

การวิเคราะห์เสถียรภาพในงานวิศวกรรมปฐพีโดยวิธีวิเคราะห์ขอบเขตพลาสติก



นาย ชัยวัฒน์ คลังวิจิตร

สถาบันวิทยบริการ

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา


คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ปีการศึกษา 2543

ISBN 974-13-0363-7

ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

STABILITY ANALYSES IN GEOTECHNICAL ENGINEERING BY THE METHOD OF
PLASTIC LIMIT ANALYSES



MR. CHAIWAT KLANGVIJIT

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

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 2000

ISBN 974-13-0363-7

หัวข้อวิทยานิพนธ์ การวิเคราะห์เสถียรภาพในงานวิศวกรรมปฐพีโดยวิธีวิเคราะห์ขอบเขตพลาสติก
โดย นาย ชัยวัฒน์ คลังวิจิตร
สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา
อาจารย์ที่ปรึกษา ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.บุญชัย อุกฤษฏ์ชน

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้บัณฑิตวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็น
ส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิทยาศาสตรบัณฑิต

.....คณบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์
(ศาสตราจารย์ ดร.สมศักดิ์ ปัญญาแก้ว)

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

.....ประธานกรรมการ
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.สุรฉัตร สัมพันธ์รักษ์)

.....อาจารย์ที่ปรึกษา
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.บุญชัย อุกฤษฏ์ชน)

.....กรรมการ
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.สุพจน์ เตชวรสินสกุล)

สถาบันวิจัยจักร
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ชัยวัฒน์ คลังวิจิตร : การวิเคราะห์เสถียรภาพในงานวิศวกรรมปฐพีโดยวิธีวิเคราะห์ขอบเขตพลาสติก
(STABILITY ANALYSES IN GEOTECHNICAL ENGINEERING BY THE METHOD OF
PLASTIC LIMIT ANALYSES) อ. ที่ปรึกษา: ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. บุญชัย อุกฤษฏ์ชน, 147
หน้า, ISBN 974-13-0363-7

วิทยานิพนธ์ฉบับนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาวิธีการวิเคราะห์เชิงตัวเลข Numerical Limit Analyses และความเป็นไปได้ในการนำวิธีดังกล่าวไปประยุกต์ใช้วิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพในงานวิศวกรรมปฐพี การวิเคราะห์เชิงตัวเลข Numerical Limit Analyses ใช้วิธี Finite Element และแก้ปัญหาเสถียรภาพทางคณิตศาสตร์ด้วยวิธี Linear Programming โดยให้ผลการคำนวณเป็นค่าขอบเขตล่างและขอบเขตบนของแรงปดลัยที่แท้จริง ตามทฤษฎีเมื่อเปรียบเทียบกับกรวิเคราะห์ทางวิศวกรรมปฐพีวิธีอื่น ๆ ได้แก่วิธี Limit Equilibrium พบว่าผลการคำนวณของวิธี Limit Analyses จะมีความแม่นยำและความถูกต้องมากกว่า เนื่องจากไม่มีการตั้งสมมติฐานเพิ่มเติมในการคำนวณและมีทฤษฎี Bound Theorems รองรับผลการวิเคราะห์ อย่างไรก็ตามวิธี Numerical Limit Analyses นี้ยังไม่ได้ถูกนำมาใช้วิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพในทางปฏิบัติจริงอย่างแพร่หลาย ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงมุ่งทดสอบวิธี Numerical Limit Analyses ว่าเหมาะสมสำหรับการนำไปใช้ในทางปฏิบัติหรือไม่

งานวิจัยนี้มีขอบเขตของปัญหาเสถียรภาพที่จะทำการวิเคราะห์แบ่งออกได้เป็น 3 ประเภทคือ 1) การวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักของฐานรากติดต่อกันเนื่องในสภาพที่มีความสลับซับซ้อนที่ยังไม่มีผลคำตอบที่ถูกต้องตามทฤษฎีหรือไม่สามารถวิเคราะห์ได้โดยวิธี Limit Equilibrium 2) ปัญหาเสถียรภาพของลาดชันและ 3) ปัญหาเสถียรภาพของงานขุดแบบมีค้ำยันที่เกิดการวิบัติขึ้นจริง 4 กรณีศึกษาโดยอ้างอิงจากผลงานวิทยานิพนธ์ที่ผ่านมา

จากผลการวิเคราะห์ทั้งหมดในวิทยานิพนธ์ฉบับนี้สามารถสรุปได้ว่า วิธี Numerical Limit Analyses สามารถที่จะนำมาใช้วิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพสำหรับงานวิศวกรรมปฐพีได้โดยมีผลการวิเคราะห์ที่ถูกต้องแม่นยำกว่าวิธี Limit Equilibrium และสามารถเพิ่มความสามารถในการวิเคราะห์ปัญหาที่มีความสลับซับซ้อนได้แก่คุณสมบัติของชั้นดินหรือแรงภายนอกที่กระทำโดยการใช้คอมพิวเตอร์ และอาศัยหลักการของวิธี Finite Element เป็นเครื่องมือช่วยในการวิเคราะห์ปัญหาที่สลับซับซ้อนดังกล่าว ถึงแม้ว่าการเลือกใช้วิธีในการวิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพจะมีความสำคัญต่อผลการวิเคราะห์ อย่างไรก็ตาม การเลือกใช้ค่าพารามิเตอร์กำลังรับแรงเฉือนของดินให้เหมาะสมถูกต้องตามสภาพธรรมชาติก็มีความสำคัญเทียบเท่ากับวิธีการวิเคราะห์ในการให้ผลการวิเคราะห์ที่น่าเชื่อถือในการออกแบบ ซึ่งวิศวกรรมปฐพีจำเป็นต้องมีความรู้ความเข้าใจทางด้านวิศวกรรมปฐพีเป็นอย่างดี

ภาควิชา	วิศวกรรมโยธา	ลายมือชื่อนิสิต.....
สาขาวิชา	วิศวกรรมปฐพี	ลายมือชื่ออาจารย์ที่ปรึกษา.....
ปีการศึกษา	2543	

4170283021: MAJOR CIVIL ENGINEERING

KEY WORD: LIMIT ANALYSES, STABILITY ANALYSIS

CHAIWAT KLANGVIJIT; THESIS TITLE. (STABILITY ANALYSES IN GEOTECHNICAL ENGINEERING BY THE METHOD OF PLASTIC LIMIT ANALYSES)

THESIS ADVISOR: ASSIST. PROF. BOONCHAI UKRITCHON, Ph.D.

147 PP. ISBN 974-13-0363-7

The objective of this thesis is to study the numerical method of limit analyses and its possibility to apply for solving stability problems in geotechnical engineering. Numerical limit analyses use the finite element method and solve the stability problem mathematically by the technique of linear programming, giving rise to calculation results in terms of rigorous lower and upper bound loads on the true collapse load. Theoretically, calculation results obtained from limit analyses are much more accurate and correct, when compared with other methods available in geotechnical engineering such as the limit equilibrium method. This is because there is no additional assumption or approximation used in the calculation and there is the bound theorems supporting analysis results. However, numerical limit analyses are not widely used for analyzing stability problem in practice. Therefore, this research aims to test and check capabilities of numerical limit analyses whether it is suitable to be used in practice or not.

Types of stability problems in the scope of this research are consisted of three categories: 1) analysis of complex bearing capacity of surface strip footings, where there is no theoretical exact solutions or the problem cannot be solved using limit equilibrium method; 2) stability problems of slope and embankment; and 3) stability problems of braced excavation from four actual failure case studies, which was well documented in recent theses.

Based on all analyses carried out in this research, it can be concluded that numerical method of limit analyses can be applied to solve stability problems in geotechnical engineering, where results of stability analyses are much more accurate and correct than those of the limit equilibrium method. Moreover, numerical limit analyses provide additional capability to analyze complicated problems such as non-homogeneous soil profile or complex loading, by using of finite element principle and computer for performing calculations. Nevertheless, selections of shear strength parameters matching closely with in-situ values are as critical as method of stability analyses in order to yield reliable results of analyses for design. Thus, soil engineers seriously require having best knowledge and profound understanding in geotechnical engineering.

Department	Civil Engineering	Student's signature.....
Field of study	Geotechnical Engineering	Advisor's signature.....
Academic year	2000	

กิตติกรรมประกาศ

การทำวิทยานิพนธ์ในหัวข้อ “การวิเคราะห์เสถียรภาพในงานวิศวกรรมปฐพีโดยวิธีวิเคราะห์ขอบเขตพลาสติก” ทางผู้เขียนขอกราบขอบพระคุณผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. บุญชัย อุกฤษฏชน อาจารย์ที่ปรึกษาอย่างยิ่งสำหรับ ความเอาใจใส่ คำปรึกษา โอกาสและคำแนะนำอันมีค่าตลอดระยะเวลาของการทำวิทยานิพนธ์ฉบับนี้ รวมถึงผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. สุรฉัตร สัมพันธ์ ธารักษ์ และผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. สุพจน์ เตชวรสินสกุล ที่ได้ให้คำชี้แนะและร่วมเป็นกรรมการตรวจสอบวิทยานิพนธ์ฉบับนี้จนเสร็จสมบูรณ์

ขอขอบคุณครูปฏิบัติการณ์ของห้องทดสอบวิศวกรรมปฐพี เพื่อนๆ พี่ๆ และน้องๆ ทุกคนที่คอยให้กำลังใจและความช่วยเหลือในทุกๆด้านให้การทำวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เสร็จสมบูรณ์ลงได้

ขอขอบคุณ คุณ วรรัตน์ เลาหณะกุล ที่ได้เป็นกำลังใจตลอดมาอย่างไม่ย่อท้อทำให้สามารถลุล่วงอุปสรรคปัญหาต่างๆตลอดระยะเวลาของการทำวิทยานิพนธ์ฉบับนี้

สุดท้ายนี้ ขอรำลึกถึงพระคุณของบิดา มารดา ที่ได้คอยอบรมสั่งสอน มอบพลังกำลังสติปัญญาและกำลังใจ รวมถึงน้องๆทั้งสองคนที่คอยให้ความช่วยเหลือในการทำวิทยานิพนธ์ฉบับนี้จนเสร็จสมบูรณ์

ชัยวัฒน์ คลังวิจิตร

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สารบัญ

หน้า

บทคัดย่อภาษาไทย.....	ง
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	จ
กิตติกรรมประกาศ.....	ฉ
สารบัญ.....	ช
สารบัญตาราง.....	ฉ
สารบัญภาพ.....	ฐ
บทที่	
บทที่ 1 บทนำ.....	1
1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา.....	1
1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย.....	3
1.3 ขอบเขตของงานวิจัย.....	4
1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ.....	5
บทที่ 2 ทฤษฎีการวิเคราะห์และผลงานที่เกี่ยวข้อง.....	6
2.1 การวิเคราะห์เสถียรภาพโดยวิธี Limit Equilibrium.....	7
2.2 การวิเคราะห์เสถียรภาพโดยวิธี Slip-Line Analyses.....	11
2.3 การวิเคราะห์เสถียรภาพโดยวิธี Limit Analyses.....	12
2.4 วิธี Numerical Limit Analyses.....	14
2.5 การคำนวณเชิงตัวเลขสำหรับการวิเคราะห์ Lower Bound Analysis.....	15
2.6 การคำนวณเชิงตัวเลขสำหรับการวิเคราะห์ Upper Bound Analysis.....	19
บทที่ 3 การวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากดินต่อเนื่องสำหรับกรณีที่ยังไม่มีคำตอบที่ถูกต้องตามทฤษฎี.....	33
3.1 การวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักบนฐานรากดินต่อเนื่องบนชั้นทราย (N_γ).....	34
3.1.1 บทนำ.....	34
3.1.2 ขอบเขตและวิธีการวิเคราะห์.....	35
3.1.3 ผลการวิเคราะห์ค่า N_γ โดยวิธี Numerical Limit Analyses.....	36
3.1.4 เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ค่า N_γ โดยวิธี Numerical Limit Analyses กับวิธีอื่นๆ.....	36

สารบัญ (ต่อ)

บทที่	หน้า
3.1.5	เปรียบเทียบผลการคำนวณหน่วยแรงและกลไกการวิบัติที่ได้จากวิธี Numerical Limit Analyses กับวิธีอื่นๆ.....37
3.2	การวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักของฐานรากดินต่อเนื่องบนชั้นดินเหนียวสองชั้นที่มีกำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำไม่เท่ากันในแต่ละชั้น.....39
3.2.1	บทนำ.....39
3.2.2	ขอบเขตการวิเคราะห์.....39
3.2.3	ผลการคำนวณโดยวิธี Numerical Limit Analyses.....40
3.2.4	ผลการเปรียบเทียบระหว่างวิธี Numerical Limit Analyses กับวิธีอื่นๆ ที่ใช้ในทางปฏิบัติ.....41
3.3	การวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักของฐานรากดินต่อเนื่องบนชั้นดินเหนียวในกรณีที่กำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำมีค่าขึ้นอยู่กับทิศทางของหน่วยแรงหลัก.....42
3.3.1	บทนำ.....42
3.3.2	ขอบเขตการวิเคราะห์.....43
3.3.3	ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี Numerical Limit Analyses.....44
3.3.4	ผลการเปรียบเทียบระหว่างวิธี Numerical Limit Analyses กับค่า Exact Solution.....45
3.4	การวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักของฐานรากดินต่อเนื่องบนชั้นทรายที่มีชั้นดินเหนียววางอยู่ข้างใต้.....45
3.4.1	บทนำ.....45
3.4.2	ขอบเขตการวิเคราะห์.....45
3.4.3	ผลการคำนวณโดยวิธี Numerical Limit Analyses เปรียบเทียบกับผลการคำนวณของผู้วิจัยท่านอื่นๆ.....46
3.4.3.1	การเปรียบเทียบผลการคำนวณโดยวิธี Numerical Limit Analyses กับผลการคำนวณที่ได้จากผลทดสอบกับแบบจำลองฐานรากดิน.....46
3.4.3.2	การเปรียบเทียบผลการคำนวณโดยวิธี Numerical Limit Analyses กับผลการคำนวณด้วยวิธี Upper Bound Limit Analysis.....47
3.5	การหาค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากดินกรณีที่แรงภายนอกมาที่กระทำต่อฐานรากมีลักษณะซับซ้อน.....49
3.5.1	บทนำ.....49
3.5.2	ขอบเขตการวิเคราะห์.....49

สารบัญ (ต่อ)

บทที่	หน้า
3.5.3 ผลการคำนวณโดยวิธี Numerical Limit Analyses เปรียบเทียบกับผลการคำนวณ ของผู้วิจัยท่านอื่นๆ.....	50
3.5.3.1 การเปรียบเทียบผลการคำนวณโดยวิธี Numerical Limit Analyses กับผล ทดสอบจากแบบจำลอง Centrifuge ของ Aiban and Znidarčić (1995)	50
3.5.3.2 การเปรียบเทียบผลการคำนวณโดยวิธี Numerical Limit Analyses ผลการ คำนวณด้วยวิธี Finite Element โดย Griffiths (1982)	51
บทที่ 4 การศึกษาปัญหาเสถียรภาพของความลาด.....	78
4.1 การวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดที่มีค่ากำลังรับแรงเฉือนเท่ากันตลอดความลึก โดย พิจารณาค่าสัดส่วนแรงดันน้ำ (r_u)	80
4.2 การวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดในกรณีที่มีความลาดอยู่บน Rigid Base (กรณีที่ 1).....	81
4.3 การวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดในกรณีที่ความลาดอยู่บนชั้นดินที่มีคุณสมบัติเหมือน กับมวลดินของความลาด (กรณีที่ 2)	82
4.4 การวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดที่ประกอบด้วยดินเหนียว 2 ชนิดที่มีค่ากำลังรับแรง เฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำต่างกัน (กรณีที่ 3)	82
4.5 การวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดที่เป็นดินเหนียวซึ่งวางอยู่บนชั้นดินเหนียวที่มีคุณสมบัติ สมบัติในการรับแรงเฉือนไม่เท่ากัน (กรณีที่ 4)	83
4.6 การวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดเมื่อมีผลของระดับน้ำหน้าความลาด (Horizontal Free Surface) กระทำต่อความลาด (กรณีที่ 5)	84
4.7 การวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาด 2 ด้านที่มีระดับน้ำอิสระตามธรรมชาติ (Horizontal Free Surface) กระทำต่อความลาด (กรณีที่ 6)	85
4.8 การวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดที่ประกอบด้วยดินเหนียว 3 ชั้น (กรณีที่ 7)	86
4.9 การวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดบนดินเหนียวอ่อน (กรณีที่ 8)	86
4.10 การวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดที่มีการเพิ่มเสถียรภาพด้วย Berm (กรณีที่ 9).....	87
4.11 การคำนวณเสถียรภาพของความลาดซึ่งเป็นกรณีศึกษาของการพังทลายของทางหลวงหมายเลข 3261 (กรณีที่ 10)	89

สารบัญ (ต่อ)

บทที่	หน้า
บทที่ 5 การวิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพสำหรับปัญหางานชุด.....	112
5.1 กรณีศึกษาที่ 1 การวัดของเสาเข็มพืดในงานก่อสร้าง Ras Tanajib Marine Facility ประเทศ ซาอุดีอาระเบีย.....	113
5.2 กรณีศึกษาที่ 2 การวัดของงานก่อสร้างห้องใต้ดินของอาคารสูงที่ตั้งอยู่บนถนน วิฑู.....	114
5.3 กรณีศึกษาที่ 3 การวัดงานก่อสร้างกำแพงกันดินตามแนวคลองส่งน้ำตามแนวถนนประชา ชื่น.....	116
5.4 กรณีศึกษาที่ 4 การวัดของเสาเข็มพืดในงานก่อสร้างในโครงการสถานีสูบน้ำและอ่างเก็บ น้ำราชบูรณะ.....	117
5.5 กรณีศึกษาที่ 5 การศึกษาแบบจำลอง Centrifuge ของงานชุด.....	120
บทที่ 6 สรุปผลการวิเคราะห์และข้อเสนอแนะ.....	139
6.1 สรุปผลการวิเคราะห์.....	139
6.1.1 สรุปผลการวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากดินต่อเนื่องสำหรับกรณี ที่ยังไม่มีคำตอบที่ถูกต้องตามทฤษฎี.....	139
6.1.2 สรุปผลการศึกษาปัญหาเสถียรภาพของความลาด.....	141
6.1.3 สรุปผลการวิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพสำหรับปัญหางานชุด.....	142
6.2 ข้อเสนอแนะในการศึกษาเพิ่มเติม	143
รายการอ้างอิง.....	144
ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์.....	147

สารบัญตาราง

สารบัญ	หน้า
2.1 การวิเคราะห์โดยวิธี Method of Slice ที่ใช้การคำนวณ Limit Equilibrium ในปัญหาเสถียรภาพของคันดินถม.....	23
3.1 ค่า Bearing capacity factor, N_y กรณีของ Rough Footings.....	53
3.2 ค่า Bearing capacity factor, N_y กรณีของ Smooth Footings.....	54
3.3 ค่า Bearing Capacity Factor, N_c^* สำหรับดินเหนียว 2 ชั้นที่มีค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำไม่เท่ากันกรณี Rough Footing.....	55
3.4 ค่า Bearing Capacity Factor, N_c^* สำหรับดินเหนียว 2 ชั้นที่มีค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำไม่เท่ากันกรณี Smooth Footings.....	56
3.5 ผลการวิเคราะห์ค่ากำลังรับน้ำหนักของฐานรากติดต่อกันเนื่องบนดินเหนียวที่มีค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำขึ้นอยู่กับทิศทางของหน่วยแรงหลัก.....	57
3.6 ค่าหน่วยน้ำหนักบรรทุกของฐานรากติดต่อกันเนื่องที่วิเคราะห์ด้วยวิธี Numerical Limit Analyses กับค่าที่ได้จากการทดสอบแบบจำลองฐานรากติดต่อกันโดย Kenny and Andrawes (1997)	58
3.7 ค่าหน่วยน้ำหนักบรรทุกของฐานรากติดต่อกันเนื่องที่วิเคราะห์ด้วยวิธี Numerical Limit Analyses กับค่าจากการทดสอบแบบจำลองฐานรากติดต่อกัน (ฐานรากมีความกว้าง, $B=0.05$ เมตร)	58
3.8a ค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากติดต่อกันเนื่องกรณีที่มีแรงกระทำต่อฐานรากมีตำแหน่งเอียงศูนย์.....	59
3.8b อัตราส่วนของค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากติดต่อกันเนื่องกรณีที่มีแรงกระทำต่อฐานรากมีตำแหน่งเอียงศูนย์ต่อกรณีที่น้ำหนักกระทำที่จุดกึ่งกลางของฐานราก.....	59
3.9a ค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากติดต่อกันเนื่องกรณีที่มีแรงภายนอกที่กระทำต่อฐานรากมีทิศทางเอียง.....	60
3.9b อัตราส่วนของค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากติดต่อกันเนื่องกรณีที่มีน้ำหนักที่กระทำต่อฐานรากมีทิศทางเอียงต่อกรณีที่น้ำหนักกระทำมีทิศทางอยู่ในแนวตั้ง.....	60
3.10a กำลังรับน้ำหนักของฐานรากติดต่อกันเนื่องที่มีน้ำหนักกระทำในแนวเอียงบนดินเหนียวที่มีค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำเท่ากันทั้งชั้น.....	61
3.10b กำลังรับน้ำหนักของฐานรากติดต่อกันเนื่องที่มีน้ำหนักกระทำในแนวเอียงบนดินเหนียวสองชั้นที่มีค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำไม่เท่ากัน.....	61
4.1 ผลการคำนวณค่า Stability Number จากการวิเคราะห์ Numerical Limit Analyses ของปัญหาความลาดที่อ้างอิงจาก Michalowski (1995)	91

สารบัญตาราง (ต่อ)

สารบัญ	หน้า
5.1 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างของค่า Parameter ต่างๆระหว่าง โครงสร้างต้นแบบและแบบจำลอง Centrifuge.....	122
5.2 ผลการคำนวณโดยวิธี Numerical Limit Analyses ในกรณีทั้งในกรณีที่มีชั้นดินที่มีการปรับปรุงค่ากำลังรับแรงเฉือนและกรณีที่ไม่มีการปรับปรุงค่ากำลังรับแรงเฉือน.....	122



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

2.1 จำนวนของตัวแปรไม่ทราบค่าและจำนวนสมการในการวิเคราะห์ด้วยวิธี Method of Slice ใช้ในการคำนวณ Limit Equilibrium (ที่มา Fredlund and Krahn, 1977).....	24
2.2 การวิเคราะห์โดยวิธี Ordinary Method of Slices หรือ Swedish Method (ที่มา Fellenius, 1926, 1936)	25
2.3 การวิเคราะห์โดยวิธี General Method of Slices ซึ่งเสนอโดย Fredlund และ Krahn ในปี ค.ศ. 1977 (ที่มา Fredlund and Krahn, 1977)	26
2.3 การวิเคราะห์โดยวิธี General Method of Slices ซึ่งเสนอโดย Fredlund และ Krahn ในปี ค.ศ. 1977 (ที่มา Fredlund and Krahn, 1977) (ต่อ)	27
2.4 กราฟช่วยออกแบบงานคันดินถมโดย Taylor ในปี ค.ศ. 1948 (ที่มา Taylor, 1948)	28
2.5 กราฟช่วยออกแบบงานคันดินถมโดย Bishop และ Morgenstern ในปี ค.ศ. 1960 (ที่มา Bishop and Morgenstern, 1960)	29
2.6 ตัวอย่างการแบ่งมวลดินสำหรับการวิเคราะห์เชิงตัวเลข Numerical Limit Analyses.....	30
2.7 เงื่อนไขการวิบัติของ Mohr-Coulombที่ใช้ในการคำนวณในส่วนของ Numerical Lower Bound....	31
2.8 เงื่อนไขการวิบัติของ Mohr-Coulombที่ใช้ในการคำนวณในส่วนของ Numerical Upper Bound....	32
3.1 ผลการวิเคราะห์ค่า N_y โดยวิธี Numerical Limit Analyses และผลการคำนวณโดยนักวิจัยอื่นๆ.....	62
3.2 ผลการวิเคราะห์โดยวิธี Numerical Upper Bound สำหรับ Smooth Footings.....	63
3.3 ผลการวิเคราะห์โดยวิธี Numerical Upper Bound สำหรับ Rough Footings.....	64
3.4a ค่าความดันที่กระทำใต้ฐานราก (Contact Pressure) จากการวิเคราะห์ Numerical Lower Bound สำหรับ Smooth Footings.....	65
3.4b ค่าความดันที่กระทำใต้ฐานราก (Contact Pressure) จากการวิเคราะห์ Numerical Lower Bound สำหรับ Rough Footings.....	65
3.5 ลักษณะปัญหาฐานรากติดต่อเนื่องวางบนชั้นดินเหนียวสองชั้นและค่า N_c^* ที่เสนอโดย Chen (1975).....	66
3.6 กำลังรับน้ำหนักของฐานรากติดต่อเนื่องบนดินที่ประกอบด้วยดินเหนียวสองชั้นโดยวิธี Numerical Limit Analyses และวิธีต่างๆ.....	66
3.7 กลไกการวิบัติจากการคำนวณ Numerical Upper Bound กรณีที่ $H/B=0.50$ ที่ค่า C_{u1}/C_{u2} ค่าต่างๆ.....	67

ภาพประกอบ	หน้า
3.8a ทิศทางของหน่วยแรงหลักที่กระทำต่อระนาบการวิบัติสำหรับการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาด.....	68
3.8b ค่าอัตราส่วนกำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวในสภาพไม่ระบายน้ำที่ขึ้นอยู่กับทิศทางของหน่วยแรงหลัก.....	68
3.9 ผลการวิเคราะห์ค่ากำลังรับน้ำหนักของฐานรากติดต่อเนื่องบนดินเหนียวที่มีค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำขึ้นอยู่กับทิศทางของหน่วยแรงหลัก.....	69
3.10 กลไกการวิบัติจากการคำนวณ Numerical Upper Bound ที่อัตราส่วน b/a ต่างๆ.....	70
3.11 ผลการคำนวณด้วยวิธี Numerical Lower Bound ที่อัตราส่วน b/a ต่างๆ.....	71
3.12 รายละเอียดการทดสอบแบบจำลองฐานรากติด โดย Kenny and Andrawes (1997)	72
3.13 ผลการวิเคราะห์ค่าหน่วยน้ำหนักบรรทุกของฐานรากติดที่คำนวณด้วยวิธี Limit Analyses กับค่าที่ได้จากการทดสอบแบบจำลองฐานรากติด โดย Kenny and Andrawes (1997)	72
3.14 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยความเค้นและค่าการทรุดตัวจากการทดสอบแบบจำลองฐานรากติด โดย Kenny and Andrawes (1997)	73
3.15 ผลการวิเคราะห์ค่าหน่วยน้ำหนักบรรทุกของฐานรากติดด้วยวิธี Numerical Limit Analyses กับค่าที่ได้จากการทดสอบแบบจำลองฐานรากติด (ฐานรากมีความกว้าง, $B=0.05$ เมตร)	73
3.16 ผลการวิเคราะห์ค่าหน่วยน้ำหนักบรรทุกของฐานรากติดต่อเนื่องบนชั้นทรายที่มีค่า $\phi' = 45^\circ$ และอยู่บนชั้นดินเหนียวที่กำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำค่าต่างๆ.....	74
3.17 ผลการวิเคราะห์ค่าหน่วยน้ำหนักบรรทุกของฐานรากติดต่อเนื่องบนชั้นทรายที่มีค่า $\phi' = 40^\circ$ และอยู่บนชั้นดินเหนียวที่กำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำค่าต่างๆ.....	74
3.18 อัตราส่วนของค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากติดต่อเนื่องกรณีที่มีน้ำหนักที่กระทำต่อฐานรากมีตำแหน่งเอียงศูนย์กลางต่อกรณีที่มีน้ำหนักกระทำที่จุดกึ่งกลางของฐานราก.....	75
3.19a ค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากติดต่อเนื่องกรณีที่มีน้ำหนักที่กระทำต่อฐานรากมีทิศทางเอียง.....	76
3.19b อัตราส่วนของค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากติดต่อเนื่องกรณีที่มีน้ำหนักที่กระทำต่อฐานรากมีทิศทางเอียงต่อกรณีที่มีน้ำหนักกระทำมีทิศทางอยู่ในแนวตั้ง.....	76
3.20a กำลังรับน้ำหนักของฐานรากติดต่อเนื่องที่มีน้ำหนักกระทำในแนวเอียงบนดินเหนียวที่มีค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำเท่ากันทั้งชั้น.....	77
3.20b กำลังรับน้ำหนักของฐานรากติดต่อเนื่องที่มีน้ำหนักกระทำในแนวเอียงบนดินเหนียวสองชั้นที่มีค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำไม่เท่ากัน.....	77

สารบัญญภาพ (ต่อ)

ภาพประกอบ	หน้า
4.1 ผลการคำนวณค่า Stability Number, $\gamma H/c$ ของปัญหาคั่นดินถม ($r_u = 0, 0.25$) (อ้างอิงจากกรณีศึกษาของ Michalowski, 1995)	92
4.2 ผลการคำนวณค่า Stability Number, $\gamma H/c$ ของปัญหาคั่นดินถม ($r_u = 0.50$) (อ้างอิงจากกรณีศึกษาของ Michalowski, 1995)	93
4.3 กลไกการวิบัติจากการคำนวณ Numerical Upper Bound สำหรับความลาดที่มีความชัน (β) เท่ากับ 45°	94
4.4 กลไกการวิบัติจากการคำนวณ Numerical Upper Bound สำหรับความลาดที่มีความชัน (β) เท่ากับ $30^\circ, 45^\circ, 60^\circ$	95
4.5 รายละเอียดของปัญหาคั่นความลาดกรณีศึกษาที่ 1 และ 2 (อ้างอิงจากกรณีศึกษาของ Griffiths, 1999)	96
4.6 การเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ในกรณีที่ 1 ระหว่างวิธี Numerical Limit Analyses และวิธี Finite Element โดย Griffiths (1999)	97
4.7 การเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ในกรณีที่ 2 ระหว่างวิธี Numerical Limit Analyses และวิธี Finite Element โดย Griffiths (1999)	98
4.8a ภาพแสดงรายละเอียดของการวิเคราะห์ในกรณีที่ 3 (อ้างอิงกรณีศึกษาของ Griffiths, 1999).....	99
4.8b ภาพแสดงรายละเอียดของการวิเคราะห์ในกรณีที่ 4 (อ้างอิงกรณีศึกษาของ Griffiths, 1999)	99
4.9a ผลการคำนวณค่าสัดส่วนความปลอดภัย (Factor of safety, FS) ปัญหาความลาดสำหรับกรณีศึกษาที่ 3	100
4.9b ผลการคำนวณค่าสัดส่วนความปลอดภัย (Factor of safety, FS) ปัญหาความลาดสำหรับกรณีศึกษาที่ 4.....	100
4.10 ผลการวิเคราะห์ปัญหาความลาดสำหรับกรณีศึกษาที่ 3 โดยเปรียบเทียบระหว่างวิธี Finite Element โดย Griffiths (1999) และวิธี Numerical Limit Analyses	101
4.11 ผลการวิเคราะห์ปัญหาความลาดสำหรับกรณีศึกษาที่ 4 โดยเปรียบเทียบระหว่างวิธี Finite Element โดย Griffiths (1999) และวิธี Numerical Limit Analyses	102
4.12a รายละเอียดของปัญหาความลาดกรณีศึกษาที่ 5 อ้างอิงจากกรณีศึกษา Griffiths (1999)	103
4.12b รายละเอียดของปัญหาความลาดกรณีศึกษาที่ 6 อ้างอิงจากกรณีศึกษา Griffiths (1999)	103

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพประกอบ	หน้า
4.12c ผลการคำนวณปัญหาความลาดในกรณีศึกษาที่ 6 ด้วยวิธี Finite Element โดย Griffiths (1999)	103
4.13a ผลการวิเคราะห์ค่าสัดส่วนความปลอดภัยของปัญหาความลาดในกรณีศึกษาที่ 5 โดยวิธี Numerical Limit Analyses.....	104
4.13b ผลการวิเคราะห์สำหรับกรณีศึกษาที่ 5 โดยวิธี Numerical Upper Bound	104
4.14a รายละเอียดของปัญหาความลาดกรณีศึกษาที่ 6 อ้างอิงจาก Griffiths (1999) ที่จะใช้ในการคำนวณ ด้วยวิธี Numerical Limit Analyses.....	105
4.14b ผลการวิเคราะห์ปัญหาความลาดกรณีศึกษาที่ 6 ด้วยวิธี Numerical Upper Bound	105
4.15a รายละเอียดปัญหาความลาดในกรณีศึกษาที่ 7 ซึ่งเป็นความลาดที่ประกอบด้วยชั้นดิน 3 ชั้น อ้างอิง จาก กรณีศึกษาของ Jiang&Magnan (1997)	106
4.15b ผลการคำนวณของLow(1989) และ Jiang&Magnan(1997)สำหรับปัญหาความลาดในกรณีศึกษาที่ 7..	106
4.15c ผลการคำนวณ โดยวิธี Numerical Upper Bound สำหรับปัญหาความลาดในกรณีศึกษาที่ 7.....	106
4.16a รายละเอียดปัญหาความลาดในกรณีศึกษาที่ 8 ซึ่งอ้างอิงจาก Jiang&Magnan (1997)	107
4.16b ผลการคำนวณของ Low(1989) และ Jiang&Magnan(1997)สำหรับปัญหาความลาดกรณีศึกษาที่ 8....	107
4.16c ภาพแสดงผลการคำนวณ โดยวิธี Numerical Upper Bound สำหรับปัญหาค้นดินกรณีศึกษาที่ 8.....	107
4.17a รายละเอียดของปัญหาความลาดกรณีศึกษาที่ 9.....	108
4.17b ผลการคำนวณของโดยวิธี Numerical Upper Bound ของปัญหาความลาดกรณีศึกษาที่ 9 กรณีที่ Berm มีความกว้างเท่ากับ 12.2 ม. และ 6.1 ม.	108
4.17c ผลการคำนวณปัญหาความลาดกรณีศึกษาที่ 9 กรณีที่ Berm มีความกว้างเท่ากับ 6.1 ม. โดยวิธี Finite Element และ Limit Equilibrium.....	108
4.18a ลักษณะทางเรขาคณิตของคันดินถมกรณีศึกษาที่ 10 ซึ่งเป็นความลาดของทางหลวงหมายเลข 3261 ก่อนมีการขุดลอกคลอง.....	109
4.18b ลักษณะทางเรขาคณิตของคันดินถมกรณีศึกษาที่ 10 ซึ่งเป็นความลาดของทางหลวงหมายเลข 3261 หลังมีการขุดลอกคลอง.....	109
4.19 ผลการวิเคราะห์โดยวิธี Upper Bound Limit Analyses ของความลาดกรณีศึกษาที่ 10 ก่อนมีการ ลอกคลองโดยพิจารณากรณีที่ระดับน้ำในคลองอยู่ที่ Elev. -2.685 และ Elev. -5.960.....	110
4.20 ผลการวิเคราะห์โดยวิธี Upper Bound Limit Analyses ของความลาดกรณีศึกษาที่ 10 หลังมีการ ลอกคลองโดยพิจารณากรณีที่ระดับน้ำในคลองอยู่ที่ Elev. -2.844 และ Elev. -6.960.....	111

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพประกอบ	หน้า
5.1 ลักษณะโดยทั่วไปและคุณสมบัติของชั้นดินในโครงการ Ras Tanajib Marine Facility.....	123
5.2 ผลการวิเคราะห์โดย Numerical Upper Bound ของโครงการ Ras Tanajib Marine Facility.....	124
5.3 รายละเอียดโครงการก่อสร้างห้องใต้ดินของอาคารสูงที่ตั้งอยู่บนถนนวิฑู.....	125
5.4 ค่าปรับแก้ค่ากำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบ Field Vane โดย Aas (1986)	126
5.5 คุณสมบัติของชั้นดินโครงการก่อสร้างห้องใต้ดินของอาคารสูงที่ตั้งอยู่บนถนนวิฑู.....	127
5.6 ผลการคำนวณ Numerical Upper Bound ของโครงการก่อสร้างห้องใต้ดินของอาคารสูงที่ตั้งอยู่บนถนนวิฑู.....	128
5.7 รายละเอียดงานก่อสร้างกำแพงกันดินตามแนวคลองส่งน้ำตามแนวถนนประชาชื่น.....	129
5.8 คุณสมบัติของชั้นดินงานก่อสร้างกำแพงกันดินตามแนวคลองส่งน้ำตามแนวถนนประชาชื่น...130	
5.9 ผลการคำนวณ Numerical Upper Bound งานก่อสร้างกำแพงกันดินตามแนวคลองส่งน้ำตามแนวถนนประชาชื่น.....	131
5.10 รายละเอียดโครงการก่อสร้างสถานีสูบน้ำและอ่างเก็บน้ำราชบูรณะ.....	132
5.11 คุณสมบัติของชั้นดินงานก่อสร้างในโครงการสถานีสูบน้ำและอ่างเก็บน้ำราชบูรณะ.....	133
5.12 ผลการคำนวณ Numerical Upper Bound โครงการก่อสร้างสถานีสูบน้ำและอ่างเก็บน้ำราชบูรณะ.....	134
5.13 รายละเอียดกรณีศึกษาที่ 5 ซึ่งเป็นการทดสอบแบบจำลอง Centrifuge.....	135
5.14 ผลการคำนวณค่าสัดส่วนความปลอดภัย (FS) โดยวิธี Numerical Limit Analyses สำหรับการขุดที่ระดับต่างๆ.. ..	135
5.15 ผลการคำนวณโดยวิธี Numerical Upper Bound ในกรณีที่ 1 คือไม่มีชั้นดินที่มีการปรับปรุงค่ากำลังรับแรงเฉือน	136
5.16 ผลการคำนวณโดยวิธี Numerical Upper Bound ในกรณีที่ 2 คือ มีชั้นดินที่มีการปรับปรุงค่ากำลังรับแรงเฉือน	137
5.17 ผลการทดสอบแบบจำลอง Centrifuge สำหรับปัญหางานขุดโดย Thanadol (2000).....	138

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา

การวิเคราะห์เสถียรภาพ (Stability Analysis) มีความสำคัญอย่างมากต่อการก่อสร้างในงานวิศวกรรมปฐพี เพื่อที่จะตรวจสอบว่าโครงสร้างทางวิศวกรรมปฐพี ที่ได้รับการออกแบบมีความปลอดภัยเพียงพอหรือไม่กล่าวคือ ได้รับการออกแบบให้มีค่าสัดส่วนความปลอดภัย (Factor of Safety, F.S.) ที่เพียงพอตามมาตรฐานการออกแบบตามลักษณะของโครงสร้าง ตัวอย่างปัญหาเสถียรภาพในงานวิศวกรรมปฐพีได้แก่ การคำนวณน้ำหนักบรรทุกของฐานรากตื้นและฐานรากเสาเข็ม (Bearing Capacity of Shallow and Pile Foundation) เสถียรภาพของกำแพงกันดิน ในระหว่างงานขุดห้องใต้ดิน (Stability of Braced Excavation) และเสถียรภาพของลาดชัน (Slope Stability)

วิธีการวิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพที่มีอยู่ในปัจจุบันใช้พื้นฐานจากสมมติฐานของ Rigid-Perfectly Plastic Material ซึ่งมีอยู่ด้วยกัน 3 วิธีในงานวิศวกรรมปฐพีคือ วิธี Limit Equilibrium วิธี Slip-line Analyses และวิธี Limit Analyses วิธี Limit Equilibrium (LEM) เป็นวิธีวิเคราะห์ที่นิยมใช้มากในทางปฏิบัติสำหรับปัญหาเสถียรภาพในงานวิศวกรรมปฐพีโดยเฉพาะอย่างยิ่งในปัญหาเสถียรภาพของลาดชัน วิศวกรปฐพีนิยมใช้วิธีนี้เนื่องจากความสะดวกในวิธีการคำนวณซึ่งสามารถเข้าใจได้ง่าย นอกจากนั้นเมื่อประกอบกับการคำนวณโดยใช้คอมพิวเตอร์วิธี LEM สามารถนำมาประยุกต์ใช้วิเคราะห์ปัญหาที่มีความสลับซับซ้อน ได้แก่ปัญหาเสถียรภาพที่ประกอบด้วยชั้นดินต่างชนิดซึ่งมีคุณสมบัติด้านกำลังรับแรงเฉือนต่างกันหรือปัญหาเสถียรภาพของโครงสร้างที่ถูกกระทำด้วยแรงที่สลับซับซ้อน อย่างไรก็ตามข้อเสียของวิธี LEM คือ ความแม่นยำของผลการวิเคราะห์ค่าสัดส่วนความปลอดภัย กล่าวคือไม่สามารถตรวจสอบความถูกต้องของผลการวิเคราะห์หรือกระทำได้อย่างเนื่องมาจากสมมติฐานที่ใช้ในการคำนวณ ได้แก่ลักษณะพื้นผิวของการวิบัติด้วยแรงเฉือน (Shear Failure Surface) และสมมติฐานของแรงลึกระหว่างชั้นดิน (Interslice Force) ซึ่งทำให้ผลเฉลยของค่าสัดส่วนความปลอดภัยผิดพลาดไปจากค่าที่ถูกต้องตามทฤษฎี

การวิเคราะห์โดยวิธี Slip-line Analyses และวิธี Limit Analyses ต่างก็มีพื้นฐานมากจากทฤษฎี Bound Theorems ซึ่งคิดค้นโดย Drucker และคณะวิจัยของเขาในปี ค.ศ. 1952 ทฤษฎีนี้จะวิเคราะห์ค่าแรงวิบัติ (Collapse Load) โดยคำนวณเป็นค่าขอบเขตบนของแรงวิบัติ (Upper Bound Collapse Load) และค่าขอบเขตล่างบนของแรงวิบัติ (Lower Bound Collapse Load) การคำนวณด้วยมือของวิธี Slip-Line Analysis และ Limit Analyses ไม่สามารถนำมา

ประยุกต์ใช้ได้สำหรับปัญหาเสถียรภาพที่มีความซับซ้อนได้เช่น กรณีที่ชั้นดินมีคุณสมบัติด้านกำลังรับแรงเฉือนต่างกัน หรือกรณีที่มีแรงกระทำต่อโครงสร้างที่มีความซับซ้อนเช่น แรงกระทำที่เอียงหรือเอียงศูนย์เป็นต้น โดยทั่วไปแล้ววิธี Slip-line Analyses และวิธี Limit Analyses สามารถใช้วิเคราะห์ได้เฉพาะกับปัญหาที่ชั้นดินมีคุณสมบัติด้านกำลังรับแรงเฉือนสม่ำเสมอตลอดความลึกเนื่องจากสมการเชิงอนุพันธ์ของกลศาสตร์ของแข็งในสภาวะพลาสติก (Solid Mechanics of Plastic State) ในบางปัญหาที่ค่อนข้างสลับซับซ้อนได้มีนักวิจัยที่สามารถแก้สมการดังกล่าว แต่ต้องใช้ความรู้ทางคณิตศาสตร์ชั้นสูง ตัวอย่างเช่น Davis และ Brooker ในปี ค.ศ.1973 ได้คำนวณค่าแรงวิบัติของฐานรากตื้นต่อเนื้อที่วางอยู่บนชั้นดินเหนียวที่มีค่ากำลังรับแรงเฉือนเพิ่มขึ้นตามความลึกเป็นต้น โดยทั่วไปการวิเคราะห์เสถียรภาพในงานวิศวกรรมปฐพีสามารถใช้การคำนวณโดยวิธี Finite Element รวมทั้งสามารถคาดคะเนการเคลื่อนตัวของดินได้ด้วย แต่อย่างไรก็ตามความถูกต้องของผลการวิเคราะห์โดยวิธีนี้จะขึ้นอยู่กับความถูกต้องของความสัมพันธ์ ความเค้น, ความเครียดและกำลังรับแรงเฉือนของดิน (Stress-Strain-Strength Behavior of Soil) (อ้างอิงจาก Whittle, 1987; Pestana, 1994) ที่ใช้ในการคำนวณด้วยวิธี Finite Element กล่าวคือ ความสัมพันธ์ดังกล่าวที่เลือกใช้นั้นสามารถที่จะจำลองพฤติกรรมของดินที่เกิดขึ้นจริงมากน้อยเพียงใด การคำนวณเสถียรภาพด้วยวิธี Limit Analyses ได้ถูกพัฒนาให้เป็นการคำนวณเชิงตัวเลข (Numerical Calculation) เป็นครั้งแรกโดย Lysmer (1970) และ Bottero et al. (1980) หลังจากนั้น Ukritchon (1998) ได้เพิ่มประสิทธิภาพของการคำนวณเพื่อสามารถใช้วิเคราะห์ปัญหาที่สลับซับซ้อน ได้แก่ Non Homogeneous Soil Profile, Complex Load & Geometry, (Pore Water Pressure)

วิธีเชิงตัวเลข Limit Analyses จะวิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพในรูปของ Optimization Problem โดยอาศัยหลักของ Finite Element เพื่อที่จะจำลองตัวแปรที่ไม่ทราบค่าในดิน (Field Unknown Variable) และใช้การคำนวณ Linear Programming เพื่อคำนวณค่าที่ดีที่สุดของค่าขอบเขตบน (Upper Bound Failure Load) และค่าขอบเขตล่าง (Lower Bound Failure Load) ของแรงวิบัติ การใช้หลักการคำนวณ Finite Element ในวิธี Limit Analyses ทำให้สามารถวิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพที่สลับซับซ้อนได้มากยิ่งขึ้น ได้แก่ ลักษณะทางกายภาพของปัญหาและลักษณะของแรงกระทำต่อโครงสร้างที่มีความสลับซับซ้อน นอกเหนือจากประสิทธิภาพในการวิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพที่สลับซับซ้อนดังที่กล่าวมาแล้ว การคำนวณเสถียรภาพด้วยวิธี Numerical Limit Analyses มีข้อได้เปรียบกว่าวิธี Limit Equilibrium กล่าวคือ ในวิธี Numerical Limit Analyses จะไม่มีสมมติฐานเพิ่มเติมอื่น ๆ ในการคำนวณซึ่งทำให้สามารถคำนวณค่าขอบเขตบนและขอบเขตล่างของแรงวิบัติได้ถูกต้องแม่นยำละเอียดกว่าในทางทฤษฎี ในขณะที่ผลการ

วิเคราะห์ด้วยวิธี Limit Equilibrium จะไม่สามารถตรวจสอบว่าเป็นเป็นค่าขอบเขตบนหรือค่าขอบเขตล่างของแรงวิบัติทางทฤษฎี เนื่องจากการคำนวณไม่เป็นไปตามทฤษฎี Bound Theorems การวิเคราะห์เสถียรภาพ Numerical Limit Analyses มีข้อได้เปรียบกว่าวิธี Finite Element คือ วิธี Numerical Limit Analyses ใช้ความสัมพันธ์ระหว่าง ความเค้น-ความเครียด-กำลังรับแรงเฉือนของดิน (Stress-Strain-Strength) แบบ Rigid Perfectly Plastic Material โดยมีค่าพารามิเตอร์ของดินที่ใช้คือ ค่ามุมเสียดทาน (Frictional Angle) และค่าความเชื่อมแน่น (Cohesion) ซึ่งค่าเหล่านี้สามารถหาได้จากการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนแบบมาตรฐาน (Standard Shear Strength Testing) ในขณะที่การคำนวณเสถียรภาพด้วยวิธี Finite Element จะต้องใช้กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง ความเค้น-ความเครียด-กำลังรับแรงเฉือนของดินที่เกิดขึ้นจริงซึ่งในทางปฏิบัติแล้ว การหาค่าพารามิเตอร์สำหรับกราฟดังกล่าวจะยุ่งยากมากกว่าเนื่องจากจะต้องใช้การทดสอบพฤติกรรมดินขั้นสูง (Advanced Soil Testing) นอกจากนี้ วิธี Numerical Limit Analyses ยังได้เปรียบกว่าวิธี Finite Element ในด้านความสะดวกและความง่ายในการคำนวณ (Ease of Calculation) ดังนั้น วิธี Numerical Limit Analyses จึงเป็นวิธีที่ดีและเหมาะสมที่สุดสำหรับการวิเคราะห์เสถียรภาพในงานวิศวกรรมปฐพีทั้งในแง่ของความแม่นยำของการคำนวณที่สามารถหาค่าขอบเขตต่ำสุด (Lower Bound Failure Load) และค่าขอบเขตบนของแรงวิบัติ (Upper Bound Failure Load) โดยอาศัย Bound Theorems เมื่อประกอบกับความสะดวกและความง่ายในการคำนวณซึ่งมาจากวิธีเชิงตัวเลข (Numerical Method) สามารถนำมาประยุกต์ใช้วิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพที่สลับซับซ้อนได้ ตลอดจนความสะดวกรวดเร็วในการหาค่าพารามิเตอร์กำลังรับแรงเฉือนของดินที่ใช้ในการคำนวณ ซึ่งเป็นค่ามาตรฐานในทางปฏิบัติในงานวิศวกรรมปฐพี

1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย

ตามที่ได้กล่าวมาแล้ว วิธีการวิเคราะห์เสถียรภาพเชิงตัวเลข Numerical Limit Analyses เป็นวิธีที่ดีและเหมาะสมที่สุดในเรื่องของความถูกต้อง (Rigorousness) ความแม่นยำ (Accuracy) ประสิทธิภาพ ความเร็ว และ ความง่ายในการคำนวณ (Computation Efficiency) สำหรับวิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพในงานวิศวกรรมปฐพี อย่างไรก็ตาม วิธีนี้เพิ่งได้รับการพัฒนาและปรับปรุงความสามารถในด้านการวิเคราะห์ปัญหาที่สลับซับซ้อนเมื่อเร็ว ๆ นี้ อีกทั้ง วิธีนี้ยังเป็นวิธีที่ใหม่อย่างมากในทางปฏิบัติ กล่าวคือ โดยส่วนใหญ่วิศวกรปฐพีส่วนมากจะคุ้นเคยและใช้วิธี Limit Equilibrium ในทางปฏิบัติเพื่อวิเคราะห์เสถียรภาพมากกว่าวิธี Numerical Limit Analyses

ดังนั้น การทำการวิจัยในหัวข้อการวิเคราะห์เสถียรภาพด้วยวิธี Limit Analyses มีวัตถุประสงค์คือ

1. เพื่อใช้วิธี Numerical Limit Analyses ในการศึกษาวิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพที่สลับซับซ้อนในงานวิศวกรรมปฐพีที่ไม่สามารถใช้วิธีการวิเคราะห์ Limit Equilibrium โดยทำการศึกษาปัญหาการรับน้ำหนักของฐานรากต่อเนื่องในกรณีที่ยังไม่สามารถหาผลเฉลยที่ถูกต้องทางทฤษฎีและเป็นปัญหาที่มีความสำคัญในทางปฏิบัติ

2. เพื่อเป็นการตรวจสอบประสิทธิภาพและความสามารถของวิธี Numerical Limit Analyses ว่าสามารถนำมาใช้กับปัญหาเสถียรภาพที่เกิดขึ้นจริงได้หรือไม่ โดยนำมาใช้วิเคราะห์กับปัญหาเสถียรภาพจริงที่เกิดการวิบัติขึ้น โดยเลือกกรณีศึกษาที่ประกอบด้วย เสถียรภาพของงานขุดที่มีค้ำยัน (Braced Excavation) และเสถียรภาพของลาดชัน (Slope Stability)

1.3 ขอบเขตของงานวิจัย

ขอบเขตการทำวิจัยในวิทยานิพนธ์ฉบับนี้ประกอบด้วย 3 หัวข้อหลักคือ

1. วิเคราะห์ค่ากำลังรับน้ำหนักของฐานรากต่อเนื่องที่มีความสลับซับซ้อนได้แก่

1.1 การวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักบนฐานรากต่อเนื่องบนชั้นทราย (N_γ)

1.2. การวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักบนฐานรากต่อเนื่องบนชั้นดินเหนียวสองชั้นที่มีค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำไม่เท่ากันในแต่ละชั้น

1.3 การวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักบนฐานรากต่อเนื่องบนชั้นดินเหนียวในกรณีที่กำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำมีค่าไม่เท่ากันซึ่งขึ้นอยู่กับทิศทางของหน่วยแรงหลัก

1.4 การวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักของฐานรากต่อเนื่องบนชั้นทรายที่มีชั้นดินเหนียววางอยู่ ข้างใต้

1.5 การวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากต่อเนื่องกรณีที่มีแรงภายนอกมากระทำต่อฐานรากมีลักษณะซับซ้อน

2. นำวิธีการวิเคราะห์ Numerical Limit Analyses ไปใช้ตรวจสอบปัญหาเสถียรภาพในงานวิศวกรรมปฐพีสำหรับปัญหาเสถียรภาพของลาดชัน (Stability of Embankment) โดยแบ่งกรณีที่จะทำการศึกษาดังนี้

2.1 การวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดชันที่มีค่ากำลังรับแรงเฉือนเท่ากันตลอดความลึกโดย พิจารณาค่าสัดส่วนแรงดันน้ำ (r_u) โดยอ้างอิงจากกรณีศึกษาของ Michalowski (1995) ที่วิเคราะห์ด้วยวิธี Upper Bound Limit Analysis

2.2 การวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดชันที่มีความสลับซับซ้อนโดยอ้างอิงจากกรณีศึกษาของ Griffiths (1999) ที่วิเคราะห์ด้วยวิธี Finite Element

2.3 การวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดชันที่มีความสลับซับซ้อนโดยอ้างอิงจากกรณีศึกษาของ Jiang and Magnan (1997) ที่วิเคราะห์ด้วยวิธี Upper Bound Limit Analysis

3. นำวิธีการวิเคราะห์ Numerical Limit Analyses ไปใช้ตรวจสอบปัญหาเสถียรภาพในงานวิศวกรรมปฐพีที่เกิดการวิบัติขึ้นจริงและมีปรากฏในวารสารต่างประเทศหรือวิทยานิพนธ์ที่สำคัญในอดีต และกรณีศึกษาที่เกิดการวิบัติในประเทศไทยสำหรับปัญหาเสถียรภาพโดยแบ่งกรณีที่จะทำการศึกษาออกเป็น

- 3.1 การคำนวณเสถียรภาพของ ลาดชันซึ่งเป็นกรณีศึกษาของการพังทลายของทางหลวงหมายเลข 3261
- 3.2 กรณีศึกษาการวิบัติของเสาเข็มพีตในงานก่อสร้าง Ras Tanajib Marine Facility ประเทศซาอุดีอาระเบีย
- 3.3 กรณีศึกษาการวิบัติของงานก่อสร้างห้องใต้ดินของอาคารสูงที่ตั้งอยู่บนถนนวิทย์
- 3.4 กรณีศึกษา การวิบัติงานก่อสร้างกำแพงกันดิน ตามแนวคลองส่งน้ำตามแนวถนนประชาชื่น
- 3.5 กรณีศึกษาการวิบัติของเสาเข็มพีตในงานก่อสร้างโครงการสถานีสูบน้ำและอ่างเก็บน้ำราชบุรณะ
- 3.6 กรณีศึกษาแบบจำลอง Centrifuge ของงานชุด

1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

1. จากผลการวิเคราะห์กรณีศึกษา ปัญหาเสถียรภาพที่เกิดการวิบัติขึ้นจริง ได้แก่ ปัญหาเสถียรภาพของลาดชัน ปัญหาเสถียรภาพงานชุดแบบมีค้ำยันสามารถยืนยันได้ถึงความเป็นไปได้ของวิธี Numerical Limit Analyses ว่าสามารถนำมาประยุกต์ไปวิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพในทางปฏิบัติได้หรือไม่
2. ได้ผลเฉลยปัญหาเสถียรภาพในงานวิศวกรรมปฐพีอื่น ๆ ที่ไม่สามารถหาคำตอบได้โดยวิธีเชิงวิเคราะห์ (Analytic Method) หรือด้วยวิธี Limit Equilibrium ได้แก่ ค่ากำลังรับน้ำหนักของฐานรากตื้นต่อเนื่องจะประกอบไปด้วย ค่ากำลังรับน้ำหนักของฐานรากตื้นต่อเนื่องบนชั้นทราย ค่ากำลังรับน้ำหนักของฐานรากตื้นต่อเนื่องและเสถียรภาพของความลาดสำหรับปัญหาที่มีความสลับซับซ้อนเช่น ค่า N_y ของทราย หรือเสถียรภาพของลาดชันเมื่อมีค่าอัตราส่วนแรงดันน้ำ (r_u) โดยนำเสนอผลการวิเคราะห์ในรูปของกราฟออกแบบ (Design Chart) เพื่อให้วิศวกรปฐพีสามารถนำไปใช้ออกแบบในทางปฏิบัติต่อไปในอนาคต

บทที่ 2

ทฤษฎีการวิเคราะห์และผลงานที่เกี่ยวข้อง

การวิเคราะห์ปัญหาก่อสร้างในงานวิศวกรรมปฐพีสามารถแบ่งประเภทได้เป็น 2 กลุ่มใหญ่ๆ คือ

1) ปัญหาการเคลื่อนตัว (Deformation Problems) เป็นการวิเคราะห์เพื่อหาขนาดการเคลื่อนตัวของโครงสร้าง หรือของมวลดินทั้งทางแนวตั้งหรือทางแนวดิ่ง ที่เกิดจากหน่วยแรงในสภาพการใช้งานตามปกติ (Working Loads)

2) ปัญหาเสถียรภาพ (Stability Problems) เป็นการวิเคราะห์เพื่อหาค่าแรงวิกฤติที่ทำให้เกิดการวิบัติในมวลดิน (Failure or Collapse Calculation)

ตัวอย่างปัญหาการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของวิศวกรรมปฐพีได้แก่ การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงกันดินในส่วนของงานขุดแบบมีค้ำยัน (Braced Excavation) หรือการหาค่าการทรุดตัวของความลาด ในขณะที่ตัวอย่างปัญหาเสถียรภาพได้แก่ การวิเคราะห์หาค่ากำลังรับน้ำหนักของฐานรากตื้นบนดิน (Bearing Capacity of Shallow Foundation) การวิเคราะห์แรงดันด้านข้างของมวลดิน (Lateral Earth Pressure) และการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาด (Slope Stability) โดยทั่วไปแล้ว การวิเคราะห์ปัญหาด้านการเคลื่อนตัวของวิศวกรรมปฐพีจะใช้สมมติฐานความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียด (Stress-Strain Relationship) แบบ Linear Isotropic Elastic (LIE) สำหรับการวิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพทางวิศวกรรมปฐพีจะใช้สมมติฐานความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียดแบบ Rigid Perfectly Plastic Material (RPP) ซึ่งมีพื้นฐานที่สมมติว่ามวลดินจะไม่เกิดการเคลื่อนตัวจนกระทั่งถึงแรงวิกฤติขึ้นหรือกล่าวได้ว่าการคำนวณจะไม่พิจารณาผลของการเคลื่อนตัวก่อนการวิบัติ (No Pre-failure Deformation)

วิธีการวิเคราะห์เสถียรภาพทางวิศวกรรมปฐพีที่ใช้สมมติฐาน RPP มีด้วยกัน 3 วิธีได้แก่

- 1) วิธี Limit Equilibrium
- 2) วิธี Slip-Line Analyses
- 3) วิธี Limit Analyses

วิธีที่ได้รับความนิยมมากที่สุดในการวิเคราะห์ปัญหาด้านเสถียรภาพในงานวิศวกรรมปฐพีได้แก่ วิธี Limit Equilibrium (LEM) เนื่องจากสามารถใช้วิเคราะห์ปัญหาในทางปฏิบัติที่มีความสลับซับซ้อนได้แก่ การรับแรงภายนอกที่สลับซับซ้อนกระทำต่อโครงสร้าง (Complex Loading)

และปัญหาที่ประกอบด้วยชั้นดินมีคุณสมบัติในการรับแรงเฉือนไม่เท่ากันตลอดความลึก (Non-homogeneous Soil Profile) การคำนวณโดยวิธี Slip-Line Analysis และ วิธี Limit Analyses นั้นแม้จะสามารถวิเคราะห์ปัญหาด้านเสถียรภาพได้อย่างถูกต้องแม่นยำกว่าวิธี LEM เนื่องจากไม่มีสมมติฐานเพิ่มเติมอื่นๆในการคำนวณ แต่ก็มีข้อจำกัดคือการคำนวณด้วยมือโดยวิธีดังกล่าวจะยุ่งยากและไม่สะดวกที่จะนำมาใช้วิเคราะห์ปัญหาที่มีความสลับซับซ้อนดังกล่าวมาแล้วข้างต้น

อย่างไรก็ตาม การวิเคราะห์เสถียรภาพในงานวิศวกรรมปฐพีอาจจะใช้การคำนวณโดยวิธี Finite Element (FE) โดยวิธีนี้ยังสามารถคาดคะเนการเคลื่อนตัวของดินและโครงสร้างได้อีกด้วย อย่างไรก็ตาม ข้อจำกัดของวิธี Finite Element ที่สำคัญคือความถูกต้องของผลการวิเคราะห์ ซึ่งความถูกต้องจะขึ้นอยู่กับความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น, ความเครียดและกำลังรับแรงเฉือนของดิน (Stress-Strain-Strength Behavior of Soil) (อ้างอิงจาก Whittle, 1987; Pestana, 1994) กล่าวคือแบบจำลองที่เลือกใช้สามารถจำลองพฤติกรรมของดินที่เกิดขึ้นจริงได้มากน้อยเพียงใด นอกจากนี้ การวิเคราะห์เสถียรภาพด้วยวิธี Finite Element อาจเกิดปัญหาทางด้านตัวเลข (Numerical Convergence Problems) และทำให้ไม่สามารถหาผลคำตอบได้ โดยทั่วไปแล้ววิศวกรจะใช้วิธี FE กับปัญหาการเคลื่อนตัวมากกว่า โดยใช้สมมติฐานของ ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น, ความเครียดและกำลังรับแรงเฉือนของดินอย่างง่ายเช่น LIE

ต่อจากนี้จะได้กล่าวถึงรายละเอียดของวิธีการวิเคราะห์ปัญหาทางเสถียรภาพรวมทั้งข้อดีข้อเสียของแต่ละวิธีโดยสังเขป

2.1 การวิเคราะห์เสถียรภาพโดยวิธี Limit Equilibrium

การวิเคราะห์โดยวิธี Limit Equilibrium ในปัญหาความลาดได้มีการคิดค้นเป็นครั้งแรกโดย Fellenius (1926) โดยพิจารณาถึงสมดุลของมวลดินที่เกิดการวิบัติโดยสมมติให้ระนาบวิบัติเป็นส่วนโค้งของวงกลมเพื่อคำนวณค่าสัดส่วนความปลอดภัยในระยะสั้น (Short Term Stability) หลักการวิเคราะห์โดยวิธี Limit Equilibrium สำหรับปัญหาเสถียรภาพของความลาดสามารถสรุปได้เป็น 4 ขั้นตอนคือ

- 1) การกำหนดค่าหน่วยน้ำหนักของดิน ค่าความดันน้ำ และค่ากำลังรับแรงเฉือนของดิน ซึ่งจะเป็นค่าพารามิเตอร์ในการคำนวณแรงตั้งฉากและแรงเฉือนที่กระทำต่อมวลดินบนระนาบวิบัติ
- 2) สมมติระนาบของการวิบัติและใช้วิธี Method of Slices แบ่งมวลดินออกเป็นชิ้นส่วนเล็กตามแนวดิ่ง โดยมีแรงต่างๆกระทำที่แต่ละชั้นดินดังแสดงในรูปที่ 2.1

3) ใช้สมการสมดุลของแรงและโมเมนต์คำนวณหาค่าแรงต่างๆที่กระทำที่แต่ละชั้นดิน และคำนวณค่าสัดส่วนความปลอดภัย (Factor of Safety) โดยใช้อัตราส่วนของกำลังรับแรงเฉือนของดินต่อหน่วยแรงเฉือนของดินต่อแรงเฉือนบนระนาบวิบัติ

4) ทำการค้นหาระนาบของการวิบัติที่ให้ค่าสัดส่วนความปลอดภัยต่ำที่สุด

ขั้นตอนแรกของการวิเคราะห์ สิ่งที่สำคัญคือการเลือกค่าพารามิเตอร์กำลังรับแรงเฉือนของดิน โดยจะต้องอาศัยประสบการณ์ในการเลือกใช้ค่าพารามิเตอร์จากข้อมูลการสำรวจหรือข้อมูลที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ สำหรับดินเหนียวหรือดินเม็ดละเอียดจะเลือกใช้ค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำ (Undrained Shear Strength) โดยขึ้นอยู่กับลักษณะในการวิบัติ (Mode of Failure) และค่าหน่วยแรงประสิทธิผลในสภาพธรรมชาติ (Consolidation Effective Stress) สำหรับทรายหรือดินเม็ดหยาบจะเลือกใช้ค่าพารามิเตอร์ของกำลังรับแรงเฉือนในสภาพระบายน้ำ (Drained Shear Strength) เหตุผลสำหรับการเลือกใช้ค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำ สำหรับดินเหนียวหรือดินเม็ดละเอียดคือ เมื่อมีแรงภายนอกมากระทำต่อมวลดินจะก่อให้เกิดความดันน้ำส่วนเกินในช่องว่าง (Excess Pore Water Pressure) และความดันน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้นนี้ไม่สามารถระบายออกได้ภายในระยะเวลาอันสั้นเนื่องจากค่าสัมประสิทธิ์ของการซึมผ่านของน้ำสำหรับดินเหนียวมีค่าต่ำมาก ทำให้ลักษณะการวิบัติจะเกิดขึ้นในสภาพไม่ระบายน้ำ (Undrained Failure) ดังนั้นค่าหน่วยแรงประสิทธิผลในสภาพธรรมชาติจึงควบคุมค่ากำลังรับแรงเฉือนเริ่มต้นของดิน ในทางตรงกันข้าม การเลือกใช้ค่าพารามิเตอร์กำลังรับแรงเฉือนในสภาพระบายน้ำสำหรับดินเม็ดหยาบ เนื่องจากค่าความดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากแรงกระทำภายนอกสามารถระบายออกได้ ในระยะเวลาอันสั้นเพราะว่าสัมประสิทธิ์ของการซึมผ่านของน้ำสำหรับดินเม็ดหยาบมีค่าสูงมากกว่าเมื่อเปรียบเทียบกับดินเหนียว ดังนั้นลักษณะการวิบัติจะเกิดขึ้นในสภาพระบายน้ำ (Drained Failure)

ขั้นตอนที่สองของการวิเคราะห์โดยวิธี Limit Equilibrium คือการกำหนดลักษณะของพื้นผิวการวิบัติด้วยแรงเฉือน โดยทั่วไปการคำนวณจะสมมติว่าพื้นผิวการวิบัติเป็นส่วนโค้งของวงกลม (Circular Shear Surface) ซึ่งสมมติฐานข้อนี้ทำให้การคำนวณง่ายขึ้นโดยใช้ Method of Slice แบ่งมวลดินที่อยู่ภายในพื้นผิววิบัติออกเป็นชิ้นส่วนเล็กๆตามแนวโค้งดังรูปที่ 2.1

ขั้นตอนที่สามคือการคำนวณหาค่าสัดส่วนความปลอดภัย (Factor of Safety) ซึ่งสอดคล้องกับลักษณะการวิบัติที่ได้กำหนดไว้ในขั้นตอนที่สอง รูปที่ 2.1 แสดงแรงต่างๆที่กระทำต่อชิ้นส่วนแนวโค้งซึ่งประกอบไปด้วยแรงเฉือนและแรงตั้งฉากที่กระทำต่อระนาบวิบัติและต่อระนาบแนวโค้งของชั้นดินที่ติดกัน สำหรับชิ้นส่วนแนวโค้งที่มีจำนวน n ชิ้นจะมีจำนวนของตัวแปรที่ไม่ทราบค่า (Unknowns) เท่ากับ $(5n-2)$ ในขณะที่จำนวนของสมการสมดุลของแรงและโมเมนต์มีทั้งหมด $(3n)$ ดังแสดงในส่วนล่างของรูปที่ 2.1 เนื่องจากจำนวนของตัวแปรที่ไม่ทราบค่ามีมากกว่าจำนวนของสมการสมดุลทั้งหมดที่มีอยู่จึงทำให้ไม่สามารถแก้สมการได้และปัญหาจึงอยู่ในลักษณะของ Statically

Indeterminate ดังนั้นเพื่อให้สามารถแก้สมการได้จึงต้องมีการตั้งสมมติฐานเพิ่มขึ้นอีก ($2n-2$) เพื่อให้มีจำนวนของตัวแปรและสมการเท่ากัน โดยทั่วไปแล้วสมมติฐานที่เพิ่มขึ้นจะเกี่ยวข้องกับทิศทางหรือตำแหน่งของแรงลัพธ์ที่กระทำระหว่างชั้นดิน โดยสามารถแบ่งออกได้เป็น 3 วิธีคือ

1. การตั้งสมมติฐานเกี่ยวกับแรงที่กระทำตั้งฉากกับระนาบการวิบัติ
2. การตั้งสมมติฐานเกี่ยวกับตำแหน่งของแรงลัพธ์ที่กระทำต่อระนาบคิง
3. การตั้งสมมติฐานเกี่ยวกับทิศทางของแรงลัพธ์ที่กระทำต่อระนาบคิง

ตารางที่ 2.1 สรุปรายละเอียดของการวิเคราะห์โดยวิธี Limit Equilibrium ที่มีวิธีการวิเคราะห์และการตั้งสมมติฐานที่แตกต่างกันออกไป โดยทั่วไปการตั้งสมมติฐานจะให้แรงที่กระทำตั้งฉากกับระนาบการวิบัติของแต่ละชั้นดินกระทำที่จุดกึ่งกลาง สมมติฐานนี้จะทำให้จำนวนของสมการที่ยังขาดอยู่ลดลงเหลือ $(n-2)$ สมการ สำหรับการคำนวณโดยวิธีของ Bishop, Spencer และ Morgenstern and Price นั้นได้ตั้งสมมติฐานเกี่ยวกับทิศทางของแรงลัพธ์ที่กระทำต่อระนาบคิงระหว่างชั้นดินซึ่งทำให้จำนวนของสมการเพิ่มขึ้นมาอีก $(n-1)$ ณ ขณะนี้จำนวนของสมการที่ใช้ในการคำนวณมากกว่าจำนวนของตัวแปรที่ไม่ทราบค่า 1 หรือกล่าวหาว่าปัญหาอยู่ในลักษณะของ Over-Defined ดังนั้นจึงต้องสมมติตัวแปรของปัญหาเพิ่มขึ้นอีก 1 ซึ่งคือค่าสัดส่วนความปลอดภัยที่ได้จากสมการสมดุลของโมเมนต์ (F_m) โดยจะทำการคำนวณซ้ำเพื่อให้ได้ค่าสัดส่วนความปลอดภัยจากสมการสมดุลของแรง (F_r) เท่ากับสัดส่วนความปลอดภัยจากสมการสมดุลของโมเมนต์ (F_m) ตารางที่ 2.1 สรุปสมมติฐานเกี่ยวกับแรงลัพธ์ที่กระทำระหว่างชั้นของดินและการหาค่าสัดส่วนความปลอดภัยจากสมการสมดุลของแรง สมการสมดุลของโมเมนต์ หรือจากทั้งสองสมการ

สำหรับขั้นตอนสุดท้ายคือการค้นหาระนาบการวิบัติ (Failure Surface) ที่ให้ค่าสัดส่วนความปลอดภัยต่ำที่สุด ตัวอย่างเช่นสำหรับการวิเคราะห์ที่สมมติให้พื้นผิวการวิบัติเป็นส่วนโค้งของวงกลมจะค้นหาหน้าวิบัติวิกฤติ (Critical Failure Surface) โดยคำนวณค่าสัดส่วนความปลอดภัยโดยเปลี่ยนแปลงจุดศูนย์กลางของส่วนโค้งของวงกลมและขนาดของรัศมีของวงกลมไปพร้อมๆกัน

