินแสดงอยู่ในรูปที่ 6.15 ในสถานะนี้คันทางเกิดการวิบัติในสถานการณ์จริง

สำหรับการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดในทั้งสามกรณี ผู้เขียนได้วิเคราะห์หาค่าสัดส่วนปลอดภัยโดยใช้พื้นผิววิบัติวิกฤติทั้งแบบวงกลมและไม่เป็นวงกลมในส่วนพื้นผิววิบัติวิกฤติแบบไม่เป็นวงกลม ผู้เขียนได้เพิ่มจุดสุ่มมากขึ้นเรื่อยๆ จนได้ค่าสัดส่วนปลอดภัยน้อยที่สุดตาราง 6.3 แสดงค่าสัดส่วนปลอดภัยของกรณีก่อนการขุดลอก ตาราง 6.4 แสดงค่าสัดส่วน

ปลอดภัยของกรณีหลังการชดเชย และ ตาราง 6.5 แสดงค่าสัดส่วนปลอดภัยของกรณีหลังการชดเชย และระดับน้ำลดลง

วิธีการวิเคราะห์ - ชนิดของพื้นผิววิธี	ค่าสัดส่วนปลอดภัยที่ต่ำที่สุด	
	Limit Equilibrium Method	UBTMA, ZSI - FSI.
Ordinary - วงกลม	1.090	1.065 - 1.431
Bishop - วงกลม	1.173	1.068 - 1.409
Spencer - วงกลม	1.163	1.068 - 1.409
Morgenstern & Price - วงกลม	1.169	1.068 - 1.409
Ordinary - ไม่เป็นวงกลม	1.221	1.073 - 1.320
Bishop - ไม่เป็นวงกลม	1.178	1.074 - 1.373
Spencer - ไม่เป็นวงกลม	1.140	1.034 - 1.373
Morgenstern & Price - ไม่เป็นวงกลม	1.149	1.000 - 1.374

ตาราง 6. 3 ค่าสัดส่วนปลอดภัยของกรณีก่อนการชดเชย

วิธีการวิเคราะห์ - ชนิดของพื้นผิววิธี	ค่าสัดส่วนปลอดภัยที่ต่ำที่สุด	
	Limit Equilibrium Method	UBTMA, ZSI - FSI.
Ordinary - วงกลม	0.938	0.911 - 1.151
Bishop - วงกลม	0.996	0.920 - 1.201
Spencer - วงกลม	0.989	0.920 - 1.201
Bishop - ไม่เป็นวงกลม	1.030	0.928 - 1.167
Spencer - ไม่เป็นวงกลม	0.905	0.825 - 1.128
Morgenstern & Price - ไม่เป็นวงกลม	0.911	0.818 - 1.136

ตาราง 6. 4 ค่าสัดส่วนปลอดภัยของกรณีหลังการชดเชย

วิธีการวิเคราะห์ – ชนิดของพื้นผิววิบัติ	ค่าสัดส่วนปลอดภัยที่ต่ำที่สุด	
	Limit Equilibrium Method	UBTMA. ZSI. – FSI.
Ordinary – วงกลม	0.827	0.802 - 0.993
Bishop – วงกลม	0.852	0.814 - 0.973
Spencer – วงกลม	0.846	0.802 - 0.993
Morgenstern & Price – วงกลม	0.849	0.802 - 0.993
Ordinary – ไม่เป็นวงกลม	0.896	0.808 - 0.982
Bishop – ไม่เป็นวงกลม	0.889	0.819 - 0.967
Spencer – ไม่เป็นวงกลม	0.765	0.708 - 0.938
Morgenstern & Price – ไม่เป็นวงกลม	0.763	0.710 - 0.958

ตาราง 6. 5 ค่าสัดส่วนปลอดภัยของกรณีหลังการขุดลอกและระดับน้ำลดลง

จากการวิเคราะห์ในกรณีก่อนการขุดลอกพื้นผิววิบัติวิกฤติที่ให้ค่าสัดส่วนปลอดภัยต่ำสุดและมีความน่าเชื่อถือคือ พื้นผิววิบัติแบบไม่เป็นวงกลมของวิธี Spencer (FS = 1.140) พื้นผิววิบัติวิกฤติแบบไม่เป็นวงกลมของวิธีต่างๆ แสดงอยู่ในรูปที่ 6.16 ในส่วนของการวิเคราะห์หลังการขุดลอกพื้นผิววิบัติวิกฤติที่ให้ค่าสัดส่วนปลอดภัยต่ำสุดและมีความน่าเชื่อถือคือ พื้นผิววิบัติแบบไม่เป็นวงกลมของวิธี Spencer (FS = 0.905) พื้นผิววิบัติวิกฤติแบบไม่เป็นวงกลมของวิธีต่างๆ แสดงอยู่ในรูปที่ 6.17 ในกรณีสุดท้ายที่วิเคราะห์คือ กรณีหลังขุดและน้ำลดลงพื้นผิววิบัติวิกฤติที่ให้ค่าสัดส่วนปลอดภัยต่ำสุดและมีความน่าเชื่อถือคือพื้นผิววิบัติแบบไม่เป็นวงกลมของวิธี Morgenstern & Price (FS = 0.763) พื้นผิววิบัติวิกฤติแบบไม่เป็นวงกลมของวิธีต่างๆ แสดงอยู่ในรูปที่ 6.18

สรุปผลการวิเคราะห์ ในกรณีแรกคือก่อนการขุดลอกค่าสัดส่วนปลอดภัยวิกฤติเท่ากับ 1.140 ในวิธี Limit Equilibrium และ 1.034 – 1.373 ในวิธี UBTMA ซึ่งสอดคล้องกับการทรุดตัวที่เกิดขึ้นในบางส่วนของสายทาง ในกรณีสองคือหลังการขุดลอกค่าสัดส่วนปลอดภัยวิกฤติเท่ากับ 0.905 ในวิธี Limit Equilibrium และ 0.825 – 1.182 ในวิธี UBTMA ซึ่งเมื่อระดับน้ำลดลงคันทางได้วิบัติลงทันที ค่าสัดส่วนปลอดภัยวิกฤติเท่ากับ 0.763 ในวิธี Limit Equilibrium และ

0.710 – 0.958 ในวิธี UBTA ซึ่งค่าสัดส่วนปลอดภัยที่วิเคราะห์ได้สอดคล้องกับการวิบัติที่เกิดขึ้น และเมื่อตรวจสอบความน่าเชื่อถือของพื้นผิววิบัติวิกฤติจากวิธี Limit Equilibrium แล้วพบว่ามีความน่าเชื่อถือใช้ได้ รูปที่ 6.19 แสดงการเสียรูปเสมือนและทิศทางการเคลื่อนตัวเสมือนของชั้นดินในการวิเคราะห์ด้วย UBTA รูปที่ 6.20 แสดงผลการตรวจสอบความน่าเชื่อถือของวิธี Limit Equilibrium

#### 6.3.4 กรณีการวิบัติที่ Lanester ประเทศฝรั่งเศส (Naresh, 1977)

กรณีศึกษานี้เป็นกรณีที่เกิดวิบัติขึ้นจริงอ้างอิงจากวิทยานิพนธ์ระดับปริญญาโทของ Naresh (1977) ของคันดินทดสอบที่ Lanester ประเทศฝรั่งเศส ก่อสร้างบนดินเหนียวที่มีลักษณะเกือบเป็นโคลน (Mud) ก่อนการวิบัติคันดินเกิดรอยแยกขึ้น (Fissure Crack) และเมื่อหลังจากการก่อสร้างเสร็จเป็นเวลาสี่วันคันดินทดสอบเกิดวิบัติอย่างฉับพลัน เมื่อวิบัติคันดินทดสอบมีความสูง 3.75 เมตร ความลาดด้านที่วิบัติมีค่า 3 : 4 รูปเรขาคณิตของความลาดแสดงอยู่ในรูปที่ 6.21

ดินถมมีค่ามุมเสียดทานประมาณ  $35^\circ$  โดยวางตัวอยู่บนชั้นดินเหนียวแข็งชั้นบน (Crust) หนาประมาณ 0.75 เมตรชั้นต่อไปเป็นดินเหนียวอ่อนหนาประมาณ 8-10 เมตร มี  $W_L=112\%$ ,  $W_n = 120\%$  ซึ่งอาจกล่าวได้ว่าชั้นดินเหนียวอ่อนนี้มีสภาพใกล้เคียงกับความเป็นโคลนเนื่องจากค่า  $W_L$  (Liquid Limit) ใกล้เคียงกับ  $W_n$  (Natural Water Content) มากๆ คุณสมบัติทางกำลังรับแรงเฉือนของชั้นดิน หาโดย Vane Test

การวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดนี้ ผู้เขียนได้ทำการวิเคราะห์โดยใช้พื้นผิววิบัติแบบวงกลม ผลปรากฏว่า ได้พื้นผิววิบัติแบบ Local Failure ที่เกิดขึ้นด้านลาดของคันดินถมในทุกวิธีที่วิเคราะห์ ภาพการวิบัติแสดงอยู่ในรูปที่ 6.22 การวิบัตินี้ไม่เป็นไปตามการวิบัติที่เกิดขึ้นจริง ดังนั้นผู้เขียนจึงได้ลองวิเคราะห์โดยใช้พื้นผิววิบัติแบบไม่เป็นวงกลมและใช้จุดสัมผัสเริ่มต้น 4 จุด และเพิ่มเป็นสองเท่าทุกครั้งหลังจากได้ค่าสัดส่วนปลอดภัยวิกฤติผู้เขียนทำการเพิ่มเป็นจำนวน 4 ครั้งด้วยกัน และทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี Spencer และ Morgenstern & Price ปรากฏว่าได้ผลการวิเคราะห์ที่น่าสนใจเป็นอย่างมาก

ตารางที่ 6.6 สรุปค่าสัดส่วนปลอดภัยของวิธีต่างๆ จากตารางนี้จะเห็นได้ว่าการวิเคราะห์ด้วยวิธี Spencer พื้นผิววิบัติมีรูปร่างที่สอดคล้องกับทฤษฎี Earth Pressure เป็นอย่างมากโดยพื้นผิววิบัติในส่วนที่เป็นดินถมนั้นมีลักษณะเป็นเส้นตรงและมีมุมวิบัติใกล้เคียงกับการพังทลาย

แบบ Active เป็นอย่างมากและในพื้นที่มีวิบัติในส่วนดินเหนียวนั้นลักษณะของพื้นผิววิบัติใกล้เคียงกับรูป Log-Spiral เป็นอย่างมาก รูปที่ 6.23 แสดงการวิเคราะห์ด้วยวิธี Morgenstern & Price

วิธีการวิเคราะห์ - ชนิดของพื้นผิววิบัติ	ค่าสัดส่วนปลอดภัยที่ต่ำที่สุด	
	Limit Equilibrium Method	UBTMA, ZSI, - FSI,
Ordinary - วงกลม Local Failure	0.870	0.724 - 0.777
Bishop - วงกลม Local Failure	0.888	0.762 - 0.785
Spencer - วงกลม Local Failure	0.902	0.724 - 0.777
Morgenstern & Price - วงกลม Local Failure	0.888	0.762 - 0.785
Spencer - ไม่เป็นวงกลม เพิ่มจุดสูม 4 ครั้ง	0.997	0.913 - 1.277
Morgenstern & Price - ไม่เป็นวงกลม เพิ่มจุดสูม 4 ครั้ง	1.003	0.928 - 1.285

ตาราง 6.6 รูปค่าสัดส่วนปลอดภัยของวิธีต่างๆ

ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี UBTMA พบว่า ในส่วนขอบขวาบริเวณดินถม ชั้นดินเหนียวบริเวณดังกล่าวไม่มีการเคลื่อนตัวซึ่งสอดคล้องกับพฤติกรรม tension crack ที่เกิดขึ้นจริงในสนาม รูปที่ 6.24 แสดงทิศทางการเคลื่อนตัวของชั้นดินด้วยการวิเคราะห์ด้วยวิธี UBTMA ของค่าขอบบน

สรุปผลการวิเคราะห์ของกรณีการศึกษานี้ค่าสัดส่วนปลอดภัยวิกฤติและน่าเชื่อถือควรเป็นค่าสัดส่วนปลอดภัยที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยพื้นผิววิบัติแบบไม่เป็นวงกลมโดยวิธี Spencer โดยมีค่า FS ต่ำที่สุดและเมื่อตรวจสอบความน่าเชื่อถือของพื้นผิวที่ได้จากวิธี Spencer พบว่ามีความน่าเชื่อถือดี รูปที่ 6.25 แสดงการเสียรูปและทิศทางการเคลื่อนตัวของชั้นดินด้วยการวิเคราะห์ด้วยวิธี UBTMA ของค่าขอบบน รูปที่ 6.26 แสดงผลการวิเคราะห์ความน่าเชื่อถือของวิธี Limit Equilibrium

### 6.3.5 กรณีการวิบัติที่ Nabonne ประเทศ ฝรั่งเศส (Nares, 1977)

กรณีศึกษานี้เป็นการวิบัติของคันดินทดสอบที่เมือง Nabonne ประเทศฝรั่งเศส อ้างอิงจากวิทยานิพนธ์ระดับปริญญาโทของ Nares (1977) จุดประสงค์ในการสร้างคันดินทดสอบเพื่อทำการทดสอบชั้นดินของโครงการก่อสร้างทางหลวงพิเศษ ในขณะวิบัติชั้นดินถม



มีความสูง 9.50 เมตร ดินถมมีมุมเสียดทานประมาณ  $26^{\circ}$  ลักษณะของรูปเรขาคณิตของคันทาง ณ สภาพวิบัติ แสดงอยู่ในรูปที่ 6.27

ลักษณะดินใต้คันดินตลอดเป็นดินเหนียว Low Plastic หนาประมาณ 5.30 เมตร ชั้นถัดไปเป็นดินร่วนแบบ Low Plastic หนา 0.4 เมตรและชั้นต่ำลงไปเป็นดินเหนียว Low Plastic จนถึงระดับ 12.0 เมตรลึกลงไปจากพื้นดิน และในชั้น ต่ำลงไปเป็น ชั้นทราย การหาค่าคุณสมบัติทางกำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวหาโดยใช้ Vane test

การวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดชันนี้ ผู้เขียนได้วิเคราะห์โดยใช้พื้นผิววิบัติแบบวงกลม ผลปรากฏว่าได้พื้นผิววิบัติแบบ Local Failure ในทุกวิธีที่วิเคราะห์ ซึ่งการวิบัตินี้ไม่เป็นไปตามการวิบัติที่เกิดขึ้นจริง ดังนั้นผู้เขียนจึงได้ลองวิเคราะห์โดยใช้พื้นผิววิบัติแบบไม่เป็นวงกลมและใช้จุดสัมผัสเริ่มต้น 4 จุด และเพิ่มเป็นสองเท่าทุกครั้งหลังจากได้ค่าสัดส่วนปลอดภัยวิกฤติ ผู้เขียนทำการเพิ่มเป็นจำนวน 4 ครั้งด้วยกันปรากฏว่า ทิศทางการเคลื่อนตัวที่ได้จากวิธี UBMA มีทิศทางละประะประชันเนื่องมาจากจำนวนชั้นดินมากเกินไปและชั้นดินบางมาก ๆ จากนั้นผู้เขียนจึงใช้พื้นผิววิบัติแบบไม่เป็นวงกลมและใช้จุดสัมผัสเริ่มต้น 6 จุด โดยทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี Spencer และ Morgenstern & Price ปรากฏว่าให้พื้นผิวที่ใกล้เคียงกับการวิเคราะห์ครั้งแรกมาก ๆ แต่ให้จำนวนชั้นดินน้อยกว่า ตารางที่ 6.7 แสดงการสรุปค่าสัดส่วนปลอดภัยของวิธีต่างๆ

วิธีการวิเคราะห์ - ชนิดของพื้นผิววิบัติ	ค่าสัดส่วนปลอดภัยที่ต่ำที่สุด	
	Limit Equilibrium Method	UBTMA, ZSI. - FSI.
Spencer - ไม่เป็นวงกลม จุดสัมผัส 6 จุด	0.889	0.810 - 1.123
Morgenstern & Price - จุดสัมผัส 6 จุด	0.892	0.813 - 1.110

ตาราง 6.7 ค่าสัดส่วนปลอดภัยในกรณีการวิบัติที่ Nabonne ประเทศ ฝรั่งเศส (Nareh, 1977)

พื้นผิววิบัติวิกฤติของผลการวิเคราะห์เสถียรภาพในทั้งสองวิธีมีลักษณะคล้ายกัน คือพื้นผิวพังทลายจะวางตัวในแนวนอนบนชั้นดินระดับ 9.00 เมตร ซึ่งเป็นชั้นดินเหนียวอ่อนมาก ค่ากำลังรับหน่วยแรงเฉือนเท่ากับ  $2 \text{ t/m}^2$  รูปที่ 6.28 แสดงการเสถียรภาพเสมือนและทิศทางการเคลื่อนตัวเสมือนของชั้นดินด้วยการวิเคราะห์ด้วยวิธี UBMA ของค่าขอบบนโดยวิธี Spencer รูปที่ 6.29

แสดงการเสียรูปเสมือนและทิศทางการเคลื่อนตัวเสมือนของชั้นดินด้วยการวิเคราะห์ด้วยวิธี UBTMA ของค่าขอบบนโดยวิธี Morgenstern & Price

สรุปผลการวิเคราะห์ของความลาดนี้คือ ค่าสัดส่วนปลอดภัยวิกฤติและน่าเชื่อถือควรเป็นค่าสัดส่วนปลอดภัยที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยพื้นผิววิบัติแบบไม่เป็นวงกลมโดยวิธี Spencer โดยมีค่า FS ต่ำที่สุดและเมื่อตรวจสอบความน่าเชื่อถือของพื้นผิวที่ได้จากวิธี Limit Equilibrium พบว่ามีความน่าเชื่อถือดี รูปที่ 6.30 แสดงผลการวิเคราะห์ความน่าเชื่อถือของวิธี Limit Equilibrium

### 6.3.6 กรณีการวิบัติที่คันดินทดสอบ Rio de Janeiro ประเทศบราซิล (Rammalho, 1983)

กรณีศึกษานี้เป็นคันดินทดสอบจากอ้างอิงจากบทความของ Rammalho (1983) คันลาดก่อสร้างในปี ค.ศ. 1977 โดย สถาบันวิจัยทางหลวงแห่งบราซิล (Brazilian Highway Research Institute) ร่วมกับ มหาวิทยาลัยแห่ง Rio de Janeiro เพื่อศึกษาพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนภายใต้การก่อสร้างคันดินและเกิดการวิบัติในเดือนธันวาคม ค.ศ. 1977 สถานที่ทดสอบอยู่ชานเมือง Rio de Janeiro บริเวณก่อสร้างเป็นที่ลุ่มชื้น (Swampy Area) ลักษณะคันดินสูงประมาณ 3.50 เมตร ยาว 60 เมตร ความลาดด้านที่วิบัติ 1 : 2 อีกด้านมีความลาด 1 : 6 รูปเรขาคณิตของความลาดแสดงอยู่ในรูปที่ 6.31

ลักษณะชั้นดินเป็นดินเหนียวอ่อนหนาประมาณ 11 เมตรมี  $W_L$  ประมาณ 120% - 160% บริเวณใกล้ผิวดิน และ ประมาณ 90% - 100% บริเวณใกล้ด้านล่าง และ  $W_n$  มีค่ามากกว่าค่า  $W_L$  เพียงเล็กน้อยซึ่งนับได้ว่าเป็นดินเหนียวที่อ่อนมาก จากการทำ X-ray diffraction ปรากฏว่ามี Kaolinite เป็นส่วนผสมหลักและมีสารอินทรีย์ประมาณ 5% คุณสมบัติทางกำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวทำการทดสอบโดย Vane test ที่ระดับ 0.0-2.50 เมตรดินเป็นดินเหนียวแข็ง (Crust) กำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวแสดงอยู่ในสมการที่ 6.1 ดินที่อยู่ต่ำกว่าระดับ 2.5 เมตรเป็นดินเหนียวอ่อนกำลังรับหน่วยแรงเฉือน แสดงอยู่ในสมการที่ 6.2 มุมเสียดทานของดินถมคือ  $35^\circ$

$$S_{uv} = 15.5 - 3.67z \quad (kPa.) \quad (6.1)$$

$$S_{uv} = 4 + 0.9z \quad (kPa.) \quad (6.2)$$

โดย

$Z =$  ค่าระดับทางตั้งโดยผิวดินเท่ากับ 0.0 เมตร

การวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดชันผู้เขียนได้ทำการวิเคราะห์โดยใช้พื้นผิววิบัติแบบวงกลมในทุกๆ วิธี และไม่เป็นวงกลมโดยเพิ่มจุดศูนย์กลางขึ้นสองเท่าในทุกครั้งที่คำนวณและทำการคำนวณซ้ำในรอบในทุกๆ วิธียกเว้นวิธี Morgenstern & Price เนื่องจากให้พื้นผิววิบัติที่ไม่น่าพอใจ ผลการวิเคราะห์แสดงอยู่ในตารางที่ 6.8 รูปที่ 6.32 และ 6.33 แสดงการเปรียบเทียบพื้นผิววิบัติวิกฤติของวิธีต่างๆ ของการวิเคราะห์พื้นผิวแบบวงกลมและไม่เป็นวงกลมตามลำดับ