วิธี Ordinary Method of Slices (หรือ Swedish Method) ซึ่งคิดค้นโดย Fellenius ในปี ค.ศ. 1926 เป็นวิธีที่ง่ายและสะดวกมากที่สุดในการคำนวณโดยวิธี Limit Equilibrium อื่นๆกล่าวคือสามารถแก้สมการสมดุลของโมเมนต์เพื่อหาค่าสัดส่วนความปลอดภัยได้โดยตรงโดยสมมติให้แรงลัพธ์ที่กระทำต่อระนาบแนวคิงระหว่างชั้นดินมีทิศทางขนานกับระนาบของการวิบัติดังแสดงในรูปที่ 2.2 ดังนั้นวิธี Ordinary Method of Slices สามารถดำเนินการคำนวณได้ด้วยมือ ในทางตรงข้ามกับวิธีอื่นๆ ได้แก่วิธีของ Bishop, Spencer และ Morgenstern and Price ที่จะต้องดำเนินการคำนวณซ้ำ (Iterative Calculation) ซึ่งยุ่งยากไม่สะดวกและไม่เหมาะสมที่จะทำการคำนวณด้วยมือ Fredlund and Krahn (1977) คิดค้นวิธี General Method of Slice โดยแก้สมการเพื่อหาค่า F_r และ F_m จากสมการสมดุลของแรงและโมเมนต์ตามลำดับ โดยวิธีของ Fredlund and Krahn (1977) นี้สามารถคิดแปลงการคำนวณให้สอดคล้องกับสมมติฐานของ Bishop, Spencer และ Morgenstern

and Price ได้โดยกำหนดเงื่อนไขของแรงลัพธ์ที่กระทำต่อระนาบในแนวตั้งดังแสดงในรูปที่ 2.3 อย่างไรก็ตามการคำนวณเสถียรภาพโดยวิธี Limit Equilibrium Method ซึ่งใช้เพียงสมการสมดุลของแรงหรือสมการสมดุลของโมเมนต์เพียงอย่างเดียวอาจให้ค่าสัดส่วนความปลอดภัยที่ไม่ถูกต้องได้เนื่องจากไม่ได้เงื่อนไขของทฤษฎีสถิตศาสตร์ในสภาวะสมดุล ดังนั้นวิศวกรจึงควรที่จะเลือกใช้วิธีการคำนวณที่ใช้ทั้งสมการสมดุลของแรงและสมการสมดุลโมเมนต์ในการหาค่าสัดส่วนความปลอดภัย นอกจากนั้นแล้ว ลักษณะพื้นผิวของการวิบัติจะมีผลต่อการคำนวณค่าสัดส่วนความปลอดภัยในแต่ละวิธี กล่าวคือในกรณีที่ระนาบการวิบัติไม่ใช่ส่วนโค้งของวงกลมจะไม่สามารถใช้วิธีที่ใช้เพียงแต่สมการสมดุลหรือสมการโมเมนต์เพียงอย่างเดียววิเคราะห์ปัญหานี้ได้

การวิเคราะห์โดยวิธี Limit Equilibrium ได้ถูกนำมาใช้สร้างกราฟช่วยออกแบบในงานเสถียรภาพของความลาดในกรณีที่ดินมีคุณสมบัติการรับแรงเฉือนเท่ากันตลอดความลึก (Homogeneous Slope) โดยกราฟออกแบบนี้ที่ใช้กันอยู่อย่างแพร่หลายได้แก่ กราฟออกแบบของ Taylor ซึ่งคิดค้นในปี ค.ศ. 1948 และกราฟออกแบบของ Bishop and Morgenstern ซึ่งคิดค้นในปี ค.ศ. 1960 รูปที่ 2.4 แสดงกราฟออกแบบของ Taylor โดยใช้ Ordinary Method of Slices ในการคำนวณเสถียรภาพของความลาดที่เป็นดินเหนียวในสภาพที่ไม่ระบายน้ำ (Undrained Stability) และได้มีการเสนอค่าตัวเลขเสถียรภาพ N (Stability Number) มีค่าเท่ากับ $N = \gamma H / s_u$ โดยค่า s_u คือค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำของดินเหนียว γ คือหน่วยน้ำหนักทั้งหมดของดินเหนียว และ H คือความสูงของความลาด จากกราฟออกแบบของ Taylor ค่าสัดส่วนความปลอดภัยจะคำนวณได้จาก อัตราส่วนของค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำของดินเหนียวในสนาม (s_u) ต่อค่าหน่วยแรงเฉือนที่พัฒนาขึ้นบนระนาบวิบัติในสภาวะสมดุลซึ่งคำนวณได้จากกราฟออกแบบ (s_{um}) ($FS = s_u / s_{um}$) รูปที่ 2.5 แสดงกราฟออกแบบของ Bishop and Morgenstern โดยใช้ Method of Slices และใช้สมมติฐานการคำนวณของ Bishop วิเคราะห์ในรูปหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Analysis) โดยผลของความดันน้ำจะแสดงอยู่ในรูปของอัตราส่วนของความดันน้ำ (Pore Pressure Ratio, $r_u = \frac{u}{\gamma h}$) ซึ่งมีค่าเท่ากับความดันน้ำหารด้วยค่าหน่วยแรงทั้งหมดในแนวตั้ง ค่าสัดส่วนความปลอดภัยที่ได้จากการคำนวณโดยวิธี Bishop and Morgenstern จะคำนวณได้จากสูตร $FS = m - nr_u$ โดยที่ค่าของ m และ n เป็นค่าพารามิเตอร์ที่ขึ้นอยู่กับความชันและคุณสมบัติของของความลาด

ข้อดีของวิธี Limit Equilibrium Method สามารถสรุปได้ดังนี้

1. เมื่อประยุกต์การคำนวณด้วยคอมพิวเตอร์สามารถนำมาใช้วิเคราะห์ปัญหาที่มีความสลับซับซ้อนได้เช่น การรับแรงภายนอกที่สลับซับซ้อนกระทำต่อโครงสร้างและปัญหาที่ประกอบด้วยชั้นดินมีคุณสมบัติในการรับแรงเฉือนไม่เท่ากันตลอดความลึกและสามารถใช้คอมพิวเตอร์ช่วยในการหาค่าสัดส่วนความปลอดภัยที่ต่ำที่สุดได้

2. เป็นวิธีที่ง่ายต่อการเข้าใจเมื่อเปรียบเทียบกับวิธีอื่น ดังนั้นจึงเป็นที่คุ้นเคยสำหรับวิศวกร ปรุพีในการใช้วิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพ

อย่างไรก็ตามข้อเสียและปัญหาที่สำคัญของวิธี Limit Equilibrium Method คือ

1. ความถูกต้องของการวิเคราะห์ค่าสัดส่วนความปลอดภัยซึ่งจะขึ้นอยู่กับวิธีการวิเคราะห์ (ตัวอย่างเช่น Bishop, Spencer) และรูปแบบพื้นผิวของการวิบัติด้วยแรงเฉือน นอกจากนั้นค่าสัดส่วนความปลอดภัยที่วิเคราะห์ได้จะไม่ถูกต้องและผิดพลาดได้เนื่องจากสมมติฐานของแรงลัพธ์ที่กระทำต่อระนาบคั่นระหว่างชิ้นส่วน

2. การตรวจค้นหาค่าสัดส่วนความปลอดภัยที่ต่ำที่สุดอาจไม่สามารถพบค่าดังกล่าวเนื่องจากโปรแกรมคอมพิวเตอร์ที่ใช้ในการสืบค้นพื้นผิววิกฤตินั้นถูกเขียนมาในลักษณะจำกัด

3. พื้นผิวการวิบัติที่เกิดขึ้นจริงในสนามอาจไม่ใช่ว่าเป็นส่วนโค้งของวงกลมซึ่งทำให้การเลือกลักษณะการวิบัติในรูปร่างอื่นถูกจำกัด โดยเฉพาะอย่างยิ่งเมื่อต้องการตรวจสอบหาค่าสัดส่วนความปลอดภัยที่ต่ำที่สุด

4. ในกรณีที่ต้องการพิจารณาผลของการวิบัติของโครงสร้างเช่น กำแพงกันดิน วิธี Limit Equilibrium Method ไม่สามารถที่จะคำนวณค่าสัดส่วนความปลอดภัยได้ถูกต้องตามทฤษฎีเมื่อต้องมีการพิจารณาผลของการวิบัติเนื่องจากโมเมนต์คดพลาสติก (Plastic Moment) ของกำแพงกันดิน

2.2 การวิเคราะห์เสถียรภาพโดยวิธี Slip-Line Analyses

วิธี Slip-Line Analyses เป็นวิธีการวิเคราะห์สำหรับปัญหาเสถียรภาพและได้มีการศึกษาเป็นครั้งแรกโดย Kötter ในปี ค.ศ. 1903 and Prandtl ค.ศ. 1920 โดยการวิเคราะห์จะประกอบด้วย 2 ส่วนดังนี้

- 1) การวิเคราะห์ในส่วนของ Stress Characteristics คือการแก้สมการ Partial Differential Equation ของสมการสมดุลของหน่วยแรง (Stress Equilibrium) และสมการกำหนดเงื่อนไขการวิบัติของมวลดิน (Yield Criterion) โดยสอดคล้องกับหน่วยแรงที่ขอบเขต (Stress Boundary Conditions)
- 2) การวิเคราะห์ในส่วนของ Velocity Characteristics คือการแก้สมการ Partial Differential Equation ของสมการความสอดคล้องระหว่างความเครียด และการเคลื่อนตัว (Strain-Displacement Compatibility) และเงื่อนไขการวิบัติของมวลดิน (Yield Criterion) โดยมีสมมติฐานให้มวลดินเป็นวัสดุ Associated Flow Rule และสอดคล้องกับเงื่อนไขของการเคลื่อนตัวที่ขอบเขต (Velocity Boundary Conditions)

ข้อดีของการวิเคราะห์โดยวิธี Slip-Line Analyses คือจะได้คำตอบที่ถูกต้องตามทฤษฎีเนื่องจากเป็นไปตามทฤษฎีการวิเคราะห์ Limit Bound Theorems อย่างไรก็ตาม วิธีนี้ก็มีข้อเสียคือการ

วิเคราะห์ที่กล่าวมาทั้ง 2 ส่วนนี้จะมีความยุ่งยากในการแก้สมการเชิงอนุพันธ์ (Governing Equations in Partial Differential Form) ซึ่งต้องใช้คณิตศาสตร์ชั้นสูง โดยมีข้อจำกัดที่สามารถใช้กับปัญหาที่มีค่ากำลังรับแรงเชื่อมเท่ากันตลอดทั้งชิ้นเท่านั้นและแรงกระทำจากภายนอกมีลักษณะที่ค่อนข้างง่าย ไม่สลับซับซ้อน แต่ก็ได้นักวิจัยที่พยายามใช้วิธี Slip-Line Analyses ในการคำนวณกำลังรับน้ำหนักของฐานรากดินที่มีความสลับซับซ้อนเช่น Davis and Brooker (1973) ได้ใช้วิธี Slip-Line Analyses คำนวณค่ากำลังรับน้ำหนักของฐานรากดินที่วางบนชั้นดินเหนียวที่มีค่ากำลังรับแรงเชื่อมเพิ่มขึ้นตามความลึก สำหรับปัญหาอื่น ๆ ที่มีความสลับซับซ้อนมากกว่านี้ก็ไม่สามารถใช้วิธี Slip-Line Analyses ในการแก้ปัญหาได้

2.3 การวิเคราะห์เสถียรภาพโดยวิธี Limit Analyses

การวิเคราะห์โดยวิธี Limit Analyses มีพื้นฐานมาจากทฤษฎี Limit Theorems หรือ Bound Theorems ซึ่งถูกพัฒนามาใช้วิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพด้านวิศวกรรมปฐพีเป็นครั้งแรกโดย Drucker and Prager ในปี ค.ศ. 1952 และมีการศึกษาอย่างละเอียดโดย Chen ในปี ค.ศ. 1975 การวิเคราะห์โดยวิธี Limit Analyses ซึ่งมีพื้นฐานมาจากทฤษฎี Plastic Limit Theorems ประกอบด้วย การคำนวณ 2 ส่วนคือ 1) การคำนวณที่มาจากทฤษฎี Lower Bound ซึ่งจะเกี่ยวกับการคำนวณหน่วยแรงในสภาวะสมดุล และ 2) การคำนวณที่มาจากทฤษฎี Upper Bound ซึ่งจะเกี่ยวข้องกับการเคลื่อนตัวในสภาวะวิบัติ จากทฤษฎี Bound Theorems วิธี Upper Bound จะให้ผลการวิเคราะห์เป็นค่าขอบเขตบนของแรงประลัย (Upper bound on the true collapse load) ในขณะที่วิธี Lower Bound จะให้ผลการวิเคราะห์เป็นค่าขอบเขตล่างของแรงประลัย (Lower bound on the true collapse load) ดังนั้นหากสามารถคำนวณค่าขอบเขตบนของแรงวิบัติโดยวิธี Upper Bound ได้เท่ากับค่าขอบเขตล่างของแรงวิบัติโดยวิธี Lower Bound ก็จะได้แรงวิบัติที่ถูกต้อง (Exact Solution) ตามทฤษฎี Plastic Limit Theorems ดังนั้น การวิเคราะห์ด้วยวิธี Limit Analyses จะต้องพยายามคำนวณให้ได้ค่า Lower Bound และ Upper Bound ที่ใกล้เคียงกันที่สุดเพื่อให้ได้ผลการวิเคราะห์ที่มีความแม่นยำถูกต้องหรือได้คำตอบที่ใกล้เคียงค่า Exact Solution มากที่สุด ดังนั้นในวิธี Lower Bound จะต้องคำนวณหาหน่วยแรงที่สมดุลเพื่อให้ได้แรงวิบัติมากที่สุดหรือกล่าวได้ว่าเป็นปัญหา Maximization Problem ในทางตรงข้าม วิธี Upper Bound จะต้องคำนวณหาการเคลื่อนตัวที่สอดคล้องกับเงื่อนไขการวิบัติเพื่อให้ได้แรงวิบัติที่ต่ำที่สุดหรือกล่าวได้ว่าเป็นปัญหา Minimization Problem

ข้อกำหนดสำหรับการคำนวณด้วยวิธี Lower Bound และ Upper Bound มีดังนี้คือ

1. การคำนวณโดยวิธี Lower Bound โดยทฤษฎี Lower Bound ได้กล่าวไว้ว่า ถ้าสามารถคำนวณหาค่าของ หน่วยแรง (Stress) ในสภาพสมดุล (Statically Admissible Stress Field, SA) แรงวิบัติที่คำนวณจาก S.A ในสภาพสมดุลนี้จะไม่ให้ค่าแรงที่เกินค่าแรง

วิบัติที่แท้จริง (Exact Collapse Load) S.A. ที่กำหนดหน่วยแรงในสภาพสมดุลประกอบไปด้วย 3 เงื่อนไขคือ 1. สมการสมดุลของหน่วยแรง (Stress Equilibrium Equations) 2. เงื่อนไขของหน่วยแรงที่ขอบเขต (Stress Boundary Conditions) และ 3. เงื่อนไขการวิบัติของดิน (Yield Criterion) โดยทุกๆจุดในมวลดินจะต้องสอดคล้องกับเงื่อนไขทั้งสามข้อนี้ ดังนั้น จากทฤษฎี Lower Bound จะให้ค่าแรงที่เป็นค่าขอบเขตล่างของแรงวิบัติที่แท้จริงตามทฤษฎี (Lower bound on the true collapse load)

2. การคำนวณโดยวิธี Upper Bound โดยทฤษฎี Upper Bound ได้กล่าวไว้ว่า แรงที่คำนวณโดยอาศัยหลักการของพลังงานเสมือน (Principle of Virtual Work) จากการเคลื่อนตัวที่สอดคล้องกับเงื่อนไขการวิบัติ (Kinematically Admissible Velocity Field, K.A.) จะให้ค่าของแรงที่มากกว่าแรงวิบัติที่แท้จริง (Exact Collapse Load) K.A. ที่กำหนดการเคลื่อนตัวที่สอดคล้องกับเงื่อนไขการวิบัติประกอบไปด้วย 3 เงื่อนไขคือ 1. สมการความสอดคล้องระหว่างการเคลื่อนตัวและความเครียด (Strain and Velocity Compatibility Equations) 2. เงื่อนไขของการเคลื่อนตัวที่ขอบเขต (Velocity Boundary Conditions) และ 3. เงื่อนไขการวิบัติของดิน (Failure Criterion) โดยสมมติให้มวลดินมีคุณสมบัติพลาสติกตามกฎ Associated Flow Rule

(ผู้อ่านสามารถอ้างอิงบทพิสูจน์ของ 2 ทฤษฎีนี้ได้จากหนังสือที่เขียนโดย Chen (1975))

การวิเคราะห์โดยวิธี Slip-line Analyses และวิธี Limit Analyses ต่างก็มีพื้นฐานมาจากทฤษฎี Plastic Limit Theorems ซึ่งคิดค้นโดย Drucker และคณะวิจัยของเขาในปี ค.ศ. 1952 ทฤษฎีนี้จะวิเคราะห์ค่าแรงวิบัติ (Collapse Load) โดยคำนวณเป็นค่าขอบเขตบนของแรงวิบัติ (Upper Bound Collapse Load) และค่าขอบเขตล่างบนของแรงวิบัติ (Lower Bound Collapse Load) การคำนวณด้วยมือไม่สามารถใช้วิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพที่มีความซับซ้อนได้เช่น กรณีที่ชั้นดินมีคุณสมบัติด้านกำลังรับแรงเฉือนต่างกัน หรือกรณีที่มีแรงกระทำต่อโครงสร้างที่มีความซับซ้อนเช่น แรงกระทำที่เอียงหรือเอียงศูนย์เป็นต้น โดยทั่วไปแล้ววิธี Slip-line Analyses และ Limit Analyses สามารถคำนวณด้วยมือได้เฉพาะกับปัญหาที่ชั้นดินมีคุณสมบัติด้านกำลังรับแรงเฉือนสม่ำเสมอตลอดความลึก เนื่องจากไม่สามารถที่จะหาค่าตอบของสมการเชิงอนุพันธ์ (Governing Equations in Partial Differential Form) ของทฤษฎีพลาสติก (Plasticity Theorems) ที่มีความยุ่งยากได้ ในบางปัญหาได้มีนักวิจัยที่สามารถแก้สมการดังกล่าว แต่ต้องใช้ความรู้ทางคณิตศาสตร์ชั้นสูง

ข้อดีของการวิเคราะห์โดยวิธี Limit Analyses คือสามารถที่จะคำนวณได้ค่า Upper Bound และ Lower Bound ของแรงวิบัติที่แท้จริงตามทฤษฎี ดังนั้นผู้ใช้สามารถตรวจสอบความแม่นยำของผลการคำนวณได้โดยดูจากช่วงระหว่างแรงขอบเขตล่าง (Lower Bound) และแรงขอบเขตบน (Upper Bound) แต่วิธีนี้ก็มีข้อด้อยคือ ในทางปฏิบัติสำหรับการคำนวณด้วยมือ การคำนวณหา Stress ที่ได้ Statically Admissible Stress Field ในส่วนของ Lower Bound จะยุ่งยากเนื่องจากไม่

สามารถที่คาดเดาการกระจายของหน่วยแรง (stress) ได้ เช่นเดียวกับในการคำนวณในส่วนของ Upper Bound ที่จะมีความยุ่งยากในการสมมติกลไกการวิบัติเพื่อให้ได้ใกล้เคียงกับกลไกการวิบัติที่แท้จริง อย่างไรก็ตามเมื่อเปรียบเทียบกับ การคำนวณโดยวิธี Limit Equilibrium ดังที่ได้อธิบายไว้ก่อนหน้านี้แล้ว การคำนวณโดยวิธี Limit Analyses สามารถใช้คำนวณปัญหาทางเสถียรภาพได้ผล คำตอบที่แม่นยำกว่าวิธี วิธี Limit Equilibrium เนื่องจากไม่จำเป็นต้องมีการตั้งสมมติฐานเพิ่มเติมอื่นๆ

2.4 วิธี Numerical Limit Analyses

วิธีการวิเคราะห์เสถียรภาพในวิชานี้พบครั้งแรกในปี 1960 ใช้ การคำนวณเชิงตัวเลขของวิธี Limit Analyses ซึ่งต่อไปนี้จะเรียกวิธีนี้ว่า Numerical Limit Analyses วิธีนี้ได้ถูกพัฒนาเป็นโปรแกรมคอมพิวเตอร์สำหรับการคำนวณ Lower Bound และ Upper Bound โดย Ukritchon (1998)

เหตุผลที่มีการพัฒนาการคำนวณเชิงตัวเลขของ Limit Analyses เนื่องจากว่า การคำนวณด้วยมือของวิธี Lower Bound และ Upper Bound ไม่สามารถนำมาใช้ได้กับปัญหาเสถียรภาพที่มีความซับซ้อนได้เช่น กรณีที่ดินมีค่าพารามิเตอร์ของกำลังรับแรงเฉือนไม่เท่ากันในแต่ละระดับความลึก (Non-homogeneous Soils) หรือมีความซับซ้อนของแรงที่กระทำต่อมวลดิน ดังนั้นจึงได้มีการคิดค้นการคำนวณเชิงตัวเลขของ Limit Analyses ขึ้นและได้ถูกเสนอเป็นครั้งแรกโดย Lysmer ในปี ค.ศ. 1970 สำหรับการวิเคราะห์ในส่วน Lower Bound และโดย Bottero และคณะในปี ค.ศ. 1980 สำหรับการวิเคราะห์ Upper Bound สำหรับการคำนวณเชิงตัวเลขของ Limit Analyses ที่ใช้ในวิชานี้พบครั้งแรกในปี 1998 ได้ใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์ที่ได้รับการพัฒนาโดย Ukritchon (1998) ซึ่งมีพื้นฐานการวิเคราะห์เชิงตัวเลขจาก Sloan (1988a) และ Sloan & Kleeman (1995) โดย Ukritchon (1998) ได้เพิ่มความสามารถในการวิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพดังนี้

1. เพิ่มความสามารถในการวิเคราะห์ชั้นดินที่มีค่าพารามิเตอร์กำลังรับแรงเฉือนไม่เท่ากันตลอดความลึก (Non-Homogeneous Soil)
2. เพิ่มความสามารถในการวิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพในระยะสั้นหรือระหว่างการก่อสร้าง (Short Term Stability) และในระยะยาวหรือหลังเสร็จสิ้นการก่อสร้าง (Long Term Stability) อันได้แก่

2.1 Short Term Stability – Undrained Analysis ($\phi = 0, c = s_u$)

2.2 Long Term Stability – Drained Analysis (ϕ', c')

โดยสามารถพิจารณาผลของความดันน้ำในช่องว่างของดิน (Pore Water Pressure) ทั้งในรูปความดันน้ำในสภาพที่ไม่มีการไหลหรือสภาพสมดุลทางชล

ศาสตร์ (Static Pore Water Pressure) และในรูปความดันน้ำที่เกิดจากการไหลของน้ำ (Seepage Pore Water Pressure)

3. เพิ่มความสามารถในการวิเคราะห์ปัญหาที่ชั้นดินเป็นดินเหนียวและมีคุณสมบัติรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำไม่เท่ากันซึ่งขึ้นอยู่กับทิศทางของหน่วยแรงหลัก (Anisotropic Undrained Strength)
4. เพิ่มความสามารถในการวิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพที่มีแรงกระทำที่สลับซับซ้อน ได้แก่ แรงแนวนอน (Horizontal Force), แรงแนวตั้ง (Vertical Force), แรงโมเมนต์ (Moment Force) : V-H-M Loading หรือแรงกระทำที่เอียงเอียงศูนย์กลาง (Inclined and Eccentric Loading)
5. เพิ่มความสามารถในการวิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพที่การวิบัติของชิ้นส่วนโครงสร้าง (Structural Members) และในดินพร้อมกัน (Failure of Soil-Structure Interaction) โดยได้เพิ่มชิ้นส่วนแบบ Beam Element ซึ่งสามารถวิบัติได้โดยรับแรงตามแนวแกน (Axial Force), แรงเฉือน (Shear Force) หรือ โมเมนต์ดัด (Bending Moment)

ในวิทยานิพนธ์ฉบับนี้จะสรุปหลักการคำนวณเชิงตัวเลข Upper Bound และ Lower Bound Limit Analysis เท่านั้น ส่วนรายละเอียดในการคำนวณสามารถอ้างอิงได้จากบทความ Ukritchon (1998) และวิทยานิพนธ์ของ อ.ดร. บุญชัย อุกฤษฏ์ชน

2.5 การคำนวณเชิงตัวเลขสำหรับการวิเคราะห์ Lower Bound Analysis

สำหรับปัญหา Plane Strain หลักการคำนวณเชิงตัวเลขสำหรับ Lower Bound Analysis ประกอบด้วย 3 ส่วนคือ

1. การแบ่งมวลดิน (Discretization) ออกเป็น Element สามเหลี่ยม โดยมีตัวแปรไม่ทราบค่า (Unknown Variables) ที่ Node เป็นหน่วยแรง ($\sigma_{xi}, \sigma_{yi}, \tau_{xyi}$) โดยสมมติให้การกระจายของหน่วยแรงใน Element สามเหลี่ยมมีความสัมพันธ์เป็นเส้นตรง
2. การสร้างสมการกำหนดความสัมพันธ์ของหน่วยแรงที่ Node ที่ได้สมคูล (Statically Admissible Stress Field) ซึ่งถูกกำหนดโดย 3 เงื่อนไขคือ 1)สมการสมคูลของหน่วยแรง (Stress Equilibrium Equations) ภายใน Element สามเหลี่ยม และสมคูลของหน่วยแรงตั้งฉากและหน่วยแรงเฉือนที่ขอบของ Element สามเหลี่ยมติดกัน 2)เงื่อนไขของหน่วยแรงที่ขอบเขต (Stress Boundary Conditions) และ 3)เงื่อนไขการวิบัติของมวลดิน (Failure Criterion)
3. การแก้สมการหาค่าของหน่วยแรงที่เป็น Unknowns และให้ค่าขอบเขตล่างของแรงวิบัติมากที่สุดโดยใช้วิธี Linear Programming

ในขั้นตอนที่หนึ่ง Unknown ของหน่วยแรงภายใน Element สามเหลี่ยมสามารถเขียนเป็น สมการความสัมพันธ์ของ Unknown ของหน่วยแรงที่ Node ได้จากสมการการประมาณค่าใน ระเบียบวิธี Finite Element คือ

$$\sigma_x = \sum_{i=1}^3 N_i \sigma_{xi} \quad \sigma_y = \sum_{i=1}^3 N_i \sigma_{yi} \quad \tau_{xy} = \sum_{i=1}^3 N_i \tau_{xyi} \quad (2.1)$$

โดย N_i คือ Standard Linear Shape Function ซึ่งใช้ในการคำนวณค่าของหน่วยแรงภายใน Element ซึ่งคิดค้นโดย Zienkiewicz ในปี ค.ศ. 1983 และ $\sigma_{xi}, \sigma_{yi}, \tau_{xyi}$ คือค่าหน่วยแรงที่ Node i

การคำนวณโดยวิธี Numerical Lower Bound สำหรับปัญหา Plane Strain ในขั้นตอนที่สอง นั้น หน่วยแรงภายใน Element สามเหลี่ยมต้องอยู่ในสมดุลตามสมการของหน่วยแรง (Stress Equilibrium Equation) ทางกลศาสตร์ของแข็ง (Solid Mechanics) คือ

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} = 0; \quad \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} = \gamma \quad (2.2)$$

โดยค่า γ คือค่าหน่วยน้ำหนักของดิน

แทนค่า $\sigma_{xi}, \sigma_{yi}, \tau_{xyi}$ จากสมการที่ 2.1 ลงในสมการที่ 2.2 แล้วทำการหาอนุพันธ์เทียบกับ x และ y ตามลำดับจะได้สมการควบคุมที่หนึ่ง (First Constraint Equation) ซึ่งแสดงความสัมพันธ์ของตัวแปร $(\sigma_{xi}, \sigma_{yi}, \tau_{xyi})$ ไม่ทราบค่าในแต่ละ Element สามเหลี่ยมในรูปของสมการเมตริกซ์ได้ ดังนี้

$$A_1 \sigma = B_1 \quad (2.3)$$

โดยที่ σ คือค่าของ Vector Unknown ของหน่วยแรงที่ Node สำหรับทุกๆ Element ของปัญหาที่พิจารณา (Vector of Nodal Point Stresses) ส่วน A_1, B_1 คือ Vector ของค่าคงที่ที่เกิดจาก Stress Equilibrium Equations

สมการควบคุมที่สอง (Secondary Constraint Equation) คือ สมการสมดุลของหน่วยแรงตั้งฉากและหน่วยแรงเฉือนที่ขอบระหว่าง Element สามเหลี่ยมที่ติดกัน กล่าวคือหน่วยแรงตั้งฉาก

(Normal Stress, σ_n) และหน่วยแรงเฉือน (Shear Stress, τ) ที่ขอบระหว่าง Element ที่ติดกันจะมีค่าเท่ากันตัวอย่างเช่น สำหรับรูปที่ 2.6a ที่หน่วยแรงตั้งฉากและหน่วยแรงเฉือนที่คู่ Node หมายเลข (1,4) และคู่ (3,5) จะต้องมีความสัมพันธ์กันดังนี้

$$\sigma_{n1} = \sigma_{n4} ; \quad \tau_1 = \tau_4 \quad \text{ที่คู่ Node หมายเลข 1 และ 4} \quad (2.4a)$$

$$\sigma_{n3} = \sigma_{n5} ; \quad \tau_3 = \tau_5 \quad \text{ที่คู่ Node หมายเลข 3 และ 5} \quad (2.4b)$$

และสมการสมดุลทั้งสองนี้สามารถเขียนให้อยู่ในรูปสมการเมตริกซ์ได้ดังนี้

$$A_2 \sigma = B_2 \quad (2.5)$$

โดย A_2 , B_2 คือ Vector ของค่าคงที่ที่เกิดจากสมการสมดุลของหน่วยแรงตั้งฉากและหน่วยแรงเฉือนที่ขอบ Element สามเหลี่ยมที่ติดกัน

สมการควบคุมที่ 3 (Third Constraint Equation) คือการกำหนดค่าของหน่วยแรงตั้งฉาก (σ_n) และหน่วยแรงเฉือน (τ) ให้เท่ากับค่าที่ขอบเขต (Specified stress boundary conditions) ตัวอย่างเช่น ในรูปที่ 2.6a ที่ค่าหน่วยแรงตั้งฉากและหน่วยแรงเฉือนที่ผิวดินต้องมีค่าเท่ากันและค่าหน่วยแรงเฉือนที่เส้นสมมาตรของฐานรากต้องมีค่าเท่ากับศูนย์หรือสามารถเขียนในรูปทั่วไปได้ว่า

$$\sigma_n = \text{ค่าที่กำหนด}, \quad \tau = \text{ค่าที่กำหนด} \quad (2.6)$$

เงื่อนไขของหน่วยแรงตั้งฉากและหน่วยแรงเฉือนที่ขอบเขตสามารถเขียนอยู่ในรูปสมการเมตริกซ์ได้ดังนี้

$$A_3 \sigma = B_3 \quad (2.7)$$

โดยที่ A_3 , B_3 คือ ที่เกิดจากเงื่อนไขของหน่วยแรงตั้งฉากและหน่วยแรงเฉือนที่ขอบเขต

สมการควบคุมที่ 4 (Forth Constraint Equation) คือ การกำหนดเงื่อนไขการวิบัติของมวลดินซึ่งอยู่ในรูปของ Mohr-Coulomb Failure Criterion ดังสมการ

$$F = X^2 + Y^2 - R^2 \leq 0 \quad (2.8)$$

โดย $X = (\sigma_x - \sigma_y)$, $Y = \tau_{xy}$ และ $R = 2c \cos\phi - (\sigma_x + \sigma_y) \sin\phi$

สมการที่ 2.8 เป็นสมการวงกลมบนระนาบ X-Y ดังแสดงในรูปที่ 2.7 และสามารถแทนที่ได้โดยรูป P เหลี่ยมด้านเท่าที่บรรจุอยู่ในวงกลมของเงื่อนไขการวิบัติ Mohr-Coulomb ในรูปที่ 2.7 โดยสามารถเขียนให้อยู่ในรูปของอสมการเมตริกซ์ (Inequality Constant Equation) คือ

$$A_4 \sigma \leq B_4 \quad (2.9)$$

โดย A_4 , B_4 คือ Vector ของค่าคงที่ที่เกิดจากเงื่อนไขการวิบัติของ Mohr-Coulomb (Failure Criterion)

ส่วนแรงภายนอกที่กระทำที่ขอบเขตของมวลดินสามารถเขียนอยู่ในรูปของสมการเมตริกซ์ได้คือ

$$P = C^T \sigma \quad (2.10)$$

โดยที่ P คือแรงภายนอกที่กระทำที่ขอบเขตของมวลดิน

C^T คือ Vector ของค่าคงที่ที่เกิดจากการ Integration ของ Unknown Stress ที่ Node ตลอดช่วงของแรงที่กระทำ

ขั้นตอนสุดท้ายของการคำนวณด้วยวิธี Numerical Lower Bound คือการคำนวณค่าขอบเขตล่างของแรงวิบัติที่กระทำต่อมวลดินโดยใช้วิธีการแก้สมการของ Linear Programming ค่าที่ดีที่สุดของค่าขอบเขตล่างของแรงวิบัติคือค่าที่มากที่สุดหรือกล่าวได้ว่า ปัญหาการคำนวณ Lower Bound เป็นลักษณะปัญหาที่ต้องหาค่ามากที่สุด (Maximization Problem) ดังนั้น สมการและอสมการที่กำหนดเงื่อนไขของ Statically Admissible Stress Field จากสมการที่ 2.3, 2.5, 2.7 และ 2.9 โดยสามารถเขียนในรูปของ Linear Programming คือ

$$\text{Max. Loading, } P = \text{Max} (C^T \sigma)$$

Subject to:

$$A_1 \sigma = B_1$$

$$A_2 \sigma = B_2$$

$$A_3 \sigma = B_3$$

$$A_4 \sigma \leq B_4$$

2.6 การคำนวณเชิงตัวเลขสำหรับการวิเคราะห์ Upper Bound Analysis

สำหรับปัญหา Plane Strain หลักการคำนวณเชิงตัวเลขของการวิเคราะห์ Upper Bound Analysis ประกอบด้วย 3 ส่วนเช่นเดียวกับการคำนวณ Upper Bound Analysis คือ

1. การแบ่งมวลคิน (Discretization) ออกเป็น Element สามเหลี่ยม โดยมีตัวแปรไม่ทราบค่า (Unknown Variables) ที่ Node คืออัตราการเคลื่อนตัวของ Node ในทิศทาง X และ Y โดยสมมติให้การเคลื่อนตัวภายใน Element สามเหลี่ยมมีความสัมพันธ์เป็นเส้นตรง

2. การสร้างสมการกำหนดความสัมพันธ์ของการเคลื่อนตัวที่ Node ที่สอดคล้องกับกลไกการวิบัติ (Kinematically Admissible Velocity Field, K.A.) ซึ่งถูกกำหนดโดย 1) เงื่อนไขความสัมพันธ์ของสมการอัตราการเคลื่อนตัวและความเครียด (Strain and Velocity Compatibility Equations) 2) เงื่อนไขของการเคลื่อนตัวที่ขอบเขต (Velocity Boundary Conditions) และ 3) เงื่อนไขการวิบัติของมวลคิน (Yield Criterion) โดยมีสมมติฐานตามกฎ Associated Flow Rule

3. การแก้สมการหาค่าอัตราการเคลื่อนตัวของ Node ที่เป็น Unknowns โดยใช้วิธี Linear Programming

ในขั้นตอนที่ 1. Unknown ของอัตราการเคลื่อนตัวภายใน Element สามเหลี่ยมสามารถเขียนเป็นสมการความสัมพันธ์ของ Unknown ของอัตราการเคลื่อนตัวที่ Node ได้ตามสมการการประมาณค่าในระเบียบวิธี Finite Element คือ

$$u = \sum_{i=1}^3 N_i u_i \quad v = \sum_{i=1}^3 N_i v_i \quad (2.11)$$

โดย N_i คือ Standard Linear Shape Function ซึ่งใช้ในการคำนวณค่าของการเคลื่อนตัวภายใน

ใน Element สามเหลี่ยมซึ่งคิดค้นโดย Zienkiewicz ในปี ค.ศ. 1983

u_i, v_i คือค่าการเคลื่อนตัวที่เกิดขึ้นซึ่งประกอบด้วยทิศทางในแกน x และแกน y ที่ Node i ตามลำดับ

ในขั้นตอนที่ 2 คือการสร้างสมการสอดคล้องระหว่างความเครียดกับอัตราการเคลื่อนตัวของ Element สามเหลี่ยม (Strain and Velocity Compatibility Equations) โดยใช้สมมติฐานว่ามวลดินในสภาพพลาสติกเป็นไปตามกฎ Associated Flow Rule ดังสมการต่อไปนี้

$$\dot{\epsilon}_x = -\frac{\partial u}{\partial x} = \lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma_x}; \quad \dot{\epsilon}_y = -\frac{\partial v}{\partial y} = \lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma_y}; \quad \dot{\gamma}_{xy} = -\left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}\right) = \lambda \frac{\partial F}{\partial \tau_{xy}} \quad (2.12)$$

โดย $\dot{\epsilon}_x, \dot{\epsilon}_y, \dot{\gamma}_{xy}$ = Plastic Strain rates

λ = Plastic multiplier ซึ่งเป็นตัวแปรไม่ทราบค่าตัวหนึ่งใน Element สามเหลี่ยม

F = Mohr-Coulomb Failure Function ของมวลดิน

เงื่อนไขการวิบัติซึ่งกำหนดอยู่ในรูปของ Mohr-Coulomb Failure Criterion เป็นไปตามสมการดังนี้

$$F = X^2 + Y^2 - R^2 = 0 \quad (2.13)$$

โดย $X = (\sigma_x - \sigma_y)$, $Y = \tau_{xy}$ และ $R = 2c \cos\phi - (\sigma_x + \sigma_y) \sin\phi$

สมการ 2.13 เป็นสมการเป็นสมการวงกลมบนระนาบ X-Y ที่สามารถแทนที่ได้โดยรูป P เหลี่ยมด้านเท่าล้อมรอบวงกลมของเงื่อนไขการวิบัติของ Mohr-Coulomb ซึ่งแสดงในรูปที่ 2.8

สมการควบคุมที่ 1 ที่กำหนด Kinematically Admissible Velocity Field, K.A. ได้จากการแทนค่า u, v จากสมการที่ 2.11 และเงื่อนไขการวิบัติจากสมการที่ 2.13 ลงในสมการที่ 2.12 แล้วหาค่าอนุพันธ์จะได้สมการควบคุมในรูปเมตริกซ์คือ

$$\underline{A}_{11} \underline{u} + \underline{A}_{12} \lambda = 0 \quad (2.14)$$

โดยที่ $\underline{A}_{11}, \underline{A}_{12}$ = Vector ของค่าคงที่

\underline{u} = Unknown ของอัตราการเคลื่อนตัวที่ Node ใดๆ Node

λ = Unknown Plastic Multiplier ของทุกๆ Element สามเหลี่ยม

สมการควบคุมที่ 2 ที่กำหนด K.A. สามารถคำนวณได้จากความสัมพันธ์ของการเคลื่อนตัวที่สอดคล้องตามกฎ Associated Flow Rule ที่ขอบระหว่าง Element สามเหลี่ยมที่ติดกันและสามารถเขียนเป็นสมการควบคุมในรูปเมตริกซ์ ได้ดังนี้

$$\underline{A}_{21}u + \underline{A}_{22}\lambda = 0 \tag{2.15}$$

โดยที่ \underline{A}_{21} , \underline{A}_{22} = เมตริกซ์ค่าคงที่

สมการควบคุมที่ 3 คือค่าอัตราการเคลื่อนตัวของมวลดินที่ขอบเขตจะต้องเท่ากับค่าที่ถูกกำหนด (Specified Velocity Boundary Conditions) โดยสามารถเขียนเป็นสมการควบคุมในรูปเมตริกซ์ที่มีความสัมพันธ์เป็นเส้นตรงได้คือ

$$\underline{A}_3u = 0 \tag{2.16}$$

โดยที่ \underline{A}_3 = เมตริกซ์ค่าคงที่

ขั้นตอนถัดไปเป็นการสร้างสมการความสัมพันธ์จากหลักการพลังงานเสมือน (Principle of virtual work) โดยพลังงานที่เกิดขึ้นจากแรงกระทำภายนอกจะมีค่าเท่ากับพลังงานภายใน โดยที่พลังงานภายในมวลดินประกอบด้วยสองส่วนด้วยกันคือพลังงานที่เกิดจากการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของ Element สามเหลี่ยม (W_e) และพลังงานที่เกิดจากแรงเฉือนที่ขอบระหว่าง Element สามเหลี่ยมติดกัน (W_d) โดยเขียนเป็นสมการได้คือ

$$W_e = \int_A (\sigma_x \dot{\epsilon}_x + \sigma_y \dot{\epsilon}_y + \tau_{xy} \dot{\gamma}_{xy}) dA = C^T \lambda_1 \tag{2.17a}$$

$$W_d = \int_L c |\Delta u_t| dL = C^T \lambda_2 \tag{2.17b}$$

โดยพลังงานภายใน (W_{int}) ทั้งหมดจะมีค่าเท่ากับ

$$W_{int} = W_e + W_d = C_1^T \lambda_1 + C_2^T \lambda_2 \tag{2.18}$$

ในขณะที่พลังงานภายนอก (W_{ext}) สามารถเขียนให้อยู่ในรูปสมการเมตริกซ์ได้คือ

$$W_{\text{ext}} = P \cdot (\underline{A} \cdot \underline{u}) \quad (2.19)$$

โดย P คือแรงภายนอกที่กระทำต่อมวลดิน

\underline{A} คือเมตริกซ์ที่เป็นค่าคงที่

จากหลักการพลังงานเสมือน (Principle of virtual work) คือพลังงานภายในเท่ากับพลังงานภายนอกจะสามารถคำนวณค่าแรงภายนอกที่กระทำต่อมวลดินได้คือ $P = C_1^T \lambda_1 + C_2^T \lambda_2$ โดยที่จะสร้างสมการควบคุมที่ 4 เพื่อให้พจน์ของ $(\underline{A} \cdot \underline{u})$ มีค่าเท่ากับ 1 คือ

$$\underline{A}_4 \underline{u} = 1 \quad (2.20)$$

จากนั้นในขั้นตอนสุดท้ายของการคำนวณในส่วนของ Numerical Upper Bound คือคำนวณหาค่าขอบเขตบนของแรงประลัย (Upper Bound Collapse Load) จากทฤษฎี Upper Bound จะได้ว่า P มีค่ามากกว่าค่าแรงวิกฤติที่กระทำต่อมวลดินที่ถูกต้องตามทฤษฎี (P_{exact}) เสมอ ดังนั้น ถ้าต้องการหาค่าที่ดีที่สุดของค่าขอบเขตบนของแรงประลัยก็คือ การหาค่าต่ำที่สุดของค่าขอบเขตบนของแรงประลัย หรือกล่าวได้ว่า ปัญหาการคำนวณ Upper Bound เป็นลักษณะปัญหาที่ต้องหาค่าต่ำที่สุด (Minimization Problem) โดยสามารถหาค่าที่ดีที่สุดของค่าขอบเขตบนของแรงประลัยโดยใช้วิธี Linear Programming ตามสมการและอสมการที่สองคล้องกับ Kinematically Admissible Velocity Field ดังสมการที่ 2.14, 2.15, 2.16 และ 2.20 โดยสามารถเขียนในรูปของ Linear Programming คือ

$$\text{Min. Loading, } P = \text{Min} (C_1^T \lambda_1 + C_2^T \lambda_2)$$

Subject to:

$$\underline{A}_{11} \underline{u}_1 + \underline{A}_{12} \lambda = 0$$

$$\underline{A}_{21} \underline{u}_1 + \underline{A}_{22} \lambda = 0$$

$$\underline{A}_3 \underline{u} = 0$$

$$\underline{A}_4 \underline{u} = 1$$

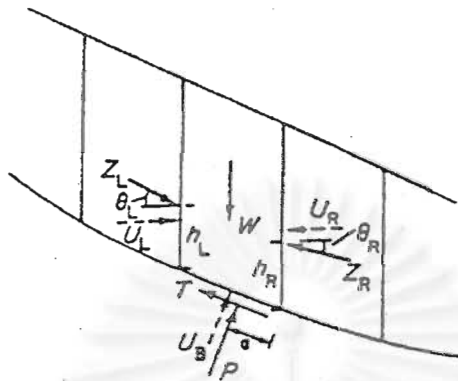
Method	Circular	Non-circular	Overall Moment Equilibrium	Overall Force Equilibrium	Assumptions about interslice forces
Infinite slope		*		*	Parallel to slope
Wedge analysis		*		*	Define inclination
$\phi_u = 0$	*		*		
Ordinary	*		*		Resultant parallel to base of each slice
Bishop	*	(*)	*		Horizontal
Janbu simplified	(*)	*		*	Horizontal
Lowe and Karafiath	*	(*)		*	Define inclination
Spencer	*	(*)	*	*	Constant inclination
Morgenstern and Price	*	*	*	*	$X/E = \lambda.f(x)$
Janbu rigorous	*	*	*	*	Define thrust line
Frelund and Krahn GLE	*	*	*	*	$X/E = \lambda.f(x)$

Note E and X are horizontal and vertical components of interslice forces respectively.

ตารางที่ 2.1 การวิเคราะห์โดยวิธี Method of Slice ที่ใช้การคำนวณ Limit Equilibrium

ในปัญหาเสถียรภาพของคันดินถม

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



a) Forces on a typical slice

For slope divided into n slices

Equations available: total $3n$ (vertical, horizontal, and moment equilibrium)

Unknowns: 1 Safety factor F used to relate shear forces T to normal forces P
 n Normal total forces P on base of slice (pore-water forces U_B are known)
 n Positions a of forces P
 $n-1$ Interslice total forces Z (pore-water forces U_L, U_R are known)
 $n-1$ Inclinations θ of interslice forces
 $n-1$ Heights h of interslice forces
 total $5n-2$

Thus $2n-2$ assumptions are required for the problem to be statically determinate.

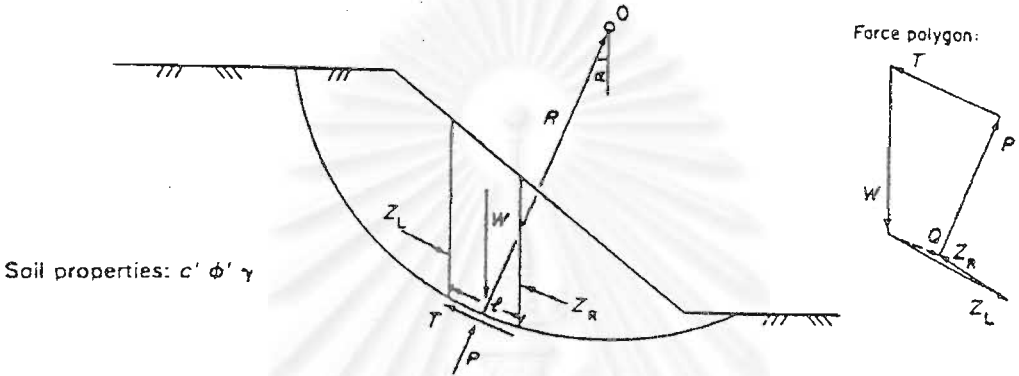
Common assumptions: n Position of P taken as centre of slice
 $n-1$ Inclinations θ of interslice forces or heights h of line of thrust
 total $2n-1$ This implies that the problem is overspecified.

b) Equations and unknowns

รูปที่ 2.1 จำนวนของตัวแปรไม่ทราบค่าและจำนวนสมการในการวิเคราะห์ด้วยวิธี Method of Slice ที่ใช้ในการคำนวณ Limit Equilibrium (ที่มา Fredlund and Krahn, 1977)

ORDINARY METHOD OF SLICES

Failure is assumed to occur by rotation of a block of soil on a cylindrical slip surface centred on O. By examining moment equilibrium about O an expression for the factor of safety is obtained. It is assumed that the resultant of the interslice forces on each slice is parallel to its base.



Soil properties: $c' \phi' \gamma$

For slice shown: at base – total normal stress σ , shear stress τ , pore pressure u

Failure criterion: $s = c' + (\sigma - u) \tan \phi'$

Mobilized shear strength $\tau = s/F$ where F is factor of safety

$$\text{Now } P = \sigma l \quad T = \tau l \quad \text{so } T = \frac{l}{F} (c' l + (P - u) \tan \phi') \quad (1)$$

Assume that the resultant of the interslice forces Q is parallel to base of slice.

$$\text{Resolving normal to base of slice } P = W \cos \alpha \quad (2)$$

$$\text{Overall MOMENT Equilibrium about O: } \Sigma WR \sin \alpha = \Sigma TR \quad (3)$$

(note that interslice forces are internal and their net moment is zero).

$$\text{so } \Sigma W s \sin \alpha = \Sigma \frac{l}{F} (c' l + (P - u) \tan \phi')$$

$$\text{hence } F_m = \frac{\Sigma (c' l + (P - u) \tan \phi')}{\Sigma W s \sin \alpha} \quad (4)$$

$$\text{substitute for } P: F_m = \frac{\Sigma (c' l + (W \cos \alpha - u) \tan \phi')}{\Sigma W s \sin \alpha} \quad (5)$$

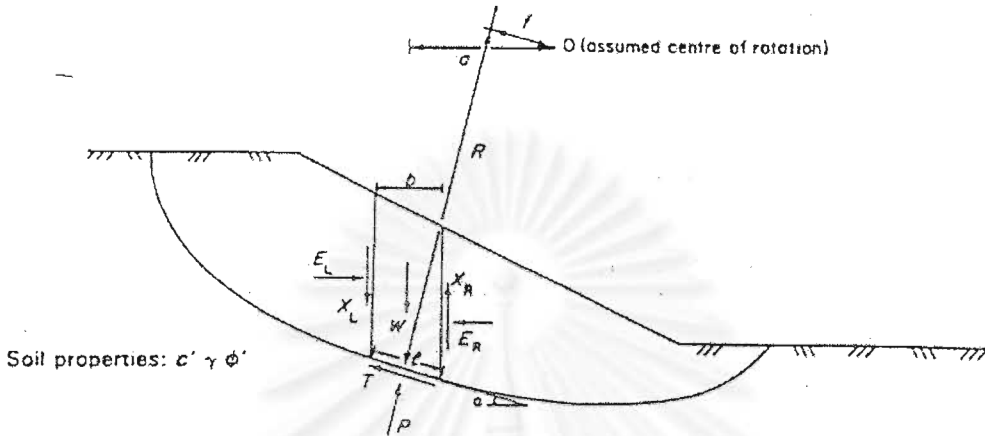
This equation does not contain F on the right-hand side and so is easily solved by hand calculation. However the false assumption about the interslice forces results in errors which may be as large as 60% (Whitman and Bailey, 1967).

รูปที่ 2.2 การวิเคราะห์โดยวิธี Ordinary Method of Slices หรือ Swedish Method

(ที่มาจาก Fellenius, 1926, 1936)

GENERAL METHOD OF SLICES

Failure is assumed to occur by sliding of a block of soil on a non-circular (or circular) slip surface. By examining overall moment equilibrium about an assumed centre of rotation or overall force equilibrium, two expressions are obtained for factor of safety. An assumption must be made about the interslice forces.



For slice shown: at base - total normal stress σ , shear stress τ , pore pressure u

$$\text{Failure criterion: } s = c' + (\sigma - u) \tan \phi'$$

Mobilized shear strength $\tau = s/F$ where F is factor of safety

$$\text{Now } P = \sigma l \quad T = \tau l \quad \text{so } T = \frac{1}{F} [c'l + (P - ul) \tan \phi'] \quad (1)$$

$$\text{Resolve vertically: } P \cos \alpha + T \sin \alpha = W - (X_R - X_L) \quad (2)$$

Rearranging and substituting for T gives

$$P = [W - (X_R - X_L) - \frac{1}{F} [c'l \sin \alpha - ul \tan \phi' \sin \alpha]] / m_\alpha \quad (3)$$

$$\text{where } m_\alpha = \cos \alpha \left(1 + \tan \alpha \frac{\tan \phi'}{F} \right)$$

$$\text{Resolve horizontally: } T \cos \alpha - P \sin \alpha + E_R - E_L = 0$$

Rearranging and substituting for T gives

$$E_R - E_L = P \sin \alpha - \frac{1}{F} [c'l + (P - ul) \tan \phi'] \cos \alpha \quad (4)$$

$$\text{Overall MOMENT equilibrium (about O): } \Sigma Wd = \Sigma TR + \Sigma Pl \quad (5)$$

Rearranging and substituting for T gives

$$F_m = \frac{\Sigma [c'l + (P - ul) \tan \phi'] R}{\Sigma (Wd - Pl)} \quad (6)$$

For circular slip surfaces $l = 0 \quad d = R \sin \alpha \quad R = \text{constant}$

$$\text{so } F_m = \frac{\Sigma [c'l + (P - ul) \tan \phi']}{\Sigma W \sin \alpha} \quad (6a)$$

รูปที่ 2.3 การวิเคราะห์โดยวิธี General Method of Slices ซึ่งเสนอโดย Fredlund และ Krahn

ในปี ค.ศ. 1977 (ที่มา Fredlund and Krahn, 1977)

continued

Overall FORCE equilibrium

$$\text{In the absence of surface loading } \Sigma(E_R - E_L) = 0 \quad (7a)$$

$$\Sigma(X_R - X_L) = 0 \quad (7b)$$

$$\text{so from (4) } \Sigma(E_R - E_L) = \Sigma P \sin \alpha - \Sigma \frac{1}{F_i} (c' + (P - u) \tan \phi') \cos \alpha = 0 \quad (8)$$

$$\text{so } F_i = \frac{\Sigma (c' + (P - u) \tan \phi') \cos \alpha}{\Sigma P \sin \alpha} \quad (9)$$

In order to solve for F_m and F_i , P must be evaluated, and this requires evaluation of X_R , P_L the interslice shear forces. As the problem is indeterminate an assumption must be made. Some common assumptions are:

$$X_R - X_L = 0 \quad \text{Bishop (1955)}$$

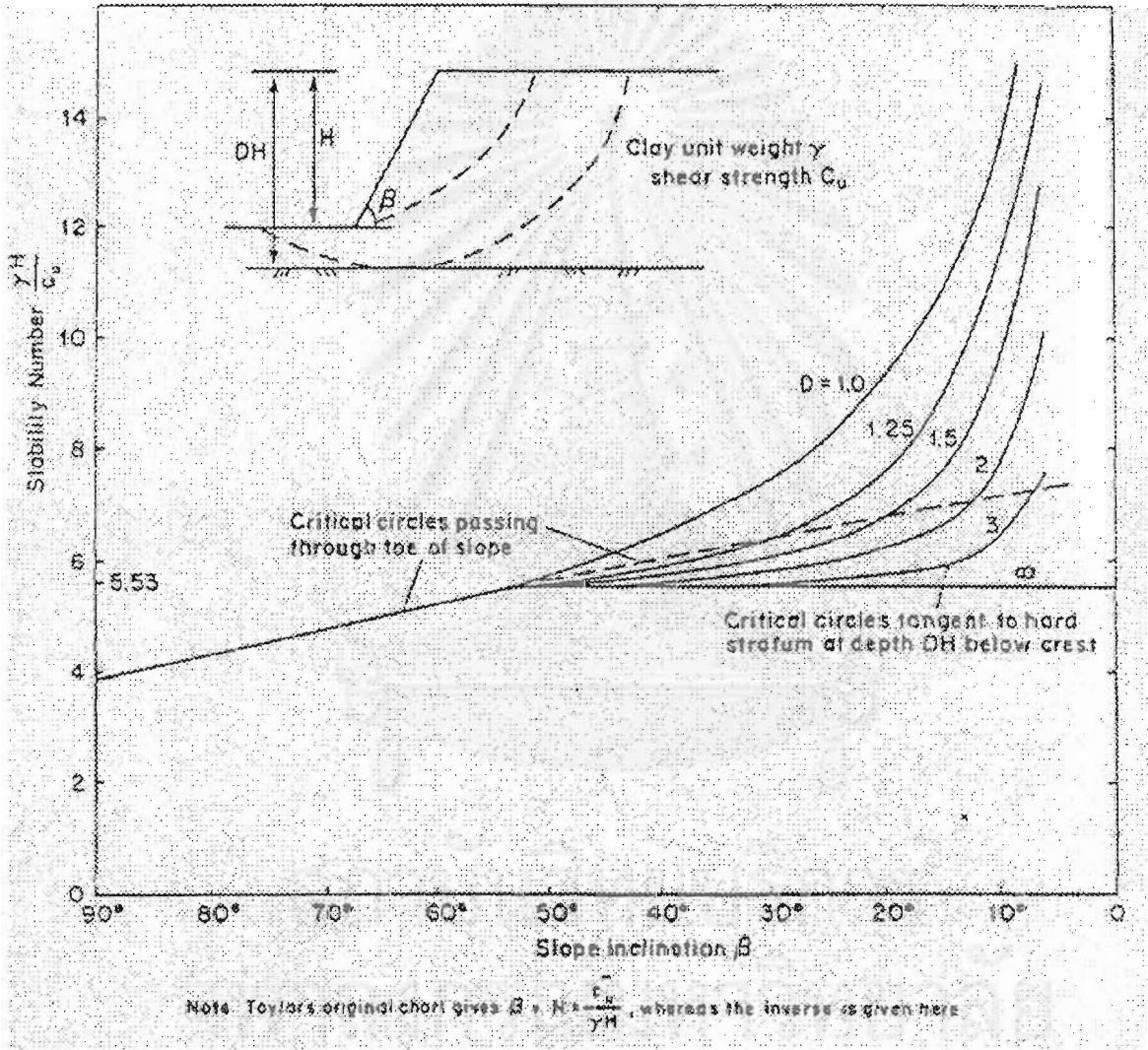
$$\frac{X}{E} = \text{constant} \quad \text{Spencer (1967)}$$

$$\frac{X}{E} = \lambda(x) \quad \text{Morgenstern and Price (1965)}$$

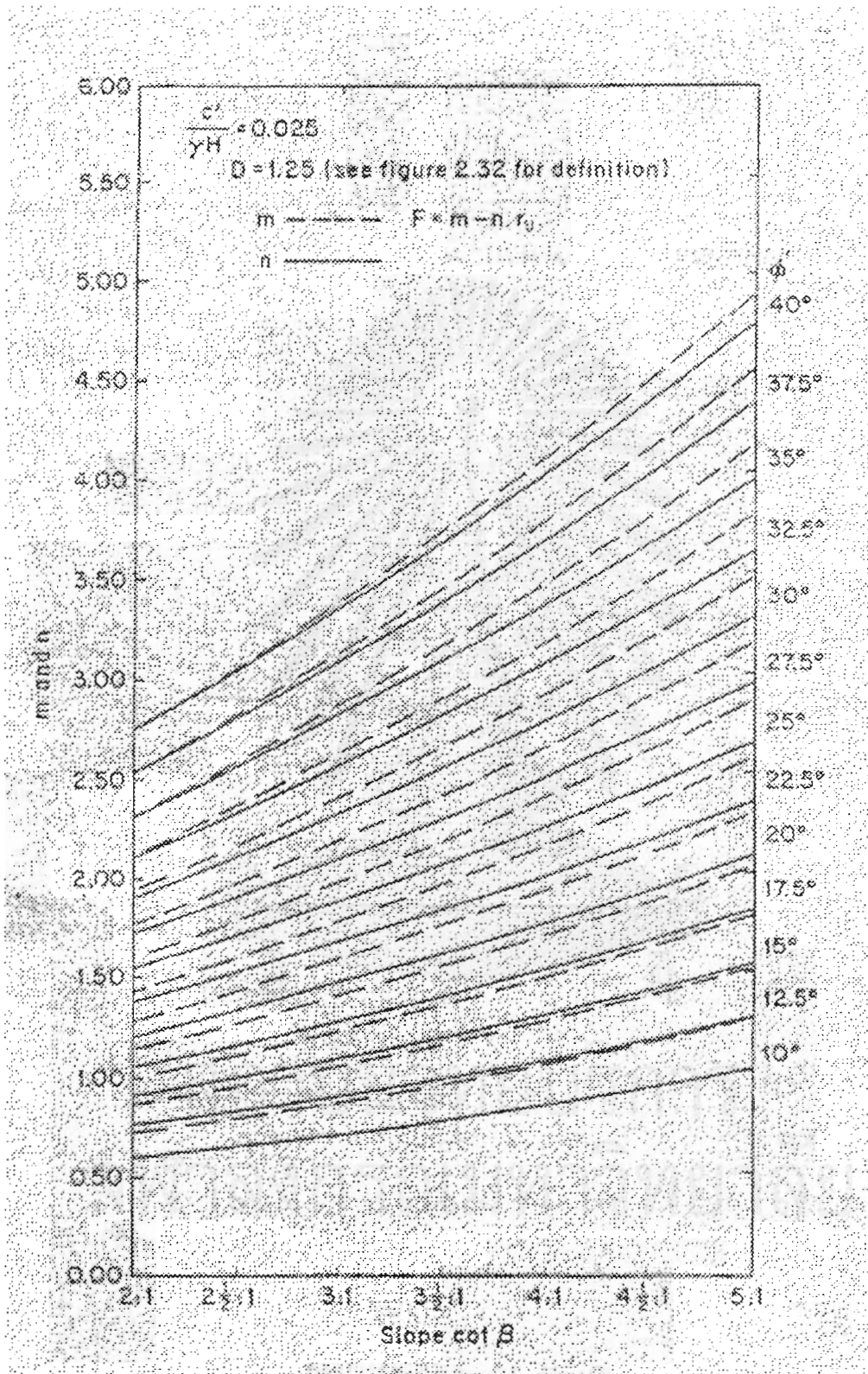
In general $F_m = F_i$ and Bishop (1955) showed that F_m is much less sensitive to the assumption about interslice forces than F_i .

รูปที่ 2.3 การวิเคราะห์โดยวิธี General Method of Slices ซึ่งเสนอโดย Fredlund และ Krahn
ในปี ค.ศ. 1977 (ที่มา Fredlund and Krahn, 1977) (ต่อ)

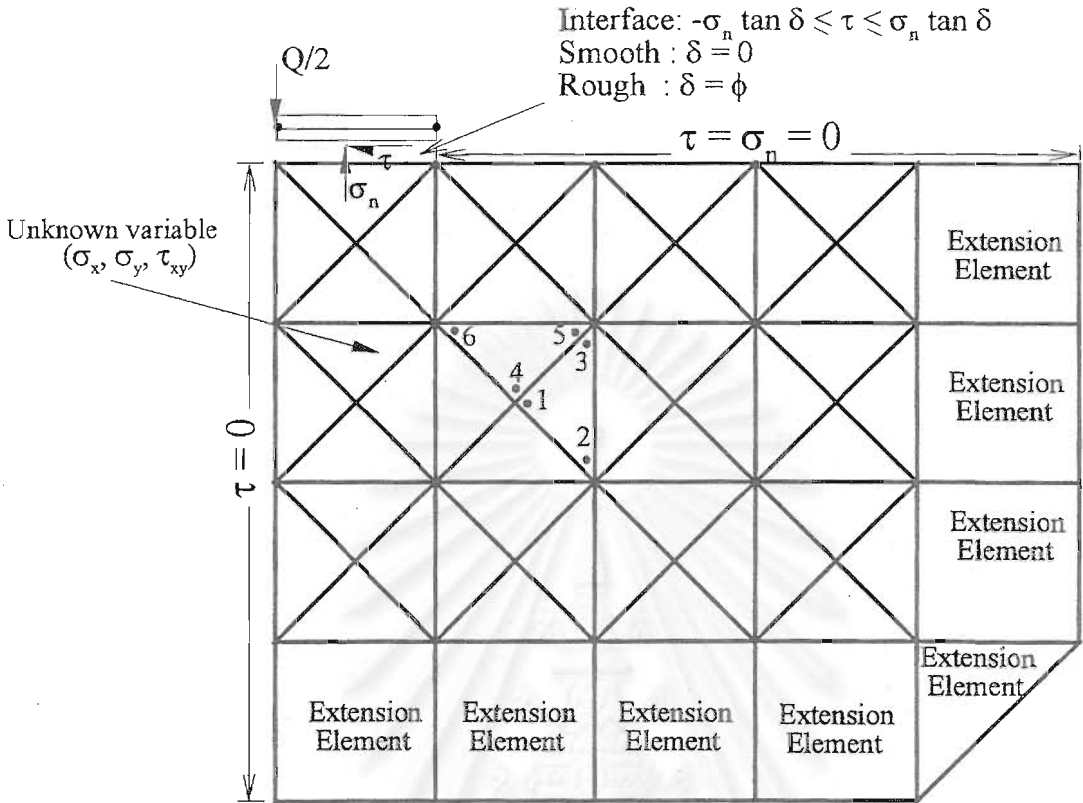
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



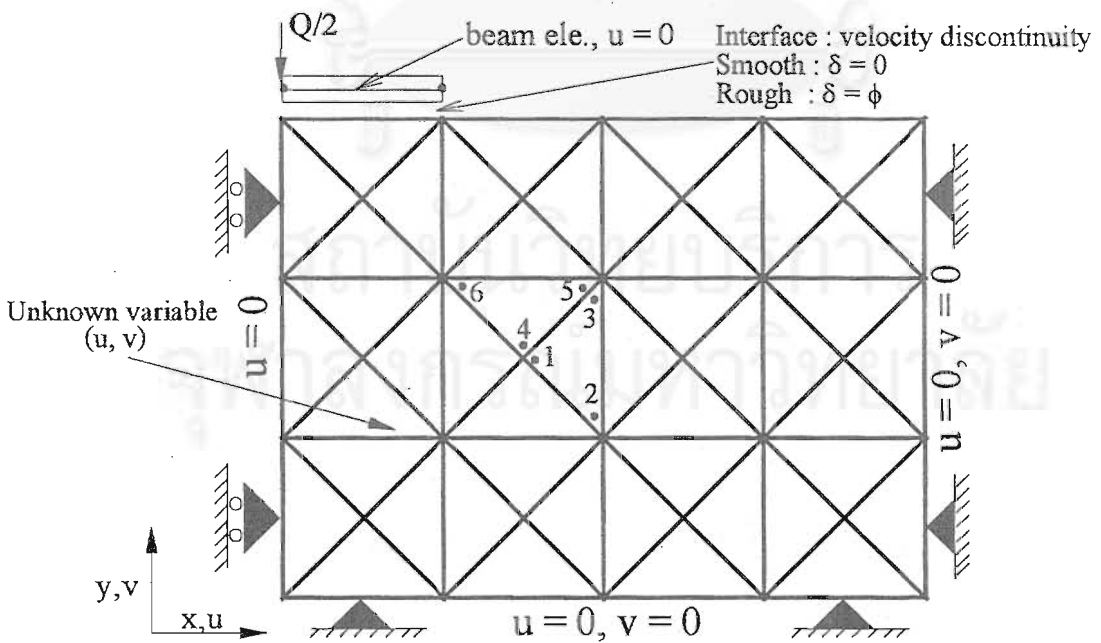
รูปที่ 2.4 กราฟช่วยออกแบบงานคันดินถมโดย Taylor ในปี ค.ศ. 1948 (ที่มา Taylor, 1948)



รูปที่ 2.5 กราฟช่วยออกแบบงานคันดินถมโดย Bishop และ Morgenstern ในปี ค.ศ. 1960
 (ที่มา Bishop and Morgenstern, 1960)

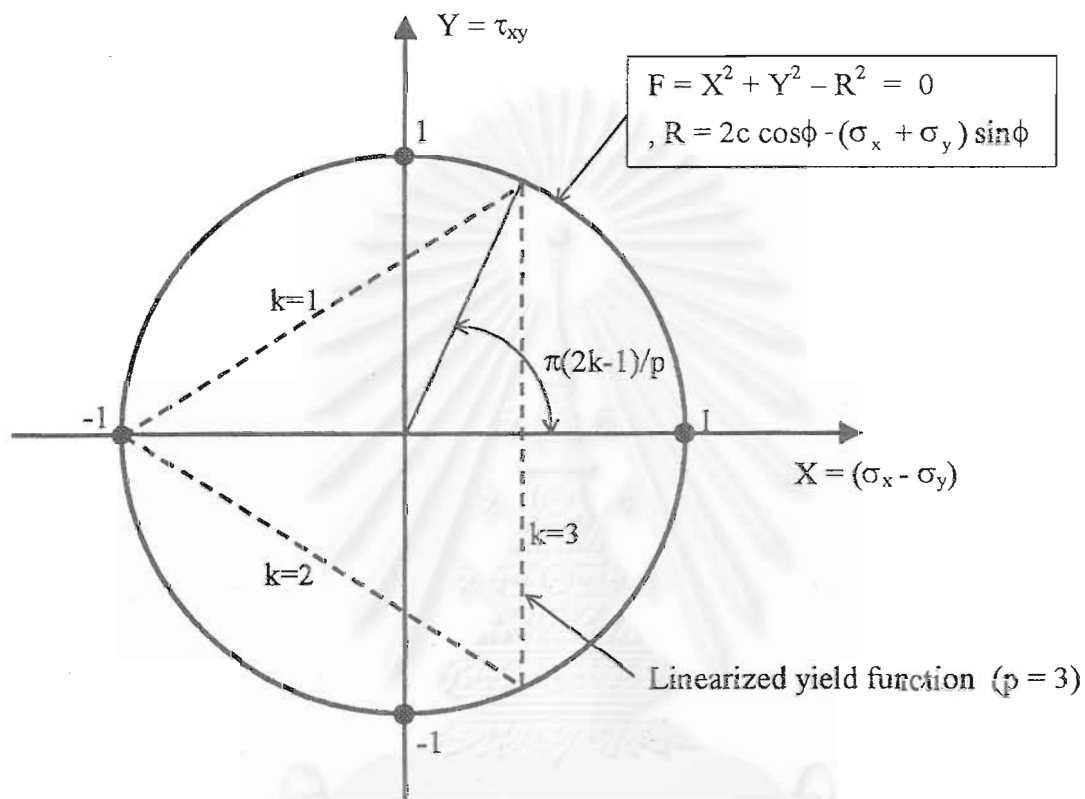


รูปที่ 2.6a ภาพแสดงการคำนวณในส่วนของ Lower Bound



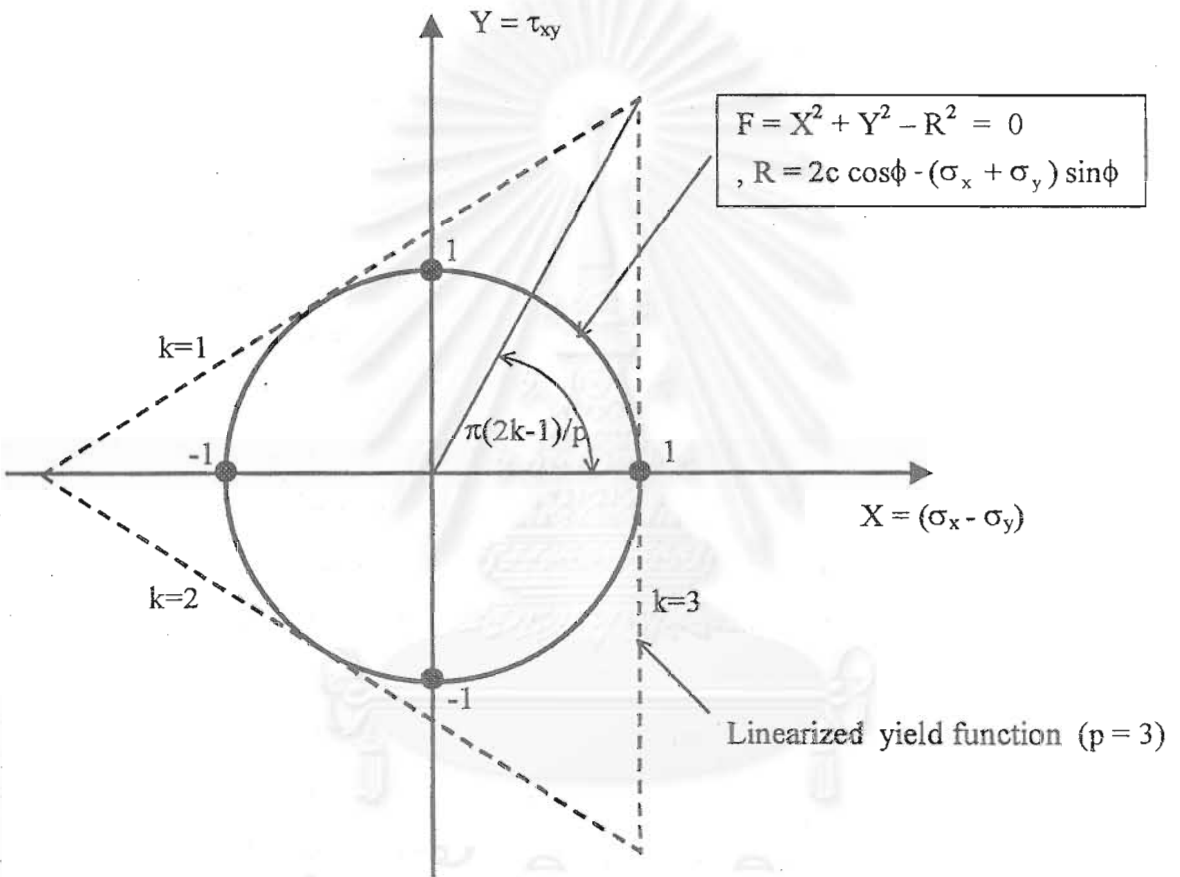
รูปที่ 2.6b ภาพแสดงการคำนวณในส่วนของ Upper Bound

รูปที่ 2.6 ตัวอย่างการแบ่งมวดคินสำหรับการวิเคราะห์เชิงตัวเลข Numerical Limit Analyses



รูปที่ 2.7 เส้นไขการวิบัติของ Mohr-Coulomb ที่ใช้ในการคำนวณในส่วนของ Numerical Lower Bound

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 2.8 เส้นใยการวิบัติของ Mohr-Coulomb ที่ใช้ในการคำนวณในส่วนของ Numerical Upper Bound

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทที่ 3

การวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากติดต่อเนื่อง สำหรับกรณีที่ยังไม่มีคำตอบที่ถูกต้องตามทฤษฎี

กำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากติดต่อเนื่องเป็นปัญหาที่พบบ่อยในงานวิศวกรรมปฐพีซึ่งวิศวกรผู้ออกแบบนิยามค่านองค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากติดต่อเนื่อง (Ultimate Bearing Capacity of Strip Footings) โดยใช้สมการที่เสนอโดย Terzaghi (1943) แต่สมการดังกล่าวก็มีข้อจำกัดคือสามารถใช้คำนวณได้เฉพาะกับปัญหาที่ไม่สลับซับซ้อน นอกจากนี้ในบางกรณีค่ากำลังรับน้ำหนักของฐานรากติดต่อเนื่องที่คำนวณจากทฤษฎีของ Terzaghi (1943) ก็มีความขัดแย้งกันอย่างมากกับค่าที่วัดได้จากฐานรากติดต่อเนื่องในสนามหรือค่าที่วัดได้จากการทำแบบจำลอง โดยเฉพาะอย่างยิ่งในปัญหาที่ฐานรากติดต่อเนื่องวางอยู่บนชั้นดินที่มีคุณสมบัติด้านกำลังรับแรงเฉือนไม่เท่ากันตลอดทั้งความลึกของดินหรือมีความสลับซับซ้อนของน้ำหนักที่กระทำต่อฐานรากติดต่อเนื่องกรณีดังกล่าวไม่สามารถคำนวณหาค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากติดต่อเนื่องให้ถูกต้องเพื่อใช้ออกแบบได้ ดังนั้นจึงมีความจำเป็นที่จะต้องศึกษาหาค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่ถูกต้องของกรณีดังกล่าวเพื่อให้การออกแบบฐานรากมีความปลอดภัยมากยิ่งขึ้น

กรณีศึกษาในบทที่ 3 นี้จะประกอบด้วยกรณีที่สำคัญซึ่งสามารถเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ได้จากบทความที่ปรากฏในวารสารต่างประเทศหรือเป็นกรณีที่น่าสนใจในปัญหาฐานรากติดต่อเนื่องซึ่งประกอบไปด้วย

1. การวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักของฐานรากติดต่อเนื่องบนชั้นทราย (N_γ)
2. การวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักของฐานรากติดต่อเนื่องบนชั้นดินเหนียวสองชั้นที่มีค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำไม่เท่ากัน
3. การวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักของฐานรากติดต่อเนื่องบนชั้นดินเหนียวในกรณีที่กำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวในสภาพไม่ระบายน้ำขึ้นอยู่กับทิศทางของหน่วยแรงหลักบนระนาบวิบัติ (Anisotropic Undrained Shear Strength)
4. การวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักของฐานรากติดต่อเนื่องบนชั้นทรายที่มีชั้นดินเหนียววางอยู่ข้างใต้ ซึ่งผลการวิเคราะห์ในกรณีนี้ด้วยวิธี Numerical Limit Analyses จะทำการเปรียบเทียบับผลการวิเคราะห์จากวารสารต่างประเทศ 2 ฉบับคือ 1. ผลทดสอบจากการทำแบบจำลองของฐานรากติดโดย Kenny and Andrawes (1997) และ 2. ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี Upper Bound Limit Analysis โดย Michalowski and Shi (1995)

5. การวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักบนฐานรากติดต่อนื่องเนื่องจากแรงภายนอกที่กระทำซ้ำซ้อน ผลการวิเคราะห์ในกรณีนี้ด้วยวิธี Numerical Limit Analyses จะทำการเปรียบเทียบกับผลการคำนวณจากวารสารต่างประเทศ 2 ฉบับคือ 1. ผลทดสอบจากแบบจำลอง Centrifuge โดย Aiban and Znidarcic (1995) และ 2. ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี Finite Element โดย Griffiths (1982)

รายละเอียดของการวิเคราะห์ในแต่ละหัวข้อจะได้กล่าวต่อไปโดยละเอียด

3.1 การวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักบนฐานรากติดต่อนื่องบนชั้นทราย (N_γ)

3.1.1 บทนำ

การคำนวณค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้งของฐานรากติดต่อนื่อง (Vertical Bearing Capacity of Strip Footings) สามารถคำนวณได้จากสมการของ Terzaghi (1943) ซึ่งอาศัยเงื่อนไขการวิบัติของ Mohr-Coulomb (Mohr-Coulomb Failure Envelop (c', ϕ')) จากสมการ

$$\frac{Q_{ult}}{B} = q_{ult} = c'N_c + \gamma DN_q + \frac{1}{2} \gamma BN_\gamma \quad (3.1)$$

โดยค่า Q_{ult} , q_{ult} คือน้ำหนักประลัยและหน่วยแรงประลัยของฐานรากตามลำดับ B คือความกว้างของฐานรากติดต่อนื่อง D คือความหนาของดินที่อยู่เหนือระดับของฐานราก c' คือค่าความเชื่อมแน่นปรากฏของดินในรูปหน่วยแรงประลัย (Apparent Cohesion) N_c , N_q และ N_γ คือค่าสัดส่วนกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของดินซึ่งเป็นฟังก์ชันกับค่ามุมเสียดทานภายใน (ϕ') โดย N_c คือผลของค่าแรงยึดเหนี่ยว (Cohesion) N_q คือผลของหน่วยแรงที่กระทำที่ระดับผิวดิน (Surcharge) และ N_γ คือผลของหน่วยน้ำหนักของดิน (Unit Weight of Soil)

สมการ 3.1 มีสมมติฐานในการคำนวณคือ มวลดินจะเกิดการวิบัติที่ต่อเมื่อแรงที่กระทำต่อฐานราก (Applied Load) มีค่ามากกว่าแรงประลัย (Collapse Load) หรืออีกนัยหนึ่ง กล่าวได้ว่าสมมติฐานการคำนวณจะไม่พิจารณาผลการเคลื่อนตัวของมวลดินก่อนการวิบัติ (No Pre-failure Deformation) ซึ่งสมมติฐานดังกล่าวมีพื้นฐานมาจากทฤษฎีวัสดุพลาสติกสมบูรณ์ (Rigid Perfectly Plastic, RPP) นอกจากนี้ยังมีการตั้งสมมติฐานในการคำนวณโดยไม่พิจารณากำลังรับแรงเฉือนของมวลดินในการคำนวณแต่พิจารณาหน่วยน้ำหนักของดินโดยสมมติให้เป็น Surcharge กระทำที่ระดับเดียวกับฐานราก ค่าของ N_c และ N_q ในกรณีที่สมมติให้หน่วยน้ำหนักของดินมีค่าเท่ากับศูนย์ (Weightless Soil) สามารถวิเคราะห์ได้โดยวิธี Method of Characteristics โดย Sokolovskii (1965) ซึ่งมีการคำนวณสอดคล้องกับ Associated Flow Rule

คือมีค่ามุมการขยายตัวของดินเมื่อรับแรงเฉือน (Dilation Angle, Ψ) ให้มีค่าเท่ากับค่ามุมเสียดทานภายใน (ϕ')

สำหรับค่าสัดส่วน N_γ ซึ่งเป็นค่าที่แสดงถึงผลของหน่วยน้ำหนักของดินที่มีต่อค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกซึ่งจนถึงขณะนี้ยังไม่มีผลการคำนวณที่ถูกต้องทางทฤษฎีจริงๆ (Exact Solution) สำหรับทฤษฎีสภาวะพลาสติก (Plastic Limit Theorems) ซึ่งมีผู้วิจัยหลายท่านได้เสนอผลการคำนวณค่า N_γ อาทิเช่น Hansen and Christiensen (1969), Booker (1969), Caquot and Kerisel (1953), Bolton and Lau (1993), Meyerhof (1963), Chen (1975), Soubra (1999), Terzaghi (1943), Vesic (1973), Frydman and Burd (1997), Griffiths (1982) และ Sokolovskii (1965) เป็นต้น ค่า N_γ ที่เสนอโดยผู้วิจัยเหล่านี้มีความแตกต่างกันมากโดยสามารถสรุปสาเหตุของความแตกต่างของผลการวิเคราะห์ได้คือ 1. ความถูกต้องของสมการ 3.1 ที่ใช้ในการคำนวณค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานราก 2. เงื่อนไขการวิบัติของทรายซึ่งไม่ได้มีลักษณะเป็นเส้นตรง (Non-Linear Failure Envelop) ถึงแม้ว่าหน่วยแรงรอบทิศทาง (Confining Stress) จะมีค่าต่ำมากก็ตาม 3. การคำนวณที่สอดคล้องกับกฎการเคลื่อนตัวในสภาวะพลาสติก Associate Flow Rule ที่อาจใช้ค่ามุมการขยายตัวของดิน (Dilation Angle, Ψ) ที่มีค่าสูงเกินไปในการคำนวณ 4. ความสามารถในการอัดตัวของดิน (Soil Compressibility) เมื่อรับน้ำหนักบรรทุกทำให้ขนาดของฐานรากที่ใช้ในการคำนวณค่า N_γ ในการทดสอบกับแบบจำลองมีความคลาดเคลื่อนมีผลต่อกลไกการวิบัติที่เกิดขึ้นในการทดสอบซึ่ง deBeer (1965) พบว่าค่า N_γ มีค่าลดลงเมื่อค่าความกว้างของฐานราก (B) มีค่าเพิ่มขึ้น ซึ่งสาเหตุในข้อ 2-4 ทำให้ไม่สามารถหาค่ามุมเสียดทานภายใน (ϕ') ที่เหมาะสมจะใช้ในการออกแบบได้

3.1.2 ขอบเขตและวิธีการวิเคราะห์

การวิเคราะห์ค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากต่อเนื่องบนชั้นทราย (Bearing Capacity Factor, N_γ) ใช้วิธี Numerical Limit Analyses โดยมีสมมติฐานในการคำนวณซึ่งสมมติให้ทรายเป็นวัสดุพลาสติกสมบูรณ์ RPP โดยใช้เงื่อนไขการวิบัติของ Mohr-Coulomb และสอดคล้องกับกฎ Associated Flow Rule โดยคำนวณค่า N_γ ที่ค่ามุมเสียดทานภายในในช่วงการใช้งานทางวิศวกรรมปฐพีปกติคือมีค่า ϕ' ตั้งแต่ 5° - 40° ของทรายซึ่งจะพิจารณาผลของความขรุขระของพื้นฐานราก (Surface Footing Roughness) โดยวิเคราะห์ทั้งฐานรากที่ไม่มีความขรุขระ (Smooth Footing) และฐานรากที่มีความขรุขระ (Rough Footing) และเปรียบเทียบผลการคำนวณค่า N_γ จากวิธี Numerical Limit Analyses กับค่าที่นิยมใช้อยู่ในทางปฏิบัติหรือที่นำเสนอโดยผู้วิจัยอื่นๆ

3.1.3 ผลการวิเคราะห์ค่า N_y โดยวิธี Numerical Limit Analyses

รูปที่ 3.1 แสดงผลการวิเคราะห์ค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากติดต่อนื่องบนชั้นทราย หรือ ค่า N_y โดยวิธี Numerical Limit Analyses ในช่วงของค่ามุมเสียดทานภายใน (ϕ') ตั้งแต่ 5° - 40° ทั้งในกรณีของฐานรากตื้นที่มีผิวสัมผัสระหว่างดินและฐานรากขรุขระ (Rough Footing) และไม่มีผิวสัมผัส (Smooth Footing) ค่าตัวเลขของ N_y ได้สรุปไว้ในตารางที่ 3.1 และ 3.2 ตามลำดับค่า $N_y = 2Q/(\gamma B^2)$ ซึ่งคำนวณโดยวิธี Numerical Limit Analyses ในส่วนของ Numerical Upper Bound และ Numerical Lower Bound ที่แสดงในรูปที่ 3.1 จะแสดงโดยใช้แถบสีและเปรียบเทียบกับผลการคำนวณโดยผู้วิจัยท่านอื่นๆ จากรูปที่ 3.1 พบว่าผลการวิเคราะห์โดยวิธี Numerical Limit Analyses มีความถูกต้องอย่างมากโดยเฉพาะอย่างยิ่งในช่วงที่มุมเสียดทานภายในมีค่าต่ำคือมีค่า ϕ' น้อยกว่า 40° โดยมีความคลาดเคลื่อนของผลการคำนวณเท่ากับ $\pm 20\%$ และมีความคลาดเคลื่อน $\pm 40\%$ ที่ค่า ϕ' เท่ากับ 45°

ผลของความขรุขระระหว่างผิวสัมผัสของฐานรากและดินมีผลอย่างมากต่อค่า N_y กล่าวคือจะเพิ่มกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากทำให้ค่า N_y ของฐานรากที่ขรุขระมีค่ามากกว่าค่า N_y ของฐานรากที่ไม่มีผิวสัมผัส โดยเฉพาะอย่างยิ่งเมื่อค่า $\phi' > 20^\circ$ ค่า N_y ในสองกรณีจะแตกต่างกันอย่างมาก ยกตัวอย่างเช่นในกรณีดินมีค่ามุมเสียดทานภายในเท่ากับ 40° ค่าเฉลี่ยของค่า N_y จาก Upper Bound และ Lower Bound มีค่าเท่ากับ 46 และ 90 ในกรณีของ Rough Footing และ Smooth Footing ตามลำดับ นอกจากนี้จากรูปที่ 3.1 สามารถสังเกตเห็นได้ N_y และค่ามุมเสียดทานภายใน (ϕ') มีความสัมพันธ์ค่อนข้างเป็นเส้นตรง (แกน Log Scale) โดยเฉพาะอย่างยิ่งเมื่อมุมต้านแรงเฉือนมีค่ามากกว่า 10°

3.1.4 เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ค่า N_y โดยวิธี Numerical Limit Analyses กับวิธีอื่นๆ

ได้มีผู้วิจัยหลายท่านได้พยายามที่จะคำนวณค่า N_y โดยใช้วิธีการคำนวณต่างๆกันเนื่องจากค่าที่ถูกต้องทางทฤษฎี (Exact Solution) ยังไม่สามารถหาค่าได้ ยกตัวอย่างเช่น Hansen and Christensen (1969) Booker (1969) Caquot and Kerisel (1953) Sokolovskii (1965) และ Bolton and Lau (1993) ใช้วิธี Method of Stress Characteristics ในการคำนวณหาค่า N_y Meyerhof (1963) Chen (1975) และ Soubra (1999) ใช้วิธี Upper Bound Analysis ในการคำนวณหาค่า N_y Terzaghi (1943) และ Vesic (1973) ใช้วิธี Limit Equilibrium ในการคำนวณหาค่า N_y Frydman and Burd (1997) ใช้วิธี Finite-Difference ส่วน Griffiths (1982) ใช้วิธี Finite-element

เมื่อเปรียบเทียบผลการคำนวณค่า N_y โดยผู้วิจัยดังกล่าวกับผลการคำนวณโดยวิธี Numerical Limit Analyses พบว่า ในกรณีของฐานรากที่มีความขรุขระ (Rough Footing) ผลการ

คำนวณโดยวิธี Numerical Limit Analyses มีค่าใกล้เคียงกับผลการคำนวณของ Booker (1969) ซึ่งคำนวณโดยใช้ Method of Stress Field ตามทฤษฎีการคำนวณของ Cox (1962) และผลการคำนวณของ Hansen and Christensen (1969) ซึ่งคำนวณโดยใช้ Lower Bound Stress Characteristic ตามทฤษฎีการคำนวณของ Lundgren and Mortensen (1953) และยังมีค่าใกล้เคียงกับผลการวิเคราะห์โดยวิธี Upper Bound Limit Analysis ของ Meyerhof (1963) และของ Chen (1975) ส่วนค่า N_γ ที่เสนอโดย Terzaghi (1943), Vesic (1973), Caquot & Kérisel (1953), Bolton and Lau (1993), Griffiths (1982) และ Frydman and Burd (1997) มีค่ามากกว่าค่า N_γ ที่คำนวณโดยวิธี Numerical Limit Analyses

เมื่อเปรียบเทียบผลการคำนวณค่า N_γ โดยผู้วิจัยดังกล่าวกับผลการคำนวณโดยวิธี Numerical Limit Analyses ในกรณีของฐานรากที่ไม่มีความขรุขระ (Smooth Footing) พบว่าค่า N_γ ที่เสนอโดย Sokolovskii (1965), Chen (1975), Frydman and Burd (1995) และ Griffith (1982) มีค่ามากกว่าค่า N_γ ที่คำนวณด้วยวิธี Numerical Limit Analyses ในขณะที่ Hansen and Christensen (1969), Booker (1969) และ Bolton and Lau (1993) สามารถคำนวณค่า N_γ ได้สอดคล้องกับผลการคำนวณโดยวิธี Numerical Limit Analyses

3.1.5 เปรียบเทียบผลการคำนวณหน่วยแรงและกลไกการวิบัติที่ได้จากวิธี Numerical Limit Analyses กับวิธีอื่นๆ

รูปที่ 3.2 และ 3.3 แสดงการเปรียบเทียบกลไกการวิบัติซึ่งเป็นผลลัพธ์จากการวิเคราะห์โดยวิธี Numerical Limit Analyses ในส่วนของ Upper Bound โดยได้แสดงทั้งในกรณีของ Smooth Footing และ Rough Footing ตามลำดับที่ค่ามุมเสียดทานภายใน (ϕ') เท่ากับ 15° , 30° และ 40° ในรูปดังกล่าวได้แสดง Velocity Field ซึ่งเป็นเวกเตอร์ที่แสดงทิศทางการเคลื่อนตัวของมวลดินและ Plastic Failure Zone ซึ่งแสดงขอบเขตของมวลดินที่เกิดการวิบัติโดยแสดงในรูปด้วยแถบสีอ่อน จากรูปที่ 3.2 และ 3.3 สังเกตได้ว่าเมื่อค่ามุมเสียดทานภายใน (ϕ') มีค่ามากขึ้น ขนาดของขอบเขตการวิบัติของมวลดินจะมีขนาดใหญ่ขึ้นโดยเฉพาะอย่างยิ่งในแนวราบ นอกจากนี้เมื่อพิจารณาผลของความขรุขระของผิวสัมผัสระหว่างดินและฐานรากยังพบว่ากลไกการวิบัติในกรณีของ Rough Footing และ Smooth Footing มีความแตกต่างกันค่อนข้างมากโดยในกรณีของ Smooth Footing ที่แสดงในรูปที่ 3.2 พบว่ามวลดินที่อยู่ใต้ฐานรากจะมีทิศทางการเคลื่อนตัวออกไปด้านข้างและมีการเคลื่อนตัวระหว่างฐานรากและผิวดินที่สัมผัส (Slippage) ตลอดทั้งความกว้างของฐานราก ส่วนในกรณีของ Rough Footing ที่แสดงในรูปที่ 3.3 การวิบัติของมวลดินจะเกิดการเคลื่อนตัวระหว่างฐานรากและผิวดินที่สัมผัส (Slippage) เฉพาะเมื่อดินมีค่า ϕ' น้อยกว่า 15° แต่เมื่อดินมีค่า ϕ' สูงกว่า 15° การเคลื่อนตัวระหว่างฐานรากและผิวดินที่สัมผัส (Slippage) จะมีขนาดเล็กถึงจะไม่เกิดตลอดทั้งความกว้างของฐานราก

โดยมวลดินใต้ฐานรากบางส่วนจะมีทิศทางการเคลื่อนตัวในแนวตั้งตามทิศทางของน้ำหนักที่กระทำต่อฐานรากและมีลักษณะเป็น Rigid Block ซึ่งแสดงด้วยสัญลักษณ์ "R" โดยเมื่อกำลังรับแรงเฉือนของดินทรายมีค่ามากขึ้นคือมีค่า ϕ' มากขึ้นจะมีขนาดของ Rigid Block ใหญ่ขึ้นจนเมื่อดินทรายมีค่า ϕ' เท่ากับ 40° มวลดินใต้ฐานรากจะเกิดเป็นลักษณะของ Rigid Block ตลอดทั้งความกว้างของฐานราก นอกจากนี้รูปที่ 3.2b และ 3.3b ยังได้เปรียบเทียบขอบเขตการวิบัติที่ได้จากการวิเคราะห์โดยวิธี Numerical Upper Bound Limit Analysis กับที่เสนอโดย Lundgren and Mortensen (1953) ที่ค่า ϕ' เท่ากับ 30° ซึ่งพบว่าขอบเขตการวิบัติในการคำนวณของ Lundgren and Mortensen (1953) มีขนาดใกล้เคียงกับขนาดของขอบเขตการวิบัติที่คำนวณโดยวิธี Numerical Upper Bound Limit Analysis ทั้งในกรณีของ Rough Footing และ Smooth Footing ในขณะที่ขอบเขตการวิบัติจากการคำนวณของ Prandtl (1920) ในกรณีของ Rough Footing ที่แสดงในรูปที่ 3.3b มีขนาดใหญ่

รูปที่ 3.2c และ 3.3c แสดงการเปรียบเทียบกลไกการวิบัติของดินทรายที่มีค่า ϕ' เท่ากับ 40° จากวิธี Numerical Upper Bound Limit Analysis กับผลการคำนวณของ Bolton and Lau (1993) ซึ่งคำนวณโดยใช้วิธี Characteristics ซึ่งมีการสมมติเส้นขอบเขตการวิบัติ (Slip-Line) ไว้ก่อนที่จะทำการวิเคราะห์ จากการเปรียบเทียบพบว่าค่าของ N_γ ของ Bolton and Lau (1993) มีค่ามากกว่าค่า N_γ ที่ได้จากวิธี Numerical Limit Analyses โดยเฉพาะอย่างยิ่งในกรณีที่ค่า ϕ' มีค่าต่ำ (ดังแสดงในรูปที่ 3.2) และเมื่อทำการเปรียบเทียบขนาดของขอบเขตการวิบัติพบว่า ขอบเขตการวิบัติในการคำนวณของ Bolton and Lau (1993) มีขนาดใกล้เคียงกับขนาดของขอบเขตการวิบัติที่คำนวณโดยวิธี Numerical Limit Analyses ในกรณีของฐานรากที่มีความขรุขระ (Rough Footing) แต่มีขนาดเล็กกว่าในกรณีของฐานรากที่ไม่มีความขรุขระ (Smooth Footing)

รูปที่ 3.4a(I) และ 3.4b(I) แสดงหน่วยแรงที่กระทำใต้ฐานรากซึ่งเป็นผลที่ได้จากการวิเคราะห์ในส่วนของ Numerical Lower Bound ทั้งในกรณีของ Rough Footing และ Smooth Footing ตามลำดับ โดยจากผลการคำนวณพบว่าหน่วยแรงที่กระทำใต้ฐานรากมีค่ามากที่สุด (σ_{nmax}) ที่จุดกึ่งกลางของฐานรากและจะมีค่าลดลงจนมีค่าเท่ากับศูนย์ที่บริเวณปลายขอบของฐานราก ค่าหน่วยแรงตั้งฉากที่กระทำใต้ฐานรากสามารถที่จะ Normalize ได้ด้วย σ_{nmax} ทั้งกรณีของ Rough Footing และ Smooth Footing ดังแสดงในรูปที่ 3.4a(II) และ 3.4b(II) สำหรับกรณีของ Rough Footing ค่าหน่วยแรงตั้งฉากที่กระทำใต้ฐานรากจะมีอัตราการลดลงมากในบริเวณกึ่งกลางของฐานรากมากกว่าบริเวณขอบฐานราก เมื่อทำการเปรียบเทียบหน่วยแรงที่กระทำตั้งฉากกับฐานรากซึ่งคำนวณโดยวิธี Numerical Limit Analyses กับผลการคำนวณของผู้วิจัยท่านอื่นๆพบว่า การกระจายของหน่วยแรงใต้ฐานรากของ Bolton and Lau (1993) ซึ่งใช้วิธี Characteristics จะมีการกระจายของ

หน่วยแรงเป็นลักษณะเป็นเส้นตรงโดยมีขนาดของหน่วยแรงมากที่สุดที่กึ่งกลางของฐานรากและมีขนาดเท่ากับศูนย์ที่ปลายขอบฐานรากทั้งในกรณีของ Rough Footing และ Smooth Footing การกระจายของหน่วยแรงในลักษณะดังกล่าวเหมือนกับผลการวิเคราะห์ของ Lundgren and Mortensen (1953) สำหรับ Rough Footing ซึ่งแตกต่างกับกรณี Smooth Footing ซึ่งมีการกระจายของหน่วยแรงเป็นรูปสามเหลี่ยมดังรูปที่ 3.4b(II) ส่วนลักษณะการกระจายของหน่วยแรงใต้ฐานรากที่ได้จากการวิเคราะห์โดยวิธี Finite Element ในกรณีของ Rough Footing โดย Frydman and Burd (1997) พบว่าหน่วยแรงใต้ฐานรากมีขนาดค่อนข้างสม่ำเสมอตลอดทั้งความกว้างของฐานราก

3.2 การวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักของฐานรากติดต่อนื่องบนชั้นดินเหนียวสองชั้นที่มีค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำไม่เท่ากันในแต่ละชั้น

3.2.1 บทนำ

การคำนวณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากติดต่อนื่อง (Ultimate Bearing Capacity of Strip Footings) ซึ่งโดยทั่วไปจะใช้สมการที่เสนอโดย Terzaghi (1943) คือ $Q/B = q_{ult} = cN_c + qN_q + 0.5\gamma BN_\gamma$ โดยค่า N_c , N_q และ N_γ คือค่าสัดส่วนสำหรับความเชื่อมแน่น (cohesion) หน่วยแรง Surcharge และหน่วยน้ำหนักของทรายตามลำดับ สำหรับกรณีที่ดินมีค่ากำลังรับแรงเฉือนเท่ากันตลอดทั้งชั้น (Homogeneous Soil Profile) สามารถคำนวณค่า N_c , N_q , ได้ถูกต้องตามทฤษฎี (Analytical Exact Solutions) แต่ค่า N_γ ที่ได้มาจากผลการทดสอบ (Empirical Solutions) สำหรับการวิเคราะห์ในสภาพหน่วยแรงทั้งหมด (Total Stress Analysis) ของดินเหนียวที่มีค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำเท่ากันตลอดความลึกของชั้นดิน N_c มีค่าเท่ากับ 5.14 หรือ $2 + \pi$ (Prandtl, 1920)

อย่างไรก็ตามในสภาพความเป็นจริงตามธรรมชาติแล้ว คุณสมบัติการรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำของชั้นดินเหนียวที่ความลึกต่างๆจะมีค่าแตกต่างกันออกไป ซึ่งค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากติดต่อนื่องของกรณีดังกล่าวนี้ยังไม่มีผลการวิเคราะห์ที่ถูกต้องทางทฤษฎี เนื่องจากไม่สามารถหาคำตอบของผลการวิเคราะห์จากความสลับซับซ้อนในการแก้สมการคณิตศาสตร์เชิงอนุพันธ์ของทฤษฎีพลาสติก (Plastic Theory) ดังนั้นจึงมีความจำเป็นที่จะต้องศึกษาและวิเคราะห์หาคำตอบที่ถูกต้องทางทฤษฎีเพื่อให้การออกแบบมีความปลอดภัยมากยิ่งขึ้น

3.2.2 ขอบเขตการวิเคราะห์

สำหรับการวิเคราะห์ในส่วนนี้จะพิจารณาค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากติดต่อนื่องที่วางอยู่บนชั้นดินเหนียวสองชั้นที่มีค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำไม่เท่ากันโดยค่า C_{u1} , C_{u2} คือค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำของดินเหนียวชั้นบนและชั้นล่างตาม

ลำดับ ซึ่งในปัญหานี้ค่าที่ถูกต้องตามทฤษฎี (Analytical Exact Solutions) ยังไม่สามารถคำนวณได้ การคำนวณจะพิจารณาลักษณะ 3 กรณีคือ

- 1) กรณีที่ $C_{u1}/C_{u2} > 1$ คือกรณีที่ชั้นดินเหนียวแข็งอยู่บนชั้นดินเหนียวอ่อนซึ่งในธรรมชาติจะพบชั้นดินในลักษณะนี้เมื่อดินชั้นบนเป็น Crust และมีค่า C_u มากกว่าดินเหนียวชั้นล่าง โดยจะพิจารณาค่า C_{u1}/C_{u2} ในช่วง 1.0 – 5.0
- 2) กรณีที่ $C_{u1}/C_{u2} < 1$ คือกรณีที่ชั้นดินเหนียวอ่อนอยู่บนชั้นดินเหนียวแข็งซึ่งในธรรมชาติจะพบชั้นดินในลักษณะนี้ในกรณีที่ดินมีค่ากำลังรับแรงเฉือนเพิ่มขึ้นตามความลึก โดยจะพิจารณาค่า C_{u1}/C_{u2} ในช่วง 0.2 – 1.0
- 3) พิจารณาผลของความหนาของชั้นดิน โดยมีอัตราส่วนความหนาของดินชั้นบนต่อความกว้างของฐานราก (H/B) เท่ากับ 0.25, 0.50 และ 1.00
- 4) พิจารณาผลของผิวสัมผัสระหว่างฐานรากกับดินโดยพิจารณาในกรณีของ Rough Footings และ Smooth Footings

3.2.3 ผลการคำนวณโดยวิธี Numerical Limit Analyses

รูปที่ 3.6 และตารางที่ 3.3 แสดงผลการคำนวณค่ากำลังรับน้ำหนักบนฐานรากดินต่อเนื่องบนดินที่ประกอบด้วยดินเหนียวสองชั้น (Ultimate Bearing Pressure, q_{ult}) ในกรณีของ Rough Footing ส่วนในตารางที่ 3.4 แสดงผลการคำนวณในกรณีของ Smooth Footing ในปัญหาเดียวกันด้วยวิธี Numerical Limit Analyses โดยแถบที่แรเงาในรูปที่ 3.6 เป็นผลการคำนวณค่าขอบเขตล่าง (LB) และขอบเขตบน (UB) โดยนำเสนอในรูปของค่าสัดส่วน $N_c^* = q_{ult}/C_{u1}$ จากรูปที่ 3.6 และตารางที่ 3.3 พบว่าผลการคำนวณโดยวิธี Numerical Limit Analyses สามารถครอบคลุมค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกของดินที่ถูกต้องตามทฤษฎี (Analytical Exact Solutions) ได้อย่างแม่นยำ โดยมีช่วง LB-UB ของค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยน้อยกว่าหรือเท่ากับ $\pm 5\%$ ในกรณีของ Rough Footing ส่วนจากตารางที่ 3.4 ซึ่งเป็นการคำนวณในกรณีของ Smooth Footing พบว่ามีช่วง LB-UB ของค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยน้อยกว่าหรือเท่ากับ $\pm 2.5\%$

รูปที่ 3.7 แสดงกลไกการวิบัติของฐานรากดินต่อเนื่องบนชั้นดินเหนียว 2 ชั้นจากผลการวิเคราะห์ Numerical Upper Bound Limit Analysis และสามารถแบ่งกลไกการวิบัติตามค่า C_{u1}/C_{u2} ได้เป็น 4 กรณีดังนี้

กรณีที่ 1) เมื่อค่า $C_{u1}/C_{u2} < 1$ เป็นกรณีที่กำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำของดินชั้นบนมีค่าน้อยกว่าค่าของดินชั้นล่าง พบว่าค่า N_c^* จะมีค่าคงที่ และบริเวณที่เกิดการวิบัติจะถูกจำกัดอยู่เฉพาะในดินเหนียวอ่อนชั้นบน โดยที่ดินเหนียวชั้นล่างที่มีค่า C_u สูงกว่าไม่เกิดการวิบัติ

กรณีที่ 2) เมื่อค่า $C_{u1}/C_{u2}=1$ เป็นกรณีที่กำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำของดินชั้นบนมีค่าเท่ากับค่าของดินชั้นล่าง พบว่าขนาดของบริเวณที่เกิดการวิบัติ (Failure Zone) จะมีความลึกประมาณ $0.7B$ และมีความกว้าง $2B$ ออกจากเส้นสมมาตรของฐานรากซึ่งมีลักษณะใกล้เคียงกับกลไกการวิบัติของ Terzaghi (1943) และมีค่า N_c^* เท่ากับ 5.1416

กรณีที่ 3) เมื่อค่า $1 < C_{u1}/C_{u2} < 2.5$ เป็นกรณีที่กำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำของดินชั้นบนมีค่ามากกว่าค่าของดินชั้นล่างพบว่าการวิบัติจะเกิดขึ้นในดินทั้ง 2 ชั้นคือ ดินชั้นบนและดินชั้นล่าง โดยมีขนาดของมวลดินที่เกิดการวิบัติมากขึ้นเมื่อค่า C_{u1}/C_{u2} เพิ่มขึ้น โดยที่เมื่อค่า C_{u1}/C_{u2} ต่ำกว่า 2.50 ลักษณะการวิบัติจะเป็น Partial Punching Shear Mode (แสดงในรูปที่ 3.7C ที่ $C_{u1}/C_{u2}=2.0$) กล่าวคือไม่มีการแยกออกจากกันของรอยต่อระหว่างชั้นดินทั้งสองที่แสดงด้วยสัญลักษณ์ "A"

กรณีที่ 4) เมื่อค่า $C_{u1}/C_{u2} > 2.50$ กลไกการวิบัติจะเปลี่ยนเป็น Full Punching Shear Mode (แสดงในรูปที่ 3.7D ที่ $C_{u1}/C_{u2}=4.0$) กล่าวคือดินเหนียวแข็งที่อยู่ใต้ฐานรากเคลื่อนที่ในแนวตั้งทะลุผ่านไปยังดินเหนียวอ่อนชั้นล่างซึ่งสามารถสังเกตได้ในรูปที่ 3D. คือเส้นหนาที่แบ่งระหว่างดินทั้ง 2 ชั้นที่แสดงด้วยสัญลักษณ์ "A" แยกออกจากกัน

3.2.4 ผลการเปรียบเทียบระหว่างวิธี Numerical Limit Analyses กับวิธีอื่นๆ ที่ใช้ในทางปฏิบัติ

การวิเคราะห์เพื่อหาค่ากำลังรับน้ำหนักของฐานรากตื้นบนชั้นดินเหนียวที่มีกำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำไม่เท่ากันตลอดความลึก (Non-homogeneous Soils) ได้มีการค้นคว้าวิจัยตลอดระยะเวลาที่ผ่านมาและได้มีการนำเสนอวิธีการเพื่อประมาณหาค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของดินซึ่งมีสมมติฐานและวิธีการคำนวณที่แตกต่างกันออกไปโดยสามารถสรุปวิธีการวิเคราะห์ต่างๆที่ใช้ในทางปฏิบัติได้เป็น 4 วิธีคือ

1. การคำนวณค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากโดยการเฉลี่ยค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินสองชั้นในระดับความลึกที่เกิดการวิบัติ เช่นเฉลี่ยในช่วงความลึก $0.7B$ หรือ $1B$ ซึ่งเป็นระดับความลึกที่มวลดินใต้ฐานรากเกิดการวิบัติตามสมมติฐานในการคำนวณของ Terzaghi (1943) แล้วคำนวณค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากโดยใช้สมการ $Q/B = C_{u(ave)} N_c$ โดยที่ $C_{u(ave)}$ คือค่าเฉลี่ยของกำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำของดินเหนียวทั้งสองชั้น และ N_c มีค่าเท่ากับ 5.14 ซึ่งผลการคำนวณโดยวิธีดังกล่าวได้แสดงในรูปที่ 2 ด้วยเส้นประ (ในกรณีที่เฉลี่ยค่ากำลังรับแรงเฉือนในช่วงความลึก $0.7B$) และเส้นเต็ม (ในกรณีที่เฉลี่ยค่ากำลังรับแรงเฉือนในช่วงความลึก $1B$)

2. การคำนวณของ Chen (1975) ดังแสดงในรูปที่ 3.5 ซึ่งใช้วิธีวิเคราะห์ Upper Bound Limit Analysis และสมมติให้ระนาบการวิบัติเป็นส่วนโค้งของวงกลม ซึ่งผลการคำนวณโดยวิธีนี้ได้มีการนำออกไปใช้อย่างแพร่หลายโดยปรากฏในคู่มือการออกแบบ DM-7

3. การคำนวณของ Meyerhof and Hanna (1978) ซึ่งเป็นการคำนวณค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากตื้นในกรณีที่ $C_{u1}/C_{u2} > 1$ คือชั้นดินเหนียวแข็งอยู่บนชั้นดินเหนียวอ่อนด้วยวิธี Semi-empirical โดยการสร้างแบบจำลองของฐานรากตื้นซึ่งสามารถคำนวณค่า N_c^* ได้จากสมการ

$$N_c^* = \frac{q_{u1}}{c_{u1}} - N_c \left(\frac{c_{u2}}{c_{u1}} \right) + 2 \left(\frac{c_{u1}}{c_{u1}} \right) \left(\frac{H}{B} \right)$$

โดย N_c มีค่าเท่ากับ 5.14 และค่า C_u เป็นค่าที่แปรผันตามค่า C_{u1}/C_{u2}

4. การคำนวณของ Brown and Meyerhof (1969) ซึ่งเป็นการคำนวณค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากตื้นในกรณีที่ $C_{u1}/C_{u2} < 1$ คือชั้นดินเหนียวอ่อนอยู่บนชั้นดินเหนียวแข็งโดยวิธี Empirical จากการสร้างแบบจำลองของฐานรากตื้นต่อเนื่องโดยสามารถคำนวณค่า N_c^* ได้จากสมการ

$$q_{uc} = c_{u2} N_c + 2c_{u1} \frac{H}{B}$$

ผลการเปรียบเทียบค่า N_c^* จากการคำนวณด้วยวิธีที่ใช้ในทางปฏิบัติ 4 วิธีดังกล่าวแสดงในรูปที่ 3.6 พบว่า ในกรณี $C_{u1}/C_{u2} > 1$ ค่า N_c^* ที่คำนวณจากวิธีการเฉลี่ยค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำจะมีค่าสูงกว่าค่า N_c^* ที่คำนวณโดยวิธี Numerical Limit Analyses และความแตกต่างจะมากขึ้นเมื่อค่า H/B มีค่าสูงขึ้น ส่วนค่า N_c^* ที่เสนอโดย Chen (1975) มีค่ามากกว่าค่าที่คำนวณโดยวิธี Numerical Limit Analyses ประมาณ 10% เนื่องจากสมมติฐานของกลไกการวิบัติในการคำนวณของ Chen (1975) มีลักษณะเป็นส่วนโค้งของวงกลมแต่จะแตกต่างกันมากกับกลไกการวิบัติที่คำนวณได้จากวิธี Numerical Limit Analyses ในขณะที่ค่า N_c^* โดยการคำนวณของ Meyerhof and Hanna (1978) จะมีค่าต่ำกว่าค่าที่คำนวณได้จากวิธี Numerical Limit Analyses

กรณี $C_{u1}/C_{u2} < 1$ พบว่าค่า N_c^* ที่คำนวณจากวิธีการเฉลี่ยค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำจะให้ค่า N_c^* สูงกว่าค่าที่คำนวณโดยวิธี Numerical Limit Analyses และความแตกต่างจะลดลงเมื่อค่า H/B มีค่าสูงขึ้น เนื่องจากวิธีการคำนวณนี้นำค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำของดินชั้นล่างที่มีค่าสูงมาทำการเฉลี่ยด้วย ทั้งที่จริงแล้วการวิบัติที่เกิดขึ้นจริงจะเกิดเฉพาะในดินชั้นบนเท่านั้น ดังแสดงในรูปที่ 3.7 ของ Case1 ส่วนค่า N_c^* ที่เสนอโดย Chen (1975) มีค่ามากกว่าค่าที่คำนวณโดยวิธี Numerical Limit Analyses ประมาณ 17% และน้อยลงเมื่อ H/B มีค่ามากขึ้น เนื่องจากกลไกการวิบัติในการคำนวณของ Chen (1975) ที่สมมติเป็นส่วนโค้งของวงกลมแตกต่างอย่างมากกับกลไกการวิบัติที่ได้จากวิธี Numerical Limit Analyses กล่าวคือ ในกรณีที่ $C_{u1}/C_{u2} < 1$ กลไกการวิบัติจะอยู่เฉพาะในส่วนของดินเหนียวชั้นบนเท่านั้น ค่า N_c^* ที่คำนวณได้จากวิธีของ Brown and Meyerhof (1969) ตกอยู่ในช่วง LB-UB ของค่า N_c^* ที่คำนวณได้จากวิธี Numerical Limit Analyses

3.3 การวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักของฐานรากตื้นต่อเนื่องบนชั้นดินเหนียวในกรณีที่กำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำมีค่าขึ้นอยู่กับทิศทางของหน่วยแรงหลัก

3.3.1 บทนำ

เป็นที่ทราบโดยทั่วไปแล้วว่า ค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำของดินเหนียว(s_u)จะขึ้นอยู่กับทิศทางของหน่วยแรงหลัก (Major principle stress, σ_1) บนระนาบวิบัติเทียบกับเส้นแนวตั้ง (Direction of major principle stress, δ) ดังแสดงรายละเอียดในรูปที่ 3.8a สำหรับดินเหนียวที่เกิดขึ้นตามธรรมชาติ ค่า s_u สำหรับการวิบัติแบบแรงอัดตัว (Compression, $\delta=0^\circ$) จะมีค่ามากที่สุด ในขณะที่ค่า s_u สำหรับการวิบัติแบบขยายตัว (Extension, $\delta=90^\circ$) จะมีค่าน้อยที่สุดและค่า s_u ในการวิบัติแบบ Direct Simple Shear, $\delta=45^\circ$) จะอยู่กึ่งกลางระหว่างสองค่าดังกล่าว การวิบัติแบบแรงอัด (Compression) จะมีค่า δ เท่ากับ 0° คือมีทิศทางของหน่วยแรงหลักบนระนาบวิบัติอยู่ในแนวตั้ง ส่วนการวิบัติแบบขยายตัวและ Direct Simple Shear จะมีค่า δ เท่ากับ 45° และ 90° ตามลำดับ รูปที่ 3.8b แสดงตัวอย่างค่าอัตราส่วนค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำของดินเหนียวในสภาพ NC (Normally Consolidated Clay) สำหรับกลไกการวิบัติแบบต่างๆ

รูปที่ 3.8a แสดงตัวอย่างกลไกการวิบัติ (Mode of failure) ของงานคันดินในชั้นดินเหนียวซึ่งเป็นปัญหาที่พบในงานวิศวกรรมปฐพีโดยทั่วไป จากรูปพบว่าหน่วยแรงหลักที่กระทำบนระนาบการวิบัติ (Major principle stress) มีทิศทางแตกต่างกันออกไปในแต่ละจุดของมวลดินกล่าวคือ มวลดินที่อยู่ใต้คันดินจะมีทิศทางของหน่วยแรงหลักทำมุมกับแนวตั้ง ($\delta=0^\circ$) คือมีการวิบัติแบบอัดตัว ในทางตรงข้าม มวลดินที่อยู่ด้านหลังของคันดินจะเกิดการวิบัติในลักษณะขยายตัว ($\delta=90^\circ$) และมวลดินบริเวณช่วงตรงกลางจะมีระนาบการวิบัติขนานกับเส้นแนวราบและมีลักษณะการวิบัติแบบ DSS ($\delta=45^\circ$) ดังนั้นการวิเคราะห์เสถียรภาพของปัญหาที่กำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำมีค่าขึ้นอยู่กับทิศทางของหน่วยแรงหลักจะต้องเลือกใช้ค่ากำลังรับแรงเฉือนให้ถูกต้องกับทิศทางของหน่วยแรงหลักที่กระทำบนระนาบการวิบัติ และเนื่องจากสาเหตุนี้ทำให้การวิเคราะห์ปัญหาลักษณะนี้ยุ่งยากและสลับซับซ้อนและไม่สามารถคำนวณได้อย่างถูกต้องตามทฤษฎีดังนั้นจึงมีความจำเป็นที่จะต้องศึกษาและวิเคราะห์หาคำตอบที่ถูกต้องทางทฤษฎีเพื่อให้การออกแบบมีความปลอดภัยมากยิ่งขึ้น

3.3.2 ขอบเขตการวิเคราะห์

ในหัวข้อนี้จะวิเคราะห์ค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากตั้งต่อเนื่องบนดินเหนียวที่มีค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำมีค่าขึ้นอยู่กับทิศทางของหน่วยแรงหลักโดยจะพิจารณาที่อัตราส่วนต่างๆของค่า s_u ทั้งการวิบัติ 3 อย่างและใช้เงื่อนไขการวิบัติ (Anisotropic Shear Strength) ที่เสนอโดย (Davis & Christian (1971) ซึ่งในทางคณิตศาสตร์เงื่อนไขการวิบัติที่จะเป็นรูปวงรี (Ellipse) บนระนาบที่แกนตั้งเป็นค่า Deviatoric Shear Stress, $q=(\sigma_v - \sigma_h)/2$ และมีแกนนอนเป็นค่า τ_{xy} ดังแสดงรายละเอียดในตารางที่ 3.5 โดยมีค่าพารามิเตอร์ควบคุมคือ $b/a = \frac{\sqrt{s_{u45}}}{\sqrt{s_{u0} * s_{u90}}}$ โดย

s_{u0} , s_{u45} , และ s_{u90} คือค่า s_u สำหรับการวิบัติแบบ Compression, Direct Simple Shear และ Extension ตามลำดับโดย b/a คือความยาวของแกนหลักต่อความยาวของแกนรองของวงรีตามเงื่อนไขการวิบัติ Anisotropic Shear Strength ที่เสนอโดย Davis & Christian (1971) โดยจะพิจารณาค่าขอบเขต b/a อยู่ในช่วง 0.01 – 1.20 ซึ่งเป็นช่วงที่เกิดชั้นของดินเหนียว Anisotropic ในธรรมชาติ

ค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากติดต่อเนื่อง (Q) ของปัญหานี้จะแสดงในรูปของค่า Bearing capacity factor, N_c ซึ่งมีค่าเท่ากับ
$$\frac{Q}{B \left(\frac{s_{u0} + s_{u90}}{2} \right)}$$
 เมื่อ B คือความกว้างของฐานราก

3.3.3 ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี Numerical Limit Analyses

ตารางที่ 3.5 สรุปผลการวิเคราะห์ค่า N_c ของปัญหาฐานรากติดต่อเนื่องด้วยวิธี Numerical Limit Analyses และพล็อตค่า N_c ในกราฟรูปที่ 3.9 โดยแถบสีที่แรเงาคือค่าขอบเขต LB และ UB จากการวิเคราะห์พบว่าสามารถคำนวณค่า N_c ได้อย่างที่ถูกต้องแม่นยำคือมีความคลาดเคลื่อนของค่าขอบเขตล่างและขอบเขตบน LB และ UB น้อยกว่า $\pm 2\%$ โดยทั่วไปค่า N_c มีแนวโน้มเพิ่มขึ้นเรื่อยเมื่อค่า b/a มากขึ้นโดยมีค่า N_c ประมาณ 5.14 เมื่อ b/a มีค่าเท่ากับ 1.0 นั่นคือ $s_{u0} = s_{u45} = s_{u90}$ ซึ่งเป็นสภาพที่ดินเหนียวมีค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำไม่ขึ้นอยู่กับทิศทางของหน่วยแรงหลัก (Isotropic Strength) รูปที่ 3.10 แสดงผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี Numerical Limit Analyses ในส่วนของการคำนวณ Numerical Upper Bound ซึ่งแสดงบริเวณของ Plastic Failure Zone, Velocity Field และ Deformed Mesh ที่ค่า b/a เท่ากับ 0.01, 0.05, 1.00 และ 1.20 จากรูปนี้พบว่ากลไกการวิบัติในกรณีที่มีค่า b/a มีค่าต่ำเช่นในกรณีที่ b/a มีค่าเท่ากับ 0.01 หรือ 0.05 มวลดินที่เกิดการวิบัติในลักษณะของ Radial shear มีขนาดเล็กกว่าในกรณีที่ b/a สูงๆ ซึ่งผลการวิเคราะห์จาก Numerical Upper Bound ดังกล่าวสอดคล้องกับผลการคำนวณในส่วนของ Numerical Lower Bound เป็นอย่างดีดังแสดงในรูปที่ 3.11 ซึ่งแสดงเส้น Contour ของทิศทางของหน่วยแรงหลัก (Major principle stress) เทียบกับแนวตั้ง (δ) ที่จุดต่างๆ ในมวลดิน บริเวณที่เกิดการวิบัติแบบ Radial shear เป็นบริเวณที่มีการเปลี่ยนแปลงค่าของมุม δ จาก 0° ซึ่งอยู่ใต้ฐานรากไปเป็น 90° ซึ่งอยู่ด้านข้างนอกฐานราก สังเกตได้ว่าบริเวณการวิบัติ Radial Shear จะมีขนาดเล็กลงเมื่อค่า b/a มีค่าน้อยลงโดยเฉพาะอย่างยิ่งเมื่อ $b/a=0.01$ จะเห็นได้ว่ามวลดินมีเฉพาะส่วนที่เกิดการวิบัติแบบอัดตัวและขยายตัวเท่านั้น

3.3.4 ผลการเปรียบเทียบระหว่างวิธี Numerical Limit Analyses กับค่า Exact Solution

รูปที่ 3.9 แสดงการเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์ค่า N_c ที่เสนอโดย Davis and Christian (1971) สำหรับปัญหานี้โดยใช้ Method of Characteristics ซึ่งเป็นค่าที่ถูกต้องตามทฤษฎี (Exact Solution) จากรูปพบว่าวิธี Numerical Limit Analyses สามารถคำนวณกำลังรับน้ำหนักของฐานรากตื้นบนดินเหนียวมีค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำที่ขึ้นอยู่กับทิศทางของหน่วยแรงหลักได้สอดคล้องดีมากกับค่า N_c ของ Davis and Christian (1971) โดยจะสังเกตได้ว่า N_c ที่คำนวณโดย Davis and Christian (1971) ตกอยู่ในช่วงแรงของค่า UB และ LB พอดี จากผลการวิเคราะห์ที่สอดคล้องกันเป็นอย่างดีนี้สามารถเป็นเครื่องยืนยันได้ว่าวิธี Numerical Limit Analyses เป็นวิธีที่มีความสามารถที่จะวิเคราะห์ปัญหาด้านเสถียรภาพกรณีที่กำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำของดินเหนียวที่ขึ้นอยู่กับทิศทางของหน่วยแรงหลัก

3.4 การวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักของฐานรากตื้นต่อเนื่องบนชั้นทรายที่มีชั้นดินเหนียววางอยู่ข้างใต้

3.4.1 บทนำ

ในงานวิศวกรรมปฐพีโดยทั่วไปแล้ววิศวกรสามารถพบปัญหาของชั้นดินที่ประกอบด้วยชั้นทรายอยู่บนชั้นดินเหนียวโดยลักษณะปัญหานี้อาจเกิดจากการปรับปรุงคุณภาพของดินชั้นบนด้วยการบดอัดด้วยทรายที่ผิวดินที่อยู่บนชั้นดินเหนียวที่ค่ากำลังรับแรงเฉือนต่ำเพื่อเพิ่มความสามารถของการรับแรงเฉือนของดินโดยรวม อย่างไรก็ตามการคำนวณเพื่อหาค่ากำลังรับน้ำหนักของฐานรากของลักษณะชั้นดินดังกล่าวนี้ยังไม่มีวิธีการคำนวณเพื่อหาค่าได้อย่างถูกต้องโดยในทางปฏิบัติผู้วิจัยหลายท่านได้นำเสนอการคำนวณในปัญหาดังกล่าวอาทิเช่น Terzaghi and Peck (1948) ได้เสนอวิธีการคำนวณโดยสมมติให้ชั้นดินทรายที่อยู่บนชั้นดินเหนียวทำหน้าที่ในการกระจายหน่วยแรงที่กระทำจากฐานรากทำให้หน่วยแรงที่กระทำกับชั้นดินเหนียวด้านล่างมีขนาดลดลง ส่วน Hanna and Meyerhof (1980) ได้เสนอวิธีในการคำนวณโดยอาศัยผลการทดสอบกับแบบจำลองเพื่อหาค่ากำลังรับน้ำหนักของดินในกรณีนี้ อย่างไรก็ตาม ก็ยังไม่มีผู้วิจัยท่านใดสามารถหาคำตอบของปัญหาดังกล่าวได้อย่างถูกต้องตามทฤษฎี (Exact Solutions) ดังนั้นจึงมีความจำเป็นที่จะต้องศึกษาปัญหานี้โดยใช้วิธีการวิเคราะห์ Numerical Limit Analyses ซึ่งสามารถที่จะวิเคราะห์ได้อย่างถูกต้องโดยไม่ต้องมีการตั้งสมมติฐานเพิ่มเติมในการคำนวณ

3.4.2 ขอบเขตการวิเคราะห์

การคำนวณค่ากำลังรับน้ำหนักของฐานรากที่วางอยู่บนชั้นดินทรายที่อยู่บนดินเหนียว อ้างอิงจากบทความต่างประเทศของ Kenny and Andrawes (1997) ซึ่งเป็นการคำนวณโดยอาศัย ผลการทดสอบจากแบบจำลองฐานรากตันโดยใช้ฐานรากมีขนาดกว้าง (B) เท่ากับ 0.12 เมตร และ ใช้ทรายที่มีค่ามุมเสียดทานภายใน, ϕ' เท่ากับ 48.5° มีความหนาของชั้นทรายใต้ฐานราก, H โดย มีค่าอัตราส่วน H/B เท่ากับ 0.0-3.0 ข้างใต้ชั้นทรายมีชั้นดินเหนียวที่มีค่ากำลังรับแรงเฉือนใน สภาพไม่ระบายน้ำ, $s_u = 10.60 \text{ kN/m}^2$ รูปที่ 3.12 แสดงรายละเอียดของปัญหาฐานรากในกรณีนี้

การนำเสนอผลการวิเคราะห์จะเป็นการเปรียบเทียบกับการวิเคราะห์ระหว่างวิธี Numerical Limit Analyses กับผลการคำนวณของนักวิจัยท่านอื่นๆ ได้แก่ Michalowski and Shi (1995) และ Griffiths (1982) ซึ่งใช้วิธี Upper Bound Limit Analysis และ วิธี Finite Element ตามลำดับ และทำที่สุดจะเป็นการเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์กับวิธีที่เสนอโดย Hanna and Meyerhof (1980) ซึ่งเป็นวิธีที่นิยมใช้ในทางปฏิบัติอีกวิธีหนึ่งเนื่องจากความสะดวกในการคำนวณ โดยอาศัยกราฟออกแบบ

3.4.3 ผลการคำนวณโดยวิธี Numerical Limit Analyses เปรียบเทียบกับผลการคำนวณ ของผู้วิจัยท่านอื่น ๆ

3.4.3.1 การเปรียบเทียบผลการคำนวณโดยวิธี Numerical Limit Analyses กับผลการ คำนวณที่ได้จากผล ทดสอบกับแบบจำลองฐานรากตัน

การศึกษาในหัวข้อนี้จะอ้างอิงจากบทความที่เสนอผลทดสอบจากการทำแบบจำลอง ของฐานรากตันโดย M. J. Kenny and K. Z. Andrawes (1997) ดังแสดงรายละเอียดของการ ทดลองในรูปที่ 3.12 โดยผลการคำนวณค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกของฐานรากตันต่อเนื่องบนชั้น ทรายที่มีชั้นดินเหนียวอยู่ข้างใต้โดยวิธี Numerical Limit analyses จะพิจารณาคุณสมบัติของชั้น ดินทั้งสองโดยดินทรายมีค่า ϕ' เท่ากับ 48.5° วางอยู่บนดินเหนียวที่มีค่า $s_u = 10.60 \text{ kN/m}^2$ ที่ อัตราส่วน H/B ที่มีค่าตั้งแต่ 0 ถึง 3.00 ซึ่งผลการคำนวณได้แสดงไว้ในตารางที่ 3.6 โดยพบว่า ค่า กำลังรับน้ำหนักของของฐานรากตันมีแนวโน้มมากขึ้นเมื่ออัตราส่วน H/B มีค่ามากขึ้น เช่นเดียวกับ ช่วงความแตกต่างระหว่างค่า Upper Bound และ Lower Bound ที่มีแนวโน้มเพิ่มขึ้นเช่นกันคือมี ค่าความคลาดเคลื่อนของ UB และ LB ประมาณ 3.7 % เมื่อ H/B มีค่าเท่ากับ 0 และจะมีค่า ประมาณ $\pm 23.2 \%$ เมื่อ H/B มีค่าเท่ากับ 3.00

รูปที่ 3.13 แสดงผลการคำนวณโดยวิธี Numerical Limit Analyses เปรียบเทียบกับผลการ วิเคราะห์ฐานรากด้วยแบบจำลองโดย Kenny and Andrawes (1997) และวิธีการคำนวณ Limit

Equilibrium ของ Hanna and Meyerhof (1980) จากรูปดังกล่าวพบว่า ค่าขอบเขต UB-LB ที่คำนวณได้ซึ่งแสดงด้วยเส้นของ Full Mobilized Shear Strength จะมีค่าสูงกว่าค่าจากการคำนวณของ Kenny and Andrawes (1997) และ Hanna and Meyerhof (1980) ซึ่งมีค่าทั้งสองมีค่าใกล้เคียงกัน เนื่องจากการทดสอบจริงของแบบจำลองฐานรากตื้น มีผลของ Compressibility ของชั้นทรายซึ่งจะมีผลต่อค่ากำลังรับน้ำหนักของฐานรากด้วย กล่าวคือค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนที่พัฒนา (Mobilized Shear Resistance) ของทรายจะมีค่าแตกต่างกันโดยขึ้นอยู่กับค่าความเครียด (Strain) ที่พิจารณา และจะมีค่าที่แตกต่างกันกับความเครียดที่ให้กำลังต้านทานแรงเฉือนของดินเหนียวที่มีค่าสูงสุด พฤติกรรมดังกล่าวได้แสดงในรูปที่ 3.14 ซึ่งแสดงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงที่กระทำต่อฐานรากกับค่าการทรุดตัวของฐานราก โดยในรูปดังกล่าวจะสังเกตเห็นได้ว่าค่าการทรุดตัว (หรือค่าหน่วยความเครียดของดิน) ที่ให้กำลังต้านทานแรงเฉือนสูงสุดของทรายและดินเหนียวจะมีค่าไม่เท่ากัน โดย ทรายจะมีค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนสูงสุดที่ค่าอัตราส่วนการทรุดตัว (Settlement Ratio) เท่ากับ 15% ในขณะที่ดินเหนียวจะมีค่าเท่ากับ 35% ดังนั้นผลของ Compressibility ที่แตกต่างกันระหว่างทรายกับดินเหนียวทำให้การนำเอาค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนของดินทรายและดินเหนียวที่เป็นค่าสูงสุด (Peak Strength) มาคำนวณหาค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากตื้นในปัญหาลักษณะดังกล่าวนี้ด้วยวิธี Numerical Limit Analyses ทำให้ได้ค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่สูงเกินไปดังแสดงด้วยเส้นประของ UB และ LB ในรูปที่ 3.13

ด้วยปัญหา Compressibility ที่แตกต่างกันระหว่างทรายกับดินเหนียวจึงควรมีการปรับแก้โดยการลดทอนกำลังต้านทานแรงเฉือนของทรายเพื่อขจัดผลของ Compressibility ที่มีต่อค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานราก และจากการคำนวณค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากใหม่ด้วยวิธี Numerical Limit Analyses โดยมีการลดทอนค่ามุมเสียดทานภายใน (ϕ') ด้วยค่า Factor ต่างๆพบว่า การใช้ค่า ϕ' เท่ากับ 40.42° (โดยการหารค่า ϕ' ที่ Peak Strength ซึ่งเท่ากับ 48.5° ด้วย Factor เท่ากับ 1.33) โดยให้ดินเหนียวมีค่า s_u เท่ากับ 10.60 kN/m^2 พบว่าให้ผลการคำนวณค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากได้สอดคล้องกับผลการคำนวณจากการทดสอบแบบจำลองฐานรากตื้นและค่าที่คำนวณจากวิธี Semi-empirical โดย Hanna and Meyerhof (1980) ดังนั้นจากการคำนวณดังกล่าวนี้สามารถสรุปได้ว่าการคำนวณหาค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากตื้นต่อเนื่องบนชั้นทรายที่มีชั้นดินเหนียวอยู่ข้างใต้ นั้น การหารค่ามุมเสียดทานภายในของทราย (ϕ') ด้วย 1.33 แล้วนำค่าดังกล่าวไปใช้เป็นค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนของทรายเพื่อใช้ในการออกแบบต่อไปจึงเป็นวิธีที่เหมาะสม

3.4.3.2 การเปรียบเทียบผลการคำนวณโดยวิธี Numerical Limit Analyses กับผลการคำนวณด้วยวิธี Upper Bound Limit Analysis

ตารางที่ 3.7 แสดงค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากตื้นบนชั้นทรายที่มีชั้นดินเหนียวอยู่ข้างใต้ที่คำนวณโดยวิธี Numerical Limit Analyses ในหัวข้อนี้อ้างอิงจากบทความที่เสนอผลการคำนวณด้วยวิธี Upper Bound Limit Analysis โดย Michalowski and Shi (1995) ซึ่งในบทความดังกล่าวได้มีการเปรียบเทียบผลการคำนวณค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากเปรียบเทียบกับผลการคำนวณ จากกราฟออกแบบซึ่งคำนวณโดยวิธี Semi-Analytical Method ของ Meyerhof and Hanna (1978) และ Hanna and Meyerhof (1980) ซึ่งการคำนวณจะพิจารณาฐานรากตื้นที่วางอยู่บนชั้นดินที่มีคุณสมบัติในการต้านทานแรงเฉือนคือ มีค่า ϕ' เท่ากับ 47.5° ในชั้นทราย (ซึ่งมีความหนาเท่ากับ H) ส่วนในดินเหนียวจะมีค่า s_u เท่ากับ 10.0 kN/m^2

ผลการคำนวณโดยวิธี Numerical Limit Analyses ดังแสดงในตารางที่ 3.7 พบว่าค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากมีแนวโน้มสูงขึ้นเมื่อค่า H/B มีค่ามากขึ้นเช่นเดียวกับค่าความคลาดเคลื่อนของผลการคำนวณด้วยวิธี Numerical Limit Analyses ซึ่งก็คือช่วงของค่า UB และ LB โดยจะมีคลาดเคลื่อนสูงสุดที่ค่า H/B เท่ากับ 4.00 ที่ 9.5% โดยหากนำค่าดังกล่าวไปเปรียบเทียบกับผลการคำนวณกับผู้วิจัยท่านอื่นๆในรูปที่ 3.15 พบว่า ช่วง UB-LB ที่คำนวณด้วยวิธี Numerical Limit Analyses จะได้สอดคล้องกับผลการวิเคราะห์โดยวิธี Semi-Analytical ของ Hanna and Meyerhof (1980) และ Meyerhof and Hanna (1978) และวิธี Upper Bound Limit Analysis ของ Michalowski and Shi (1995)

รูปที่ 3.16 แสดงผลการคำนวณค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากตื้นที่วางอยู่บนชั้นทรายที่มีค่า ϕ' เท่ากับ 45.0° โดยมีชั้นดินเหนียวที่มีค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำค่าต่างๆอยู่ข้างใต้ โดยในรูปดังกล่าวได้แสดงค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากในรูป Normalization คือ $p/\gamma B$ ในแกนตั้ง ต่อค่า $c_u/\gamma B$ ในแกนนอนโดย c_u คือค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำของดินเหนียว, γ คือหน่วยน้ำหนักของทราย, B คือ ความกว้างของฐานรากการคำนวณจะพิจารณาที่อัตราส่วน H/B เท่ากับ 1.0 และ 2.0 ในกรณีที่ไม่มีการกระทำที่ผิวดิน ($q/\gamma B=0$) โดย q คือ Surchage และที่อัตราส่วน H/B เท่ากับ 2.0 ในกรณี $q/\gamma B=1.0$

จากการเปรียบเทียบผลการคำนวณโดยผู้วิจัยท่านอื่นๆพบว่า โดยทั่วไปผลการคำนวณโดยวิธี Numerical Limit Analyses ให้ช่วง LB และ UB ของค่า $p/\gamma B$ สอดคล้องกับค่าที่คำนวณโดยใช้กราฟออกแบบโดย Hanna and Meyerhof (1980) และโดยวิธี Upper Bound ของ Michalowski and Shi (1995) โดยเฉพาะอย่างยิ่งในกรณีที่ H/B=1.0 และ 2.0 เมื่อ $q/\gamma B=0$ วิธี Numerical Limit Analyses ได้ผลการคำนวณที่แม่นยำกว่าในกรณีที่ H/B = 2.0 และ $q/\gamma B=1.0$

รูปที่ 3.17 แสดงผลการคำนวณค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากตื้นที่วางอยู่บนชั้นทรายที่มีค่า ϕ' เท่ากับ 40.0° อยู่บนชั้นดินเหนียวที่มีค่ากำลังรับแรงเฉือนต่างๆโดยในรูปดังกล่าวได้

แสดงค่ากำลังรับน้ำหนัก $p/\gamma B$ ในแกนตั้ง และแสดงค่า $c_u/\gamma B$ ในแกนนอน การแสดงผลการคำนวณได้นำเสนอที่อัตราส่วน H/B เท่ากับ 0.4 และ 0.9 โดยเปรียบเทียบผลการคำนวณจากวิธี Numerical Limit Analyses กับผลการคำนวณด้วยวิธี Upper Bound Limit Analysis โดย Michalowski and Shi (1995) และวิธี Finite Element โดย Griffiths (1982) จากการเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์พบว่าที่อัตราส่วน $H/B = 0.4$ และ 0.9 ค่า $p/\gamma B$ ที่คำนวณโดยวิธี Numerical Limit Analyses สามารถครอบคลุมผลการคำนวณของ Michalowski and Shi (1995) และของ Griffiths (1982) ได้เป็นอย่างดี

3.5 การหาค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากตื้นกรณีที่มีแรงภายนอกมาที่กระทำต่อฐานรากมีลักษณะซับซ้อน

3.5.1 บทนำ

การคำนวณหาค่ากำลังรับน้ำหนักของฐานรากตื้นต่อเนื่องบนดินที่นำเสนอในหัวข้อนี้จะพิจารณากรณีที่ฐานรากมีน้ำหนักที่กระทำต่อฐานรากที่ซับซ้อนสามารถแยกออกได้เป็น 2 กรณีคือ 1. กรณีที่มีแรงภายนอกที่กระทำต่อฐานรากอยู่ในตำแหน่งเยื้องศูนย์ (Eccentric Loadings) 2. กรณีที่ทิศทางของแรงภายนอกกระทำต่อฐานรากอยู่ในแนวเอียง (Inclined Loadings) ซึ่งค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากในกรณีนี้ยังไม่สามารถหาค่าที่ถูกต้องได้ตามทฤษฎี ทำให้การคำนวณเพื่อหาค่าที่ถูกต้องในกรณีนี้จึงเป็นสิ่งจำเป็นเพื่อให้การออกแบบฐานรากตื้นในทางปฏิบัติมีความปลอดภัย

3.5.2 ขอบเขตการวิเคราะห์

การคำนวณค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากตื้นต่อเนื่องที่มีแรงภายนอกกระทำต่อฐานรากที่สลับซับซ้อนโดยใช้วิธี Numerical Limit Analyses จะพิจารณาแยกเป็น 2 กรณีซึ่งอ้างอิงจากบทความต่างประเทศ 2 ฉบับได้แก่ 1. กรณีที่ฐานรากตื้นต่อเนื่องวางอยู่บนดินทรายที่มีแรงภายนอกกระทำต่อฐานรากที่สลับซับซ้อนดังที่ได้กล่าวมาแล้วข้างต้น ซึ่งผลการคำนวณด้วยวิธี Numerical Limit Analyses จะทำการเปรียบเทียบกับผลการคำนวณอื่นๆโดยอ้างอิงจากผลทดสอบจากแบบจำลอง Centrifuge โดย Aiban and Znidarcic (1995) 2. กรณีที่ฐานรากตื้นต่อเนื่องวางอยู่บนดินเหนียวโดยมีแรงภายนอกกระทำต่อฐานรากที่มีทิศทางเอียง ซึ่งพิจารณาทั้งกรณีที่ดินเหนียวทั้งชั้นมีค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำเท่ากันตลอดทั้งชั้นและกรณีที่ชั้นดินประกอบด้วยดินเหนียวสองชั้นที่มีค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำไม่เท่ากันในแต่ละชั้น ซึ่งผลการคำนวณด้วยวิธี Numerical Limit Analyses จะทำการเปรียบเทียบกับผลการคำนวณอื่นๆโดยอ้างอิงจากผลการคำนวณด้วยวิธี Finite Element โดย Griffiths (1982)

3.5.3 ผลการคำนวณโดยวิธี Numerical Limit Analyses เปรียบเทียบกับผลการคำนวณของผู้วิจัยท่านอื่นๆ

3.5.3.1 การเปรียบเทียบผลการคำนวณโดยวิธี Numerical Limit Analyses กับผลทดสอบจากแบบจำลอง Centrifuge ของ Aiban and Znidarcic (1995)

การวิเคราะห์นี้ในกรณีนี้อ้างอิงจากบทความต่างประเทศของ Aiban and Znidarcic (1995) โดยจะพิจารณากรณีพื้นฐานรากต้นตอเนื่องวางอยู่บนชั้นทรายที่มีค่า ϕ' เท่ากับ 48.5° ตลอดความลึก และมีแรงภายนอกที่กระทำต่อฐานราก 2 กรณีคือ 1.แรงภายนอกกระทำในตำแหน่งเยื้องศูนย์กลางโดยมีค่า e/B เท่ากับ 0 จนถึง $1/4$ ซึ่ง e คือระยะเยื้องศูนย์กลาง B คือความกว้างของฐานราก 2.แรงภายนอกกระทำต่อฐานรากมีทิศทางอยู่ในแนวเอียงโดยทำมุมแนวตั้งเท่ากับ 0° - 14.90°

ตาราง 3.8 แสดงผลการคำนวณค่า $p/\gamma B$ ในกรณีที่แรงภายนอกที่กระทำต่อฐานรากอยู่ในตำแหน่งเยื้องศูนย์กลางโดยมีอัตราส่วน e/B เท่ากับ 0, $1/12$, $1/6$ และ $1/4$ โดยวิธี Numerical Limit Analyses จากตารางดังกล่าวพบว่า ช่วงของค่า LB-UB ที่คำนวณได้จะมีค่าลดลงเมื่อ e/B มีค่าสูงขึ้น และในขณะเดียวกันความคลาดเคลื่อนของค่า LB และ UB มีแนวโน้มเพิ่มขึ้นเมื่อ e/B มีค่าสูงขึ้น และเมื่อเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์กรณีดังกล่าวกับผลการทดสอบแบบจำลอง Centrifuge ของ Aiban and Znidarcic (1995) พบว่า ค่าเฉลี่ยของ LB และ UB มีความสอดคล้องเป็นอย่างมากกับผลการทดสอบกับแบบจำลอง Centrifuge ดังแสดงในตารางที่ 3.8

ตารางที่ 3.9a และรูปที่ 3.18a แสดงผลการคำนวณค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากต้นตอเนื่องบนดินทรายที่มีค่า ϕ' เท่ากับ 48.5° ในกรณีที่แรงภายนอกที่กระทำต่อฐานรากมีทิศทางอยู่ในแนวเอียง (Inclined Loadings) โดยจากรูปที่ 3.18a พบว่าค่าที่คำนวณได้จากวิธี Limit Analyses สามารถครอบคลุมค่าที่คำนวณโดย Meyerhof (1951) Vesic (1975) Hansen (1970) และ Aiban and Znidarcic (1995) เป็นอย่างดี แต่ก็มีปัญหาในด้านของความถูกต้องของผลการคำนวณคือมีความคลาดเคลื่อนของค่า UB และ LB มากเนื่องจากเป็นปัญหาที่วิเคราะห์กับดินที่มีค่า ϕ' ที่ค่อนข้างสูงส่วนตารางที่ 3.9b และรูปที่ 3.19b แสดงอัตราส่วนของค่ากำลังรับน้ำหนักของฐานรากเมื่อแรงภายนอกกระทำต่อฐานรากโดยมีทิศทางทำมุมกับแนวตั้งที่ค่าต่างๆต่อค่ากำลังรับน้ำหนักของฐานรากในกรณีที่แรงภายนอกกระทำอยู่ในแนวตั้งโดยให้ค่าอัตราส่วนดังกล่าวคือค่า i_z เมื่อทำการเปรียบเทียบค่า ที่คำนวณด้วยวิธี Numerical Limit Analyses กับค่าที่คำนวณด้วยวิธีอื่นๆแล้วพบว่า ค่า i_z จากวิธี Numerical Limit Analyses มีค่าสอดคล้องกับค่าที่คำนวณของผู้วิจัยท่านอื่นๆเป็นอย่างดีแต่จะคำนวณได้ค่า i_z ที่สูงกว่า (Overestimate) ในกรณีที่มุมเอียงของน้ำหนักที่กระทำมีค่าต่ำคือมีค่าน้อยกว่า 5.73°