สรุปการวิเคราะห์เสถียรภาพค่าสัดส่วนปลอดภัยวิกฤติ คือ ค่าสัดส่วนของพื้นผิวแบบไม่เป็นวงกลมที่วิเคราะห์โดยวิธี Spencer โดยมีค่า FS ต่ำที่สุด รูปที่ 6.34 แสดงการเสียบรูปเสมือนและทิศทางการเคลื่อนตัวเสมือนของพื้นผิวแบบไม่เป็นวงกลมที่วิเคราะห์โดยวิธี Spencer ของค่าขอบบนและเมื่อตรวจสอบความน่าเชื่อถือของพื้นผิวที่ได้จากการวิเคราะห์โดย Limit Equilibrium ปรากฏว่ามีความน่าเชื่อถือดี ผลการวิเคราะห์แสดงอยู่ในรูปที่ 6.35

วิธีการวิเคราะห์ - ชนิดของพื้นผิววิบัติ	ค่าสัดส่วนปลอดภัยที่ต่ำที่สุด	
	Limit Equilibrium Method	UBTMA, ZSI - FSI
Ordinary - วงกลม	1.164	1.044 - 1.682
Bishop - วงกลม	1.309	1.044 - 1.682
Spencer - วงกลม	1.233	1.000 - 1.676
Morgenstern & Price - วงกลม	1.240	1.000 - 1.676
Ordinary - ไม่เป็นวงกลม	1.281	1.046 - 1.527
Bishop - ไม่เป็นวงกลม	1.213	1.046 - 1.527
Spencer - ไม่เป็นวงกลม	1.077	0.942 - 1.495

ตาราง 6. 8 ค่าสัดส่วนปลอดภัยของกรณีการวิบัติที่คันดินทดสอบ Rio de Janeiro ประเทศบราซิล

### 6.3.7 กรณีการวิบัติที่คันดินทดสอบ โครงการสนามบินสุวรรณภูมิ (หนองงูเห่า) (Naresh, 1977)

การวิบัตินี้เป็นคันดินทดสอบในโครงการก่อสร้างสนามบินสุวรรณภูมิ(หนองงูเห่า) อ้างอิงจากวิทยานิพนธ์ระดับปริญญาโทของ Naresh (1977) คันลาดทดสอบนี้ทำการศึกษาพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ภายใต้การก่อสร้างคันดิน สถานที่ก่อสร้างห่างจากใจกลางกรุงเทพฯ ประมาณ 15-กิโลเมตร ก่อนวิบัติลักษณะคันดินถมมีความลาดด้านที่วิบัติ 1:2 มีความสูงประมาณ 3.4 เมตร อีกด้านของความลาดมีความสูง 1:1 แต่มี Berm ยาวประมาณ เมตร และสูงประมาณ 1.00 เมตร รูปเรขาคณิตและคุณสมบัติของดินของความลาดแสดงอยู่ในรูปที่ 6.36

ดินถมมีมุมเสียดทานประมาณ  $37.5^\circ$  วางตัวอยู่บนดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ (Bangkok Clay) ลักษณะชั้นดินในชั้นแรกมีความหนา 4.5 เมตรเป็นดินเหนียวดาน (Weather Crust Clay) ชั้นถัดไปเป็นดินเหนียวกรุงเทพฯ ซึ่งเป็นดินเหนียวอ่อนมากและดินเหนียวความแข็งปานกลางมีความหนาประมาณ 15 เมตร ค่า  $W_n = 130\%$ ,  $W_L = 120\%$  ค่า  $IP = 70\%$  ชั้นถัดไปเป็นดินเหนียวแข็งหนาประมาณ 5 เมตร และชั้นลึกลงไปเป็น ดินเหนียวปนทรายและชั้นทราย ซึ่งลักษณะชั้นดินแบบนี้เป็นลักษณะชั้นดินที่พบได้ทั่วไปในเขตกรุงเทพมหานคร คุณสมบัติทางกำลังของดินเหนียวหาโดยใช้ Vane Test ในการวิเคราะห์เสถียรภาพผู้เขียนทำการปรับแก้กำลังรับแรงเฉือนโดยใช้ค่าแนะนำของ บัณฑิต (2529) ซึ่งให้ค่าปรับแก้ระหว่าง 0.70 – 0.85 ค่าปรับแก้ที่ผู้เขียนใช้คือ 0.75

ผู้เขียนได้วิเคราะห์หาค่าสัดส่วนปลอดภัยโดยหาพื้นผิ่วิบัติวิกฤติทั้งแบบวงกลมและไม่เป็นวงกลม ในส่วนพื้นผิ่วิบัติวิกฤติแบบไม่เป็นวงกลม ผู้เขียนได้เพิ่มจุดสุ่มมากขึ้นเรื่อยๆ จนได้ค่าสัดส่วนปลอดภัยน้อยที่สุด จากการวิเคราะห์พื้นผิวแบบวงกลมได้พื้นผิ่วิบัติวิกฤติเดียวกันในทุกๆวิธีที่วิเคราะห์ ลักษณะพื้นผิวแสดงอยู่ในรูปที่ 6.37 ส่วนรูปที่ 6.38 แสดงการเปรียบเทียบพื้นผิ่วิบัติวิกฤติแบบไม่เป็นวงกลมในวิธีต่างๆ ตาราง 6.9 แสดงค่าสัดส่วนปลอดภัยที่วิเคราะห์ได้ด้วยวิธีต่างๆ

วิธีการวิเคราะห์ - ชนิดของพื้นผิววิบัติ	ค่าสัดส่วนปลอดภัยที่ต่ำที่สุด	
	Limit Equilibrium Method	UBTMA  ZSI - FSI
Ordinary - วงกลม	0.968	0.965 1.537
Bishop - วงกลม	1.028	0.965 - 1.537
Spencer - วงกลม	1.026	0.965 - 1.537
Morgenstern & Price - วงกลม	1.028	0.965 - 1.537
Ordinary - ไม่เป็นวงกลม	1.055	0.956 - 1.466
Bishop - ไม่เป็นวงกลม	0.999	0.956 - 1.466
Spencer - ไม่เป็นวงกลม	0.957	0.903 - 1.287
Morgenstern & Price - ไม่เป็นวงกลม	0.970	0.916 - 1.307

ตาราง 6.9 ค่าสัดส่วนปลอดภัยของกรณีการวิบัติที่คั่นดินทดสอบโครงการสนามบินสุวรรณภูมิ

สรุปการวิเคราะห์เสถียรภาพค่าสัดส่วนปลอดภัยวิกฤติ คือ ค่าสัดส่วนของพื้นผิวแบบไม่เป็นวงกลมที่วิเคราะห์โดยวิธี Spencer ซึ่งให้ค่า FS ต่ำที่สุด รูปที่ 6.39 แสดงการเสถียรภาพเสมือนและทิศทางการเคลื่อนตัวของพื้นผิวแบบไม่เป็นวงกลมที่วิเคราะห์โดยวิธี Spencer ของค่าขอบบนตามลำดับ รูปที่ 6.40 แสดงการเสถียรภาพเสมือนและทิศทางการเคลื่อนตัวของพื้นผิวแบบวงกลมที่วิเคราะห์โดยวิธี Spencer ของค่าขอบบน เมื่อตรวจสอบความน่าเชื่อถือของพื้นผิวที่ได้จากการวิเคราะห์โดยวิธี Spencer ผลปรากฏว่ามีความน่าเชื่อถือดี ผลการตรวจสอบ Thrust Line แสดงอยู่ในรูปที่ 6.41

### 6.3.8 กรณีการวิบัติที่คันดินทดสอบบริเวณถนนธนบุรี - ปากท่อ (Naresh, 1977)

กรณีการศึกษานี้อ้างอิงจากวิทยานิพนธ์ระดับปริญญาโทของ Naresh (1977) เป็นคันลาดทดสอบในโครงการก่อสร้างทางหลวงสาย ธนบุรี-ปากท่อ เพื่อหาค่าความสูงวิกฤติของคันลาดทดสอบ คันลาดที่แสดงในกรณีศึกษานี้เป็นคันลาดหนึ่งในสามคันลาดที่ทดสอบและวิบัติขึ้นจริง การวิบัติของคันลาดนี้เกิดขึ้นอย่างรวดเร็ว ขณะวิบัติคันลาดมีความสูงประมาณ 4.20 เมตร จากผิวดินเดิม คันลาดมีความลาด 1:2 ทั้งสองด้าน ด้านฐานของคันลาดมีความยาวประมาณ 22.00 เมตร รูปขนาดดินและคุณสมบัติดินของคันลาดแสดงอยู่ในรูปที่ 6.42

ลักษณะดินในบริเวณก่อสร้างคันดินทดสอบเป็นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ผิวดินสูงจากระดับน้ำทะเลปานกลางประมาณ 0.90 เมตร ที่ความลึกระดับ 0.00-1.50 เมตรแรกเป็นดินเหนียวปนดินร่วน (Silty Clay) และดินเหนียวดาน (Crust Clay) จากระดับ 1.50-13.5 เมตร ถัดไปเป็นชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ คุณสมบัติทางกำลังของดินเหนียวทดสอบโดย Vane test จากกำลังหน่วยแรงเค้นเฉือนที่ได้ผู้เขียนทำการปรับแก้กำลังรับแรงเฉือนโดยใช้ค่าแนะนำของ บัณฑิต (2529) ซึ่งให้ค่าปรับแก้ระหว่าง 0.70 - 0.85 ค่าปรับแก้ที่ผู้เขียนใช้คือ 0.75

ผู้เขียนได้วิเคราะห์หาค่าสัดส่วนปลอดภัยโดยหาพื้นผิววิบัติวิกฤติของทั้งแบบวงกลมและไม่เป็นวงกลม ในส่วนพื้นผิววิบัติวิกฤติแบบไม่เป็นวงกลม ผู้เขียนได้เพิ่มจุดศูนย์กลางขึ้นเรื่อยๆ จนได้ค่าสัดส่วนปลอดภัยน้อยที่สุด จากกรณีวิเคราะห์พื้นผิวแบบวงกลมได้พื้นผิววิบัติวิกฤติต่างกันหลายวิธีที่วิเคราะห์ ลักษณะพื้นผิวแสดงอยู่ในรูปที่ 6.43 รูปที่ 6.44 แสดงพื้นผิววิบัติวิกฤติแบบไม่เป็นวงกลมในวิธี Spencer รูปที่ 6.45 แสดงพื้นผิววิบัติวิกฤติแบบไม่เป็นวงกลมในวิธี Morgenstern & Price ตาราง 6.10 แสดงค่าสัดส่วนปลอดภัยที่วิเคราะห์ได้ด้วยวิธีต่างๆ

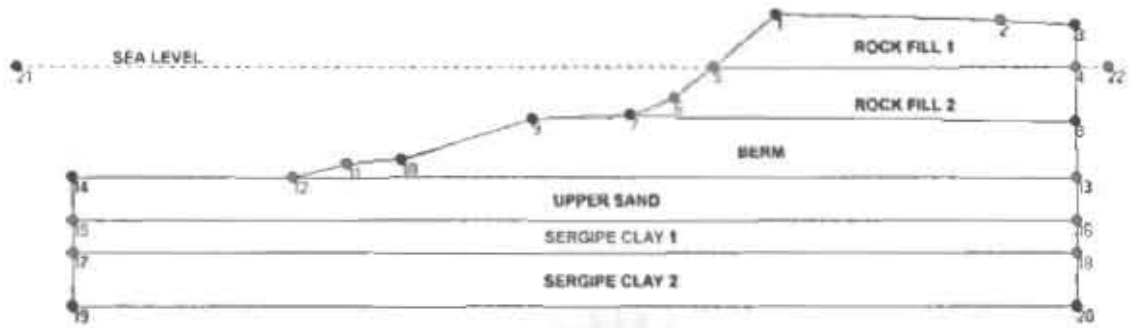
สรุปการวิเคราะห์เสถียรภาพค่าสัดส่วนปลอดภัยวิกฤติคือค่าสัดส่วนของพื้นผิวแบบไม่เป็นวงกลมที่วิเคราะห์โดยวิธี Spencer ค่า FS น้อยที่สุด รูปที่ 6.46 แสดงการเสียดสีรูปเสมือนและทิศทางการเคลื่อนตัวเสมือนของพื้นผิวแบบไม่เป็นวงกลมที่วิเคราะห์โดยวิธี Spencer ของค่าขอบบน พื้นผิววิบัติมีรูปร่างที่สอดคล้องกับทฤษฎี Earth Pressure เป็นอย่างมากโดยพื้นผิววิบัติในส่วนที่เป็นดินถมนั้นมีลักษณะเป็นเส้นตรงและมีมุมวิบัติใกล้เคียงกับการพังทลายแบบ Active เป็นอย่างมากและในพื้นผิววิบัติในส่วนดินเหนียวนั้นลักษณะของพื้นผิววิบัติใกล้เคียงกับรูป Log-Spiral เป็นอย่างมาก และเมื่อตรวจจลอบความน่าเชื่อถือของพื้นผิวที่ได้จากการวิเคราะห์

โดยวิธี Spencer ผลปรากฏว่ามีความน่าเชื่อถือดี ผลการตรวจสอบ Thrust Line แสดงอยู่ในรูปที่ 6.47

วิธีการวิเคราะห์ - ชนิดของพื้นผิววิบัติ	ค่าสัดส่วนปลอดภัยที่ต่ำที่สุด	
	Limit Equilibrium Method	UBTMA, ZSI - FSI.
Ordinary - วงกลม	0.965	0.946 - 1.512
Bishop - วงกลม	1.083	1.000 - 1.467
Spencer - วงกลม	1.082	1.000 - 1.467
Morgenstern & Price - วงกลม	1.083	1.000 - 1.467
Spencer - ไม่เป็นวงกลม	0.915	0.850 - 1.287
Morgenstern & Price - ไม่เป็นวงกลม	0.931	0.850 - 1.300

ตาราง 6.10 การสรุปค่าสัดส่วนปลอดภัยของกรณีการวิบัติที่คันดิน  
ทดสอบบริเวณถนนสนบุรี - ปากท่อ

สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



ก. รูปเรขาคณิตของความลาด

จุด	X	Y	จุด	X	Y
1	79.5	4.9	12	35	-10.2
2	100	4.4	13	107	-10.2
3	107	3.9	14	15	-10.2
4	107	0	15	15	-14.2
5	73.53	0	16	107	-14.2
6	70	-2.9	17	15	-17.2
7	66	-4.4	18	107	-17.2
8	107	-5.1	19	15	-22.2
9	57	-4.8	20	107	-22.2
10	45	-8.6	21	10	0
11	40	-8.9	22	110	0

ข. ค่าพิกัดของคันลาด

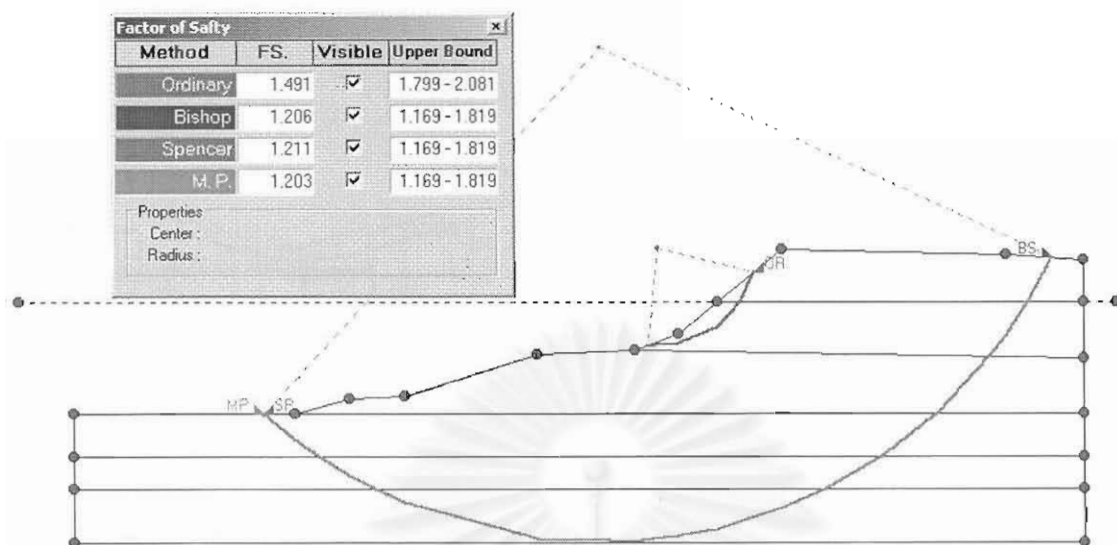
ชั้นดิน	หน่วยน้ำหนัก (ตัน/เมตร <sup>3</sup> )	กำลังรับแรงเฉือน		$\phi'$ (Degree)
		ระดับ (เมตร)	$c'$ (ตัน/เมตร <sup>2</sup> )	
Rock Fill 1	1.80		0.00	53
Rock Fill 2	2.00		0.00	53
Berm	2.00		0.00	53
Upper Sand	2.00		0.00	35
Sergipe Clay 1	1.60		1.55	0
Sergipe Clay 2	1.60	-17.20	1.55	0
		-22.20	2.40	

ค. ตารางคุณสมบัติของดิน

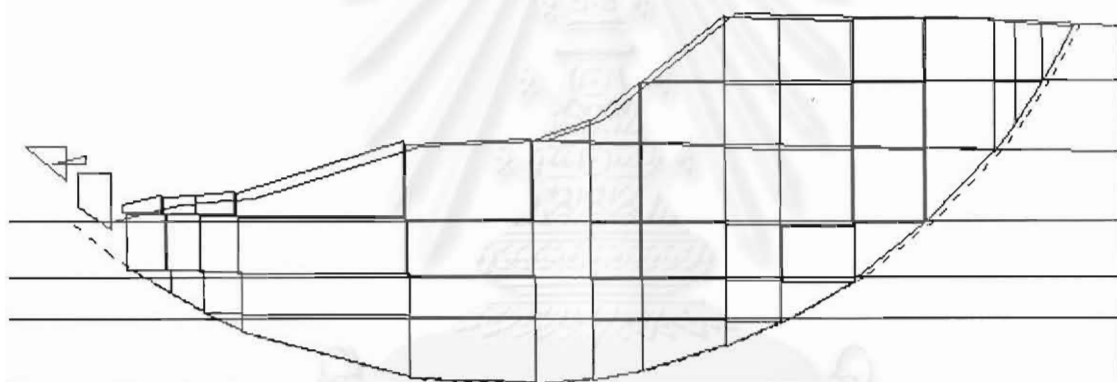
รูปที่ 6. 1 รูปเรขาคณิตและคุณสมบัติดินของปัญหากรณีการวิบัติของชายฝั่งทะเลประเทศบราซิล

(Ladd et al, 1993)

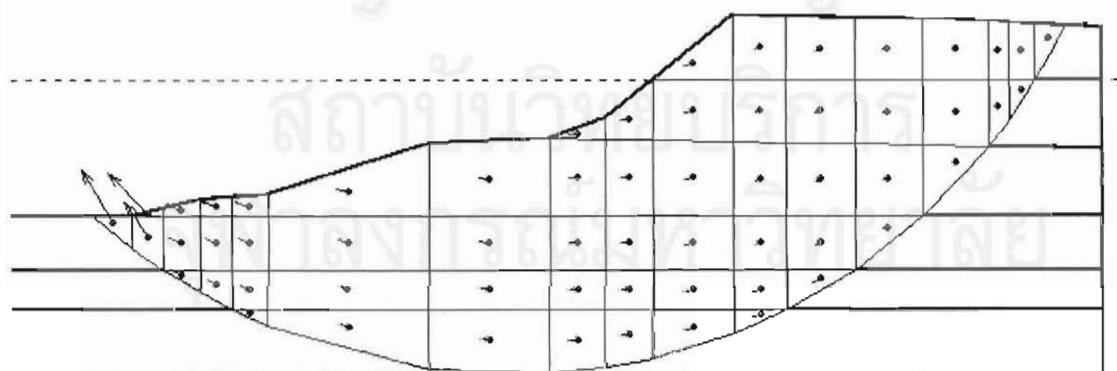




รูปที่ 6. 2 ผลการวิเคราะห์พื้นผิววิกฤตเปรียบเทียบพื้นผิวการพังแบบวงกลมในวิธีการต่างๆ

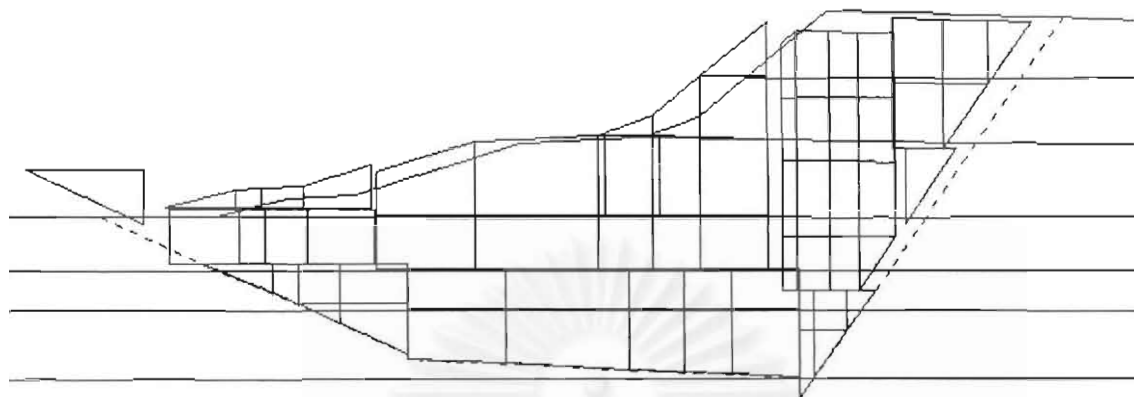


ก. การเสียรูปเสมือน

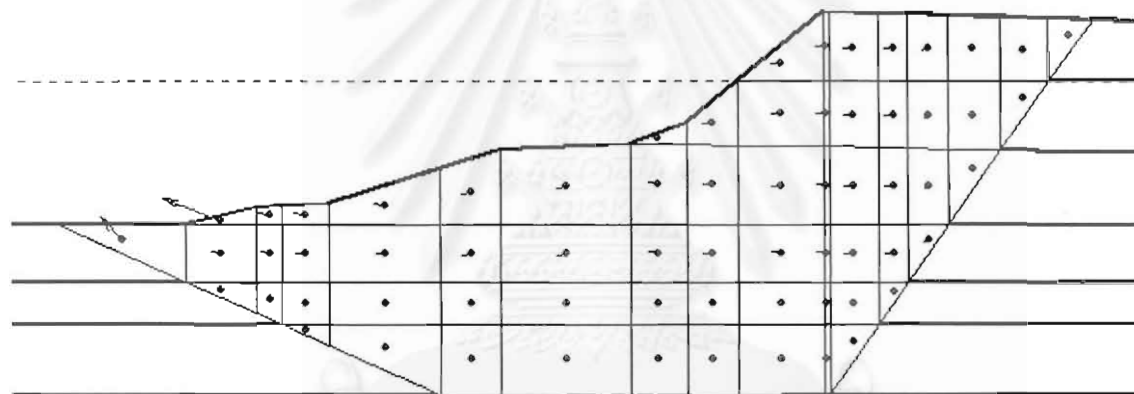


ข. ทิศทางการเคลื่อนตัวเสมือน

รูปที่ 6. 3 ผลการวิเคราะห์พื้นผิววิกฤตแบบวงกลมด้วยวิธี UB-TMA ของกรณีการวิบัติของชายฝั่งทะเลประเทศ  
บราซิล Ladd et al (1993)

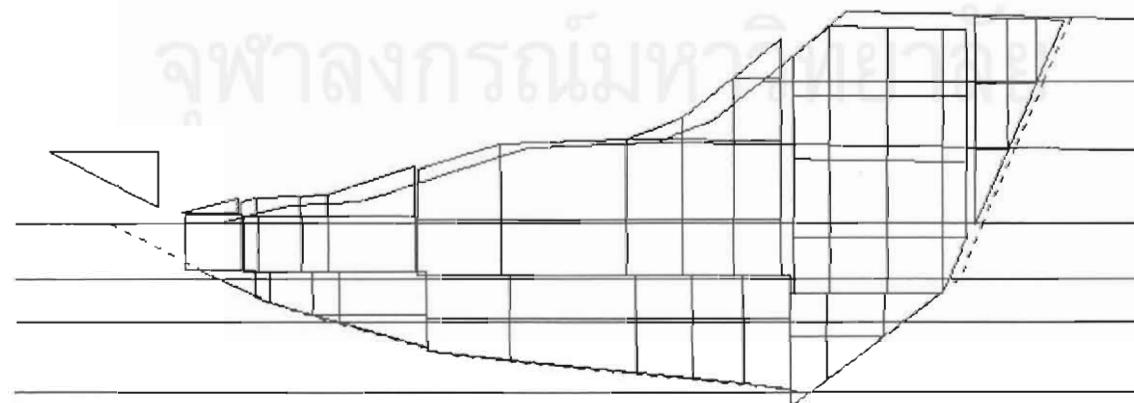


ก. การเสียรูปเสมือน



ข. ทิศทางการเคลื่อนตัวเสมือน

รูปที่ 6. 4 ผลการวิเคราะห์พื้นผิววิบัติแบบไม่เป็นวงกลมด้วยวิธี UBTMA ของกรณีการวิบัติของชายฝั่งทะเล  
ประเทศ บราซิล Ladd et al (1993)



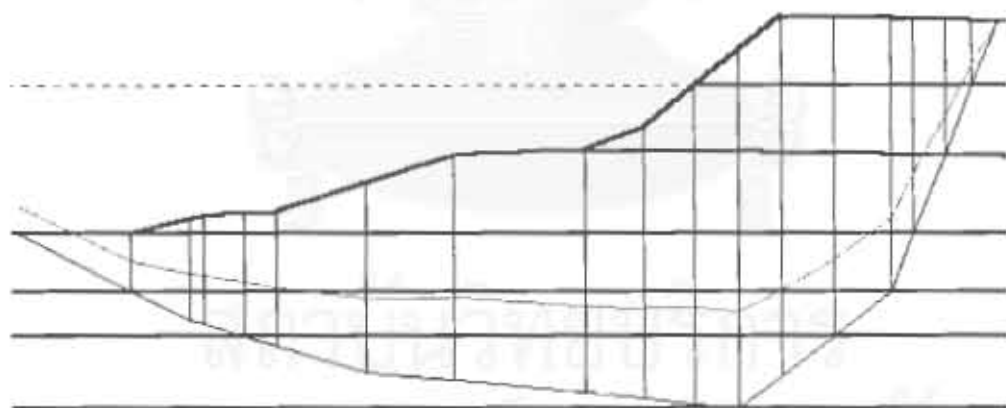
ค. การเสียรูปเสมือน



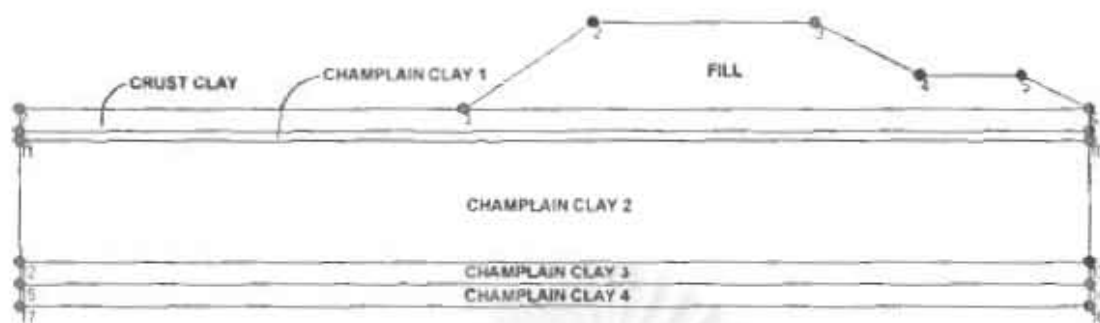
ข. ทิศทางการเคลื่อนตัวเสมือน

รูปที่ 6. 5 ผลการวิเคราะห์พื้นผิววิบัติแบบไม่เป็นวงกลมจุดศูนย์กลาง 6 จุดโดยวิธี UBMA ของกรณีการวิบัติของ  
ชายฝั่งทะเลประเทศ บราซิล Ladd et al (1993)

Summation of  $F_x = -0.024$   
Summation of  $F_y = 0.000$



รูปที่ 6. 6 ตำแหน่ง Thrust Line ของพื้นผิววิบัติแบบไม่เป็นวงกลม จุดศูนย์กลาง 6 จุด โดยวิธี Morgenstern & Price  
ของกรณีการวิบัติของชายฝั่งทะเลประเทศ บราซิล Ladd et al (1993)



ก. รูปเรขาคณิตของความลาด

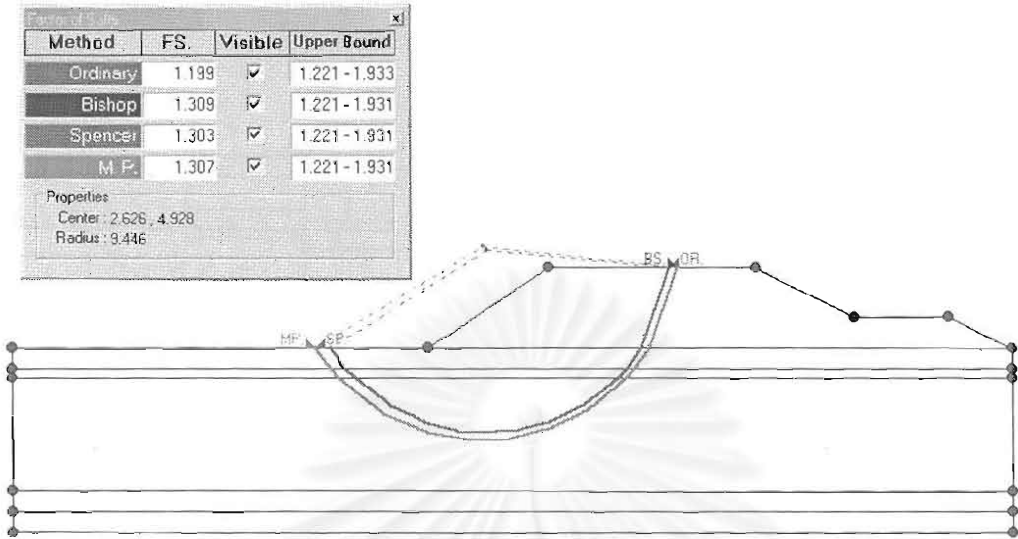
จุด	X	Y	จุด	X	Y
1	0	0	9	-20	-1
2	5.85	3.9	10	28.22	-1.5
3	15.85	3.9	11	-20	-1.5
4	20.61	1.52	12	-20	-7
5	25.18	1.52	13	28.22	-7
6	28.22	0	14	28.22	-8
7	-20	0	15	-20	-8
8	28.22	-1	16	28.22	-9
			17	-20	-9

ข. ค่าพิสัยของดินลาด

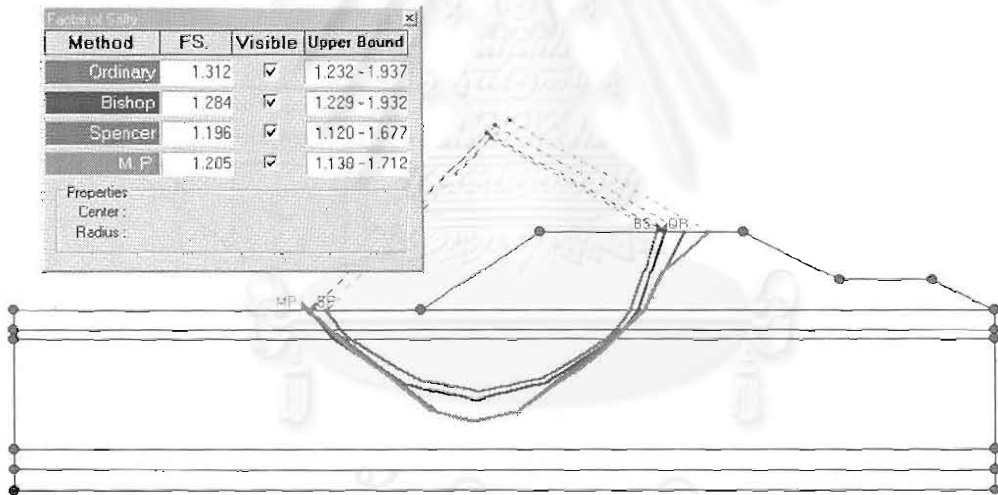
ชั้นดิน	หน่วยน้ำหนัก (ตัน/เมตร <sup>3</sup> )	กำลังรับแรงเฉือน		$\phi'$ (Degree)
		ระดับ (เมตร)	$c'$ (ตัน/เมตร <sup>2</sup> )	
Fill	1.92		0.00	44
Champlain Clay 1	1.85		3.00	0
Champlain Clay 2	1.65	-1.00	3.00	0
		-1.50	1.25	0
Champlain Clay 3	1.65	-7.00	2.00	0
		-8.00	2.70	0
Champlain Clay 4	1.65		2.70	0

ค. ตารางคุณสมบัติของดิน

รูปที่ 6.7 รูปเรขาคณิตและคุณสมบัติดินของคันลาดในกรณีการวิจัยที่ Saint-Alban  
ประเทศแคนาดา (Naresh, 1977)

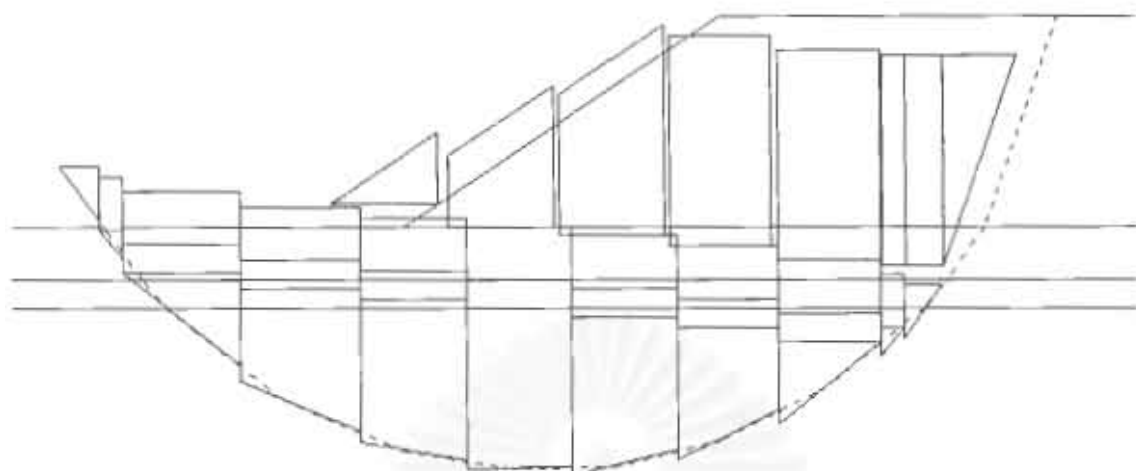


รูปที่ 6. 8 ผลการวิเคราะห์พื้นผิวแบบวงกลม ของกรณีการขุดที่ Saint-Alban ประเทศ คานาดา (Naresh, 1977)

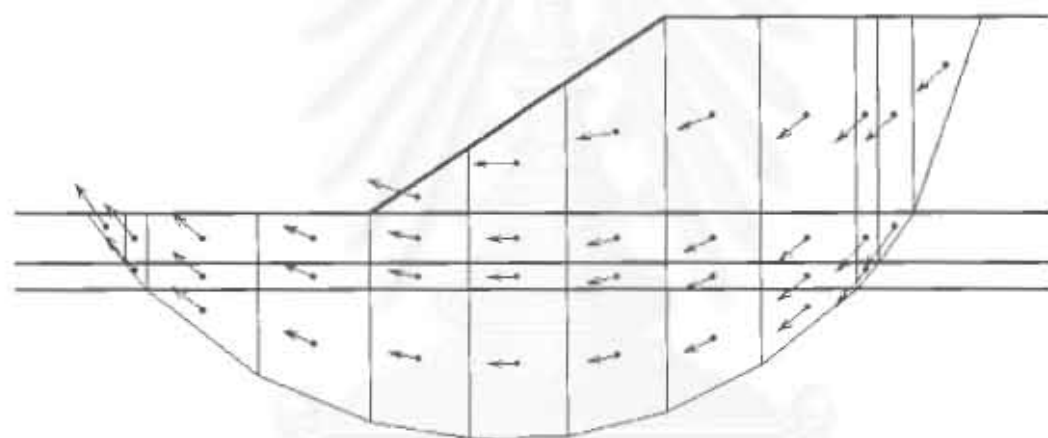


รูปที่ 6. 9 ผลการวิเคราะห์พื้นผิวขุดแบบไม่เป็นวงกลม ของกรณีการขุดที่ Saint-Alban ประเทศ คานาดา (Naresh, 1977)

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



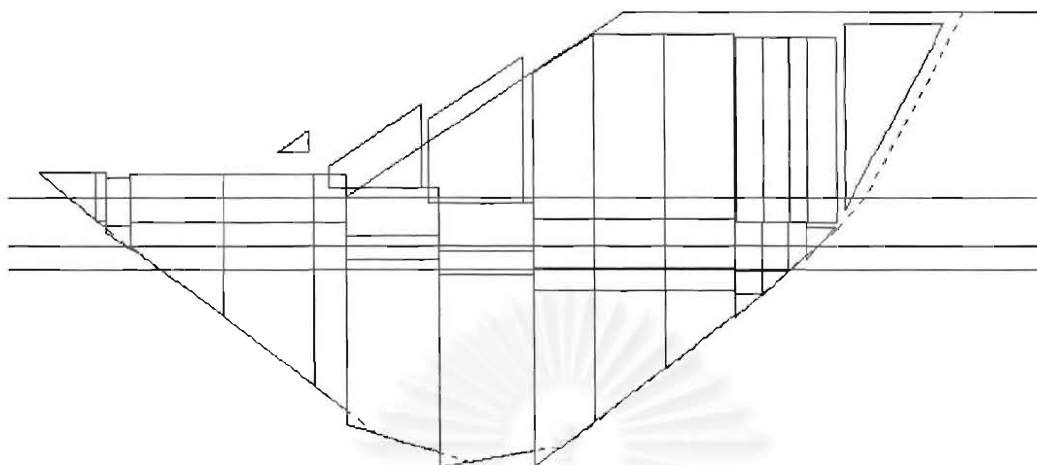
ก. การเสียรูปเสริมอน



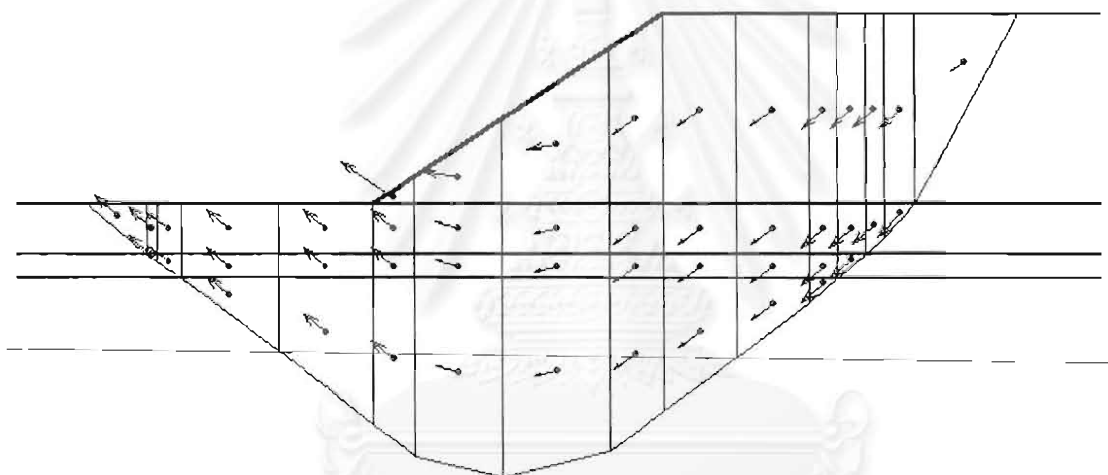
ข. ทิศทางการเคลื่อนตัวเสริมอน

รูปที่ 6. 10 ผลการวิเคราะห์พื้นผิววิถีแบบวงกลมด้วยวิธี UBTMA ของกรณีการวิ่งที่ Saint-Alban ประเทศ สกานาดา (Naresi, 1977)

สถาบันพระปกเกล้า  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



ก. การเสียรูปเสมือน

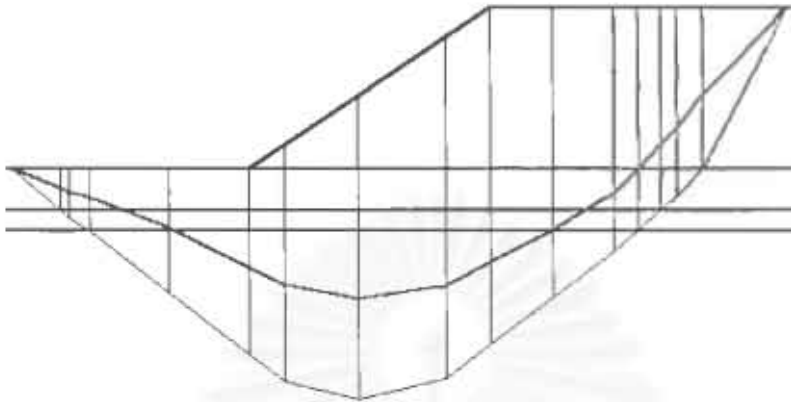


ข. ทิศทางการเคลื่อนตัวเสมือน

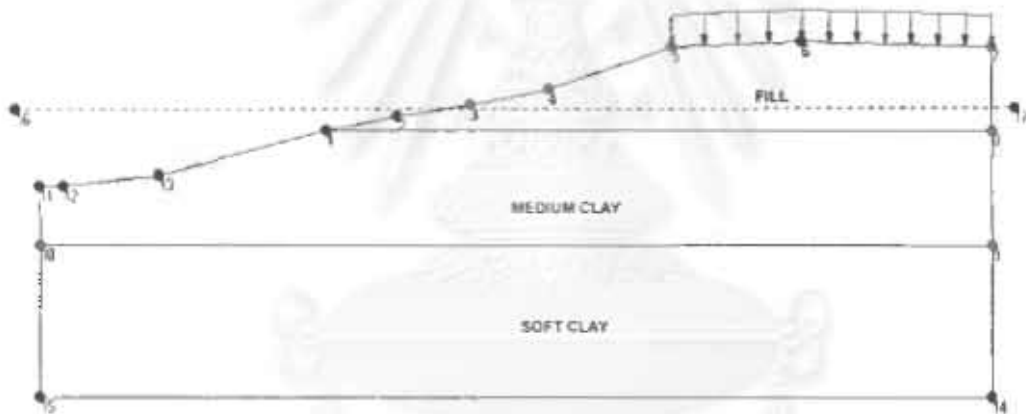
รูปที่ 6. 11 ผลการวิเคราะห์พื้นผิววัตถุแบบไม่เป็นวงกลมด้วยวิธี UBTA ของกรณีการวัดที่ Saint-Alban ประเทศ คานาดา (Naresh, 1977)

สถาบันวิจัยการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

Summation of  $F_x = 0.007$   
Summation of  $F_y = 0.000$



รูปที่ 6. 12 การตรวจสอบ Thrust Line ของพื้นผิววิกฤติของกรณีการขุดที่ Saint-Alban ประเทศ สหราชอาณาจักร (Naresh, 1977)



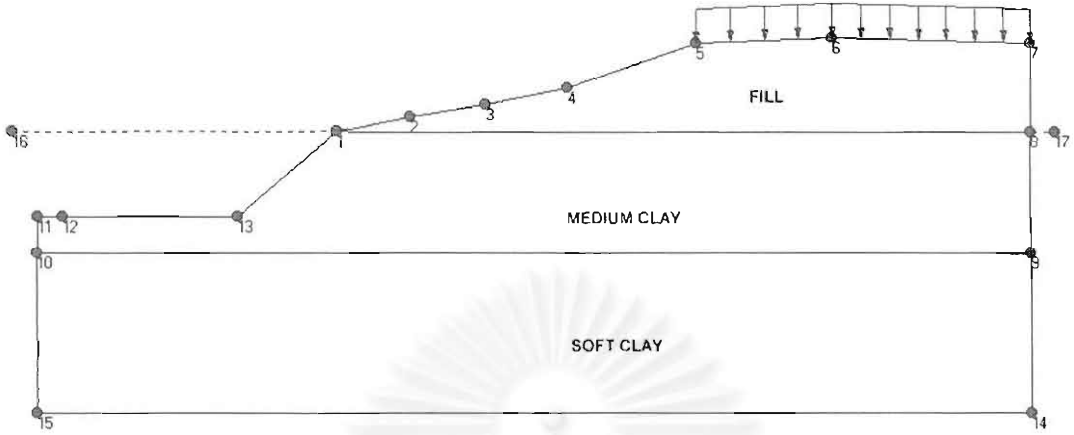
ก. รูปเรขาคณิตของความลาด

จุด	X	Y	จุด	X	Y
1	-20	-3.6	9	-8.5	8
2	-17	-3	10	-8.5	-32
3	-14	-2.5	11	-6	-32
4	-10.7	-1.8	12	-6	-31
5	-5.5	0	13	-5.5	-27
6	0	0.2	14	-15	8
7	8	0	15	-15	-32
8	8	-3.6	16	-2.7	-33
			17	-2.6	9

ข. ค่าพิกัดของคั้นลาด

รูปที่ 6. 13 รูปเรขาคณิตของคั้นทางก่อนการขุดลอกกรณีทางหลวง 3261 (ชัยวัฒน์, 2543)



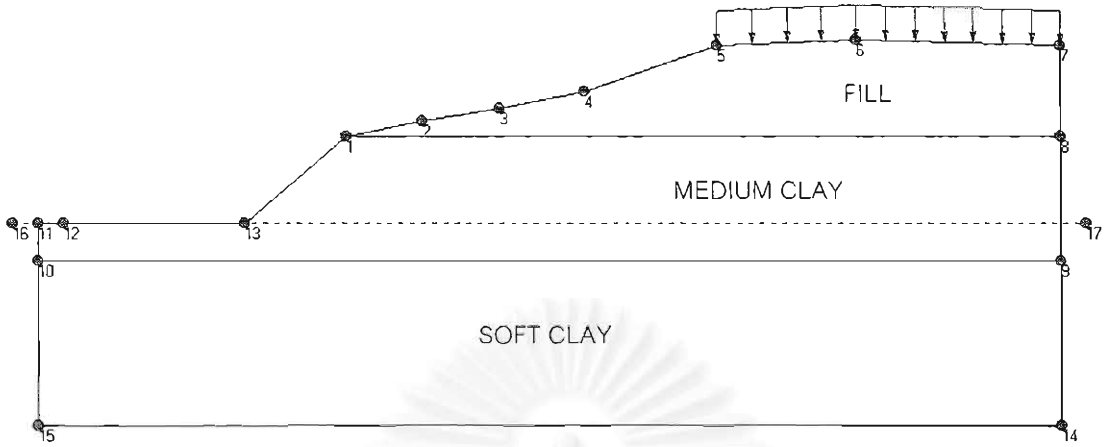


ก. รูปเรขาคณิตของความลาด

จุด	X	Y	จุด	X	Y
1	-20	-3.6	9	8	-8.5
2	-17	-3	10	-32	-8.5
3	-14	-2.5	11	-32	-7
4	-10.7	-1.8	12	-31	-7
5	-5.5	0	13	-24	-7
6	0	0.2	14	8	-15
7	8	0	15	-32	-15
8	8	-3.6	16	-33	-3.6
			17	9	-3.6

ข. ค่าพิกัดของคันลาด

รูปที่ 6. 14 รูปเรขาคณิตของคันทางหลังการขุดลอกกรณีทางหลวง 3261 (ชัยวัฒน์, 2543)



ก. รูปเรขาคณิตของความลาด

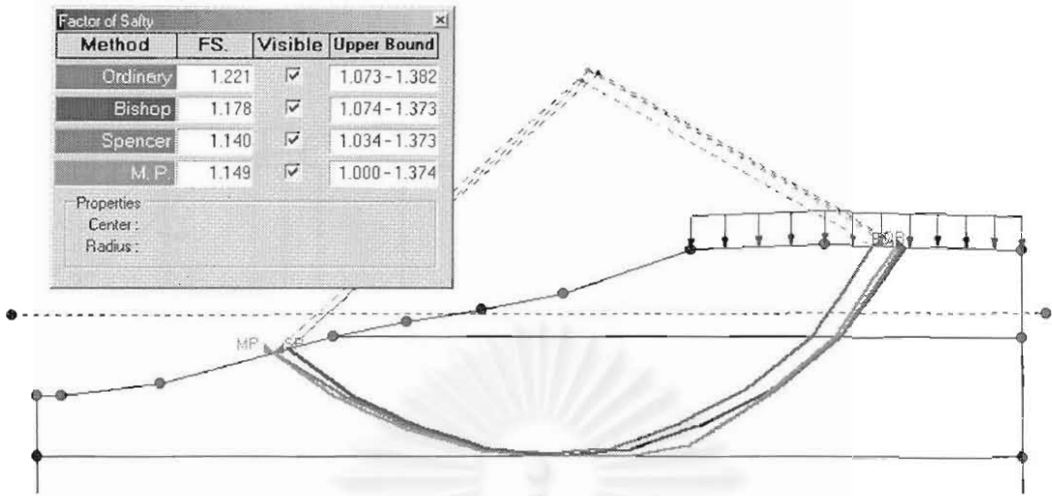
จุด	X	Y	จุด	X	Y
1	-20	-3.6	9	8	-8.5
2	-17	-3	10	-32	-8.5
3	-14	-2.5	11	-32	-7
4	-10.7	-1.8	12	-31	-7
5	-5.5	0	13	-24	-7
6	0	0.2	14	8	-15
7	8	0	15	-32	-15
8	8	-3.6	16	-33	-7
			17	9	-7

ข. ค่าพิทักของคันลาด

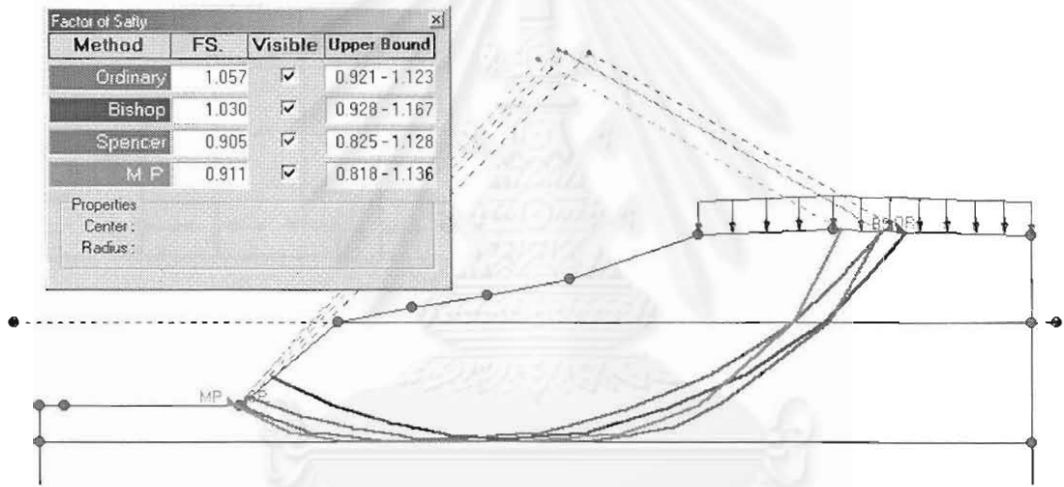
ชั้นดิน	หน่วยน้ำหนัก (ตัน/เมตร <sup>3</sup> )	กำลังรับแรงเฉือน		$\phi'$ (Degree)
		ระดับ (เมตร)	$c'$ (ตัน/เมตร <sup>3</sup> )	
Fill	1.90		0.00	30
Medium Clay	1.60		1.40	0
Soft Clay	1.60		5.00	0

ค. ตารางคุณสมบัติของดิน

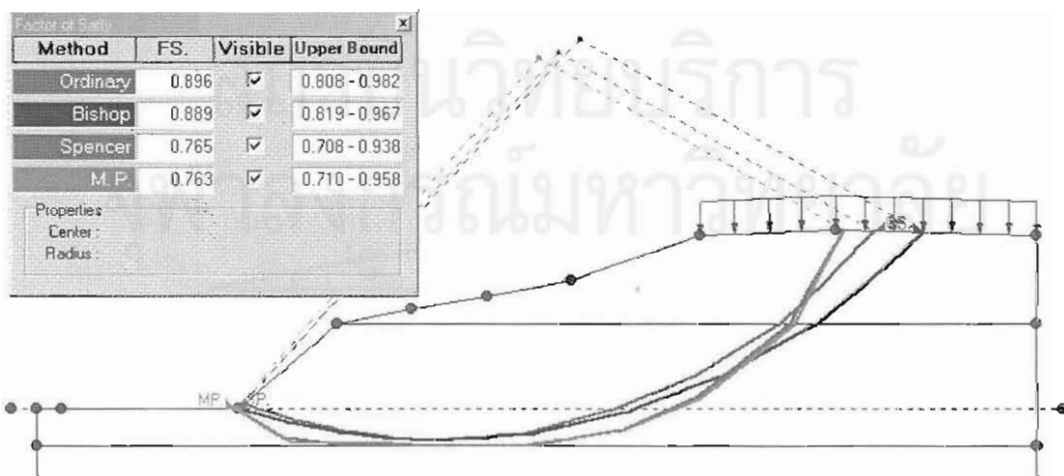
รูปที่ 6. 15 รูปเรขาคณิตและคุณสมบัติของดินของคันทางหลังการขุดลอกและระดับน้ำลดลง  
กรณีทางหลวง 3261 (ชัยวัฒน์, 2543)



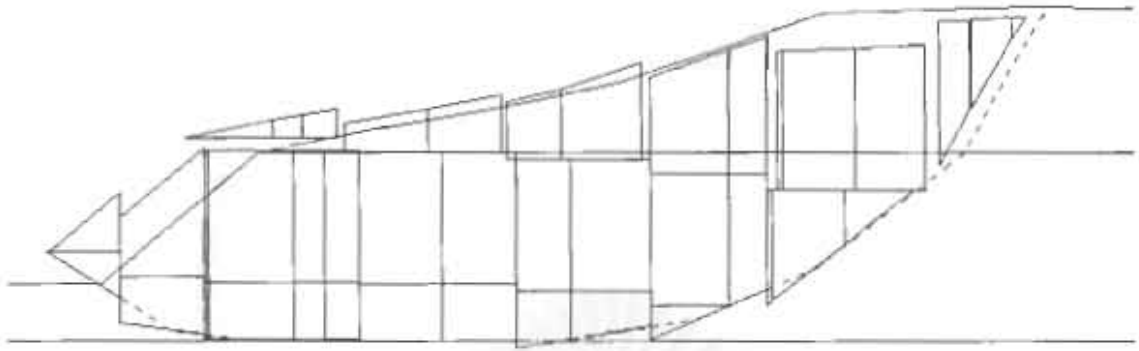
รูปที่ 6. 16 ผลการวิเคราะห์พื้นผิวแบบไม่เป็นวงกลม ในกรณีก่อนขุด



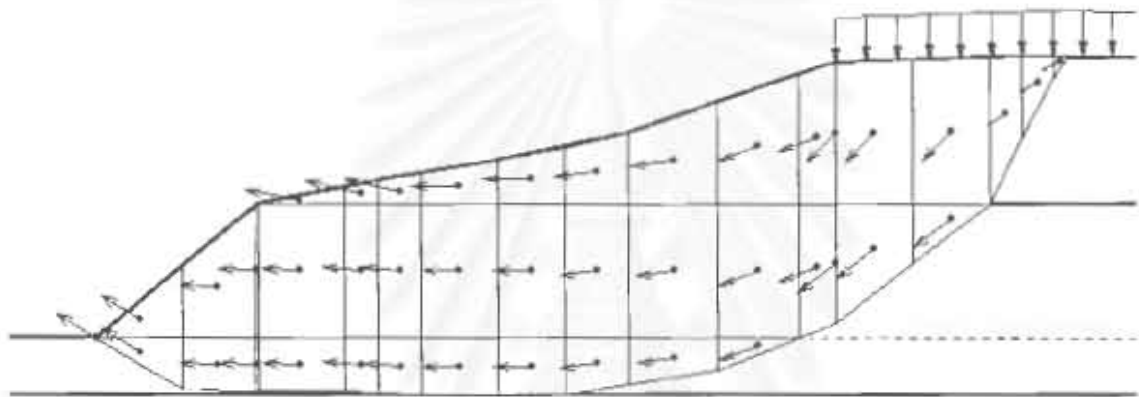
รูปที่ 6. 17 ผลการวิเคราะห์พื้นผิวแบบวงกลม ในกรณีหลังขุด



รูปที่ 6. 18 ผลการวิเคราะห์พื้นผิวแบบวงกลม ของในกรณีหลังขุดและระดับน้ำลดลง



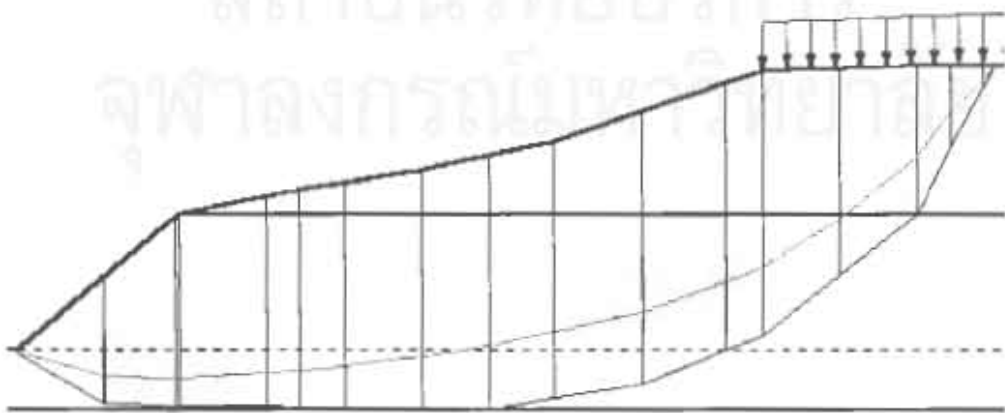
ก. รูปขนาดชนิดของความลาด



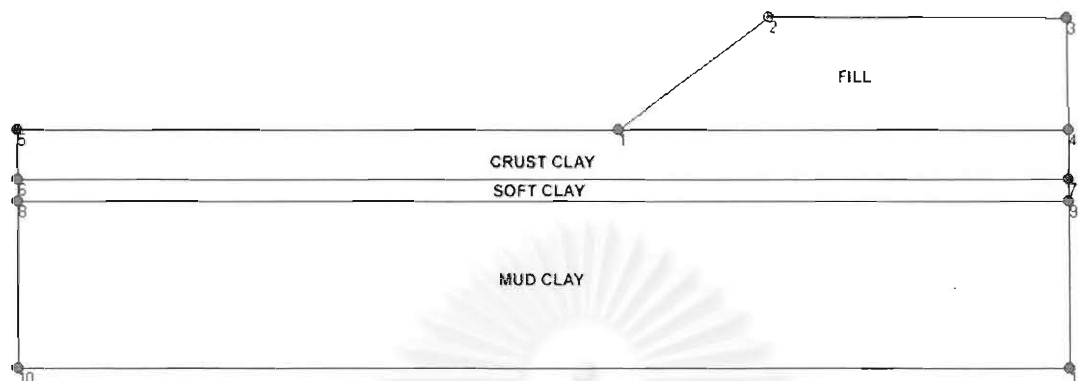
ข. ค่าที่กัศรของค้ำลาด

รูปที่ 6. 19 ผลการวิเคราะห์พื้นผิววิบัติแบบไม่เป็นวงกลมด้วยวิธี UB-TMA ของกรณีการวิบัติของทางหลวง 3261 ประเทศไทย (ชัยวัฒน์, 2543)

Summation of  $F_x = 0.000$   
Summation of  $F_y = 0.000$



รูปที่ 6. 20 การตรวจสอบ Thrust Line ของพื้นผิววิกฤติของกรณีการวิบัติของทางหลวง 3261 ประเทศไทย (ชัยวัฒน์, 2543)



ก. รูปเรขาคณิตของความลาด

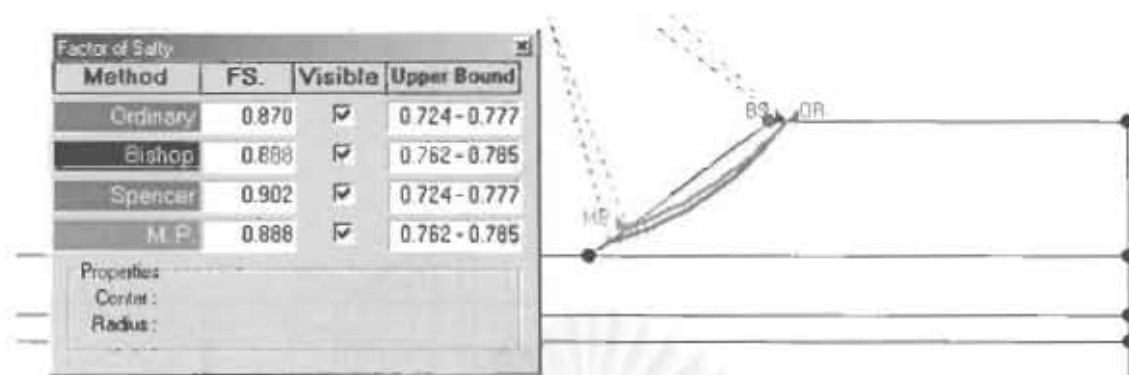
จุด	X	Y	จุด	X	Y
1	0	0	7	15	-1.65
2	5	3.75	8	-20	-2.4
3	15	3.75	9	15	-2.4
4	15	0	10	-20	-8
5	-20	0	11	15	-8
6	-20	-1.65			