3.5.3.2 การเปรียบเทียบผลการคำนวณโดยวิธี Numerical Limit Analyses กับผลการคำนวณด้วยวิธี Finite Element โดย Griffiths (1982)

การวิเคราะห์ในกรณีนี้อ้างอิงจากบทความต่างประเทศของ Griffiths (1982) โดยจะพิจารณาค่ากำลังรับน้ำหนักของฐานรากที่ต่อเนื่องเมื่อฐานรากมีแรงภายนอกกระทำต่อฐานรากในทิศทางเอียง โดยฐานรากดังกล่าววางอยู่บนชั้นดินเหนียว 2 ลักษณะคือ 1. ดินเหนียวที่มีค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำเท่ากันตลอดความลึก 2. ดินเหนียวที่ประกอบด้วยดินเหนียว 2 ชั้นที่มีค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำไม่เท่ากันในแต่ละชั้นโดยมีอัตราส่วนของ $H/B=1.0$ แรงภายนอกที่กระทำต่อฐานรากที่วางอยู่บนชั้นดินทั้งสองกรณีดังกล่าวจะมีทิศทางทำมุมกับแนวดิ่งเท่ากับ 0° - 30° ดังแสดงรายละเอียดของลักษณะปัญหาที่จะทำการวิเคราะห์ในส่วนท้ายของตารางที่ 3.10a

ตารางที่ 3.10a แสดงผลการคำนวณค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากที่ต่อเนื่องในกรณีที่แรงภายนอกที่กระทำต่อฐานรากกระทำในแนวเอียง (Inclined Loadings) โดยฐานรากวางอยู่บนดินเหนียวที่มีค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำเท่ากันตลอดความลึกของดิน (Homogeneous clay) โดยมีมุมของน้ำหนักที่กระทำต่อฐานรากต่อแนวดิ่งเท่ากับ 0° , 10° , 20° และ 30° ผลการคำนวณโดยวิธี Numerical Limit Analyses พบว่าช่วง LB-UB มีแนวโน้มลดลงเมื่อทิศทางของแรงภายนอกเอียงมากขึ้นและมีความคลาดเคลื่อนของค่า LB และ UB มีค่าน้อยกว่า $\pm 3\%$ และเมื่อทำการเปรียบเทียบผลการคำนวณด้วยวิธี Numerical Limit Analyses กับผลการคำนวณด้วยวิธี Finite Element โดย Griffiths (1982) และผลการคำนวณด้วยวิธี Semi-empirical โดย Hanna and Meyerhof (1982) ในรูปที่ 3.20a พบว่ามีความสอดคล้องกันเป็นอย่างมาก

ตารางที่ 3.10b แสดงผลการคำนวณค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากที่ต่อเนื่องในกรณีที่แรงภายนอกที่กระทำต่อฐานรากกระทำในแนวเอียง (Inclined Loadings) โดยฐานรากวางอยู่บนดินเหนียวที่มีค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำไม่เท่ากันในดินเหนียวแต่ละชั้น (Two-layer clay) โดยมีอัตราส่วนของกำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำของดินเหนียวชั้นล่างต่อดินเหนียวชั้นบนเท่ากับ 0.30 และมีอัตราส่วนความหนาของดินเหนียวชั้นบนต่อความกว้างของฐานราก (H/B) เท่ากับ 1.00 ผลการคำนวณโดยวิธี Numerical Limit Analyses พบว่าช่วง LB-UB มีแนวโน้มลดลงเมื่อทิศทางของแรงภายนอกเอียงมากขึ้นและมีความคลาดเคลื่อนของค่า LB และ UB มีค่าน้อยกว่า $\pm 4\%$ และเมื่อเปรียบเทียบผลการคำนวณในกรณีนี้กับผลคำนวณโดยวิธีอื่นๆดังรูปที่ 3.20b สำหรับกรณีที่มุมเอียงมีค่าน้อยกว่า 20° พบว่าผลการคำนวณด้วยวิธี Numerical Limit Analyses มีค่าสูงกว่าผลการคำนวณด้วยวิธี Finite Element โดย Griffiths (1982) และสูงกว่าผลการคำนวณด้วยวิธี Semi-empirical โดย Hanna and Meyerhof (1982)

เมื่อมุมเอียงมีค่ามากกว่า 20° จะให้ผลการคำนวณด้วยวิธี Numerical Limit Analyses สอดคล้องกับผลการคำนวณของ Griffiths (1982) และ Hanna and Meyerhof (1982)



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ϕ' (deg.)	Numerical Limit Analyses (LB-UB)	Hansen & Christiansen (1969) ¹	Booker (1969) ¹	Caquot and Kerisel (1953) ¹	Bolton and Lau(1993) ¹	Meyerhof (1963) ²	Chen (1975) ²	Soubra (1999) ²	Terzaghi (1943) ³	Vesic (1973) ³	Frydman and Burd (1997) ⁴	Griffiths (1982) ⁵
5	0.11-0.12				0.62		0.38		0.10	0.45		
10	0.41-0.47		0.46		1.71		1.16		0.70	1.22		
15	1.13-1.31	1.20	1.15		3.17		2.30	1.95	2.00	2.65		2.00
20	2.67-3.27	2.90	2.89	4.97	5.97	2.87	5.20	4.49	4.80	5.39		4.00
25	5.95-7.52	7.00	6.63	10.40	11.60	6.77	11.40	9.81	9.80	10.88		8.24
30	13.19-17.39	15.00	14.98	21.80	23.60	15.67	25.00	21.51	20.00	22.40	21.70	17.41
35	29.26-42.39	35.00	35.80	48.00	51.00	37.15	57.00	49.00	43.00	48.03	54.20	
40	69.91-111.08	85.00	83.77	113.00	121.00	93.69	141.00	119.84		109.41	147.00	
45	165.27-344.50	231.19		297.00	324.00	262.74	374.20	326.59		271.76	422.00	

Note: 1=Method of Stress Characteristics; 2=Upper Bound Analysis; 3=Limit Equilibrium; 4=Finite-difference; 5=Finite-element

ตารางที่ 3.1 ค่า Bearing capacity factor, N_γ กรณีของ Rough Footings

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ϕ' (deg.)	Numerical Limit Analyses (LB-UB)	Hansen & Christiensen (1969) ¹	Booker (1969) ¹	Bolton and Lau(1993) ¹	Sokolovskii (1965) ¹	Chen (1975) ²	Frydman and Burd (1997) ⁴	Griffiths (1982) ⁵
5	0.08-0.09			0.09		0.10		
10	0.27-0.30		0.28	0.29	0.48	0.50		
15	0.68-0.75	0.70	0.66	0.71	1.40	1.20		
20	1.52-1.73	1.60	1.54	1.60	3.16	2.70		2.40
25	3.33-3.94	3.50	3.41	3.51	6.90	5.90		4.70
30	7.18-8.54	7.50	7.36	7.74	15.30	12.70	8.70	10.00
35	15.71-21.18	18.00	17.92	17.80	35.20	28.60	20.70	21.00
40	38.52-54.16	42.66	42.33	44.00	86.50	71.60	54.20	
45	94.30-157.21	117.00		120.00		195.00	153.00	

Note: 1=Method of Stress Characteristics; 2=Upper Bound Analysis; 3=Limit Equilibrium; 4=Finite-difference; 5=Finite-element

ตารางที่ 3.2 ค่า Bearing capacity factor, N_γ กรณีของ Smooth Footings

ตารางที่ 3.3 ค่า Bearing Capacity Factor, N_c^* สำหรับดินเหนียว 2 ชั้นที่มีค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำไม่เท่ากันกรณี Rough Footing

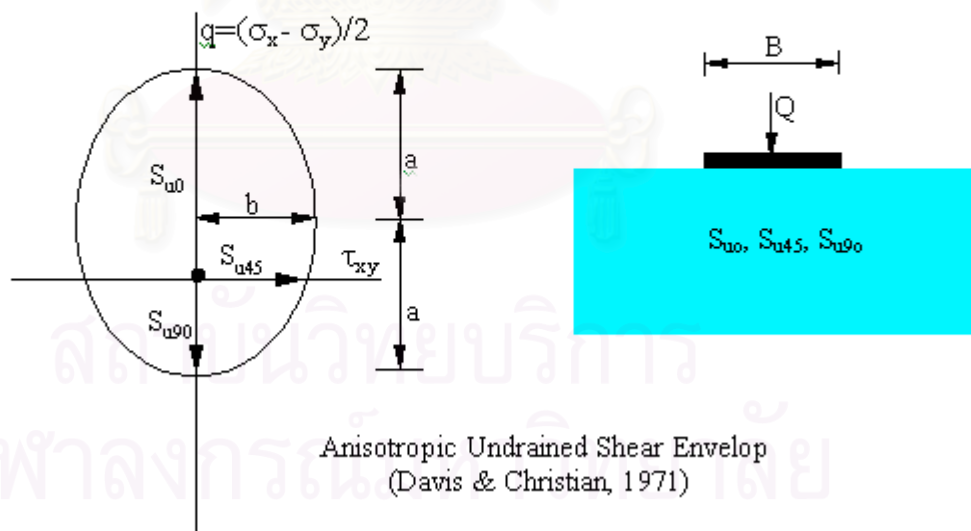
H/B	C_{u2}/C_{u1}	Bearing Capacity Factor, N_c^* (Smooth Footing)				
		Numerical Lower Bound, LB	Numerical Upper Bound, UB	Average. (LB+UB)/2	Upper Bund Chen (1975)	Meyerhof & Hanna (1978)
0.25	1.00	5.06	5.24	5.15	5.53	5.14
	1.25	5.17	5.37	5.27	6.57	5.52
	1.50	5.18	5.41	5.29	7.61	5.81
	1.75	5.18	5.41	5.29	7.61	5.91
	2.00	5.18	5.41	5.29	7.61	6.00
	2.50	5.18	5.41	5.29	7.61	-
	3.00	5.18	5.41	5.29	7.61	-
	4.00	5.18	5.41	5.29	7.61	-
	5.00	5.18	5.41	5.29	7.61	-
0.50	1.00	4.98	5.20	5.11	5.53	5.14
	1.25	4.98	5.20	5.11	5.78	5.25
	1.50	4.98	5.20	5.11	5.78	5.33
	1.75	4.98	5.20	5.11	5.78	5.38
	2.00	4.98	5.20	5.11	5.78	5.43
	2.50	4.98	5.20	5.11	5.78	-
	3.00	4.98	5.20	5.11	5.78	-
	4.00	4.98	5.20	5.11	5.78	-
	5.00	4.98	5.20	5.11	5.78	-

ตารางที่ 3.4 ค่า Bearing Capacity Factor, N_c^* สำหรับดินเหนียว 2 ชั้นที่มีค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำไม่เท่ากันกรณี Smooth Footings

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

b/a	N_c^* by Limit analyses		Error (%)	N_c^* (Davis and Christian, 1971)
	LB	UB		
0.01	3.97	4.00	0.38	4.00
0.05	3.98	4.02	0.49	4.01
0.10	3.99	4.05	0.71	4.03
0.20	4.07	4.12	0.63	4.10
0.40	4.27	4.34	0.82	4.30
0.50	4.39	4.47	0.89	4.42
0.60	4.50	4.60	1.09	4.55
0.70	4.64	4.75	1.17	4.69
0.80	4.79	4.90	1.09	4.84
0.90	4.94	5.05	1.16	4.99
1.00	5.07	5.21	1.35	5.14
1.20	5.38	5.54	1.43	5.46

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



ตารางที่ 3.5 ผลการวิเคราะห์ค่ากำลังรับน้ำหนักของฐานรากตื้นต่อเนื่องบนดินเหนียวที่มีค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำขึ้นอยู่กับทิศทางของหน่วยแรงหลัก

q (kN/m ²) H/B	LB-UB at full mobilized Strength	LB-UB at 1.20 Strength Factorized (1)	Average of (1)	Error of (1) (%)	Kenny&Andrewes (1997)	Hanna&Meyerhof(1980)
0.00	52.6-56.6	52.6-56.6	54.6	3.7	46.6	54.5
0.50	58.9-73.0	55.0-61.4	58.2	5.8	53.6	57.7
1.00	68.6-87.6	60.6-70.5	65.6	7.5	59.1	67.5
1.50	94.6-114.6	66.9-81.8	74.4	10.0	73.5	83.8
2.00	125.7-151.0	78.3-104.2	91.3	14.2	99.3	106.6
2.50	164.8-200.2	91.1-131.7	111.4	18.2	123.1	136.0
3.00	216.4-286.4	104.5-167.6	136.1	23.2	149.6	171.8

ตารางที่ 3.6 ค่าหน่วยน้ำหนักบรรทุกของฐานรากดินต่อเนื่องที่วิเคราะห์ด้วยวิธี Numerical Limit Analyses กับค่าที่ได้จากการทดสอบแบบจำลองฐานรากดินโดย Kenny and Andrewes (1997)

q (kN/m ²) H/B	LB-UB (1)	Average of (1)	Error of (1) (%)	Michalowski (1995)	Experiment, Hanna&Meyerhof (1978)	Design charts, Hanna&Meyerhof (1980)
0.00	49.6-53.4	51.5	3.7	51.4	51.4	51.4
1.00	60.6-74.4	67.5	10.19	78.1	73.9	61.6
2.00	106.6-128.1	117.4	9.16	122.1	127.4	92.1
3.00	173.1-202.9	188.0	7.94	178.8	201.4	142.6
4.00	233.8-282.8	258.3	9.49	228.1	-	186.9(at H/B = 3.72)

ตารางที่ 3.7 ค่าหน่วยน้ำหนักบรรทุกของฐานรากดินต่อเนื่องที่วิเคราะห์โดยวิธี Numerical Limit Analyses กับค่าจากการทดสอบแบบจำลองฐานรากดิน (ฐานรากมีความกว้าง, B=0.05 เมตร)

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

e/B	$q_u/\gamma B$			
	LB-UB	Average Value (LB+UB)/2	Error (%)	Saad, A. A. and Dobroslav, Z. (1995)
0	77-157	117	34	112
0.083	54-118	86	144	72
0.167	34-84	59	174	58
0.250	17-55	36	202	37

ตารางที่ 3.8a ค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกของฐานรากตื้นต่อเนื้อกรณีที่มีแรงกระทำต่อฐานรากมีตำแหน่งเยื้องศูนย์กลาง

e/B	$Q_{ecc}/Q_{v.c.}$				
	Experiment R_e Fitting	Experiment Values	Calculate based on (B- 2e)	Calculate based on R_e	Ave of LB-UB
0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.083	0.65	0.64	0.69	0.71	0.74
0.167	0.53	0.52	0.44	0.59	0.51
0.250	0.44	0.46	0.25	0.50	0.31

ตารางที่ 3.8b อัตราส่วนของค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกของฐานรากตื้นต่อเนื้อกรณีที่มีแรงกระทำต่อฐานรากมีตำแหน่งเยื้องศูนย์กลางต่อกรณีที่น่าหนักกระทำที่จุดกึ่งกลางของฐานราก

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

Load Inclination (rad)	$q_u/\gamma B$				
	LB-UB	Saad, A. A. and Dobroslav, Z. (1995)	Meyerhof (1951)	Vesic (1975)	Hansen (1970)
0.00	77-157	89.8	106.0	112.0	82.2
0.09	70-147	84.0	82.7	85.0	60.0
0.13	55-114	81.0	73.0	73.0	51.0
0.17	41-87	72.6	63.0	62.0	43.0
0.26	27-63	47.0	46.0	45.0	29.8

ตารางที่ 3.9a ค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากดินต่อเนื้อองกรณที่มีแรงภายนอกที่กระทำต่อฐานราก
มีทิศทางเอียง

Load Inclination (rad)	i_y					
	LB-UB	Saad, A. A. and Dobroslav, Z. (1995)	Meyerhof (1951)	Vesic (1975)	Hansen (1970)	Muhs (1973)
0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.09	0.91-0.94	0.86	0.78	0.76	0.73	0.83
0.13	0.71-0.73	0.80	0.69	0.66	0.62	0.75
0.17	0.53-0.56	0.73	0.59	0.56	0.52	0.68
0.26	0.35-0.41	0.49	0.43	0.40	0.36	0.53

ตารางที่ 3.9b อัตราส่วนของค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากดินต่อเนื้อองกรณที่มีน้ำหนักที่กระทำ
ต่อฐานรากมีทิศทางเอียงต่อกรณที่น้ำหนักกระทำมีทิศทางอยู่ในแนวตั้ง

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

Bearing capacity of inclined loadings on homogeneous clay

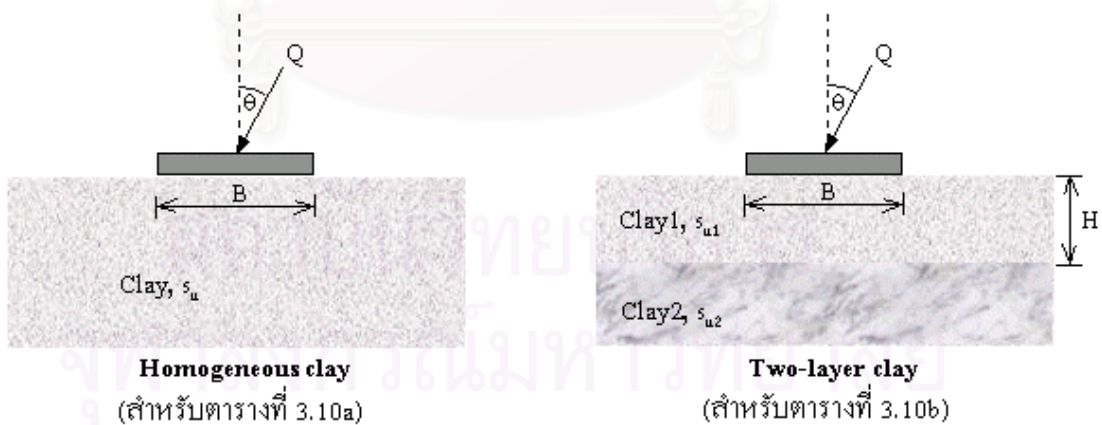
Inclination(θ)	$N_c = Q/s_u B$			
	Limit Analyses	Error(%)	Meyerhof and Hanna (1978)	Griffiths (1982)
0°	5.09-5.32	2.21	5.14	5.14
10°	3.96-4.21	3.08	4.00	4.32
20°	2.79-2.92	2.26	2.75	3.28
30°	1.98-2.00	0.43	1.75	2.35

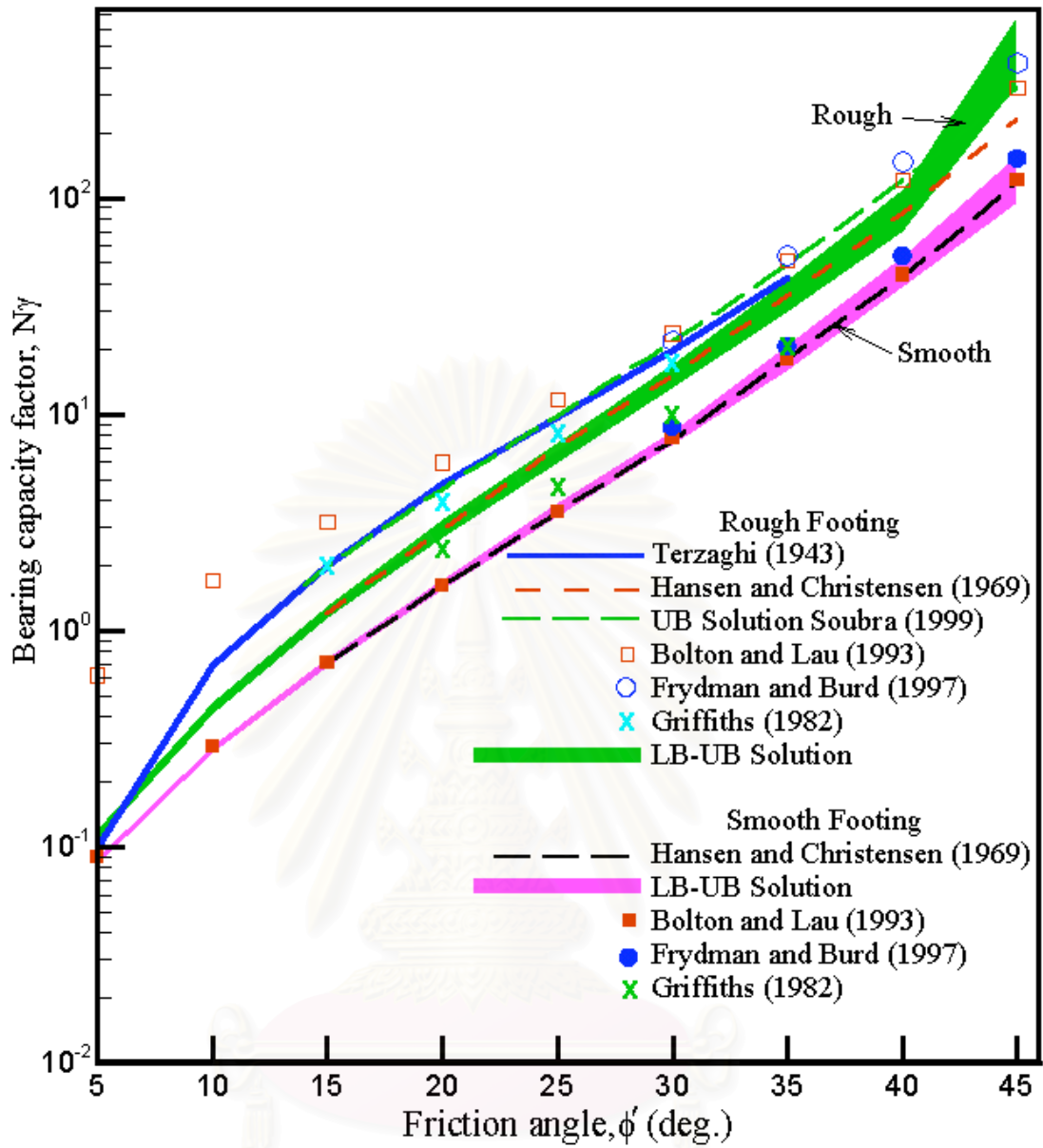
ตารางที่ 3.10a กำลังรับน้ำหนักของฐานรากดินต่อเนื่องที่มีน้ำหนักกระทำในแนวเอียงบนดินเหนียวที่มีค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำเท่ากันทั้งชั้น

Bearing capacity of inclined loadings on two-layer clay

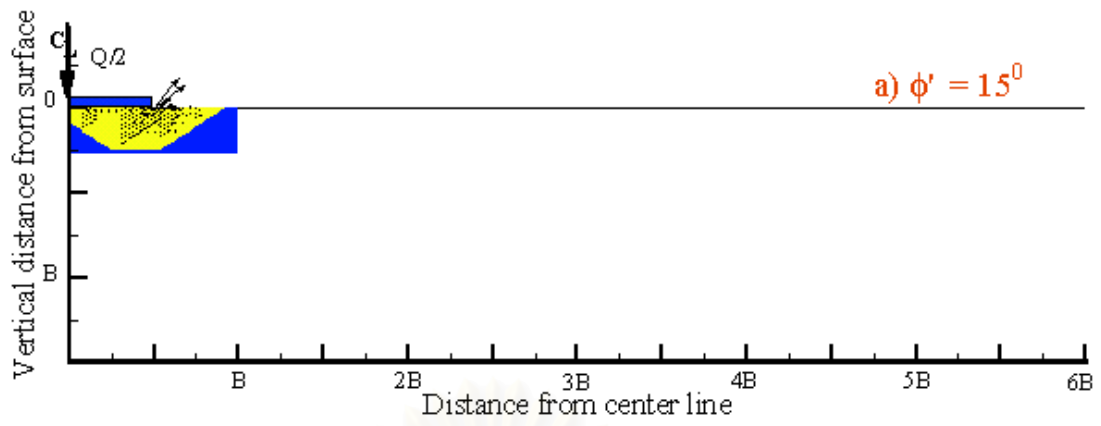
Inclination(θ)	$N_c = Q/s_{u1} B$ ($H/B=1.00$, $s_{u2}/s_{u1}=0.30$)			
	Limit Analyses	Error(%)	Meyerhof and Hanna (1978)	Griffiths (1982)
0°	3.77-4.06	3.64	3.27	3.41
10°	3.62-3.80	2.40	2.57	3.18
20°	2.72-2.85	2.32	2.18	2.78
30°	1.98-2.00	0.44	1.36	2.18

ตารางที่ 3.10b กำลังรับน้ำหนักของฐานรากดินต่อเนื่องที่มีน้ำหนักกระทำในแนวเอียงบนดินเหนียวสองชั้นที่มีค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำไม่เท่ากัน

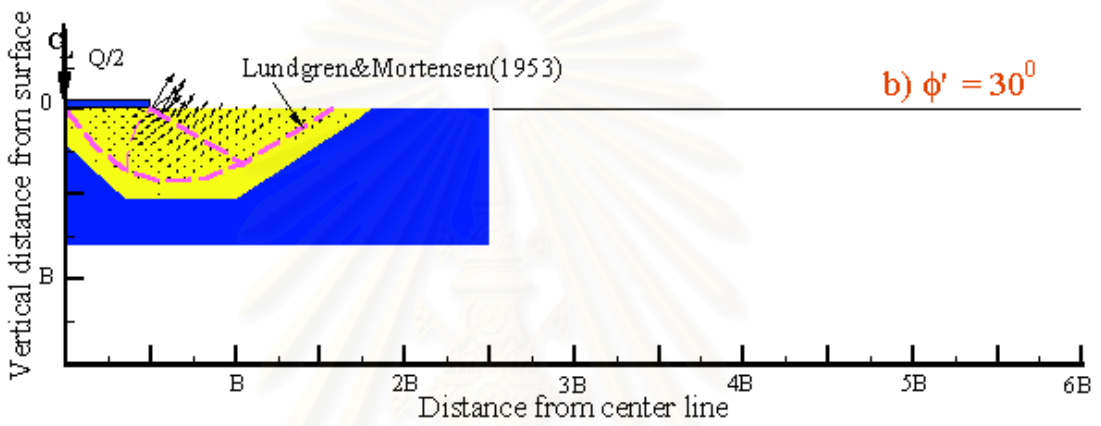




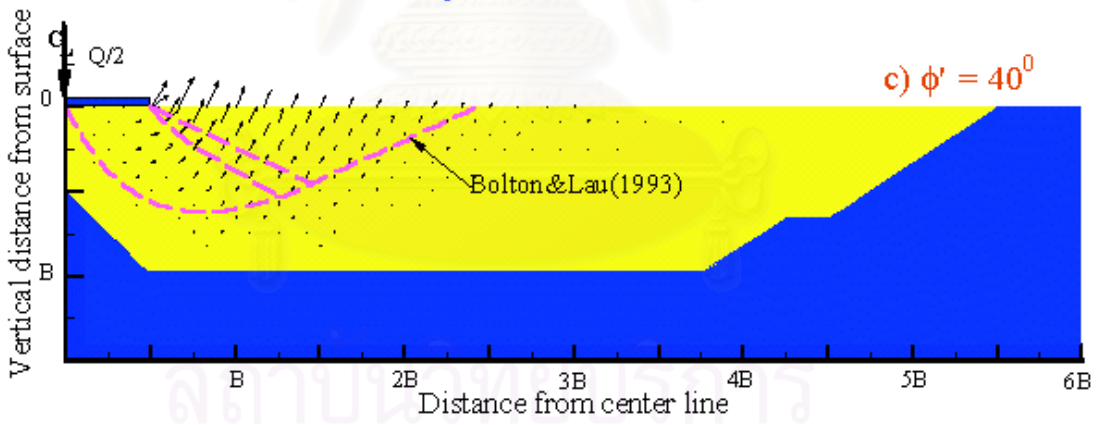
รูปที่ 3.1 ผลการวิเคราะห์ค่า N_γ โดยวิธี Numerical Limit Analyses และผลการคำนวณโดยนักวิจัยอื่นๆ



Velocity field/Plastic failure zone

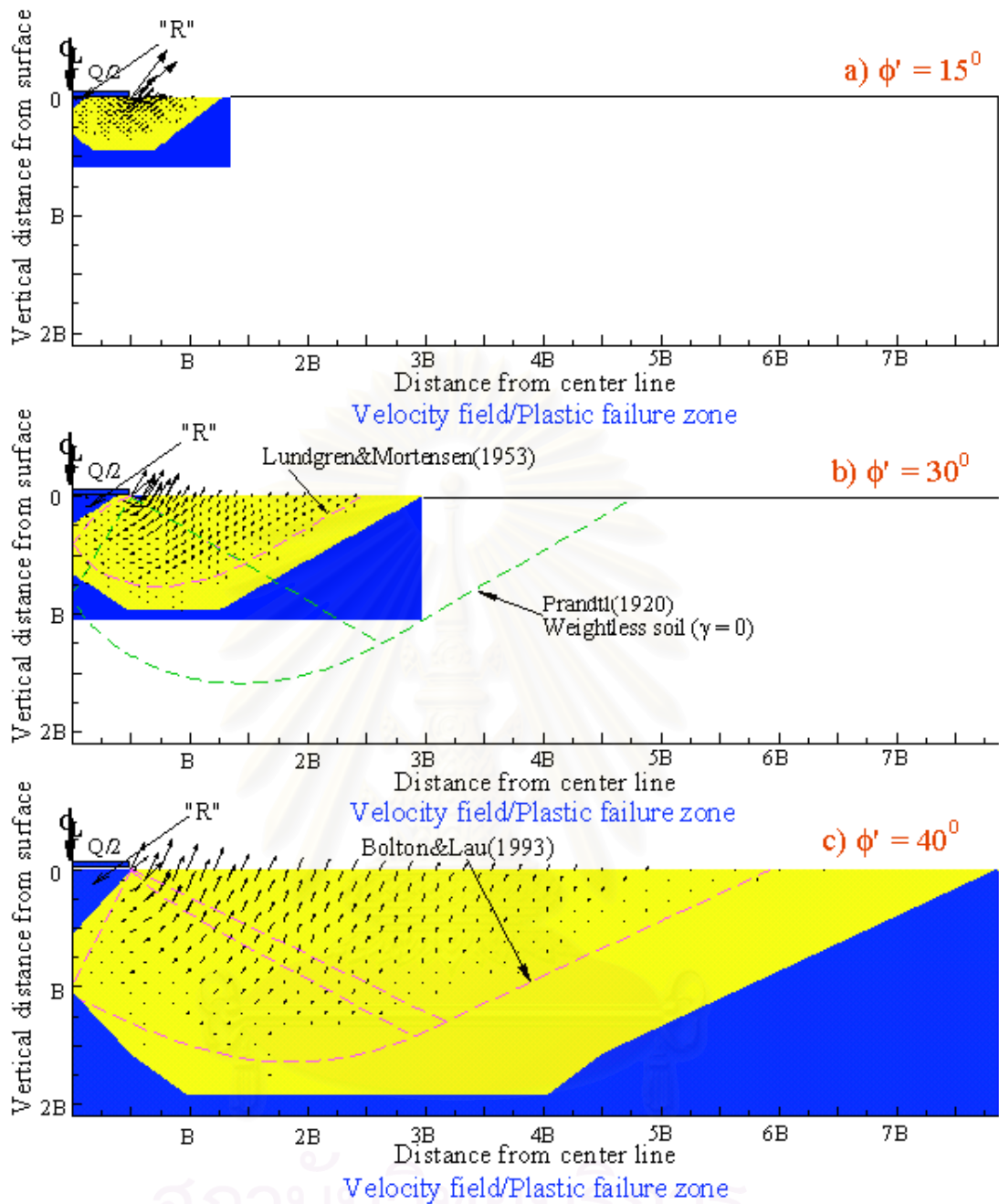


Velocity field/Plastic failure zone

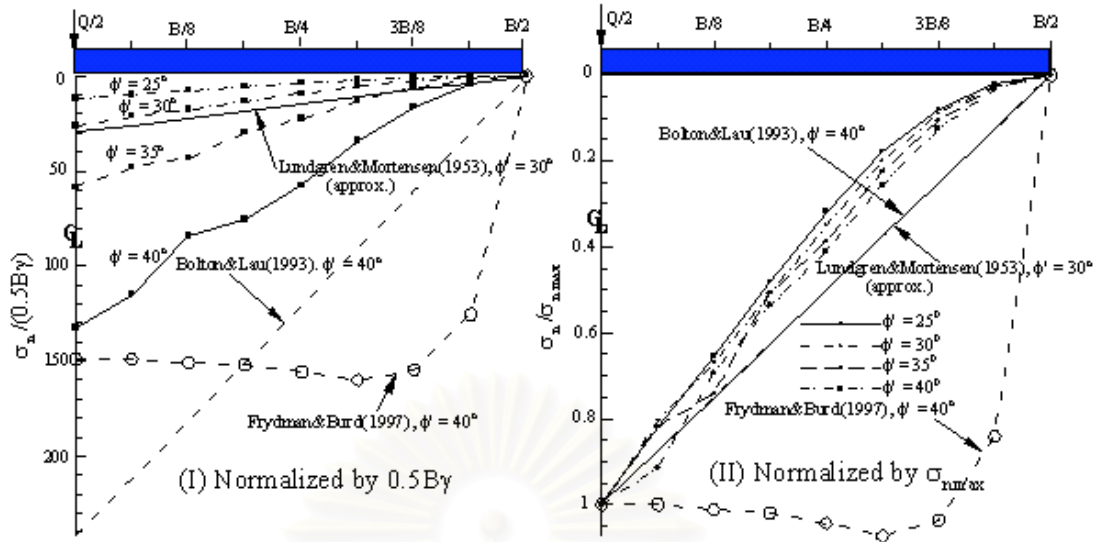


Velocity field/Plastic failure zone

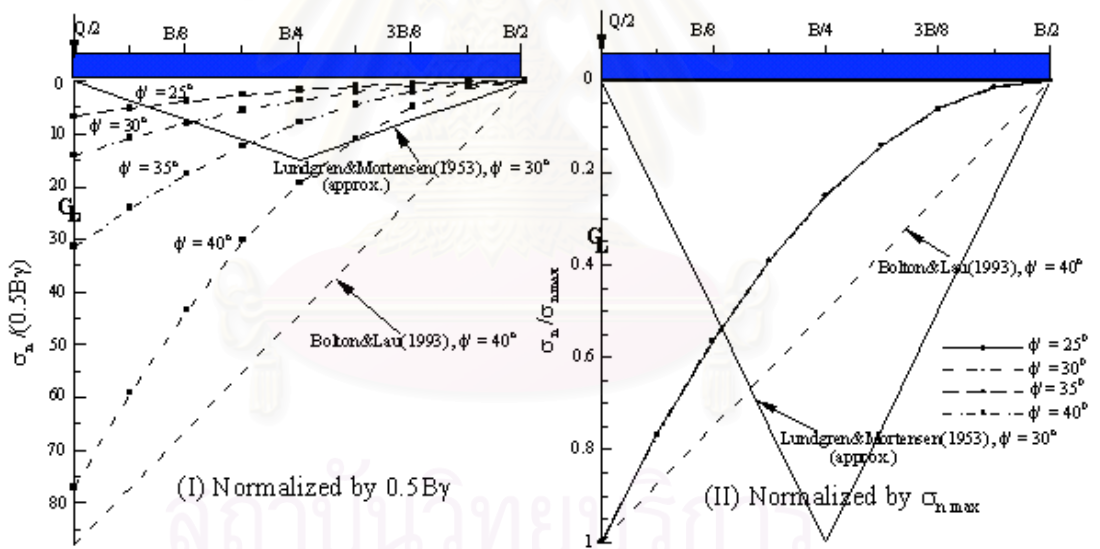
รูปที่ 3.2 ผลการวิเคราะห์โดยวิธี Numerical Upper Bound สำหรับ Smooth Footings



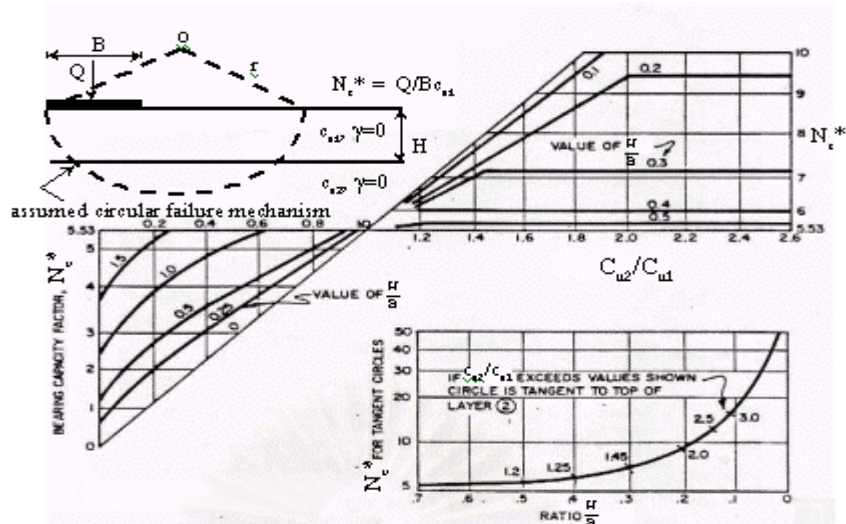
รูปที่ 3.3 ผลการวิเคราะห์โดยวิธี Numerical Upper Bound สำหรับ Rough Footing



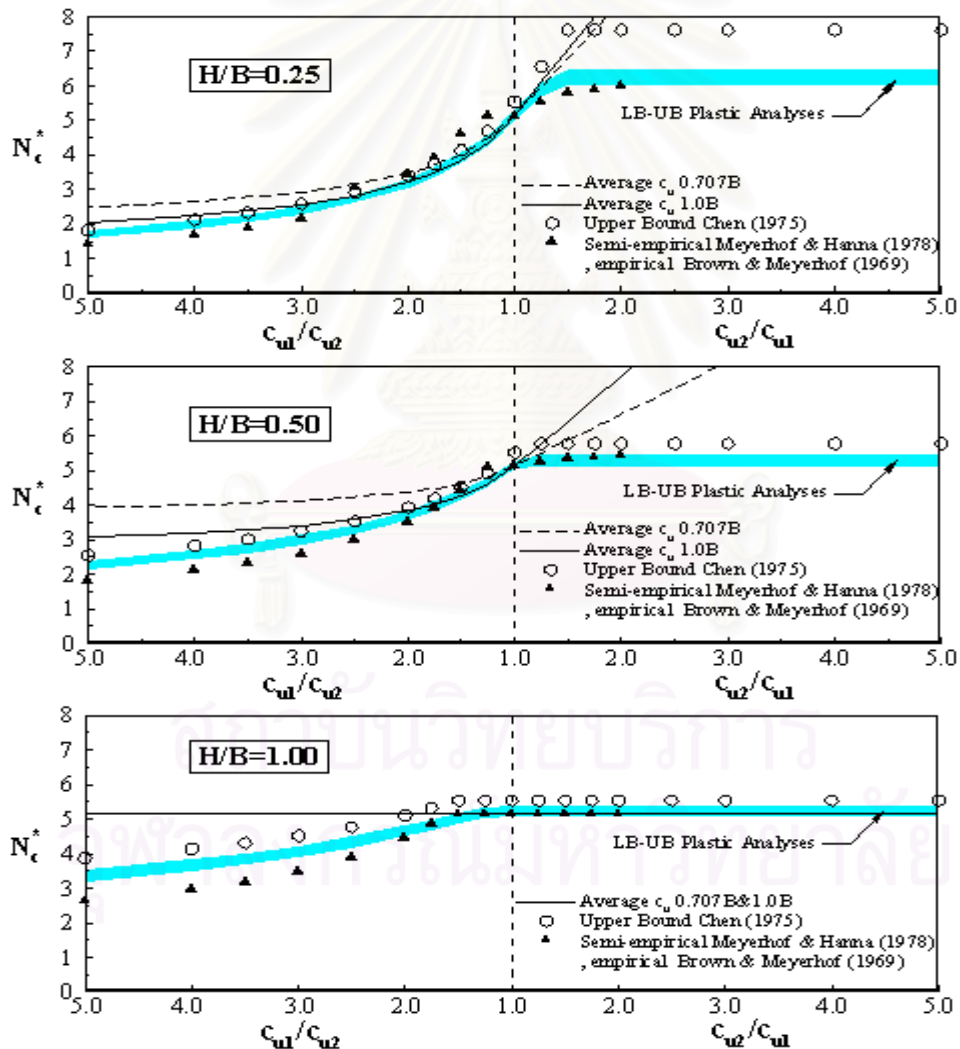
รูปที่ 3.4a ค่าความดันที่กระทำใต้ฐานราก (Contact Pressure) จากการวิเคราะห์ Numerical Lower Bound สำหรับ Smooth Footings



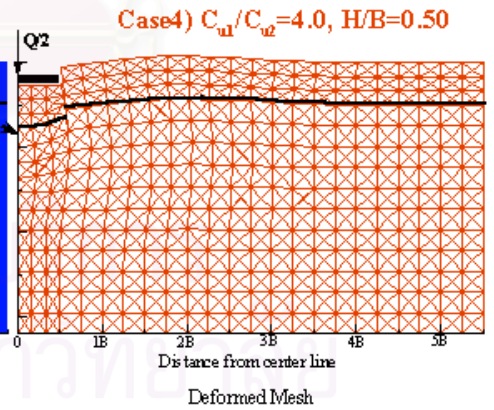
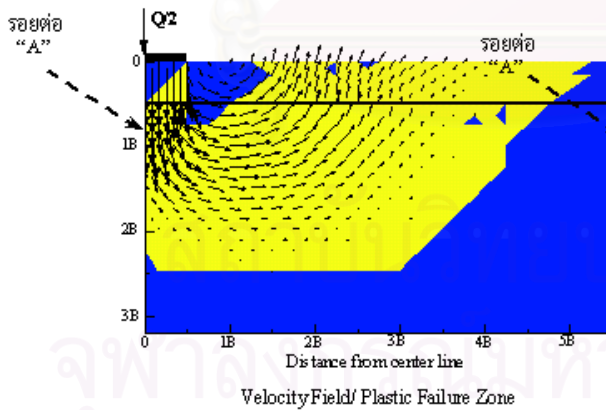
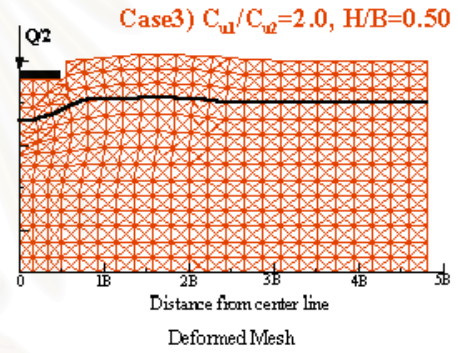
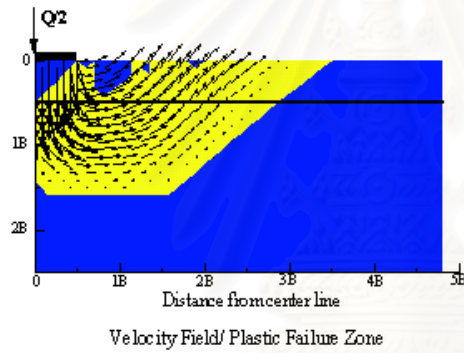
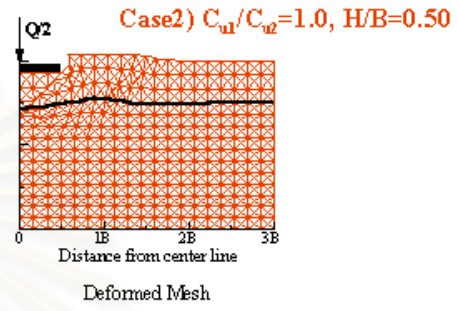
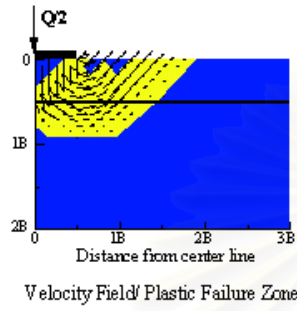
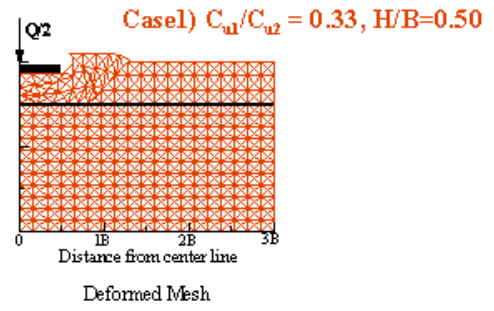
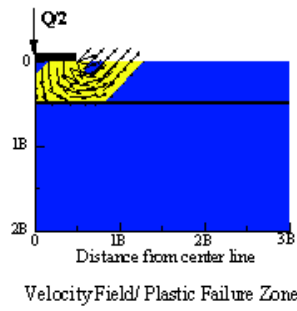
รูปที่ 3.4b ค่าความดันที่กระทำใต้ฐานราก (Contact Pressure) จากการวิเคราะห์ Numerical Lower Bound สำหรับ Rough Footings



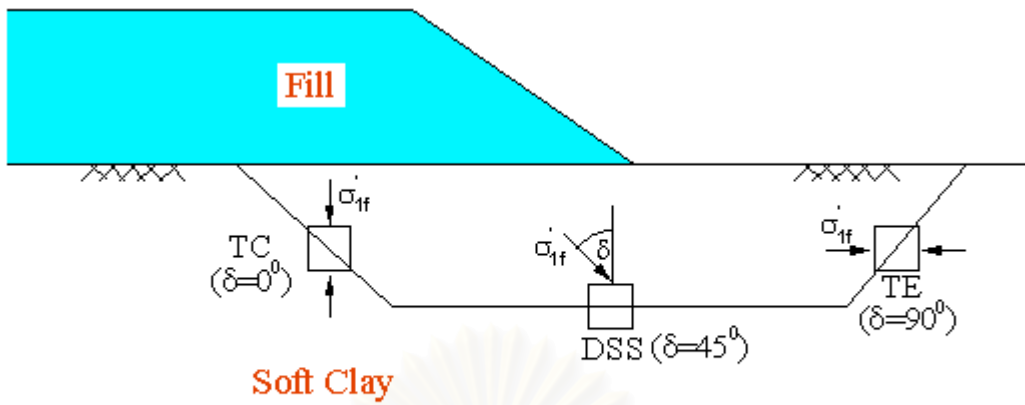
รูปที่ 3.5 ลักษณะปัญหาฐานรากดินต่อนื่องวางบนชั้นดินเหนียวสองชั้นและค่า N_c^* ที่เสนอโดย Chen (1975)



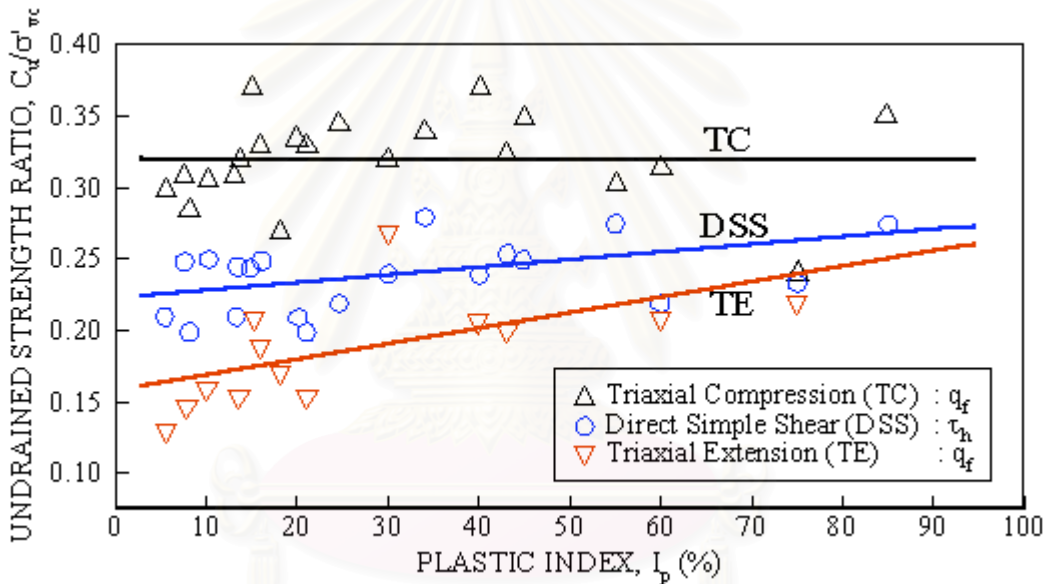
รูปที่ 3.6 กำลังรับน้ำหนักของฐานรากดินต่อนื่องบนดินที่ประกอบด้วยดินเหนียวสองชั้นโดยวิธี Numerical Limit Analyses และวิธีต่างๆ



รูปที่ 3.7 กลไกการวิบัติจากการคำนวณ Numerical Upper Bound กรณีที่ $H/B=0.50$ ที่ค่า C_{u1}/C_{u2} ค่าต่างๆ

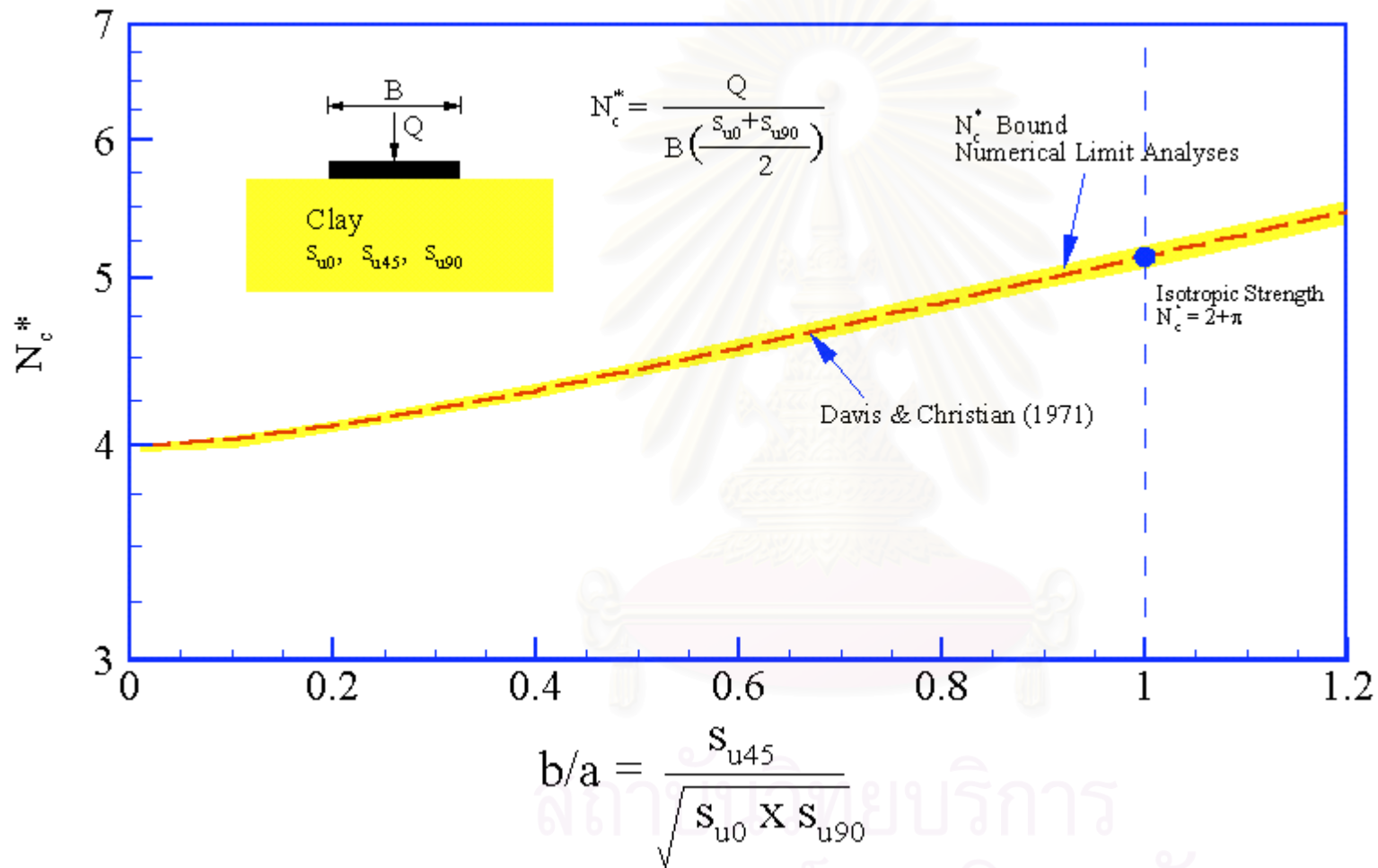


รูปที่ 3.8a ทิศทางของหน่วยแรงหลักที่กระทำต่อระนาบการวิบัติสำหรับการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาด

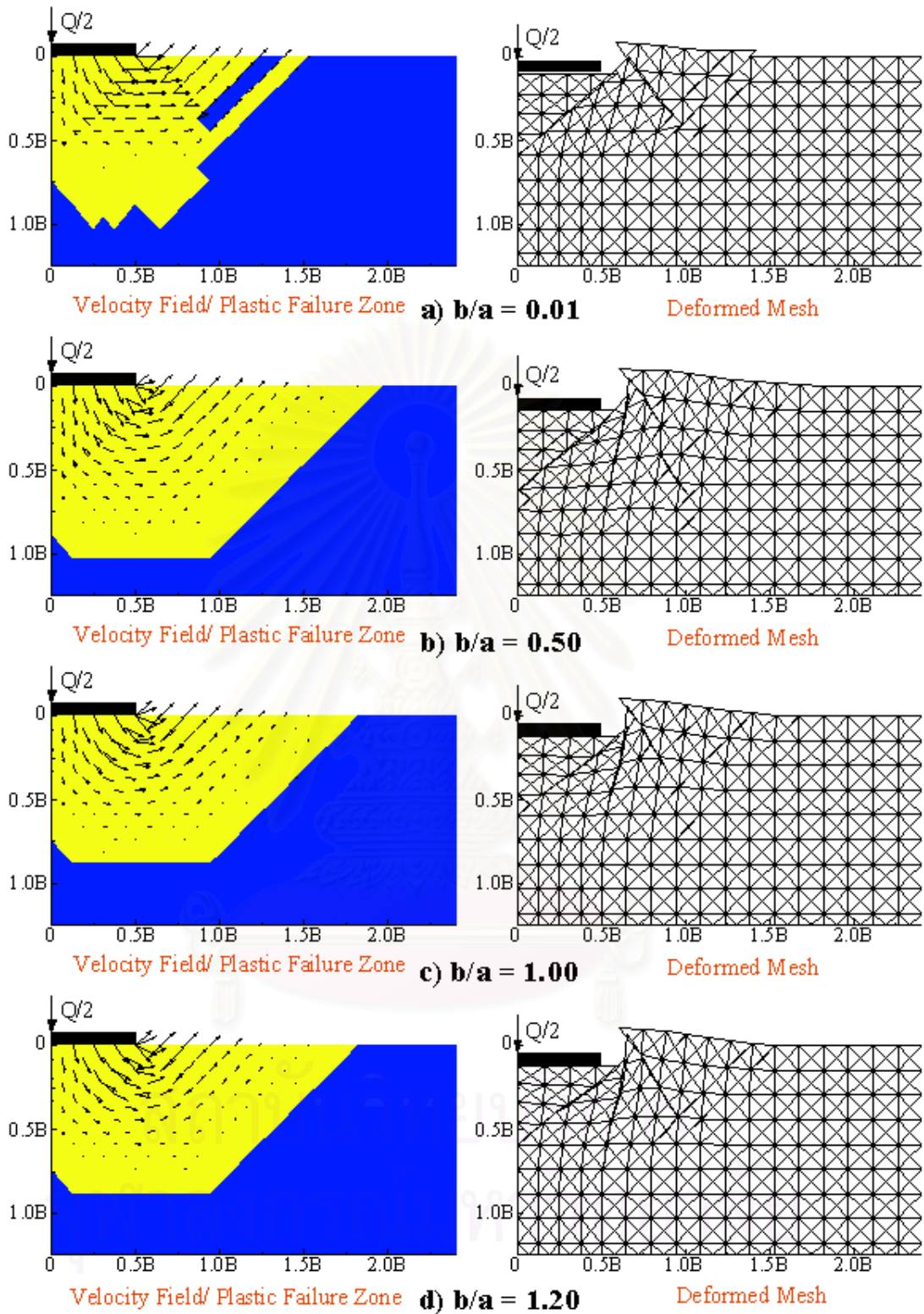


รูปที่ 3.8b ค่าอัตราส่วนกำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวในสภาพไม่ระบายน้ำที่ขึ้นอยู่กับทิศทางของหน่วยแรงหลัก

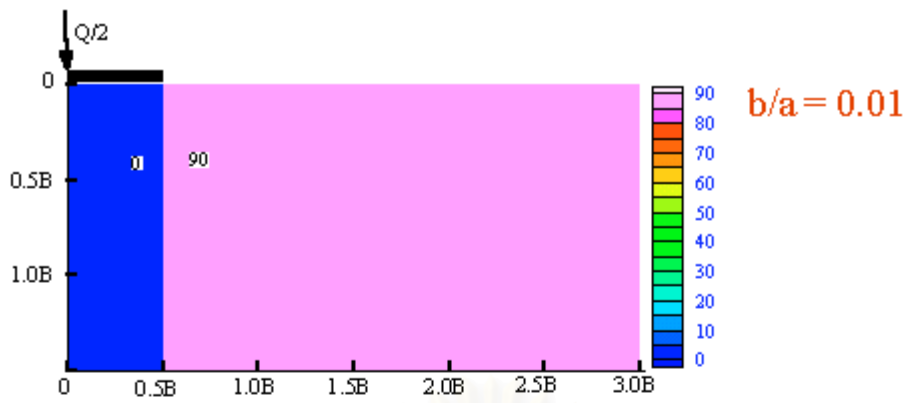
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



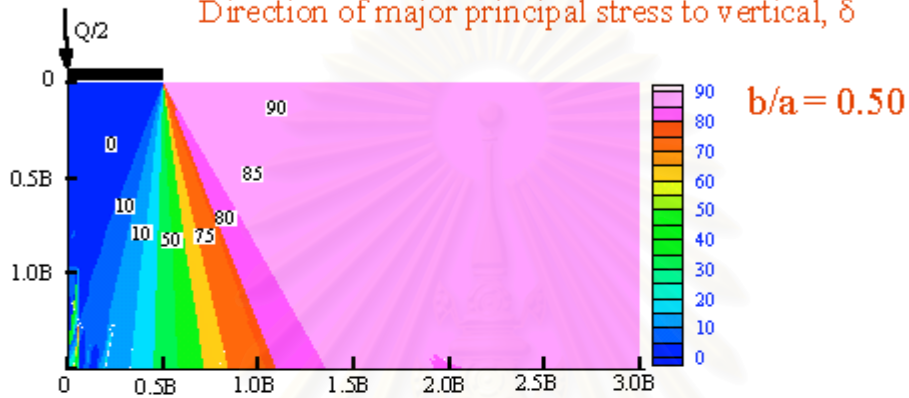
รูปที่ 3.9 ผลการวิเคราะห์ค่ากำลังรับน้ำหนักของฐานรากตื้นต่อเนื้อดินเหนียวที่มีค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำขึ้นอยู่กับทิศทางของหน่วยแรงหลัก



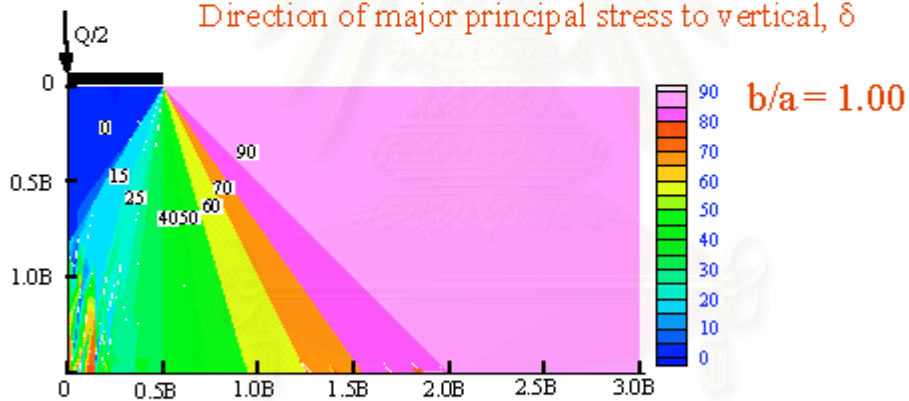
รูปที่ 3.10 กลไกการวิบัติจากการคำนวณ Numerical Upper Bound ที่ค่าอัตราส่วน b/a ต่างๆ



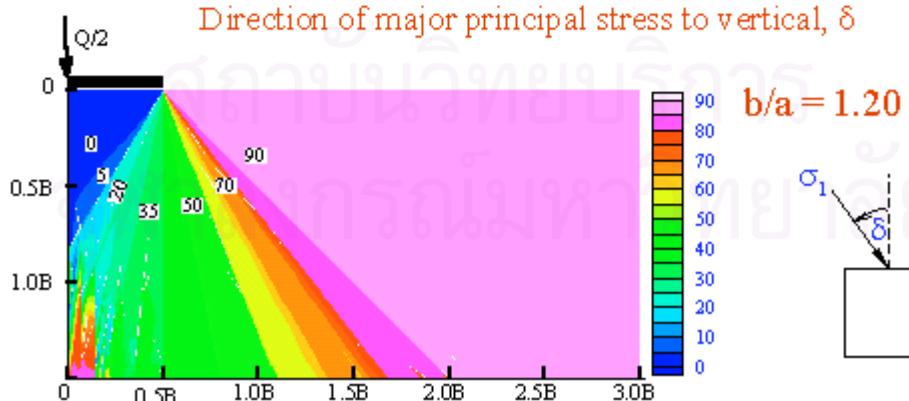
Direction of major principal stress to vertical, δ



Direction of major principal stress to vertical, δ

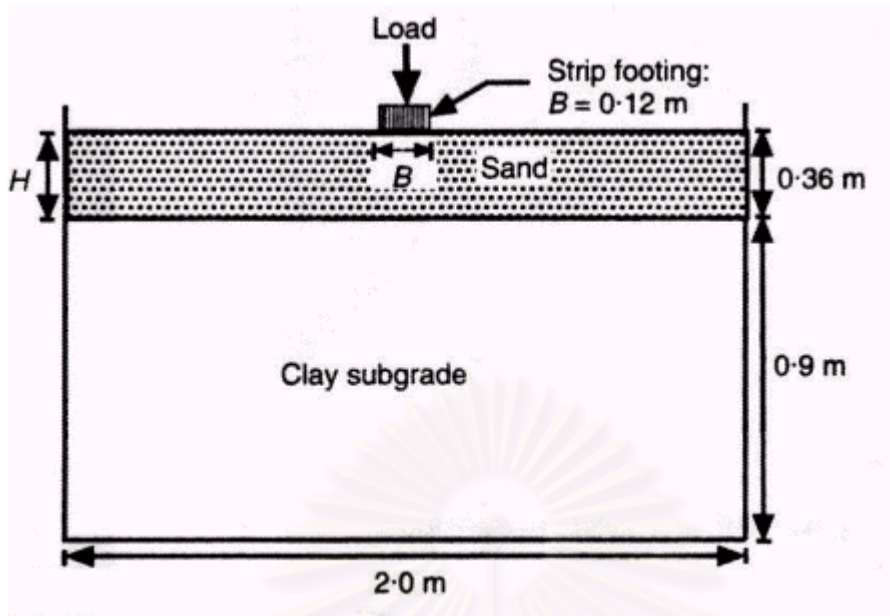


Direction of major principal stress to vertical, δ

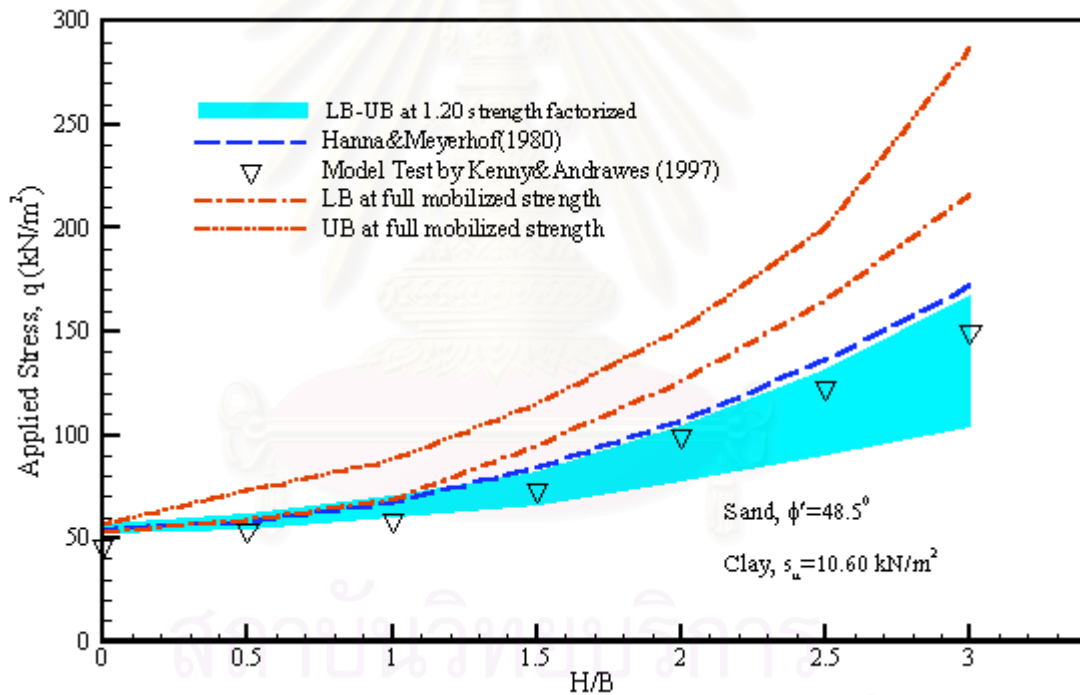


Direction of major principal stress to vertical, δ

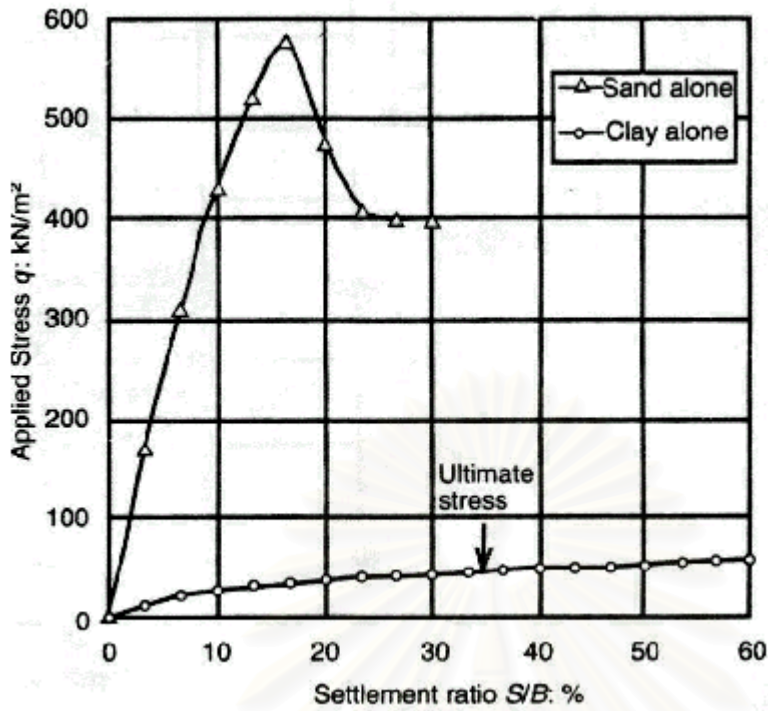
รูปที่ 3.11 ผลการคำนวณด้วยวิธี Numerical Lower Bound ที่อัตราส่วน b/a ต่างๆ



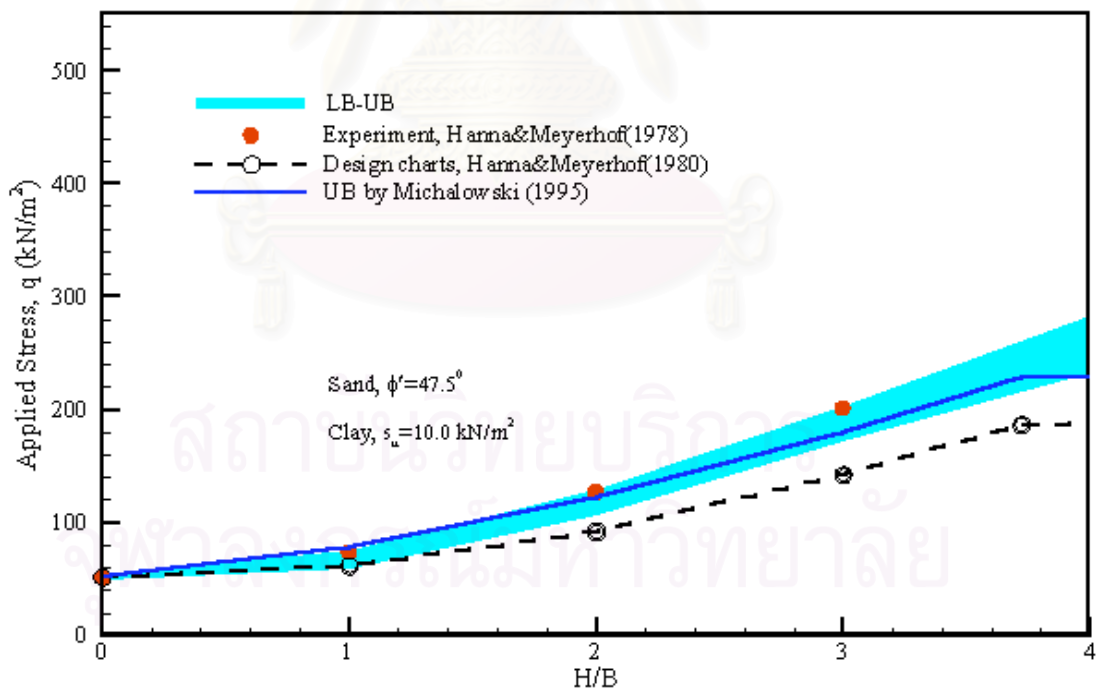
รูปที่ 3.12 รายละเอียดการทดสอบแบบจำลองฐานรากตื้นโดย Kenny and Andrawes (1997)



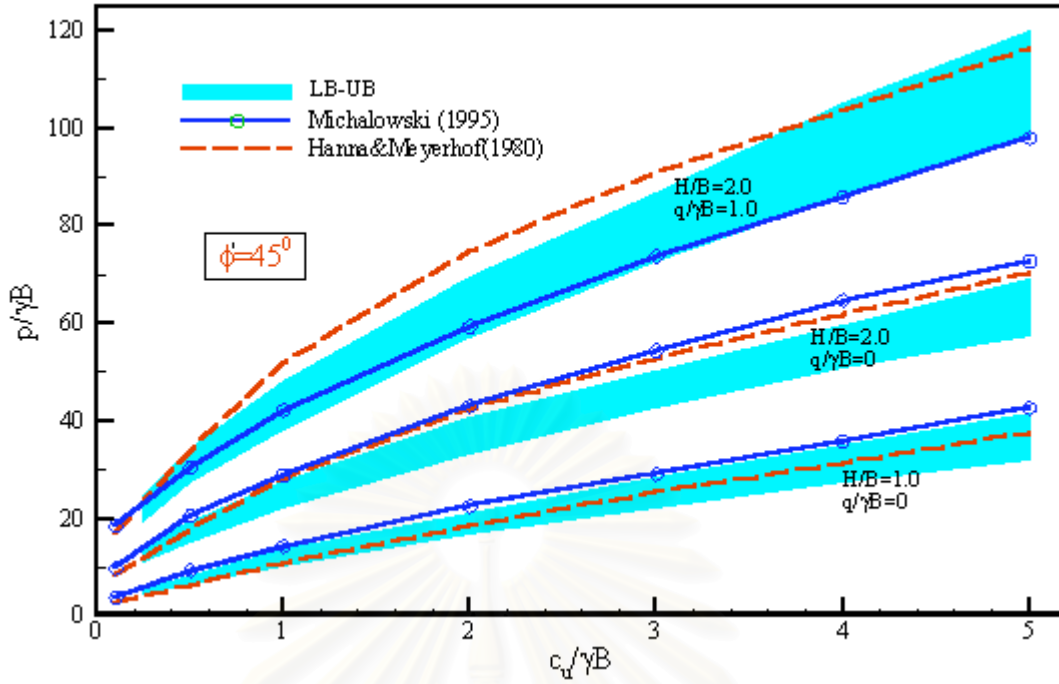
รูปที่ 3.13 ผลการวิเคราะห์ค่าหน่วยน้ำหนักบรรทุกทุกของฐานรากตื้นที่คำนวณด้วยวิธี Limit Analyses กับค่าที่ได้จากการทดสอบแบบจำลองฐานรากตื้นโดย Kenny and Andrawes (1997)



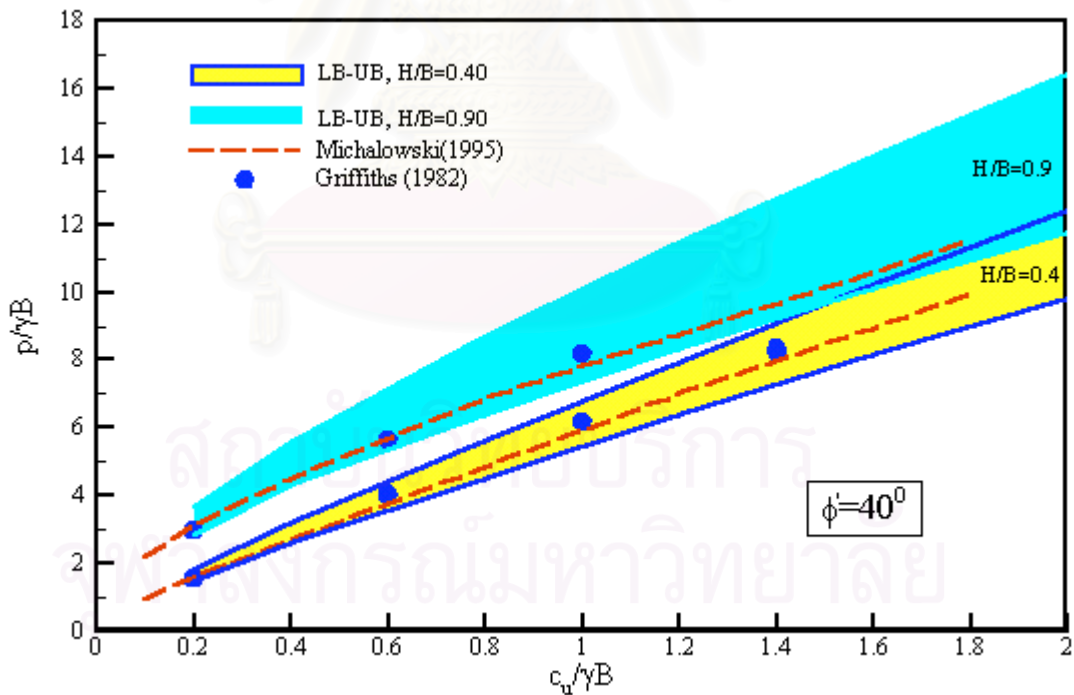
รูปที่ 3.14 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยความเค้นและค่าการทรุดตัวจากการทดสอบแบบจำลองฐานรากตื้นโดย Kenny and Andrawes (1997)



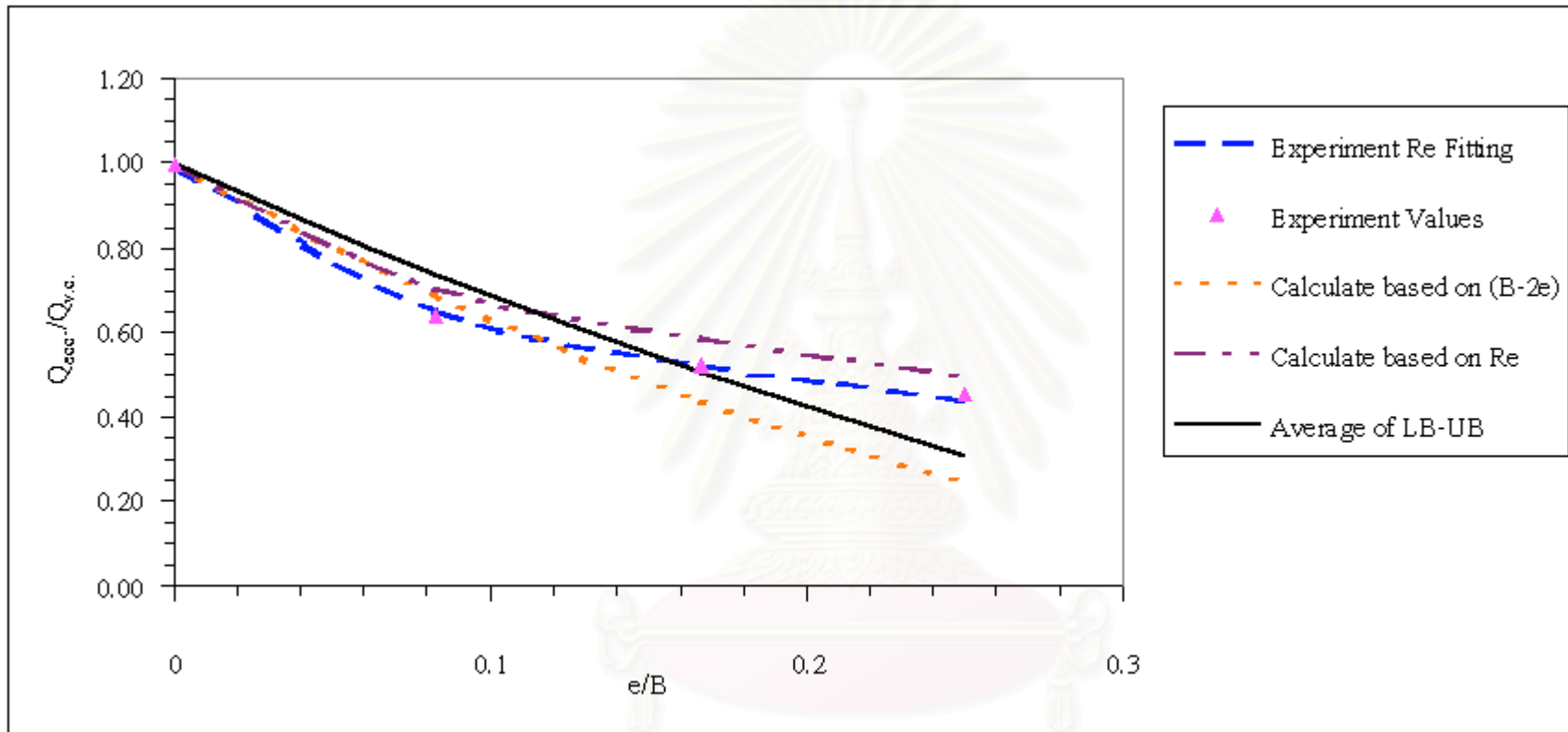
รูปที่ 3.15 ผลการวิเคราะห์ค่าหน่วยน้ำหนักบรรทุกของฐานรากตื้นด้วยวิธี Numerical Limit Analyses กับค่าที่ได้จากการทดสอบแบบจำลองฐานรากตื้น (ฐานรากมีความกว้าง, B=0.05 เมตร)



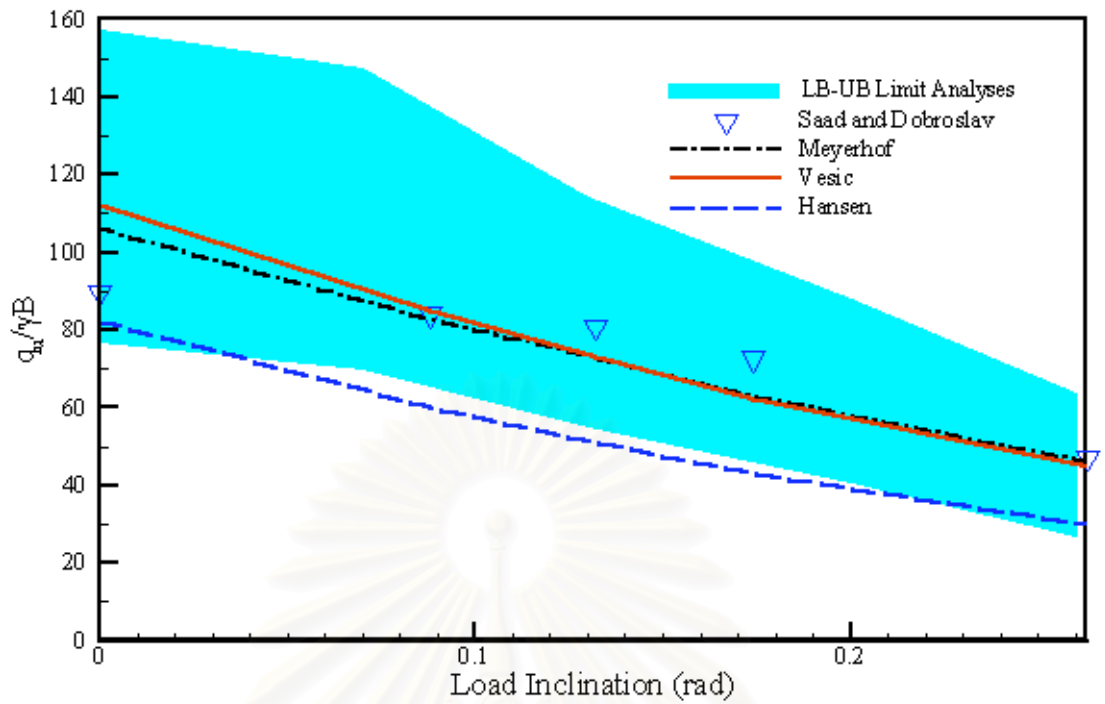
รูปที่ 3.16 ผลการวิเคราะห์ค่าหน่วยน้ำหนักบรรทุกของฐานรากตื้นต่อเนื่องบนชั้นทรายที่มีค่า $\phi = 45^\circ$ และอยู่บนชั้นดินเหนียวที่กำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำค่าต่างๆ



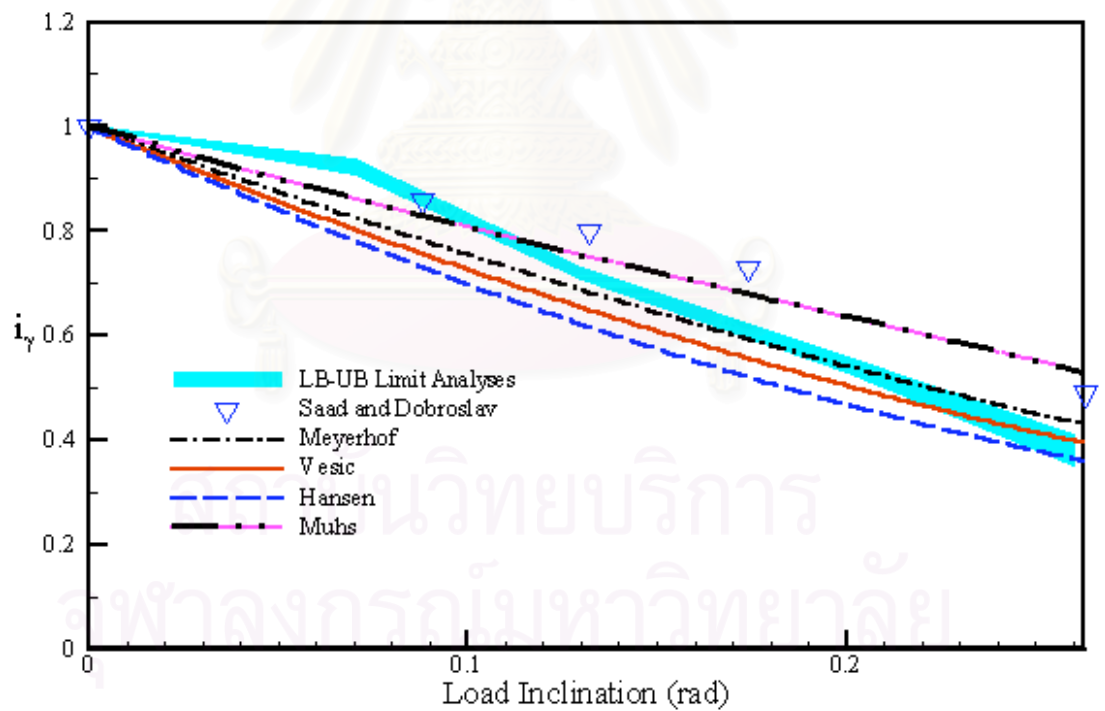
รูปที่ 3.17 ผลการวิเคราะห์ค่าหน่วยน้ำหนักบรรทุกของฐานรากตื้นต่อเนื่องบนชั้นทรายที่มีค่า $\phi = 40^\circ$ และอยู่บนชั้นดินเหนียวที่กำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำค่าต่างๆ



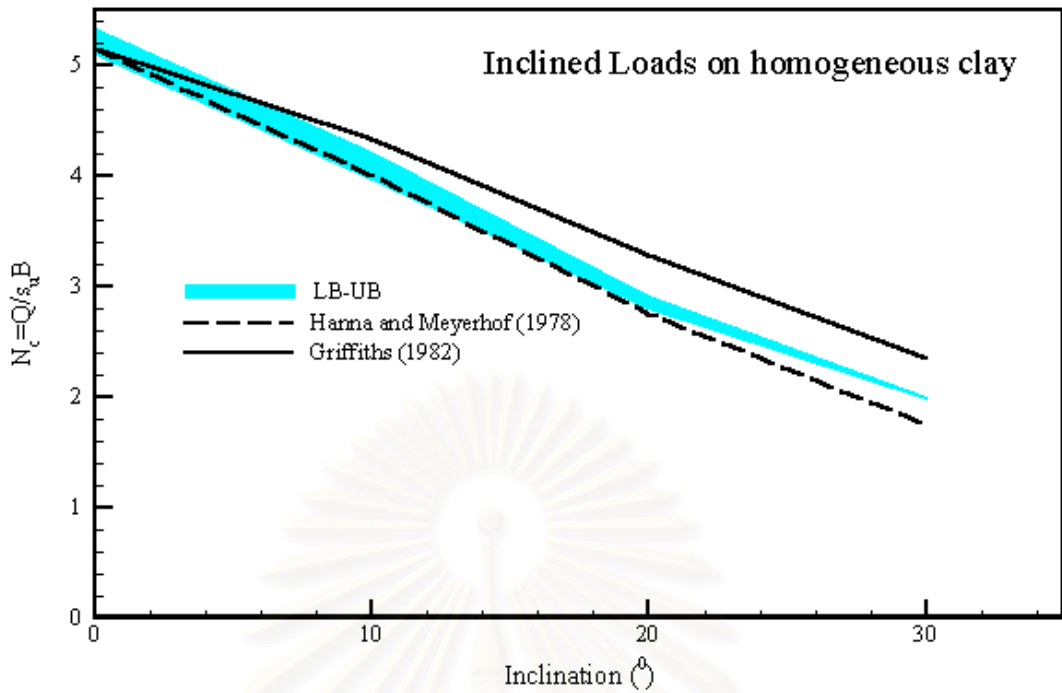
รูปที่ 3.18 อัตราส่วนของค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกของฐานรากติดต่อเนื่องกรณีที่มีน้ำหนักที่กระทำต่อฐานรากมีตำแหน่งเยื้องศูนย์กลางต่อกรณีที่มีน้ำหนักกระทำที่จุดกึ่งกลางของฐานราก



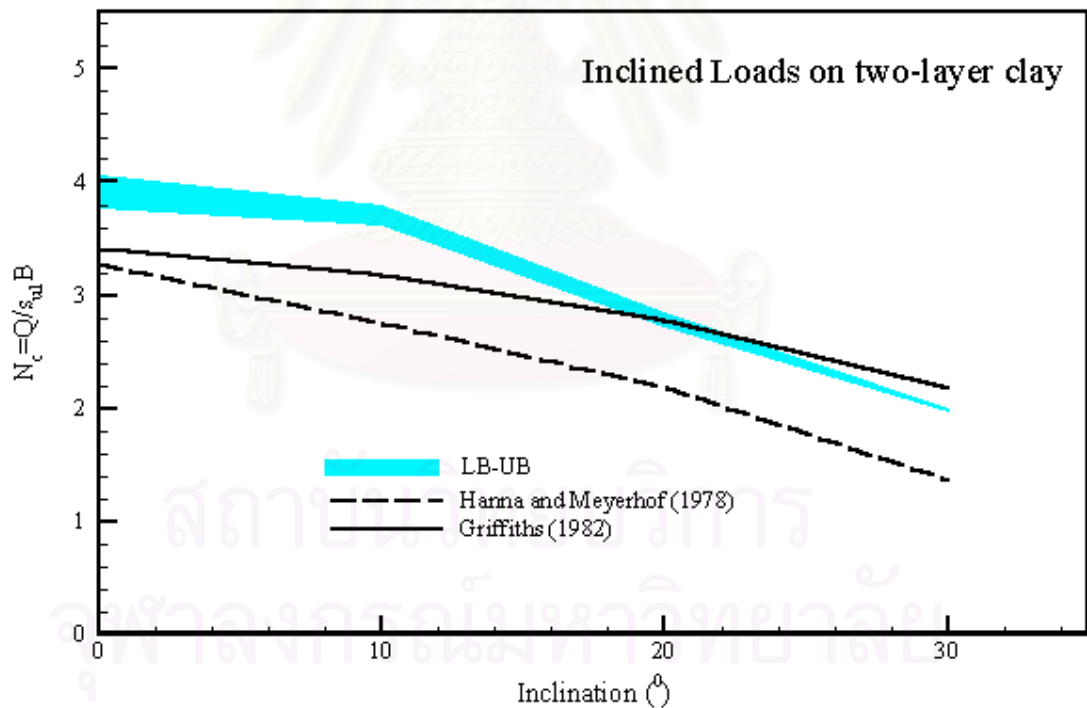
รูปที่ 3.19a ค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากดินต่อเนื่องกรณีที่มีน้ำหนักที่กระทำต่อรากฐานมีทิศทางเอียง



รูปที่ 3.19b อัตราส่วนของค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากดินต่อเนื่องกรณีที่มีน้ำหนักที่กระทำต่อฐานรากมีทิศทางเอียงต่อกรณีที่มีน้ำหนักกระทำมีทิศทางอยู่ในแนวตั้ง



รูปที่ 3.20a กำลังรับน้ำหนักของฐานรากตื้นต่อเนื้อที่มีน้ำหนักกระทำในแนวเอียงบนดินเหนียวที่มีค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำเท่ากันทั้งชั้น



รูปที่ 3.20b กำลังรับน้ำหนักของฐานรากตื้นต่อเนื้อที่มีน้ำหนักกระทำในแนวเอียงบนดินเหนียวสองชั้นที่มีค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำไม่เท่ากัน

บทที่ 4

การศึกษาปัญหาเสถียรภาพของความลาด

ปัญหาด้านเสถียรภาพของความลาดเป็นปัญหาที่สำคัญทางด้านงานวิศวกรรมปฐพีซึ่งได้รับการศึกษามาอย่างต่อเนื่องนับแต่อดีต โดย Coulomb เป็นคนแรกที่ศึกษาปัญหาดังกล่าวในปี ค.ศ. 1773 ซึ่งเป็นปัญหามานลาดในแนวตั้งที่ไม่มีค้ำยัน (Vertical Unbraced Cut) และได้มีการศึกษาต่อเนื่องจากผลงานการวิจัยของ Prandtl (1920) และ Fellenius (1926) โดยวิธี Plastic Limit Analyses และ Method of Slices ตามลำดับ รวมทั้ง Taylor (1948) ก็ได้ทำการศึกษาเสถียรภาพของความลาดโดยตั้งสมมติฐานระนาบของการวิบัติในมวลดินเป็นรูป Logarithmic Spiral และนับตั้งแต่ปี ค.ศ. 1950 เป็นต้นมาได้มีการพัฒนาการวิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพของความลาดโดยใช้วิธี Limit Analyses โดย Chen (1975) และ Salencon (1983)

แต่เนื่องด้วยข้อจำกัดของวิธีการวิเคราะห์ Method of Slices ซึ่งมีพื้นฐานมาจากการคำนวณวิธี Limit Equilibrium คือ มีความจำเป็นต้องตั้งสมมติฐานของแรงลัพธ์ที่กระทำระหว่างชั้นดิน (Interslice Force) ในการคำนวณดังกล่าวไว้แล้วในบทที่ 2 ทำให้ไม่สามารถตรวจสอบความถูกต้องของผลการคำนวณโดยวิธี Limit Equilibrium ว่าเป็นค่าขอบเขตล่างหรือค่าขอบเขตบนของค่าที่ถูกต้องตามทฤษฎี (Theoretical Exact Solution) ดังนั้นการศึกษาปัญหาเสถียรภาพของความลาดในวิทยานิพนธ์ฉบับนี้จึงใช้วิธี Numerical Limit Analyses ซึ่งไม่จำเป็นต้องมีความจำเป็นในการตั้งสมมติฐานเช่น สมมติฐานเกี่ยวกับระนาบการวิบัติของมวลดินในการคำนวณ อีกทั้งความถูกต้องของผลการคำนวณโดยวิธี Numerical Limit Analyses ยังสามารถตรวจสอบได้เนื่องจากผลการคำนวณเป็นช่วงของคำตอบที่เป็นค่าขอบเขตบนและขอบเขตล่างของค่าที่ถูกต้องตามทฤษฎี ดังนั้นวัตถุประสงค์ของการศึกษาปัญหาความลาดโดยวิธีการวิเคราะห์เชิงตัวเลข Limit Analyses ก็เพื่อที่จะตรวจสอบความถูกต้องของวิธีการวิเคราะห์นี้กับวิธีที่ผู้ออกแบบนิยมใช้กัน อีกทั้งยังเป็นการเสนอแนวทางใหม่ในการวิเคราะห์ปัญหาด้านเสถียรภาพในงานวิศวกรรมปฐพีด้วย

การวิเคราะห์เพื่อหาเสถียรภาพของความลาดโดยวิธี Numerical Limit Analyses คำนวณค่าสัดส่วนความปลอดภัย (Factor of Safety, FS) เช่นเดียวกับวิธีการคำนวณค่าสัดส่วนความปลอดภัยในวิธี Limit Equilibrium โดยใช้นิยามดังนี้

$$FS = \tau_f / \tau_m \quad (4.1)$$

$$\tau_f = c' + \sigma'_{nf} \tan \phi' \quad (4.2)$$

$$\tau_m = c'_m + \sigma'_{mf} \tan \phi'_m \quad (4.3)$$

โดยที่ τ_f = Shear Strength of Soil
 τ_m = Mobilized Shear Stress along Potential Failure Plane at Equilibrium
 c'_m = Mobilized cohesion
 ϕ'_m = Mobilized friction angle
 c' = In-situ cohesion
 ϕ' = In-situ friction angle

ซึ่งสมการที่ 4.1 สามารถเขียนอีกรูปหนึ่งได้ว่า

$$FS = c' / c'_m = \tan \phi' / \tan \phi'_m \quad (4.4)$$

สมการที่ 4.1 และ 4.4 มีความหมายว่า สัดส่วนความปลอดภัยมีค่าเท่ากับ อัตราส่วนของกำลังรับแรงเฉือนของดินต่อหน่วยแรงเฉือนที่พัฒนาขึ้นบนระนาบวิบัติ ณ สภาพสมดุล

การวิเคราะห์ปัญหาความลาดด้วยวิธีการวิเคราะห์เชิงตัวเลข Numerical Limit Analyses ในบทนี้จะวิเคราะห์และเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์ของผู้วิจัยอื่นๆ จากกรณีศึกษาต่อไป

1. ปัญหาความลาดด้วยวิธี Upper Bound Limit Analysis โดย Michalowski (1995) ซึ่งนำเสนอในหัวข้อที่ 4.1
2. ปัญหาความลาดด้วยวิธี Finite Element โดย Griffiths (1999) ซึ่งนำเสนอในหัวข้อที่ 4.2-4.7
3. ปัญหาความลาดด้วยวิธี Upper Bound Limit Analysis โดย Jiang and Magnan (1997) ซึ่งนำเสนอในหัวข้อที่ 4.8-4.10
4. กรณีศึกษาความลาดทางหลวงหมายเลข 3261 ซึ่งเกิดการพังทลายเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงลักษณะทางเรขาคณิตและระดับน้ำของคลองส่งน้ำที่อยู่ในแนวถนน โดยจะทำการเปรียบเทียบกับผลการคำนวณโดยโปรแกรม UTEXAS3 ซึ่งใช้ Spencer's Methods ในการคำนวณซึ่งนำเสนอในหัวข้อที่ 4.11

รายละเอียดของผลการวิเคราะห์ในกรณีต่างๆจะได้นำเสนออย่างละเอียดต่อไป

4.1 การวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดที่มีค่ากำลังรับแรงเฉือนเท่ากันตลอดความลึก โดย พิจารณาค่าสัดส่วนแรงดันน้ำ (r_u)

ในหัวข้อนี้จะเป็นการวิเคราะห์ปัญหาของความลาดโดยวิธี Numerical Limit Analyses สำหรับกรณีที่มีค่ากำลังรับแรงเฉือนเท่ากันตลอดทั้งความลึกของดิน (Homogeneous Slope) ขอบเขตของการวิเคราะห์จะพิจารณาตามปัญหาที่ได้มีการศึกษาไว้โดย Michalowski (1995) ซึ่งแสดงในส่วนบนของตาราง 1 และสรุปได้ดังนี้

1. ความลาดเป็นดินประเภท Cohesive-Friction Material โดยมีค่ามุมเสียดทานภายในของดิน (ϕ') ตั้งแต่ 10° จนถึง 40° และมีค่าความเชื่อมแน่นของดิน (c)
2. ความลาดมีความชัน (β) ทำมุมกับแนวราบตั้งแต่ 15° จนถึง 90°
3. ความดันน้ำ (Pore Water Pressure, u_w) ที่เกิดขึ้นภายในมวลดินซึ่งแสดงด้วยค่าสัดส่วนความดันน้ำ (r_u) ซึ่งมีค่าเท่ากับ $u_w/(\gamma h)$ โดยที่ h คือระยะจากจุดที่พิจารณาถึงระดับผิวดินและ r_u มีค่าเท่ากับ 0, 0.25, 0.50

ผลที่ได้จากการคำนวณโดยวิธี Numerical Limit Analyses จะแสดงอยู่ในรูปของตัวเลขเสถียรภาพ (Stability Number) คือ $\gamma H/c$ โดย γ คือหน่วยน้ำหนักของดินและ H คือความสูงของความลาด ผลการคำนวณดังกล่าวจะแสดงช่วงค่าตอบที่เป็นขอบเขตล่าง (LB) และขอบเขตบน (UB) ดังแสดงในตารางที่ 4.1 โดยตัวเลขที่ต่อท้ายค่า UB จะแสดงถึงเปอร์เซ็นต์ของความแตกต่างของค่า LB และ UB เทียบกับค่าเฉลี่ย

ผลการคำนวณค่า $\gamma H/c$ ด้วยวิธี Numerical Limit Analyses ซึ่งแสดงด้วยแถบแรเงา ในรูปที่ 4.1 และ 4.2 แสดงให้เห็นว่าค่า $\gamma H/c$ มีค่าน้อยลงเมื่อความชันของความลาด (β) มีค่าสูงขึ้น และค่า $\gamma H/c$ จะมีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อกำลังรับรับแรงเฉือนของดินซึ่งก็คือค่า ϕ' มีค่ามากขึ้น ส่วนผลของอัตราส่วนแรงดันน้ำ r_u ที่สูงขึ้นก็มีผลทำให้ค่า $\gamma H/c$ ที่คำนวณได้มีค่าลดลง โดยเมื่อพิจารณาถึงความถูกต้องของผลการคำนวณด้วยวิธี Numerical Limit Analyses พบว่าสามารถคำนวณค่า $\gamma H/c$ ได้โดยมีความคลาดเคลื่อนเฉลี่ยส่วนใหญ่ประมาณ $\pm 10\%$

รูปที่ 4.3 และ 4.4 แสดงกลไกการวิบัติของความลาดที่ได้จากการวิเคราะห์ Upper Bound ในรูปที่ 4.3 แสดงผลของค่า r_u ที่มีต่อกลไกการวิบัติของความลาดโดยเลือกกรณีตัวอย่าง Slope angle, $\beta=45^\circ$, $\phi'=20^\circ-40^\circ$, $r_u=0-0.5$ จากรูปพบว่าขนาดของมวลดินที่เกิดการวิบัติจะใหญ่ขึ้นเมื่อค่า r_u มีค่าสูงขึ้นและขนาดของมวลดินที่เกิดการวิบัติจะเล็กลงเมื่อดินมีค่า ϕ' สูงขึ้น ในรูปที่ 4.4 แสดงผลของความชันของความลาดที่มีต่อการเปลี่ยนแปลงของกลไกการวิบัติของมวลดินกล่าวคือเมื่อความลาดมีความชันน้อยเช่นในกรณีที่ β มีค่าเท่ากับ 30° มวลดินใต้ความลาดและด้านหน้าของความลาดจะเกิดการวิบัติโดยมีกลไกการวิบัติในลักษณะของ Deep Seated Failure ส่วนในกรณีที่

ความลาดมีความชันมากขึ้นเช่นในกรณีที่มี β มีค่าเท่ากับ 60° มวลดินจะเกิดการวิบัติเฉพาะส่วนบนเท่านั้นและระนาบวิบัติผ่านส่วนปลายของความลาด (Toe Failure)

รูปที่ 4.1 และ 4.2 แสดงการเปรียบเทียบผลการคำนวณด้วยวิธี Numerical Limit Analyses กับผลการคำนวณโดยวิธีอื่นๆเช่น วิธี Limit Equilibrium ที่ใช้ในทางปฏิบัติโดยใช้ทฤษฎีการคำนวณ Bishop (1955) และ Spencer (1967) และผลการคำนวณด้วยวิธี Upper Bound Limit Analysis โดย Michalowski (1995) จากการเปรียบเทียบพบว่า ช่วงขอบเขตบน (Upper Bound) และขอบเขตล่าง (Lower Bound) ของผลการคำนวณโดยวิธี Numerical Limit Analyses มีความสอดคล้องกับผลการคำนวณด้วยวิธี Limit Equilibrium โดยใช้ทฤษฎีของ Bishop (1955) และ Spencer (1967) และยังคงสอดคล้องกับผลการคำนวณ Upper Bound ของ Michalowski (1995) อย่างไรก็ตามอาจมีบางกรณีที่ผลการคำนวณโดยวิธี Numerical Limit Analyses ให้ค่า $\gamma H/c$ ต่ำกว่าค่าที่คำนวณโดยวิธีอื่น เช่นในกรณีที่ความลาดมีความชันเท่ากับ 15° ซึ่งหมายความว่าวิธีอื่นๆดังกล่าวให้ผลการวิเคราะห์ค่าตัวเลขเสถียรภาพ ($\gamma H/c$) ที่ไม่ปลอดภัย

4.2 การวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดในกรณีที่ความลาดอยู่บน Rigid Base (กรณีที่ 1)

รูปที่ 4.5 แสดงปัญหาความลาดที่จะพิจารณาในหัวข้อนี้ซึ่งเป็นกรณีที่อ้างอิงจากบทความของ Griffiths (1999) โดยใช้วิธี Finite Element ในการคำนวณ โดยพิจารณาค้นดิมทิมที่วางอยู่บน ชั้นดินแข็ง (Rigid Base) โดยที่ค่าพารามิเตอร์ของดินในการรับแรงเฉือน มีค่ามุมเสียดทานภายใน ϕ' เท่ากับ 20° และมีค่า $c'/\gamma H = 0.05$ ส่วนลักษณะทางเรขาคณิตของความลาดได้แสดงในรูปที่ 4.5 (รูปบน) รูปดังกล่าวแสดงความชันของความลาดโดยมีอัตราส่วนระยะทางแนวราบต่อระยะในแนวตั้งเท่ากับ 2:1 Boundary Conditions สำหรับปัญหานี้แสดงในรูปที่ 4.5 (รูปบน)

ผลการคำนวณโดยวิธี Numerical Limit Analyses ในปัญหาดังกล่าวได้ค่าสัดส่วนความปลอดภัย (FS) เท่ากับ 1.13–1.32 ซึ่งใกล้เคียงกับผลการคำนวณโดยวิธี Finite Element โดย Griffiths (1999) ซึ่งคำนวณค่าสัดส่วนความปลอดภัยในปัญหาเดียวกันได้เท่ากับ 1.40 และยังคงสอดคล้องกับผลการคำนวณในปัญหาดังกล่าวโดยวิธี LEM ซึ่งใช้ทฤษฎีการคำนวณของ Bishop & Morgenstern (1960) โดยคำนวณค่า FS=1.38 รูปที่ 4.6 เปรียบเทียบกลไกการวิบัติที่ได้จากการวิเคราะห์ Numerical Upper Bound (ด้านซ้ายมือ) กับวิธี Finite Element ของ Griffiths (1999) (ด้านขวามือ) ในรูปที่ 4.6 แสดง Velocity Field หรือเวกเตอร์ที่แสดงขนาดและทิศทางการเคลื่อนตัวของมวลดินที่ Node ต่างๆ โดยความยาวของเวกเตอร์แสดงถึงขนาดของอัตราการเคลื่อนตัวที่ Node ส่วน Plastic Failure Zone แสดงขนาดของมวลดินที่เกิดการวิบัติโดยบริเวณที่เป็นสีเข้มแสดงถึงมวลดินที่ไม่เกิดการวิบัติและสีอ่อนแสดงถึงมวลดินที่เกิดการวิบัติ จากการเปรียบเทียบรูปที่ 4.6 ด้านซ้ายและด้านขวา จะเห็นได้ว่าทั้งสองวิธีคือวิธี Numerical Limit Analyses และวิธี Finite Element ให้ผลการคำนวณกล

ใกการวิบัติของมวลดินที่สอดคล้องกัน กล่าวคือมีขนาดของมวลดินที่เกิดการวิบัติ (Failure Zone) ใกล้เคียงกันและลักษณะการวิบัติเป็น Toe Failure

4.3 การวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดในกรณีที่มีความลาดอยู่บนชั้นดินที่มีคุณสมบัติเหมือนกับมวลดินของความลาด (กรณีที่ 2)

รูปที่ 4.5 (ส่วนล่าง) แสดงปัญหาความลาดที่จะพิจารณาในหัวข้อนี้เป็นกรณีที่อ้างอิงจากบทความของ Griffiths (1999) ซึ่งใช้วิธี Finite Element ในการคำนวณ โดยปัญหาในกรณีนี้ 2 นี้จะแตกต่างจากกรณีที่ 1 คือความลาดในกรณีที่ 1 จะวางอยู่ Rigid Base ส่วนในกรณีนี้ความลาดจะวางอยู่บนชั้นดินที่มีคุณสมบัติเช่นเดียวกันกับคุณสมบัติของความลาดคือมีค่า ϕ' เท่ากับ 20° และมีค่า $c'/\gamma H = 0.05$ โดยมีความหนาของชั้นดินใต้ความลาดเท่ากับครึ่งหนึ่งของความสูงของความลาด (H) ทำให้มีความสูงทั้งหมดของมวลดิน (D) ที่พิจารณาต่อความสูงของความลาด (H) เท่ากับ 1.5

ผลการวิเคราะห์โดยวิธี Numerical Limit Analyses ในปัญหานี้ได้ค่าสัดส่วนความปลอดภัย (FS) เท่ากับ 1.11-1.36 ซึ่งใกล้เคียงกับผลการคำนวณในกรณีที่ 1 และสอดคล้องกับผลการคำนวณโดยวิธี Finite Element โดย Griffiths (1999) ซึ่งคำนวณค่าสัดส่วนความปลอดภัยได้เท่ากับกรณีที่ 1 คือ FS=1.40 และพบว่าวิธี Limit Equilibrium ที่ใช้ทฤษฎีการคำนวณของ Bishop & Morgenstern (1960) ได้ค่าสัดส่วนความปลอดภัย (FS) สูงถึง 1.752 ซึ่งไม่สอดคล้องอย่างมากกับผลการคำนวณของทั้ง 2 วิธี และยังขัดแย้งกับผลการคำนวณของ Cousin (1978) ที่คำนวณค่า FS=1.35 โดยใช้วิธี Limit Equilibrium ที่ไม่มีการเปลี่ยนแปลงของค่าสัดส่วนความปลอดภัยทั้งสองกรณีที่มี $D = 1.0$ และ 1.5

รูปที่ 4.7a และ 4.7b แสดงผลการคำนวณจากการวิเคราะห์ Upper Bound Limit Analysis ซึ่งพบว่ากลไกการวิบัติเกิดขึ้นในลักษณะ Toe Failure และสอดคล้องเป็นอย่างดีกับผลการคำนวณด้วยวิธี Finite Element โดย Griffiths (1999) ซึ่งผลการคำนวณโดยวิธีทั้งสองก็ให้ค่าสัดส่วนความปลอดภัยที่ใกล้เคียงกัน

4.4 การวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดที่ประกอบด้วยดินเหนียว 2 ชนิดที่มีค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำต่างกัน (กรณีที่ 3)

ปัญหาความลาดที่จะพิจารณาในหัวข้อนี้เป็นกรณีที่อ้างอิงจากบทความของ Griffiths (1999) ซึ่งใช้วิธี Finite Element ในการคำนวณ โดยจะพิจารณาความลาดที่ประกอบด้วยดินเหนียวที่มีดินเหนียวที่ค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำ (c_u) ต่ำชั้นบางๆแทรกอยู่ตรงกลาง โดยแสดงลักษณะทางเรขาคณิตของความลาดและคุณสมบัติของมวลดินในรูปที่ 4.8a ซึ่งการคำนวณปัญหาดังกล่าวจะพิจารณาค่าสัดส่วนความปลอดภัยที่อัตราส่วน c_{u1}/c_{u2} ที่ค่าต่างๆตั้ง

แต่ 0 ถึง 1 โดยค่า c_{u1} คือค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบในสภาพไม่ระบายน้ำของดินเหนียวส่วนใหญ่ และ c_{u2} คือค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำของชั้นดินบางๆ ที่แทรกอยู่ตรงกลาง

รูปที่ 4.9a แสดงผลการคำนวณโดยวิธี Numerical Limit Analyses สำหรับปัญหานี้ โดยทั่วไป ค่าขอบเขตบนและขอบเขตล่างของค่าสัดส่วนความปลอดภัย (FS) มีความคลาดเคลื่อนเฉลี่ยส่วนใหญ่ประมาณ $\pm 5\%$ โดย FS มีค่าสูงขึ้นเมื่อ c_{u1}/c_{u2} มีค่าสูงขึ้น ในช่วงที่ $c_{u1}/c_{u2} < 0.6$ อัตราการเพิ่มของ FS จะมีค่าน้อยกว่าในช่วง $c_{u1}/c_{u2} > 0.6$ เมื่อเปรียบเทียบผลการคำนวณโดยวิธี Numerical Limit Analyses กับผลการคำนวณโดยวิธี Finite Element โดย Griffiths (1999) พบว่ามีความสอดคล้องกันดีมากช่วง $c_{u1}/c_{u2} < 0.6$ ค่าที่คำนวณโดยวิธี Numerical Limit Analyses จะมีค่าต่ำกว่าค่าที่คำนวณโดยวิธี Finite Element อยู่บ้าง นอกจากนั้นค่าที่คำนวณโดยวิธี Numerical Limit Analyses ยังสอดคล้องกับผลการคำนวณของ Taylor (1937) เป็นอย่างดีในกรณีของ Homogeneous Slope คือค่า c_{u1}/c_{u2} มีค่าเท่ากับ 1

รูปที่ 4.10 แสดงกลไกการวิบัติที่ได้จากการคำนวณโดยวิธี Numerical Limit Analyses เปรียบเทียบกับผลการคำนวณด้วยวิธี Finite Element โดย Griffiths (1999) โดยเลือกแสดงผลการคำนวณในกรณีที่ c_{u1}/c_{u2} มีค่าเท่ากับ 0.2, 0.6, 1.0 จากผลการเปรียบเทียบพบว่า ลักษณะการวิบัติที่คำนวณได้จากทั้งสองวิธีมีลักษณะที่ใกล้เคียงกันมากโดยในกรณีที่ c_{u1}/c_{u2} มีค่าเท่ากับ 0.2 ระยะเวลาการวิบัติจะผ่านชั้นดินเหนียวบางๆ ที่แทรกอยู่ตรงกลาง และขนาดของมวลดินที่เกิดการวิบัติจะใหญ่ขึ้นเมื่อ c_{u1}/c_{u2} มีค่าสูงขึ้นเมื่อ c_{u1}/c_{u2} มีค่าเท่ากับ 0.6 และ 1.0 (กรณีของ Homogeneous Slope) กลไกการวิบัติมีลักษณะเป็น Deep Seated Failure

4.5 การวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดที่เป็นดินเหนียวซึ่งวางอยู่บนชั้นดินเหนียวที่มีคุณสมบัติในการรับแรงเฉือนไม่เท่ากัน (กรณีที่ 4)

ปัญหาความลาดที่จะพิจารณาในหัวข้อนี้เป็นกรณีที่อ้างอิงจากบทความของ Griffiths (1999) ซึ่งใช้วิธี Finite Element ในการคำนวณ โดยจะพิจารณาความลาดที่เป็นดินเหนียวที่มีค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำไม่เท่ากับค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำของชั้นดินใต้ความลาดโดยลักษณะทางเรขาคณิตของปัญหาดังกล่าวนี้ได้แสดงในรูปที่ 4.8b ซึ่งการคำนวณในปัญหาดังกล่าวจะพิจารณาค่าสัดส่วนความปลอดภัยที่อัตราส่วน c_{u2}/c_{u1} ค่าต่างๆ ตั้งแต่ 0.25 ถึง 4 โดยค่า c_{u1} คือค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำของดินในความลาด และ c_{u2} คือค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำของชั้นดินใต้ความลาด

รูปที่ 4.9b แสดงผลการคำนวณด้วยวิธี Numerical Limit Analyses ค่า FS ที่คำนวณได้มีความแตกต่างกับค่าขอบเขตบนและขอบเขตล่างเฉลี่ยส่วนใหญ่ประมาณ $\pm 5\%$ โดยพบว่าค่า FS มีค่าสูงขึ้นเมื่อค่า c_{u2}/c_{u1} มีค่าสูงขึ้นและจะเริ่มมีค่าคงที่เมื่อ c_{u2}/c_{u1} มีค่ามากกว่า 1.50 ซึ่งผลการคำนวณดังกล่าวสอดคล้องเป็นอย่างดีกับผลการคำนวณด้วยวิธี Finite Element โดย Griffiths (1999) และผล

การคำนวณของ Taylor (1937) เมื่อเปรียบเทียบกลไกการวิบัติในรูปที่ 4.11 ซึ่งเป็นผลการคำนวณใน ส่วนของ Numerical Upper Bound กับกลไกการวิบัติที่คำนวณด้วยวิธี Finite Element พบว่ามีความ สอดคล้องกันเป็นอย่างดีโดยพบว่าเมื่อค่า c_{u2}/c_{u1} มีค่าสูงขึ้นกลไกการวิบัติจะเปลี่ยนแปลงจาก Deep Seated Failure ซึ่งมีระดับของมวลดินที่เกิดการวิบัติลึกสัมผัสกับ Rigid base มาเป็นกลไกการวิบัติ แบบ Toe Failure การวิบัติเกิดขึ้นในส่วนบนความลาดเท่านั้น การเปลี่ยนแปลงดังกล่าวเกิดขึ้นเมื่อ c_{u2}/c_{u1} มีค่าสูงมากจะส่งผลให้ขนาดของมวลดินที่เกิดการวิบัติถูกจำกัดอยู่เฉพาะบริเวณส่วนบนของ ความลาดเท่านั้น เมื่อ c_{u2}/c_{u1} มีค่าสูงกว่า 1.50 โดยประมาณจะไม่มีผลกับการเปลี่ยนแปลงของค่าสัดส่วนความปลอดภัยหรือกลไกการวิบัติของความลาดซึ่งสามารถตรวจสอบได้จากการไม่เปลี่ยนแปลงของกลไกการ วิบัติเมื่อ c_{u2}/c_{u1} มีค่าเท่ากับ 1.5 และ 2.0 ในรูปที่ 4.11

4.6 การวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดเมื่อมีผลของระดับน้ำหน้าความลาด (Horizontal Free Surface) กระทำต่อความลาด (กรณีที่ 5)

ปัญหาความลาดที่จะพิจารณาในหัวข้อนี้เป็นกรณีที่อ้างอิงจากบทความของ Griffiths (1999) ซึ่งใช้วิธี Finite Element ในการคำนวณ โดยจะพิจารณาความลาดเมื่อมีผลของระดับน้ำหน้า ความลาด (Horizontal Free Surface) กระทำต่อความลาด โดยพารามิเตอร์ในการรับแรงเฉือนของ ความลาดมีค่า $\phi' = 20^\circ$ และมีค่า $c'/\gamma H = 0.05$ และมีลักษณะทางเรขาคณิตของความลาดดัง แสดงในรูปที่ 4.12a ส่วนระดับน้ำอิสระที่กระทำต่อมวลดินจะแสดงด้วยอัตราส่วน L/H โดยที่ L คือ ระดับน้ำอิสระอ้างอิงจากระดับของส่วนบนของความลาด เมื่อ L มีเครื่องหมายเป็นบวกหมายถึง ระดับน้ำอิสระอยู่ต่ำกว่าระดับของความลาด ส่วนเมื่อ L มีเครื่องหมายเป็นลบหมายถึงระดับน้ำอิสระ อยู่สูงกว่าระดับของความลาดซึ่งก็หมายถึงความลาดที่จมอยู่ใต้น้ำนั่นเอง H คือความสูงของความ ลาด โดยการคำนวณหาค่าสัดส่วนความปลอดภัยในกรณีดังกล่าวนี้จะพิจารณาที่อัตราส่วน L/H ตั้ง แต่ -0.2 ถึง 1.0

รูปที่ 4.13a แสดงผลการวิเคราะห์ค่าสัดส่วนความปลอดภัย (FS) ที่อัตราส่วน L/H ค่าต่างๆ ด้วยวิธี Numerical Limit Analyses จากผลการวิเคราะห์พบว่า ช่วงของผลการคำนวณ LB-UB ค่อนข้างกว้างประมาณ $\pm 10\%$ โดยค่า FS จะมีค่าคงที่เมื่อค่า L/H มีค่าน้อยกว่า 0.1 และจะมีค่าลดลง อย่างต่อเนื่องเมื่อค่า L/H มีค่าสูงขึ้นจนถึง 1.0 โดยมีช่วงของผลการคำนวณ LB-UB ค่อนข้างกว้าง (ความกว้างของแถบเงา) ในรูปที่ 4.13a ยังแสดงผลการวิเคราะห์ค่า FS เปรียบเทียบกับผลการ คำนวณด้วยวิธีอื่นได้แก่ Finite Element โดย Griffiths (1999) และวิธี Limit Equilibrium ที่ใช้ทฤษฎี การคำนวณของ Bishop & Morgenstern (1960) ซึ่งแม้ผลการคำนวณที่แสดงในรูปที่ 4.13a โดยวิธี Numerical Limit Analyses ที่มีช่วงของคำตอบ LB-UB ที่ค่อนข้างกว้างแต่ก็สามารถครอบคลุมค่าที่ คำนวณโดยวิธีอื่นได้เป็นอย่างดี ยกเว้นในกรณีที่ค่า L/H มีค่าเท่ากับ 1 ซึ่งสัดส่วนความปลอดภัยที่ คำนวณโดยวิธีอื่นมีค่าสูงกว่าซึ่งแสดงว่าให้ผลการวิเคราะห์ที่ไม่ปลอดภัย รูปที่ 4.13b แสดงกล

ใการวิบัติของมวลดินโดยวิธี Numerical Upper Bound โดยพบว่าขนาดของมวลดินที่เกิดการวิบัติมีขนาดที่ค่อนข้างคงที่คือไม่เปลี่ยนแปลงตามค่า L/H

4.7 การวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาด 2 ด้านที่มีระดับน้ำอิสระตามธรรมชาติ

(Horizontal Free Surface) กระทำต่อความลาด (กรณีที่ 6)

ปัญหาความลาดที่จะพิจารณาในหัวข้อนี้เป็นกรณีที่อ้างอิงจากบทความของ Griffiths (1999) ซึ่งใช้วิธี Finite Element ในการคำนวณ โดยจะพิจารณาความลาด 2 ด้านโดยที่ด้านหน้าความลาดถูกสมมติให้มีระดับน้ำอิสระตามธรรมชาติเป็น 2 กรณีคือ 1) กรณีที่ไม่มีน้ำอยู่หน้าความลาดคือระดับน้ำอยู่ที่ Elev. 0.000 และ 2) กรณีที่มีน้ำอยู่หน้าความลาดคือระดับน้ำอยู่ที่ Elev. +17.100 โดยในกรณีที่ 2 นี้ เส้นผิวน้ำในความลาด (Pheratic Surface) ถูกสมมติให้ลดลงเป็นเส้นตรงจากระดับน้ำหน้าความลาดถึงระดับน้ำหลังความลาดโดยลักษณะทางเรขาคณิตของความลาดดังกล่าวได้แสดงในรูปที่ 4.12b และความลาดมีคุณสมบัติในการรับแรงเฉือนคือ $\phi' = 37^\circ$ และมีค่า $c' = 13.8 \text{ kN/m}^2$ และมีหน่วยน้ำหนักทั้งหมด (γ) เท่ากับ 18.2 kN/m^3

ผลการคำนวณค่าสัดส่วนความปลอดภัยในปัญหาดังกล่าวด้วยวิธี Numerical Limit Analyses พบว่าในกรณีที่ 1 คือระดับน้ำอยู่ที่ Elev. 0.000 จะคำนวณค่าสัดส่วนความปลอดภัย (FS) ได้เท่ากับ 2.35-2.46 และในกรณีที่ 2 คือระดับน้ำอยู่ที่ Elev. +17.100 จะคำนวณค่าสัดส่วนความปลอดภัย (FS) ได้เท่ากับ 2.04-2.13 โดยค่าสัดส่วนความปลอดภัยมีแนวโน้มลดลงเมื่อระดับน้ำหน้าความลาดสูงขึ้นเนื่องจากระดับน้ำหน้าความลาดจะทำให้เกิดแรงดัน (Driving Force) เพื่อผลักดันให้ความลาดเกิดการวิบัติได้ง่ายกว่ากรณีที่ไม่มีน้ำหน้าความลาด รูปที่ 4.14b แสดงกลไกการวิบัติเปรียบเทียบทั้งสองกรณีที่คำนวณโดยวิธี Numerical Limit Analyses โดยเลือกแสดงเฉพาะบริเวณที่เกิดการวิบัติซึ่งสามารถอ้างอิงตำแหน่งดังกล่าวได้จากกรอบ (Refined area) ที่แสดงในรูปที่ 4.14a

รูปที่ 4.12c แสดงผลการคำนวณค่าสัดส่วนความปลอดภัยที่คำนวณด้วยวิธี Finite Element โดย Griffiths (1999) ซึ่งคำนวณค่าสัดส่วนความปลอดภัยได้เท่ากับ 2.4 ในกรณีที่ระดับน้ำอยู่ที่ Elev. 0.000 และคำนวณค่าสัดส่วนความปลอดภัยได้เท่ากับ 1.9 ในกรณีที่ระดับน้ำอยู่ที่ Elev. +17.100 จากการเปรียบเทียบพบว่า วิธี Numerical Limit Analyses ให้ค่าสัดส่วนความปลอดภัยที่สอดคล้องกับวิธี Finite Element เป็นอย่างดีคือสามารถคำนวณค่าสัดส่วนความปลอดภัยได้เท่ากับ 2.35-2.46 และ 2.04-2.13 ใน 2 กรณีตามลำดับ

เมื่อเปรียบเทียบลักษณะของการวิบัติของความลาดจากผลการคำนวณโดยวิธี Finite Element และวิธี Numerical Limit Analyses โดยพิจารณาที่รูป 4.12c กับ 4.14b พบว่าลักษณะของการเกิดการวิบัติยังมีความสอดคล้องกันคือเกิดการวิบัติในลักษณะของ Toe Failure ซึ่งเป็นการวิบัติในระดับต้นเมื่อระดับน้ำหน้าความลาดอยู่ที่ Elev. 0.000 และเกิดการวิบัติแบบ Deep Seated Failure โดยขอบเขตการวิบัติจะขยายตัวถึงชั้น Rigid Base เมื่อระดับน้ำหน้าความลาดอยู่ที่ Elev. +17.100

4.8 การวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดที่ประกอบด้วยดินเหนียว 3 ชั้น (กรณีที่ 7)

ปัญหาความลาดที่จะพิจารณาในหัวข้อนี้เป็นกรณีที่อ้างอิงจากบทความของ Jiang&Magnan (1997) ซึ่งใช้วิธี Upper Bound Limit Analysis ในการคำนวณ โดยการวิเคราะห์ในปัญหานี้จะพิจารณาความลาดที่ประกอบด้วยชั้นดินเหนียว 3 ชั้นที่มีค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำไม่เท่ากัน รูปที่ 4.15a แสดงลักษณะทางเรขาคณิตของปัญหาดังกล่าวโดยมีความชันของความลาดในอัตราส่วน 3:1 และมีความสูงของความลาด (H) เท่ากับ 6 ม. โดยที่ชั้นดินแต่ละชั้นมีความหนา 4.50 ม. ดินเหนียวชั้นบนสุดมีค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำ $c_{u1} = 30$ kPa ส่วนดินเหนียวชั้นกลางและชั้นล่างมีค่า c_u คือ c_{u2} และ c_{u3} เท่ากับ 20 kPa และ 150 kPa ตามลำดับ โดยมีความหน่วงน้ำหนักของดินในแต่ละชั้น (γ) เท่ากับ 18 kN/m^3

ผลการคำนวณโดยวิธี Numerical Limit Analyses ได้ค่าสัดส่วนความปลอดภัย (FS) มีค่าเท่ากับ 1.41–1.49 ดังแสดงในรูปที่ 4.15c ซึ่งมีค่าใกล้เคียงกับผลการคำนวณปัญหานี้ด้วยวิธีอื่นๆ เช่น

1. ผลการคำนวณของ Low (1989) ด้วยวิธี Semi-Analytical ที่คำนวณค่า FS ได้เท่ากับ 1.45
2. ผลการคำนวณด้วยวิธี Ordinary Method of Slices และ วิธี Simplified Methods ที่ใช้ทฤษฎีการคำนวณของ Bishop ที่คำนวณค่า FS ได้เท่ากับ 1.44
3. ผลการคำนวณด้วยวิธี Upper Bound Limit Analysis โดย Jiang&Magnan (1997) ที่คำนวณค่า FS ได้เท่ากับ 1.48

และเมื่อเปรียบเทียบกลไกการวิบัติที่คำนวณได้ด้วยวิธี Numerical Upper Bound Limit Analysis ในรูปที่ 4.15c กับผลการคำนวณของ Low (1989) ซึ่งแสดงด้วยระนาบการวิบัติที่ใช้ในการคำนวณด้วยวิธี Semi-Analytical และผลการคำนวณของ Jiang&Magnan (1997) ซึ่งแสดงด้วย Velocity Field จากการคำนวณด้วยวิธี Upper Bound Limit Analysis จากรูปที่ 4.15b พบว่า ลักษณะและขนาดของมวลดินที่เกิดการวิบัติมีความสอดคล้องกันคือจะเกิดการวิบัติเฉพาะในส่วนของดินเหนียว 2 ชั้นบนเท่านั้นและไม่เกิดการวิบัติในมวลดินชั้นล่างที่มีค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำ $c_{u3} = 150$ kPa

4.9 การวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดบนดินเหนียวอ่อน (กรณีที่ 8)

ปัญหาความลาดที่จะพิจารณาในหัวข้อนี้เป็นกรณีที่อ้างอิงจากบทความของ Jiang&Magnan (1997) ซึ่งใช้วิธี Upper Bound Limit Analysis ในการคำนวณ โดยลักษณะปัญหาที่จะพิจารณาในกรณีนี้ 8 นี้จะเป็นกรณีของความลาดที่อยู่บนชั้นดินเหนียวอ่อน ซึ่งลักษณะทางเรขาคณิตและคุณสมบัติด้านกำลังรับแรงเฉือนดังแสดงในรูปที่ 4.16a ความลาดมีค่าพารามิเตอร์ในการรับแรงเฉือน $\phi' = 15^\circ$ $c = 95$ kPa $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ และมีความชันของความลาดในอัตราส่วน 2:1 โดยมีความสูงของความลาด (H) เท่ากับ 8 ม. ความลาดดังกล่าววางอยู่บนชั้นดิน

เหนียวที่มีค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำ (c_u) คงที่เท่ากับ 15 kPa หนา 4 ม. และมีค่า c_u เพิ่มขึ้นตามความลึกจาก 15 kPa จนมีค่าเท่ากับ 30 kPa ในความลึกอีก 4 ม. ถัดไป

ผลการคำนวณโดยวิธี Numerical Limit Analyses ได้ค่าสัดส่วนความปลอดภัย (FS) มีค่าเท่ากับ 1.20–1.43 ดังแสดงในรูปที่ 4.16c ซึ่งมีค่าสอดคล้องกับผลการคำนวณด้วยวิธีอื่นๆ เช่น ผลการคำนวณของ Low (1989) ด้วยวิธี Semi-Analytical ที่คำนวณค่า FS ได้เท่ากับ 1.378 ผลการคำนวณด้วยวิธี Ordinary Method of Slices ที่คำนวณค่า FS ได้เท่ากับ 1.36 และผลการคำนวณด้วยวิธี Upper Bound Limit Analysis โดย Jiang&Magnan (1997) ที่คำนวณค่า FS ได้เท่ากับ 1.25 เมื่อเปรียบเทียบกลไกการวิบัติพบว่า ขนาดของมวลดินที่เกิดการวิบัติจากการคำนวณด้วยวิธี Numerical Limit Analyses ดังแสดงในรูปที่ 4.16c มีขนาดเล็กกว่าขนาดของมวลดินที่เกิดการวิบัติจากการคำนวณของ Low (1989) และ Jiang&Magnan (1997) ในรูปที่ 4.16b โดยสังเกตจากขนาดของเวกเตอร์ที่แสดงถึงขนาดของการเคลื่อนตัวของมวลดิน

4.10 การวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดที่มีการเพิ่มเสถียรภาพด้วย Berm (กรณีที่ 9)

ปัญหาความลาดที่จะพิจารณาในหัวข้อนี้เป็นกรณีที่อ้างอิงจากบทความของ Jiang&Magnan (1997) ซึ่งใช้วิธี Upper Bound Limit Analysis ในการคำนวณ โดยทำการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดที่มีการเพิ่มเสถียรภาพด้วย Berm ที่มีความกว้าง 2 ค่าซึ่งเท่ากับ 6.1 และ 12.2 ม. รูปที่ 4.17a แสดงลักษณะทางเรขาคณิตและพารามิเตอร์ด้านกำลังรับแรงเฉือนของปัญหาที่จะทำการวิเคราะห์ ความลาดมีความลาดชันเท่ากับ 2:1 ในขณะที่ Berm มีความลาดชันเท่ากับ 2.5:1 และความลาดและชั้นดินประกอบด้วยชั้นดินที่มีค่าพารามิเตอร์กำลังรับแรงเฉือนไม่เท่ากันดังแสดงในรูปที่ 4.17a

ความลาดที่จะทำการวิเคราะห์ในหัวข้อนี้เป็นคลองส่งน้ำที่ได้รับการออกแบบโดย Skempton ในปี ค.ศ. 1946 ซึ่งความกว้างของ Berm ที่ใช้ในการออกแบบจริงๆ มีค่าเท่ากับ 12.2 ม. โดยมีค่าสัดส่วนความปลอดภัย (FS) เท่ากับ 1.2 สำหรับการออกแบบให้ความกว้างของ Berm มีค่าเท่ากับ 6.1 ม. สามารถคำนวณค่าสัดส่วนความปลอดภัย (FS) ได้เท่ากับ 1.0

ผลการวิเคราะห์โดยวิธี Numerical Limit Analyses แสดงในรูปที่ 4.17b โดยคำนวณค่าสัดส่วนความปลอดภัยแบ่งออกเป็น 2 กรณีคือ 1.พิจารณาสัดส่วนความปลอดภัยของความลาดเมื่อมีความกว้างของ Berm เท่ากับ 6.1 ม. และ 2.พิจารณาสัดส่วนความปลอดภัยของความลาดเมื่อมีความกว้างของ Berm เท่ากับ 12.2 ม. โดยในกรณีที่ Berm มีความกว้างเท่ากับ 6.1 ม. คำนวณค่าสัดส่วนความปลอดภัย (FS) ได้เท่ากับ 0.86-0.91 และในกรณีที่ Berm มีความกว้างเท่ากับ 12.2 ม. คำนวณค่าสัดส่วนความปลอดภัย (FS) ได้เท่ากับ 0.89-1.00 โดยทั้ง 2 กรณีจะมีขนาดของมวลดินที่เกิดการวิบัติใกล้เคียงกัน

เมื่อเปรียบเทียบผลการคำนวณโดยวิธี Numerical Limit Analyses ในกรณีนี้ที่ 1 คือมีความกว้างของ Berm เท่ากับ 6.1 ม. กับผลการคำนวณในกรณีนี้ด้วยวิธีอื่นๆพบว่า

- การคำนวณของ Skempton (1946) ด้วยวิธี Limit Equilibrium ซึ่งใช้เส้นระนาบการวิบัติที่เป็นส่วนโค้งของวงกลม (Slip Circle Method) ในการคำนวณแสดงในรูปที่ 4.17c ด้วยเส้น B ซึ่งคำนวณค่า FS = 1.0
- การคำนวณของ Upper Bound Limit Analysis โดย Jiang&Magnan (1997) คำนวณค่า FS = 0.905
- การคำนวณด้วยวิธี Limit Equilibrium ที่ใช้ทฤษฎีการคำนวณของ Bishop's Simplified Method และ Morgenstern&Price โดย Chen (1992) ซึ่งได้ค่าสัดส่วนความปลอดภัย (FS) เท่ากับ 0.899 และ 0.864 ตามลำดับ ระนาบการวิบัติที่ใช้ในการคำนวณของ Chen (1992) แสดงในรูปที่ 4.17c ด้วยเส้น C และ A สำหรับการคำนวณด้วยทฤษฎีของ Bishop's Simplified Method และของ Morgenstern&Price ตามลำดับ

เมื่อเปรียบเทียบผลการคำนวณค่าสัดส่วนความปลอดภัยที่คำนวณด้วยวิธี Numerical Limit Analyses กับผลการคำนวณด้วยวิธีอื่นๆพบว่า ผลการคำนวณของ Chen (1992) และ Jiang&Magnan (1997) สอดคล้องเป็นอย่างดีกับผลการคำนวณด้วยวิธี Numerical Limit Analyses คือ ค่า FS ที่คำนวณด้วยวิธีอื่นตกอยู่ในช่วงของค่าขอบเขตบนและขอบเขตล่างที่คำนวณได้จากวิธี Numerical Limit Analyses ในขณะที่ Skempton (1946) คำนวณค่า FS ได้สูงกว่าค่าที่คำนวณด้วยวิธี Numerical Limit Analyses นั่นคือผลการคำนวณของ Skempton (1946) ไม่ปลอดภัย เมื่อเปรียบเทียบขนาดของมวลดินที่เกิดการวิบัติในรูปที่ 4.17b และ 4.17c พบว่า มวลดินที่เกิดการวิบัติจากการคำนวณด้วยวิธีอื่นมีขนาดใกล้เคียงกับขนาดของมวลดินที่เกิดการวิบัติที่คำนวณได้จากวิธี Numerical Upper Bound Limit Analysis

เมื่อเปรียบเทียบผลการคำนวณโดยวิธี Numerical Limit Analyses ในกรณีนี้ที่ 2 คือมีความกว้างของ Berm เท่ากับ 12.2 ม. กับผลการคำนวณในกรณีนี้ด้วยวิธีอื่นๆพบว่า

- การคำนวณของ Skempton (1946) ด้วยวิธี Limit Equilibrium ซึ่งใช้เส้นระนาบการวิบัติที่เป็นส่วนโค้งของวงกลมที่แสดงในรูปที่ 4.17c ด้วยเส้น B ได้ค่า FS = 1.2
- การคำนวณของ Upper Bound Limit Analysis โดย Jiang&Magnan (1997) ได้ค่า FS = 1.007
- การคำนวณด้วยวิธี Limit Equilibrium ที่ใช้ทฤษฎีการคำนวณของ Bishop's Simplified Method และ Morgenstern&Price โดย Chen (1992) ซึ่งได้ค่าสัดส่วนความปลอดภัย (FS) = 1.068 และ 0.974 ตามลำดับ

การเปรียบเทียบผลการคำนวณค่าสัดส่วนความปลอดภัยที่คำนวณด้วยวิธี Numerical Limit Analyses กับผลการคำนวณด้วยวิธีอื่นๆพบว่า ผลการคำนวณของ Chen (1992) และ

Jiang&Magnan (1997) สอดคล้องเป็นอย่างดีกับผลการคำนวณด้วยวิธี Numerical Limit Analyses ที่คำนวณค่า FS=0.89-1.00 ในขณะที่ Skempton (1946) คำนวณค่า FS ได้สูงกว่าค่าที่คำนวณด้วยวิธี Numerical Limit Analyses ซึ่งจากการเปรียบเทียบทั้ง 2 กรณีพบว่าผลการคำนวณด้วยวิธี Limit Equilibrium ซึ่งใช้เส้นระนาบการวิบัติที่เป็นส่วนโค้งของวงกลมโดย Skempton (1946) ให้ค่าสัดส่วนความปลอดภัยและไม่เหมาะสมกับการนำไปใช้ออกแบบในทางปฏิบัติ

4.11 การคำนวณเสถียรภาพของความลาดซึ่งเป็นกรณีศึกษาของการพังทลายของทางหลวง หมายเลข 3261 (กรณีที่ 10)

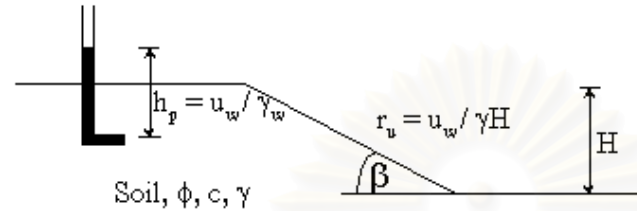
การศึกษาในหัวข้อนี้เป็นการคำนวณเสถียรภาพความลาดของทางหลวงหมายเลข 3261 ซึ่งเกิดการพังทลายขึ้นจริงๆ สาเหตุของการพังทลายเกิดจากการขุดลอกท้องคลองประกอบกับมีการลดลงของระดับน้ำในคลองจนแห้ง การขุดลอกท้องคลองและการลดลงของระดับน้ำในคลองทำให้ Resisting Moment มีค่าลดลง ลักษณะทางเรขาคณิตและพารามิเตอร์การรับแรงเฉือนของคันทาง ดังกล่าวได้แสดงในรูปที่ 4.18a สำหรับกรณีที่ 1 คือก่อนมีการขุดลอกคลอง และรูปที่ 4.18b สำหรับกรณีที่ 2 คือหลังจากมีการขุดลอกคลอง คุณสมบัติของความลาดจะประกอบด้วยชั้นทรายถมที่มีค่า $\phi' = 30^\circ$ และมีค่า $\gamma = 1.922 \text{ t/m}^3$ ที่วางอยู่บนชั้นดินเหนียวอ่อนที่มีค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำ $s_u = 1.4 \text{ t/m}^2$ และชั้นดินเหนียวแข็งปานกลางที่มีค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำ $s_u = 5.0 \text{ t/m}^2$ ในระดับความลึกถัดไป โดยในทั้งสองกรณียังจะได้พิจารณาผลของระดับน้ำในคลอง ที่มีต่อเสถียรภาพของคันทางอีกด้วย โดยจะพิจารณาระดับน้ำในคลองอยู่ที่ระดับ -2.685 และระดับ -5.960 (ระดับน้ำแห้ง) สำหรับกรณีก่อนมีการขุดลอกคลอง และพิจารณาระดับน้ำในคลองอยู่ที่ระดับ -2.844 และระดับ -6.960 (ไม่มีน้ำในคลอง) สำหรับกรณีที่มีการขุดลอกคลอง นอกจากนั้นยังจะได้เปรียบเทียบกับผลการคำนวณโดยวิธี Numerical Limit Analyses กับผลการคำนวณโดยวิธี Limit Equilibrium ที่ใช้โปรแกรม UTEXAS3 ในการคำนวณ

รูปที่ 4.19 แสดงผลการคำนวณในกรณีที่ 1 คือก่อนมีการขุดลอกคลองโดยวิธี Numerical Limit Analyses โดยคำนวณค่าสัดส่วนความปลอดภัย FS = 1.20-1.24 เมื่อระดับน้ำในคลองอยู่ที่ -2.685 และค่าสัดส่วนความปลอดภัย FS = 1.00-1.02 เมื่อระดับน้ำในคลองอยู่ที่ -5.960 จากผลการคำนวณดังกล่าวสามารถคาดคะเนได้ว่าความลาดจะไม่เกิดการวิบัติเมื่อระดับน้ำในคลองอยู่ที่ -2.685 และจะมีค่าสัดส่วนความปลอดภัยลดลงเมื่อระดับน้ำในคลองลดลงจนเกิดการวิบัติเมื่อระดับน้ำอยู่ที่ -5.960 ผลการคำนวณโดยวิธี Numerical Upper Bound พบว่าการวิบัติจะเกิดในลักษณะของ Deep Seated Failure ซึ่งเมื่อเปรียบเทียบกับผลการคำนวณโดยวิธี Limit Equilibrium โดยใช้โปรแกรม UTEXAS3 พบว่า วิธี Limit Equilibrium คำนวณค่า FS ได้สูงมากในกรณีที่ระดับน้ำอยู่ที่ -2.685 คือมีค่า FS = 2.04 สาเหตุของการคำนวณที่ไม่ปลอดภัยด้วยวิธี Limit Equilibrium ซึ่งได้ FS = 2.04 เนื่องจากการใช้ระนาบการวิบัติที่เป็นส่วนโค้งของวงกลม (Circular Shear Surface) ในทาง

ตรงข้าม การคำนวณโดยวิธี Limit Equilibrium ให้ผลใกล้เคียงกับผลการคำนวณโดยวิธี Numerical Limit Analyses เมื่อระดับน้ำในคลองแห้งคือระดับน้ำอยู่ที่ -5.960 คือมีค่า FS เท่ากับ 1.05 และเมื่อเปรียบเทียบระนาบการวิบัติที่คำนวณด้วยวิธี Limit Equilibrium โดยใช้ Circular Shear Surface พบว่าได้กลไกการวิบัติใกล้เคียงกับผลการคำนวณด้วยวิธี Numerical Upper Bound Limit Analysis

รูปที่ 4.20 แสดงผลการคำนวณในกรณีที่ 2 คือหลังมีการขุดลอกคลองโดยวิธี Numerical Limit Analyses โดยมีค่าสัดส่วนความปลอดภัย FS = $1.02-1.09$ เมื่อระดับน้ำในคลองอยู่ที่ -2.844 และมีค่าสัดส่วนความปลอดภัย FS = $0.77-0.83$ เมื่อระดับน้ำในคลองอยู่ที่ -6.960 จากผลการคำนวณดังกล่าวพบว่าค่าสัดส่วนความปลอดภัยมีค่าค่อนข้างต่ำคือต่ำกว่า 1.0 ทั้งสองกรณีแสดงว่าผลจากการขุดลอกคลองมีผลทำให้เสถียรภาพของความลาดลดลงจนไม่มีความปลอดภัยในการใช้งาน ผลการคำนวณโดยวิธี Numerical Upper Bound พบว่าการวิบัติจะเกิดในลักษณะของ Deep Seated Failure ซึ่งเมื่อเปรียบเทียบกับผลการคำนวณโดยวิธี Limit Equilibrium โดยใช้ Circular Shear Surface พบว่าวิธี Limit Equilibrium คำนวณค่า FS ที่สอดคล้องกับผลการวิเคราะห์โดยวิธี Numerical Limit Analyses คือในกรณีที่ระดับน้ำอยู่ที่ -2.844 คำนวณค่า FS = 1.06 และกรณีที่ระดับน้ำอยู่ที่ -2.844 คำนวณค่า FS = 0.82 เมื่อเปรียบเทียบระนาบการวิบัติที่คำนวณด้วยวิธี Limit Equilibrium โดยใช้ Circular Shear Surface พบว่าขอบเขตการวิบัติของมวลดินใกล้เคียงกับผลการคำนวณด้วยวิธี Numerical Limit Analyses ในกรณีที่ระดับน้ำอยู่ที่ -2.844 แต่จะมีขนาดของการวิบัติเล็กกว่าที่คำนวณด้วยวิธี Numerical Limit Analyses ในกรณีที่ระดับน้ำอยู่ที่ -6.960

รายละเอียดของปัญหาความลาด



$\gamma H/c, r_u=0$

$\phi \backslash \beta$	15°	30°	45°	60°	75°	90°
10°	11.23-15.84 (17.03)	8.24-12.80 (21.68)	9.01-9.61 (3.22)	6.24-7.42 (8.65)	5.13-5.91 (7.07)	4.39-4.73 (3.74)
20°		25.00-32.54 (13.11)	15.60-17.39 (5.41)	8.25-10.94 (14.04)	7.49-7.73 (1.58)	5.27-5.70 (3.91)
30°			33.32-39.51 (8.50)	13.22-17.75 (14.62)	7.83-10.45 (14.38)	6.36-6.91 (4.20)
40°			193.53-237.32 (10.16)	26.15-35.55 (15.22)	10.88-15.57 (17.71)	7.80-8.81 (6.05)