ข. ค่าพิสัยของคันลาด

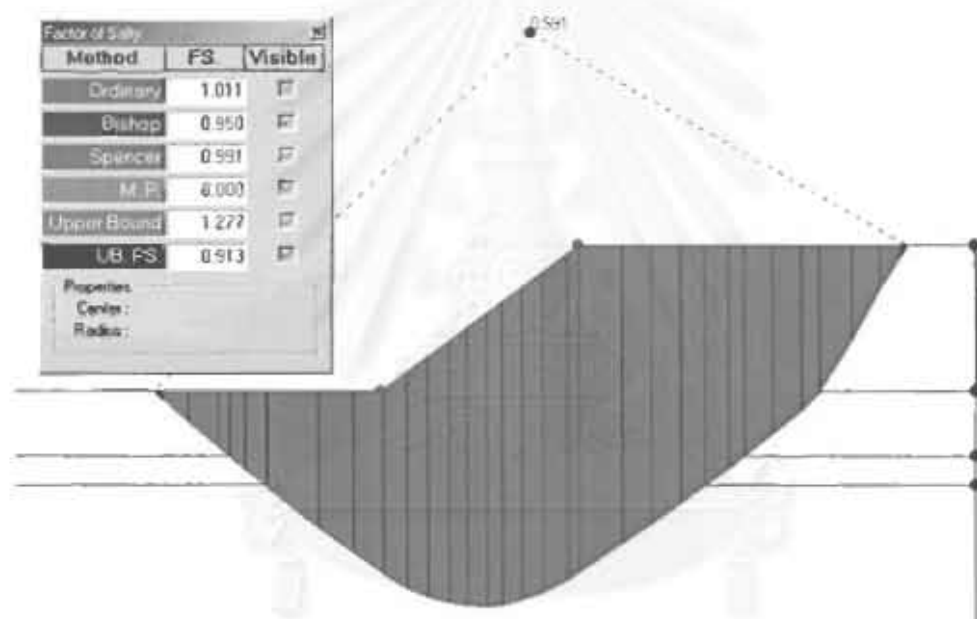
ชั้นดิน	หน่วยน้ำหนัก (ตัน/เมตร <sup>3</sup> )	กำลังรับแรงเฉือน		$\phi'$ (Degree)
		ระดับ (เมตร)	$c'$ (ตัน/เมตร <sup>2</sup> )	
Fill	1.98		0	31
Crust Clay	1.60	0	2.75	0
		-1.65	1.20	0
Soft Clay	1.60		1.20	0
Mud Clay	1.60	-2.4	1.20	0
		-8.0	1.95	0

ค. ตารางคุณสมบัติของดิน

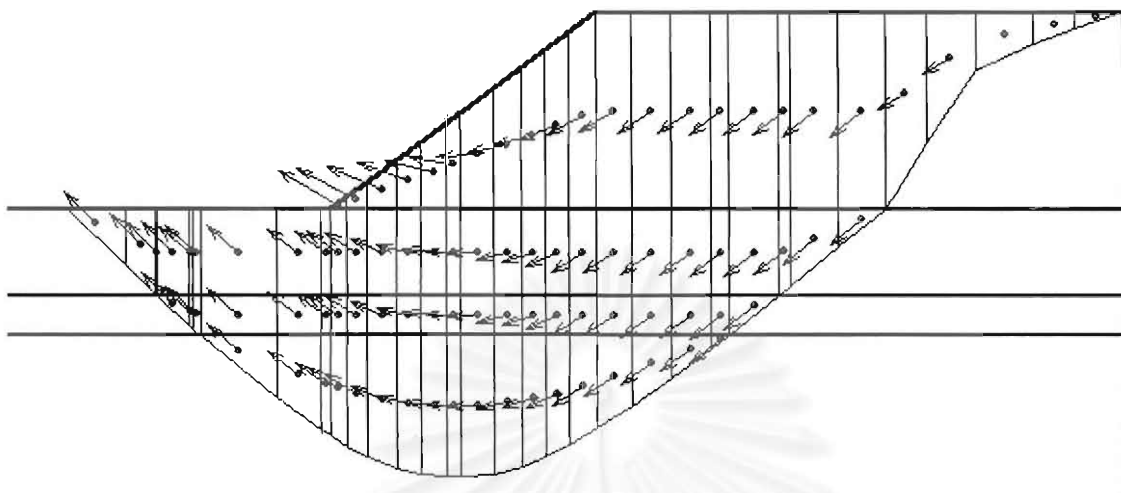
รูปที่ 6. 21 รูปเรขาคณิตและคุณสมบัติของดินของความลาดกรณีการวิบัติที่ Lanester ประเทศฝรั่งเศส (Naresh 1977)



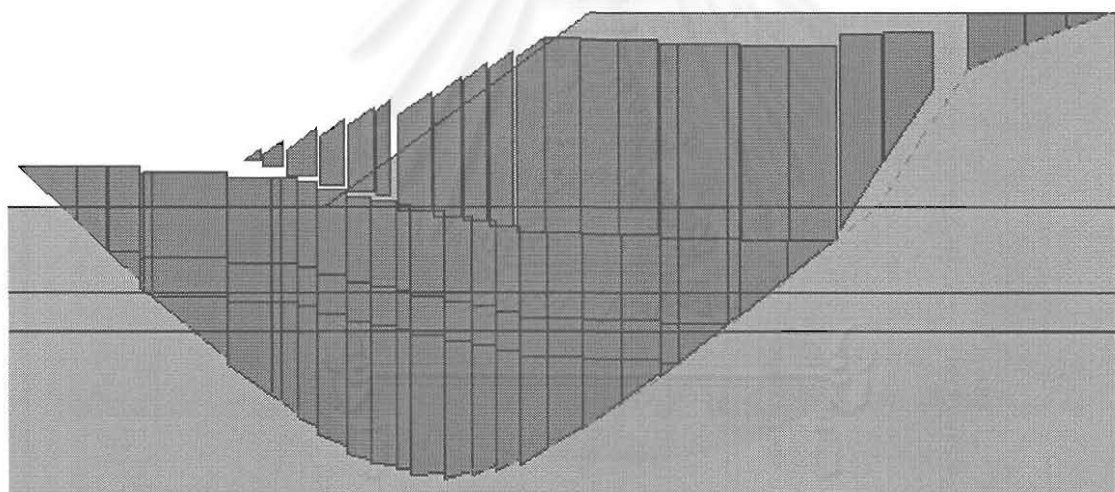
รูปที่ 6.22 ผลการวิเคราะห์หาค่าปัจจัยความปลอดภัยแบบไม่เป็นวงกลมซึ่งแสดงการวิบัติแบบ Local Failure กรณีการวิบัติที่ Lanester ประเทศฝรั่งเศส (Naresh 1977)



รูปที่ 6.23 ผลการวิเคราะห์หาค่าปัจจัยความปลอดภัยแบบไม่เป็นวงกลมโดยวิธี Spencer กรณีการวิบัติที่ Lanester ประเทศฝรั่งเศส (Naresh 1977)



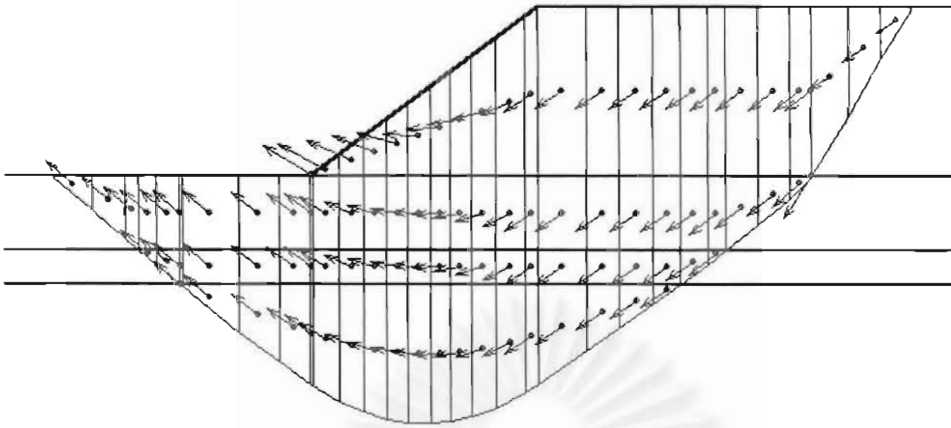
ก. การเคลื่อนที่เสถียร



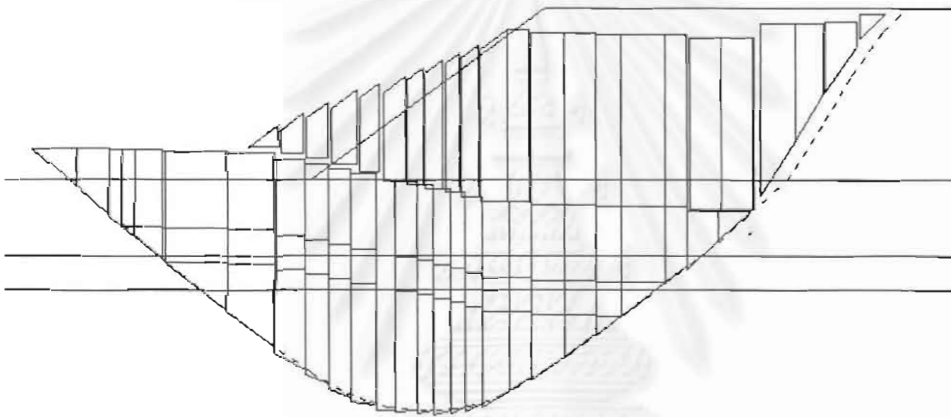
ข. การเสียรูปเสถียร

รูปที่ 6. 24 ผลการวิเคราะห์พื้นผิววิกฤตแบบวงกลมด้วยวิธี UB-TMA จากพื้นผิววิกฤต  
ด้วยวิธี Morgenstern & Price ของกรณีการขุดที่ Saint-Alban ประเทศ คานาดา (Naresh, 1977)

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

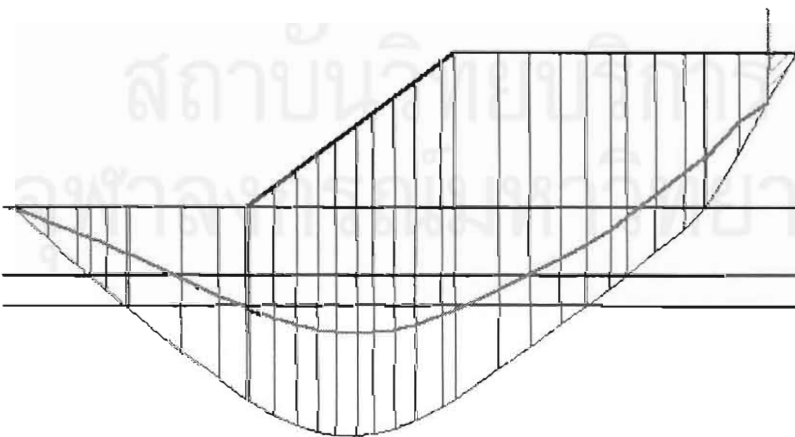


ก. การเคลื่อนที่เสมือน



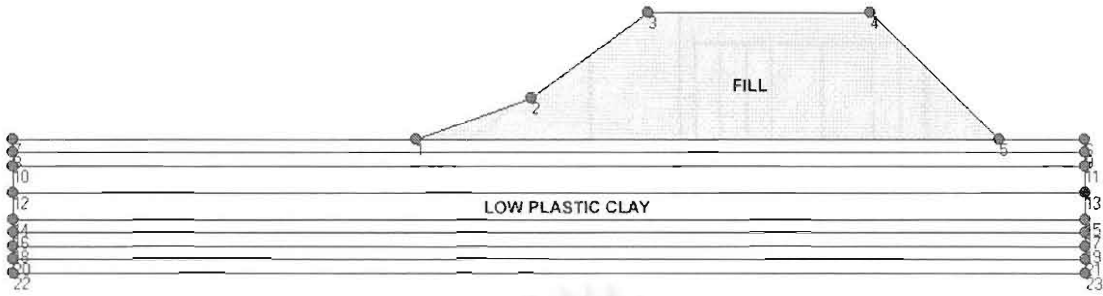
ข. การเสียรูปเสมือน

รูปที่ 6. 25 ผลการวิเคราะห์พื้นผิววิบัติแบบไม่เป็นวงกลมด้วยวิธี UB-TMA ของกรณีการวิบัติที่ Lanester ประเทศฝรั่งเศส (Naresh, 1977)



รูปที่ 6. 26 การตรวจสอบ Thrust Line ของพื้นผิววิกฤติของกรณีการวิบัติที่ Lanester ประเทศฝรั่งเศส (Naresh, 1977)





ก. รูปเรขาคณิตของความลาด

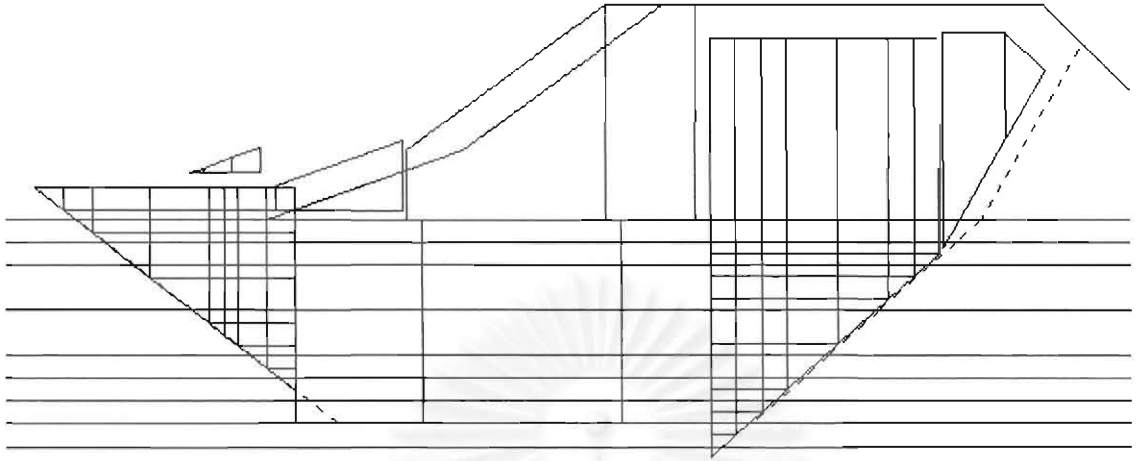
จุด	X	Y	จุด	X	Y
1	0	0	12	-30	-4
2	8.66	3.1	13	50	-4
3	17.32	9.5	14	-30	-6
4	34.02	9.5	15	50	-6
5	43.52	0	16	-30	-7
6	50	0	17	50	-7
7	-30	0	18	-30	-8
8	-30	-1	19	50	-8
9	50	-1	20	-30	-9
10	-30	-2	21	50	-9
11	50	-2	22	-30	-10
			23	50	-10

ข. ค่าพิกัดของคันลาด

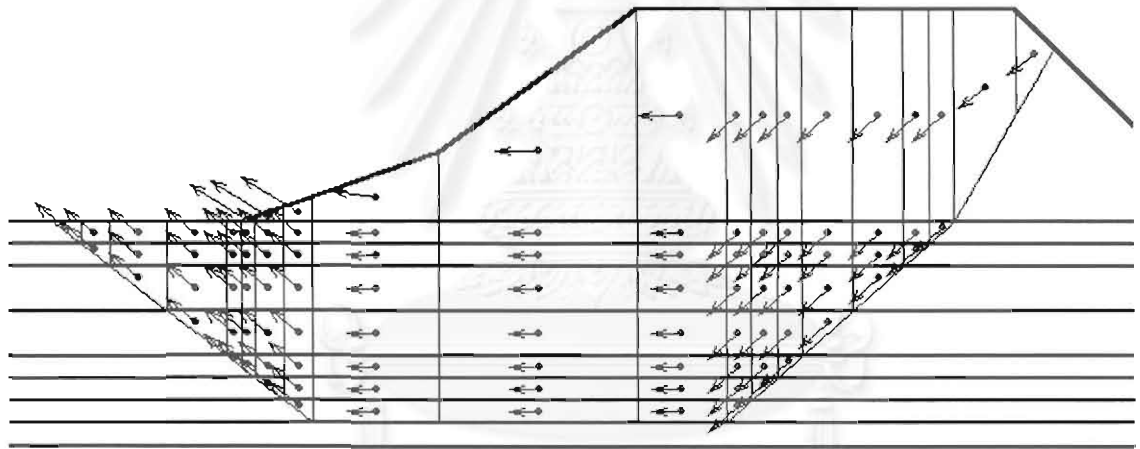
ชั้นดิน	หน่วยน้ำหนัก (ตัน/เมตร <sup>3</sup> )	กำลังรับแรงเฉือน		$\phi'$ (Degree)
		ระดับ (เมตร)	$c'$ (ตัน/เมตร <sup>3</sup> )	
Fill	1.90		0	26
Low Plastic Clay	1.60	0.00	3.60	0
		-1.00	3.60	0
		-2.00	5.20	0
		-4.00	2.00	0
		-6.00	2.80	0
		-7.00	3.50	0
		-8.00	2.00	0
		-9.00	2.00	0
		-10.00	5.80	0

ค. ตารางคุณสมบัติของดิน

รูปที่ 6. 27 รูปเรขาคณิตและคุณสมบัติของดินของความลาดกรณีการวิบัติที่ Nabonne ประเทศฝรั่งเศส



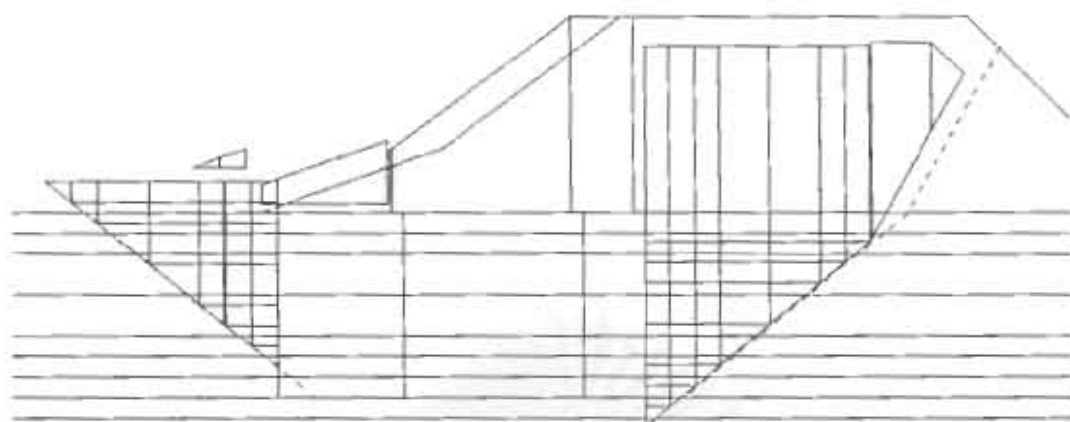
ก. การเคลื่อนที่เสมือน



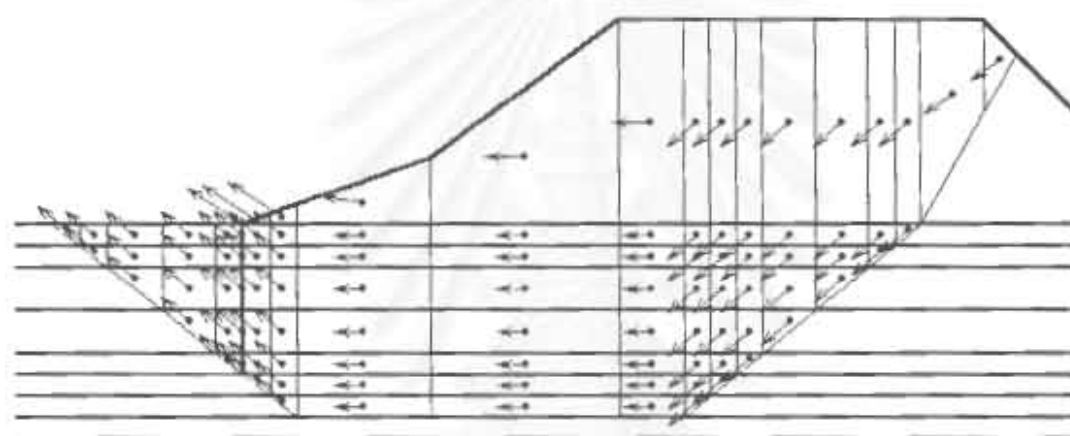
ข. การเสียรูปเสมือน

รูปที่ 6. 28 ผลการวิเคราะห์พื้นผิววิบัติแบบไม่เป็นวงกลมด้วยวิธี UBTMA ของกรณีการวิบัติที่ Nabonne ประเทศฝรั่งเศส (Naresh, 1977) จากพื้นผิววิบัติโดยวิธี Spencer ใช้จุดสุ่ม 6 จุด