$\gamma H/c, r_u=0.25$

$\phi \backslash \beta$	15°	30°	45°	60°	75°	90°
10°	10.86-13.98 (12.56)	8.65-10.87 (11.36)	7.77-8.16 (2.44)	5.60-6.44 (6.92)	4.52-5.16 (6.62)	3.97-4.26 (3.57)
20°		17.21-21.87 (11.91)	10.65-11.69 (4.65)	6.53-7.97 (9.90)	5.42-5.96 (4.76)	4.17-4.50 (3.81)
30°		41.55-59.54 (17.80)	15.24-17.61 (7.20)	7.22-9.88 (15.56)	5.05-6.52 (12.77)	4.17-4.58 (4.70)
40°			23.99-28.79 (9.10)	8.95-12.45 (16.35)	5.31-6.96 (13.39)	3.92-4.43 (6.12)

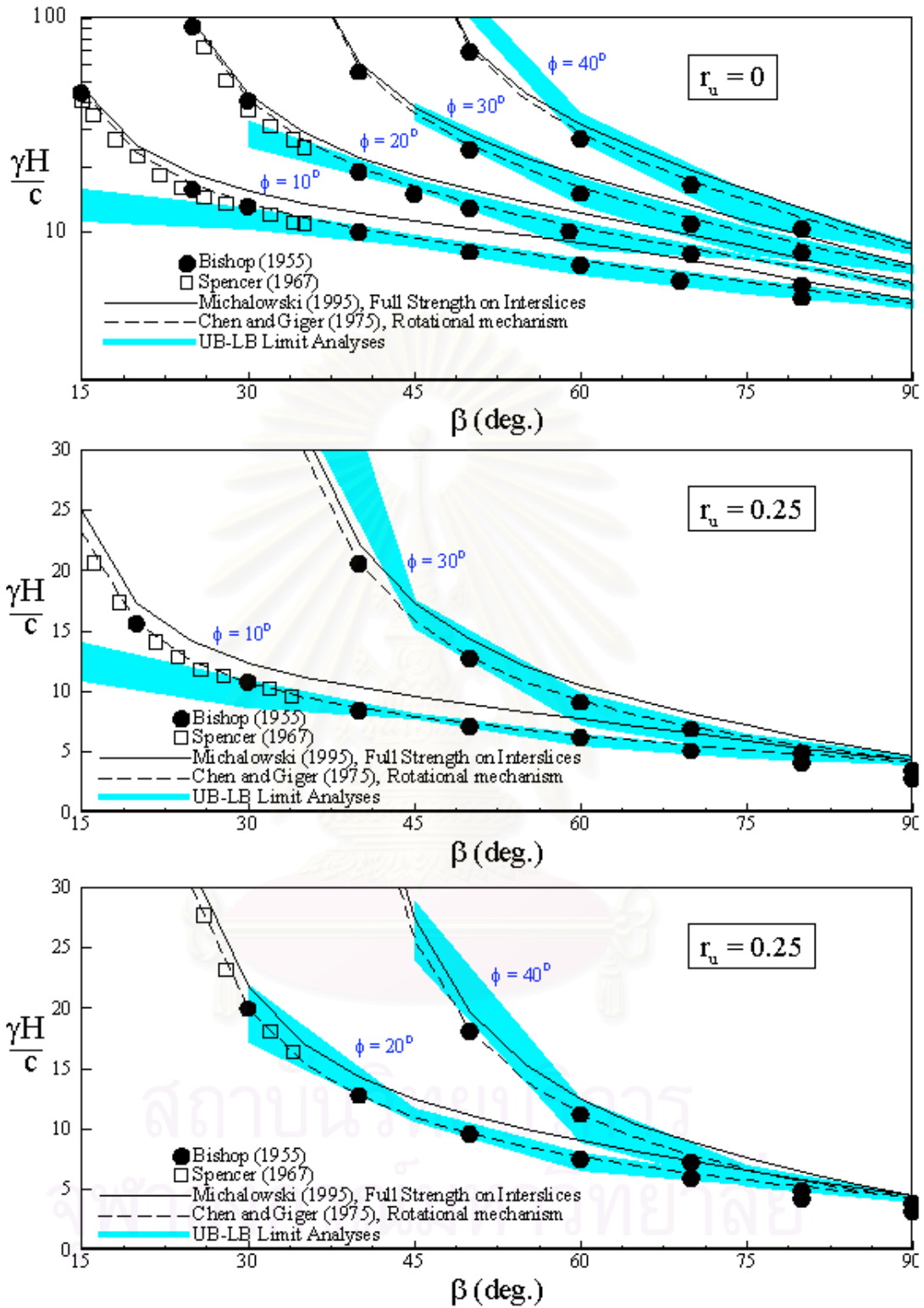
$\gamma H/c, r_u=0.50$

$\phi \backslash \beta$	15°	30°	45°	60°	75°	90°
10°	9.56-12.10 (11.71)	7.63-9.12 (8.91)	6.53-6.80 (1.99)	4.37-4.89 (5.68)	4.36-4.76 (4.35)	3.61-3.86 (3.41)
20°	21.54-29.40 (15.43)	11.30-13.62 (9.31)	7.81-8.27 (2.85)	4.78-6.22 (13.10)	4.23-4.80 (6.33)	3.39-3.68 (4.06)
30°		16.56-20.59 (10.85)	9.04-10.08 (5.44)	5.01-6.55 (13.29)	3.55-4.67 (13.63)	3.00-3.34 (5.45)
40°		32.04-39.17 (10.01)	10.54-12.39 (8.07)	5.11-6.85 (14.50)	3.26-4.33 (14.16)	2.44-2.64 (3.99)

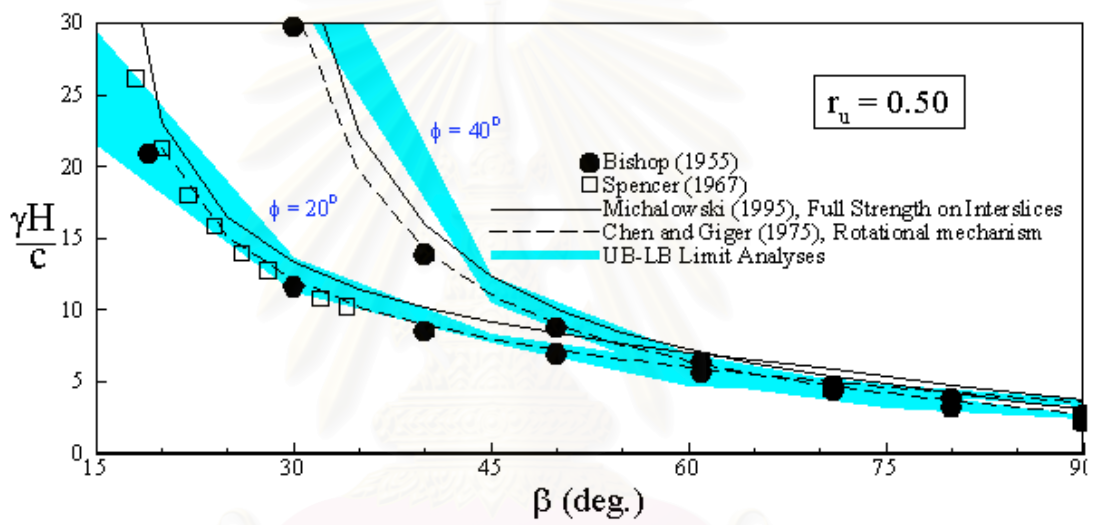
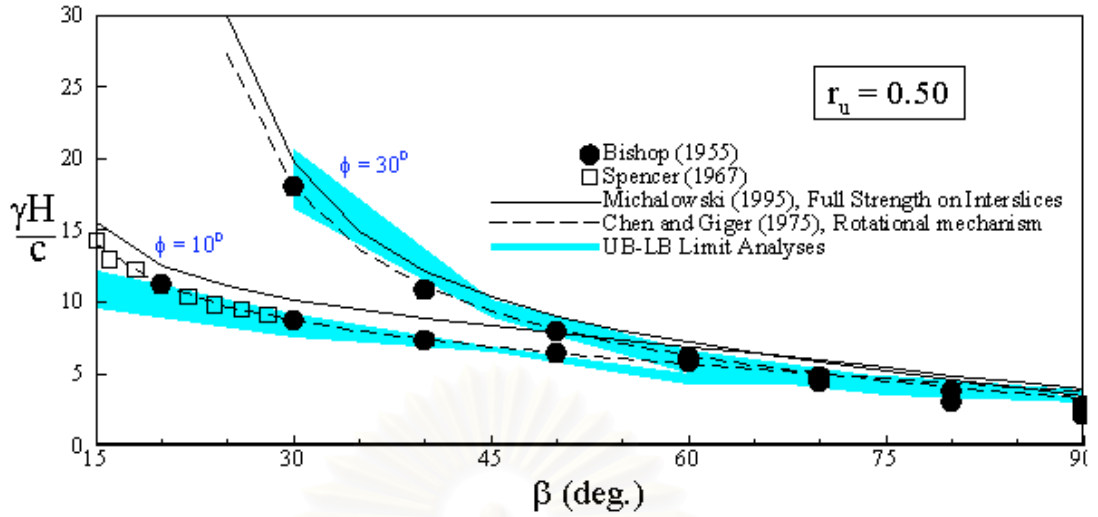
: ค่าในตารางคือค่า LB-UB

: ค่าในวงเล็บคือค่าเปอร์เซ็นต์ขอบเขต LB-UB เทียบกับค่าเฉลี่ย

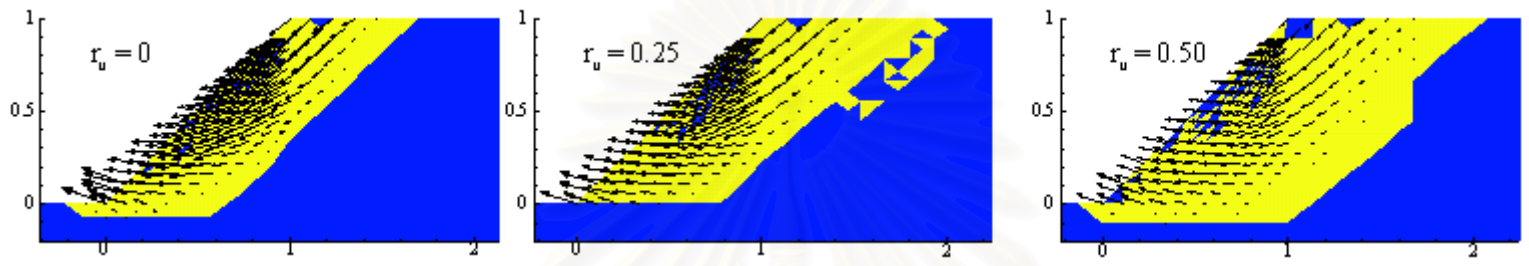
ตารางที่ 4.1 ผลการคำนวณค่า Stability Number จากการวิเคราะห์ Numerical Limit Analyses ของปัญหาความลาดที่อ้างอิงจาก Michalowski (1995)



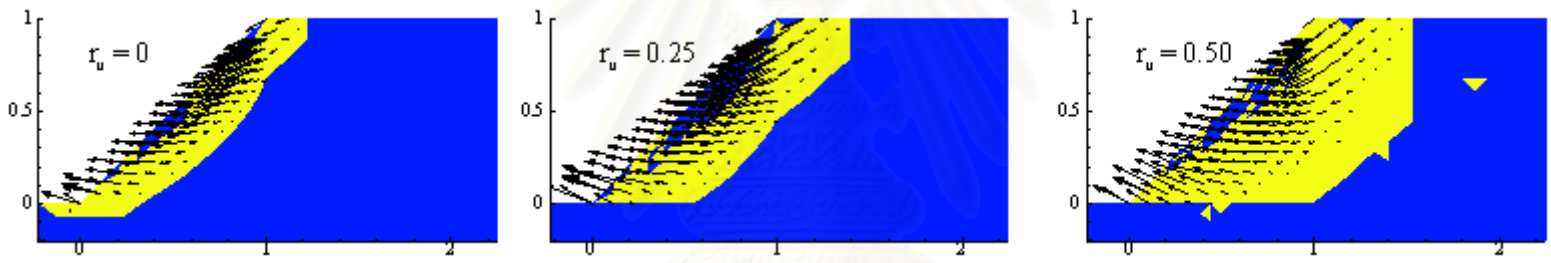
รูปที่ 4.1 ผลการคำนวณค่า Stability Number, $\gamma H/c$ ของปัญหาความลาด ($r_u = 0, 0.25$)
(อ้างอิงจากกรณีศึกษาของ Michalowski, 1995)



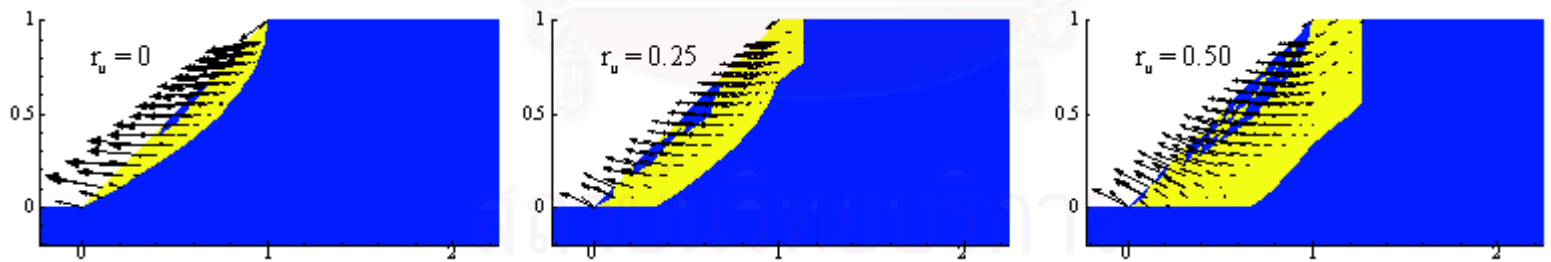
รูปที่ 4.2 ผลการคำนวณค่า Stability Number, $\gamma H/c$ ของปัญหาความลาด ($r_u = 0.50$)
(อ้างอิงจากกรณีศึกษาของ Michalowski, 1995)



a) Slope angle (β) = 45° , Friction angle (ϕ') = 20°

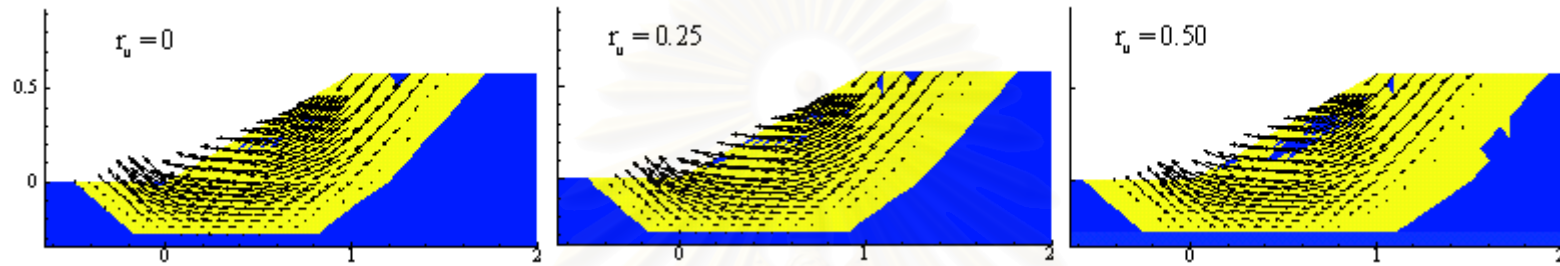


a) Slope angle (β) = 45° , Friction angle (ϕ') = 30°

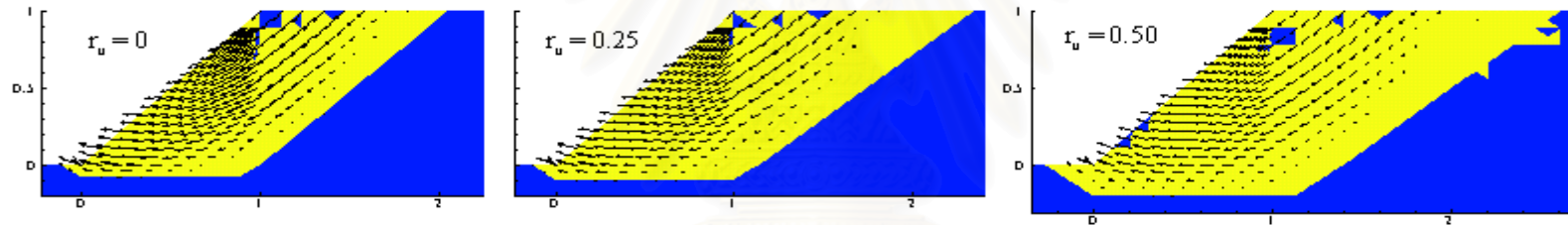


a) Slope angle (β) = 45° , Friction angle (ϕ') = 40°

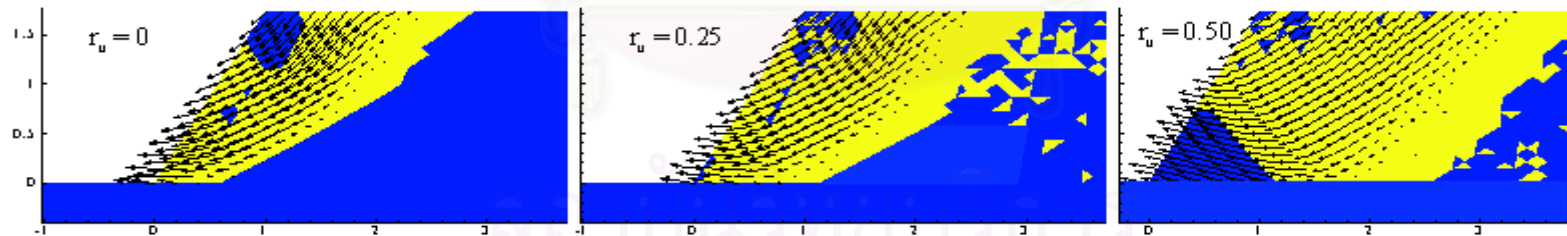
รูปที่ 4.3 กลไกการวิบัติจากการคำนวณ Numerical Upper bound สำหรับความลาดที่มีความชัน (β) เท่ากับ 45°



a) Slope angle (β) = 35° , Friction angle (ϕ') = 10°

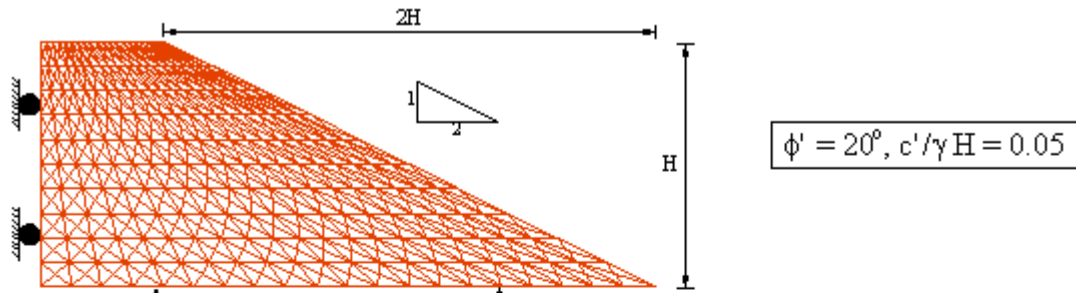


a) Slope angle (β) = 45° , Friction angle (ϕ') = 10°

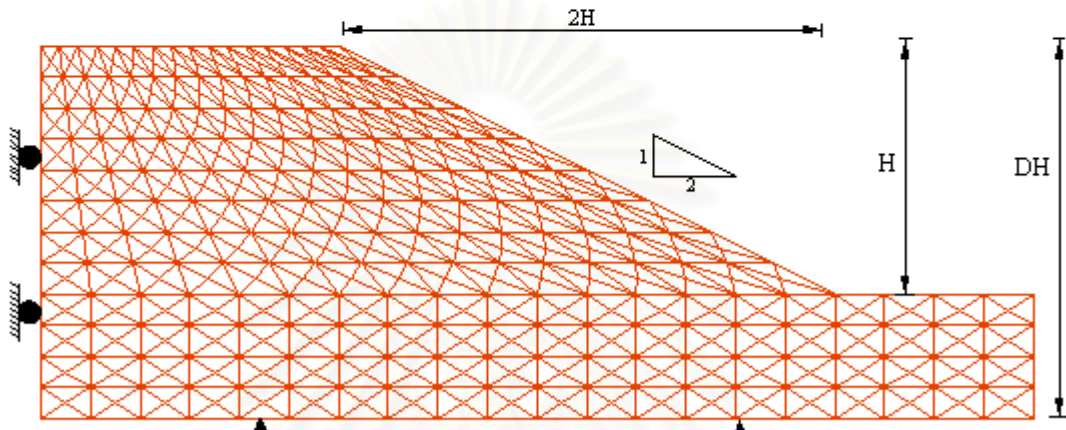


a) Slope angle (β) = 60° , Friction angle (ϕ') = 10°

รูปที่ 4.4 กลไกการวิบัติจากการคำนวณ Numerical Upper Bound สำหรับความลาดที่มีความชัน (β) เท่ากับ 30° , 45° , 60°



Homogeneous slope with no foundation layer ($D = 1.0$) กรณีศึกษาที่ 1



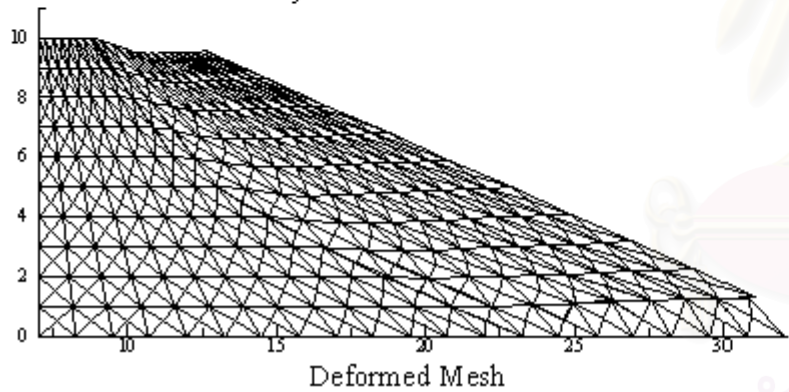
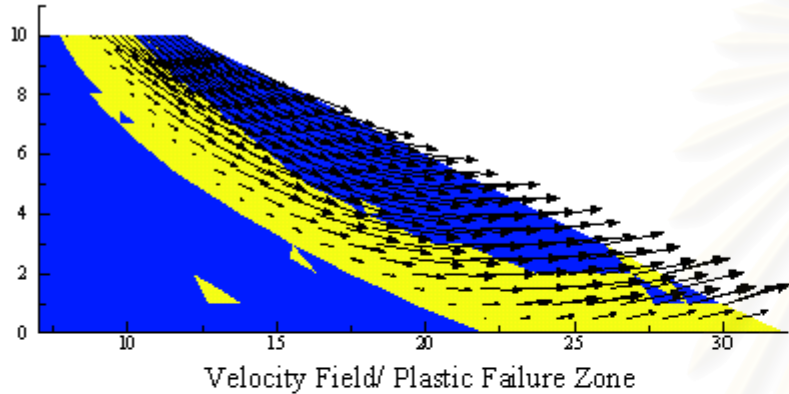
Homogeneous slope with a foundation layer ($D = 1.5$) กรณีศึกษาที่ 2

รูปที่ 4.5 รายละเอียดของปัญหาความลาดกรณีศึกษาที่ 1 และ 2

(อ้างอิงจากกรณีศึกษาของ Griffiths, 1999)

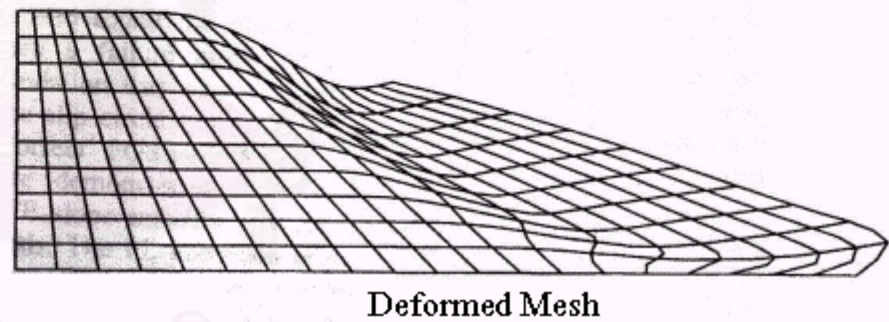
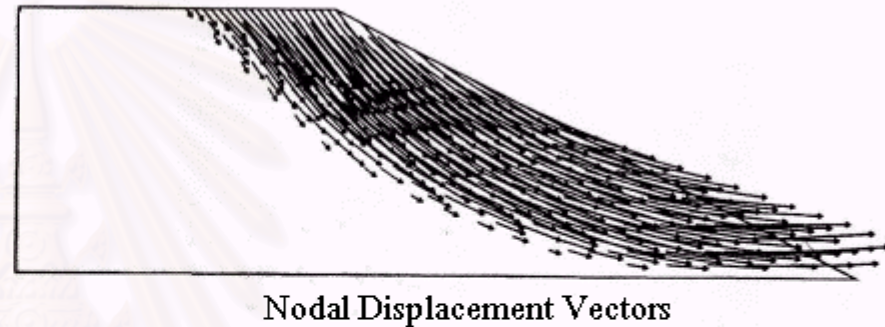
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

Result from Limit Analyses, FS = 1.13-1.32

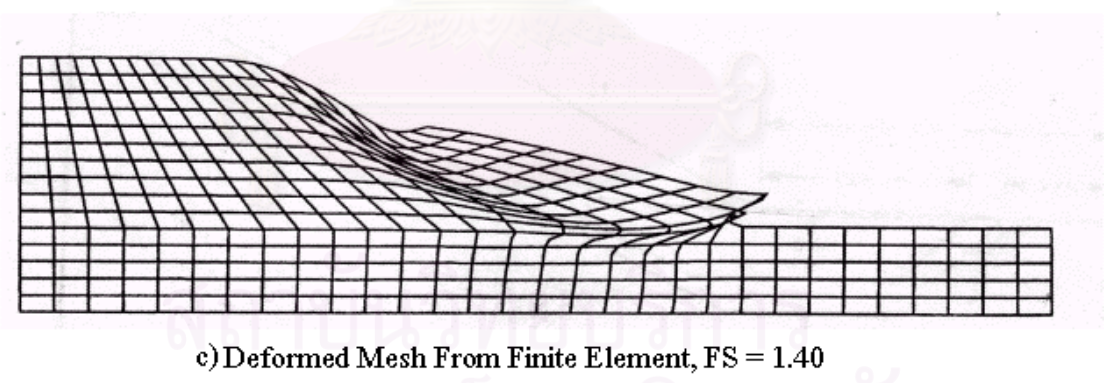
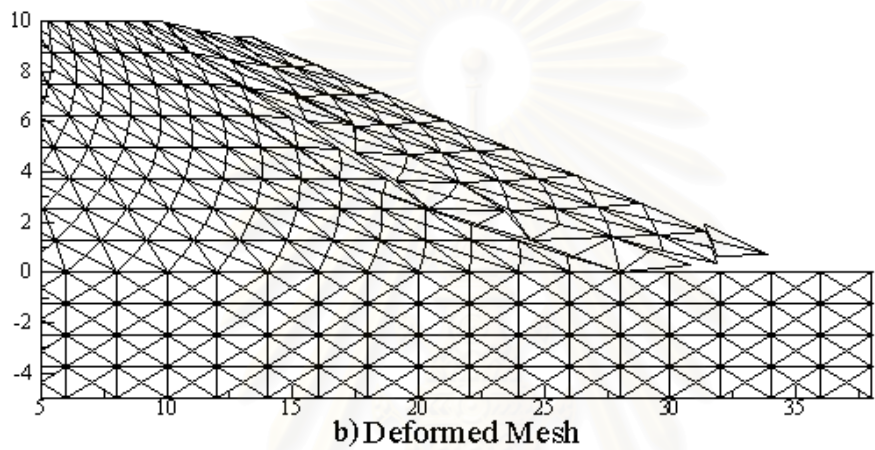
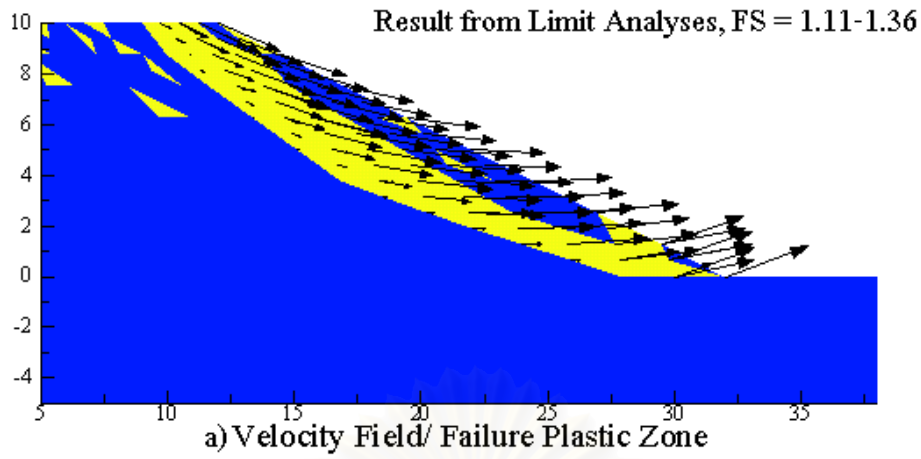


Result from Finite Element, FS = 1.40

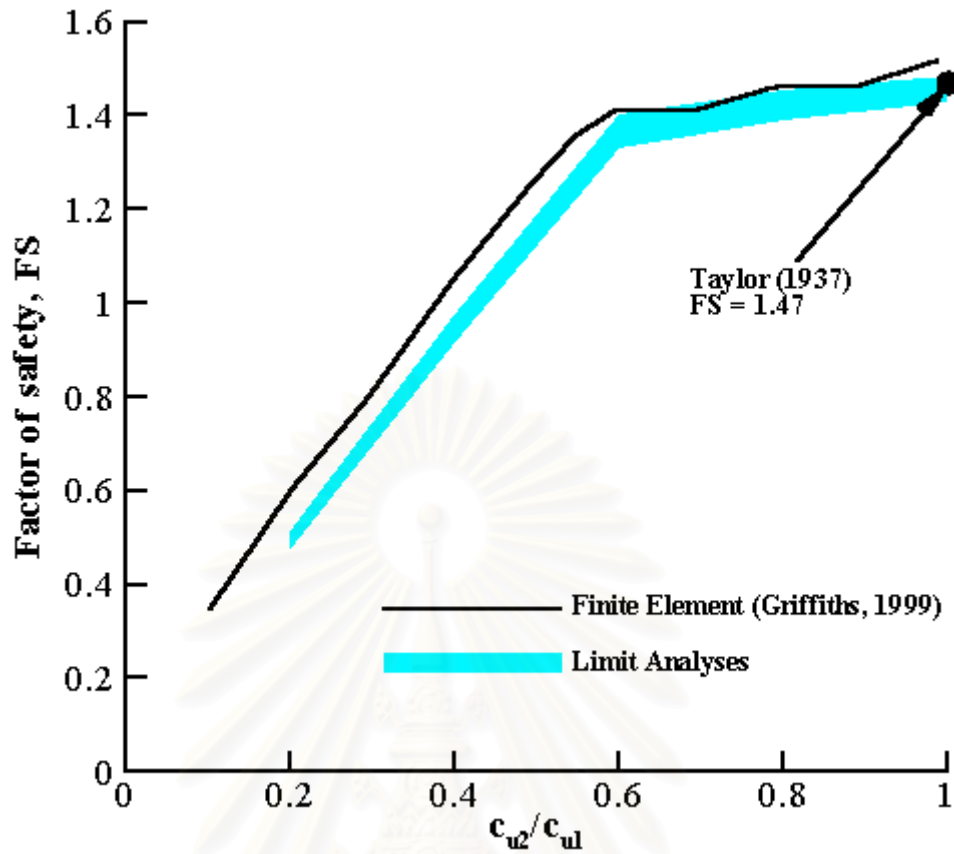
(อ้างอิงจาก Griffiths, 1999)



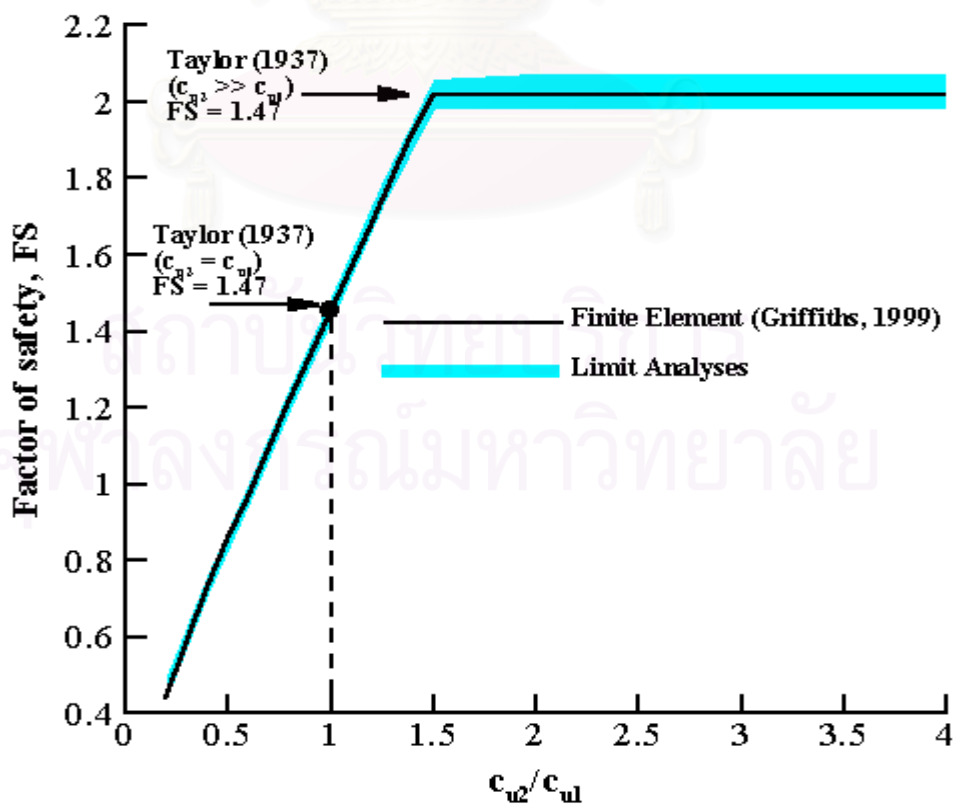
รูปที่ 4.6 การเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ในกรณีที่ 1 ระหว่างวิธี Numerical Limit Analyses และวิธี Finite Element โดย Griffiths (1999)



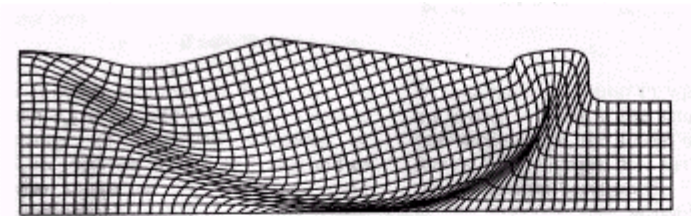
รูปที่ 4.7 การเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ในกรณีนี้ 2 ระหว่างวิธี Numerical Limit Analyses และวิธี Finite Element โดย Griffiths (1999)



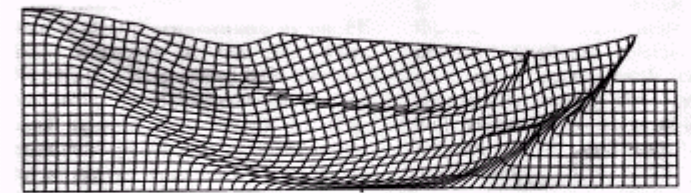
รูปที่ 4.9a ผลการคำนวณค่าสัดส่วนความปลอดภัย (Factor of safety, FS) ปัญหาความลาดสำหรับกรณีศึกษา
ที่ 3



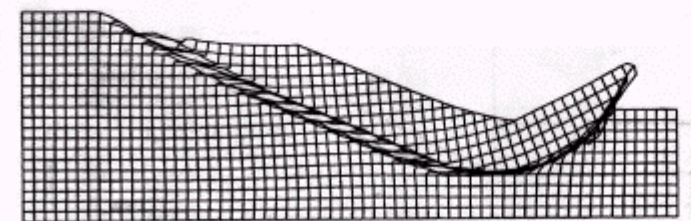
รูปที่ 4.9b ผลการคำนวณค่าสัดส่วนความปลอดภัย (Factor of safety, FS) ปัญหาความลาดสำหรับกรณีศึกษา
ที่ 4



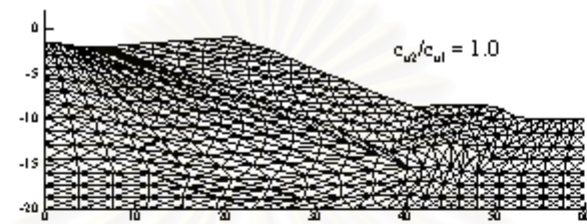
Deformed Mesh From Finite Element, $c_{u2}/c_{u1} = 1.0$



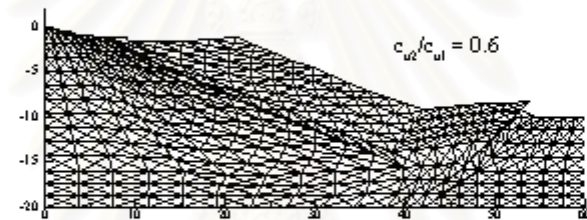
Deformed Mesh From Finite Element, $c_{u2}/c_{u1} = 0.6$



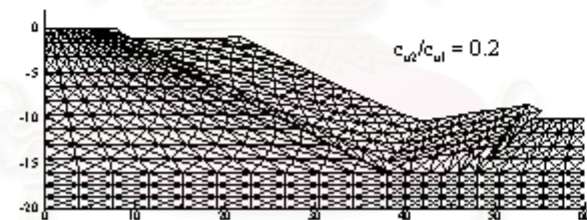
Deformed Mesh From Finite Element, $c_{u2}/c_{u1} = 0.2$



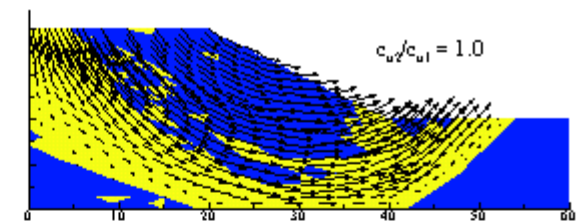
Deformed Mesh



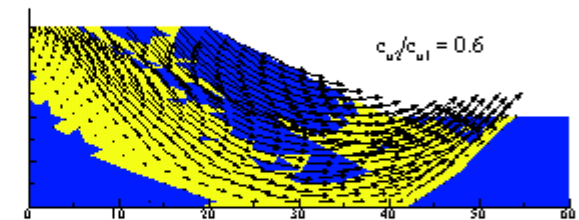
Deformed Mesh



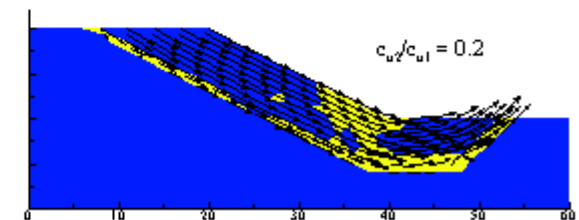
Deformed Mesh



Velocity Field/ Plastic Failure Zone

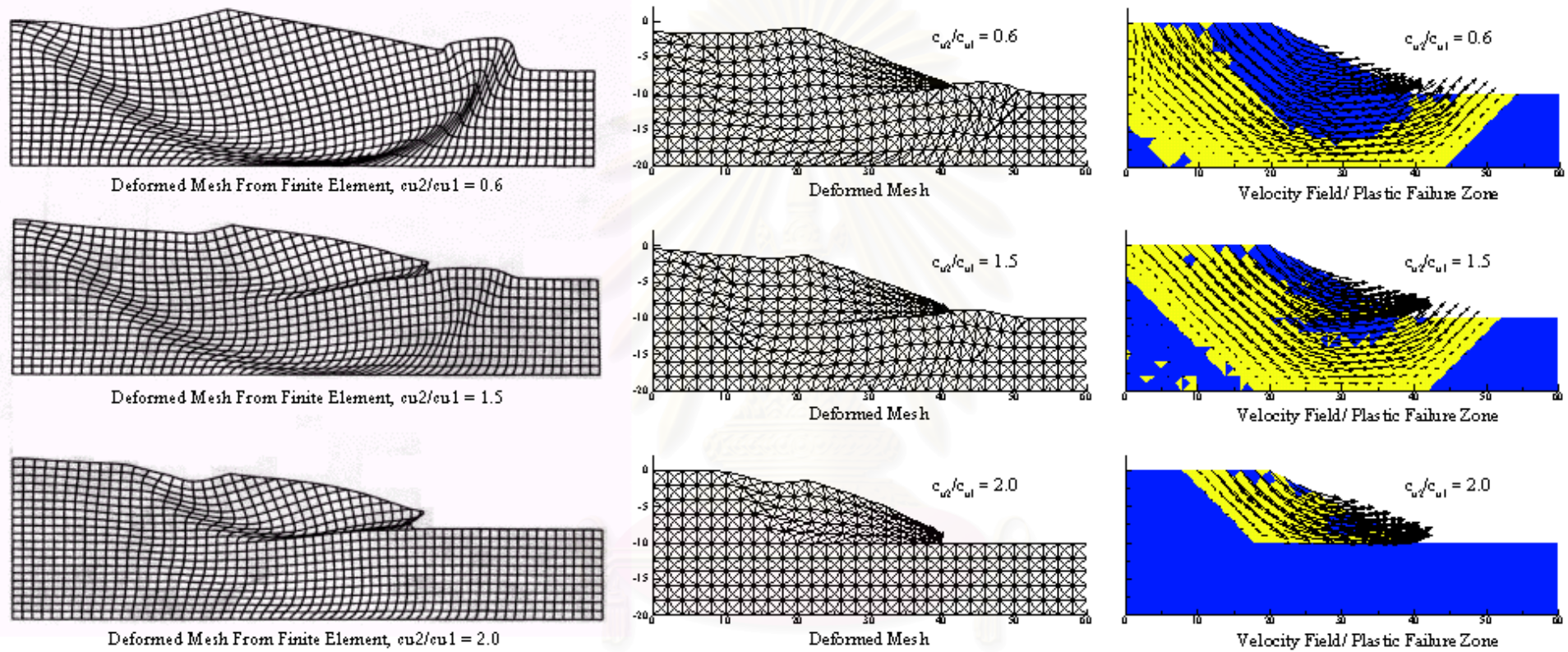


Velocity Field/ Plastic Failure Zone

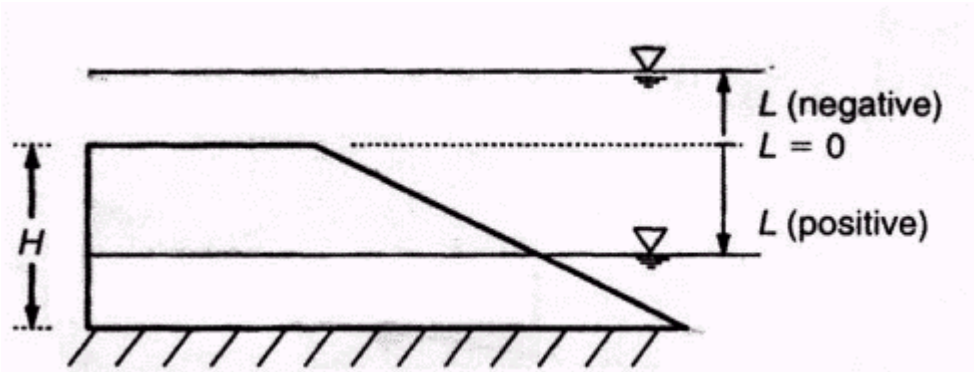


Velocity Field/ Plastic Failure Zone

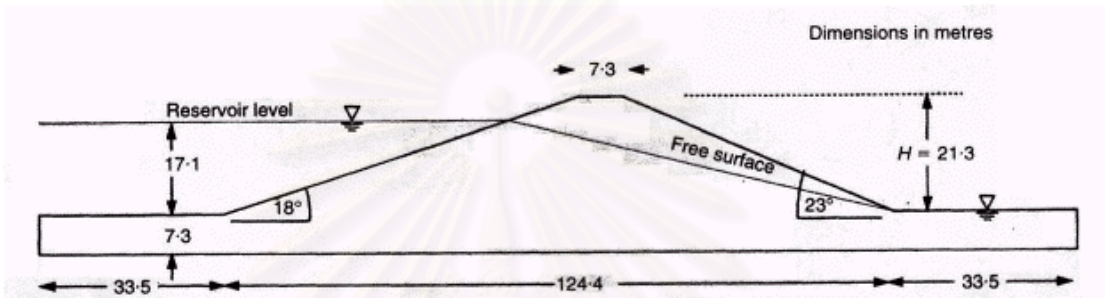
รูปที่ 4.10 ผลการวิเคราะห์ปัญหาความลาดสำหรับกรณีศึกษาที่ 3 โดยเปรียบเทียบระหว่างวิธี Finite Element โดย Griffiths (1999) และวิธี Numerical Limit Analyses



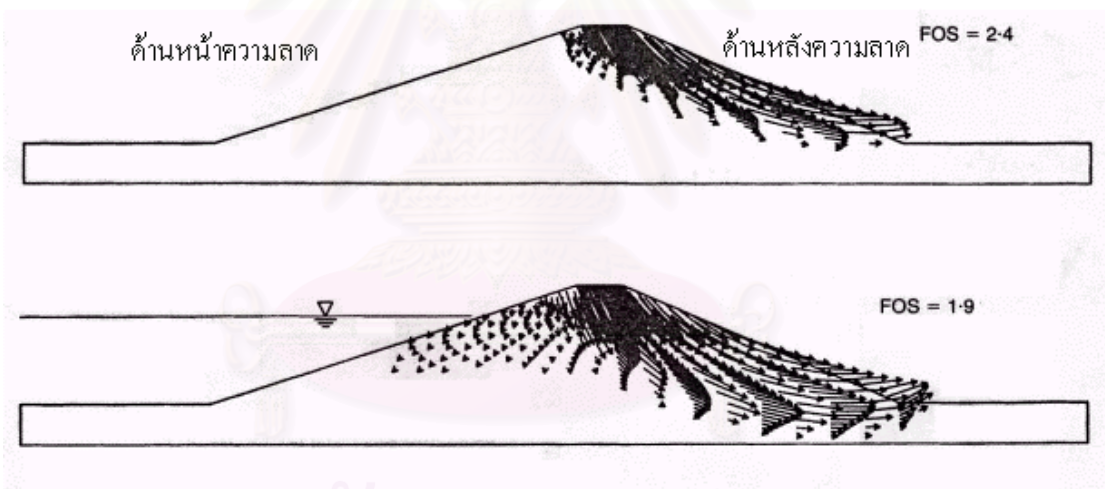
รูปที่ 4.11 ผลการวิเคราะห์ปัญหาความลาดสำหรับกรณีศึกษาที่ 4 โดยเปรียบเทียบระหว่างวิธี Finite Element โดย Griffiths (1999) และวิธี Numerical Limit Analyses



รูปที่ 4.12a รายละเอียดของปัญหาความลาดกรณีศึกษาที่ 5 อ้างอิงจากกรณีศึกษาของ Griffiths (1999)

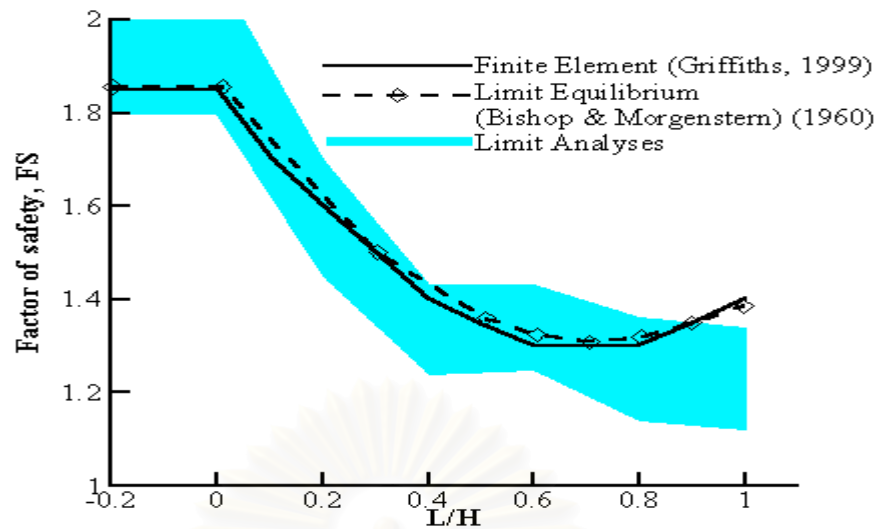


รูปที่ 4.12b รายละเอียดของปัญหาความลาดกรณีศึกษาที่ 6 อ้างอิงจากกรณีศึกษาของ Griffiths (1999)

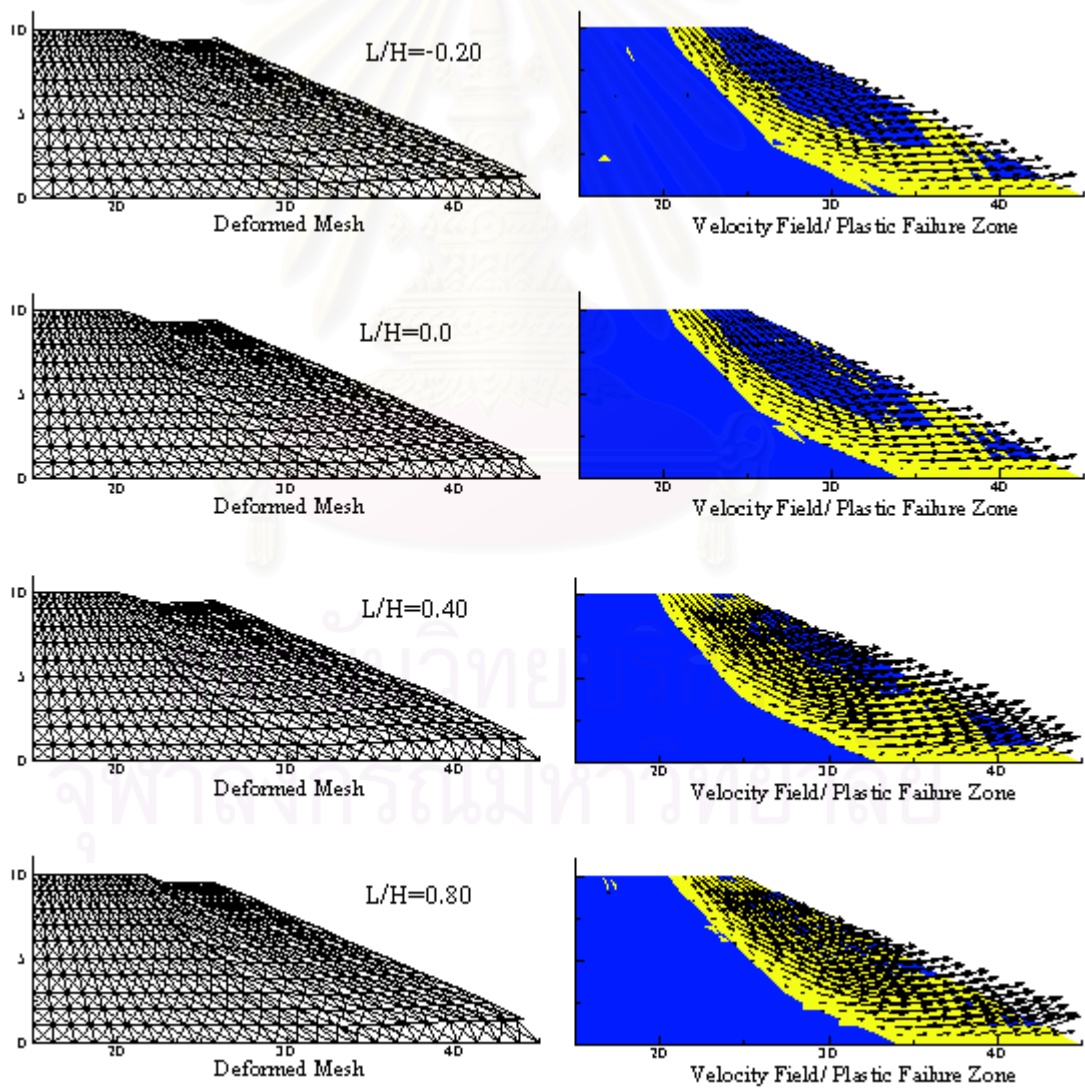


รูปที่ 4.12c ผลการคำนวณปัญหาความลาดในกรณีศึกษาที่ 6 ด้วยวิธี Finite Element โดย Griffiths (1999)

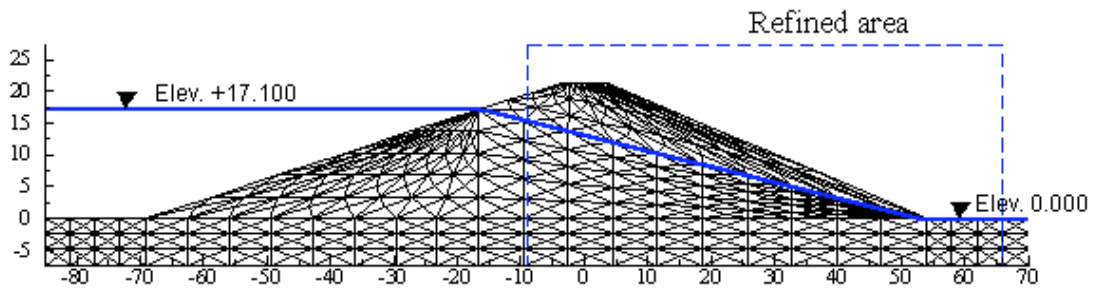
สถาบันวิจัยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



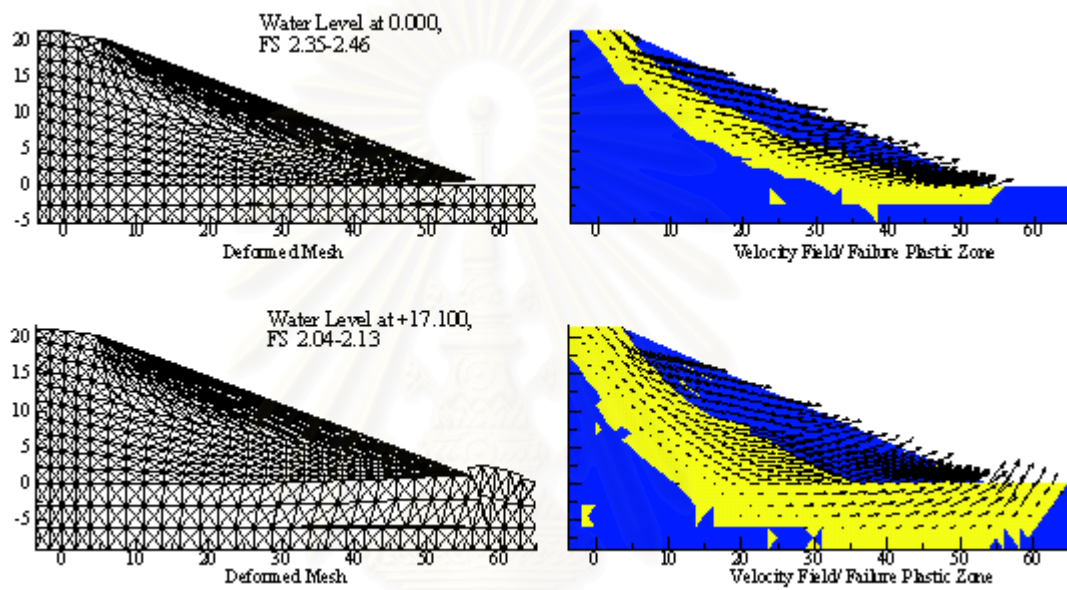
รูปที่ 4.13a ผลการวิเคราะห์ค่าสัดส่วนความปลอดภัยของปัญหาความลาดในกรณีศึกษาที่ 5 โดยวิธี Numerical Limit Analyses



รูปที่ 4.13b ผลการวิเคราะห์สำหรับกรณีศึกษาที่ 5 โดยวิธี Numerical Upper Bound

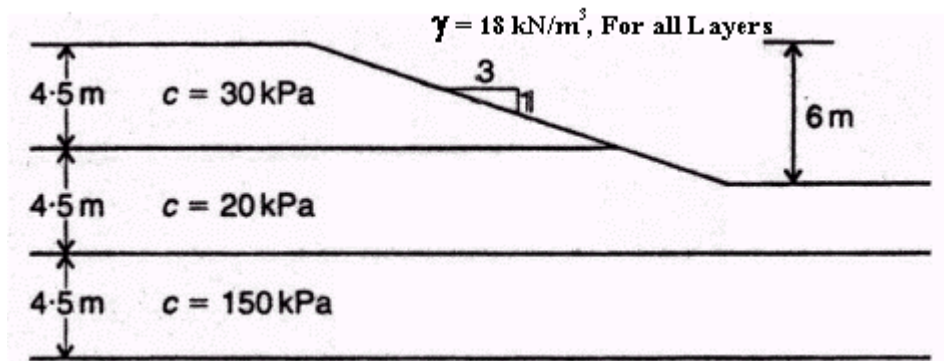


รูปที่ 4.14a รายละเอียดของปัญหาความลาดกรณีศึกษาที่ 6 อ้างอิงจาก Griffiths (1999) ที่จะใช้ในการคำนวณด้วยวิธี Numerical Limit Analyses

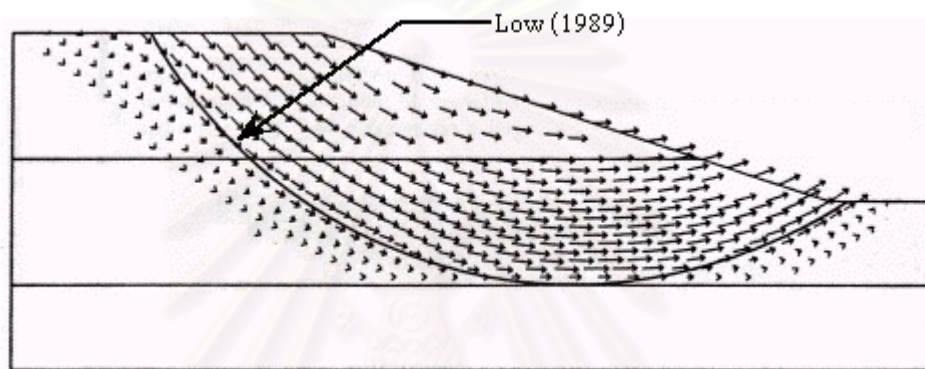


รูปที่ 4.14b ผลการวิเคราะห์ปัญหาความลาดกรณีศึกษาที่ 6 ด้วยวิธี Numerical Upper Bound

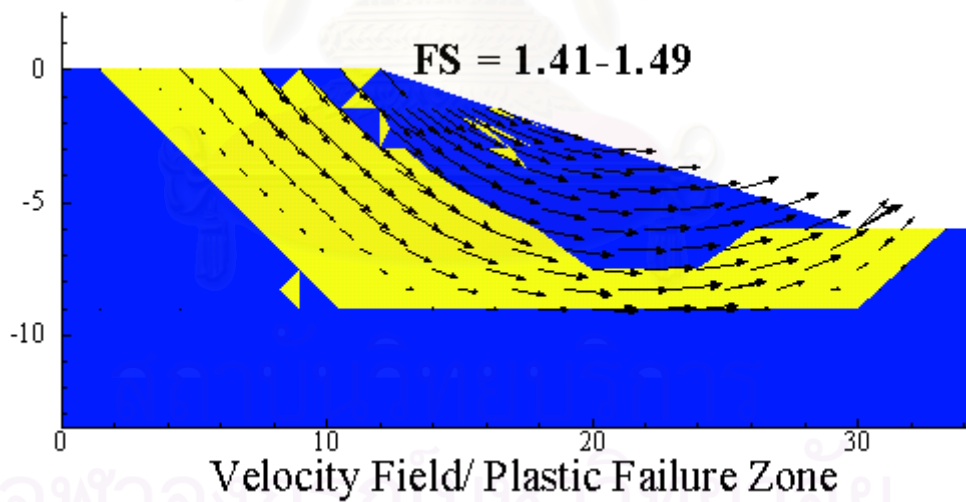
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



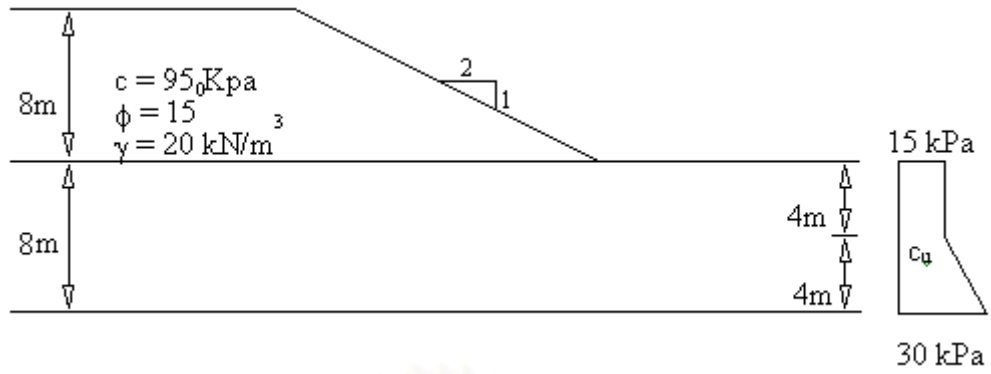
รูปที่ 4.15a รายละเอียดปัญหาความลาดในกรณีศึกษาที่ 7 ซึ่งเป็นความลาดที่ประกอบด้วยชั้นดิน 3 ชั้น อ้างอิงจากกรณีศึกษาของ Jiang&Magnan (1997)



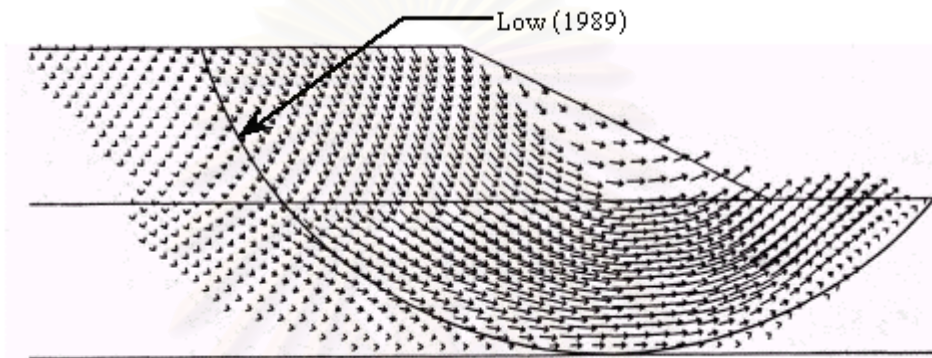
รูปที่ 4.15b ผลการคำนวณของ Low (1989) และ Jiang&Magnan (1997) สำหรับปัญหาความลาดในกรณีศึกษาที่ 7



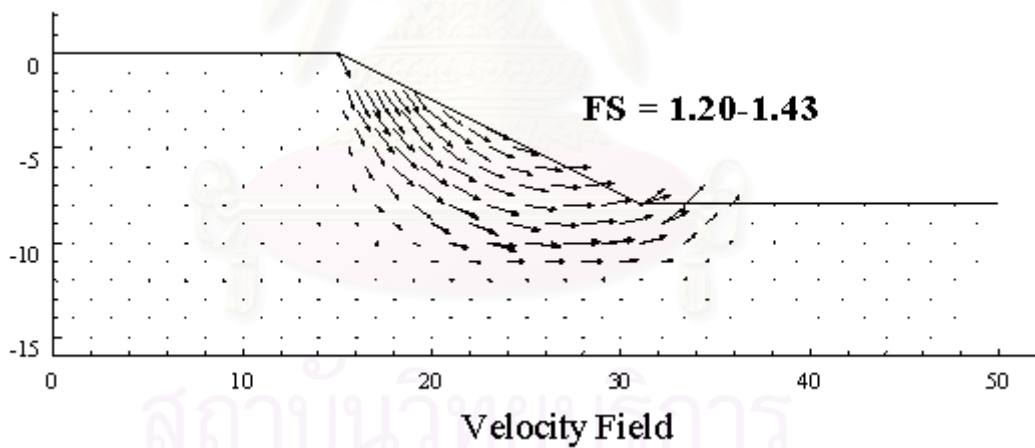
รูปที่ 4.15c ผลการคำนวณโดยวิธี Numerical Upper Bound สำหรับปัญหาความลาดกรณีศึกษาที่ 7



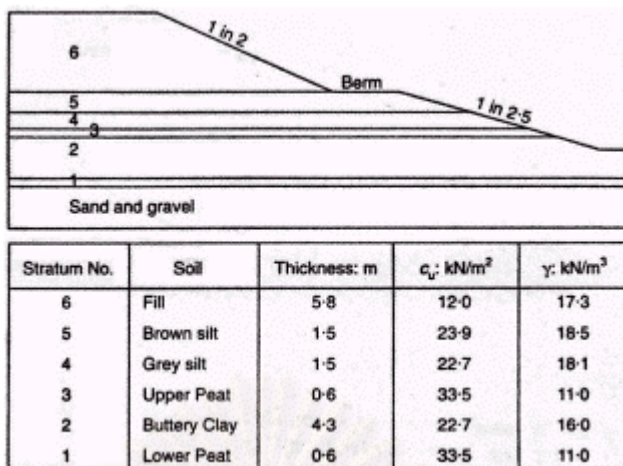
รูปที่ 4.16a รายละเอียดปัญหาความลาดในกรณีศึกษาที่ 8 อ้างอิงจาก Jiang&Magnan (1997)



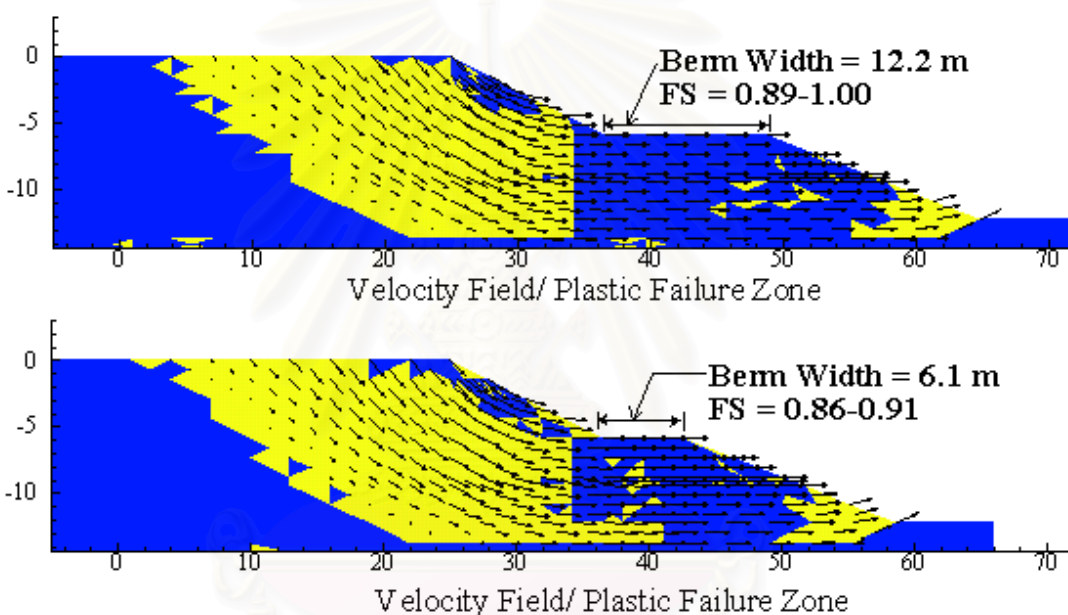
รูปที่ 4.16b ผลการคำนวณของ Low (1989) และ Jiang&Magnan (1997) สำหรับปัญหาความลาดกรณีศึกษาที่ 8



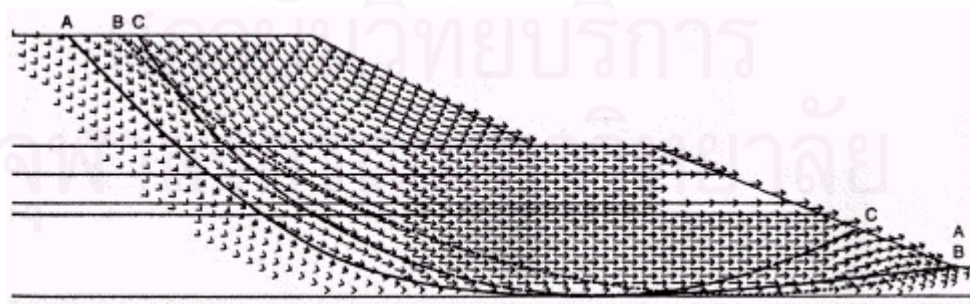
รูปที่ 4.16c ผลการคำนวณ โดยวิธี Numerical Upper Bound สำหรับปัญหาค้นดินกรณีศึกษาที่ 8



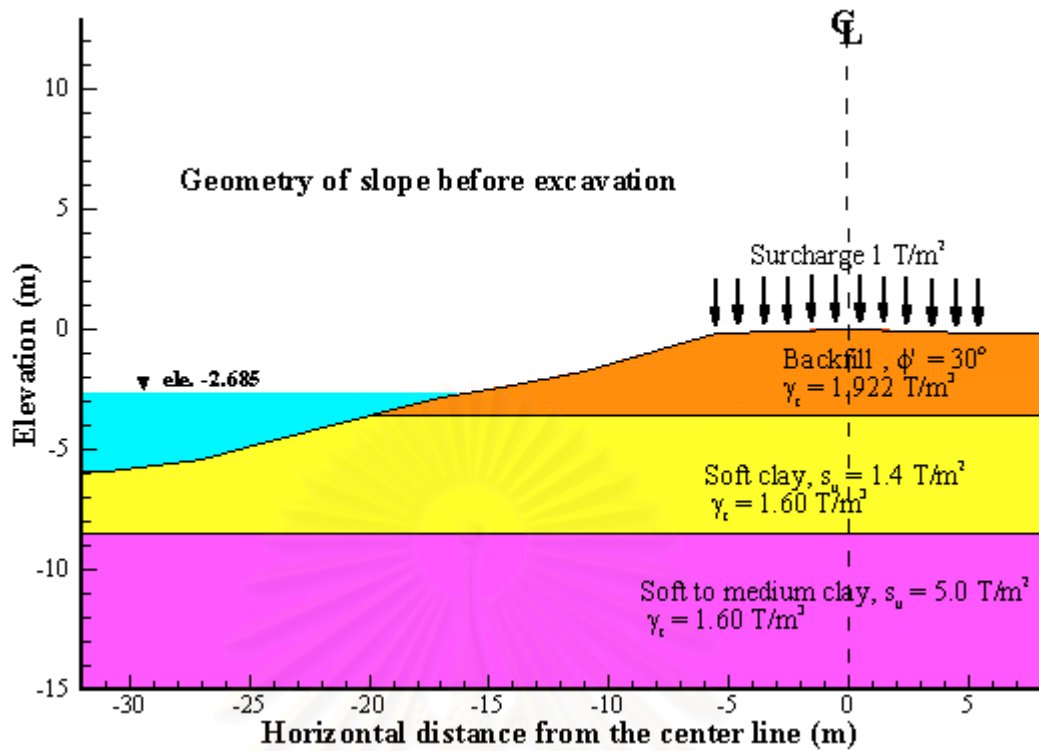
รูปที่ 4.17a รายละเอียดของปัญหาความลาดกรณีศึกษาที่ 9



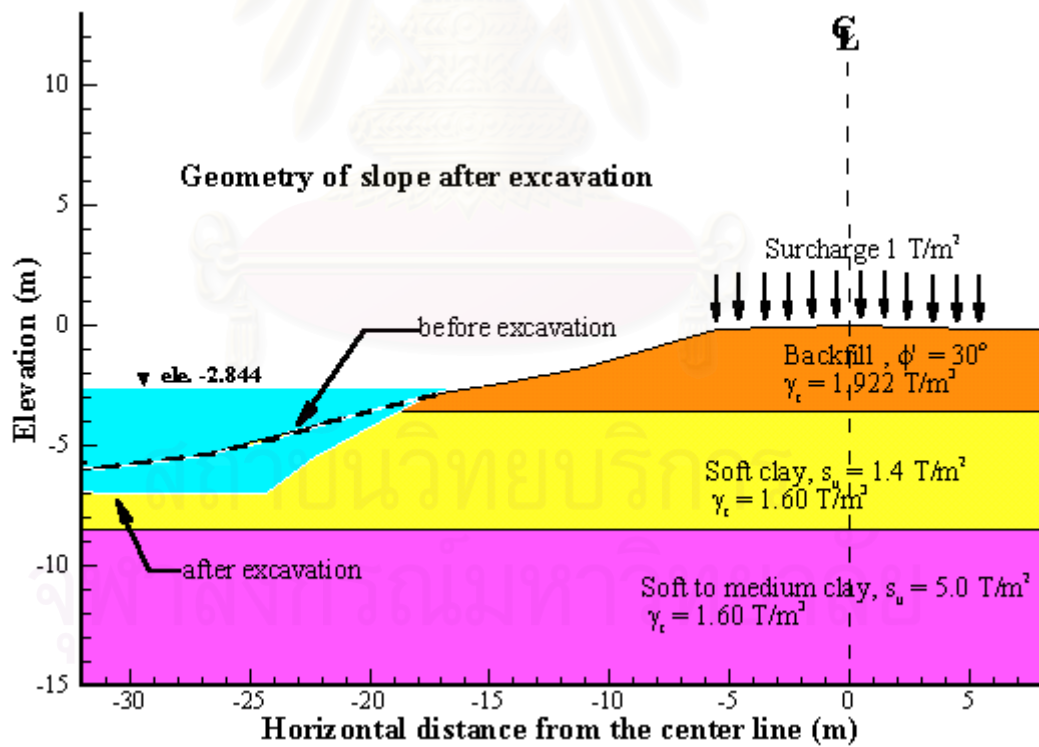
รูปที่ 4.17b ผลการคำนวณโดยวิธี Numerical Upper Bound ของปัญหาความลาดกรณีศึกษาที่ 9 กรณีที่ Berm มีความกว้างเท่ากับ 12.2 ม. และ 6.1 ม.



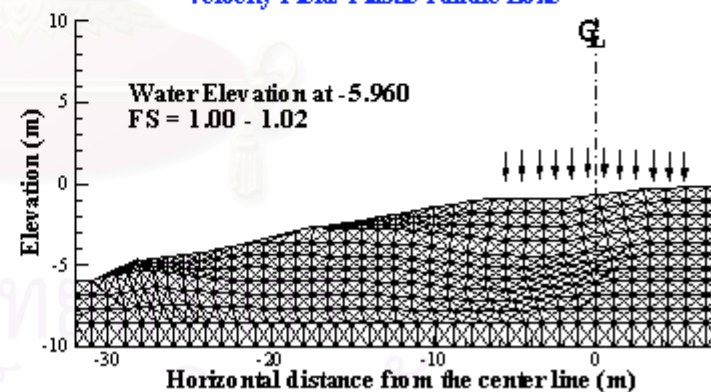
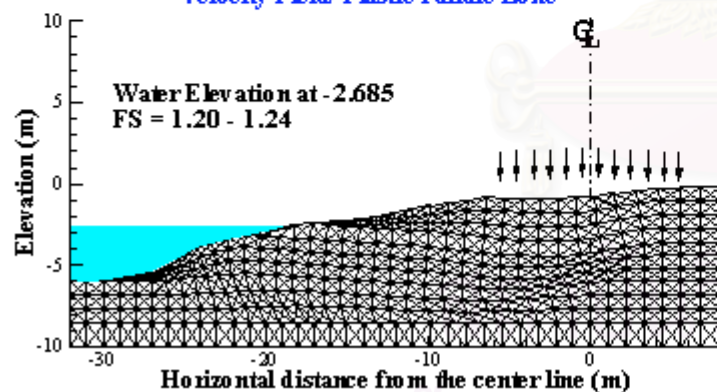
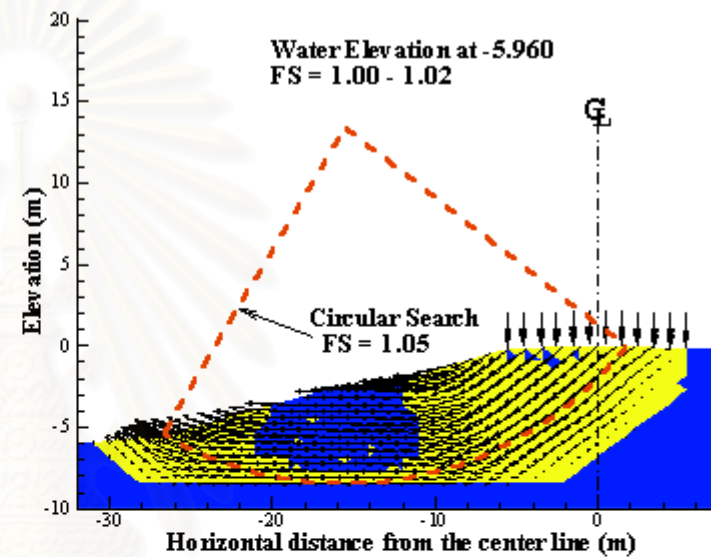
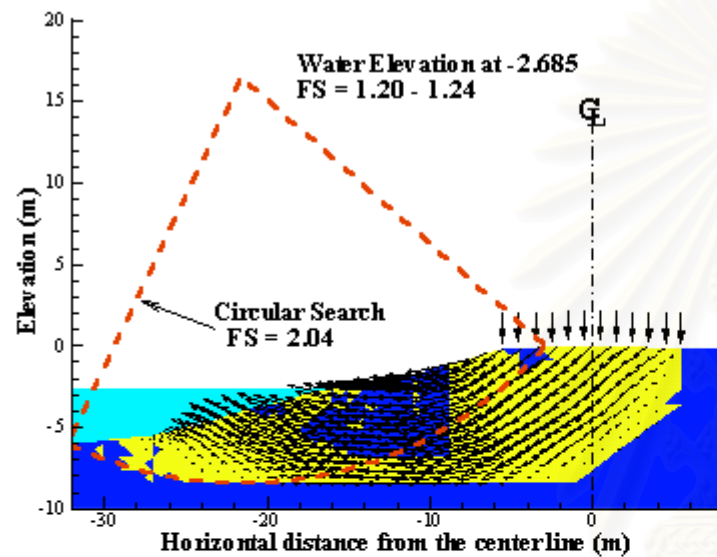
รูปที่ 4.17c ผลการคำนวณปัญหาความลาดกรณีศึกษาที่ 9 กรณีที่ Berm มีความกว้างเท่ากับ 6.1 ม. โดยวิธี Finite Element และ Limit Equilibrium



รูปที่ 4.18a ลักษณะทางเรขาคณิตของความลาดกรณีศึกษาที่ 10 ซึ่งเป็นความลาดของทางหลวงหมายเลข 3261 ก่อนมีการขุดลอกคลอง



รูปที่ 4.18b ลักษณะทางเรขาคณิตของความลาดกรณีศึกษาที่ 10 ซึ่งเป็นความลาดของทางหลวงหมายเลข 3261 หลังมีการขุดลอกคลอง



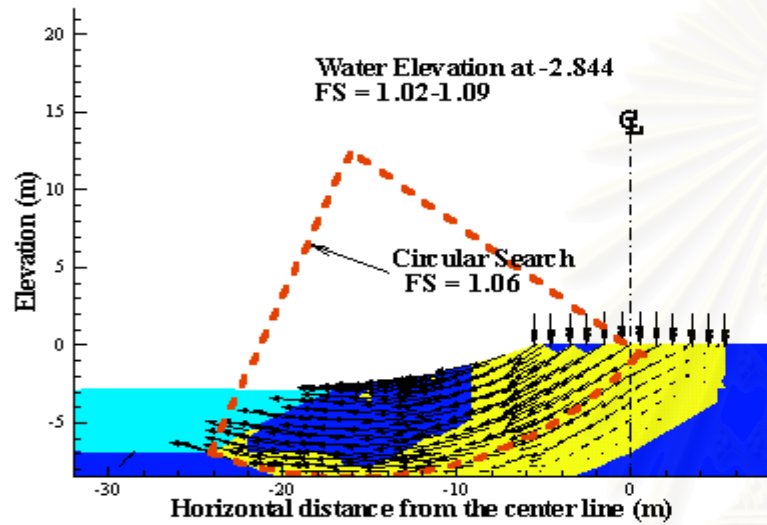
Velocity Field/ Plastic Failure Zone

Velocity Field/ Plastic Failure Zone

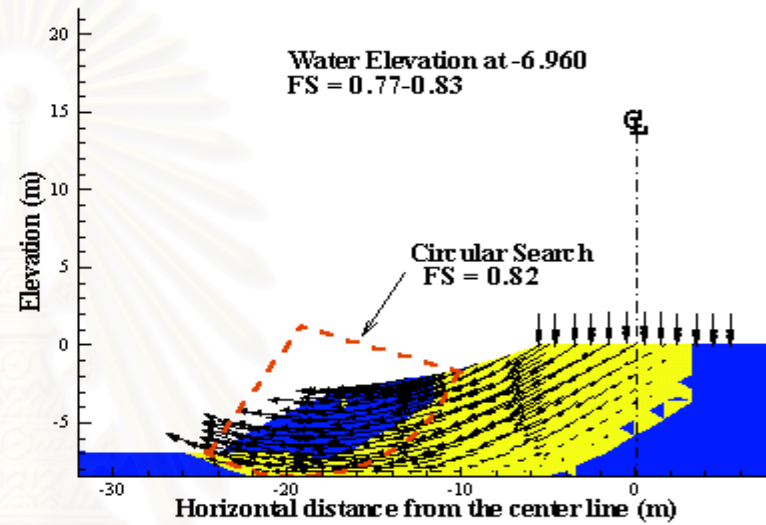
Deformed Mesh

Deformed Mesh

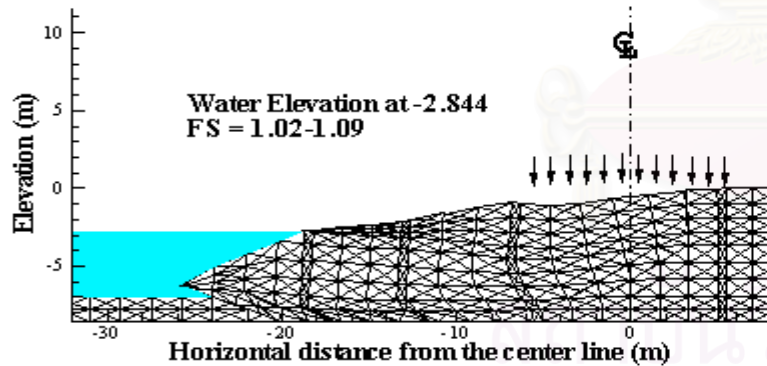
รูปที่ 4.19 ผลการวิเคราะห์โดยวิธี Upper Bound Limit Analyses ของความลาดกรณีศึกษาที่ 10 ก่อนมีการลอกคลอง โดยพิจารณากรณีที่ระดับน้ำในคลองอยู่ที่ Elev.-2.685 และ Elev.-5.960



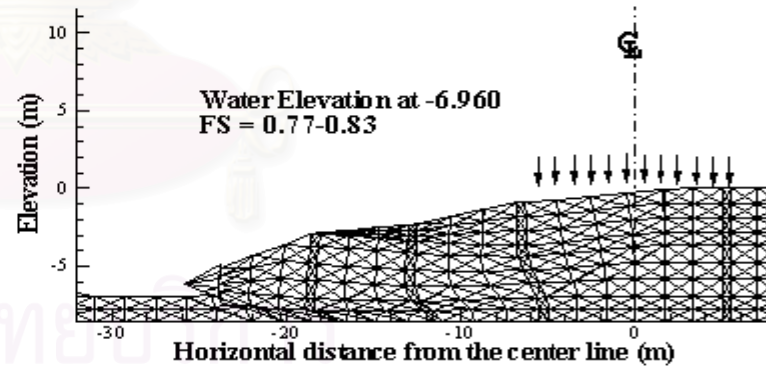
Velocity Field/ Plastic Failure Zone



Velocity Field/ Plastic Failure Zone



Deformed Mesh



Deformed Mesh

รูปที่ 4.20 ผลการวิเคราะห์โดยวิธี Upper bound Limit analyses ของความลาดกรณีศึกษาที่ 10 หลังมีการลอกคลอง โดยพิจารณากรณีที่ระดับน้ำในคลองอยู่ที่ Elev.-2.844 และ Elev.-6.960

การวิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพสำหรับปัญหาขุด

ปัญหาขุดแบบมีค้ำยัน (Braced Excavation) เป็นปัญหาด้านเสถียรภาพที่สามารถพบได้บ่อยในงานวิศวกรรมปฐพี การวิเคราะห์ปัญหาดังกล่าวโดยทั่วไปแล้วใช้วิธี Limit Equilibrium Method (LEM) เนื่องจากความสะดวกและง่ายของการคำนวณ รวมทั้งสามารถใช้คำนวณได้กับปัญหาชั้นดินที่มีคุณสมบัติด้านกำลังรับแรงเฉือนไม่เท่ากัน ถึงแม้ว่าวิธี LEM จะเป็นที่นิยมในการวิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพในงานขุดก็ตาม หากแต่ข้อจำกัดของวิธีนี้คือ การตรวจสอบผลการวิเคราะห์ว่าถูกต้องตามทฤษฎีหรือไม่ซึ่งกล่าวไว้ในบทที่ 2 นอกจากนั้นแล้วปัญหาขุดที่ใช้เสาเข็มพีตเหล็ก (Steel Sheet Pile) หรือ กำแพงคอนกรีต (Diaphragm Wall) การคำนวณโดยวิธี LEM ไม่สามารถที่จะวิเคราะห์การวิบัติของโครงสร้างกำแพงที่เกิดจากโมเมนต์ดัดและการวิบัติของมวลดินด้วยหน่วยแรงเฉือนพร้อมๆกันได้ ดังนั้นในบทนี้จะได้เสนอการวิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพสำหรับปัญหาขุดด้วยวิธี Numerical Limit Analyses ซึ่งสามารถที่จะพิจารณาผลการวิบัติของโครงสร้างกำแพงที่เกิดจากโมเมนต์ดัดและมวลดินพร้อมๆกัน อีกทั้งยังสามารถตรวจสอบความถูกต้องของผลการคำนวณหรือค่าสัดส่วนความปลอดภัย (FS) ได้จากช่วงคำตอบของค่าขอบเขตล่างและขอบเขตบน (LB-UB)

ลักษณะปัญหาที่จะทำการวิเคราะห์ในบทนี้จะประกอบด้วยปัญหาขุดที่เกิดการวิบัติขึ้นจริงในสนามและปัญหาขุดที่ได้มีการศึกษาโดยการสร้างแบบจำลองขนาดเล็ก Centrifuge ซึ่งสามารถสรุปและแบ่งปัญหาออกเป็น 3 กลุ่มดังนี้

1. กรณีศึกษาการพังทลายของเสาเข็มพีตในงานก่อสร้าง Ras Tanajib Marine Facility ประเทศ ซาอุดีอาระเบีย ซึ่งอ้างอิงจากรายงานการศึกษาในหัวข้อ “ Evaluation of Anchored Steel Pile Quay Wall Southeast Section, Ras Tanajib Marine Facility Saudi Arabia” ซึ่งจัดทำโดย Charles C. Ladd & Associates Consulting Geotechnical Engineers

2. กรณีศึกษาที่อ้างอิงจากวิทยานิพนธ์ของ Pinit Phamvan (1984) ซึ่งประกอบด้วยกรณีศึกษาจำนวน 3 กรณีคือ

- 2.1 งานก่อสร้างห้องใต้ดินของอาคารสูงที่ตั้งอยู่บนถนนวิบูลย์
- 2.2 งานก่อสร้างกำแพงกันดินตามแนวคลองส่งน้ำตามแนวถนนประชาชื่น
- 2.3 งานก่อสร้างในโครงการสถานีสูบน้ำและอ่างเก็บน้ำราชบุรณะ

3. การทดสอบแบบจำลองงานชุดด้วย Centrifuge โดยอ้างอิงจากผลงานวิจัยของ Thanadol (2000)

รายละเอียดของกรณีศึกษาและผลการวิเคราะห์โดยวิธี Numerical Limit Analyses จะได้กล่าวในหัวข้อต่อไป

5.1 กรณีศึกษาที่ 1 การวิบัติของเสาเข็มพืดในงานก่อสร้าง Ras Tanajib Marine Facility ประเทศซาอุดีอาระเบีย

การก่อสร้างเสาเข็มพืดเหล็กยึดตรึง (Anchored Steel Sheet Pile) เป็นส่วนหนึ่งของการก่อสร้างในโครงการ Ras Tanajib Marine Facility ที่ตั้งอยู่บนชายฝั่งด้านตะวันตกเฉียงเหนือของประเทศ ซาอุดีอาระเบีย โดยมีความยาวของแนวการก่อสร้างรวมตลอดทั้งโครงการประมาณ 1 ไมล์ โครงการก่อสร้างดังกล่าวได้รับการออกแบบและดำเนินการก่อสร้างโดยบริษัท Interbeton Saudi Arabia (ISA) ระหว่างการก่อสร้างในฤดูร้อนของปี ค.ศ. 1983 ได้เกิดการเคลื่อนตัวขนาดใหญ่ของเสาเข็มพืดเหล็กยึดตรึงระหว่างการถมทรายในส่วนหลังของแนวเสาเข็มพืดทำให้เกิดการวิบัติขึ้นของระบบป้องกันดินด้านข้าง

สาเหตุของการวิบัติดังกล่าวเกิดขึ้นเนื่องจาก 3 สาเหตุหลักคือ 1) ระยะฝังของเสาเข็มพืดใต้ระดับผิวดินได้ท้องทะเล (Dredge Line) ไม่เพียงพอที่จะให้เกิดแรงดันดินในสภาพ Passive ของกำแพงส่วนที่ฝังเพื่อป้องกันการวิบัติ 2) กำลังรับโมเมนต์ดัดของเสาเข็มพืดเหล็กที่เลือกใช้ในการก่อสร้างไม่เพียงพอที่จะรับโมเมนต์มากที่สุดเนื่องจากทรายถมและ 3) กำลังรับแรงดึงตามแนวแกน (Axial Tensile Strength) ของ Tie-Rod มีค่าไม่เพียงพอซึ่งน้อยกว่าแรงดึงมากที่สุดที่เกิดขึ้นจริง รูปที่ 5.1 แสดงรายละเอียดของการก่อสร้าง Anchored Steel Sheet Pile ของกรณีศึกษานี้และแสดงค่าพารามิเตอร์กำลังรับแรงเฉือนของดินในบริเวณดังกล่าว

คุณสมบัติของชั้นดินด้านพารามิเตอร์กำลังรับแรงเฉือนในบริเวณที่ก่อสร้างซึ่งแสดงในรูปที่ 5.1 โดยได้มาจากการทดสอบทั้งทางภาคสนามโดยใช้การทดสอบ SPT และ Dutch Cone และการทดสอบในห้องปฏิบัติการโดยใช้การทดสอบ Triaxial แบบ Unconsolidated Undrained Compression (UUC) ชั้นดินที่มีความสำคัญกับเสถียรภาพของงานก่อสร้างคือชั้นดินเหนียวอ่อน (Soft Clay) จากระดับ -6.200 ถึง -12.200 กล่าวคือในการออกแบบงานก่อสร้างดังกล่าวจะทำการวิเคราะห์โดยพิจารณาดินชั้นดังกล่าวเป็นดินเหนียวอ่อนที่มีค่ามุมเสียดทานภายใน (Internal Friction Angle, ϕ) เท่ากับ 10° และมีค่าความเชื่อมแน่น (Cohesion, c) เท่ากับ 15 kPa ซึ่งในทางปฏิบัติแล้วชั้นดินควรจะใช้การวิเคราะห์เป็นแบบ Short Term-Total Stress Analysis ซึ่งจะต้องพิจารณาคุณสมบัติของชั้นดินดังกล่าวเป็นดินเหนียวอ่อนที่มีค่า $\phi = 0^\circ$ และมีค่า $c = 15$ kPa จึงจะได้ผลการวิเคราะห์ที่ถูกต้องสภาพการใช้งานจริง

ผลการวิเคราะห์โดยวิธี Numerical Limit Analyses ในกรณีศึกษาดังกล่าวพบว่า ค่าสัดส่วนความปลอดภัยมีค่าต่ำกว่า 1 มากคือมีค่าเท่ากับ $FS = 0.50-0.63$ รูปที่ 5.2 แสดงผลการวิเคราะห์ Numerical Upper Bound ซึ่งแสดงถึงลักษณะและทิศทางการเคลื่อนตัวของมวลดิน (Velocity Field and Plastic Failure Zone) รวมทั้งแสดงถึงขนาดของมวลดินที่เกิดการวิบัติ ส่วนรูปที่ 5.2b แสดงการเคลื่อนตัวและกลไกการวิบัติของมวลดิน (Deformed Mesh) จากรูปจะเห็นได้ว่ามวลดินด้านหลังแนวชุดจะเกิดการวิบัติมีความกว้าง 30 ม. และมีความกว้างเท่ากับ 10 ม. ทางด้านหน้าของแนวชุดโดยมีความลึกของมวลดินที่เกิดการวิบัติอยู่ที่ระดับ -12.000 นอกจากนี้ยังพบว่าเกิดการวิบัติของ Sheet pile (Type D British Frodingham Sheetpile, $M_p = 688 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$) สองจุด ซึ่งหมายความว่าเกิดการวิบัติในส่วนของโครงสร้างเนื่องจากความสามารถในการรับแรงดัดของ Sheet pile มีค่าน้อยกว่าแรงดัดที่เกิดขึ้นจริงๆเมื่อทำการก่อสร้าง ส่วนผลการวิเคราะห์ในส่วนของ Numerical Lower Bound พบว่าเกิดการวิบัติใน Tie-Rod เนื่องจากแรงดึงที่เกิดขึ้นจริงในโครงสร้างดังกล่าวมีขนาดมากกว่าความสามารถในการรับแรงดึงของ Tie-Rod ซึ่งมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเท่ากับ 63 มิลลิเมตร ผลการคำนวณค่าสัดส่วนความปลอดภัยด้วยวิธี Numerical Limit Analyses ที่คำนวณค่า FS ได้เป็นช่วงของ LB-UB ได้ค่า $FS = 0.50-0.63$ ซึ่งใช้พารามิเตอร์ในการคำนวณแบบ Total Stress Analyses สามารถให้ผลการคำนวณเพื่อคาดคะเนการวิบัติของโครงสร้างได้เป็นอย่างดี

เมื่อเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์กรณีศึกษาดังกล่าวกับผลการวิเคราะห์โดย Charles C. Ladd และคณะที่จัดทำรายงานผลการวิเคราะห์สาเหตุของการพังทลายดังกล่าวในปี ค.ศ. 1985 ซึ่งทำการวิเคราะห์ปัญหาดังกล่าวโดยใช้วิธี Free Earth Method และใช้คุณสมบัติของดินดังที่ได้แสดงในรูปที่ 5.1 โดยมีระยะฝังของ Sheet pile อยู่ที่ระดับ -16.000 พบว่า จะเกิดโมเมนต์ดัดมากที่สุดใน Sheet pile, $M_{max} = 2,357 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$ ซึ่งมากกว่าค่าโมเมนต์ดัดที่ยอมให้ (Allowable Moment) ของเข็มพีตเหล็ก Type D British Frodingham Sheetpile, $M_{all} = 688 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$) และมีขนาดของแรงดึงใน Tie-Rod ที่ได้จากการวิเคราะห์ Free Earth Method เท่ากับ 481 kN/m ซึ่งมากกว่าค่าหน่วยแรงดึงที่ยอมให้ (Allowable Tensile Force) ของ Tie-Rod ที่มีค่าเท่ากับ $440 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$ ผลการวิเคราะห์ดังกล่าวได้แสดงให้เห็นชัดเจนว่าเกิดการวิบัติในโครงสร้างทั้ง Sheet pile และ Tie-Rod ซึ่งเป็นสาเหตุให้เกิดการพังทลายของระบบป้องกันดินดังกล่าว ผลการศึกษาโดยใช้วิธี Free Earth Method สอดคล้องเป็นอย่างดีกับผลการวิเคราะห์โดยวิธี Numerical Limit Analyses ที่คำนวณค่าสัดส่วนความปลอดภัยได้ $FS = 0.50-0.63$ และคาดคะเนว่าจะเกิดการวิบัติในส่วนของโครงสร้างทั้งสองเช่นกัน

5.2 กรณีศึกษาที่ 2 การวิบัติของงานก่อสร้างห้องใต้ดินของอาคารสูงที่ตั้งอยู่บนถนนวิบูลย์

งานก่อสร้างห้องใต้ดินของอาคารสูงที่ตั้งอยู่บนถนนวิบูลย์ดังกล่าวเป็นส่วนหนึ่งของการก่อสร้างอาคารสูงแห่งหนึ่งบนถนนวิบูลย์ซึ่งฐานรากของอาคารนี้ใช้ระบบฐานรากเสาเข็ม สำหรับการก่อสร้างห้อง

ใต้ดินของอาคารใช้เสาเข็มพีตเหล็กยึดรั้ง (Anchored Sheet Pile) รูปที่ 5.3 แสดงรูปตัดของ Parent Sheet Pile ซึ่งเป็นเสาเข็มพีตเหล็กชนิด SKSP-III ที่มีค่าโมเมนต์ดัดพลาสติก (Plastic Moment, M_p) เท่ากับ $40.2 \text{ T}\cdot\text{m/m}$ ความยาว 15 เมตร เป็นเสาเข็มพีตเหล็กชนิด SKSP-III และมี Anchored Sheet Pile ความยาว 12 เมตร อยู่ห่างออกไป 6 เมตรโดยมีความกว้างเท่ากับ 1.60 เมตร และมีระยะห่างแนวราบ (Horizontal Spacing) เท่ากับ 4.00 เมตร โดย Tie-Rod มีค่ากำลังรับแรงดึงประลัยเท่ากับ 18.47 T ยึดติด Sheet Pile ทั้งสองเข้าด้วยกันโดยมีระยะห่างแนวราบ (Horizontal Spacing) ระหว่าง Tie-Rod เท่ากับระยะห่างระหว่าง Anchored Sheet Pile สำหรับพารามิเตอร์ด้านกำลังรับแรงเฉือนของดินที่ระดับความลึกต่างๆที่ใช้ในการวิเคราะห์ด้วยวิธี Numerical Limit Analyses จะใช้ค่าที่ได้จากการทดสอบ Field Vane ที่ปรับแก้ด้วยค่าปรับแก้ของ Aas (1986) รูปที่ 5.4 แสดงกราฟการปรับแก้สำหรับค่ากำลังรับแรงเฉือน Field Vane Shear Strength ผลการปรับแก้ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินจากการทดสอบ Field Vane ที่ระดับต่างๆที่จะใช้ในการคำนวณโดยวิธี Numerical Limit Analyses แสดงไว้ในรูปที่ 5.5 ซึ่งค่ากำลังรับแรงเฉือนหลังจากปรับแก้แล้วมีค่า s_u ประมาณ 1.0 T/m^3 ที่ระดับความลึก -4.000 m . และมีค่า s_u สูงขึ้นเป็น 2.5 T/m^3 ที่ระดับความลึก -14.000 m .

ระหว่างการขุดดินเพื่อทำการก่อสร้างห้องใต้ดินมายังระดับที่แสดงในรูปที่ 5.3 พบว่าเกิดการเคลื่อนตัวด้านข้างของ Parent Sheet Pile และ Anchored Sheet Pile เข้าหาด้านที่มีการขุด ซึ่งทำให้เกิดการวิบัติใน Tie-Rod รูปที่ 5.6 แสดงผลการวิเคราะห์โดยวิธี Numerical Limit Analyses โดยใช้คุณสมบัติในการรับแรงเฉือนของดินซึ่งแสดงในรูปที่ 5 ที่มีการปรับแก้จาก Field Vane Shear Strength ด้วยค่าปรับแก้ของ Aas (1986) ค่าสัดส่วนความปลอดภัยที่คำนวณได้มีค่า $FS = 1.16-1.33$ และเกิดการวิบัติที่ Parent Sheet Pile และ Anchored Sheet Pile นอกจากนั้นยังเกิดการวิบัติใน Tie-Rod โดยที่แรงดึงที่เกิดขึ้นจริงมีค่ามากกว่าค่าแรงดึงที่ยอมให้ (Allowable Tensile Strength) ผลวิเคราะห์โดยวิธี Numerical Limit Analyses สามารถคาดคะเนได้ว่ามีแนวโน้มและความน่าจะเป็นที่จะเกิดการวิบัติของงานขุดในระหว่างการก่อสร้างดังกล่าว ซึ่งแม้ว่าค่าสัดส่วนความปลอดภัยที่คำนวณได้จะมีค่ามากกว่า 1.0 แต่ก็เกิน 1.0 เพียงเล็กน้อยซึ่งหมายความว่า FS ที่ออกแบบไว้ไม่เพียงพอและไม่ปลอดภัย นอกจากนั้นผลการคำนวณโดยวิธี Numerical Limit Analyses ยังคาดคะเนการเกิดการวิบัติของ Tie-Rod และการเกิดการเคลื่อนตัวของ Parent Sheet Pile และ Anchored Sheet Pile ได้สอดคล้องกับการตรวจสอบในสนามภายหลังเกิดการวิบัติ

Pinit (1984) คำนวณเสถียรภาพของโครงสร้างด้วยการแรงดันด้านข้างที่กระทำกับกำแพงกันดินโดยมีสมมติฐานการคำนวณแบบ Fixed-End Support ซึ่งผลการคำนวณแสดงให้เห็นว่าระยะห่างระหว่าง Parent Sheet Pile และ Anchored Sheet Pile ซึ่งก็คือ 6 เมตรนั้นมีขนาดน้อยเกินไปคือตำแหน่งของ Anchored Sheet Pile ยังอยู่ในบริเวณของ Active Failure Zone ของ Parent Sheet Pile ทำให้ Anchored Sheet Pile ไม่สามารถเสริมเสถียรภาพให้กับทั้งระบบได้อย่างเต็มที่ ซึ่งลักษณะดังกล่าว

สังเกตได้จากผลการวิเคราะห์โดยวิธี Numerical Limit Analyses ในรูปที่ 5.6 ในส่วนของ Deformed Mesh ที่แสดงให้เห็นการเคลื่อนตัวของ Parent Sheet Pile และ Anchored Sheet Pile ไปด้วยกันและมวลดินมีแนวการวิบัติที่ผ่านจุดปลายของ Sheet Pile ทั้งสองไปยังผิวดิน ลักษณะการวิบัติเช่นนี้เกิดขึ้นจากการวางตำแหน่งของ Anchored Sheet Pile ไม่ถูกต้อง นอกจากนั้นผลการคำนวณของ Pinit (1984) ยังพบว่าเกิดการวิบัติในส่วนของ Tie-Rod ซึ่งสอดคล้องเป็นอย่างดีกับผลการวิเคราะห์โดยวิธี Numerical Limit Analyses

5.3 กรณีศึกษาที่ 3 การวิบัติงานก่อสร้างกำแพงกันดินตามแนวคลองส่งน้ำตามแนวถนนประชาชื่น

กรณีศึกษาที่ 3 เป็นการวิเคราะห์เสถียรภาพของการก่อสร้างกำแพงกันดินตามแนวคลองส่งน้ำตามแนวถนนประชาชื่นทางเหนือของกรุงเทพมหานคร รูปที่ 5.7 แสดงรูปตัดของโครงสร้างกำแพงกันดินที่ใช้ Soldier Pile ซึ่งประกอบด้วยกำแพงซึ่งเป็นแผ่นพื้นคอนกรีตขนาดยาว 1.20 เมตร กว้าง 1.50 เมตร แผ่นพื้นคอนกรีตดังกล่าวสอดอยู่ระหว่างเสา King Pile ซึ่งเป็นคอนกรีตเสริมเหล็กหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัส □ ขนาด 0.30x0.30 เมตร ยาว 11.00 เมตร จนมีความสูงรวมของแผ่นพื้นคอนกรีตเท่ากับ 3.80 เมตร โดยมีระยะห่างแนวราบ (Horizontal Spacing) ระหว่าง King Pile เท่ากับ 1.50 เมตร ซึ่งตำแหน่งของแต่ละ King Pile จะมีเสาคอนกรีตหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัส □ ขนาด 0.20x0.20 เมตร ยาว 6.50 เมตร ทำหน้าที่เป็น Dead End Structure โดยอยู่ห่างจาก King Pile ไปทางด้านหลังเป็นระยะทาง 3.50 เมตร ซึ่งเสาคอนกรีตทั้งสองส่วนยึดติดกันด้วย Tie-Rod

การวิบัติของกำแพงกันดินเกิดขึ้นเมื่อมีการถมดินที่ด้านหลังของกำแพงกันดินจนมีความสูงได้ 0.80 เมตรทำให้เกิดการเคลื่อนตัวของแนวถนนตามแนวของคลองส่งน้ำ ซึ่งจากการสำรวจหลังจากเกิดการวิบัติดังกล่าวพบว่า เกิดรอยแยกขนาดใหญ่ประมาณ 4.5 เมตรในบริเวณหลังกำแพงกันดิน อีกทั้งยังพบการเอียง (Tilting) ของ King Pile และแผ่นพื้นคอนกรีต และการวิบัติในตัวโครงสร้างของ Anchored-Pile

รูปที่ 5.9 แสดงผลการวิเคราะห์โดยวิธี Numerical Limit Analyses ซึ่งคำนวณจากการใช้คุณสมบัติในการรับแรงเฉือนของดินที่มีการปรับแก้จาก Field Vane Shear Strength ด้วยค่าปรับแก้ของ Aas (1986) ในรูปที่ 5.4 โดยค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินที่ระดับความลึกต่างๆที่จะใช้ในการคำนวณจะแสดงในรูปที่ 5.8 ผลการวิเคราะห์โดยวิธี Numerical Limit Analyses สามารถคำนวณค่าสัดส่วนความปลอดภัยได้ FS 0.98-1.06 รูปที่ 5.9 เป็นผลการคำนวณในส่วนของ Numerical Upper Bound ซึ่งแสดงให้เห็นว่าเกิดการวิบัติในโครงสร้างของ King Pile แผ่นพื้นคอนกรีต และ Anchored-Pile โดยมีขอบเขตการวิบัติของมวลดินไปทางด้านหลังของแนวคลองส่งน้ำเท่ากับ 20 ม. และมีความลึกของการวิบัติอยู่ที่ระดับ -

8.000 ส่วนการคำนวณในส่วนของ Numerical Lower Bound พบว่าเกิดการวิบัติใน Tie-rod Rod ด้วยแรงดึงโดยแรงดึงที่เกิดขึ้นจริงมีค่ามากกว่าค่าแรงดึงที่ยอมให้ (Allowable Tensile Strength)

Pinit (1984) คำนวณเสถียรภาพของโครงสร้างกำแพงกันดินโดยใช้สมมติฐานแบบ Free-end Support ผลการคำนวณดังกล่าวสามารถสรุปได้ว่าระยะฝังของ King Pile ซึ่งมีค่าเท่ากับ 8.50 เมตรมีค่าน้อยเกินไปสำหรับระบบของโครงสร้างที่คำนวณแบบ Cantiliver คือไม่พิจารณาผลของ Anchored-Pile ที่มีต่อเสถียรภาพ เมื่อพิจารณาทั้งระบบที่รวม Anchored-Pile เข้าไปด้วยก็พบว่าระยะฝังของ Anchored-Pile ไม่เพียงพอที่จะทำให้เกิดแรงต้านให้แก่ระบบได้อย่างเพียงพอ ผลการคำนวณดังกล่าวสอดคล้องเป็นอย่างดีกับสภาพของการวิบัติของระบบ Anchored-Pile อันนำไปสู่การวิบัติของ Sheet Pile และยังคงสอดคล้องกับผลการคำนวณโดยวิธี Numerical Limit Analyses ที่ได้กล่าวไว้ในย่อหน้าที่แล้ว

5.4 กรณีศึกษาที่ 4 การวิบัติของเสาเข็มพืดในงานก่อสร้างในโครงการสถานีสูบน้ำและอ่างเก็บน้ำราชบุรณะ

โครงการก่อสร้างสถานีสูบน้ำและอ่างเก็บน้ำราชบุรณะเป็นโครงการที่ตั้งอยู่บนถนนธนบุรี-ปากท่อทางตะวันตกเฉียงใต้ของกรุงเทพมหานคร โดยห่างจากสามแยกที่ตัดกันของถนนธนบุรี-ปากท่อ และถนนสุขสวัสดิ์ประมาณ 1 กิโลเมตร ตัวโครงสร้างของอ่างเก็บน้ำและสถานีสูบน้ำดังกล่าวตั้งอยู่บนโครงสร้างของเสาเข็มพืดแบบยื่น (Cantiliver Sheet Pile) ชนิด SKSP-III ซึ่งมีความยาว 12 เมตร โดยมีระดับของการขุดดินอยู่ที่ระดับ 4 เมตรจากระดับดินเดิม ด้านหน้าของ Sheet Pile มีการฝังเสาคอนกรีตหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัส □ ขนาด 0.35x0.35 เมตร ยาว 24.50 เมตรจำนวน 4 แถว ซึ่งตำแหน่งของการฝังเสาคอนกรีตและรายละเอียดของกรณีศึกษาดังกล่าวได้แสดงในรูปที่ 5.10 การวิบัติของโครงสร้างดังกล่าวเกิดขึ้นขณะทำการปรับระดับของดินขุดซึ่งเป็นขั้นตอนสุดท้ายของการก่อสร้าง โดยการวิบัติทำให้ Sheet Pile และ เสาคอนกรีตที่อยู่หน้าของ Sheet Pile เกิดการเอียงวิบัติอย่างชัดเจน

ข้อมูลดินที่ได้จากการสำรวจจากบริเวณที่เกิดการวิบัติตามที่ปรากฏในวิทยานิพนธ์ของ Pinit (1984) ได้มีการรวบรวมข้อมูล Field Vane (FV), Dutch Cone และ การทดสอบสามทาง (Triaxial Test) แต่ในการวิเคราะห์โดยวิธี Numerical Limit Analyses นี้จะใช้พารามิเตอร์คุณสมบัติในการรับแรงเฉือนจากผลการทดสอบ FV และผลการทดสอบ Triaxial Test ซึ่งประกอบด้วย การทดสอบแรงอัด (Triaxial Compression, TC) และการทดสอบแรงดึง (Triaxial Extension, TE) จากข้อมูลดินในรูปที่ 5.11 สามารถสรุปคุณสมบัติของชั้นดินที่จะใช้ในการวิเคราะห์โดยวิธี Numerical Limit Analyses ได้เป็น 3 รูปแบบคือ

1. คุณสมบัติกำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำซึ่งขึ้นอยู่กับทิศทางของหน่วยแรงหลัก (Anisotropic Shear Strength) โดยใช้ผลการทดสอบ Triaxial, TC และ TE เป็นค่ากำลังรับแรงเฉือนใน

สภาพไม่ระบายน้ำ (s_u) สำหรับการวิบัติแบบแรงอัด (Compression) และการวิบัติแบบแรงดึง (Extension) ตามลำดับ ส่วนค่า s_u สำหรับการวิบัติแบบ Directional shear Mode จะใช้ค่าเฉลี่ยระหว่างค่า s_u จากการทดสอบ TC และ TE ค่า Mobilized Shear Strength จะใช้ที่ Max Shear Strain, $\gamma_{max} = 1.0 \%$

2. คุณสมบัติค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำ (s_u) ที่ได้จากการปรับแก้ค่า s_u จากการทดสอบ Field Vane ในสนามด้วยค่าปรับแก้ของ Aas (1986)

3. คุณสมบัติค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำ (s_u) ซึ่งขึ้นอยู่กับทิศทางของหน่วยแรงหลัก (Major principle stress, σ_{11}) บนระนาบวิบัติเทียบกับเส้นแนวตั้ง (Direction of major principle stress on failure plane, δ) ซึ่งดินในบริเวณหลังแนวขุดมีค่า $\delta = 0^\circ$ คือมีทิศทางของหน่วยแรงหลักอยู่ในแนวตั้งและใช้ค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำที่ได้จากการทดสอบ Triaxial Compression ส่วนดินในบริเวณด้านหน้าของแนวขุดซึ่งมีค่า $\delta = 90^\circ$ คือมีทิศทางของหน่วยแรงหลักอยู่ในแนวราบและใช้ค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำที่ได้จากการทดสอบ Triaxial Extension

การนำค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำ (s_u) ที่ได้จากการทดสอบ Triaxial ค่า (s_u) ที่เป็นค่าสูงสุด (Peak Strength) ไปใช้ในการวิเคราะห์อาจไม่เหมาะสมเนื่องจากค่า s_u สูงสุดที่ได้จากการทดสอบ Triaxial Compression (TC) และ Triaxial Extension (TE) จะเกิดที่ค่าความเครียด (Strain) ไม่เท่ากัน โดยค่า s_u สูงสุดสำหรับการทดสอบ TC จะเกิดที่ค่า (Volumetric Strain), $\epsilon_v \approx 2\%$ ซึ่งต่ำกว่าสำหรับกรณีของการทดสอบ TE ที่ค่า $\epsilon_v \approx 4\%$ โดยทั่วไปการออกแบบในงานวิศวกรรมปฐพีจะกำหนดเงื่อนไขการเคลื่อนตัวที่วิบัติด้วยการกำหนดค่า Maximum Shear Strain (γ_{max}) ไว้โดยกำหนดว่า $\gamma_{max} = 1\%$ เท่ากับหรือเทียบเท่ากับ $\epsilon_v = 0.667 \%$ ดังนั้นการวิเคราะห์ปัญหาโดยใช้คุณสมบัติของดินในการรับแรงเฉือนในสภาพ Anisotropic จะใช้ค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำจากการทดสอบ TC และ TE ที่ค่า $\gamma_{max} = 1 \%$

ผลการวิเคราะห์โดยวิธี Numerical Limit Analyses สามารถคำนวณค่าสัดส่วนความปลอดภัยในกรณีที่ชั้นดินมีคุณสมบัติในกรณีต่างๆที่ได้กล่าวไว้แล้วในย่อหน้าที่แล้วได้ดังนี้

1. คุณสมบัติกำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำซึ่งขึ้นอยู่กับทิศทางของหน่วยแรงหลัก (Anisotropic Shear Strength) สามารถคำนวณค่าสัดส่วนความปลอดภัย FS = 1.01-1.20

2. คุณสมบัติกำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำ (s_u) ที่ได้จากการปรับแก้ค่า s_u จากการทดสอบ Field Vane ในสนามด้วยค่าปรับแก้ของ Aas (1986) สามารถคำนวณค่าสัดส่วนความปลอดภัย FS = 0.87-1.02

3. คุณสมบัติกำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำ (s_u) ที่ได้จากการทดสอบ Triaxial Compression สำหรับดินในบริเวณหลังแนวขุดใช้ และใช้ค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำที่ได้

จากการทดสอบ Triaxial Extension สำหรับดินในบริเวณด้านหน้าของแนวขุดสามารถคำนวณค่าสัดส่วนความปลอดภัย $FS = 1.00-1.15$

รูปที่ 5.12 แสดงผลการคำนวณ Numerical Upper Bound Limit Analysis จากรูปพบว่ากลไกการวิบัติที่คำนวณจากคุณสมบัติของชั้นดินทั้งสามกรณีมีความใกล้เคียงกันอย่างมากคือ เกิดการวิบัติขึ้นในแนวของ Sheet Pile และ เสาคอนกรีต (Pre-stress Pile) ที่ฝังในบริเวณด้านหน้าของ Sheet Pile ในแถวที่ 1 และ 2 โดยทางผู้เขียนได้เลือกกรณีที่คำนวณโดยใช้ค่าพารามิเตอร์กำลังรับแรงเฉือนแบบ Anisotropic มาแสดง เนื่องจากการวิบัติของมวลดินในงานก่อสร้างลักษณะดังกล่าวจะมีลักษณะของการวิบัติ (Mode of Failure) แตกต่างกันไปที่แต่ละตำแหน่งของมวลดินคือมีทิศทางของหน่วยแรงหลักแตกต่างกัน ซึ่งจะต้องเลือกใช้ค่ากำลังรับแรงเฉือนที่เหมาะสมกับลักษณะการวิบัติแบบต่างๆ แต่การทดสอบเพื่อหาค่า s_u จากการทดสอบ TC และ TE มีความยุ่งยากและมีค่าใช้จ่ายที่สูง ดังนั้นวิธีการทดสอบเพื่อหาค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ทดสอบในภาคสนามจริงด้วย Field Vane ซึ่งเป็นวิธีที่สะดวกจึงได้รับความนิยม ซึ่งผลการวิเคราะห์โดยวิธี Numerical Limit Analyses แสดงให้เห็นว่าหากจะนำค่าที่ได้จากการทดสอบ Field Vane แล้วทำการปรับแก้ด้วยค่าปรับแก้ของ Aas (1986) ในรูปที่ 5.4 ก็ให้ผลการคำนวณที่ใกล้เคียงกับการใช้ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบ Anisotropic แต่จะได้ค่าสัดส่วนความปลอดภัยในการคำนวณที่ต่ำกว่าโดยสามารถเลือกใช้ค่าสัดส่วนความปลอดภัยที่ได้จากการคำนวณ Numerical Upper Bound ที่ใช้ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบ Field Vane ปรับแก้ด้วยค่าปรับแก้ของ Aas (1986) เพื่อใช้ในการออกแบบได้

สำหรับผลการคำนวณโดย Pinit (1984) โดยวิธี Conventional Method ซึ่งสามารถแบ่งการวิเคราะห์ออกเป็น 2 กรณีคือ

1. กรณีที่ไม่พิจารณาผลของเสาคอนกรีตหน้า Sheet Pile โดยสามารถคำนวณค่าสัดส่วนความปลอดภัย $FS = 0.87$ และสรุปได้ว่า สาเหตุของการวิบัติเกิดจากระยะฝังของ Sheet Pile ไม่เพียงพอสำหรับการออกแบบ Sheet Pile แบบ Cantiliver Sheet Pile
2. กรณีที่พิจารณาผลในการเพิ่มเสถียรภาพของเสาคอนกรีตหน้า Sheet Pile ซึ่งในกรณีนี้ Pinit (1984) ได้พิจารณาผลของเสาคอนกรีตเฉพาะในแถว 1 และ 2 หน้า Sheet Pile เท่านั้นว่ามีผลต่อการต้านการเคลื่อนตัวของมวลดิน ซึ่งในกรณีนี้ Pinit (1984) สามารถคำนวณค่าสัดส่วนความปลอดภัย $FS = 1.04$

เมื่อเปรียบเทียบผลการคำนวณค่าสัดส่วนความปลอดภัยในปัญหาดังกล่าวโดยวิธี Numerical Limit Analyses กับผลการคำนวณโดยวิธี Conventional Method พบว่ามีความสอดคล้องกันคือมีค่าสัดส่วนความปลอดภัย $FS \approx 1.0$ และพบว่าผลการคำนวณโดยวิธี Numerical Limit Analyses ที่ใช้การปรับแก้ค่ากำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบ FV ของ Aas (1986) สามารถให้ผลการวิเคราะห์ที่ค่อนข้างปลอดภัยกับการนำไปใช้ทำการออกแบบ ดังจะเห็นได้จากผลการวิเคราะห์โดยใช้ค่าปรับแก้ของ Aas (1986) ในสองกรณีก่อนหน้านี้ซึ่งก็ได้ผลการคำนวณที่สอดคล้องกับสภาพการวิบัติที่เกิดขึ้นจริง

5.5 กรณีศึกษาที่ 5 การศึกษาแบบจำลอง Centrifuge ของงานขุด

แบบจำลอง Centrifuge ได้ถูกนำมาใช้อย่างแพร่หลายในงานวิศวกรรมปฐพี โดยเป็นการสร้างแบบจำลองย่อส่วนที่ถูกเหวี่ยงให้หมุนรอบแกนด้วยอัตราเร่งค่าหนึ่งเมื่อทำการทดสอบ ทำให้สามารถจำลองพฤติกรรมที่เกิดขึ้นจริงของงานทางวิศวกรรมปฐพีได้อย่างถูกต้อง การหมุนแบบจำลองรอบแกนทำให้เกิดความเร่งหนีศูนย์กลางที่มีขนาดเป็น N เท่าเมื่อเทียบกับแรงโน้มถ่วงโลก (G) โดย N คือ Scale Factor นั้นเปรียบเสมือนว่าได้ทำการทดสอบแบบจำลองภายใต้สภาพแรงโน้มถ่วงมากกว่าแรงโน้มถ่วงโลกปกติจำนวน N เท่า ตารางที่ 5.1 ได้แสดงถึงความสัมพันธ์ระหว่างค่า Parameter ต่างๆของโครงสร้างต้นแบบ (Prototype) และของแบบจำลอง Centrifuge เช่น การทดสอบภายใต้สภาพแรงโน้มถ่วงที่มีค่าเป็น 100 เท่าของแรงโน้มถ่วงปกติ ระยะฝังของกำแพงในแบบจำลองที่มีค่าเท่ากับ 160 มม. จะมีค่าเท่ากับระยะฝังของกำแพงในสภาพจริงๆ คือ 160×100 มม. หรือมีความยาวของกำแพงเท่ากับ 16 ม. ในขณะที่คุณสมบัติด้านกำลังรับแรงเฉือนของดินในแบบจำลอง Centrifuge จะเท่ากันกับค่าเมื่ออยู่ในสภาพแรงโน้มถ่วงโลกปกติ

รูปที่ 5.13 แสดงรายละเอียดการทดสอบแบบจำลอง Centrifuge สำหรับปัญหางานขุดที่ทำการทดสอบโดย Thanadol (2000) ภายใต้สภาพแรงโน้มถ่วงเท่ากับ 100 เท่าของแรงโน้มถ่วงโลก หรือมีค่า Scale Factor, $N = 100$ การทดสอบจะแบ่งออกเป็น 2 กรณีคือ 1) กรณีที่ไม่มีชั้นดินที่มีการปรับปรุงค่ากำลังรับแรงเฉือนคือมีค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำตามความสัมพันธ์ $s_u/\sigma'_{vo} = 0.22$ และ 2) กรณีที่มีชั้นดินที่มีการปรับปรุงค่ากำลังรับแรงเฉือนหนา 20 มม. และมีค่ากำลังรับแรงเฉือนเท่ากับ $1,000 \text{ kN/m}^2$ อยู่ที่ระดับ 20 มม. ต่ำกว่าระดับขุดและมีความกว้างเท่ากับ 100 มม. ดังแสดงในรูปที่ 5.13

การวิเคราะห์โดยวิธี Numerical Limit Analyses สำหรับปัญหาดังกล่าวจะคำนวณหาค่าสัดส่วนความปลอดภัยโดยพิจารณาที่ระดับขุดตั้งแต่ 30-60 มม. (หรือเท่ากับ 3-6 ม. ตามขนาดจริงๆ) ต่ำกว่าระดับดินเดิม ซึ่งผลการคำนวณช่วงของค่าสัดส่วนความปลอดภัย LB-UB ที่ระดับของการขุดค่าต่างๆได้แสดงในตารางที่ 5.2 และรูปที่ 5.14 ซึ่งสามารถสรุปได้ว่าในกรณีที่ 1 คือไม่มีชั้นดินที่มีการปรับปรุงค่ากำลังรับแรงเฉือนจะเกิดการวิบัติ (ค่าสัดส่วนความปลอดภัย, $FS = 1$) เมื่อมีการขุดดินจนถึงระดับ 3.20-3.50 เมตรต่ำกว่าระดับดินเดิม ส่วนในกรณีที่ 2 คือมีชั้นดินที่มีการปรับปรุงค่ากำลังรับแรงเฉือน จะเกิดการวิบัติเมื่อมีการขุดดินจนถึงระดับ 4.25-4.75 เมตรต่ำกว่าระดับดินเดิม เมื่อพิจารณาเฉพาะผลการคำนวณโดยวิธี Numerical Upper Bound พบว่าจะมีค่า FS เท่ากับ 1 เมื่อมีระดับของการขุดที่ 3.50 เมตรและ 4.75 สำหรับกรณีที่ 1 และ 2 ตามลำดับ รูปที่ 5.15 และ 5.16 แสดงผลการคำนวณโดยวิธี Numerical Upper Bound ในกรณีที่ 1 และ 2 ตามลำดับ จากรูปพบว่า

การวิบัติของการจำลองการขุดด้วย Centrifuge นี้จะเกิดจากการเคลื่อนตัวของมวลดินและกำแพงเข้าหาด้านขุดโดยไม่เกิดการวิบัติในตัวโครงสร้างของกำแพงทั้งสองกรณี

เมื่อเปรียบเทียบผลการคำนวณโดยวิธี Limit Analyses กับผลการทดสอบแบบจำลอง Centrifuge ของ Thanadol (2000) ในรูปที่ 5.17 ซึ่งแสดงการเคลื่อนตัวของมวลดินในแนวตั้ง (Surface Settlement) และการเคลื่อนตัวของกำแพงทางแนวราบ (Lateral Wall Movement) ที่วัดได้จากการทดสอบแบบจำลอง Centrifuge ทั้ง 2 กรณีคือ 1) กรณีที่ไม่มีชั้นดินที่มีการปรับปรุงค่ากำลังรับแรงเฉือนและ 2) กรณีที่มีชั้นดินที่มีการปรับปรุงค่ากำลังรับแรงเฉือน การกำหนดระดับของการขุดเมื่อเกิดการวิบัติของโครงสร้างป้องกันดินจะใช้ระดับการขุดสุดท้ายที่มีการวัดค่าการเคลื่อนตัวของกำแพงในแนวราบ สำหรับกรณีที่ 1 จะเกิดการวิบัติเมื่อมีระดับการขุด 40 มม. ของแบบจำลอง (หรือ 4 ม. สำหรับขนาดของจริง) และจะเกิดการวิบัติสำหรับกรณีที่ 2 เมื่อมีระดับการขุด 60 มม. ของแบบจำลอง (หรือ 6 ม. สำหรับขนาดของจริง) และเมื่อเปรียบเทียบผลการทดสอบแบบจำลอง Centrifuge กับผลการวิเคราะห์โดยวิธี Numerical Limit Analyses พบว่าระดับของการขุดที่ทำให้เกิดการวิบัติในโครงสร้างป้องกันดินที่ได้จากการทดสอบแบบจำลอง Centrifuge มีค่ามากกว่าระดับการขุดที่ได้จากการวิเคราะห์โดยวิธี Numerical Limit Analyses โดยอาจมีสาเหตุมาจากการกำหนดเงื่อนไขของการวิบัติต่างกันโดยการทดสอบแบบจำลอง Centrifuge จะใช้ค่าการเคลื่อนตัวของกำแพงที่วัดได้จากการทดสอบในการกำหนดการวิบัติ ในขณะที่การวิเคราะห์โดยวิธี Numerical Limit Analyses เป็นการคำนวณหาตามหลักทฤษฎีที่สามารถให้ผลการคำนวณที่ปลอดภัยกว่าคือคำนวณได้ระดับของการขุดที่เกิดการวิบัติได้ต่ำกว่าค่าที่วัดได้จริงจากแบบจำลองคือจะได้ระดับของการขุดประมาณ 3.50 ม. และ 4.50 ม. สำหรับกรณีที่ 1 และ 2 ตามลำดับ

Parameter	Prototype	Centrifuge model at NG
Linear Dimension	1	1/N
Area	1	1/N ²
Volume	1	1/N ³
Density	1	1
Mass	1	1/N ³
Acceleration	1	N
Velocity	1	1
Displacement	1	1/N
Strain	1	1
Energy	1	1/N ³
Stress	1	1
Force	1	1/N ²
Time (seepage)	1	1/N ²

ตารางที่ 5.1 ความสัมพันธ์ระหว่างของค่า Parameter ต่างๆระหว่างโครงสร้างต้นแบบและแบบจำลอง Centrifuge

Excavated Depth	Factor Safety for Improved Soil			Factor Safety for Non-improved Soil		
	LB	UB	Error(%)	LB	UB	Error(%)
3.000	1.376	1.522	5.05	1.040	1.139	4.55
3.500	1.203	1.331	5.07	0.912	0.999	4.55
4.000	1.056	1.171	5.16	0.796	0.873	4.62
4.500	0.942	1.046	5.19	0.705	0.775	4.69
5.000	0.850	0.944	5.25	0.632	0.695	4.77
5.500	0.771	0.859	5.39	0.571	0.630	4.87
6.000	0.705	0.787	5.48	0.520	0.575	5.02

From the Result by Limit Analyses :

Case #1 Non-Improved Soil

FS = 1, when H = 3.20 - 3.50 m

Case #2 Improved Soil

FS = 1, when H = 4.25 - 4.75 m

Summary of Prediction at Failure (Use UB Result)

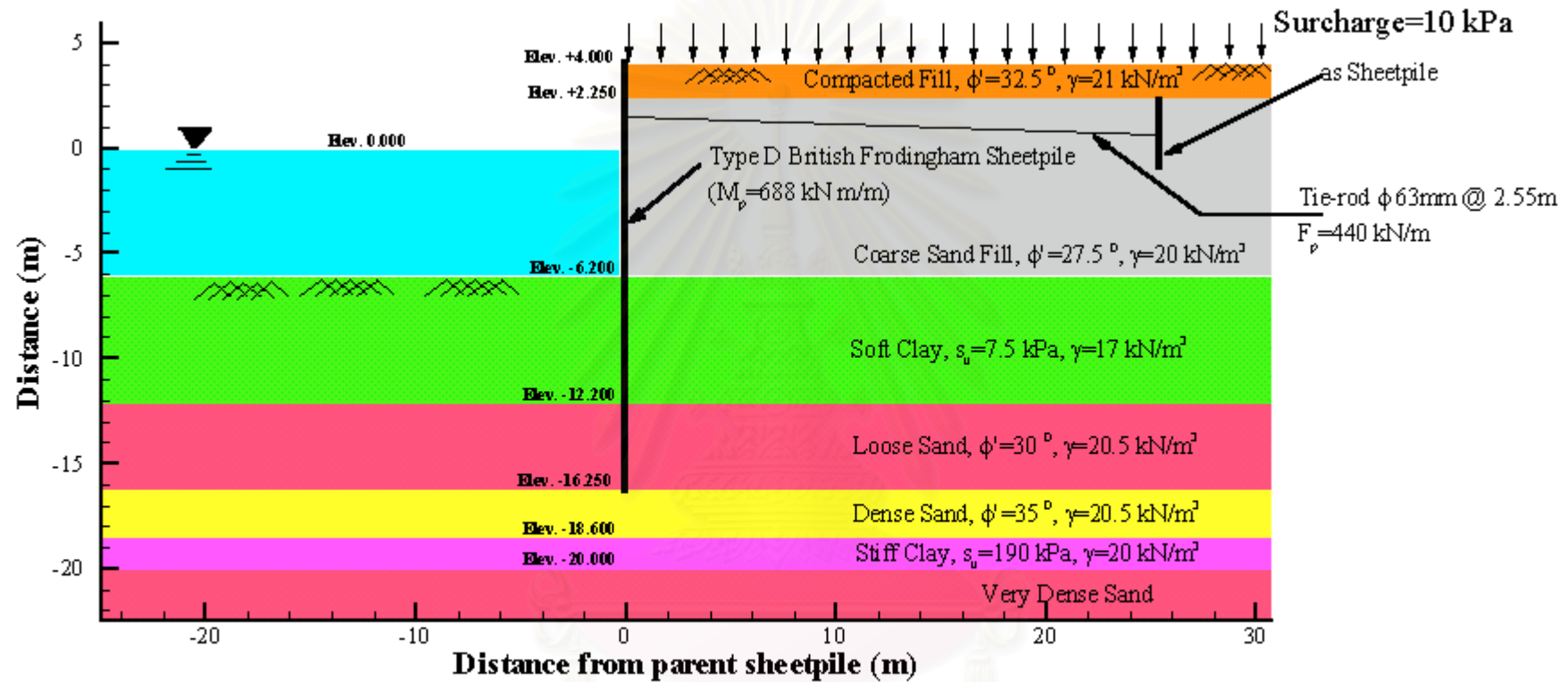
Case #1 Non-Improved Soil, H_f = 3.50 m

Case #2 Improved Soil, H_f = 4.75 m

ตารางที่ 5.2 ผลการคำนวณโดยวิธี Numerical Limit Analyses ในกรณีที่ดินมีการปรับปรุงค่ากำลังรับแรงเฉือน และกรณีที่ไม่มีการปรับปรุงค่ากำลังรับแรงเฉือน



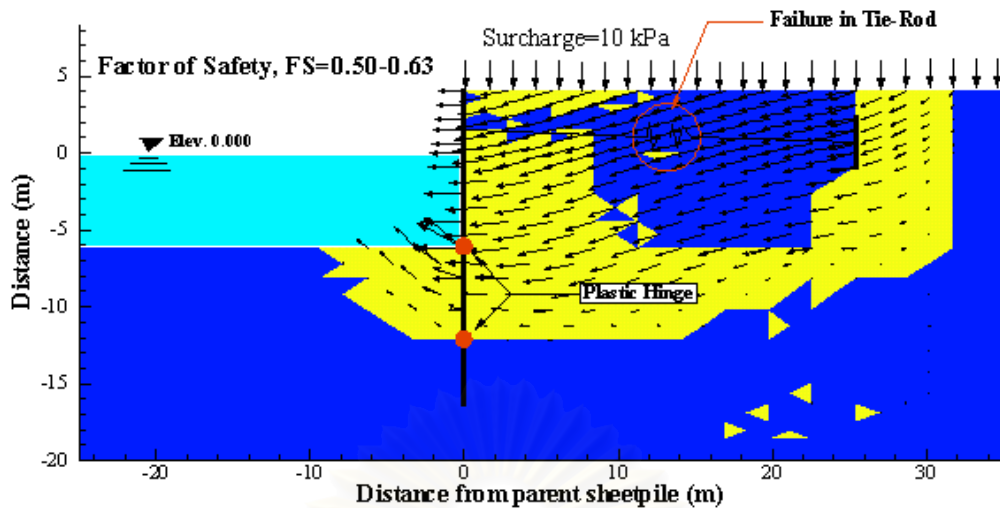
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



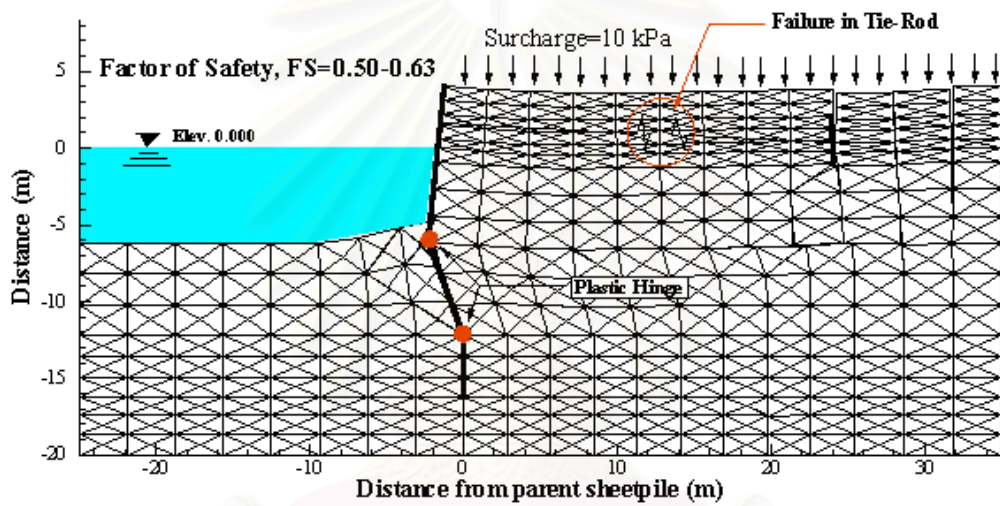
Layout of Ras Tanajib Marine Facility

รูปที่ 5.1 ลักษณะโดยทั่วไปและคุณสมบัติของชั้นดินในโครงการ Ras Tanajib Marine Facility

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



a) Velocity Field/ Failure Plastic Zone

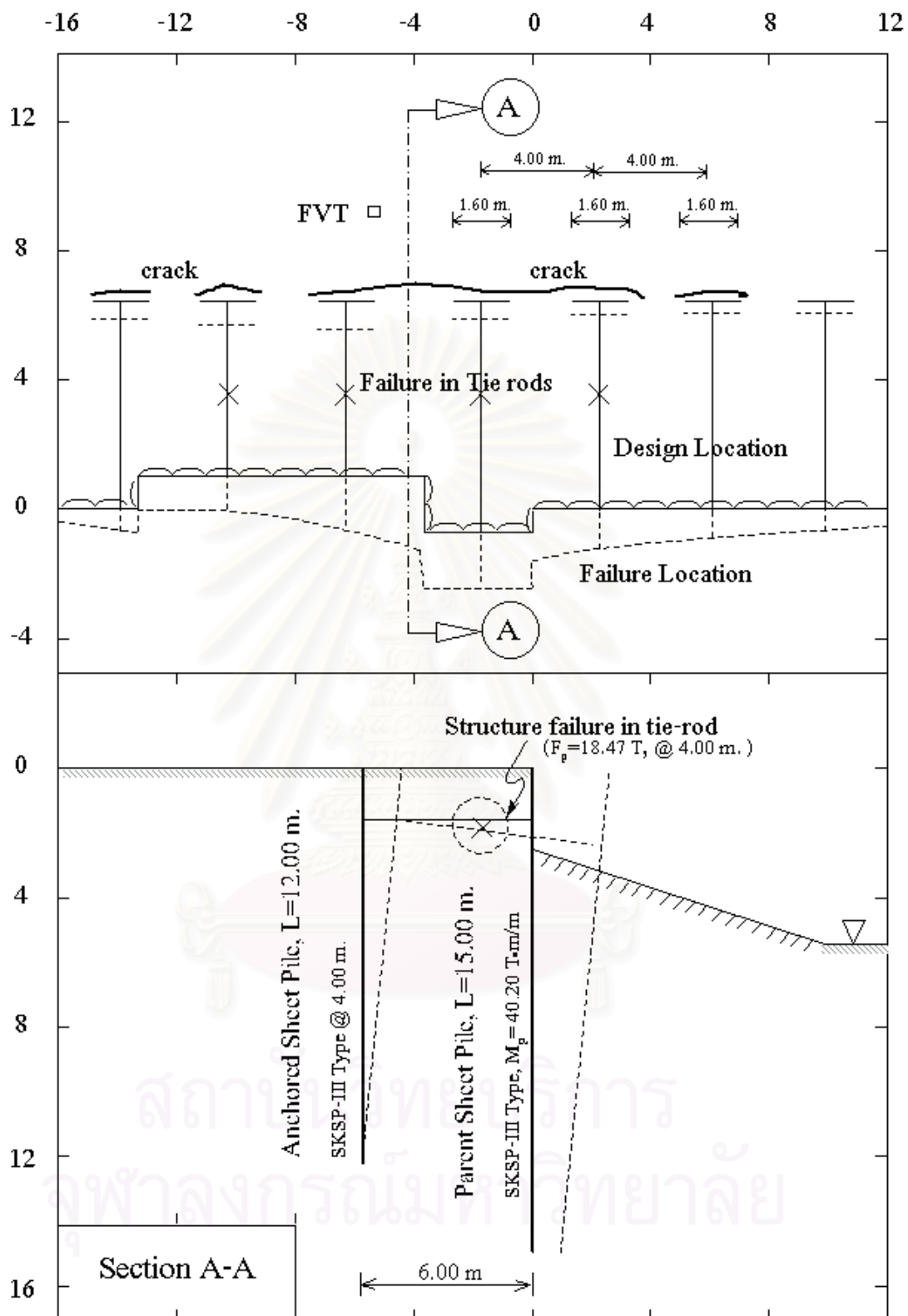


b) Deformed Mesh

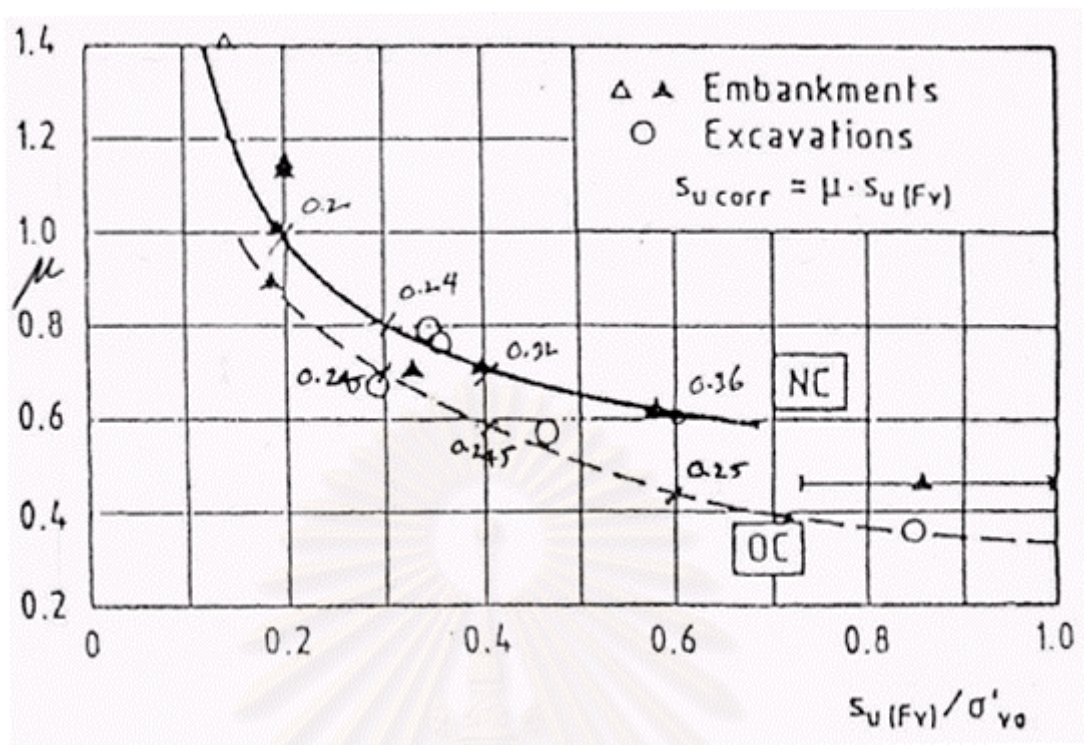
Upper Bound Results of Ras Tanajib Marine Facility Failure Case

รูปที่ 5.2 ผลการวิเคราะห์โดย Numerical Upper Bound ของโครงการ Ras Tanajib Marine Facility

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



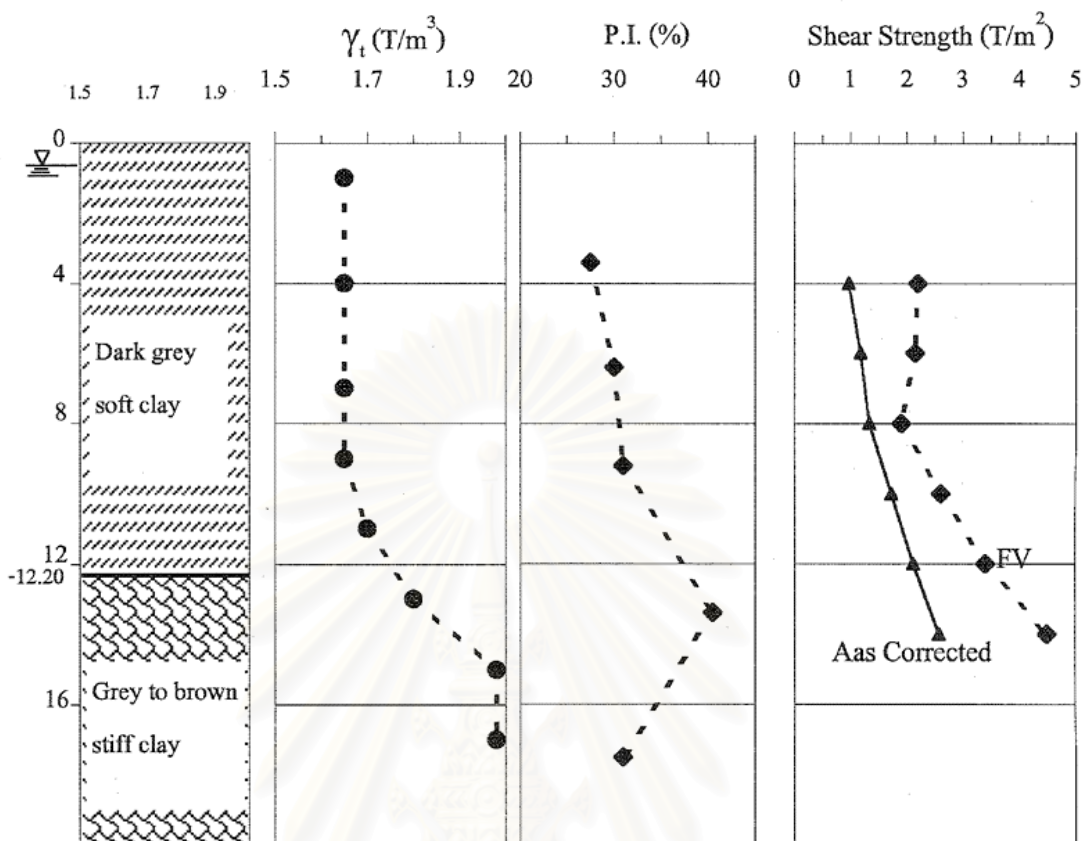
รูปที่ 5.3 รายละเอียดโครงการก่อสร้างห้องใต้ดินของอาคารสูงที่ตั้งอยู่บนถนนวิทญู