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

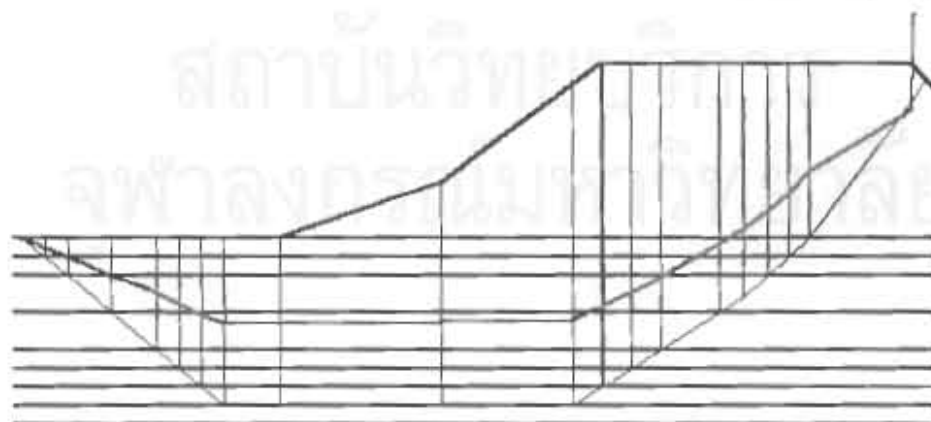


ก. การเคลื่อนที่เสถียร

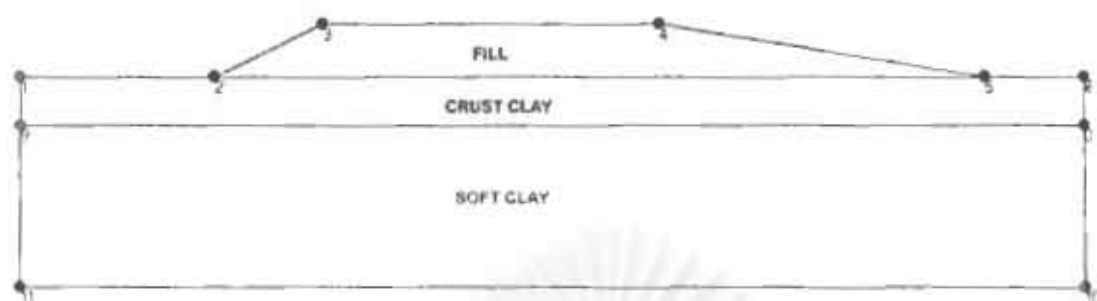


ข. การเสียรูปเสถียร

รูปที่ 6. 29 ผลการวิเคราะห์พื้นผิววิกฤติแบบไม่เป็นวงกลมด้วยวิธี UBMA ของกรณีการวัดที่ Nabonne ประเทศฝรั่งเศส (Naresh, 1977) จากพื้นผิววิกฤติโดยวิธี Morgenstern & Price ใช้จุดสุ่ม 6 จุด



รูปที่ 6. 30 การตรวจจลอบ Thrust Line ของพื้นผิววิกฤติของ กรณีการวัดที่ Nabonne ประเทศฝรั่งเศส (Naresh, 1977)



ก. รูปเรขาคณิตของความลาด

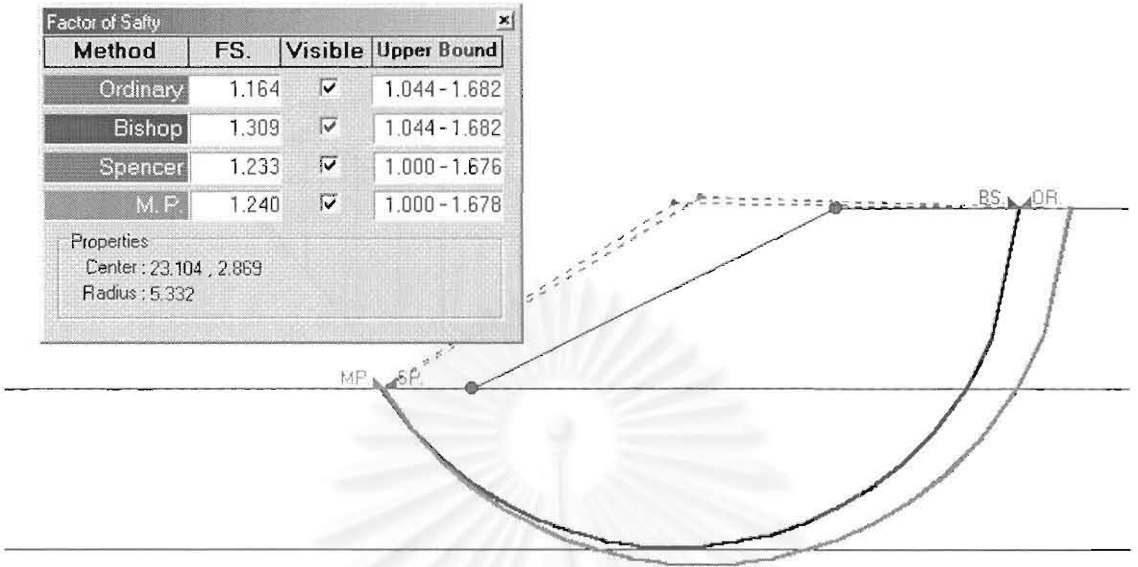
จุด	X	Y	จุด	X	Y
1	10	0	6	65	0
2	20	0	7	65	0
3	25.6	2.8	8	65	-2.5
4	43	2.8	9	10	-2.5
5	59.8	0	10	65	-11
			11	10	-11

ข. ค่าพิกัดของชั้นลาด

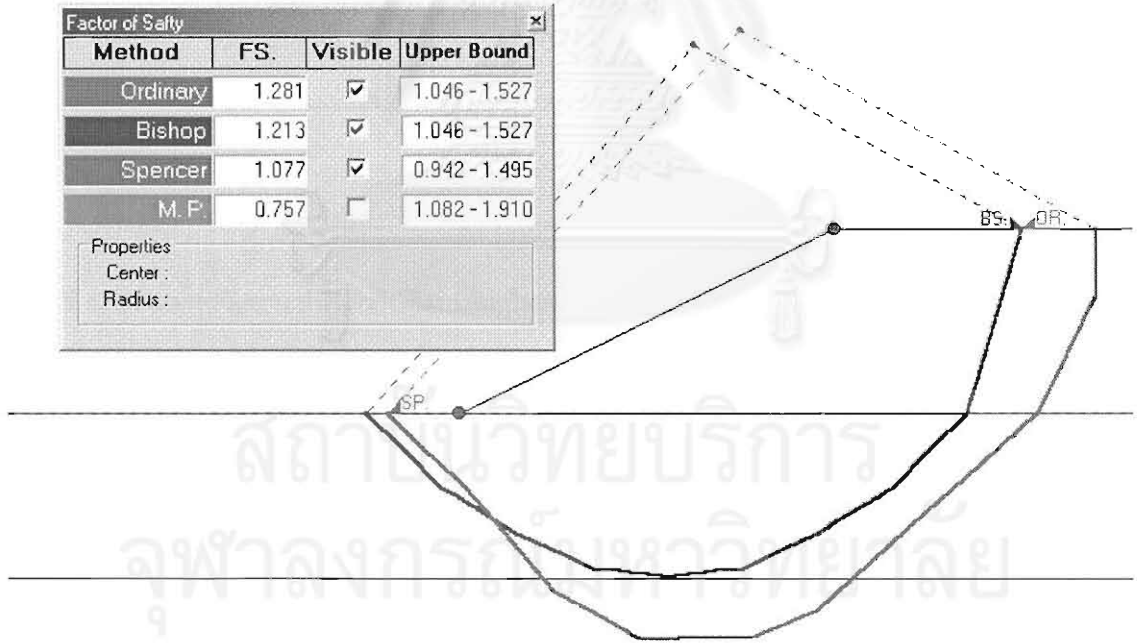
ชั้นดิน	หน่วยน้ำหนัก (กิโลนิวตัน/เมตร <sup>3</sup> )	กำลังรับแรงเฉือน		$\phi'$ (Degree)
		ระดับ (เมตร)	$c'$ (กิโลนิวตัน/เมตร <sup>2</sup> )	
Fill	18		0	35
Crust Clay	13	0	15.500	0
		-2.5	6.325	0
Soft Clay	13	-2.5	6.250	0
		-11.0	13.900	0

ค. ตารางคุณสมบัติของดิน

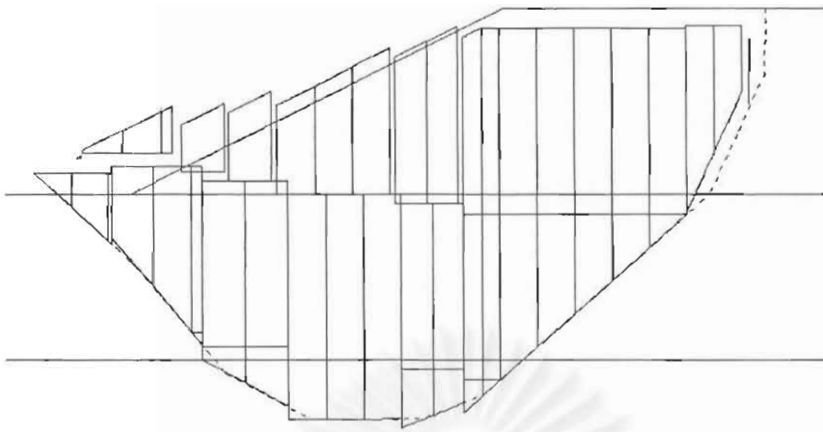
รูปที่ 6. 31 รูปเรขาคณิตและคุณสมบัติของดินของความลาดกรณีการวิบัติที่ชั้นดินทดสอบ Rio de Janeiro ประเทศบราซิล



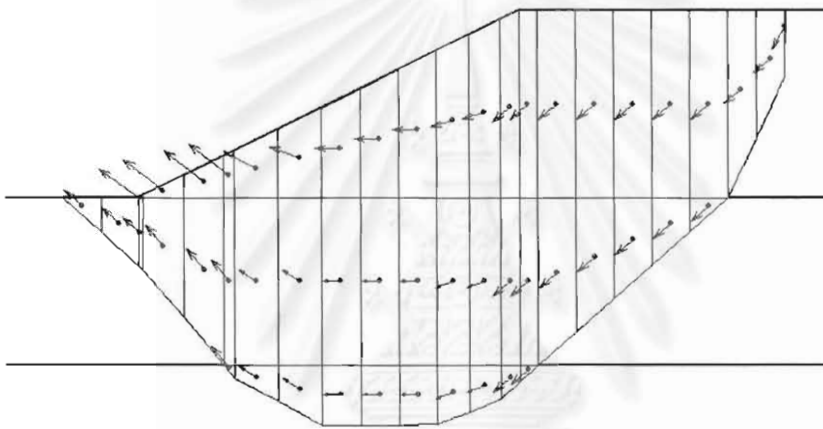
รูปที่ 6. 32 ผลการวิเคราะห์พื้นผิวแบบวงกลม ของกรณีการขุดที่คันดินทดสอบ Rio de Janeiro ประเทศบราซิล



รูปที่ 6. 33 ผลการวิเคราะห์พื้นผิวแบบวงกลม ของกรณีการขุดที่คันดินทดสอบ Rio de Janeiro ประเทศบราซิล



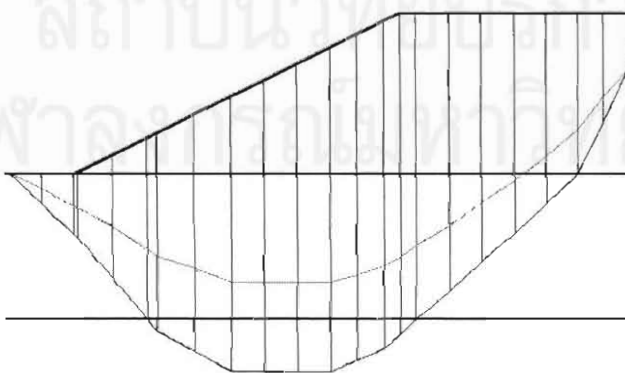
ก. การเสีกรูปเสมือน



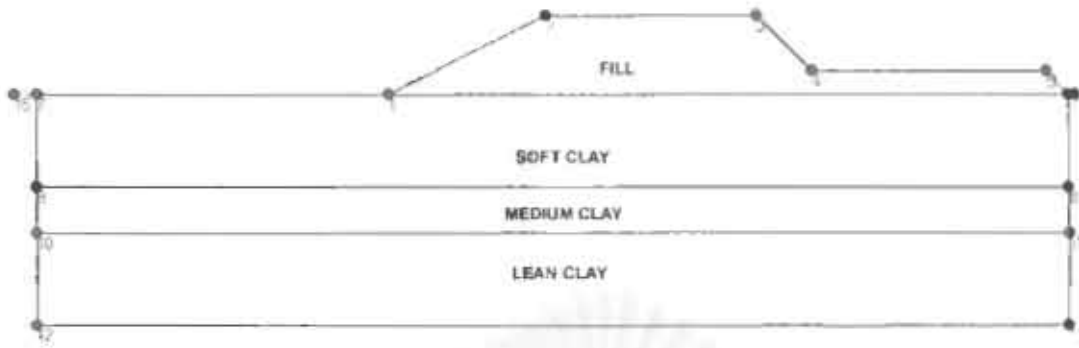
ข. การเคลื่อนที่เสมือน

รูปที่ 6. 34 ผลการวิเคราะห์พื้นผิววิบัติแบบไม่เป็นวงกลมด้วยวิธี UBMA ของกรณีการวิบัติที่คั่นดินทดสอบ  
Rio de Janeiro ประเทศบราซิล

Summation of  $F_x = -0.006$   
Summation of  $F_y = 0.000$



รูปที่ 6. 35 การตรวจสอบ Thrust Line ของพื้นผิววิบัติของกรณีการวิบัติที่คั่นดินทดสอบ Rio de Janeiro  
ประเทศบราซิล



ก. รูปเรขาคณิตของความลาด

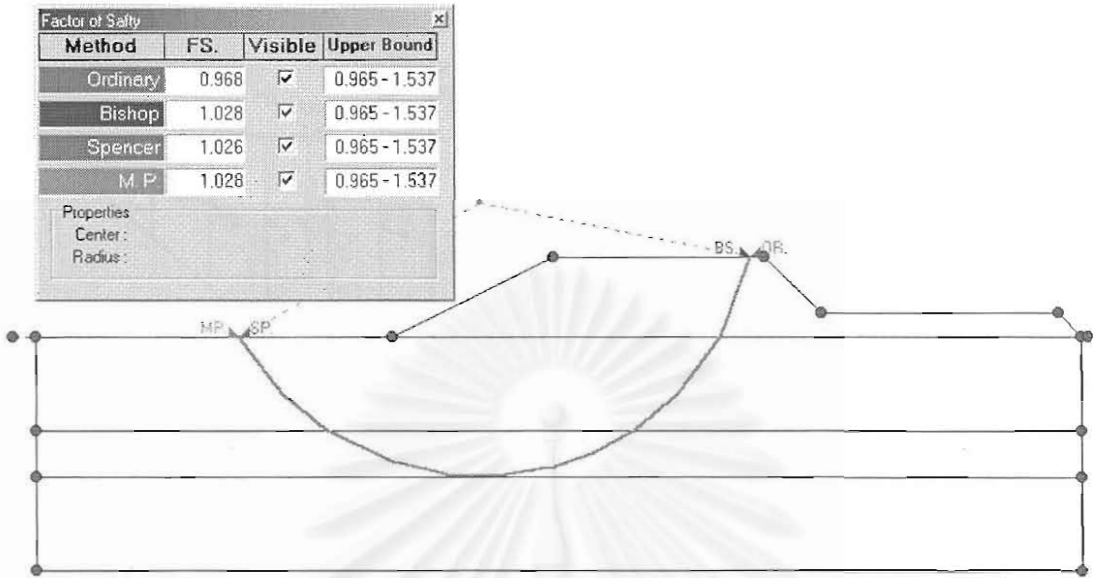
จุด	X	Y	จุด	X	Y
1	0	0	8	29.2	-4
2	6.8	3.4	9	-15	-4
3	15.8	3.4	10	-15	-6
4	18.2	1	11	29.2	-6
5	28.2	1	12	-15	-10
6	29.2	0	13	29.2	-10
7	-15	0	14	29.5	0
			15	-16	0

ข. ค่าพิสัยของดินลาด

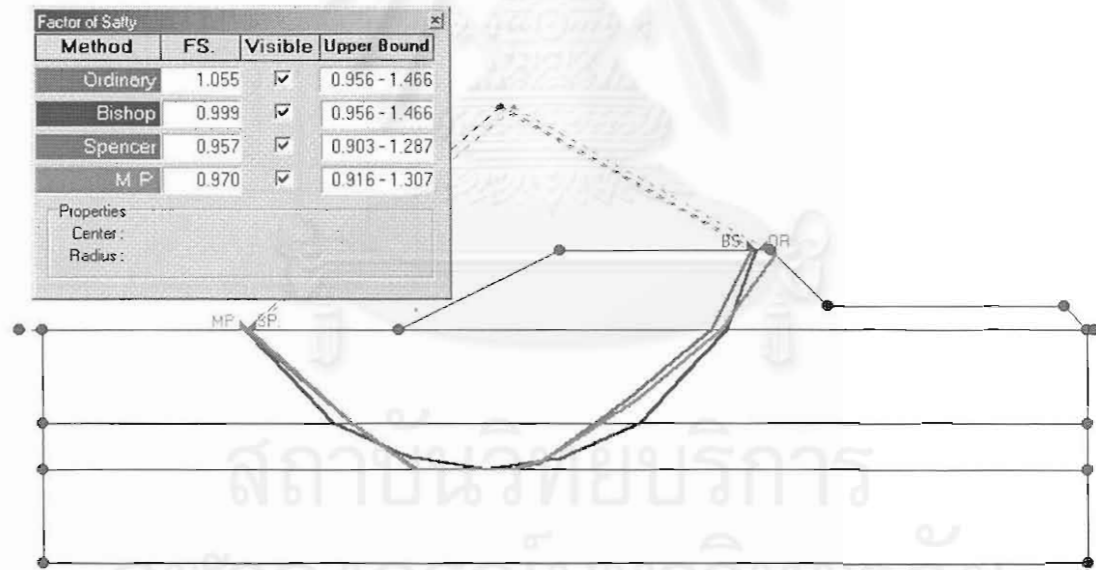
ชั้นดิน	หน่วยน้ำหนัก (ตัน/เมตร <sup>3</sup> )	กำลังรับแรงเฉือน		$\phi'$ (Degree)
		ระดับ (เมตร)	$c'$ (ตัน/เมตร <sup>2</sup> )	
Fill	1.85		0	37.5
Crust Clay	1.80	0.0	1.6875	0
		-4.0	1.0125	0
Medium Clay	1.80		1.0125	0
Lean Clay	1.80	-6.0	1.0125	0
		-10.0	7.50	0

ค. ตารางคุณสมบัติของดิน

รูปที่ 6. 36 รูปเรขาคณิตและคุณสมบัติของดินของความลาดกรณีการวิบัติที่คันดินทดสอบโครงการสนามบินสุวรรณภูมิ (หนองงูเห่า) (Naresh, 1977)

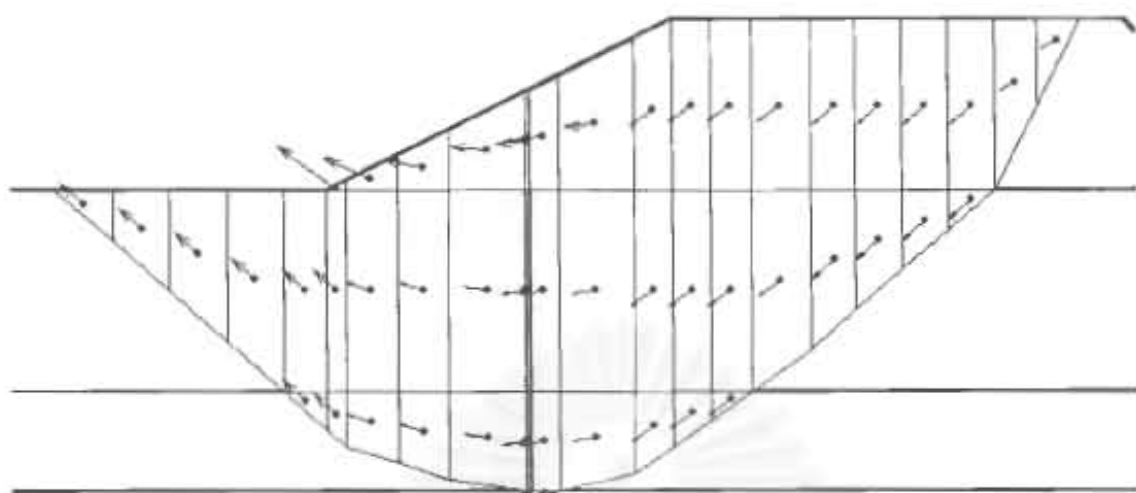


รูปที่ 6. 37 ผลการวิเคราะห์พื้นผิวแบบวงกลม ของการวิบัติที่คันดินทดสอบโครงการสนามบินสุวรรณภูมิ (หนองงูเห่า) (Naresh, 1977)

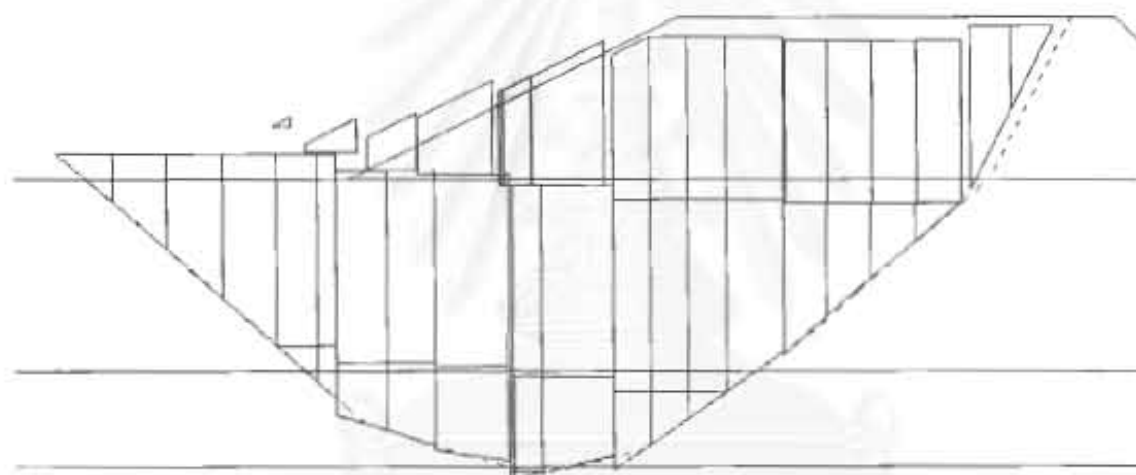


รูปที่ 6. 38 ผลการวิเคราะห์พื้นผิวแบบไม่เป็นวงกลม การวิบัติที่คันดินทดสอบโครงการสนามบินสุวรรณภูมิ (หนองงูเห่า) (Naresh, 1977)





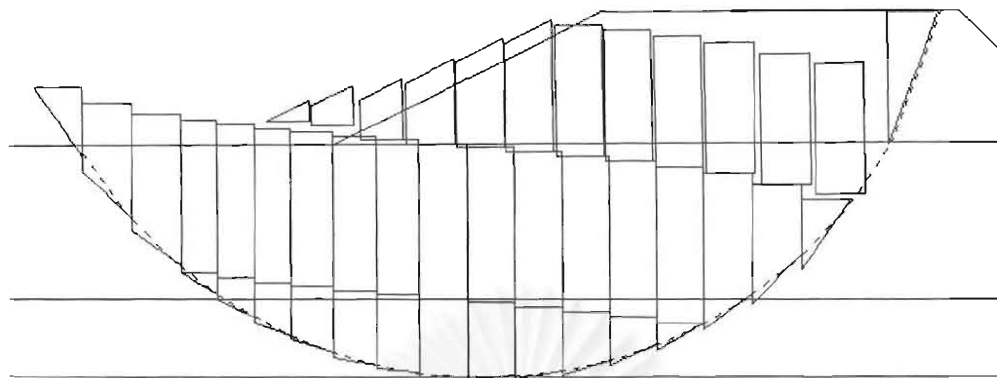
ก. การเคลื่อนที่เสริม



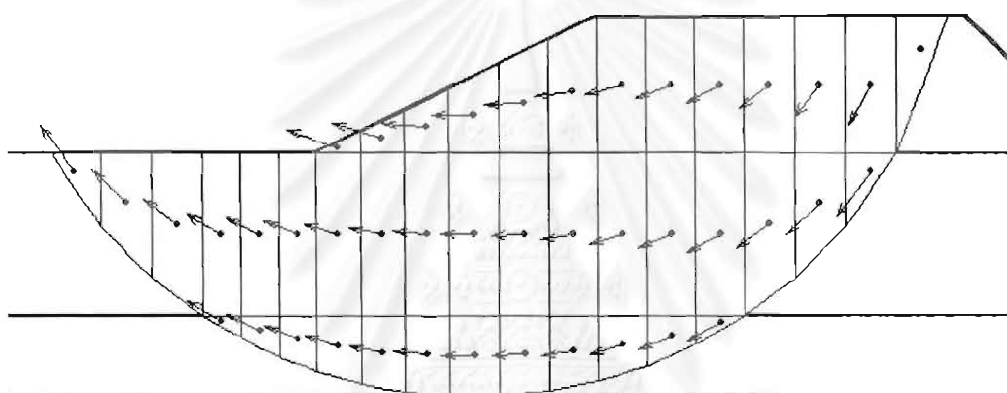
ข. การเรียบรูปเสริม

รูปที่ 6. 39 ผลการวิเคราะห์พื้นผิววิธีแบบไม่เป็นวงกลมด้วยวิธี UBTMA ของการวิบัติที่คันดินทดสอบโครงการ  
ตามปิ่นสุวรรณภูมิ (หนองงูเห่า) (Naresh, 1977)

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



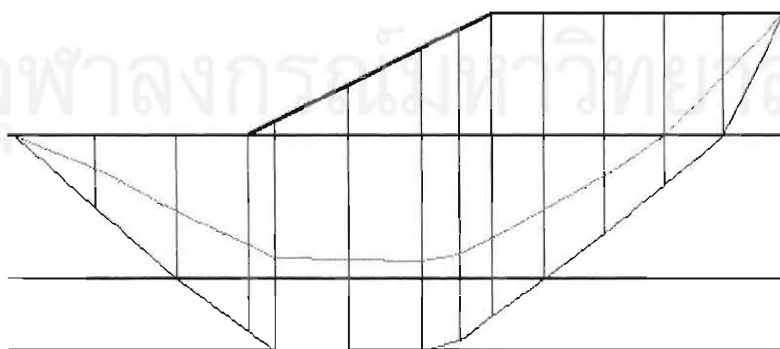
ก. การเสียรูปเสมือน



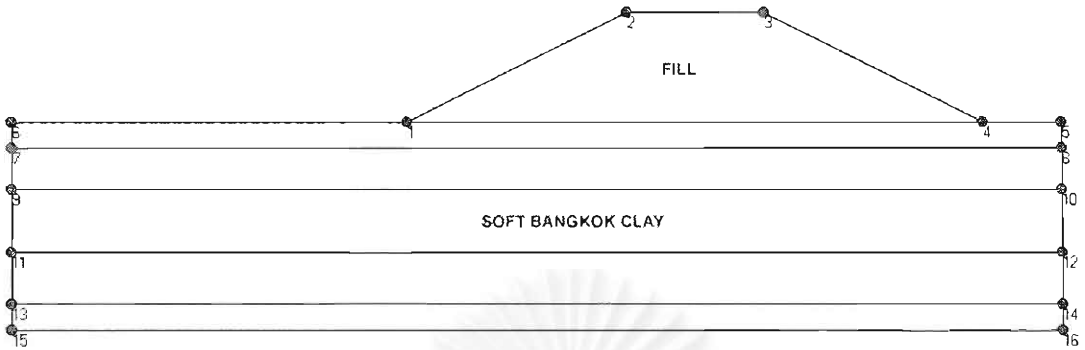
ข. การเคลื่อนที่เสมือน

รูปที่ 6. 40 ผลการวิเคราะห์พื้นผิววิถีแบบวงกลมด้วยวิธี UBTMA ของกรณีการวิบัติที่คันดินทดสอบ  
โครงการสนามบินสุวรรณภูมิ (หนองงูเห่า) (Naresh, 1977)

Summation of  $F_x = -0.005$   
Summation of  $F_y = 0.000$



รูปที่ 6. 41 การตรวจสอบ Thrust Line ของพื้นผิววิถีของการวิบัติที่คันดินทดสอบ  
โครงการสนามบินสุวรรณภูมิ (หนองงูเห่า) (Naresh, 1977)



ก. รูปเรขาคณิตของความลาด

จุด	X	Y	จุด	X	Y
1	0	0	9	-15	-2.6
2	8.4	4.2	10	25	-2.6
3	13.6	4.2	11	-15	-5
4	22	0	12	25	-5
5	25	0	13	-15	-7
6	-15	0	14	25	-7
7	-15	-1	15	-15	-8
8	25	-1	16	25	-8

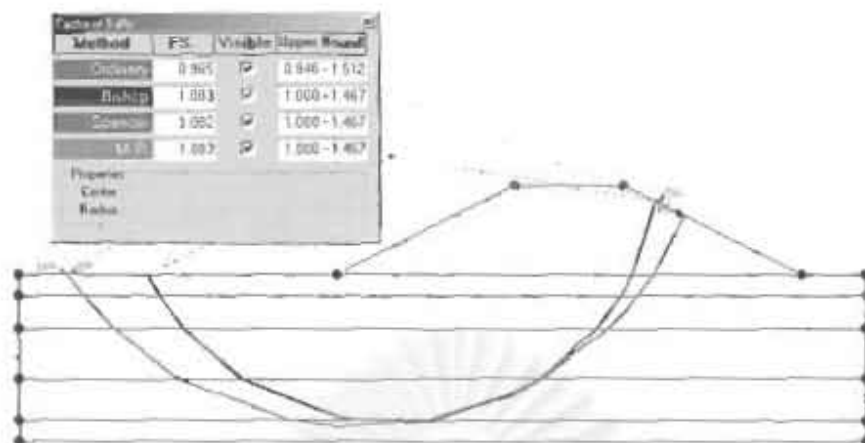
ข. ค่าพิกัดของดินลาด

ชั้นดิน	หน่วยน้ำหนัก (ตัน/เมตร <sup>3</sup> )	กำลังรับแรงเฉือน		$\phi'$ (Degree)
		ระดับ (เมตร)	$c'$ (ตัน/เมตร <sup>2</sup> )	
Fill	1.80		0	35
Soft Bangkok Clay	1.80	0.0	1.80	0
		-1.00	1.80	0
		-2.60	1.125	0
		-5.00	1.275	0
		-7.00	1.275	0
		-8.00	1.6875	0

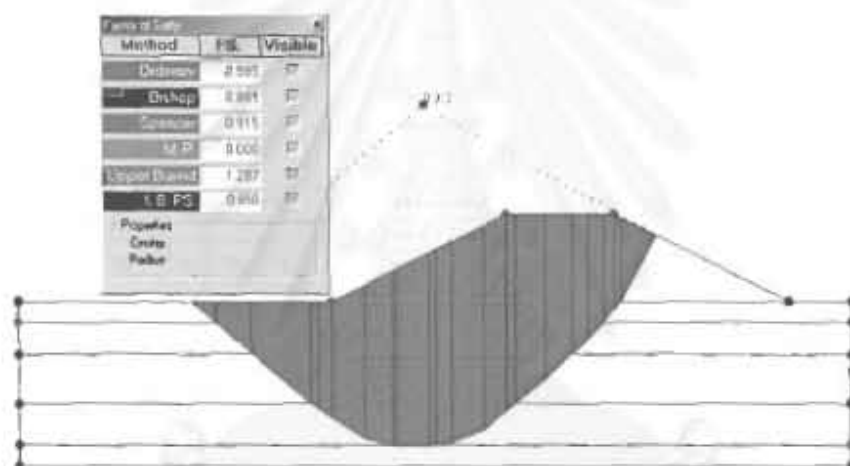
ค. ตารางคุณสมบัติของดิน

รูปที่ 6. 42 รูปเรขาคณิตและคุณสมบัติของดินของความลาดกรณีการวิบัติที่ชั้นดินทดสอบบริเวณ

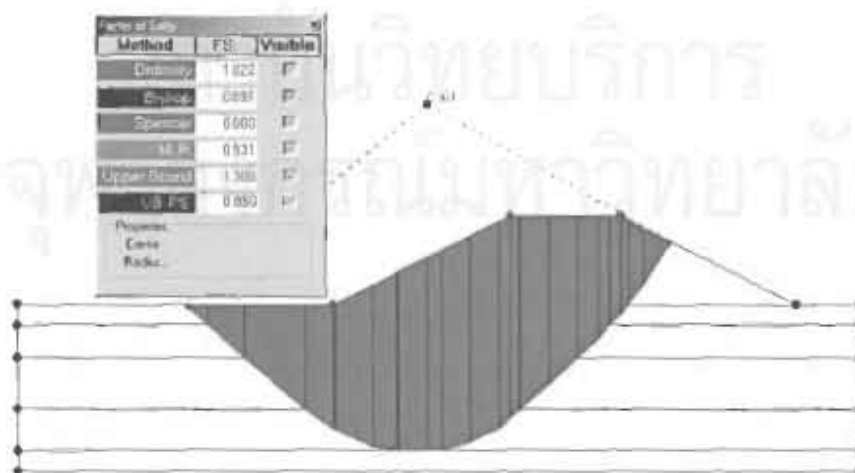
ถนนธนบุรี - ปากท่อ (Naresh, 1977)



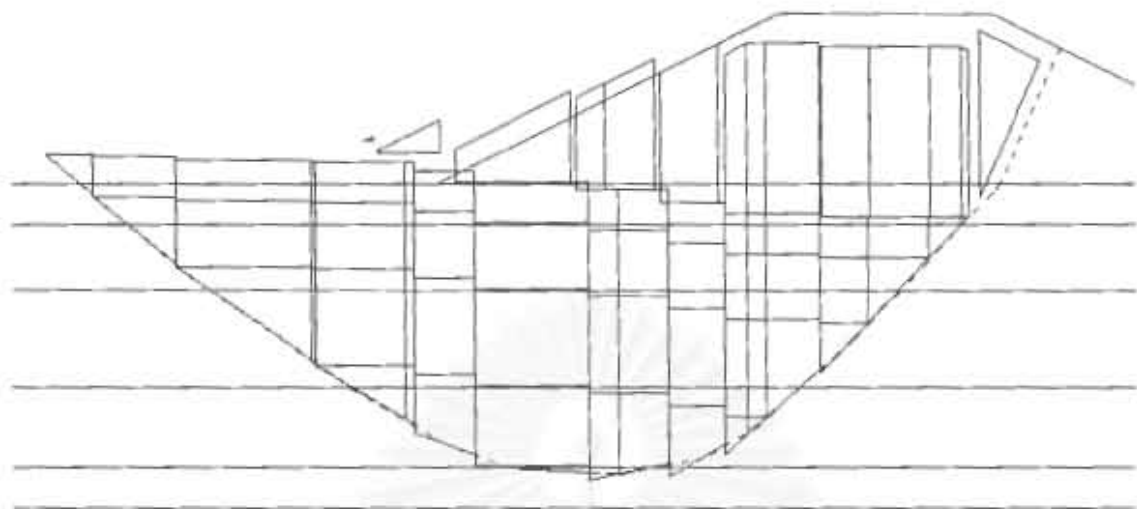
รูปที่ 6. 43 ผลการวิเคราะห์พื้นผิวแบบวงกลม ของกรณีการวิบัติที่คันดินทดสอบบริเวณถนนธนบุรี - ปากท่อ (Naresh, 1977)



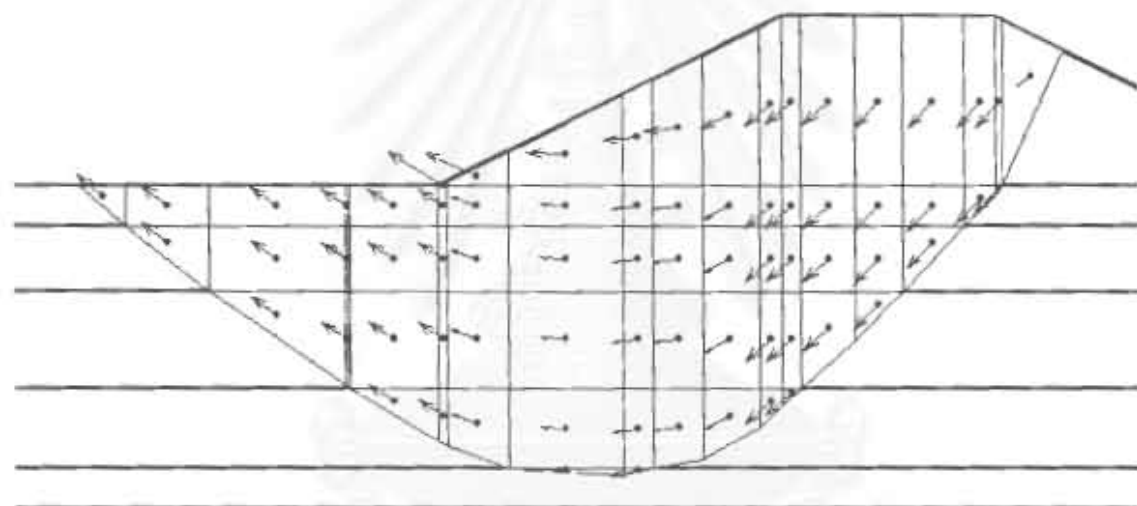
รูปที่ 6. 44 ผลการวิเคราะห์พื้นผิวแบบไม่เป็นวงกลมในวิธี Spencer กรณีการวิบัติที่คันดินทดสอบบริเวณถนนธนบุรี - ปากท่อ (Naresh, 1977)



รูปที่ 6. 45 ผลการวิเคราะห์พื้นผิวแบบไม่เป็นวงกลมในวิธี Morgenstern & Price กรณีการวิบัติที่คันดินทดสอบบริเวณถนนธนบุรี - ปากท่อ (Naresh, 1977)



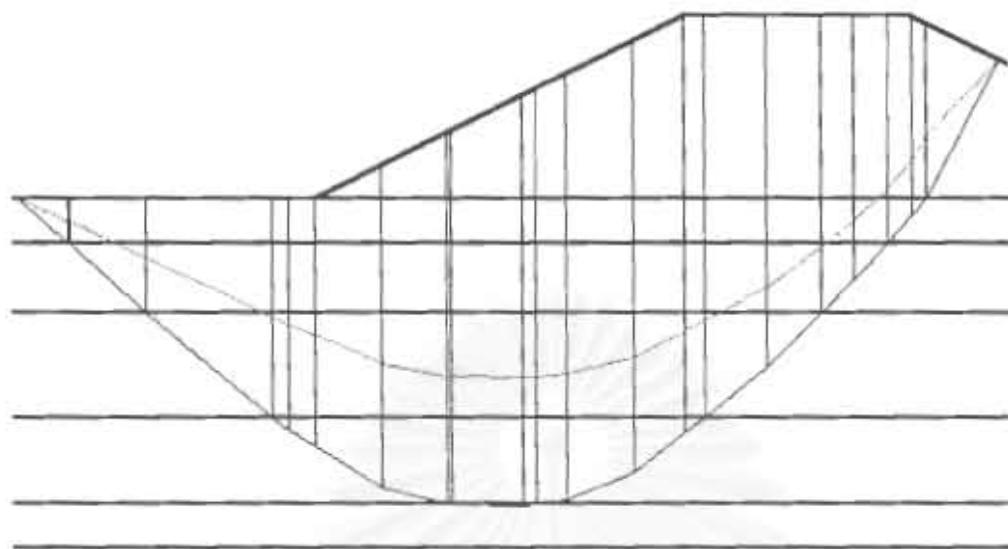
ก. การเสียรูปเสมือน



ข. การเคลื่อนที่เสมือน

รูปที่ 6. 46 ผลการวิเคราะห์พื้นผิววิบัติแบบวงกลมด้วยวิธี UBMA ของกรณีการวิบัติที่ต้นตันทดสอบบริเวณ  
ถนนธนบุรี - ปากท่อ (Naresh, 1977)

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 6. 47 การตรวจสอบ Thrust Line ของพื้นผิววิกฤติของกรณีการวิบัติที่พื้นดินทดสอบบริเวณ  
ถนนรณบุรี - ปากท่อ (Naresh, 1977)

สถาบันวิทยบริการ  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

## สรุปผลการวิจัย อภิปรายผล และข้อเสนอแนะ

## 7.1 บทนำ

ในบทนี้ผู้เขียนนำเสนอการสรุปผลการวิจัย อภิปรายผลและข้อเสนอแนะของการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดด้วยวิธี UBTMA โดยใช้ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดจากบทที่ 4 และ บทที่ 6 โดยในบทที่ 4 มุ่งเน้นไปที่ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดโดยวิธี UBTMA ที่เปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดโดยวิธี Finite Element โดย Griffith (1999) ส่วนในบทที่ 6 นั้นใช้ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดที่เกิดวิบัติขึ้นจริงในทุกๆ กรณี เพื่อให้เกิดกรณีที่หลากหลาย ในส่วนของการอภิปรายผลผู้เขียนนำเสนอข้อคิดเห็นและข้อสังเกตในการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดด้วยวิธี UBTMA และวิธี General Limit Equilibrium ในกรณีความลาดและพื้นผิววิบัติต่างๆ ในส่วนสุดท้ายเป็นการนำเสนอข้อเสนอนี้และข้อคิดเห็นในการปรับปรุงการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดด้วยวิธี UBTMA เพื่อให้ได้ผลการวิเคราะห์ที่แม่นยำมากยิ่งขึ้น

## 7.2 สรุปผลการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดด้วยวิธี UBTMA

จากผลการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดด้วยวิธี UBTMA ในบทที่ 4 และ บทที่ 6 สรุปผลการวิเคราะห์ในกรณีความลาดต่างๆ ได้ตามตารางที่ 7.1 รูปที่ 7.1 แสดงกราฟของค่าสัดส่วนปลอดภัยจากการวิเคราะห์โดยวิธี UBTMA โดยแสดงขอบของ Full Strength Interface (FSI) และ Zero Strength Interface (ZSI) และผลการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดโดยวิธี General Limit Equilibrium และ Finite Element โดย Griffith (1999) เส้นแนวราบที่ค่าสัดส่วนปลอดภัย 1.00 แสดงถึงขอบของความเสถียรของความลาด

จากตารางที่ 7.1 และรูปที่ 7.1 ในกรณีที่ 1, 2 และ 3 เป็นการวิเคราะห์โดยเปรียบเทียบกับการวิเคราะห์ด้วยวิธี Finite Element โดย Griffith (1999) จะเห็นได้ว่าค่าสัดส่วนปลอดภัยสอดคล้องกับวิธี UBTMA เป็นอย่างมากและจากกรณีที่ไม่ได้นำมาเสนอของ Griffith (1999) ในบทที่ 4 ซึ่งให้ผลที่สอดคล้องเช่นเดียวกันผู้เขียนจึงขอสรุปว่า วิธีการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดด้วยวิธี UBTMA ให้ผลการวิเคราะห์สอดคล้องกันกับวิธีการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดด้วยวิธี Finite Element ซึ่งเป็นวิธีที่มีประสิทธิภาพย่อมแสดงว่าวิธี UBTMA มีความสามารถในการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดได้เป็นอย่างดีและมีประสิทธิภาพสูง

จากตารางที่ 7.1 และรูปที่ 7.1 ในกรณีที่ 4 ถึงกรณีที่ 21 เป็นการวิเคราะห์ความลาดด้วยวิธี UBMA กับกรณีวิบัติที่เกิดขึ้นจริง สังเกตเส้นแนวราบที่ตัดค่าสัดส่วนปลอดภัยเท่ากับ 1.00 จะเห็นได้ว่าค่าสัดส่วนปลอดภัยจากการวิเคราะห์พื้นผิววิบัติวิกฤติแบบไม่เป็นวงกลมในทุกกรณีแสดงถึงการวิบัติอย่างชัดเจน ในกรณีการวิเคราะห์ที่ 4 และ 5 ซึ่งคือกรณีการวิบัติชายฝั่งทะเลประเทศบราซิลจะเห็นได้ว่าค่าการวิเคราะห์เสถียรภาพจากพื้นผิววิบัติแบบวงกลมและไม่เป็นวงกลมแสดงเสถียรภาพที่แตกต่างกันอย่างชัดเจน แต่ในกรณีอื่นๆการวิบัติแบบวงกลมและไม่เป็นวงกลมก็ให้ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพที่แสดงถึงเสถียรภาพใกล้เคียงกันนั้นอาจเป็นเพราะว่าลักษณะของชั้นดินมีความซับซ้อนไม่มากนัก จากกลุ่มของกรณีการวิเคราะห์นี้แสดงอย่างชัดเจนแล้วว่าวิธีการวิเคราะห์เสถียรภาพแบบ UBMA สามารถวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดได้อย่างถูกต้องแม่นยำสามารถวิเคราะห์และทำนายการเกิดวิบัติได้จริงสามารถนำไปประยุกต์ใช้ในเชิงปฏิบัติได้

### 7.3 ข้อคิดเห็นและข้อสังเกตของผลการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดโดยวิธี UBMA

ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพในวิธี UBMA ให้ผลที่น่าสังเกตอยู่หลายข้อคือ

1. เมื่อเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์โดยวิธี Limit Equilibrium ค่าสัดส่วนปลอดภัยจากวิธี General Limit Equilibrium จะอยู่ใกล้กับค่าสัดส่วนปลอดภัยแบบ Zero Strength Interface (UBTMA-ZFI) สังเกตได้ในทุกๆกรณีในรูปที่ 7.1
2. ค่าสัดส่วนปลอดภัยแบบ Full Strength Interface และ Zero Strength Interface จะมีช่วงที่ห่างกันมากหากวิเคราะห์กับความลาดที่ประกอบด้วยดินที่มีค่ามุมเสียดทานสูง และยิ่งมากขึ้นหากความลาดประกอบด้วยดินที่มีค่ามุมเสียดทานสูงและความดันน้ำสูง แต่อย่างไรก็ดี ค่าสัดส่วนปลอดภัยที่วิเคราะห์ยังสามารถแสดงถึงเสถียรภาพที่ถูกต้องได้ เหตุที่ค่าของช่วงที่ห่างกันมากผู้เขียนคิดว่าเกิดจาก Associate Flow Rule ที่ให้ค่า Dilate เท่ากับมุมเสียดทาน ข้อสังเกตนี้ดูได้อย่างชัดเจนจากกรณีการวิเคราะห์ที่ 4 และกรณีการวิเคราะห์ที่ 5

ข้อสังเกตทั้งสองน่าจะเป็นธรรมชาติของการวิเคราะห์โดยวิธีนี้ในกรณีที่ผู้ทำการวิเคราะห์ยังไม่คุ้นเคยกับการวิเคราะห์ผลในวิธีนี้การวิเคราะห์ผลควบคู่กับวิธี General Limit Equilibrium ในวิธี Spencer หรือ Morgenstern & Price น่าจะเป็นการเริ่มต้นที่ดีกับการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดด้วยวิธี UBMA



จากการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดในกรณีต่างๆมากมายทั้งในส่วนของ ตารางที่ 7.1 รูปที่ 7.1 และในกรณีอื่นผู้เขียนมีข้อคิดเห็นเพิ่มเติมเกี่ยวกับการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดในวิธีต่างๆ และการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดด้วยวิธี UBMA ดังนี้

1. ในกรณีวิธีการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดด้วยวิธี Limit Equilibrium การวิเคราะห์โดยพื้นผิววิบัติแบบไม่เป็นวงกลมจะให้ค่าสัดส่วนปลอดภัยต่ำกว่าการวิเคราะห์แบบไม่เป็นวงกลมตั้งแต่ 5% - 20% สังเกตได้จากผลการวิเคราะห์ในรูปที่ 7.1 และตาราง 7.1 ซึ่งในปัจจุบันการวิเคราะห์โดยระนาบแบบไม่เป็นวงกลมยังประยุกต์ใช้กันน้อยมากในการทำงานจริง

2. การวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดด้วยวิธี Ordinary ให้ผลการวิเคราะห์ที่น่าสงสัยเป็นอย่างมากโดยส่วนใหญ่แล้วจากการวิเคราะห์ผลควบคู่กับวิธี UBMA มักให้ค่าสัดส่วนปลอดภัยต่ำกว่าค่าสัดส่วนปลอดภัยแบบ Zero Strength interface และจากการตรวจสอบความน่าเชื่อถือโดยผลรวมแรงมักจะมีแรงไม่สมดุลเหลืออยู่เป็นจำนวนมาก ซึ่งในปัจจุบันในประเทศไทยการวิเคราะห์โดยวิธี Ordinary นี้มักเป็นตัวเลือกแรกในการใช้วิเคราะห์เสถียรภาพของความลาด

ในความคิดเห็นของผู้เขียนแล้ววิธีการวิเคราะห์เสถียรภาพที่เหมาะสมในการประยุกต์ใช้ในการทำงานน่าจะเป็นวิธี General Limit Equilibrium โดยวิธี Spencer หรือ Morgenstern & Price โดยใช้ระนาบวิบัติแบบไม่เป็นวงกลมและใช้การตรวจสอบความน่าเชื่อถือเพื่อยืนยันความถูกต้องเพราะเป็นวิธีที่น่าจะเหมาะสมทั้งในแง่ของวิศวกรรมและการยอมรับกันในวงกว้าง แต่อย่างไรก็ดีวิธีใหม่อย่าง UBMA ก็เป็นน่าจะเป็นทางเลือกใหม่ที่ น่าสนใจอีกทางเลือกหนึ่งในการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาด

#### 7.4 ข้อเสนอแนะเพิ่มเติมในการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดในวิธี UBMA

เพื่อเป็นการพัฒนาการวิเคราะห์เสถียรภาพด้วยวิธี UBMA การเพิ่มเติมความสามารถในส่วนต่างๆนี้น่าจะทำให้การวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดในวิธี UBMA มีความแม่นยำและมีประสิทธิภาพมากยิ่งขึ้น

1. การเพิ่มการวิเคราะห์เสถียรภาพร่วมกับโครงสร้างอื่นๆ ทั้งแบบแรงดึง (Tension Element) และแบบแรงดัด (Bending Element) ในการประยุกต์ใช้งานจริงเช่น สมอยึด เข็มพืด หรือ Geo-Textile

2. การเพิ่มกลไกวิบัติแบบหมุน (Rotational Failure Mechanism) น่าจะทำให้ได้ค่าสัดส่วนปลอดภัยที่มีความแม่นยำมากขึ้น

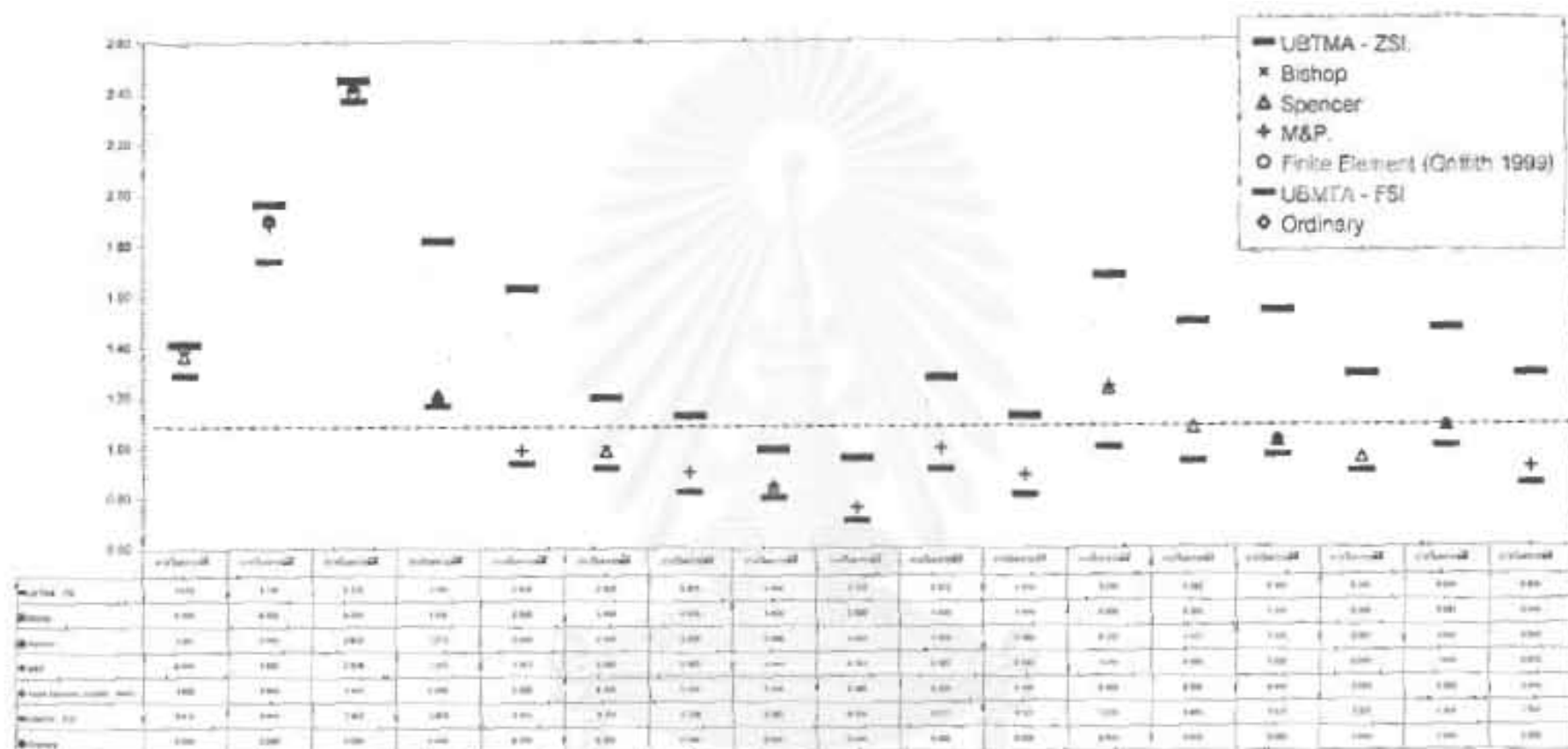
3. การใช้วิธี Linear Programming ที่มีประสิทธิภาพมากกว่าวิธี Simplex Method จะทำให้การวิเคราะห์เสถียรภาพมีประสิทธิภาพมากยิ่งขึ้น



าลงกรณ์มหาวิทยาลัย

กรณีการวิเคราะห์	คำอธิบาย - พื้นผิววิกฤติ	ค่าสัดส่วนปลอดภัย (Factor of Safety)						
		General Limit Equilibrium				Finite Element (Griffith 1999)	UBTMA - ZSI	UBMTA - FSI
		Ordinary	Bishop	Spencer	M&P			
กรณีวิเคราะห์ที่ 1	ความลาด 1:2 Homogeneous - ไม่เป็นวงกลม	-	-	1.367	-	1.490	1.298	1.412
กรณีวิเคราะห์ที่ 2	ความลาดเขื่อนดินระดับน้ำ 17.10 เมตร - ไม่เป็นวงกลม	-	-	1.905	1.882	1.900	1.740	1.963
กรณีวิเคราะห์ที่ 3	ความลาดเขื่อนดินระดับน้ำเฉลี่ยลด - ไม่เป็นวงกลม	-	-	2.430	2.424	2.400	2.370	2.452
กรณีวิเคราะห์ที่ 4	กรณีชายฝั่งทะเลทราย - วงกลม	-	1.206	1.211	1.203	-	1.169	1.818
กรณีวิเคราะห์ที่ 5	กรณีชายฝั่งทะเลทราย - ไม่เป็นวงกลม	-	-	-	0.931	-	0.938	1.632
กรณีวิเคราะห์ที่ 6	ทางหลวง 3261 ประเทศไทย กรณีที่ 2 - วงกลม	-	0.906	0.983	-	-	0.920	1.201
กรณีวิเคราะห์ที่ 7	ทางหลวง 3261 ประเทศไทย กรณีที่ 2 - ไม่เป็นวงกลม	-	-	-	0.905	-	0.828	1.128
กรณีวิเคราะห์ที่ 8	ทางหลวง 3261 ประเทศไทย กรณีที่ 3 - วงกลม	-	-	0.848	0.848	-	0.803	0.993
กรณีวิเคราะห์ที่ 9	ทางหลวง 3261 ประเทศไทย กรณีที่ 3 - ไม่เป็นวงกลม	-	-	-	0.763	-	0.710	0.968
กรณีวิเคราะห์ที่ 10	กรณี Lanster ฝรั่งเศส - ไม่เป็นวงกลม	-	-	-	0.997	-	0.913	1.217
กรณีวิเคราะห์ที่ 11	กรณี Nabonne ฝรั่งเศส - ไม่เป็นวงกลม	-	-	-	0.589	-	0.810	1.123
กรณีวิเคราะห์ที่ 12	กรณี Rio de Janeiro - วงกลม	-	-	1.233	1.240	-	1.000	1.676
กรณีวิเคราะห์ที่ 13	กรณี Rio de Janeiro - ไม่เป็นวงกลม	-	-	1.077	-	-	0.942	1.495
กรณีวิเคราะห์ที่ 14	กรณีสนามบินสุวรรณภูมิ - วงกลม	-	1.028	1.028	1.028	-	0.965	1.537
กรณีวิเคราะห์ที่ 15	กรณีสนามบินสุวรรณภูมิ - ไม่เป็นวงกลม	-	-	0.957	-	-	0.903	1.287
กรณีวิเคราะห์ที่ 16	กรณีถนนอนุทวี-ปากท่อ - วงกลม	-	1.083	1.082	1.083	-	1.000	1.467
กรณีวิเคราะห์ที่ 17	กรณีถนนอนุทวี-ปากท่อ - ไม่เป็นวงกลม	-	-	-	0.915	-	0.850	1.267

ตารางที่ 7.1 ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพในกรณีต่างๆ



รูปที่ 7.1 ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพในกรณีต่างๆ

สถาบันวิจัยการ  
จฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

## รายการอ้างอิง

### ภาษาไทย

- ชัย มุกตพันธ์ . คาซูโตะ นาคาฮาวา . ปรุทีกลศาสตร์และวิศวกรรมฐานราก . สำนักพิมพ์ดวงกมล .
- ชัยวัฒน์ คลังวิจิตร . "การวิเคราะห์เสถียรภาพในงานวิศวกรรมปรุทีโดยวิธีวิเคราะห์ขอบเขตพลาสติก" . วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต ภาควิศวกรรมโยธา บัณฑิตวิทยาลัย จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2543
- บัณฑิต วณิชวิชากรกิจ . " การประเมินวิธีการวิเคราะห์และหารามีเตอร์ของดินเพื่อออกแบบคันบนดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ" . วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต ภาควิศวกรรมโยธา บัณฑิตวิทยาลัย จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2529
- สุรจักร สัมพันธ์รักษ์ . วิศวกรรมปรุที . พิมพ์ครั้งที่ 1 . วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย . 2540.

### ภาษาอังกฤษ

- Abdallah I. Husein Malkawi, Waleed F. Hassan, Sarada K. Sarma. Global Search Method For Locating General Slip Surface Using Monte Carlo Technique. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol.127, No.8 (August 2001) : 688-698
- Bishop, A.W. , (1955) "The use of the slip circle in the stability analysis of slope" Geotechnique , 5 , 7-17.
- D. Brunsden and D. B. Prior. Slope Instability. John Wiley & Sons Ltd. 1984
- D. G. Fredlund, J. Krahn Comparison of slope stability method of analysis Can. Geotech. J. 14 , : 429-439
- Dov Leshchinsky, Ching-Chuan Huang. Generalize Slope Stability Analysis Analysis : Interpretation, Modification, And Comparison . Journal of Geotechnical Engineering, Vol.118, No.10 (October 1992) : 1559-1577
- Drucker,D.C.,Greenberg, H.J.,Prager,W.,1952, Extended Limit design theorem for continuous medis: Quarterly of Applied Matematic, v. 9, p381-389
- Fellenius, W.(1927). Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohasion (Adhasion) und unter Annahme kres-zylinferische Gleitflächen. Ernst, Berlin.
- Griffith, D.V. (1999). Slope Stability Analysis by Finite Element, Geotechnique 49, No.3 : 387-403

- J. A. Rammalho, Willy A. Lacersda Embankment Failure On Clay Near Rio DE Janeiro .  
Journal of Geotechnical Engineering, Vol.109, No.11 (November 1983) : 1461-1477
- John Atkinson. An Introduction to THE MECHANICS OF SOILS AND FOUNDATION. : McGraw-Hill International (UK) Limited. ,1993.
- John Atkinson. Foundations and Slopes. : McGraw
- Kuester,James L.,Joe H. Mize,"Optimization Techniques with Fortran",McGraw
- M. G. Anderson and K. S. Richards. Slope Stability. : John Wiley & Sons Ltd.
- Michalowski, R. L. Slope stability analysis : a kinematical approach Geotechnique 45  
No. 2 (1995) : 283-293
- Michalowski, R. L. Stability of slopes : Limit analysis approach Geological Society of  
America Reviews in Engineering Geology , Volume X (1995)
- Morgenstern, N.R. ,and Price, V.E. (1965) "The analysis of the stability of generalised slip  
surface" Geotechnique, 15 ,79-93
- Naresh P. Koirala. Evaluation of Stability Failures of Embankment. Master of Engineering.  
Asian Institute of Technology Bangkok
- P.La Rochelle, B. Trak, F. Tavenus, M. Roy. Failure of a Test Embankment On a Sensitive  
Champlain Clay Deposit . Can.Geotech.J,11 (1974) : 142-164
- Robert V. Whitman, William A. Bailey. USE OF COMPUTERS FOR SLOPE STABILITY  
ANALYSIS. Special Conference on Stability and Performance of Slopes and  
Embankments American Society of Civil Engineers (1966)
- Spencer, E. A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel  
inter-slice force Geotechnique, 17 (1967): 11-26
- T.B CELESTINO, J.M. DUNCAN. Simplified Search for Noncircular Slip Surface .  
Geotechnique 391-394
- T. William Lambe, Robert V. Whitman. Soil Mechanics, SI Version. : John Wiley & Sons  
Ltd., 1969
- Ukritchon B. Application of Numerical Limit Analyses for Undrain Stability Problem in  
Clay. Sc.D Thesis
- Ukritchon B., Sinauo P. AutoSLOPE 2001, Slope Stability Analysis Computer Program  
Thailand: 2001.

## ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์

นายปราโมทย์ ชินเอา เกิดวันที่ 15 พฤษภาคม พ.ศ. 2517 สำเร็จการศึกษาระดับประกาศนียบัตรวิชาชีพชั้นสูง แผนกวิชาช่างสำรวจ จากสถาบันเทคโนโลยีราชมงคล วิทยาเขตเทคนิคกรุงเทพ ในปี 2538 เข้าทำงานในบริษัท เอเซียเน็ท เอ็นจิเนียริง คอนซัลแต้นส์ จำกัด ในตำแหน่งช่างเขียนแบบเป็นเวลา 1 ปี ศึกษาต่อจนสำเร็จการศึกษาระดับปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี ในปี 2541 เข้าทำงานในบริษัท อิมพีเรียล เจเนอรัล เอ็นเตอร์ไพรส์ จำกัด ในตำแหน่งวิศวกรโยธา จากนั้นศึกษาต่อในสาขาวิศวกรรมปฐพี ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ในปีการศึกษา 2542 ปัจจุบันทำงานในบริษัท เวียโนวา เอ.เอส. (ประเทศไทย) จำกัด ในตำแหน่งวิศวกรโยธาและนักพัฒนาซอฟต์แวร์