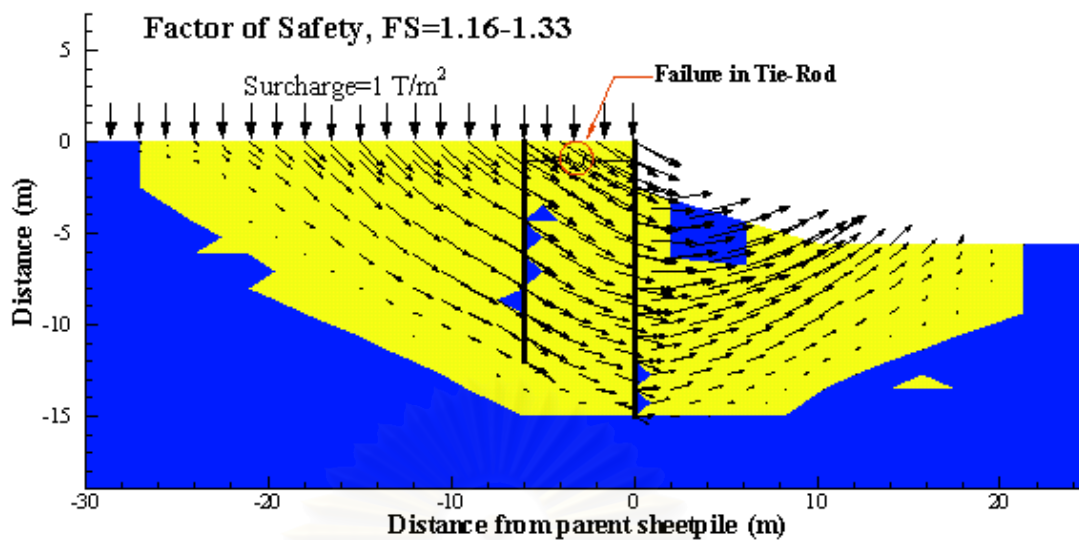
รูปที่ 5.4 ค่าปรับแก้ค่ากำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบ Field Vane โดย Aas (1986)

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

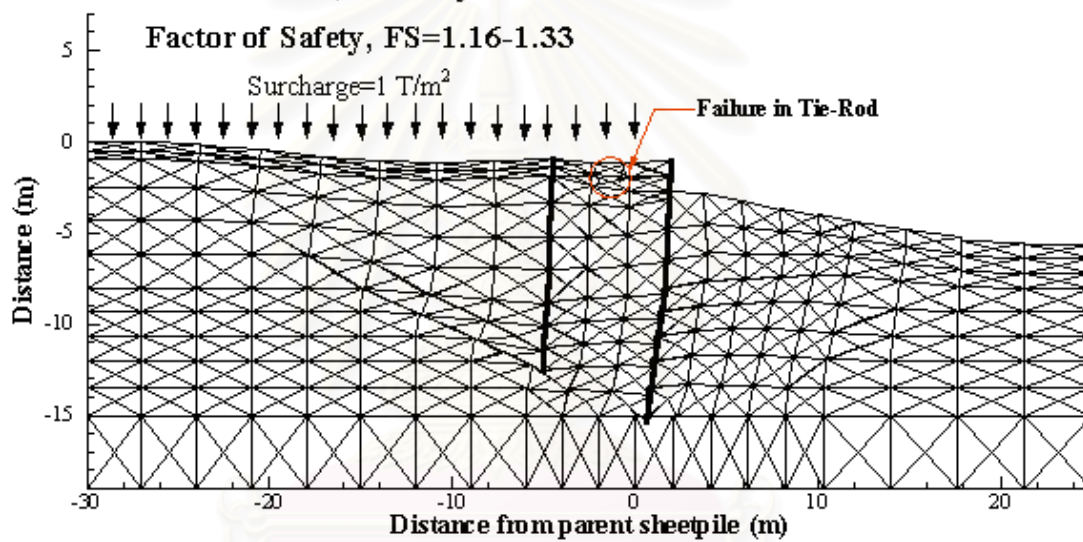
Wireless Road Site



รูปที่ 5.5 คุณสมบัติของชั้นดินโครงการก่อสร้างห้องใต้ดินของอาคารสูงที่ตั้งอยู่บนถนนวิฑู



a) Velocity Field/ Failure Plastic Zone

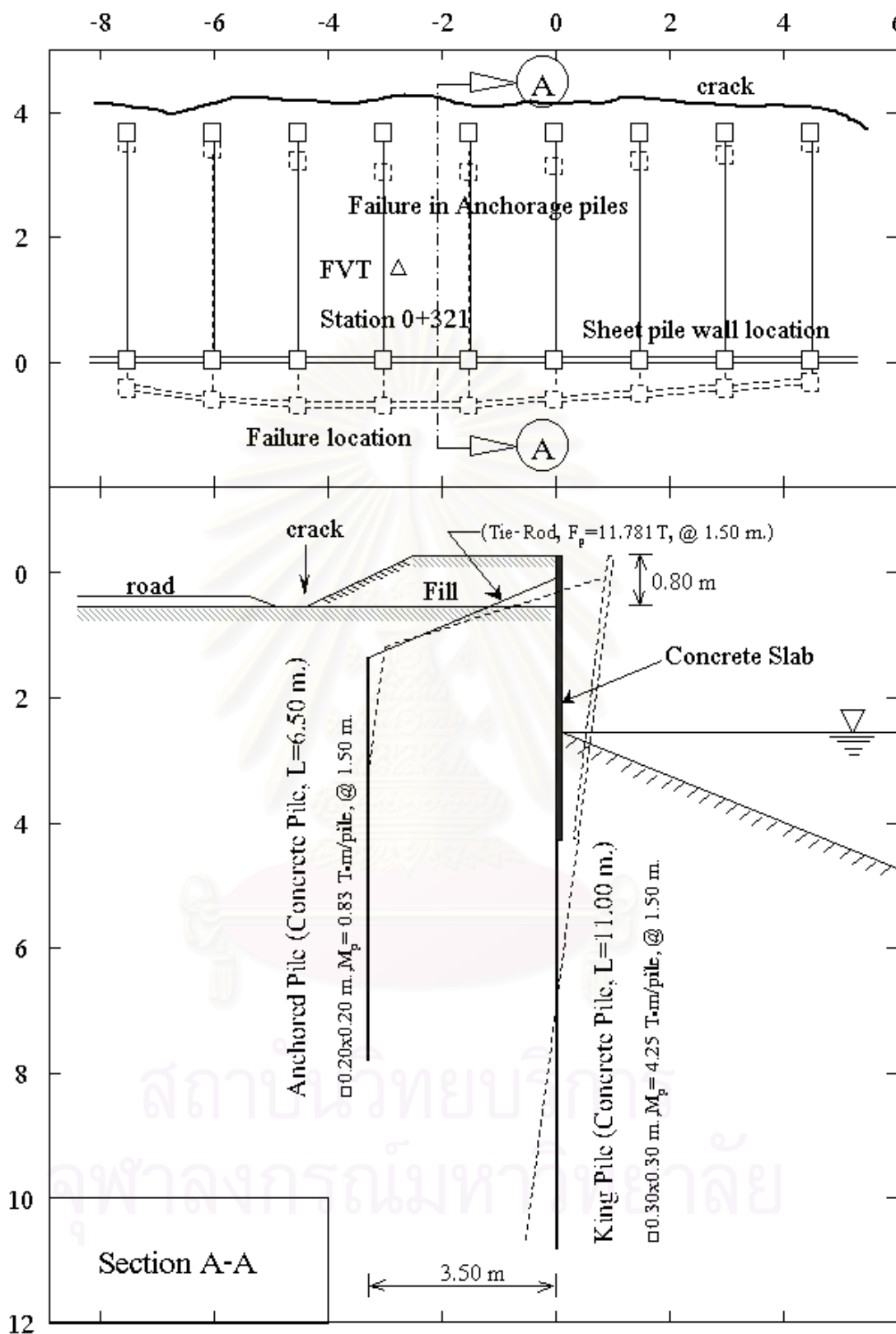


b) Deformed Mesh

Upper Bound Results of Wireless Rd. Failure Case

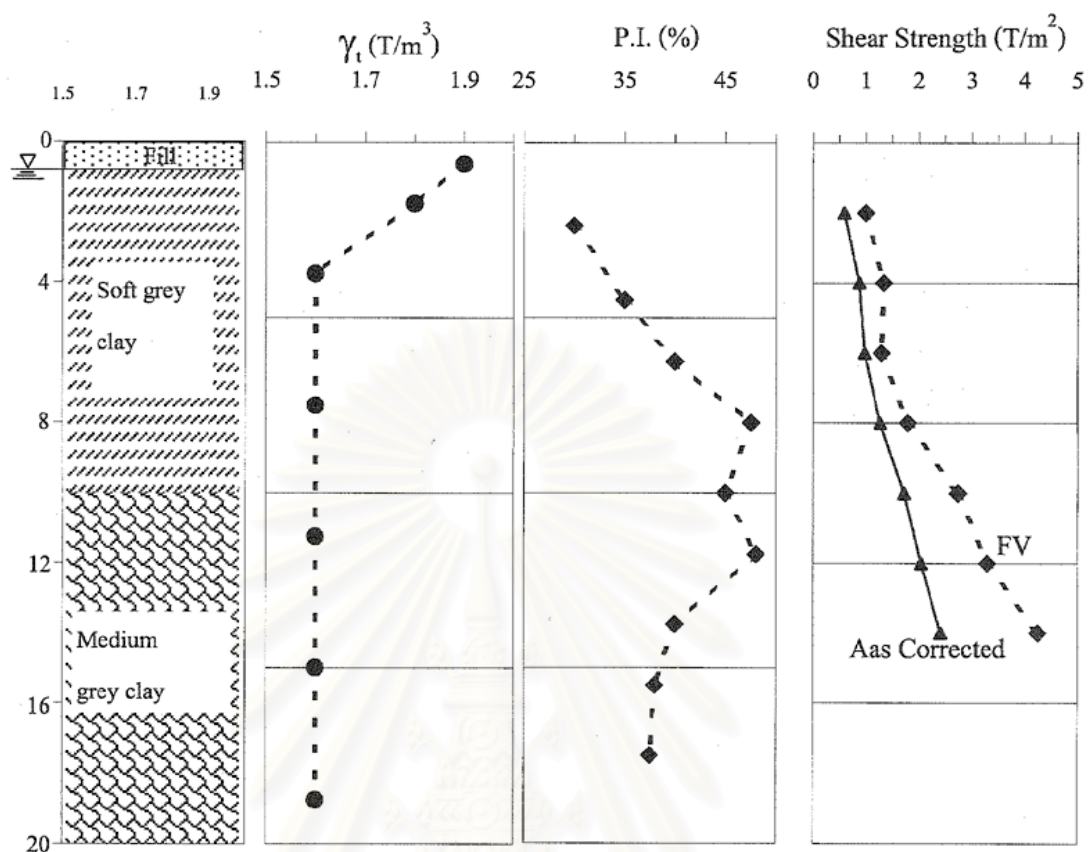
รูปที่ 5.6 ผลการคำนวณ Numerical Upper Bound ของโครงการก่อสร้างห้องใต้ดินของอาคารสูงที่ตั้งอยู่บน
ถนนวิฑู

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

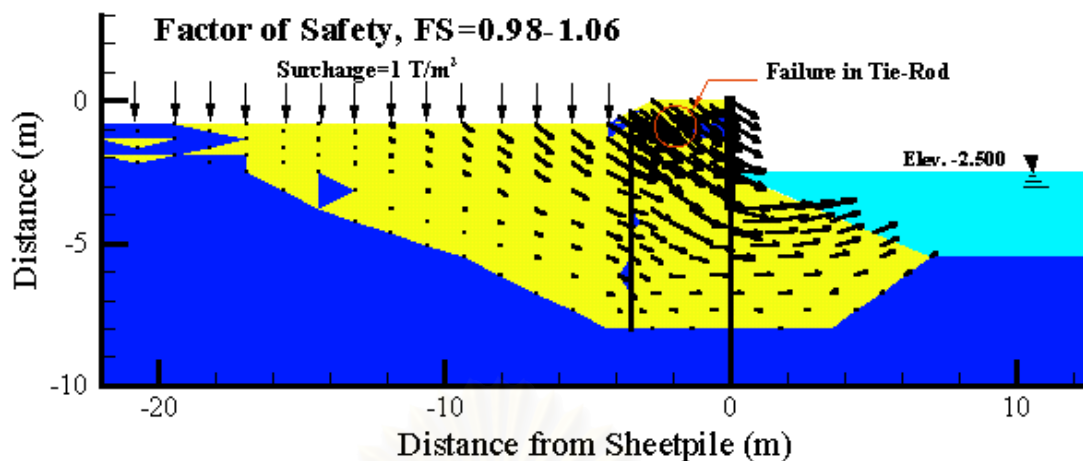


รูปที่ 5.7 รายละเอียดงานก่อสร้างกำแพงกันดินตามแนวคลองส่งน้ำตามแนวนอนประชาชน

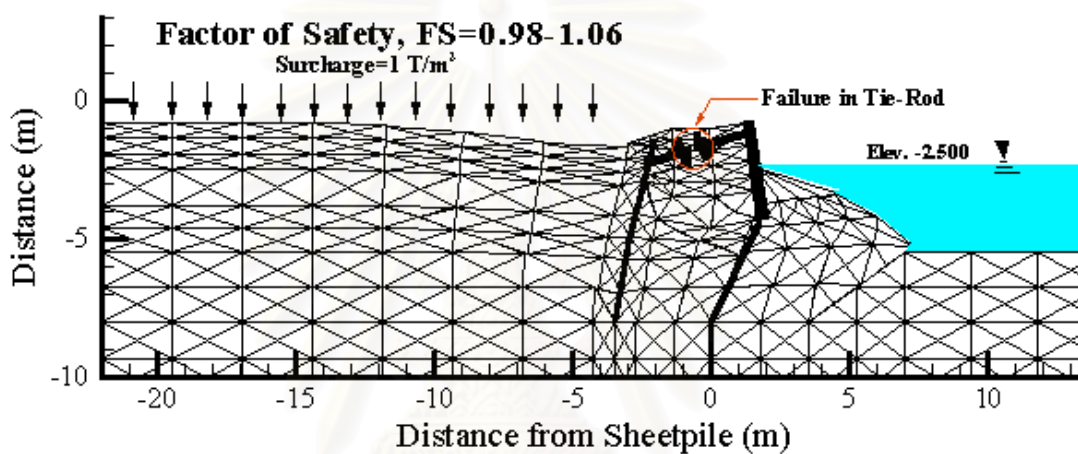
Prachachuen Site



รูปที่ 5.8 คุณสมบัติของชั้นดินงานก่อสร้างกำแพงกันดินตามแนวคลองส่งน้ำตามแนวถนนประชาชื่น



a) Velocity Field/ Failure Plastic Zone

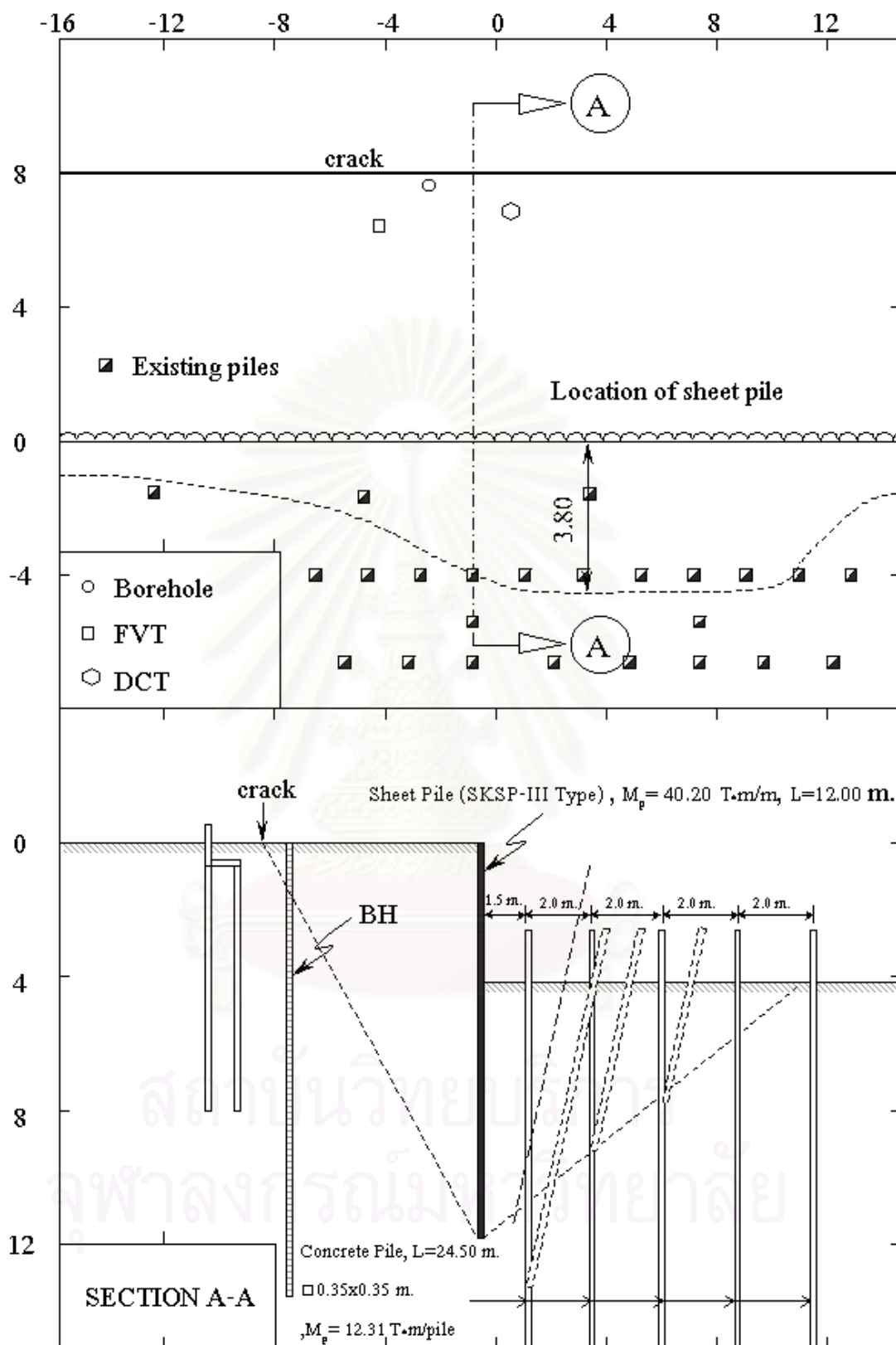


b) Deformed Mesh

Upper Bound Results of Prachachuen Failure Case

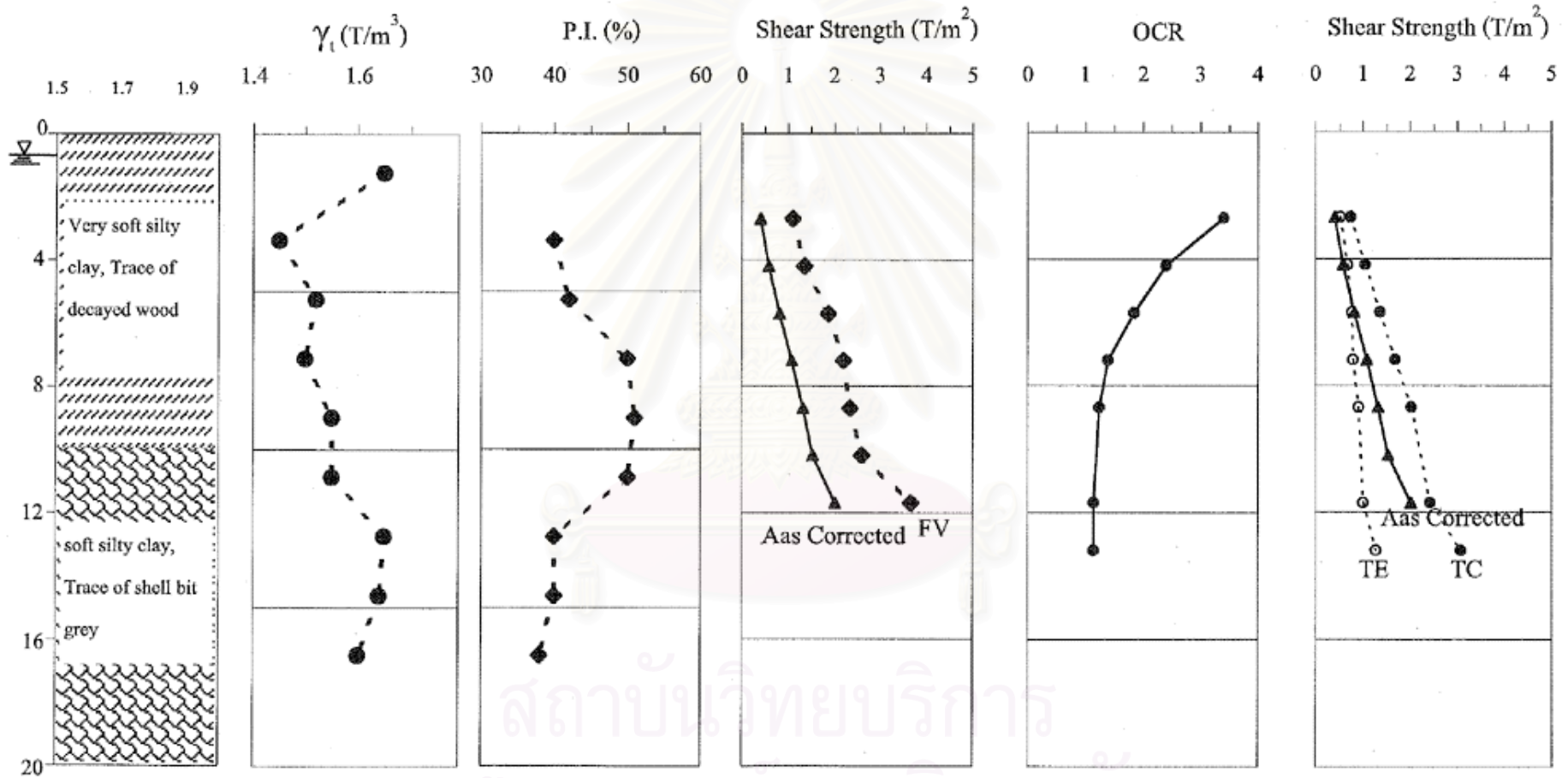
รูปที่ 5.9 ผลการคำนวณ Numerical Upper Bound งานก่อสร้างกำแพงกันดินตามแนวคลองส่งน้ำตามแนวถนนประชาชน

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

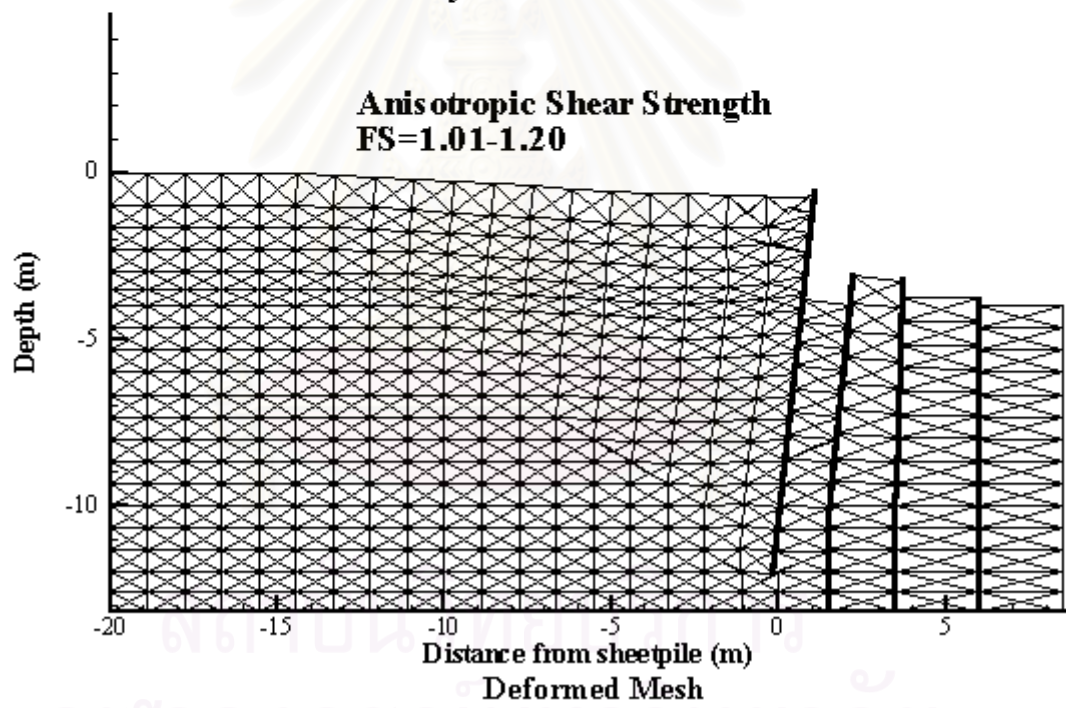
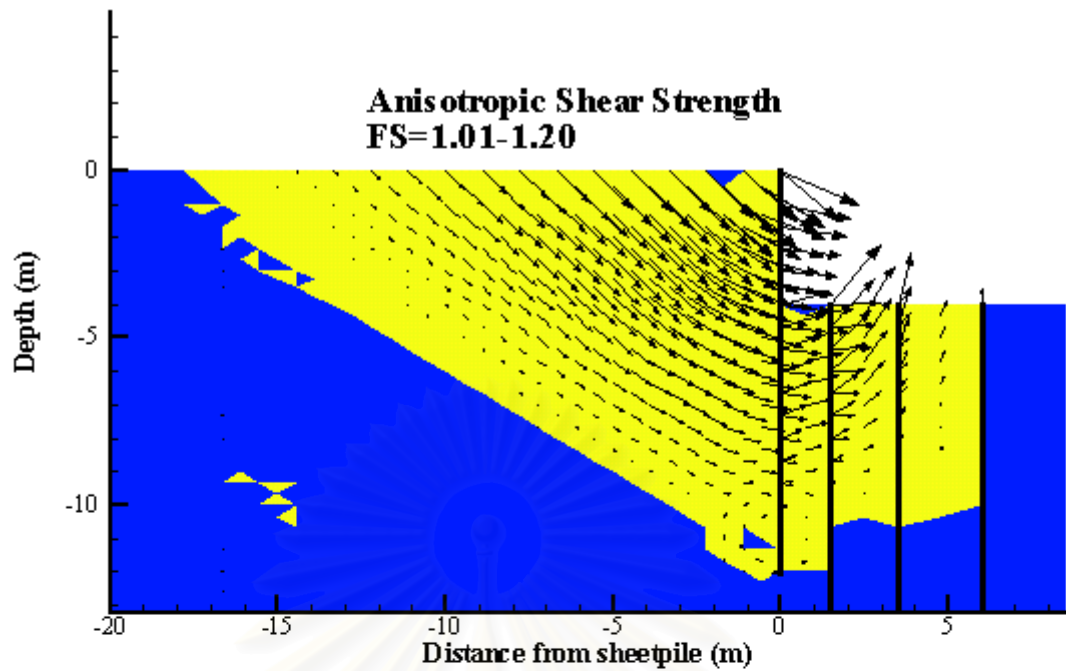


รูปที่ 5.10 รายละเอียดโครงการก่อสร้างสถานีสูบน้ำและอ่างเก็บน้ำราชบุรณะ

Ratburana Site

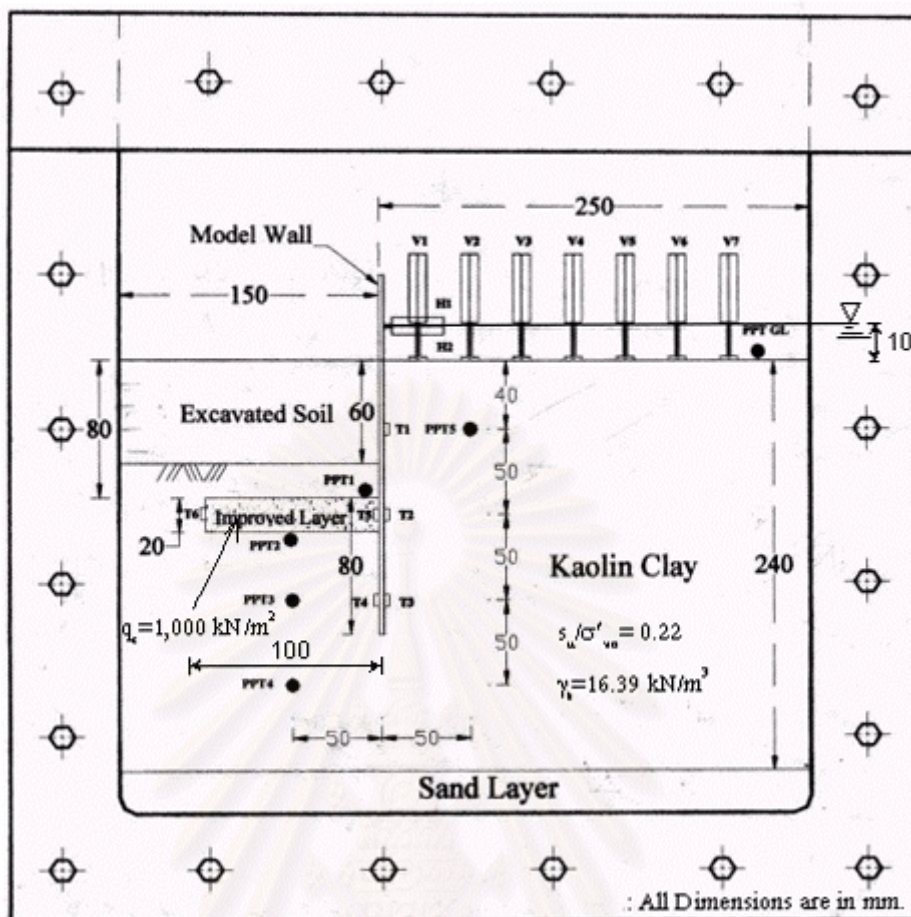


รูปที่ 5.11 คุณสมบัติของชั้นดินงานก่อสร้างในโครงการสถานีสูบน้ำและอ่างเก็บน้ำราชบุรณะ

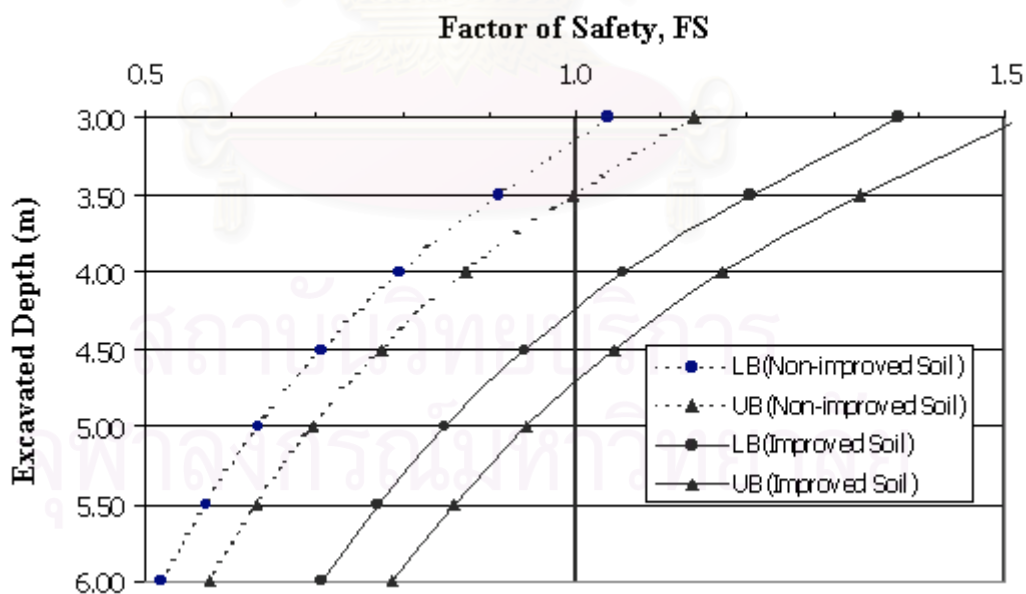


**Upper Bound Results of Ratburana Failure Case
(Anisotropic Shear Strength)**

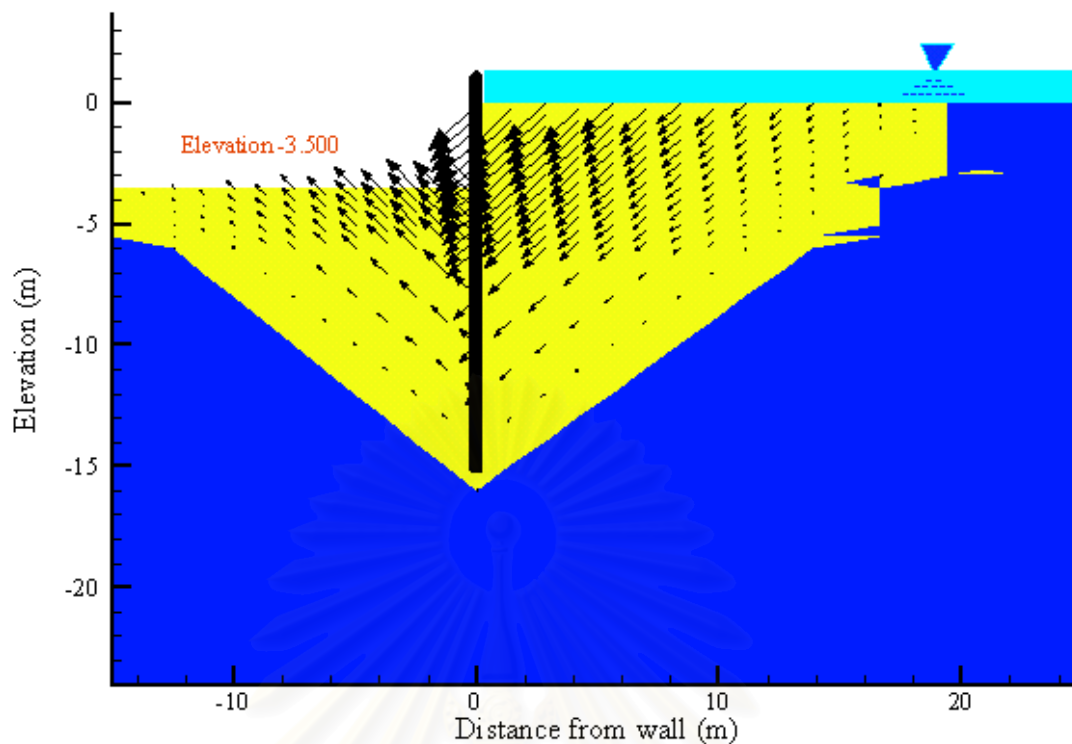
รูปที่ 5.12 ผลการคำนวณ Numerical Upper Bound โครงการก่อสร้างสถานีสูบน้ำและอ่างเก็บน้ำราชบุรณะ



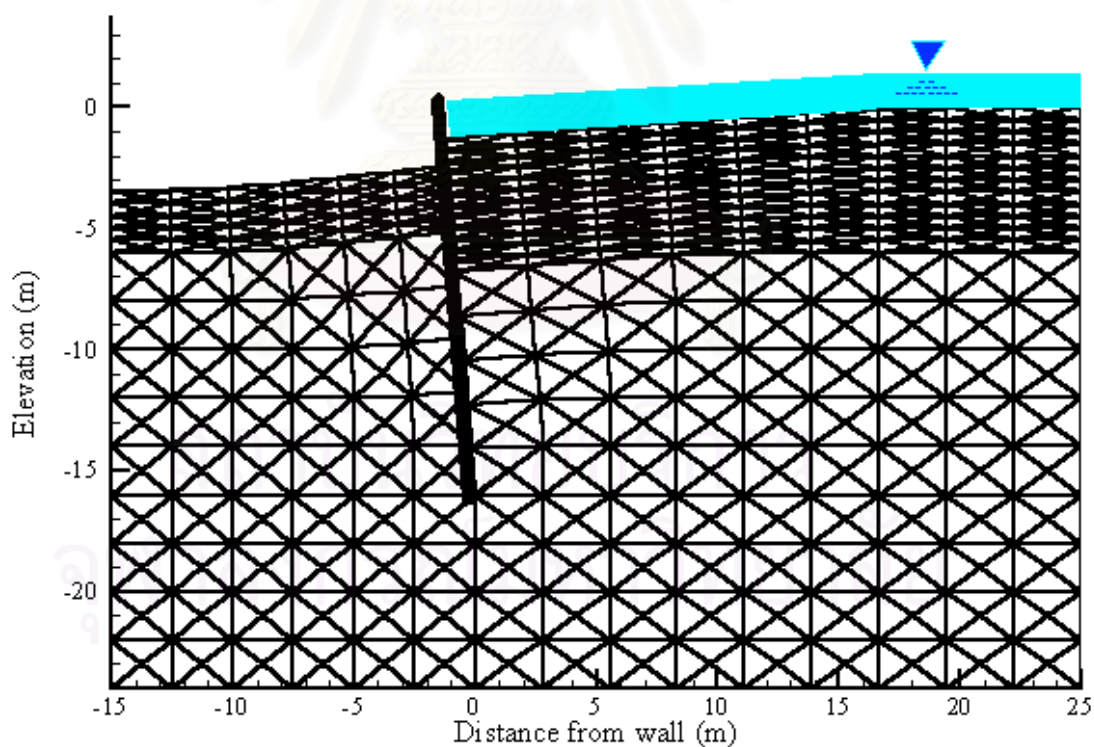
รูปที่ 5.13 รายละเอียดกรณีศึกษาที่ 5 ซึ่งเป็นการทดสอบแบบจำลอง Centrifuge



รูปที่ 5.14 ผลการคำนวณค่าสัดส่วนความปลอดภัย (FS) โดยวิธี Numerical Limit Analyses สำหรับการขุดที่ระดับต่างๆ

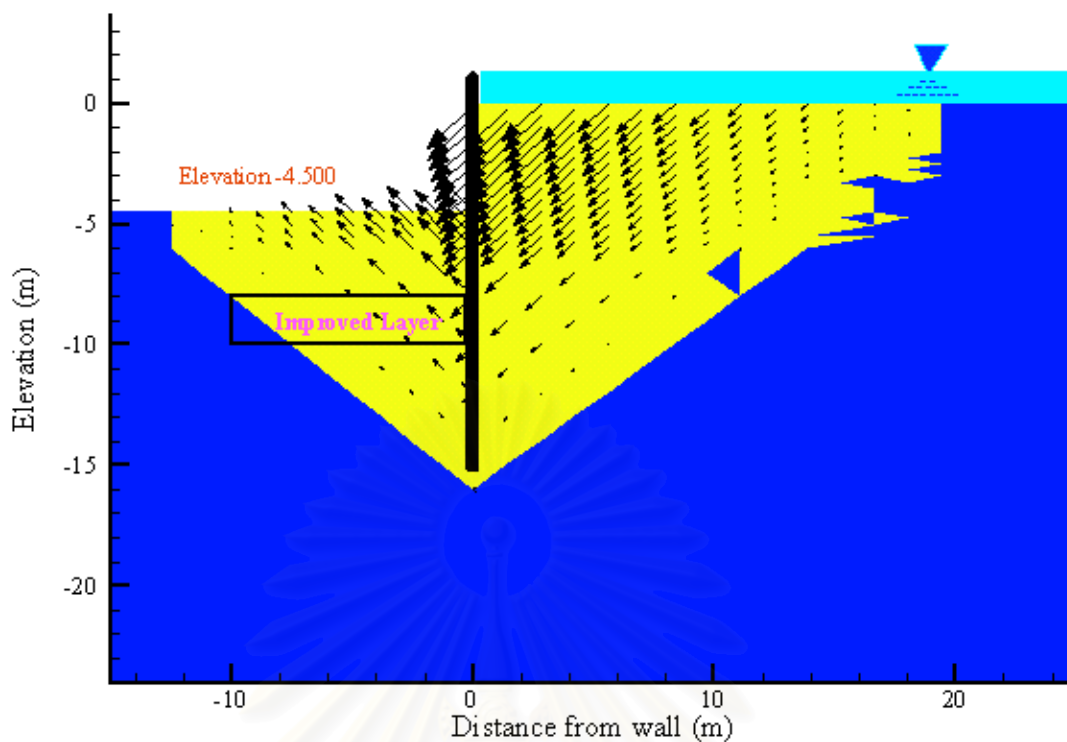


a) Velocity Field and Plastic Failure Zone

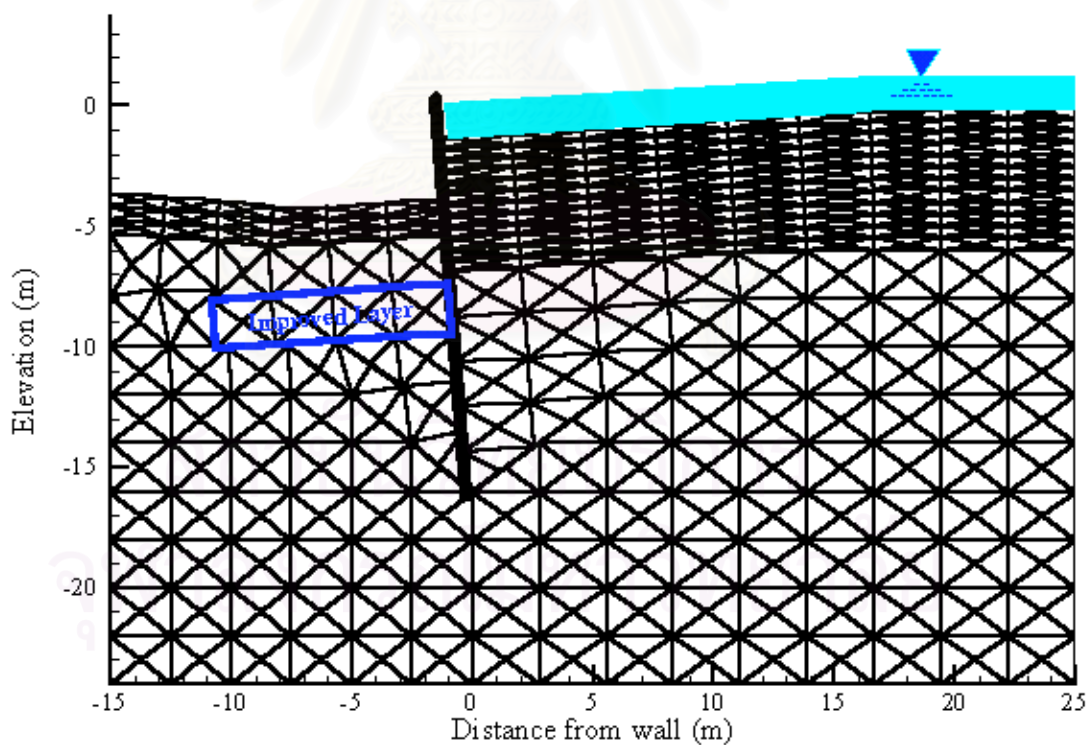


b) Failure Mechanism

รูปที่ 5.15 ผลการคำนวณโดยวิธี Numerical Upper Bound ในกรณีที่ 1 คือไม่มีชั้นดินที่มีการปรับปรุงค่ากำลังรับแรงเฉือน

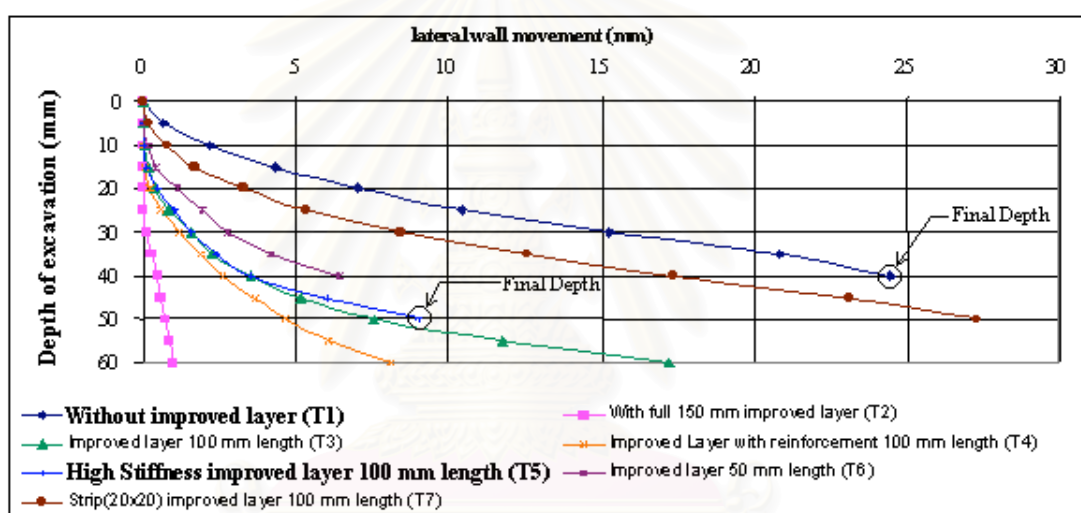
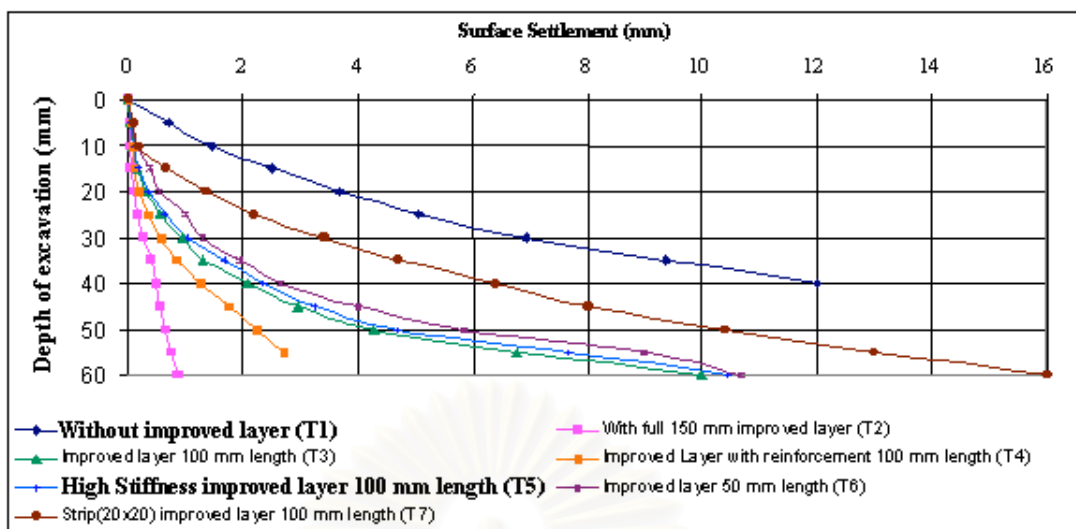


a) Velocity Field and Plastic Failure Zone



b) Failure Mechanism

รูปที่ 5.16 ผลการคำนวณโดยวิธี Numerical Upper Bound ในกรณีที่ 2 คือ มีชั้นดินที่มีการปรับปรุงค่ากำลังรับแรงเฉือน



รูปที่ 5.17 ผลการทดสอบแบบจำลอง Centrifuge สำหรับปัญหาทางานชุดโดย Thanadol (2000)

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทที่ 6

สรุปผลการวิเคราะห์และข้อเสนอแนะ

6.1 สรุปผลการวิเคราะห์

การวิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพในงานวิศวกรรมปฐพีโดยวิธี Numerical Limit Analyses สามารถสรุปผลการวิเคราะห์ตามลักษณะของปัญหาได้ดังนี้

6.1.1 สรุปผลการวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากติดต่อนื่องสำหรับกรณีที่ยังไม่มีคำตอบที่ถูกต้องตามทฤษฎี

การวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักบรรทุก ของฐานรากติดต่อนื่องบนชั้นทราย (Bearing Capacity Factor, N_γ) โดยวิธี Numerical Limit Analyses คำนวณที่ค่า ϕ' ของทรายในช่วงการใช้งานทางวิศวกรรมปฐพีคือ $\phi' = 5^\circ-40^\circ$ และพิจารณาผลของความขรุขระของพื้นฐานราก (Surface Footing Roughness) ผลการวิเคราะห์พบว่าวิธี Numerical Limit Analyses สามารถคำนวณค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของทราย (N_γ) ได้เป็นอย่างดี โดยได้เปรียบเทียบผลการคำนวณโดยวิธี Numerical Limit Analyses กับผลที่คำนวณจากวิธีอื่นๆ ซึ่งได้แก่ วิธี Characteristics, วิธี Upper Bound Calculation, วิธี Limit Equilibrium, วิธี Displacement-based Finite Element และวิธี Finite Difference จากการเปรียบเทียบดังกล่าวพบว่า ค่า N_γ ที่คำนวณโดยวิธี Numerical Limit Analyses มีค่าใกล้เคียงกับค่าที่คำนวณโดย Hansen and Christensen (1969) และ Booker (1969) ในขณะที่ค่า N_γ ที่เสนอโดยผู้วิจัยบางท่านได้เสนอค่า N_γ ที่สูงกว่าค่าที่คำนวณโดยวิธี Numerical Limit Analyses มากถึง 200-300% ส่วนกลไกการวิบัติจากการคำนวณโดยวิธี Numerical Limit Analyses มีลักษณะใกล้เคียงกับผลการคำนวณโดยวิธี Slip-Line สำหรับผลของความเสียดทานระหว่างผิวของฐานรากกับทรายใต้ฐานรากมีผลอย่างมากต่อค่า N_γ ที่คำนวณได้แต่ไม่มีผลกับลักษณะการกระจายของหน่วยแรงใต้ฐานรากมากเท่ากับผลของค่า ϕ'

การวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากติดต่อนื่องวางบนชั้นดินเหนียวสองชั้นที่มีค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำไม่เท่ากันพิจารณาที่ค่า $C_{u1}/C_{u2} = 0.2-5.0$ ผลการวิเคราะห์สำหรับกรณีดังกล่าวยังไม่สามารถคำนวณได้อย่างถูกต้องตามทฤษฎี ผลการวิเคราะห์โดยวิธี Numerical Limit Analyses พบว่าการคำนวณค่า N_c^* ได้ช่วงคำตอบขอบเขตล่าง (LB) และขอบเขตบน (UB) ของน้ำหนักประลัย ที่ครอบคลุมค่าที่ถูกต้องตามทฤษฎี (Analytical Exact Solution) โดยมีความคลาดเคลื่อนของผลการคำนวณประมาณ $\pm 5\%$ ผลการวิเคราะห์พบว่ากลไกการวิบัติของมวลดินจะขึ้นอยู่กับอัตราส่วน C_{u1}/C_{u2} โดยจะมีการเปลี่ยนแปลงกลไกการวิบัติจาก Partial Punching

Shear Mode ไปเป็น Full Punching Shear Mode เมื่ออัตราส่วน C_{u1}/C_{u2} มีค่าสูงกว่า 2.50 การเปรียบเทียบผลการคำนวณด้วยวิธี Numerical Limit Analyses กับผลการคำนวณด้วยวิธีอื่นๆที่ใช้ในทางปฏิบัติพบว่า การคำนวณของ Chen (1975) และการคำนวณโดยวิธีการเฉลี่ยค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวทั้งสองชั้นในช่วงความลึกที่มวลดินเกิดการวิบัติ (ที่นิยมใช้กันทั่วไปเนื่องจากความสะดวก) ให้ค่า N_c^* ที่ไม่ปลอดภัยในการนำไปใช้ออกแบบฐานราก การคำนวณโดยวิธีของ Meyerhof and Hanna (1978) และ Brown and Meyerhof (1969) ให้ค่า N_c^* ที่สอดคล้องเป็นอย่างดีกับผลการคำนวณที่เสนอในบทความนี้ ความถูกต้องของค่า N_c^* ที่คำนวณจากวิธี Numerical Limit Analyses ที่เสนอในบทความนี้สามารถตรวจสอบได้โดยการเทียบกับค่าน้ำหนักบรรทุกประลัยที่ได้จากการทดสอบแบบจำลองฐานรากในห้องปฏิบัติการหรือจากงานก่อสร้างจริง

การวิเคราะห์ค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากติดต่อบนดินเหนียวที่มีค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำซึ่งขึ้นอยู่กับทิศทางของหน่วยแรงหลักโดยจะพิจารณาที่อัตราส่วนต่างๆของ $b/a = 0.01 - 1.20$ ซึ่งเป็นค่าช่วงที่เกิดขึ้นของดินเหนียว Anisotropic ในธรรมชาติ ผลการคำนวณด้วยวิธี Numerical Limit Analyses พบว่ามีความถูกต้องเป็นอย่างสูง โดยสังเกตได้ว่ามีช่วงของค่า LB และ UB ที่แคบ และเมื่อเปรียบเทียบผลการคำนวณดังกล่าวโดยวิธี Numerical Limit Analyses กับผลการคำนวณของ Davis and Christian (1971) ซึ่งเป็นค่า Analytical Exact Solution พบว่ามีความใกล้เคียงกันอย่างมาก โดยสามารถสรุปได้ว่าค่าเฉลี่ยระหว่างค่า LB และ UB สามารถประมาณค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากในกรณีนี้ได้อย่างถูกต้อง นอกจากนี้ยังพบว่ากลไกการวิบัติของมวลดินยังขึ้นกับอัตราส่วนของ b/a

การวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักของฐานรากติดต่อบนชั้นทรายที่มีชั้นดินเหนียววางอยู่ข้างใต้ด้วยวิธี Numerical Limit Analyses จะพิจารณาคูณสมบัติของชั้นดินทั้งสองแยกเป็น 2 กรณีคือ 1) ทรายมีค่า $\phi' = 48.5^\circ$ และวางอยู่บนดินเหนียวที่มีค่า $s_u = 10.60 \text{ kN/m}^2$ ที่อัตราส่วน $H/B = 0 - 3.00$ ผลการวิเคราะห์พบว่า มีช่วงของค่า LB และ UB ที่กว้างเนื่องจากเป็นการวิเคราะห์กับทรายที่มีค่า ϕ' ที่สูงคือเท่ากับ 48.5° หลังจากหาค่าของ ϕ' ด้วย 1.20 คือเหลือค่า ϕ' เท่ากับ 40.42° เพื่อเป็นการปรับแก้เนื่องจากผลของ Compressibility ที่แตกต่างกันระหว่างทรายกับดินเหนียว จะได้ผลการวิเคราะห์ค่ากำลังรับน้ำหนักของฐานรากสอดคล้องกับผลการคำนวณจากแบบจำลองย่อส่วนของ Kenny and Andrawes (1997) อีกทั้งยังสอดคล้องกับผลการทดสอบแบบจำลองฐานรากติดต่อบนดินเหนียวและค่าที่คำนวณจากวิธี Semi-empirical โดย Hanna and Meyerhof (1980) และกรณีที่ 2 ทรายมีค่า $\phi' = 47.5^\circ$ ที่อยู่บนดินเหนียวมีค่า $s_u = 10.0 \text{ kN/m}^2$ การเปรียบเทียบผลการคำนวณด้วยวิธี Numerical Limit Analyses กับผลการคำนวณโดยวิธี Upper Bound Limit Analysis โดย Michalowski and Shi (1995) และผลการคำนวณจากกราฟ

ออกแบบซึ่งคำนวณโดยวิธี Semi-Analytical Method ของ Meyerhof and Hanna (1978) และ Hanna and Meyerhof (1980) พบว่ามีความสอดคล้องกันเป็นอย่างดี

การวิเคราะห์ค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากตื้นกรณีที่มีแรงภายนอกกระทำต่อฐานรากมีลักษณะซับซ้อน การพิจารณามี 2 กรณีคือ 1) กรณีที่ฐานรากตื้นต่อเนืองวางอยู่บนชั้นทรายที่มีค่า $\phi' = 48.5^\circ$ ตลอดความลึก และมีแรงภายนอกที่กระทำต่อฐานราก 2 ลักษณะคือ 1) แรงภายนอกกระทำในตำแหน่งเอียงศูนย์โดยมีค่า $e/B = 0-1/4$ ซึ่ง e คือระยะเอียงศูนย์ B คือความกว้างของฐานราก 2) แรงภายนอกกระทำต่อฐานรากมีทิศทางอยู่ในแนวเอียงโดยมีทิศทางภายนอกที่กระทำต่อฐานรากอยู่ในแนวเอียงโดยทำมุมแนวตั้งเท่ากับ $0-0.26$ rad ส่วนกรณีที่ 2 จะพิจารณาค่ากำลังรับน้ำหนักของฐานรากตื้นต่อเนืองเมื่อฐานรากมีแรงภายนอกกระทำต่อฐานรากในทิศทางเอียง โดยฐานรากดังกล่าววางอยู่บนชั้นดินเหนียว 2 ลักษณะคือ 1. ดินเหนียวที่มีค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำเท่ากันตลอดความลึก 2. ดินเหนียวที่ประกอบด้วยดินเหนียว 2 ชั้นที่มีค่ากำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำไม่เท่ากันในแต่ละชั้นโดยมีอัตราส่วนของ $H/B=1.0$ แรงภายนอกกระทำต่อฐานรากที่วางอยู่บนชั้นดินทั้งสองกรณีดังกล่าวจะมีทิศทางทำมุมกับแนวตั้งเท่ากับ $0^\circ-30^\circ$ ผลการวิเคราะห์พบว่า ค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากตื้นกรณีที่มีแรงภายนอกที่กระทำต่อฐานรากมีลักษณะซับซ้อนพบว่า มีช่วงคำตอบค่า LB และ UB ที่กว้างเนื่องจากการวิเคราะห์กรณีฐานรากดังกล่าววางอยู่บนชั้นทรายที่มีค่า ϕ' ที่สูงคือมีค่าเท่ากับ 48.5° แต่ก็มีช่วงของคำตอบครอบคลุมผลการวิเคราะห์จากแบบจำลอง Centrifuge ของ Aiban and Znidaric (1995) และผลการวิเคราะห์โดยผู้วิจัยท่านอื่นๆได้เป็นอย่างดี ส่วนผลการวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักของฐานรากตื้นที่วางอยู่บนชั้นดินเหนียวที่มีแรงภายนอกกระทำในแนวเอียงทั้งในกรณีของ Homogeneous Clay และ Two-layer Clay พบว่ามีความสอดคล้องกันเป็นอย่างดีกับผลการคำนวณโดยผู้วิจัยอื่นๆ

6.1.2 สรุปผลการศึกษาปัญหาเสถียรภาพของความลาด

ผลการวิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพของความลาดพบว่า วิธี Numerical Limit Analyses สามารถให้ผลการคำนวณค่าสัดส่วนความปลอดภัยรวมทั้งลักษณะของกลไกการวิบัติที่สอดคล้องกับวิธีอื่นๆได้เป็นอย่างดีเมื่อเปรียบเทียบกับผลการคำนวณด้วยวิธีต่างๆเช่น Upper Bound Limit Analysis ของ Michalowski (1995) ในหัวข้อที่ 4.1 เป็นปัญหาเสถียรภาพของความลาดโดยพิจารณาผลของแรงดันน้ำ (r_u) ในหัวข้อที่ 4.2 ถึง 4.7 ประกอบด้วยกรณีศึกษาปัญหาความลาดลักษณะต่างๆ จากกรณีศึกษาของ Griffiths (1999) ด้วยวิธี Finite Element และ หัวข้อ 4.8-4.10 เป็นผลการคำนวณด้วยวิธี Upper Bound Limit Analysis ของ Jiang and Magnan (1997) โดยได้แสดงการเปรียบเทียบลักษณะกลไกการวิบัติที่คำนวณด้วยวิธีอื่นๆกับผลการคำนวณโดยวิธี

Numerical Limit Analyses นอกจากนั้นการวิเคราะห์โดยวิธี Numerical Limit Analyses ยังให้ผลวิเคราะห์เสถียรภาพคันดินของทางหลวงหมายเลข 3261 ซึ่งเป็นกรณีที่เกิดการวิบัติขึ้นจริงได้สอดคล้องกับสภาพที่เกิดขึ้นจริงคือสามารถคาดคะเนการวิบัติได้ถูกต้องคือมีสัดส่วนความปลอดภัย $FS \approx 1.0$

6.1.3 สรุปผลการวิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพสำหรับปัญหาทางานขุด

ผลการวิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพสำหรับปัญหาทางานขุดด้วยวิธี Numerical Limit Analyses ซึ่งประกอบไปด้วย กรณีศึกษาการพังทลายของเสาเข็มพีตในงานก่อสร้าง Ras Tanajib Marine Facility ประเทศซาอุดีอาระเบีย งานก่อสร้างห้องใต้ดินของอาคารสูงที่ตั้งอยู่บนถนนวิฑูรย์ งานก่อสร้างกำแพงกันดินตามแนวคลองส่งน้ำตามแนวถนนประชาชื่น และงานก่อสร้างในโครงการสถานีสูบน้ำและอ่างเก็บน้ำราชบุรีระยะ ผลการวิเคราะห์พบว่าสามารถให้ผลการวิเคราะห์ที่สอดคล้องกับสภาพความเป็นจริงที่เกิดการวิบัติคือสามารถคำนวณค่าสัดส่วนความปลอดภัยได้อยู่ในช่วง 0.6-1.2 นั่นคือ วิธีการวิเคราะห์ Numerical Limit Analyses สามารถใช้ในการคาดคะเนการเกิดการวิบัติได้เป็นอย่างดี นอกจากนั้นผลการคำนวณโดยวิธี Numerical Limit Analyses ยังแสดงว่าเกิดการวิบัติในโครงสร้างไม่ว่าจะเป็น การวิบัติของ Sheet Pile จากโมเมนต์ดัด หรือ การวิบัติของ Tie-Rod ด้วยแรงดึง และการเคลื่อนตัวของ Anchored Sheet Pile ที่สอดคล้องกับสภาพที่เกิดขึ้นจริง อีกทั้งยังพบว่าการปรับแก้ค่า FV Shear Strength ด้วยค่าปรับแก้ของ Aas (1986) เพื่อใช้เป็นค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินในการวิเคราะห์สามารถให้ผลการคำนวณที่สอดคล้องกับความเป็นจริง ส่วนกรณีของงานก่อสร้างในโครงการสถานีสูบน้ำและอ่างเก็บน้ำราชบุรีระยะที่มีการเลือกใช้ค่าพารามิเตอร์กำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากการทดสอบ TC และ TE นั้นจะต้องมีการเลือกใช้ค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ค่าความเครียด (Strain) ที่สอดคล้องกับค่าความเครียดของมวลดินเมื่อเกิดการวิบัติ ($\gamma_{max} = 1\%$) จึงจะได้ผลการคำนวณที่สอดคล้องกับความเป็นจริง ดังนั้นวิศวกรปฐพีจึงเป็นที่จะต้องมีความรู้ในการเลือกใช้ค่าพารามิเตอร์กำลังรับแรงเฉือนให้เหมาะสมปัญหาที่จะทำการวิเคราะห์นอกเหนือจากการให้ความสำคัญกับการเลือกใช้วิธีการวิเคราะห์

เมื่อเปรียบเทียบผลการทดสอบโดยแบบจำลอง Centrifuge ของ Thanadol (2000) กับผลการวิเคราะห์โดยวิธี Numerical Limit Analyses พบว่าผลการวิเคราะห์โดยวิธี Numerical Limit Analyses สามารถคาดคะเนระดับของการขุดที่ทำให้ระบบป้องกันดินด้านข้างเกิดการวิบัติได้สอดคล้องกับผลการทดสอบโดยใช้แบบจำลอง Centrifuge ของ Thanadol (2000)

6.2 ข้อเสนอแนะในการศึกษาเพิ่มเติม

จากหัวข้อที่ 6.1.1 6.1.2 และ 6.1.3 สามารถสรุปได้ว่าวิธีการวิเคราะห์ Numerical Limit Analyses สามารถให้ผลการคำนวณที่ถูกต้อง สำหรับปัญหาทางด้านวิศวกรรมปฐพีที่สำคัญคือ ปัญหาค่ากำลังรับน้ำหนักของฐานรากตื้นต่อเนื่อง ปัญหาเสถียรภาพของความลาด และปัญหาเสถียรภาพของงานขุด โดยเมื่อเปรียบเทียบผลการคำนวณโดยวิธี Numerical Limit Analyses กับผลการคำนวณโดยวิธีอื่นๆแล้วพบว่ามีความสอดคล้องกันเป็นอย่างดีไม่ว่าจะเป็นผลการคำนวณค่าสัดส่วนความปลอดภัยหรือลักษณะของกลไกการวิบัติ ดังนั้นผู้เขียนคาดหวังว่าวิธีการวิเคราะห์ Numerical Limit Analyses จะได้เข้ามามีบทบาทสำคัญมากขึ้นสำหรับใช้ในการวิเคราะห์ปัญหาเสถียรภาพสำหรับงานวิศวกรรมปฐพีในอนาคตต่อไป นอกจากนี้วิศวกรปฐพีจะต้องให้ความสำคัญกับการเลือกใช้ค่าพารามิเตอร์กำลังรับแรงเฉือนมากพอๆกับการเลือกใช้วิธีในการวิเคราะห์ ดังจะเห็นได้จากกรณีศึกษางานก่อสร้างในโครงการสถานีสูบน้ำและอ่างเก็บน้ำราชบุรณะที่ต้องมีการตัดสินใจในการเลือกใช้ค่าพารามิเตอร์กำลังรับแรงเฉือนที่เหมาะสม สุดท้ายนี้ทางผู้เขียนหวังว่าจะมีการประยุกต์วิธีการวิเคราะห์ Numerical Limit Analyses เพื่อใช้สำหรับงานวิศวกรรมปฐพีลักษณะอื่นๆเช่น ปัญหาเสถียรภาพของดินหน้าหัวเจาะ (Face Stability) ปัญหากำลังรับแรงในแนวราบของเสาเข็มสั้น หรือการพัฒนาวิธีการวิเคราะห์ Numerical Limit Analyses ที่ยังสามารถใช้วิเคราะห์ปัญหาในลักษณะของสองมิติ Plane Strain เพื่อให้สามารถวิเคราะห์ปัญหาในลักษณะสามมิติ

รายการอ้างอิง

ภาษาไทย

สุรฉัตร สัมพันธ์รักษ์. วิศวกรรมปฐพี. พิมพ์ครั้งที่ 1. กรุงเทพฯ : วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย, 2540.

ภาษาอังกฤษ

- Aiban, S. A. and Znidarcic, D. (1995). Centrifugal Modeling of Bearing Capacity of Shallow Foundations on Sands, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 121, No. 10 : 704-712.
- Bolton, M.D. and Lau, C.K. (1993). Vertical bearing capacity factors for circular and strip footings on Mohr-Coulomb soil. Canadian Geotech Journal 30 : 1024-1033.
- Booker, J. R. (1969). Applications of theories of plasticity to cohesive frictional soils. PhD thesis, Sydney University.
- Brown, J. D., and Meyerhof, G.G. (1969). Experimental study of bearing capacity in layered clays. Proceedings, 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico, vol. 2 : 45-51.
- Buisman, A.S.K. (1940). Grondmechanica. Waitman, Deift.
- Caquot, A., and Kérisel, J. (1953). Sur le terme de surface dans le calcul des foundations en milieu pulvérulent, Proc., 3rd Int. Conf. On Soil Mech. And Found. Engrg., Zürich, Vol. I : 336-337.
- Chen, W.F. (1975). Limit analysis and soil plasticity, Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam.
- Cox, A. D. (1962). Axially symmetric plastic deformation in soil - II. Indentation of ponderable soils. Int. J. Mech. Sci., Vol. 4 : 371-380.
- Davis, E. H. and Christian, J. T. (1971). Bearing Capacity of Anisotropic Cohesive Soil, Proc., American Society of Civil Engineers, Vol. 97, No. SM5 : 753-769
- Frydman, S. and Burd, H.J. (1997). Numerical studies of bearing capacity factor, N_{γ} . ASCE Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering. 123(1) : 20-29.
- Griffiths (1982). Computation of Bearing Capacity on Layered Soils, Proc., 4th Int. Conf. Num. Meth. Geomech., Z. Eisenstein. Ed., Balkema, Rotterdam, The Netherlands : 163-170.

- Griffiths, D. V. (1999). Slope Stability Analysis by Finite Element, Geotechnique 49, No. 3 : 387-403.
- Hansen B., and Christensen N.H. (1969). Discussion on theoretical bearing capacity of very shallow footings, by A.L. Larkins. J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, 95(SM6) : 1568-1572.
- Hill R. (1950). The mathematical theory of plasticity, Clarendon Press, Oxford.
- Jiang, G. -L. and Magnan, J. -P. (1997). Stability Analysis of Embankment: Comparison of Limit Analysis with Methods of Slices, Geotechnique 47, No. 4 : 857-872.
- Kenny, J. and Andrawes, K. Z. (1997). The Bearing Capacity on a sand layer overlying soft clay, Geotechnique 47, No. 2 : 339-345.
- Ladd, C.C. and others (1985). Evaluation of anchored steel Pile quay wall southeast section, Ras Tanajib Marine Facility, Saudi Arabia., MA.
- Lundgren, H. and Mortensen, K. (1953). Determination by the theory of plasticity of the bearing capacity of continuous footings on sand. Proc., 3rd Int. Conf On Soil Mech. And Found. Engrg., Zurich, Vol. I : 409-412.
- Lysmer, J. (1970). Limit analysis of plane problems in soil mechanics. J. Soil Mech. Found. Div., ASCE., 96(SM4) : 1311-1334.
- Meyerhof, G.G. (1963). Some recent research on the bearing capacity of foundations. Canadian Geotech. J., Ottawa, 1(1) : 16-26.
- Meyerhof, G.G, and Hanna, AM. (1978). Ultimate bearing capacity of foundations on layered soils under inclined load. Canadian Geotech. J., 15 : 565-572.
- Michalowski, R. L. (1995). Slope Stability Analysis: a Kinematical Approach, Géotechnique 45, No. 2 : 283-293.
- Michalowski, R. L. and Lei Shi (1995). Bearing Capacity of Footings over Two-Layer Foundation Soils, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 121, No. 5 : 421-428
- Phamvan P. (1984). Stability Evaluation of Sheet Pile by In-situ Testing, Thesis No. GT-83-36, AIT, Bangkok
- Prandtl, L. (1920). über die Härte plastischer Körper. Göttinger Nachrmath.-phys. Kl., : 74-85.
- Sloan S.W. (1988). Lower bound limit analysis using finite elements and linear programming. Int. J. Numer. Anal. Methods in Geomech., 12(1) : 61-77.
- Sloan, S.W. (1995). Limit analysis in geotechnical engineering, Proc. I.B. Donald Symposium on Modern Developments in Geomechanics, Ed. C.M. Haberfield, Monash Univ., 32p.

- Sloan S.W., and Kleeman, P.W. (1995). Upper bound limit analysis using discontinuous velocity fields. Computer Methods in Applied Mechanics & Engineering, 127 : 293-314.
- Soubra, A.H. (1999). Upper-bound solutions for bearing capacity of foundations. J. of Geotech. and Geoenv. Eng., ASCE, 125(1) : 59-68.
- Sokolovskii, V. V. (1965). Statics of Granular Media, Pergamon Press, New York, N.Y.
- Stephen G. W. (1991), UTEXAS3: A COMPUTER PROGRAM FOR SLOPE STABILITY CALCULATIONS manual, Shinoak Software, Austin, Texas, Revised Version
- Terzaghi K (1943). Theoretical of Soil Mechanics, Wiley and Sons.
- Ukritchon B. (1998) Application of numerical limit analyses for undrained stability problems in clay. Sc.D Thesis, Department of Civil & Environmental Engineering, MIT, Cambridge, MA.
- Ukritchon B., Whittle A.J., and Scott S.W. (1998). Undrained limit analysis for combined loading of strip footings on clay. J. of Geotech. and Geoenv. Eng., ASCE, 124 (3) : 265-276.
- Vesic A.S. (1973). Analysis of ultimate loads on shallow foundations. J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, 99(SM1) : 45-73.
- Vesic A.S. (1975). Bearing capacity of shallow foundation. Foundation Engineering Handbook., Eds. H.F. Winterkom & H.S. Fang, Van Nostrand Reinhold Company : 124-145.

ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์

นาย ชัยวัฒน์ คลังวิจิตร เกิดวันที่ 25 พฤศจิกายน 2517 สำเร็จการศึกษาระดับปริญญา
วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
ในปีการศึกษา 2538 หลังจากจบการศึกษาได้เข้าทำงานในบริษัท คริสเตียนนี่แอนดีนีลสัน (ไทย)
จำกัด (มหาชน) ในตำแหน่งวิศวกรประจำโครงการ และเข้าศึกษาต่อในสาขาวิศวกรรมปฐพี ภาควิชา
วิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ในปีการศึกษา 2541 ปัจจุบัน
ทำงานในบริษัท เอ็ม เอ เอ จีโอเทคนิค จำกัด ในตำแหน่งวิศวกรปฐพี



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย