

ระบบอัตโนมัติสำหรับวิเคราะห์พารามิเตอร์ของแบบจำลองดินชั้นสูง



นายสักรินทร์ วิจิตรรุ่งเรือง

สถาบันวิทยบริการ

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ปีการศึกษา 2546

ISBN : 974-17-4421-8

ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

**AN AUTOMATIC SYSTEM FOR ANALYZING PARAMETERS
OF ADVANCED SOIL MODEL**



Mr.Sakarin Vichitrungruang

**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 2003

ISBN 974-17-4421-8

หัวข้อวิทยานิพนธ์	ระบบอัตโนมัติสำหรับวิเคราะห์พารามิเตอร์ของแบบจำลองดินชั้นสูง
โดย	นายสักรินทร์ วิจิตรรุ่งเรือง
สาขาวิชา	วิศวกรรมปฐพี
อาจารย์ที่ปรึกษา	ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.บุญชัย อุกฤษฏชน

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้หัวข้อวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็น
ส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิทยาศาสตรบัณฑิต

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

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

..... ประธานกรรมการ
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.ทวี ธนะเจริญกิจ)

..... อาจารย์ที่ปรึกษา
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.บุญชัย อุกฤษฏชน)

..... กรรมการ
(อาจารย์ ดร.สิริวัตร บุญญะสิทธิ์)

สภามหาวิทยาลัย
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สักรินทร์ วิจิตรรุ่งเรือง : ระบบอัตโนมัติสำหรับวิเคราะห์พารามิเตอร์ของแบบจำลองดินชั้นสูง (AN AUTOMATIC SYSTEM FOR ANALYZING PARAMETERS OF ADVANCED SOIL MODEL)

อ.ที่ปรึกษา : ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.บุญชัย อุกฤษฏ์ชน, 249 หน้า. ISBN 974-17-4421-8.

วัตถุประสงค์ของวิทยานิพนธ์ฉบับนี้ คือเพื่อศึกษาและพัฒนากระบวนการอัตโนมัติสำหรับวิเคราะห์พารามิเตอร์ของแบบจำลองดินชั้นสูง วิทยานิพนธ์ฉบับนี้เลือกใช้แบบจำลอง Modified Cam Clay (MCC) และแบบจำลอง MIT-E3 ข้อมูลที่ใช้สำหรับวิเคราะห์หาพารามิเตอร์ได้รวบรวมจากวิทยานิพนธ์ฉบับใหม่ๆ ได้แก่ KIM (1991), LAI (1993), ยุทธนา (2002), กรณ์ช (2002)

หลักการของระบบอัตโนมัติสำหรับวิเคราะห์พารามิเตอร์ของดินได้ใช้หลักทางสถิติโดยวิธีกำลังสองน้อยที่สุด ภายในกระบวนการวิเคราะห์หาพารามิเตอร์ของระบบอัตโนมัติใช้หลักการของค่า R-square (R^2) เฉลี่ยสูงสุดซึ่งถูกคำนวณและเปรียบเทียบระหว่างผลจากแบบจำลองดินกับผลจากการทดสอบจริงในห้องปฏิบัติการ ข้อมูลการทดสอบในห้องปฏิบัติการที่ใช้มี 4 ข้อมูล 1) กราฟความสัมพันธ์ของ Stress path 2) กราฟความสัมพันธ์ของความเค้น-ความเครียด 3) กราฟความสัมพันธ์ของความเครียดกับความดันน้ำในโพรงดิน 4) กราฟความสัมพันธ์ของ e -log p' ข้อมูลการทดสอบที่ใช้ 3 ข้อมูลแรกได้จากการทดสอบ triaxial และ ข้อมูลที่ 4 ได้จากการทดสอบอัดตัวคายน้ำ ในแต่ละขั้นตอน ค่า R^2 จะถูกคำนวณจากผลการทดสอบจากห้องปฏิบัติการเทียบกับผลจากแบบจำลองดิน ในแต่ละขั้นตอนระบบอัตโนมัติจะปรับค่าพารามิเตอร์ที่ละ 0.5% ของค่าเริ่มต้นและกำหนดช่วงขอบเขตของการปรับค่าพารามิเตอร์ อยู่ในช่วง $\pm 20\%$ ของค่าเริ่มต้น ค่าเฉลี่ยของ R^2 สูงสุดในแต่ละขั้นตอนแสดงถึงค่าพารามิเตอร์ที่เหมาะสมในการจำลองพฤติกรรมได้ดีที่สุด จากนั้นระบบจะกลับไปปรับพารามิเตอร์ที่ขั้นตอนแรกอีกครั้งแล้วปรับซ้ำอีกจนครบ 3 รอบ พารามิเตอร์ชุดสุดท้ายที่ได้ออกมาจะเป็นพารามิเตอร์ที่ให้ค่า R^2 เฉลี่ยสูงสุดและจำลองพฤติกรรมดินได้ดีที่สุด

การตรวจสอบความถูกต้องของระบบอัตโนมัติได้กระทำโดยเปรียบเทียบผลของพารามิเตอร์ที่ได้จากระบบอัตโนมัติกับพารามิเตอร์จากวิธี Manual โดยเทียบกับผลการทดสอบจริง ผลที่ได้พบว่า การวิเคราะห์พารามิเตอร์โดยระบบอัตโนมัติมีความถูกต้องแม่นยำกว่าการวิเคราะห์โดยวิธี Manual สำหรับทุกข้อมูลดิน ชุดพารามิเตอร์ที่ได้จากระบบอัตโนมัติจะได้ค่า R^2 สูงกว่าวิธี Manual ประมาณ 10-20% สำหรับแบบจำลอง MCC ระบบอัตโนมัติได้ค่า R^2 เท่ากับ 91% และวิธี Manual ได้ค่า R^2 เท่ากับ 80% สำหรับแบบจำลอง MIT-E3 ระบบอัตโนมัติได้ค่า R^2 เท่ากับ 91% และวิธี Manual ได้ค่า R^2 เท่ากับ 83% กล่าวโดยสรุป ระบบอัตโนมัติมีประสิทธิภาพและความแม่นยำในการวิเคราะห์พารามิเตอร์สูงกว่าวิธี Manual ข้อดีที่สำคัญอย่างยิ่งของระบบอัตโนมัติคือ ความง่าย ดังนั้นช่วยลดความซับซ้อนและเวลาที่ใช้ในการวิเคราะห์พารามิเตอร์เป็นอย่างมาก

ภาควิชา _____ วิศวกรรมโยธา _____ ลายมือชื่อนิสิต สักรินทร์ วิจิตรรุ่งเรือง
 สาขาวิชา _____ วิศวกรรมโยธา _____ ลายมือชื่ออาจารย์ที่ปรึกษา [ลายมือ]
 ปีการศึกษา _____ 2546 _____

4370549121 : MAJOR CIVIL ENGINEERING

KEY WORD : SOIL MODEL/MODIFIED CAM-CLAY/MIT-E3/ BANGKOK CLAY/

SAKARIN VICHITRUNGRUANG : THESIS TITLE. AN AUTOMATIC SYSTEM FOR ANALYZING PARAMETERS OF ADVANCED SOIL MODEL THESIS

ADVISOR : ASST.PROF. BOONCHAI UKRITCHON, Sc.D., 249 PP. ISBN 974 -17 -4421- 8

The objective of this research is to study and develop an automatic system for analyzing parameters of advanced soil model. The thesis uses Modified Cam Clay (MCC) and MIT-E3 soil models. Soil database used for analyzing soil parameters are based on recent theses, namely KIM (1991), LAI (1993), Yuttana (2002) and Karan (2002).

The principle of the Automatic system for analyzing soil parameters uses statistics least square method. The criterion of the optimization process is specified by the highest average R-square (R²) value calculated and compared between simulated results and laboratory results. The laboratory soil data have 4 inputs: 1) stress path diagram, 2) stress-strain curve; 3) excess pore pressure versus axial strain; and 4) e-Log(p') consolidation curve. The first three inputs come from results of triaxial test, while the fourth input comes from consolidation test. At each step, the average R² is calculated from laboratory inputs and simulated results. The automatic system adjusts each soil parameter by 0.5% of initial values for each step and the searching range of adjusted parameter is within ± 20% of initial value. The highest average R² value determines the best soil parameters for each step, all parameter are updated, and the iteration repeats itself again for three times. The final optimal soil parameters correspond to the set giving the highest average R² value.

Verification of accuracy is tested and compared by the manual method and the Automatic system for MCC and MIT-E3 soil models. The results show that the automatic system is more accurate than the manual method for all soil database. The former generally determines set of soil parameters with average R² value higher 10%-20% than that of manual method. For MCC model, R² value is 91% (auto) and 80%(manual). For MIT-E3 model, R² value is 91% (auto) and 83%(manual). In conclusion, the developed Automatic system is more efficient and accurate than the manual method for determining soil parameters. The major benefits are simplicity, and thus significantly reducing complication and time for soil parameter selection.

Department Civil Engineering Student's signature *Sakarin Vichitrungruang*
Field of study Civil Engineering Advisor's signature *Boonchai Ukritchon*
Academic year 2003

กิตติกรรมประกาศ

วิทยานิพนธ์ฉบับนี้สำเร็จลงได้ ต้องขอแสดงความขอบคุณผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.บุญชัย อุกฤษ
ชน ในฐานะอาจารย์ที่ปรึกษา ที่ได้ให้คำปรึกษา แนะนำ และ วิธีแก้ปัญหาต่างๆ ในการทำวิจัย ตลอดจนได้
ปรับปรุงแก้ไขวิทยานิพนธ์นี้จนสำเร็จลุล่วงด้วยดี

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์ทุกท่าน ที่กรุณาใช้เวลา และให้คำแนะนำ รวมทั้งให้ข้อคิดเห็นที่
เป็นประโยชน์ในการจัดทำวิทยานิพนธ์

บิดา-มารดา และครอบครัว สำหรับร่างกาย แรงใจ และทุนทรัพย์ จนกระทั่งวิทยานิพนธ์นี้สำเร็จ
ลุล่วงด้วยดี

รวมทั้งผู้ที่ไม่ได้เอ่ยถึงในที่นี้ทุกท่าน ที่มีส่วนร่วมในวิทยานิพนธ์ฉบับนี้ ผู้เขียนขอขอบพระคุณทุก
ท่านเป็นอย่างยิ่ง

สักรินทร์ วิจิตรรุ่งเรือง

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สารบัญ

หน้า

บทคัดย่อภาษาไทย.....	ง
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	จ
กิตติกรรมประกาศ.....	ฉ
สารบัญ.....	ช
สารบัญตาราง.....	ฎ
สารบัญรูป.....	ฅ
สัญลักษณ์.....	ร

บทที่

1. บทนำ.....	1
1.1 ความสำคัญของแบบจำลองความเค้นความเครียดของดิน.....	1
1.2 การทบทวนบทความในอดีต.....	2
1.3 ความสำคัญของปัญหา.....	6
1.4 วัตถุประสงค์ของการวิจัย.....	7
1.5 ขอบเขตของการวิจัย.....	7
1.6 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ.....	8
2. ทฤษฎีบทที่ใช้ในแบบจำลองดิน.....	9
2.1 ทฤษฎีบททั่วไปเกี่ยวกับพลาสติกซิตี.....	9
2.2 Incrementally linearized plasticity theory.....	11
2.2.1 ความเครียดที่กลับคืนได้.....	13
2.2.2 ความเครียดที่กลับคืนไม่ได้.....	14
2.2.2.1 Incrementally Stress-Strain Relation.....	14
2.2.2.2 พฤติกรรมของดินเหนียวภายใต้ elastic state และ elasto-plastic state.....	16
2.2.2.3 Plastic Loading และ Elastic Unloading.....	16
2.2.2.4 ความหมายและหน้าที่ Yield surface.....	17

สารบัญ (ต่อ)

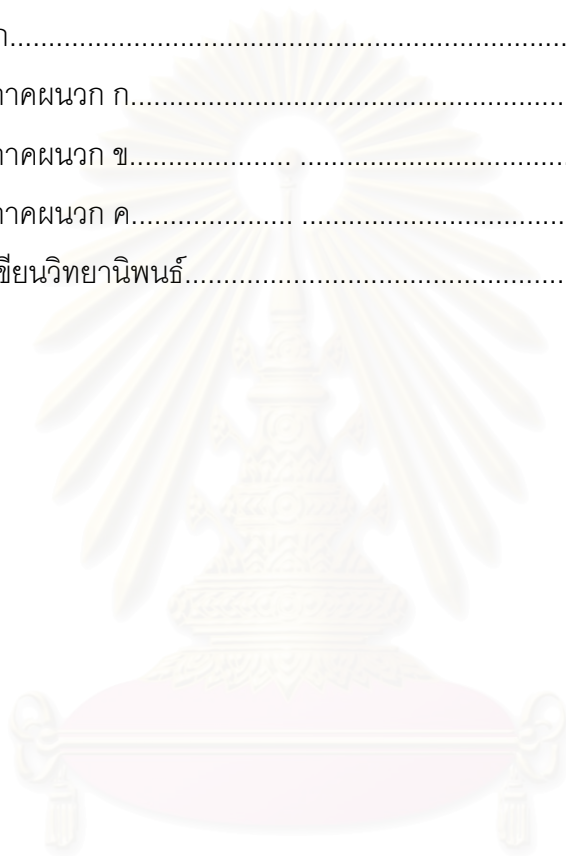
	หน้า
2.3 Critical State Concept.....	19
2.4 Hardenning Rule.....	19
2.5 Flow Rule.....	20
2.6 ทฤษฎี Bounding surface plasticity.....	21
3. แบบจำลองความเค้น-ความเครียด Modified Cam Clay (MCC).....	23
3.1 รูปร่างและสมการ Yield surface และ Flow rule ของแบบจำลองความ เค้น-ความเครียด MCC.....	25
3.2 พฤติกรรมแบบ Anisotropic ของแบบจำลองความเค้น—ความเครียด MCC.....	26
3.3 พฤติกรรมด้าน HARDENNING ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC.....	27
3.4 การกำหนดค่า Elasto-plastic modulus (H) ของแบบจำลองความ เค้น-ความเครียด MCC.....	28
4. แบบจำลองความเค้น-ความเครียดสำหรับดินเหนียว MIT-M3 และทฤษฎีบท.....	30
4.1 รูปร่างและสมการ Bounding surface ของแบบจำลองความเค้น-ความ เครียด MIT-E3.....	42
4.2 การเปลี่ยนรูปตัวแปรที่ใช้ในแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3.....	45
4.3 เงื่อนไขการวิบัติ (Failure criterion) สำหรับแบบจำลองความเค้น-ความ เครียด MIT-E3.....	46
4.4 การเปลี่ยนแปลงขนาด Yield surface แบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3.....	50
4.5 การกำหนดค่า Elasto-plastic modulus (H) ของแบบจำลอง ความเค้น-ความเครียด MIT-E3.....	52
4.6 Flow rule ที่ใช้แบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3.....	54
4.7 พารามิเตอร์ที่จำเป็นสำหรับแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3.....	55
4.8 ตัวแปรกำหนดสภาพเริ่มต้น (Initial state variables) ที่จำเป็นต้องใช้สำหรับ แบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3.....	57

สารบัญ (ต่อ)

	หน้า
5. ข้อมูลดินกรุงเทพฯ.....	60
5.1 ลักษณะของชั้นดินกรุงเทพฯ.....	60
5.2 ข้อมูลดินเหนียวจากแหล่งต่างๆ	61
5.2.1 ดินเหนียวที่ AIT.....	61
5.2.1.1 Seung Ryull Kim.....	61
5.2.1.2 Lai Kun Chen.....	62
5.2.1.3 Syed Ishad Hassan.....	63
5.2.2 ดินเหนียวที่จุฬา.....	63
5.2.2.1 นายยุทธนา ภูไฟโรจน์.....	63
5.2.3 ดินเหนียวบางนา.....	64
5.2.3.1 นายยุทธนา ภูไฟโรจน์.....	64
5.2.3.2 นายกรณ์ท์ กระแสสินธุ์.....	65
6. ขั้นตอนในการหาพารามิเตอร์ที่จำเป็นสำหรับแบบจำลองความเค้น-ความเครียด...67	67
6.1 การหาพารามิเตอร์ของแบบจำลอง MCC.....	68
6.2 การหาพารามิเตอร์ของแบบจำลอง MIT-E3.....	69
6.2.1 พารามิเตอร์ซึ่งสามารถหาค่าได้โดยตรงจากการทดสอบทั่วไปใน ห้องปฏิบัติการ.....	69
6.2.2 พารามิเตอร์ซึ่งจำเป็นต้องหาค่าจากการทำ parametric study.....	72
6.3 ขั้นตอนทั่วไปในการเลือกพารามิเตอร์ของแบบจำลองดิน.....	74
6.4 ขั้นตอนในการเลือกพารามิเตอร์ของแบบจำลอง (Modified Camclay).....	75
6.5 ขั้นตอนในการเลือกพารามิเตอร์ของแบบจำลอง MIT-E3.....	76
7. ระบบอัตโนมัติในการคำนวณหาพารามิเตอร์ของแบบจำลองดิน.....	80
7.1 โปรแกรมของแบบจำลองดิน (Fortran Source Code).....	80
7.2 ทฤษฎีทางสถิติเพื่อวิเคราะห์หาพารามิเตอร์.....	82
7.3 หลักการในการหาพารามิเตอร์ของระบบอัตโนมัติ.....	84
8. บทสรุปและข้อเสนอแนะ.....	86
8.1 ผลการคาดคะเนพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ด้วยแบบจำลองดิน...86	86
8.1.1 แบบจำลอง CC.....	86

สารบัญ (ต่อ)

	หน้า
8.1.2 แบบจำลอง MIT-E3.....	87
8.2 ผลการวิเคราะห์พารามิเตอร์จากระบบอัตโนมัติ.....	87
รายการอ้างอิง.....	238
ภาคผนวก.....	240
ภาคผนวก ก.....	241
ภาคผนวก ข.....	242
ภาคผนวก ค.....	243
ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์.....	249



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สารบัญตาราง(ต่อ)

ตาราง	หน้า
1.1	พัฒนาการของแบบจำลองต่าง.....5
4.1	แสดงรูปแบบของตัวแปรที่เปลี่ยนแปลงแล้ว (Transformed variables) ที่ใช้ในแบบจำลองความเค้น-ความเครียดMIT-E3.....90
4.2	แสดง 15 พารามิเตอร์ที่จำเป็นของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 พร้อมความหมายและค่าที่เหมาะสมสำหรับดินเหนียว Boston blue clay, Empire clay และ London clay.....91
5.1	รายการวิทยานิพนธ์ที่เป็นข้อมูลดินอ้างอิง.....92
5.2	คุณสมบัติทางวิศวกรรมทั่วไปของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯบริเวณรังสิตภายในสถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย (AIT) ที่นำมาใช้ในการทดสอบในห้องปฏิบัติการโดย KIM (1991).....93
5.3	หน่วยแรงของตัวอย่างดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯบริเวณรังสิตภายในสถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย (AIT) ที่นำมาใช้ในการทดสอบ CK ₀ U ในห้องปฏิบัติการโดย KIM(1991).....93
5.4	หน่วยแรงของตัวอย่างดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯบริเวณรังสิตภายในสถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย (AIT) ที่นำมาใช้ในการทดสอบ CIU ในห้องปฏิบัติการโดย KIM (1991).....94
5.5	คุณสมบัติทางวิศวกรรมทั่วไปของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯบริเวณรังสิตภายในสถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย (AIT) ที่นำมาใช้ในการทดสอบในห้องปฏิบัติการโดย LAI (1993).....94
5.6	โปรแกรมการทดสอบโดยใช้ Technique SHANSEP , LAI(1993).....95
5.7	ผลการทดสอบ Consolidation , LAI(1993).....95
5.8	ผลการทดสอบ Triaxial โดยใช้วิธี SHANSEP (LAI).....96
5.9	คุณสมบัติทางวิศวกรรมทั่วไปของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ บริเวณรังสิตภายในสถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย (AIT) ที่นำมาใช้ในการทดสอบในห้องปฏิบัติการ Hassan (1993).....97
5.10	โปรแกรมการทดสอบ CRS Consolidation ของตัวอย่างดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ โดย Hassan (1993).....98

สารบัญตาราง(ต่อ)

๗

ตาราง		หน้า
5.11	โปรแกรมการทดสอบ Stress Path ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาลงกรณ์มหา วิทยาลัย ,ยูทธนา(2002).....	99
5.12	ผลการทดสอบของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ยูทธนา(2002)	100
5.13	ผลการทดสอบ Stress Path Test แบบ $\overline{CK_0U} - TC$ ของตัวอย่างดินจาก บริเวณจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, ยูทธนา(2002).....	101
5.14	ผลการทดสอบของตัวอย่างดินจากบริเวณ ถ.สายบางนา-บางปะกง กม.29-800,ยูทธนา(2002)	102
5.15	โปรแกรมการทดสอบ Stress Path ของตัวอย่างดินจากบริเวณ ถ.สาย บางนา-บางปะกง กม. 29-800, ยูทธนา(2002).....	103
5.16	ผลการทดสอบ Stress Path Test แบบ $\overline{CK_0U} - TC$ ของตัวอย่างดินจาก บริเวณ ถ.สายบางนา-บางปะกง กม.29-800, ยูทธนา(2002).....	104
5.17	ผลการทดสอบคุณสมบัติพื้นฐานของตัวอย่างดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ บริเวณ ถ.สายบางนา-บางปะกง กม.29-800, กรัณฑ์(2002).....	105
5.18	โปรแกรมการทดสอบของตัวอย่างดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ บริเวณ ถ.บางนา- บางปะกง กม.29-800 กรัณฑ์(2002).....	106
6.1	ผลการวิเคราะห์พารามิเตอร์โดยวิธี Manual จากตัวอย่างดินสำหรับ แบบจำลอง Modified Cam Clay.....	107
6.2	ผลการวิเคราะห์พารามิเตอร์โดยวิธี Manual จากตัวอย่างดินสำหรับ แบบจำลอง MIT-E3.....	107
7.1	ผลเปรียบเทียบค่า R-square ของการหาค่าพารามิเตอร์ระหว่างวิธี Manual กับวิธีระบบอัตโนมัติจากผลการทดสอบ CIU ที่ OCR=1.00 ของ KIM(1991) โดยแบบจำลอง Modified Cam Clay.....	108
7.2	ผลเปรียบเทียบค่า R-square ของการหาค่าพารามิเตอร์ระหว่างวิธี Manual กับวิธีระบบอัตโนมัติจากผลการทดสอบ CIU ที่ทุกOCR ของ KIM(1991) โดยแบบจำลอง Modified Cam Clay.....	108
7.3	ผลเปรียบเทียบ พารามิเตอร์ของจำลอง Modified Cam Clayระหว่างวิธี Manual กับวิธีระบบอัตโนมัติจากผลการทดสอบ CIU ที่ OCR=1.00 ของ KIM(1991).....	108

สารบัญตาราง(ต่อ)

ตาราง		หน้า
7.4	ผลเปรียบเทียบค่า R-square ของการหาค่าพารามิเตอร์ระหว่างวิธี Manual กับวิธีระบบอัตโนมัติจากผลการทดสอบ CK ₀ UC ที่ OCR=1.00 ของ KIM(1991) โดยแบบจำลอง Modified Cam Clay	109
7.5	ผลเปรียบเทียบค่า R-square ของการหาค่าพารามิเตอร์ระหว่างวิธี Manual กับวิธีระบบอัตโนมัติจากผลการทดสอบ CK ₀ UC ที่ทุกOCR ของ KIM(1991) โดยแบบจำลอง Modified Cam Clay	109
7.6	ผลเปรียบเทียบ พารามิเตอร์ของจำลอง Modified Cam Clayระหว่างวิธี Manual กับวิธีระบบอัตโนมัติจากผลการทดสอบ CK ₀ UC ที่ OCR=1.00 ของKIM(1991) โดยแบบจำลอง Modified Cam Clay	109
7.7	ผลเปรียบเทียบค่า R-square ของการหาค่าพารามิเตอร์ระหว่างวิธี Manual กับวิธีระบบอัตโนมัติจากผลการทดสอบ CIU ที่ OCR=1.00 ของ KIM(1991) โดยแบบจำลอง MIT-E3.....	110
7.8	ผลเปรียบเทียบค่า R-square ของการหาค่าพารามิเตอร์ระหว่างวิธี Manual กับวิธีระบบอัตโนมัติจากผลการทดสอบ CIU ที่ทุกOCR ของ KIM(1991) โดยแบบจำลอง MIT-E3	110
7.9	ผลเปรียบเทียบ พารามิเตอร์ของจำลอง MIT-E3 ระหว่างวิธี Manual กับวิธีระบบอัตโนมัติจากผลการทดสอบ CIU ที่ OCR=1.00 ของKIM(1991) โดยแบบจำลอง MIT-E3	111
7.10	ผลเปรียบเทียบค่า R-square ของการหาค่าพารามิเตอร์ระหว่างวิธี Manual กับวิธีระบบอัตโนมัติจากผลการทดสอบ CK ₀ UC ที่ OCR=1.00 ของ KIM(1991) โดยแบบจำลอง MIT-E3	111
7.11	ผลเปรียบเทียบค่า R-square ของการหาค่าพารามิเตอร์ระหว่างวิธี Manual กับวิธีระบบอัตโนมัติจากผลการทดสอบ CK ₀ UC ที่ทุกOCR ของ KIM(1991) โดยแบบจำลอง MIT-E3.....	112
7.12	ผลเปรียบเทียบ พารามิเตอร์ของจำลอง MIT-E3 ระหว่างวิธี Manual กับวิธีระบบอัตโนมัติจากผลการทดสอบ CK ₀ UC ที่ OCR=1.00 ของ KIM(1991) โดยแบบจำลอง MIT-E3	112

ตาราง	หน้า
7.13 ผลเปรียบเทียบค่า R-square ของการหาค่าพารามิเตอร์ระหว่างวิธี Manual กับวิธีระบบอัตโนมัติจากผลการทดสอบ CK ₀ UC ที่ OCR=1.00 ของ LAI(1993) โดยแบบจำลอง MIT-E3.....	113
7.14 ผลเปรียบเทียบค่า R-square ของการหาค่าพารามิเตอร์ระหว่างวิธี Manual กับวิธีระบบอัตโนมัติจากผลการทดสอบ CK ₀ UC ที่ทุก OCR ของ LAI(1993) โดยแบบจำลอง MIT-E3	113
7.15 ผลเปรียบเทียบ พารามิเตอร์ของจำลอง MIT-E3 ระหว่างวิธี Manual กับวิธีระบบอัตโนมัติจากผลการทดสอบ CK ₀ UC ที่ OCR=1.00 ของ LAI(1991) โดยแบบจำลอง MIT-E3.....	114
7.16 ผลเปรียบเทียบค่า R-square ของการหาค่าพารามิเตอร์ระหว่างวิธี Manual กับวิธีระบบอัตโนมัติจากผลการทดสอบ CK ₀ UC ที่ OCR=1.00 ของตัวอย่างดิน จุฬาฯ, ยุทธนา(2002) โดยแบบจำลอง MIT-E3	114
7.17 ผลเปรียบเทียบค่า R-square ของการหาค่าพารามิเตอร์ระหว่างวิธี Manual กับวิธีระบบอัตโนมัติจากผลการทดสอบ CK ₀ UC ที่ทุก OCR ของตัวอย่างดิน จุฬาฯ, ยุทธนา(2002) โดยแบบจำลอง MIT-E3.....	115
7.18 ผลเปรียบเทียบ พารามิเตอร์ของจำลอง MIT-E3 ระหว่างวิธี Manual กับวิธีระบบอัตโนมัติจากผลการทดสอบ CK ₀ UC ที่ OCR=1.00 ของตัวอย่างดิน จุฬา, ยุทธนา(2002)	115
7.19 ผลเปรียบเทียบค่า R-square ของการหาค่าพารามิเตอร์ระหว่างวิธี Manual กับวิธีระบบอัตโนมัติจากผลการทดสอบ CK ₀ UC ที่ OCR=1.00 ของตัวอย่างดิน บางนา, กรัณท์(2002) โดยแบบจำลอง MIT-E3	116
7.20 ผลเปรียบเทียบค่า R-square ของการหาค่าพารามิเตอร์ระหว่างวิธี Manual กับวิธีระบบอัตโนมัติจากผลการทดสอบ CK ₀ UC ที่ทุก OCR ของตัวอย่างดิน บางนา, กรัณท์(2002) โดยแบบจำลอง MIT-E3	116
7.21 ผลเปรียบเทียบ พารามิเตอร์ของจำลอง MIT-E3 ระหว่างวิธี Manual กับวิธีระบบอัตโนมัติจากผลการทดสอบ CK ₀ UC ที่ OCR=1.00 ของตัวอย่างดิน บางนา, กรัณท์(2002)	117

สารบัญรูป

รูป	หน้า
2.1.a	Isotropic Hardening.....118
2.1.b	Kinematic Hardening.....118
2.2	การประยุกต์ใช้ Bounding Surface แบบ Radial Mapping Rule.....119
3.1	แสดงลักษณะและรูปร่างของ State Boundary Surface (SBS) ที่ประกอบ ด้วย Roscoe Surface, Hvorslev Surface และจุดบรรจบของพื้นผิวทั้งสองที่ Critical State Line บนระนาบที่มีค่า Void Ratio คงที่.....120
3.2	แสดงลักษณะและรูปร่างของ State Boundary Surface ในความสัมพันธ์ ระหว่าง (p', q, v)120
3.3	แสดงระนาบที่เกิดจากการเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ(undrained shearing plane) กับตัวอย่างดินเหนียวในสภาพอัดแน่นปกติบน normal consolidation line จน ถึงสภาวะวิบัติบน critical state line.....121
3.4	แสดงระนาบที่เกิดจากการเฉือนแบบระบายน้ำ(drained shearing plane) กับ ตัวอย่างดินเหนียวในสภาพอัดแน่นปกติบน normal consolidation line จนถึง สภาวะวิบัติบน critical state line.....121
3.5	แสดงระนาบที่เกิดจากการเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ 4 ระนาบที่ทำให้เกิดเป็นพื้นผิว ในความสัมพันธ์ระหว่าง (p', q, v)122
3.6	แสดงระนาบที่เกิดจากการเฉือนแบบระบายน้ำ 2 ระนาบที่ทำให้เกิดเป็นพื้นผิวใน ความสัมพันธ์ระหว่าง (p', q, v)122
3.7	แสดงพฤติกรรมจริงของดินเหนียวในสภาพอัดแน่นมากกว่าปกติ ณ สภาวะวิบัติ ทั้งจาก การเฉือนแบบระบายน้ำและไม่ระบายน้ำที่เรียงตัวอยู่บนเส้นตรงเดียวกัน ในความสัมพันธ์ระหว่าง $(\frac{p'}{p'_e}, \frac{q}{p'_e})$123
3.8	แสดงลักษณะรูปร่าง Yield surface ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC.....123
3.9	แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง $e - \ln \bar{\sigma}$ ขณะอัดตัวคายน้ำตาม VCL และลดน้ำหนัก กระทำเพื่อแสดงลักษณะของการเกิดความเครียดอีลาสติกและความเครียดพลาสติก โดยพิจารณาจากการเปลี่ยนแปลงความเครียดที่น้อยมากๆ.....124

รูป	หน้า
4.1 แสดงผลการคาดคะเนของแบบจำลองที่มีสมมติฐานให้ภายใน Yield-surface มีพฤติกรรมแบบอิลาสติกโดยตลอดขณะรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ.....	125
4.2 แสดงรูปร่าง Bounding surface แบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT- E3.....	125
4.3ก แสดงพฤติกรรมขณะทำการลดและเพิ่มน้ำหนักระทำแบบวัฏจักรที่เกิดขึ้นโดยสมบูรณ์	126
4.3ข แสดงพฤติกรรมจริงของดินเหนียวขณะทำการลดและเพิ่มน้ำหนักระทำแบบวัฏจักร.....	126
4.4 แสดงความหมายของตัวแปร ξ_v ซึ่งทำหน้าที่ในการกำหนดความแตกต่างระหว่างสถานะของหน่วยแรงขณะลดและเพิ่มน้ำหนักระทำ.	127
4.5 แสดงความแตกต่างของพฤติกรรมในเชิงปริมาตรขณะลดน้ำหนักระทำระหว่างการลดน้ำหนักระทำแบบเท่ากันทุกทิศทาง และแบบKo.....	128
4.6ก แสดงผลจากการทดสอบ CRSC ของ Boston blue clay (Ghantous, 1982).....	128
4.6ข แสดงผลจากการทดสอบ CRSC ของ Empire clay (Lutz, 1984).....	129
4.7ก แสดงผลจากการทดสอบ CRSC ของ Boston blue clay (Ghantous, 1982) ในรูปของตัวแปร ξ_v	129
4.7ข แสดงผลจากการทดสอบ CRSC ของ Empire clay (Lutz, 1984) ในรูปของตัวแปร ξ_v	130
4.8ก แสดงพฤติกรรมขณะลดน้ำหนักระทำที่คาดคะเนโดยกำหนดให้ n เป็นค่าคงที่และทำการแปรเปลี่ยนค่า C	130
4.8ข แสดงพฤติกรรมขณะลดน้ำหนักระทำที่คาดคะเนโดยกำหนดให้ C เป็นค่าคงที่และทำการแปรเปลี่ยนค่า n	131
4.9 แสดงผลกระทบจากการเปลี่ยนแปลงค่าพารามิเตอร์ ω ที่มีต่อพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นขณะทำการเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ.....	131

สารบัญรูป

ด

รูป		หน้า
4.10	แสดงผลการคาดคะเนพฤติกรรมขณะลดน้ำหนักกระทำแบบ hydrostatic และแบบ K_0 โดยแปรเปลี่ยนค่า	132
4.11	แสดงลักษณะรูปร่างและการจัดวางตัว Bounding surface ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3.....	132
4.12	แสดงลักษณะของเกรเดียนท์ Q' ณ สภาวะของหน่วยแรงเสมือนบน Bounding Surface.....	133
4.13	แสดง Bounding surface ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 ที่มีรูปร่างเป็นวงรีบิดในมิติของ $(\bar{\sigma}, s(I))$	133
4.14	แสดงลักษณะรูปร่างและการจัดวางตัว Yield surface ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E1	134
4.15	แสดงการเปลี่ยนแปลงทิศทางการวางตัวของ Bounding surface (\tilde{s}) เข้าหาทิศทางของสภาวะหน่วยแรงหลัก (\tilde{s}) ตามทิศทางของ $(s - \bar{\sigma} b)$	134
4.16	แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง $e - \ln \bar{\sigma}$ ขณะอัดตัวคายน้ำตาม VCL และลดน้ำหนักกระทำเพื่อแสดงลักษณะของการเกิดความเครียดอิลาสติก และความเครียดพลาสติกโดยพิจารณาจากการเปลี่ยนแปลงความเครียดที่น้อยมากๆ.....	135
4.17	แสดงความแตกต่างจากประวัติศาสตร์ของหน่วยแรงที่ดินเคยได้รับขณะทำการอัดตัวคายน้ำของตัวอย่างที่ 1 และ 2 ที่มีค่า OCR เท่ากัน	135
4.18	แสดงผลกระทบเนื่องจากประวัติศาสตร์ของหน่วยแรงที่แตกต่างกันที่มีผลต่อพฤติกรรมของดินเหนียวขณะทดสอบ CIDC โดยแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3	136
5.1	รูปตัดแสดงชั้นดินบริเวณใกล้เคียงกรุงเทพฯ จากทิศเหนือไปทิศใต้	
5.2	(ว.ส.ท. , 2520).....	137
5.2	รูปตัดแสดงชั้นดินบริเวณใกล้เคียงกรุงเทพฯ ทิศตะวันออกไปทิศตะวันตก (ว.ส.ท. , 2520).....	137
5.3	ผลการทดสอบ Consolidation Test ของKIM(1991).....	138
5.4	ความสัมพันธ์ระหว่าง p' - q ของการทดสอบ CIU ,KIM(1991).....	138
5.5	ความสัมพันธ์ระหว่าง $\frac{p'}{\sigma_p}$, $\frac{q}{\sigma_p}$ ของการทดสอบ CIU,KIM(1991)	139

รูป	หน้า
5.6 ความสัมพันธ์ระหว่าง Axial Strain , q จากการทดสอบ CIU ,KIM(1991)	139
5.7 ความสัมพันธ์ระหว่าง Axial Strain,Pore Pressure ของการทดสอบ CIU KIM(1991)	140
5.8 ความสัมพันธ์ระหว่าง p',q ของการทดสอบ CK_0UC ,KIM(1991)	140
5.9 ความสัมพันธ์ระหว่าง p'/σ'_p , q/σ'_p ของการทดสอบ CK_0UC ,KIM(1991)	141
5.10 ความสัมพันธ์ระหว่าง Axial Strain, q ของการทดสอบ CK_0UC ,KIM(1991)	141
5.11 ความสัมพันธ์ระหว่าง Axial Strain,Pore Pressure ของการทดสอบ CK_0UC ,KIM(1991)	142
5.12 ความสัมพันธ์ระหว่าง p',q ของการทดสอบ CK_0UE ,KIM(1991)	142
5.13 ความสัมพันธ์ระหว่าง Axial Strain, q ของการทดสอบ CK_0UE ,KIM(1991)	143
5.14 ความสัมพันธ์ระหว่าง Axial Strain,Pore Pressure ของการทดสอบ CK_0UE ,KIM(1991)	143
5.15 ความสัมพันธ์ระหว่าง Effective Stress กับ Axial Strain ของ การทดสอบ CK_0UC , LAI (1993)	144
5.16 ความสัมพันธ์ระหว่าง Effective Stress กับ Axial Strain ของ การทดสอบ CK_0UE , LAI (1993)	144
5.17 Effective Stress Path ของการทดสอบ CK_0UC ,LAI(1993)	145
5.18 ความสัมพันธ์ระหว่าง Axial Strain, q ของการทดสอบ CK_0UC ,LAI(1993)	145
5.19 ความสัมพันธ์ระหว่าง Axial Strain, Pore Pressure ของการทดสอบ CK_0UC ,LAI(1993)	146
5.20 Effective Stress Path ของการทดสอบ CK_0UE ,LAI(1993)	146
5.21 ความสัมพันธ์ระหว่าง Axial Strain, q ของการทดสอบ CK_0UE ,LAI(1993)	147
5.22 ความสัมพันธ์ระหว่าง Axial Strain,Pore Pressure ของการทดสอบ CK_0UE ,LAI(1993)	147

รูป	หน้า
5.23 ความสัมพันธ์ระหว่าง Effective Stress กับ Void Ratio ของการทดสอบ Oedometer test โดยใช้เครื่องทดสอบแบบ triaxial ของตัวอย่างดินจากบริเวณ AIT , Hassan(1993)	148
5.24 ความสัมพันธ์ระหว่าง Effective Stress กับ Axial Strain ของการทดสอบ 1- D CONSOLIDATION TEST ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาฯ, ยุทธนา (2002)	148
5.25 รูปร่างและลักษณะของทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาฯ รวมทุกค่า OCR ($\sigma'_p=66.51$ ถึง 94.27 KPa), ยุทธนา(2002)	149
5.26 ความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_{vc} กับ Axial Strain ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาฯ รวมทุกค่า OCR ($\sigma'_p=66.51$ ถึง 94.27 KPa) ,ยุทธนา (2002)	149
5.27 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma'_{vc}$ กับ Axial Strain ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาฯ รวมทุกค่า OCR ,ยุทธนา (2002)	150
5.28 ความสัมพันธ์ระหว่าง A Parameter กับ Axial Strain ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาฯ รวมทุกค่า OCR ($\sigma'_p=66.51$ ถึง 94.27 KPa), ยุทธนา (2002)	150
5.29 ความสัมพันธ์ระหว่าง Effective Stress กับ Axial Strain ของการทดสอบ 1-D CONSOLIDATION TEST ของตัวอย่างดินจากบริเวณบางนา,ยุทธนา (2002)	151
5.30 รูปร่างและลักษณะของทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลของตัวอย่างดินจากบริเวณบางนา รวมทุกค่า OCR ($\sigma'_p=39.24$ ถึง 83.20 KPa),ยุทธนา (2002)	151
5.31 ความสัมพันธ์ระหว่าง q/s'_{vc} กับ Axial Strain ของตัวอย่างดินจากบริเวณบางนา รวมทุกค่า OCR ($\sigma'_p=39.24$ ถึง 83.20 KPa) ,ยุทธนา (2002)	152
5.32 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma'_{vc}$ กับ Axial Strain ของตัวอย่างดินจากบริเวณบางนา รวมทุกค่า OCR ($\sigma'_p=39.24$ ถึง 83.20 KPa) ,ยุทธนา (2002)	152
5.33 ความสัมพันธ์ระหว่าง A กับ Axial Strain ของตัวอย่างดินจากบริเวณบางนา รวมทุกค่า OCR ($\sigma'_p=39.24$ ถึง 83.20 KPa) ,ยุทธนา (2002)	153
5.34 ผลการทดสอบ CONSOLIDATION ,กรัณฑ์(2002)	153

รูป	หน้า
5.35	ทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผล ,กรณี(2002)154
5.36	ความสัมพันธ์ระหว่าง $(\sigma'_v + \sigma'_h)/2\sigma'_p$ กับ $(\sigma'_v - \sigma'_h)/2\sigma'_p$, กรณี(2002)154
5.37	ความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_p กับ Axial Strain ,กรณี(2002)155
5.38	ความสัมพันธ์ระหว่าง Pore Pressure กับ Axial Strain ,กรณี(2002)155
5.39	ความสัมพันธ์ระหว่าง A Parameter กับ Axial Strain ,กรณี(2002)156
6.1	ขั้นตอนการเลือกพารามิเตอร์ของแบบจำลองดินทั่วไป157
6.2.	ขั้นตอนการเลือกพารามิเตอร์ของแบบจำลอง Modified CamClay158
6.3	ขั้นตอนการเลือกพารามิเตอร์ของแบบจำลองดิน MIT-E3159
6.4 ก	การวิเคราะห์หาพารามิเตอร์ของแบบจำลอง MCC จากข้อมูลดินของ KIM (1991)160
6.4 ข	การวิเคราะห์หาพารามิเตอร์ของแบบจำลอง MCC จากข้อมูลดินของ KIM (1991)160
6.5	ผลจากการเปลี่ยนแปลงค่าพารามิเตอร์ n ที่มีต่อพฤติกรรมขณะลดน้ำหนักกระทำแบบเท่ากันทุกทิศทาง, KIM(1991)161
6.6	ผลจากการเปลี่ยนแปลงค่าพารามิเตอร์ C ที่มีต่อพฤติกรรมขณะลดน้ำหนักกระทำแบบเท่ากันทุกทิศทาง, KIM(1991)161
6.7	ผลการคาดคะเนพฤติกรรมขณะลดน้ำหนักกระทำแบบเท่ากันทุกทิศทางด้วยพารามิเตอร์ C และ n สำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯโดยแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 เทียบเทียบกับผลการทดสอบของ KIM(1993).....162
6.8	ผลจากการเปลี่ยนแปลงค่าพารามิเตอร์ ω ที่มีต่อการคาดคะเนพฤติกรรมขณะรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำในการทดสอบ CK_0UC กับดินเหนียวในสภาพอัดแน่นมากกว่าปกติ ($OCR=1.50$) เทียบกับผลทดสอบของ KIM (1991).....162
6.9	ผลจากการเปลี่ยนแปลงค่าพารามิเตอร์ s_u ที่มีต่อการคาดคะเนพฤติกรรมขณะรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำในการทดสอบ CK_0UC กับดินเหนียวในสภาพอัดแน่นปกติเทียบกับผลทดสอบของ KIM (1991).....163
6.10	ผลจากการเปลี่ยนแปลงค่าพารามิเตอร์ c ที่มีต่อการคาดคะเนพฤติกรรมขณะรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำในการทดสอบ CK_0UC กับดินเหนียวในสภาพอัดแน่นปกติเทียบกับผลทดสอบของ KIM (1991).....163

รูป	หน้า
6.11 ผลการคาดคะเนพฤติกรรมขณะรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ ด้วยพารามิเตอร์ c และ s_u สำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ โดยแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 เทียบกับผลทดสอบของ KIM (1991)	164
6.12 แสดงผลจากการเปลี่ยนแปลงค่าพารามิเตอร์ γ ที่มีต่อการคาดคะเนพฤติกรรมขณะรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำในการทดสอบ CK ₀ UC กับดินเหนียวในสภาพอัดแน่นมากกว่าปกติเทียบกับผลทดสอบของ KIM (1991)	164
7.1 flow chart ของการคำนวณในโปรแกรม Fortran	165
7.2 flow chart ของการวิเคราะห์พารามิเตอร์ของระบบอัดโนมัติ	166
7.3 ตัวแปรที่ใช้คำนวณค่า Rsquare ในระบบ ระบบอัดโนมัติ	167
7.4 ผลการคาดคะเนพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ด้วยแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC ขณะทดสอบอัดตัวคายน้ำทั้งแบบ Isotropic และ แบบ K ₀ เทียบกับผลการทดสอบของ KIM (1991)	168
7.5 ผลการคาดคะเนทางเดินของหน่วยแรง (stress path) ขณะทดสอบอัดตัวคายน้ำโดยแบบจำลองความเค้นความเครียด MCC	168
7.6 ผลการคาดคะเนพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ด้วยแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC เทียบกับผลการทดสอบ CIU ของ KIM (1991)	169
7.7 ความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_p กับ Axial strain (%) จากการคาดคะเนพฤติกรรมขณะทดสอบ CIU ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC	170
7.8 ความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_p กับ Axial strain (%) จากผลการทดสอบ CIU ของ KIM(1991)	170
7.9 ความสัมพันธ์ระหว่าง Pore Pressure กับ Axial strain (%) จากการคาดคะเนพฤติกรรมขณะทดสอบ CIU ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC	171
7.10 ความสัมพันธ์ระหว่าง Pore Pressure กับ Axial strain (%) จากผลการทดสอบ CIU ของ KIM(1991)	171
7.11 ผลการคาดคะเนพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ด้วยแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC เทียบกับผลการทดสอบ CK ₀ UC ของ KIM (1991)	172

รูป	หน้า
7.12 ผลการคาดคะเนพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ด้วยแบบจำลอง ความเค้น-ความเครียด MCC เทียบกับผลการทดสอบ CK_0UE ของ KIM (1991)	172
7.13 ความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_p กับ Axial strain (%) จากการคาดคะเนพฤติกรรม ขณะทดสอบ CK_0UC ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC	173
7.14 ความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_p กับ Axial strain (%) จากผลการทดสอบ CK_0UC ของ KIM(1991)	173
7.15 ความสัมพันธ์ระหว่าง Pore Pressure กับ Axial strain (%) จากการคาดคะเน พฤติกรรมขณะทดสอบ CK_0UC ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC	174
7.16 ความสัมพันธ์ระหว่าง Pore Pressure กับ Axial strain (%) จาก ผลการทดสอบ CK_0UC ของ KIM(1991)	174
7.17 ความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_p กับ Axial strain (%) จากการคาดคะเน พฤติกรรม ขณะทดสอบ CK_0UE ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC	175
7.18 ความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_p กับ Axial strain (%) จากผลการทดสอบ CK_0UE ของ KIM(1991)	175
7.19 ความสัมพันธ์ระหว่าง Pore Pressure กับ Axial strain (%) จากการ คาดคะเน พฤติกรรมขณะทดสอบ CK_0UE ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC	176
7.20 ความสัมพันธ์ระหว่าง Pore Pressure กับ Axial strain (%) จาก ผลกาทดสอบ CK_0UE ของ KIM(1991)	176
7.21 ผลการคาดคะเนพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ด้วยแบบจำลอง ความเค้น-ความเครียด MCC เทียบกับผลการทดสอบ CK_0UC , LAI(1993).....	177
7.22 ผลการคาดคะเนพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ด้วยแบบจำลอง ความเค้น-ความเครียด MCC เทียบกับผลการทดสอบ CK_0UE , LAI(1993).....	177
7.23 ความสัมพันธ์ระหว่าง q กับ Axial strain(%) จากการคาดคะเนพฤติกรรม ขณะทดสอบ CK_0UC ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC, LAI (1993)	178
7.24 ความสัมพันธ์ระหว่าง q กับ Axial strain (%) จากผลการทดสอบ CK_0UC ของ LAI(1993)	178

รูป	หน้า
7.25 ความสัมพันธ์ระหว่าง Excess Pore Pressure กับ Axial strain (%) จากการคาดคะเนพฤติกรรมขณะทดสอบ CK_0UC ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC, LAI(1993)	179
7.26 ความสัมพันธ์ระหว่าง Excess Pore Pressure กับ Axial strain (%) จากผลการทดสอบ CK_0UC ของ LAI(1993)	179
7.27 ความสัมพันธ์ระหว่าง q กับ Axial strain (%) จากการคาดคะเนพฤติกรรมขณะทดสอบ CK_0UC ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC.....	180
7.28 ความสัมพันธ์ระหว่าง q กับ Axial strain (%) จากผลการทดสอบ CK_0UC ของ LAI(1993).....	180
7.29 ความสัมพันธ์ระหว่าง Excess Pore Pressure กับ Axial strain (%) จากการคาดคะเนพฤติกรรมขณะทดสอบ CK_0UC ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC, LAI(1993)	181
7.30 ความสัมพันธ์ระหว่าง Excess Pore Pressure กับ Axial strain (%) จากผลการทดสอบ CK_0UE ของ LAI(1993)	181
7.31 ผลการคาดคะเนพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ด้วยแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC เทียบกับผลการทดสอบ CK_0UC ของตัวอย่างดินจุฬา, ยุทธนา(2002)	182
7.32 ผลการคาดคะเนพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ด้วยแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC เทียบกับผลการทดสอบ CK_0UC ของตัวอย่างดินบางนา, ยุทธนา(2002)	182
7.33 ความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_p กับ Axial strain (%) จากการคาดคะเนพฤติกรรมขณะทดสอบ CK_0UC ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียดของตัวอย่างดิน จุฬา, ยุทธนา(2002)	183
7.34 ความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_p กับ Axial strain (%) จากผลการทดสอบ CK_0UC ของตัวอย่างดินจุฬา, ยุทธนา(2002)	183

รูป	หน้า
7.35 ความสัมพันธ์ระหว่าง u/σ'_p กับ Axial strain (%) จากการคาดคะเนพฤติกรรมขณะทดสอบ CK_0UC ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCCของตัวอย่างดินजूฟ้า, ยุทธนา(2002)	184
7.36 ความสัมพันธ์ระหว่าง u/σ'_p กับ Axial strain (%) จากผลการทดสอบ $CK_0 UC$ ของตัวอย่างดินजूฟ้า, ยุทธนา(2002).....	184
7.37 ความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_p กับ Axial strain (%) จากการคาดคะเนพฤติกรรมขณะทดสอบ CK_0UC ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCCของตัวอย่างดินบางนา, ยุทธนา(2002)	185
7.38 ความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_p กับ Axial strain (%) จากผลการทดสอบ $CK_0 UC$ ของตัวอย่างดินบางนา, ยุทธนา(2002)	185
7.39 ความสัมพันธ์ระหว่าง u/σ'_p กับ Axial strain (%) จากการคาดคะเนพฤติกรรมขณะทดสอบ CK_0UC ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC ของตัวอย่างดินบางนา, ยุทธนา(2002)	186
7.40 ความสัมพันธ์ระหว่าง u/σ'_p กับ Axial strain (%) จากผลการทดสอบ $CK_0 UC$ ของตัวอย่างดินบางนา, ยุทธนา(2002)	186
7.41 ผลการคาดคะเนพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ด้วยแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC เทียบกับผลการทดสอบ $CK_0 UC$ ของตัวอย่างดินบางนา, กรัณท์ (2002)	187
7.42 ผลการคาดคะเนพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ด้วยแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC เทียบกับผลการทดสอบ $CK_0 UE$ ของตัวอย่างดินบางนา, กรัณท์ (2002)	187
7.43 ความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_p กับ Axial strain (%) จากการคาดคะเนพฤติกรรมขณะทดสอบ CK_0UC ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCCของตัวอย่างดินบางนา, กรัณท์ (2002)	188
7.44 ความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_p กับ Axial strain (%) จากผลการทดสอบ $CK_0 UC$ ของตัวอย่างดินบางนา, กรัณท์ (2002)	188

รูป	หน้า
7.45 ความสัมพันธ์ระหว่าง u กับ Axial strain (%) จากการคาดคะเนพฤติกรรม ขณะทดสอบ CK_0UC ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC ของ ตัวอย่างดินบางนา, กรัณฑ์ (2002)	189
7.46 ความสัมพันธ์ระหว่าง u กับ Axial strain (%) จากผลการทดสอบ CK_0UC ของตัวอย่างดินบางนา, กรัณฑ์ (2002)	189
7.47 ผลการคาดคะเนพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ด้วยแบบจำลอง ความเค้น-ความเครียด MIT-E3 เทียบกับผลการทดสอบ CIU ของ KIM (1991)	190
7.48 ความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_p กับ Axial strain (%) จากการคาดคะเนพฤติกรรม ขณะทดสอบ CIU ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 , KIM (1991).....	190
7.49 ความสัมพันธ์ระหว่าง Pore Pressure กับ Axial strain (%) จากการคาดคะเน พฤติกรรมขณะทดสอบ CIU ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 , KIM (1991)	191
7.50 ผลการคาดคะเนพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ด้วยแบบจำลอง ความเค้น-ความเครียด MIT-E3 เทียบกับผลการทดสอบ CK_0UC ของ KIM (1991).....	191
7.51 ความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_p กับ Axial strain (%) จากการคาดคะเน พฤติกรรมขณะทดสอบ CK_0UC ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3, KIM (1991)	192
7.52 ความสัมพันธ์ระหว่าง Pore Pressure กับ Axial strain (%) จากการ คาดคะเนพฤติกรรมขณะทดสอบ CK_0UC ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3, KIM (1991)	192
7.53 ผลการคาดคะเนพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ด้วยแบบจำลอง ความเค้น-ความเครียด MIT-E3 เทียบกับผลการทดสอบ CK_0UE ของ KIM (1991).....	193
7.54 ความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_p กับ Axial strain (%) จากการคาดคะเน พฤติกรรมขณะทดสอบ CK_0UE ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 , KIM (1991)	193

รูป	หน้า
7.55 ความสัมพันธ์ระหว่าง Pore Pressure กับ Axial strain (%) จากการ คาดคะเนพฤติกรรมขณะทดสอบ CK ₀ UE ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3, KIM (1991)	194
7.56 ผลการคาดคะเนพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ด้วยแบบจำลองความเค้น- ความเครียด MIT-E3 เทียบกับผลการทดสอบ CK ₀ UC ของ LAI (1993).....	194
7.57 ความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_p กับ Axial strain (%) จากการคาดคะเน พฤติกรรมขณะทดสอบ CK ₀ UC ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3, LAI (1993).....	195
7.58 ความสัมพันธ์ระหว่าง Pore Pressure กับ Axial strain (%) จากการ คาดคะเนพฤติกรรมขณะทดสอบ CK ₀ UC ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3, LAI (1993).....	195
7.59 ผลการคาดคะเนพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ด้วยแบบจำลอง ความเค้น-ความเครียด MIT-E3 เทียบกับผลการทดสอบ CK ₀ UC ของตัวอย่างดินจุฬารุทนา (2002).....	196
7.60 ความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_p กับ Axial strain (%) จากการคาดคะเน พฤติกรรมขณะทดสอบ CK ₀ UC ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3ของตัวอย่างดินจุฬารุทนา (2002).....	196
7.61 ความสัมพันธ์ระหว่าง Pore Pressure กับ Axial strain (%) จากการ คาดคะเนพฤติกรรมขณะทดสอบ CK ₀ UC ของแบบจำลองความเค้น- ความเครียด MIT-E3, ของตัวอย่างดินจุฬารุทนา (2002)	197
7.62 ผลการคาดคะเนพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ด้วยแบบจำลอง ความเค้น-ความเครียด MIT-E3 เทียบกับผลการทดสอบ CK ₀ UC ของตัวอย่างดินบางนา ยุทรุทนา (2002)	197
7.63 ความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_p กับ Axial strain (%) จากการคาดคะเน พฤติกรรมขณะทดสอบ CK ₀ UC ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3ของตัวอย่างดินบางนา , ยุทรุทนา (2002)	198

รูป	หน้า
7.64 ความสัมพันธ์ระหว่าง Pore Pressure กับ Axial strain (%) จาก การคาดคะเนพฤติกรรมขณะทดสอบ CK ₀ UC ของแบบจำลองความเค้น- ความเครียด MIT-E3, ของตัวอย่างดินบางนา , ยุทธนา (2002)	198
7.65 ผลการคาดคะเนพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ด้วยแบบจำลอง ความเค้น-ความเครียด MIT-E3 เทียบกับผลการทดสอบ CK ₀ UC ของ ตัวอย่างดินบางนา กรัณท์ (2002)	199
7.66 ความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_p กับ Axial strain (%) จากการคาดคะเน พฤติกรรมขณะทดสอบ CK ₀ UC ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3ของตัวอย่างดินบางนา , กรัณท์ (2002)	199
7.67 ความสัมพันธ์ระหว่าง Pore Pressure กับ Axial strain (%) จากการ คาดคะเนพฤติกรรมขณะทดสอบ CK ₀ UC ของแบบจำลองความเค้น- ความเครียด MIT-E3, ของตัวอย่างดินบางนา , กรัณท์ (2002)	200
7.68 ผลการเปรียบเทียบ R ² ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการ และจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CIU, OCR = 1.00 ของ KIM (1991) โดยใช้แบบจำลอง MCC	201
7.69 ผลการเปรียบเทียบ R ² ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการ และจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CIU, OCR = 1.24 ของ KIM (1991) โดยใช้แบบจำลอง MCC	202
7.70 ผลการเปรียบเทียบ R ² ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการ และจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CIU, OCR = 1.50 ของ KIM (1991) โดยใช้แบบจำลอง MCC	203
7.71 ผลการเปรียบเทียบ R ² ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการ และจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CIU, OCR = 1.78 ของ KIM (1991) โดยใช้แบบจำลอง MCC.....	204
7.72 แสดงผลการเปรียบเทียบ R ² ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการ และจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CIU, OCR = 2.15 ของ KIM (1991) โดยใช้แบบจำลอง MCC	205

รูป	หน้า
7.73 แสดงผลการเปรียบเทียบ R^2 ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการ และจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CIU, OCR = 2.75 ของ KIM (1991) โดยใช้แบบจำลอง MCC	206
7.74ก. การจำลองพฤติกรรมดินด้วยแบบจำลอง MCC จากพารามิเตอร์ ที่ได้จากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CIU, KIM (1991)	207
7.74 ข. การจำลองพฤติกรรมดินด้วยแบบจำลอง MCC จากพารามิเตอร์ ที่ได้จากวิธี Manual เทียบกับผลการทดสอบ CIU, KIM (1991)	207
7.75 ผลการเปรียบเทียบ R^2 ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการ และจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CK_0UC , OCR = 1.00 ของ KIM (1991) โดยใช้แบบจำลอง MCC	208
7.76 ผลการเปรียบเทียบ R^2 ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการ และจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CK_0UC , OCR = 1.24 ของ KIM (1991) โดยใช้แบบจำลอง MCC	209
7.77 ผลการเปรียบเทียบ R^2 ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการ และจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CK_0UC , OCR = 1.50 ของ KIM (1991) โดยใช้แบบจำลอง MCC	210
7.78 ผลการเปรียบเทียบ R^2 ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการ และจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CK_0UC , OCR = 1.78 ของ KIM (1991) โดยใช้แบบจำลอง MCC	211
7.79 ผลการเปรียบเทียบ R^2 ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการ และจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CK_0UC , OCR = 2.15 ของ KIM (1991) โดยใช้แบบจำลอง MCC	212
7.80 ผลการเปรียบเทียบ R^2 ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการ และจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CK_0UC , OCR = 2.75 ของ KIM (1991) โดยใช้แบบจำลอง MCC	213
7.81 ผลการเปรียบเทียบ R^2 ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการ และจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CIU, OCR = 1.00 ของ KIM (1991) โดยใช้แบบจำลอง MIT-E3	214

รูป	หน้า
7.82 ผลการเปรียบเทียบ R^2 ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการ และจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CIU, OCR = 1.24 ของ KIM (1991) โดยใช้แบบจำลอง MIT-E3	215
7.83 ผลการเปรียบเทียบ R^2 ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการ และจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CIU, OCR = 1.50 ของ KIM (1991) โดยใช้แบบจำลอง MIT-E3.....	216
7.84 ผลการเปรียบเทียบ R^2 ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการ และจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CIU, OCR = 1.78 ของ KIM (1991) โดยใช้แบบจำลอง MIT-E3	217
7.85 ผลการเปรียบเทียบ R^2 ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการ และจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CIU, OCR = 2.15 ของ KIM (1991) โดยใช้แบบจำลอง MIT-E3	218
7.86 ผลการเปรียบเทียบ R^2 ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการ และจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CIU, OCR = 2.75 ของ KIM (1991) โดยใช้แบบจำลอง MIT-E3	219
7.87 ผลการเปรียบเทียบ R^2 ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการ และจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CK_0UC , OCR = 1.00 ของ KIM (1991) โดยใช้แบบจำลอง MIT-E3	220
7.88 ผลการเปรียบเทียบ R^2 ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการ และจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CK_0UC , OCR = 1.24 ของ KIM (1991) โดยใช้แบบจำลอง MIT-E3	221
7.89 ผลการเปรียบเทียบ R^2 ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการ และจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CK_0UC , OCR = 1.50 ของ KIM (1991) โดยใช้แบบจำลอง MIT-E3	222
7.90 ผลการเปรียบเทียบ R^2 ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการ และจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CK_0UC , OCR = 1.78 ของ KIM (1991) โดยใช้แบบจำลอง MIT-E3	223

รูป	หน้า
7.91 ผลการเปรียบเทียบ R^2 ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการ และจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CK_0UC , $OCR = 2.15$ ของ KIM (1991) โดยใช้แบบจำลอง MIT-E3	224
7.92 ผลการเปรียบเทียบ R^2 ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการ และจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CK_0UC , $OCR = 2.75$ ของ KIM (1991) โดยใช้แบบจำลอง MIT-E3	225
7.93 ผลการเปรียบเทียบ R^2 ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการ และจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CK_0UC , $OCR = 1.00$ ของ LAI (1993) โดยใช้แบบจำลอง MIT-E3	226
7.94 ผลการเปรียบเทียบ R^2 ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการ และจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CK_0UC , $OCR = 2.00$ ของ LAI (1993) โดยใช้แบบจำลอง MIT-E3	227
7.95 ผลการเปรียบเทียบ R^2 ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการ และจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CK_0UC , $OCR = 4.00$ ของ LAI (1993) โดยใช้แบบจำลอง MIT-E3	228
7.96 ผลการเปรียบเทียบ R^2 ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการ และจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CK_0UC , $OCR = 8.00$ ของ LAI (1993) โดยใช้แบบจำลอง MIT-E3	229
7.97 ผลการเปรียบเทียบ R^2 ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการ และจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CK_0UC , $OCR = 1.00$ ของตัวอย่างดินจุฬาฯ, ยุทธนา (2002) โดยใช้แบบจำลอง MIT-E3	230
7.98 ผลการเปรียบเทียบ R^2 ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการ และจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CK_0UC , $OCR = 1.27$ ของตัวอย่างดินจุฬาฯ, ยุทธนา (2002) โดยใช้แบบจำลอง MIT-E3	231
7.99 ผลการเปรียบเทียบ R^2 ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการ และจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CK_0UC , $OCR = 1.76$ ของตัวอย่างดินจุฬาฯ, ยุทธนา (2002) โดยใช้แบบจำลอง MIT-E3	232

รูป	หน้า
7.100 ผลการเปรียบเทียบ R^2 ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการ และจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CK_0UC , $OCR = 3.00$ ของตัวอย่างดินจุฬาฯ, ยุทธนา (2002) โดยใช้แบบจำลอง MIT-E3.....	233
7.101 ผลการเปรียบเทียบ R^2 ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการ และจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CK_0UC , $OCR = 1.00$ ของตัวอย่างดินจุฬาฯ, กรัณท์ (2002) โดยใช้แบบจำลอง MIT-E3	234
7.102 ผลการเปรียบเทียบ R^2 ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการ และจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CK_0UC , $OCR = 1.50$ ของตัวอย่างดินจุฬาฯ, กรัณท์ (2002) โดยใช้แบบจำลอง MIT-E3	235
7.103 ผลการเปรียบเทียบ R^2 ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการ และจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CK_0UC , $OCR = 2.00$ ของตัวอย่างดินจุฬาฯ, กรัณท์ (2002) โดยใช้แบบจำลอง MIT-E3	236
7.104 ผลการเปรียบเทียบ R^2 ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการ และจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CK_0UC , $OCR = 4.00$ ของตัวอย่างดินจุฬาฯ, กรัณท์ (2002) โดยใช้แบบจำลอง MIT-E3	237
ค-1 หน้าจอแสดงการเริ่มต้นของระบบอัตโนมัติ	245
ค-2 Mode การจำลองพฤติกรรมดินของระบบอัตโนมัติ	246
ค-3 Mode การวิเคราะห์พารามิเตอร์ของระบบอัตโนมัติ	247
ค-4 หน้าจอแสดงผลการวิเคราะห์พารามิเตอร์พร้อมค่า R-square ของระบบอัตโนมัติ	248

สัญลักษณ์

A	= พารามิเตอร์ของแรงดันน้ำในโพรงดินของ Skempton
A_f	= พารามิเตอร์ของแรงดันน้ำในโพรงดิน ณ จุดวิบัติที่ q_{max}
b	= เทนเซอร์กำหนดทิศทางการวางแกนของ Bounding Surface
\bar{C}	= เทนเซอร์แสดง Tangential Stiffness
CR	= สัดส่วนการอัดตัว (Compression Ratio)
CRS	= Constant Rate of Strain Test
\overline{CIUC}	= Isotropic Consolidation Undrained Compression Test with Pore Pressure Measurement
$\overline{CK_0UC}$	= K_0 -Consolidation Undrained Compression Test with Pore Pressure Measurement
$\overline{CK_0U-TC}$	= K_0 -Consolidation Undrained Triaxial Compression Test with Pore Pressure Measurement
$\overline{CK_0U-TE}$	= K_0 -Consolidation Undrained Triaxial Extension Test with Pore Pressure Measurement
C_s	= Swelling Index
EOP	= จุดสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำ (End of Primary)
ESP	= ทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Path)
G	= Elastic Shear Modulus
H	= Elasto-Plastic Modulus
I	= เทนเซอร์หนึ่งหน่วย
K	= อีลาสติกบัลค์โมดูลัส (Bulk Modulus)
K_f	= ค่าสัมประสิทธิ์ของแรงดันดินด้านข้าง ณ จุดวิบัติ q_{max} (Coefficient of Lateral Earth Pressure at Failure)
K_0	= ค่าสัมประสิทธิ์ของแรงดันดินด้านข้าง ณ สภาวะสมดุล (Coefficient of Lateral Earth Pressure at Rest)
$K_{0(NC)}$	= ค่าสัมประสิทธิ์ของแรงดันดินด้านข้าง ณ สภาวะสมดุลของตัวอย่างดินที่อยู่ในสภาพอัดแน่นปกติ
$K_{0(OC)}$	= ค่าสัมประสิทธิ์ของแรงดันดินด้านข้าง ณ สภาวะสมดุลของตัวอย่าง

สัญลักษณ์ (ต่อ)

	ดินที่อยู่ในสภาพอัดแน่นเกินตัว
K_p	= Passive Stress Ratio
LL	= ขีดความเหลว (Liquid Limit)
LI	= ดัชนีความเหลว (Liquidity Index)
NC	= สภาพอัดแน่นปกติของดิน (Normally Consolidated Clay)
NSP	= Normalized Soil Properties
OC	= สภาพอัดแน่นเกินตัวของดิน (Overconsolidated Clay)
OCR	= สัดส่วนการอัดแน่นเกินตัว (Overconsolidation Ratio)
P	= ความดันน้ำในโพรงดิน (Pore Water Pressure)
PI	= ดัชนีพลาสติกซิตี (Plasticity Index)
PL	= ขีดพลาสติก (Plastic Limit)
p, p'	= $\frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}$ และ $\frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3}$
q, q'	= $\sigma_1 - \sigma_3$ และ $\sigma'_1 - \sigma'_3$
\tilde{P}	= เทนเซอร์กำหนดทิศทางการเกิดความเครียดพลาสติก
\tilde{Q}	= เทนเซอร์กำหนดทิศทางการเกิดความเค้น
RR	= สัดส่วนการอัดตัวซ้ำ (Recompression Ratio)
SHANSEP	= Stress History and Normalized Soil Engineering Properties
\tilde{s}	= เทนเซอร์แสดงหน่วยแรงเฉือน
$\dot{\tilde{s}}$	= อัตราการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงเฉือน
u	= แรงดันน้ำในโพรงดิน (Pore Pressure)
W_n	= ปริมาณความชื้นในมวลดินตามธรรมชาติ
\tilde{e}	= อัตราการเปลี่ยนแปลง Deviatoric Strain
\tilde{e}^e	= อัตราการเปลี่ยนแปลง Elastic Deviatoric Strain
\tilde{e}^p	= อัตราการเปลี่ยนแปลง Plastic Deviatoric Strain
e_0	= อัตราส่วนช่องว่างเริ่มต้น

สัญลักษณ์ (ต่อ)

$\bar{\alpha}$	= ตัวแปรกำหนดขนาด Bounding Surface
$\dot{\bar{\alpha}}$	= อัตราการเปลี่ยนแปลงขนาด Bounding Surface
$\bar{\alpha}_0$	= ขนาด Bounding Surface เริ่มต้น
κ_0	= Small strain compressibility parameter at load reversal
λ	= ความชันของ Virgin normally consolidated clay
ϕ'	= มุมต้านทานแรงเฉือน (Angle of Shearing Resistance)
$\bar{\phi}_{TC}$	= มุมต้านทานแรงเฉือน (Triaxial Compression)
$\bar{\phi}_{TE}$	= มุมต้านทานแรงเฉือน (Triaxial Extension)
Λ	= ตัวแปรควบคุมปริมาณการเกิดความเครียดพลาสติก
κ	= ความชันของ Swelling Line
σ	= หน่วยแรงรวมในมวลดิน (Total Stress)
σ_1	= Major Principal Stress
σ_2	= Intermediate Principal Stress
σ_3	= Minor Principal Stress
σ_v	= หน่วยแรงรวมในแนวตั้ง (Vertical Total Stress)
σ_h	= หน่วยแรงรวมในแนวนอน (Horizontal Total Stress)
σ'	= หน่วยแรงประสิทธิผลในมวลดิน (Effective Stress)
σ'_v	= หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้ง (Vertical Effective Stress)
σ'_h	= หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวนอน (Horizontal Effective Stress)
σ'_{vo}	= หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งตามธรรมชาติ (Effective Vertical Overburden Stress)
σ'_{ho}	= หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวนอนตามธรรมชาติ (Effective Horizontal Overburden Stress)
σ'_{vc}	= หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งที่ทำให้ดินถูกอัดตัวคายน้ำในแต่ละ ขั้นตอนของการ Consolidation (Effective Vertical Consolidation Stress)
σ'_p	= หน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดที่มวลดินเคยได้รับตามธรรมชาติ

สัญลักษณ์ (ต่อ)

	(Maximum Past Pressure)
$\bar{\sigma}$	= เทนเซอร์แสดงหน่วยแรงประสิทธิผล
σ	= เทนเซอร์แสดงหน่วยแรงรวม
$\dot{\sigma}$	= เทนเซอร์แสดงอัตราการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงประสิทธิผล
Δu	= แรงดันน้ำในโพรงดินส่วนเกิน (Excess Pore Pressure)
$\Delta\sigma_1$	= Major Principal Increment Stress
$\Delta\sigma_2$	= Intermediate Principal Increment Stress
$\Delta\sigma_3$	= Minor Principal Increment Stress
ϵ	= ค่าความเครียด
$\dot{\epsilon}$	= เทนเซอร์แสดงอัตราการเปลี่ยนแปลงความเครียด
ϵ^v	= อัตราการเปลี่ยนแปลง Volumetric Strain
$\dot{\epsilon}^e$	= เทนเซอร์แสดงอัตราการเปลี่ยนแปลงความเครียดยืดหยุ่น
$\dot{\epsilon}^p$	= เทนเซอร์แสดงอัตราการเปลี่ยนแปลงความเครียดพลาสติก
ϵ_1	= ความเครียดในแนวแกนหลัก (Major Axis)
ϵ_2	= ความเครียดในแนวแกนกลาง (Intermediate Axis)
ϵ_3	= ความเครียดในแนวแกนรอง (Minor Axis)
ϵ_s	= ความเครียดเฉือน (Shear Strain)
γ_t	= ความหนาแน่นรวม (Total Density)
ω	= พารามิเตอร์ควบคุมพฤติกรรมที่ Small strain
ν	= อัตราส่วนปัวซองส์
ψ_0	= ค่าคงที่ควบคุมอัตราการเปลี่ยนแปลง Yield Surface
C	= พารามิเตอร์ควบคุม Non-linearity in the volumetric response
c	= อัตราส่วนของ major/minor semi-axes of bounding surface ellipse
h	= พารามิเตอร์ควบคุม Bounding surface plasticity

สัญลักษณ์ (ต่อ)

n	= พารามิเตอร์ควบคุม Non-linearity in the volumetric response
S_t	= พารามิเตอร์ควบคุม Post-Peak undrained shearing behavior
γ	= พารามิเตอร์ควบคุม Bounding surface mapping of flow direction



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ความสำคัญของแบบจำลองความเค้น-ความเครียดของดิน

ในการปฏิบัติงานทางวิศวกรรมเทคนิค (Geotechnical Engineering) ปัญหาที่สำคัญอย่างหนึ่งคือการวิเคราะห์และคาดคะเนการเคลื่อนตัวของมวลดินและโครงสร้างเพื่อที่จะทราบถึงปริมาณการเคลื่อนตัวที่จะเกิดขึ้นกับสิ่งก่อสร้างทั้งบนดินและใต้ดิน และหามาตรการในการป้องกันมิให้การเคลื่อนตัวนั้นมีปริมาณมากเกินไปจนเกินขอบเขตที่กำหนดไว้ ซึ่งอาจจะก่อให้เกิดอันตราย หรือความเสียหายต่อตัวโครงสร้างเอง หรือสิ่งก่อสร้างข้างเคียง หรือก่อให้เกิดความไม่ปลอดภัยต่อประชาชนที่อาศัยอยู่ข้างเคียง ดังนั้นสิ่งสำคัญที่ต้องกระทำ คือการพยายามศึกษาจำแนกลักษณะ และพฤติกรรมของดินแต่ละชนิดภายใต้สภาวะต่างๆ ให้เข้าใจอย่างถ่องแท้เพื่อหาฟังก์ชัน หรือสมการทางคณิตศาสตร์มาอธิบายพฤติกรรมของดินทั่วไป และทำหน้าที่เป็นแบบจำลองแสดงพฤติกรรมของดินทั่วไป (General Soil Model) ซึ่งหากทำได้ก็จะสามารถคาดคะเนพฤติกรรมของดิน (Soil behavior) ภายใต้สภาวะของหน่วยแรง และสภาพการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงแบบต่างๆ ได้นอกจากนั้นยังสามารถนำแบบจำลองแสดงพฤติกรรมของดินที่เป็นตัวแทนที่ดีของดินทั่วไปนั้นไปใช้วิเคราะห์เพื่อคาดคะเนการเคลื่อนตัวของดินในงานวิศวกรรมปฐพีด้วยการวิเคราะห์เชิงตัวเลข (Numerical Analysis) โดยใช้วิธี Finite Element ซึ่งมีข้อดีคือสามารถที่จะจำลองสภาพปัญหาการก่อสร้างที่สลับซับซ้อน (Complex Geometry) ขั้นตอนการก่อสร้างที่เกิดขึ้นจริง (Real Construction Sequences) รวมทั้งสามารถจำลองลักษณะของแรงที่มากระทำต่อโครงสร้างที่ค่อนข้างซับซ้อน (Complex Loading) ได้ ซึ่งจะช่วยให้ได้ผลการวิเคราะห์คาดการณ์สภาพปัญหา และแนวทางแก้ไขที่ถูกต้องใกล้เคียงความเป็นจริง และแม่นยำมากขึ้น

เนื่องจากคุณสมบัติของดินเป็นแบบ anisotropic ทั้งนี้เนื่องจากการเกิดของดินตามธรรมชาติที่เกิดจากการตกตะกอนในแนวตั้งทำให้คุณสมบัติในการรับกำลังมีความไม่แน่นอนขึ้นอยู่ กับลักษณะการเกิด ซึ่งทำให้การที่จะทำการคำนวณหาพฤติกรรมของดินมีความซับซ้อนในการหาพฤติกรรมในช่วงพลาสติกมาก จึงได้มีการคิดทฤษฎีเกี่ยวกับพฤติกรรมในช่วงของการเกิดพลาสติกขึ้น (Theory of plasticity) เพื่อมาทำให้การคำนวณถูกต้องแม่นยำมากยิ่งขึ้น จึงได้มีการพัฒนาโดยใช้สมมติฐาน Non-Linear Elastic, Elastic Perfectly Plastic และ Elasto-Plastic ตามลำดับ ซึ่งจากทฤษฎีพลาสติกชนิดนี้ได้นำไปสู่การพัฒนาแบบจำลองความเค้น-ความเครียดของดินขึ้น ซึ่งใช้เป็นตัวแทนของดินเพื่อบ่งบอกและคาดการณ์พฤติกรรมของดินภายใต้สภาวะต่างๆ โดยอาศัย

สมการทางคณิตศาสตร์มาอธิบายพฤติกรรมของดินทั่วไป และทำหน้าที่เป็นแบบจำลอง แสดงพฤติกรรมของดินทั่วไป (General Soil Model) ซึ่งหากทำได้ก็จะสามารถคาดคะเนพฤติกรรมของดิน (Soil behavior) ภายใต้สภาวะของหน่วยแรง และสภาพการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงแบบต่างๆได้ นอกจากนี้ยังสามารถนำแบบจำลองแสดงพฤติกรรมของดินที่เป็นตัวแทนที่ดีของดินทั่วไปนั้นไปใช้วิเคราะห์เพื่อคาดคะเนพฤติกรรมของดินในงานวิศวกรรมปฐพีด้วยการวิเคราะห์เชิงตัวเลข (Numerical Analysis) แบบจำลองความเค้น-ความเครียดที่ใช้คาดคะเนพฤติกรรมของดินในด้านต่างๆ หากทำได้ถูกต้องรวดเร็วก็ทำให้สามารถออกแบบและแก้ไขปัญหาต่างๆได้อย่างถูกต้องแม่นยำ ซึ่งในการสร้างแบบจำลองความเค้น-ความเครียดขึ้นมาได้นั้นจะต้องมีการกำหนดขอบเขตของปัญหาขึ้นมา ซึ่งได้แก่

1. Field Equation ซึ่งใช้แก้ปัญหาทางกลศาสตร์ทั่วไปเช่น Equilibrium equation แต่สำหรับดินซึ่งประกอบด้วยวัสดุหลายสถานะปนกัน (Multi-phase material) จึงสร้างความสัมพันธ์ได้ยากและต้องอาศัยสมมติฐานประกอบมากมาย
2. Constitutive Equation ซึ่งใช้ในการเชื่อมโยงระหว่างความเค้น ความเครียดและกำลังวัสดุ (stress-strain-strength)

โดยทั่วไปพฤติกรรมของดินจะแสดงพฤติกรรมรวมกันระหว่าง non-linear elastic และ inelastic ซึ่งเป็นพฤติกรรมที่ซับซ้อนและดินเป็นวัสดุที่มีความหลากหลายไม่เป็นเนื้อเดียวกัน (Non-homogeneous) และมีคุณสมบัติพื้นฐานแตกต่างกันไปตามชนิด ขนาด และลักษณะการจัดเรียงตัวของอนุภาคดิน จึงเป็นการยากที่จะทำการศึกษาพฤติกรรมของดินแล้วสามารถหาความสัมพันธ์ที่เป็นฟังก์ชัน หรือสมการทางคณิตศาสตร์มาอธิบายพฤติกรรมของดินทั่วไปได้ถูกต้องและแม่นยำ ดังนั้น การวิเคราะห์เพื่อคาดคะเนพฤติกรรมของดินในงานวิศวกรรมปฐพีในอดีตจึงมักจะใช้แก้ปัญหาโดยการตั้งสมมติฐานเกี่ยวกับคุณสมบัติของดิน (ซึ่งมักจะไม่ตรงกับคุณสมบัติจริงของดิน) เช่น การกำหนดให้ดินมีคุณสมบัติแบบ Linear Isotropic Elastic (LIE Material) เป็นต้น เพื่อให้ง่ายต่อการนำคุณสมบัติเหล่านั้นไปใช้ในการวิเคราะห์ด้วยกรอบทางทฤษฎีบทที่คิดค้นขึ้นแต่ด้วยการพัฒนาเทคนิคและวิธีการวิเคราะห์เชิงตัวเลขในปัจจุบัน สามารถช่วยลดความจำเป็นในการตั้งสมมติฐานเพื่อลดความซับซ้อนของปัญหาลงได้

1.2 การทบทวนบทความในอดีต

แบบจำลองความเค้น-ความเครียด ที่ใช้เป็นตัวแทนของดินเหนียวเพื่อป้องกันและคาดการณ์ พฤติกรรมของดินเหนียวภายใต้สภาวะต่างๆซึ่งได้พัฒนากันมาตลอดใน

ระยะเวลากว่า 30 ปีที่ผ่านมาก็ยังพบว่า มีข้อผิดพลาดคลาดเคลื่อนและไม่เป็นตัวแทนที่สามารถแสดงพฤติกรรมต่างๆของดินเหนียวทั่วไปได้ครบถ้วน ครอบคลุมและถูกต้อง

แบบจำลองความเค้น-ความเครียดที่มีชื่อว่า "MODIFIED CAM CLAY" (MCC) ซึ่งถูกคิดค้นและพัฒนาขึ้นโดย K.H.Roscoe and J.B.Burland ในปี ค.ศ. 1968 ที่ Cambridge University ประเทศอังกฤษ และนำมาใช้เป็นแบบจำลองความเค้น-ความเครียดพื้นฐานในการพัฒนาปรับปรุงแบบจำลองอื่นๆอีกมากมาย สำหรับแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC ได้รับการพัฒนามาจากแบบจำลองความเค้น-ความเครียดสำหรับดินเหนียว CAM CLAY ซึ่งเป็นแบบจำลองความเค้น-ความเครียดต้นแบบสำหรับดินเหนียวที่ได้รับการคิดค้นพัฒนาด้วยข้อมูลและทฤษฎีบทจากงานวิจัยหลายชิ้นของ K.H.Roscoe ร่วมกับผู้ทำงานวิจัยอีกหลายท่าน คือ H.B.Poorooshasb, A.N.Schofield, A.Thurairajah, C.P.Wroth ที่ Cambridge University ประเทศอังกฤษ ในช่วงปี ค.ศ. 1958-1963 รวมถึงงานวิจัยของ J.B.Burland ในปี ค.ศ. 1965 ด้วย

แบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC ใช้แนวคิดเรื่อง Incrementally Linearized Plasticity Theory ซึ่งเป็นทฤษฎีบทหนึ่งที่ถูกคิดขึ้นเพื่อนำมาใช้อธิบายคุณสมบัติด้านพลาสติกของดินเหนียว (Plastic behavior of clay) ที่มีพฤติกรรม Nonlinear Inelastic ในทุกสภาพหน่วยแรง แต่ข้อด้อยที่ปรากฏจากผลการคาดคะเนพฤติกรรมของดินเหนียวด้วยแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC ก็ยังมี ได้แก่

1. แบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC ไม่สามารถคาดคะเนพฤติกรรมของดินเหนียวในสภาพที่มี Overconsolidation Ratio สูงๆได้
2. แบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC ให้ผลการคาดคะเนค่า Coefficient of Earth Pressure at rest (K_0) ที่สูงเกินความจริงประมาณ 15-20%
3. แบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC มีลักษณะเป็น Isotropic Soil Model ซึ่งมี Failure Criteria ที่ขึ้นอยู่กับค่า Invariant of Stress นั่นคือไม่ขึ้นกับทิศทางของ Principal Stress ว่าจะอยู่ในแกนตั้งหรือแกนนอนแต่จะพิจารณาแค่ขนาดของ Principal Stress เท่านั้น

ต่อมาได้มีการพัฒนาปรับปรุงแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC โดยได้ใช้สมมุติฐานและทฤษฎีบทหลายอย่างเพื่อพยายามแก้ไขข้อบกพร่องต่างๆให้ได้แบบจำลองความเค้น-ความเครียดที่สามารถแสดงพฤติกรรมของดินเหนียวได้ครอบคลุมกว้างขวางขึ้นดังจะได้ยกตัวอย่างของทฤษฎีบทที่นำมาใช้ปรับปรุงการคาดคะเนพฤติกรรมภายใน Yield Surface (Overconsolidated State) โดยใช้ แนวความคิดเรื่อง Bounding Surface Plasticity ที่ถูกเสนอโดย Y.F.Dafalias และ L.R.Herrmann ในปี ค.ศ. 1982

Bounding Surface Plasticity เป็นการสร้างกรอบทางทฤษฎีบทใหม่เพื่อกำหนดให้สถานะของหน่วยแรง (State of Stress) ซึ่งอยู่ภายใน Yield Surface ของเดิมนั้นสามารถสร้าง Plastic Strain ได้ ซึ่งมีแนวทางที่ตรงกับพฤติกรรมจริงที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ โดยการเกิด Plastic Strain ภายใน Bounding Surface มีสมมุติฐานคือ ที่สถานะหน่วยแรงใดๆภายใน Bounding Surface จะมีสถานะหน่วยแรงเสมือน (Image Stress) บน Bounding Surface ที่สัมพันธ์ด้วยกฎเกณฑ์ (Mapping Rule) ที่แน่นอนค่าหนึ่งเสมอ โดยกฎเกณฑ์ที่ใช้ อาจแตกต่างกันในแต่ละแบบจำลองความเค้น-ความเครียด

ปี ค.ศ. 1987 ที่ Massachusetts Institute of Technology ประเทศสหรัฐอเมริกา Whittle and Kavvas ได้พัฒนาและเสนอแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 โดยแบบจำลองความเค้น-ความเครียดนี้ได้ถูกนำมาทดลองใช้เป็นตัวแทนของดินเหนียวจากหลายแหล่ง เช่น ดินเหนียว Boston Blue Clay , ดินเหนียว Empire Clay , ดินเหนียว London Clay เป็นต้น ภายใต้สถานะหน่วยแรงแบบต่างๆ ซึ่งแบบจำลอง MIT-E3 นี้ ใช้กฎเกณฑ์ที่เรียกว่า "Radial Mapping Rule" ซึ่งมีลักษณะคือ หน่วยแรงเสมือนจะถูกกำหนดโดยการลากเส้นตรงจากจุดคงที่(อาจเป็นจุดกำเนิด) ผ่าน State of Stress ขณะใดๆนั้นในแนวรัศมีไปตัดกับ Bounding Surface ส่วนค่า Plastic Modulus นั้นจะขึ้นอยู่กับระยะห่างระหว่างหน่วยแรงขณะใดๆนั้นกับหน่วยแรงเสมือนที่ได้จาก Mapping Rule

นอกจากนี้การพัฒนาการของแบบจำลองต่างๆยังได้พัฒนาต่อไปเรื่อยๆ โดยได้มีการคิดค้นทฤษฎีใหม่ๆขึ้นมารองรับ เพื่อให้แบบจำลองที่พัฒนาขึ้นสามารถคาดคะเนพฤติกรรมต่างๆของดินได้ถูกต้องแม่นยำยิ่งขึ้น

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางต่อไปนี้จะแสดงถึงพัฒนาการของแบบจำลองต่างๆ

ตารางที่ 1.1 พัฒนาการของแบบจำลองต่างๆ

ชื่อแบบจำลอง	ผู้นำเสนอ	ข้อเด่น
CAM CLAY	K.H.Roscoe & J.B.Burland (1965)	เป็นแบบจำลองต้นแบบโดยอาศัย critical state concept
MODIFIED CAMCLAY	K.H.Roscoe & J.B.Burland (1968)	พัฒนาโดยเปลี่ยนรูปร่างของ Yield surface ของ CAM CLAY
MIT-E1	M.J.Kavadas (1982)	ปรับปรุง MCC โดยเปลี่ยน Yield Surface เพื่อแก้ปัญหา anisotropic
MIT-E3	A.J.Whittle & M.J.Kavadas (1987)	ใช้ทฤษฎี Bounding surface และ Non-Associate flow Rule และใช้ Non-Associated Flow Rule
CASM (Clay And Sand Model)	H.S.Yu (1998)	ปรับปรุง CAM CLAY เพื่อให้คาดคะเนพฤติกรรมของทรายได้ โดยใช้ State Parameter Concept
Structure Soil Model	M.D.Liu, J.P.Carter, C.S.Desai & K.J.Xu (2000)	ปรับปรุง MCC โดยใช้ Disturbed State Concept เพื่อจำลองพฤติกรรมของ Structured Soil

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

1.3 ความสำคัญของปัญหา

แบบจำลองความเค้น-ความเครียดต่างๆที่ได้มีการคิดค้นขึ้นเพื่อคาดคะเนพฤติกรรมของดินในด้านต่างๆเช่นการเคลื่อนตัวของดิน นั้นได้แสดงอยู่ในรูปของสมการทางคณิตศาสตร์ที่ซับซ้อน มีรูปแบบของสมการยุ่งยากและต้องใช้ความรู้ทางคณิตศาสตร์ขั้นสูง ยกตัวอย่างเช่นแบบจำลองอย่างง่าย เช่น MCC ต้องการพารามิเตอร์ 5 ตัว แต่ถ้าเป็นแบบจำลองอื่นๆที่มีความสามารถที่จะจำลองพฤติกรรมอื่นๆของดิน เช่น MIT-E3 จะต้องใช้พารามิเตอร์ถึง 15 ตัว ดังนั้นจะเห็นได้ว่า โดยทั่วไปแล้วสิ่งสำคัญและเป็นหัวใจสำคัญที่สุดของการใช้แบบจำลองขั้นสูงคือการหาค่าพารามิเตอร์สำหรับแบบจำลองและการตรวจสอบว่าพารามิเตอร์ที่ใช้สามารถคาดคะเนพฤติกรรมของดินเมื่อรับหน่วยแรงอื่นๆ อีกทั้งการทดสอบที่ใช้หาพารามิเตอร์เหล่านี้ก็มีความแตกต่างกันไปในแต่ละแบบจำลองและจำนวนของพารามิเตอร์ก็ไม่เท่ากันด้วย พารามิเตอร์บางตัวต้องการจากการทดสอบในห้องปฏิบัติการหรือโดยวิธี parametric study นอกจากนั้นก็ยังมีความจำเป็นต้องทดสอบอีกครั้งหนึ่งว่าพารามิเตอร์เหมาะสมหรือไม่โดยนำมาทำ Evaluation test อีกอุปสรรคอีกอย่างหนึ่งคือขั้นตอนในการหาพารามิเตอร์ก็มีได้ระบุไว้อย่างชัดเจน ซึ่งทำให้พารามิเตอร์ไม่มีความแม่นยำเพียงพอ หากพารามิเตอร์ที่หาได้ผิดพลาดก็จะทำให้การคาดคะเนพฤติกรรมของดินจากแบบจำลองนั้นๆขาดความถูกต้องไปด้วย

สำหรับการใช้แบบจำลองหนึ่ง โดยทั่วไปแล้วผู้ต้องการใช้แบบจำลองหรือที่เรียกว่า end user ยังต้องมาเรียนรู้และศึกษาถึงรายละเอียดของแบบจำลองทั้งหมดเพื่อทำความเข้าใจถึงขั้นตอนและวิธีในการหาพารามิเตอร์ของแบบจำลองนั้น ขบวนการเรียนรู้นี้จึงใช้เวลานาน เนื่องจากยังต้องมาศึกษาภาษาทางคอมพิวเตอร์ขั้นสูงที่ใช้เขียนแบบจำลองเช่น C++, Fortran90 เป็นต้น ภาษาเหล่านี้มีความซับซ้อนและยุ่งยากในการใช้งานเพื่อเขียนโปรแกรมรวมทั้งการปรับปรุงโปรแกรมให้สามารถวิเคราะห์พารามิเตอร์ต่างๆออกมา ดังนั้นปัญหาในการวิเคราะห์หาพารามิเตอร์สามารถสรุปเป็นข้อๆได้ดังนี้คือ

- 1 ความซับซ้อนของคณิตศาสตร์ในแบบจำลองความเค้น-ความเครียด
- 2 จำนวนของพารามิเตอร์ในแบบจำลองมีมาก เช่น MIT-E3 มีพารามิเตอร์ถึง 15 ตัวทำให้ เสียเวลาในการวิเคราะห์หาพารามิเตอร์มาก
- 3 วิธีในการวิเคราะห์หาพารามิเตอร์ทำได้ยุ่งยาก พารามิเตอร์บางตัวต้องการจากการทดสอบในห้องปฏิบัติการหรือโดยวิธี parametric study
- 4 วิธีในการวิเคราะห์หาพารามิเตอร์ที่กำหนดไว้ในแบบจำลองมิได้นำเสนอไว้

อย่างเป็นทางการระเบียบ ไม่มีความชัดเจนแน่นอน จึงทำให้พารามิเตอร์ที่ได้มาจึงขาดความน่าเชื่อถือ

5 ผู้ใช้แบบจำลองต้องเรียนรู้และศึกษาถึงรายละเอียดของแบบจำลองตั้งนั้นเป็นการเสียเวลาอย่างมากในการใช้แบบจำลอง

ดังนั้นวิทยานิพนธ์นี้จึงมุ่งเน้นที่จะสร้างระบบอัตโนมัติเพื่อวิเคราะห์หาพารามิเตอร์ของแบบจำลองต่างๆเพื่อให้สามารถใช้แบบจำลองนั้นไปคาดคะเนพฤติกรรมของดินได้รวดเร็วขึ้นโดยอาศัยโปรแกรมทางคณิตศาสตร์และอาศัยหลักสถิติในการวิเคราะห์ เพื่อลดความยุ่งยากในการใช้งานแบบจำลองต่างๆ

1.4 วัตถุประสงค์ของการวิจัย

1.4.1 พัฒนาระบบอัตโนมัติ เพื่อวิเคราะห์ พารามิเตอร์ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียดขั้นสูง (Stress-Strain Model) ต่างๆ ที่มีพื้นฐานมาจากทฤษฎีพลาสติกซิตี

1.4.2 ประยุกต์ใช้ระบบอัตโนมัติกับแบบจำลองความเค้น-ความเครียดขั้นสูงที่นิยมใช้อยู่ในปัจจุบันและนำค่าพารามิเตอร์ที่ได้จากแบบจำลองต่างๆ มาเปรียบเทียบถึงความแม่นยำและถูกต้อง เพื่อเป็นแนวทางในการเลือกใช้แบบจำลองได้อย่างเหมาะสม

1.4.3 รวบรวมข้อมูลดินของกรุงเทพมหานครจากผลการทดสอบที่มีผู้ทดสอบไว้แล้ว เพื่อเป็นฐานข้อมูลในการวิเคราะห์พารามิเตอร์ของแบบจำลองดินต่อไป

1.5 ขอบเขตของการวิจัย

1.5.1 แบบจำลองความเค้น-ความเครียดที่ใช้เป็นแบบจำลองเฉพาะดินเหนียวเท่านั้น

1.5.2 แบบจำลองที่ใช้ต้องมีพื้นฐานมาจาก plasticity theory และ critical state concept

1.5.3 แบบจำลองที่ใช้เป็นแบบ Effective stress model

1.5.4 ประยุกต์ใช้แนวความคิดใหม่ๆที่นำเสนอในบทความต่างประเทศ เช่น Bounding Surface, Kinematic Hardening เป็นต้น

1.5.5 ประยุกต์ใช้ระบบอัตโนมัติวิเคราะห์พารามิเตอร์จากแบบจำลองความเค้น-ความเครียดที่นิยมใช้ในปัจจุบันเช่น MCC, MIT-E3 เป็นต้น และปรับปรุงให้เข้ากับข้อมูลดินเหนียวกรุงเทพฯที่มีอยู่

1.6 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

1.6.1 ได้ทราบถึงทฤษฎีบทสมมติฐานและข้อแตกต่างของแบบจำลองต่างๆอันนำมาซึ่งผลการคาดคะเนที่แตกต่างกัน

1.6.2 ได้ระบบอัตโนมัติในการวิเคราะห์หาพารามิเตอร์จากแบบจำลองความเค้น-ความเครียดต่างๆซึ่งสามารถลดความยากลำบากในการหาค่าพารามิเตอร์จากแบบจำลองความเค้น-ความเครียดซึ่งต้องใช้โปรแกรมภาษาคอมพิวเตอร์ที่ยุ่งยาก

1.6.3 สามารถเปรียบเทียบความถูกต้องของพารามิเตอร์จากแบบจำลองความเค้น-ความเครียดแบบต่างๆกับผลการวิเคราะห์จริงได้ง่ายยิ่งขึ้น



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทที่ 2

ทฤษฎีบทที่ใช้ในแบบจำลองดิน

2.1 ทฤษฎีบททั่วไปเกี่ยวกับพลาสติกซิตี

ปัญหาทางวิศวกรรมปฐพีในเรื่องของการคาดคะเนพฤติกรรมเคลื่อนตัวของดินนั้นเป็นปัญหาที่ซับซ้อน ซึ่งในการคาดคะเนพฤติกรรมดังกล่าวจำเป็นต้องกำหนดขอบเขตของปัญหาที่พิจารณา (Boundary Value) ซึ่งประกอบด้วย Field equations และ Constitutive laws ที่มีความเหมาะสมโดยมีลักษณะดังต่อไปนี้

1. Field equation ที่จำเป็นในการคาดคะเนพฤติกรรมของดินเหนียวมีลักษณะเช่นเดียวกับที่ใช้ในการแก้ปัญหาทางกลศาสตร์ทั่วไป เช่น Equilibrium equations ซึ่งมีที่มาจาก Momentum conservation law และ Mass conservation equations ซึ่งมีที่มาจาก Mass conservation law สมการเหล่านี้ไม่ยุ่งยากนักสำหรับปัญหาทางด้าน solid mechanics ซึ่งเกี่ยวข้องกับวัสดุสถานะเดียว (one phase material) แต่ในกรณีของดินเหนียวเป็นวัสดุที่มีหลายสถานะปนกัน (multi-phase material) ซึ่งทำให้สร้างสมการได้ยาก

2. Constitutive equation ใช้ในการเชื่อมโยงระหว่างความเค้น-ความเครียด-กำลังวัสดุ (stress-strain-strength) ที่แสดงเป็นพฤติกรรมของดินเหนียวซึ่งมีความซับซ้อนอย่างมากเนื่องจาก

- ดินเหนียวจะแสดงพฤติกรรมแบบ non-linear และ inelastic รวมกัน
- ดินเหนียว (พิจารณาในรูปของหน่วยแรงประสิทธิผล) มีคุณสมบัติเป็น

Frictional materials ซึ่งต่างจากโลหะที่จะมีพฤติกรรมขึ้นกับเฉพาะหน่วยแรงเฉือน (deviatoric stress) เพียงอย่างเดียว แต่พฤติกรรมของดินเหนียวจะขึ้นอยู่กับทั้งหน่วยแรงเฉือน และ หน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ย (mean effective stress)

- ดินเหนียวมักแสดงพฤติกรรมที่ควบคู่กัน (Coupling behavior) ระหว่าง volumetric behavior และ shear or deviatoric behavior ซึ่งสามารถสังเกตได้จากขณะรับแรงเฉือนดินเหนียวจะมีการเปลี่ยนแปลงปริมาตรควบคู่กันไป โดยดินเหนียวในสภาพอัดแน่นปกติ (Normally consolidated clay) มีแนวโน้มที่จะเกิดการยุบหดตัว (contraction) ส่วนดินเหนียวในสภาพอัดแน่นมากกว่าปกติมีแนวโน้มที่จะเกิดการขยายตัว (dilation)

- ดินเหนียวทั่วไปมักมีแนวโน้มที่จะแสดงพฤติกรรมแบบ anisotropic

เนื่องจากสภาวะแวดล้อมขณะตกตะกอน (deposition) และอัดตัวคายน้ำ (consolidation) ตามธรรมชาติ (Ladd et al., 1977 ; Arthur et al., 1977)

- ในบางรูปแบบของการเฉือน (mode of shearing) และกับดินเหนียวบางชนิดอาจพบพฤติกรรมแบบ unstable strain softening ซึ่งมักเป็นปัญหากับการวิเคราะห์เชิงตัวเลข (numerical analysis)

- ดินเหนียวบางชนิดมีพฤติกรรมแบบ time dependent คือการเปลี่ยนแปลงระหว่างความเค้นกับความเครียดมีผลเนื่องจากเวลาเข้ามาเกี่ยวข้องด้วย เช่น การเกิด creep (การเปลี่ยนแปลงความเครียดตามเวลาในขณะที่หน่วยแรงประสิทธิผลมีค่าคงที่) หรือการเกิด relaxation (การเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงประสิทธิผลตามเวลาในขณะที่ความเครียดมีค่าคงที่ไม่เปลี่ยนแปลง) และการแสดงพฤติกรรมจากการเฉือนที่ต่างกันเนื่องจากอัตราการเปลี่ยนแปลงความเครียด (strain rate) ที่ต่างกัน เป็นต้น

เนื่องจากความซับซ้อนของ Field Equation และ Constitutive Law ของดินเหนียวที่กล่าวมา ดังนั้นในหลายปีมานี้ ในการแก้ปัญหาทางด้านวิศวกรรมปฐพี จึงอาศัยการตั้งสมมติฐานเพื่อลดความซับซ้อนของปัญหา เช่น สมมติให้พฤติกรรมของดินเป็นแบบ Linear Isotropic Elastic หรือ Rigid Perfect Plastic เป็นต้น

เนื่องด้วยการพัฒนาเทคนิคและวิธีการวิเคราะห์เชิงตัวเลขในระยะหลังสามารถช่วยลดความจำเป็นในการตั้งสมมติฐานมากมายเพื่อลดความซับซ้อนของปัญหา ที่ต้องทำในอดีตลงได้ซึ่งทำให้การคาดคะเนพฤติกรรมของดินมีความถูกต้องแม่นยำขึ้น แต่วิธีในการวิเคราะห์เชิงตัวเลขก็ยังคงมีความผิดพลาดอยู่เนื่องจากความซับซ้อนในพฤติกรรมของดินเหนียวและปัญหาเนื่องจาก non-homogeneity ทำให้เป็นไปได้ที่จะคาดคะเนพฤติกรรมของดินได้อย่างถูกต้องสมบูรณ์

ในการกล่าวถึงดินเหนียวที่เกี่ยวข้องกับ constitutive laws จะมีความหมายในลักษณะของมวลดิน (soil element) ซึ่งมีปริมาตรไม่น้อยเกินกว่าที่จะสามารถแสดงพฤติกรรมอันสอดคล้องกับทฤษฎี continuum mechanics และไม่มากเกินไปจนไม่สามารถตั้งสมมติฐานให้หน่วยแรงที่กระทำมีการกระจายอย่างสม่ำเสมอ (uniform stress distribution) ดังนั้นความหมายของดินเหนียวในปัญหาทางวิศวกรรมปฐพีจึงหมายถึงปริมาณดินเหนียวโดยรวมที่ประกอบด้วยมวลดิน (soil element) เล็กๆมากมายที่ต่อเนื่องกัน ต่อไปนี้จะกล่าวถึงทฤษฎีเกี่ยวกับหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Concept ; Terzaghi 1936) ดังในสมการ 2.1

$$\bar{\sigma} = \sigma - P I \quad (2.1)$$

$\bar{\sigma}$ = หน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress)

σ = หน่วยแรงรวม (Total Stress)

\tilde{I} = เทนเซอร์ 1 หน่วย

P = ความดันน้ำในโพรงดิน (Pore Water Pressure)

ซึ่งโดยปกติหน่วยแรงประสิทธิผลจะเป็นตัวควบคุมหน่วยแรงหลักของดิน (Principle Stress) และหน่วยแรงประสิทธิผลของดินเกิดจากการรองรับของโครงสร้างของดิน (Soil Skeleton)

ในการจะสร้างแบบจำลองความเค้นความเครียดของดินได้นั้น จะต้องใช้หลักการ Incrementally Linearized Plasticity Theory ซึ่งจะกล่าวต่อไป

2.2 Incrementally linearized plasticity theory

ในการแสดงพฤติกรรมแบบ non-linear ของความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงประสิทธิผลกับความเครียดสำหรับดินเหนียวนั้นจำเป็นอย่างยิ่งที่จะต้องพิจารณาความสัมพันธ์ของการเปลี่ยนแปลงระหว่างหน่วยแรงประสิทธิผลปริมาณน้อยๆ (infinitesimal effective stress increment) ที่เชื่อมโยงกับความเครียดที่เกิดในปริมาณน้อยๆ (infinitesimal strain increment) ซึ่งสามารถตั้งสมมติฐานให้การเปลี่ยนแปลงในปริมาณน้อยๆดังกล่าวมีความสัมพันธ์แบบเชิงเส้น (linear) ได้ และหากตั้งสมมติฐานเพิ่มเติมให้ดินเหนียวมีพฤติกรรมที่ไม่ขึ้นกับเวลา (time independent) จะสามารถกำหนดความสัมพันธ์ระหว่างอัตราการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงประสิทธิผลกับอัตราการเปลี่ยนแปลงความเครียดได้ดังแสดงในสมการที่ 2.2

$$\dot{\tilde{\sigma}} = \tilde{C} : \dot{\tilde{\epsilon}} \quad (2.2)$$

โดย $\dot{\tilde{\sigma}}$ คือ เทนเซอร์แสดงอัตราการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงประสิทธิผล

\tilde{C} คือ เทนเซอร์แสดง tangential stiffness

$\dot{\tilde{\epsilon}}$ คือ เทนเซอร์แสดงอัตราการเปลี่ยนแปลงความเครียด

ด้วยสมมติฐานที่กำหนดให้ดินเหนียวมีพฤติกรรมที่ไม่ขึ้นกับเวลาทำให้สามารถใช้ $d\tilde{\sigma}_{ij}$ แทน $\dot{\tilde{\sigma}}$ และใช้ $d\tilde{\epsilon}_{ij}$ แทน $\dot{\tilde{\epsilon}}$ ได้

เพื่อความสะดวกในการคำนวณและแยกพิจารณาพฤติกรรมของดินเหนียวจึงสามารถแยกเทนเซอร์แสดงอัตราการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงประสิทธิผลได้เป็น 2 องค์ประกอบคือ

- 1) Mean effective stress increment และ 2) Deviatoric stress increments ดังแสดง

ในสมการที่ 2.3

$$\dot{\underline{\underline{\sigma}}} = \dot{\underline{\underline{\sigma}}} I + \dot{\underline{\underline{s}}} \quad (2.3)$$

โดย I คือ เทนเซอร์ 1 หน่วย (Identity tensor)

$\dot{\underline{\underline{\sigma}}}$ คือ อัตราการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ยมีค่าเท่ากับ $\frac{1}{3}(\dot{\underline{\underline{\sigma}}} : I)$

$\dot{\underline{\underline{s}}}$ คือ อัตราการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงเฉือนมีค่าเท่ากับ $\dot{\underline{\underline{\sigma}}} - \dot{\underline{\underline{\sigma}}} I$

และสามารถแยกองค์ประกอบของอัตราการเปลี่ยนแปลงความเครียดได้ในลักษณะเดียวกัน ดังแสดงในสมการที่ 2.4

$$\dot{\underline{\underline{\varepsilon}}} = \frac{1}{3} \dot{\underline{\underline{\varepsilon}}} I + \dot{\underline{\underline{e}}} \quad (2.4)$$

โดย $\dot{\underline{\underline{\varepsilon}}}$ คือ อัตราการเปลี่ยนแปลง volumetric strain มีค่าเท่ากับ $(\dot{\underline{\underline{\varepsilon}}} : I)$

หรือ $\dot{\underline{\underline{\varepsilon}}} = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3$

$\dot{\underline{\underline{e}}}$ คือ อัตราการเปลี่ยนแปลง deviatoric strain มีค่าเท่ากับ $\dot{\underline{\underline{\varepsilon}}} - \frac{1}{3} \dot{\underline{\underline{\varepsilon}}} I$

นอกจากนั้นสมมติฐานที่สำคัญที่ใช้ใน Incrementally linearised plasticity theory คือ ความเครียดที่เกิดสามารถแยกออกเป็น 2 ส่วน คือ ความเครียดที่กลับคืนได้ (reversible elastic strain) และความเครียดที่กลับคืนไม่ได้ (irreversible plastic strain) ดังแสดงในสมการที่ 2.5

$$\dot{\underline{\underline{\varepsilon}}} = \dot{\underline{\underline{\varepsilon}}}^e + \dot{\underline{\underline{\varepsilon}}}^p \quad (2.5)$$

การแยกองค์ประกอบของความเครียดที่เกิดขึ้นออกเป็น 2 ส่วนดังกล่าวมีประโยชน์ในการแยกพิจารณาเพื่อศึกษาความสัมพันธ์ระหว่าง $\dot{\underline{\underline{\sigma}}}$ กับ $\dot{\underline{\underline{\varepsilon}}}^e$ และ $\dot{\underline{\underline{\sigma}}}$ กับ $\dot{\underline{\underline{\varepsilon}}}^p$ ทำให้ง่ายขึ้นต่อการศึกษาและทำความเข้าใจกับความสัมพันธ์ระหว่าง $\dot{\underline{\underline{\sigma}}}$ กับ $\dot{\underline{\underline{\varepsilon}}}$

2.2.1 ความเครียดที่กลับคืนได้ (Reversible elastic strain increment)

ความสัมพันธ์ระหว่างการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงประสิทธิผลกับความเครียดในส่วนที่แสดงพฤติกรรมแบบ elastic สามารถแสดงความสัมพันธ์ได้ดังสมการที่ 2.6 และ 2.7

$$\dot{\bar{\sigma}} = K \dot{e}^e \quad (2.6)$$

$$\dot{s} = 2G \dot{e}^e \quad (2.7)$$

โดย K คือ Elastic bulk modulus

G คือ Elastic shear modulus

ซึ่งจากผลการทดสอบ oedometer ของดินเหนียวโดยทั่วไปพบว่าความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนช่องว่าง (void ratio ; e) กับค่าลอการิทึมธรรมชาติ (natural logarithm) ของหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ย ($e - \ln \bar{\sigma}$) มีค่าคงที่ขณะลดน้ำหนักกระทำ (unloading) ทำให้สามารถแสดงความสัมพันธ์ของค่า elastic bulk modulus ได้ดังสมการที่ 2.8

$$K = \frac{1+e_0}{\kappa} \bar{\sigma} \quad (2.8)$$

โดย e_0 คือ อัตราส่วนช่องว่างเริ่มต้นที่พิจารณา

κ คือ ความชันของ swelling line ซึ่งสัมพันธ์กับค่า C_s ดังแสดงในสมการที่ 2.9

$$\kappa = (0.434)C_s \quad (2.9)$$

โดย C_s คือ ค่า swelling index ซึ่งแสดงความชันของ swelling line ในกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง $e - \log \bar{\sigma}$

สำหรับค่า elastic shear modulus (G) ซึ่งสัมพันธ์กับค่า stiffness ของความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียดในขณะลดน้ำหนักกระทำแบบไม่ระบายน้ำนั้นจะกำหนดสัดส่วน

$\frac{2G}{K}$ ซึ่งมีค่าคงที่ขึ้นอยู่กับ elastic Poisson's ratio ดังแสดงในสมการที่ 2.10

$$\frac{2G}{K} = \frac{3(1-2\nu)}{(1+\nu)} \quad (2.10)$$

โดย ν คือ elastic Poisson's ratio

2.2.2 ความเครียดที่กลับคืนไม่ได้ (Irreversible plastic strain increment)

2.2.2.1 Incrementally Stress-Strain Relation

องค์ประกอบของอัตราการเปลี่ยนแปลงความเครียดในส่วนที่กลับคืนไม่ได้สามารถแสดงความสัมพันธ์ได้ดังแสดงในสมการที่ 2.10

$$\dot{\underline{\underline{\varepsilon}}}^P = \dot{\underline{\underline{\Lambda}}} \underline{\underline{P}} \quad (2.11)$$

โดย $\dot{\underline{\underline{\Lambda}}}$ คือ ปริมาณในเชิง scalar ที่ควบคุมปริมาณการเกิดความเครียดพลาสติก

$\underline{\underline{P}}$ คือ เทนเซอร์กำหนดทิศทางการเกิดความเครียดพลาสติก

ซึ่ง $\dot{\underline{\underline{\Lambda}}}$ มีความสัมพันธ์กับอัตราการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงประสิทธิผลดังแสดงในสมการที่

2.12

$$\dot{\underline{\underline{\Lambda}}} = \frac{1}{H} (\underline{\underline{Q}} : \dot{\underline{\underline{\sigma}}}) \quad (2.12)$$

โดย H คือ Elasto-plastic modulus

คือ เทนเซอร์กำหนดทิศของการเกิดความเค้น (Direction of Loading)

จากสมการที่ 2.12 จะสังเกตได้ว่าหากทิศทางของ $\dot{\underline{\underline{\sigma}}}$ ตั้งฉากกับทิศทางของ $\underline{\underline{Q}}$ นั่นคือ $(\underline{\underline{Q}} : \dot{\underline{\underline{\sigma}}}) = 0$ ซึ่งจะทำให้ $\dot{\underline{\underline{\Lambda}}} = 0$ ส่งผลให้ไม่เกิดความเครียดพลาสติกในการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงประสิทธิผลดังกล่าว และหากทิศทางของ $\dot{\underline{\underline{\sigma}}}$ ชนากับทิศทางของ $\underline{\underline{Q}}$ นั่นคือ $(\underline{\underline{Q}} : \dot{\underline{\underline{\sigma}}})$ มีค่ามากที่สุดซึ่งจะส่งผลให้เกิดปริมาณความเครียดพลาสติกสูงสุดด้วย สำหรับทิศทางของ $\dot{\underline{\underline{\sigma}}}$ ที่อยู่ระหว่างตั้งฉากและชนากับทิศทางของ $\underline{\underline{Q}}$ ก็จะทำให้เกิดความเครียดพลาสติกโดยมีขนาดอยู่ระหว่างศูนย์กับปริมาณความเครียดพลาสติกสูงสุดดังกล่าวข้างต้น

เพื่อความสะดวกในการคำนวณสามารถแยก $\underline{\underline{P}}$ และ $\underline{\underline{Q}}$ ออกเป็น 2 ส่วนคือ volumetric component ($\underline{\underline{P}}, \underline{\underline{Q}}$) และ deviatoric components ($\underline{\underline{P}'}, \underline{\underline{Q}'}$) ดังที่ได้แสดงในสมการที่ 2.13 และ

2.14

$$\underline{P} = \underline{P} : \underline{I} \quad ; \quad \underline{Q} = \underline{Q} : \underline{I} \quad (2.13)$$

$$\underline{P}' = \underline{P} - \frac{1}{3} \underline{P} \underline{I} \quad ; \quad \underline{Q}' = \underline{Q} - \frac{1}{3} \underline{Q} \underline{I} \quad (2.14)$$

จากสมการที่ 2.4, 2.11, 2.13 และ 2.14 จะได้ว่า

$$\dot{\underline{e}}^P = \dot{\underline{\Lambda}} P \quad (2.15)$$

$$\dot{\underline{e}}^P = \dot{\underline{\Lambda}} P' \quad (2.16)$$

และจากสมการที่ 2.6, 2.7, 2.12, 2.15 และ 2.16 จะได้ว่า

$$\dot{\underline{\Lambda}} = \frac{1}{H} (\underline{Q}' : \dot{\underline{s}} + \underline{Q} \dot{\underline{\sigma}}) \quad (2.17)$$

ซึ่งให้ความสัมพันธ์ระหว่างขนาดของความเครียดพลาสติกที่เกิดขึ้นกับ $\dot{\underline{s}}$ และ $\dot{\underline{\sigma}}$ ตามลำดับ และจากสมการที่ 2.11 และ 2.12 จะได้ว่า

$$\dot{\underline{e}}^P = \frac{1}{H} (\underline{Q} : \dot{\underline{\sigma}}) P \quad (2.18)$$

สมการที่ 2.18 แสดงถึงความสัมพันธ์ระหว่าง อัตราการเปลี่ยนแปลงความเครียดพลาสติกกับอัตราการเปลี่ยนแปลงความเค้นที่เกิดขึ้น ซึ่งในทางกลับกันจากสมการที่ 2.6, 2.7, 2.15 และ 2.16 ทำให้สามารถแสดงความสัมพันธ์ระหว่างอัตราการเปลี่ยนแปลงความเค้นที่จะเกิดขึ้นจากอัตราการเปลี่ยนแปลงความเครียดที่กระทำกับมวลดินได้ดังแสดงในสมการที่ 2.19 และ 2.20

$$\dot{\underline{\sigma}} = K(\dot{\underline{e}} - \dot{\underline{\Lambda}} P) \quad (2.19)$$

$$\dot{\underline{s}} = 2G(\dot{\underline{e}} - \dot{\underline{\Lambda}} P') \quad (2.20)$$

ดังนั้นจากสมการที่ 2.17, 2.19 และ 2.20 จะได้ว่า

$$\dot{\lambda} = \frac{2G(Q' : \dot{\epsilon}) + KQ\dot{\epsilon}}{H + 2G(Q' : P') + KPQ} \quad (2.21)$$

2.2.2.2 พฤติกรรมของดินเหนียวภายใต้ elastic state และ elasto-plastic state

หากพิจารณาการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงประสิทธิผลที่กระทำกับมวลดินซึ่งทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงความเครียดดังที่ได้กล่าวถึงในหัวข้อที่ 2.2.2.1 โดยพิจารณาจากผลการทดสอบการลดและเพิ่มน้ำหนักกระทำกับดินเหนียวโดยทั่วไปจะพบว่า การลดน้ำหนักกระทำจากดินเหนียวในสภาพอัดแน่นปกติจนดินเหนียวมาอยู่ในสภาพอัดแน่นมากกว่าปกติ แล้วเพิ่มน้ำหนักกระทำจนดินเหนียวกลับมามีอยู่ในสภาพอัดแน่นปกติอีกครั้ง จะทำให้เกิดความเครียดพลาสติกในปริมาณเพียงเล็กน้อยและมีความชันของ swelling line กับ recompression line ที่มีค่าใกล้เคียงกันจึงสามารถตั้งสมมติฐานเพื่อใช้เป็นกรอบทางทฤษฎีของ soil plasticity theory ได้ว่า สภาวะหน่วยแรงของดินเหนียวขณะที่การเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงประสิทธิผลทำให้เกิดเฉพาะความเครียดอีลาสติกจะเรียกสภาวะนั้นว่า elastic state เช่น สภาวะหน่วยแรงของดินเหนียวในสภาพอัดแน่นมากกว่าปกติเป็นต้น ส่วนสภาวะหน่วยแรงของดินเหนียวที่การเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงประสิทธิผลอาจทำให้เกิดความเครียดพลาสติกจะเรียกสภาวะดังกล่าวว่า elasto-plastic state เช่น สภาวะหน่วยแรงของดินเหนียวในสภาพอัดแน่นปกติซึ่งการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงประสิทธิผลทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงไปสู่สภาวะหน่วยแรงในสภาพอัดแน่นปกติใหม่ซึ่งจะเกิดทั้งความเครียดอีลาสติกและความเครียดพลาสติกนั่นเอง

2.2.2.3 Plastic Loading และ Elastic Unloading

ดังนั้นภายใต้การแบ่งสภาวะหน่วยแรงของดินเหนียวขณะใดๆออกเป็น 2 แบบดังกล่าวข้างต้นทำให้สามารถกำหนดสภาพการเปลี่ยนแปลงความเครียดที่เกิดจากการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงประสิทธิผลได้เป็น 2 ลักษณะคือ 1) elastic unloading และ 2) plastic loading โดย elastic unloading นั้นคือการเปลี่ยนแปลงใดๆต่อหน่วยแรงประสิทธิผลที่ทำให้เกิดเฉพาะความเครียดอีลาสติกเพียงอย่างเดียว และ plastic loading คือการเปลี่ยนแปลงใดๆที่ทำให้เกิดทั้งความเครียดอีลาสติกและความเครียดพลาสติกพร้อมกัน จากคำจำกัดความดังกล่าวจะสังเกตว่าความหมายของคำว่า loading และ unloading นั้นมีความหมายที่แตกต่างจากการทดสอบ triaxial ในห้องปฏิบัติการทั่วไปดังตัวอย่างที่จะแสดงต่อไปนี้

ตัวอย่างดินเหนียวที่ 1 ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบเท่ากันทุกทิศทางจนมีสภาพอัดแน่นปกติถูกเฉือนในลักษณะระบายน้ำด้วยเครื่อง triaxial โดยการเพิ่มหน่วยแรงในแนวตั้ง (axial stress) ขณะที่รักษาหน่วยแรงในแนวนอน (horizontal stress หรือ cell pressure) ให้คงที่ตลอดการเฉือน

และตัวอย่างดินเหนียวที่ 2 ได้รับการอัดตัวคายน้ำแบบเท่ากันทุกทิศทางจนมีสภาพอัดแน่นปกติเช่นเดียวกับตัวอย่างดินเหนียวที่ 1 จากนั้นถูกเฉือนในลักษณะระบายน้ำด้วยเครื่อง triaxial โดยการลดหน่วยแรงในแนวตั้ง (axial stress) ขณะที่รักษาหน่วยแรงในแนวนอน (horizontal stress หรือ cell pressure) ให้คงที่ตลอดการเฉือน

การเฉือนในกรณีของตัวอย่างดินเหนียวที่ 1 โดยทั่วไปจะเรียกว่าการเฉือนแบบ loading ส่วนการเฉือนในกรณีของตัวอย่างดินเหนียวที่ 2 โดยทั่วไปจะเรียกว่าการเฉือนแบบ unloading แต่หากพิจารณาจากคำจำกัดความดังที่กล่าวถึงข้างต้นจะพบว่า การเฉือนตัวอย่างดินเหนียวทั้ง 2 อยู่ในสภาพ plastic loading เนื่องจากการเฉือนจากทั้ง 2 ตัวอย่างจะทำให้เกิดความเครียดพลาสติกนั่นเอง

2.2.2.4 ความหมายและหน้าที่ของ Yield surface

Yield surface เป็นฟังก์ชันของตัวแปรที่กำหนดสถานะของหน่วยแรงของมวลดินขณะใดๆ ที่ทำหน้าที่แบ่งแยกสถานะของหน่วยแรงขณะนั้นระหว่าง elastic state และ elasto-plastic state ดังที่ได้กล่าวถึงข้างต้น โดยฟังก์ชันของ Yield surface นี้จะมีค่าเท่ากับศูนย์เมื่อสถานะของหน่วยแรงอยู่บน Yield surface นั่นคือสถานะของหน่วยแรงขณะนั้นอยู่ใน elasto-plastic state และฟังก์ชันของ Yield surface จะมีค่าน้อยกว่าศูนย์เมื่อสถานะของหน่วยแรงขณะนั้นอยู่ภายใน Yield surface นั่นคือสถานะของหน่วยแรงขณะนั้นอยู่ใน elastic state จากที่ได้กล่าวมาทั้งหมดจะสังเกตว่า Yield surface นั้นทำหน้าที่แบ่งสภาพของดินเหนียวระหว่างสภาพอัดแน่นปกติ (elasto-plastic state) และสภาพอัดแน่นมากกว่าปกติ (elastic state) นั่นเอง

จากสถานะของหน่วยแรงบน Yield surface ซึ่งอยู่ใน elasto-plastic state จะเกิดสถานะ plastic loading หากอัตราการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงประสิทธิผลที่มีทิศทางพุ่งออกจาก Yield surface แล้วนำไปสู่สถานะ elasto-plastic state ใหม่ซึ่งทำให้เกิดความเครียดพลาสติกขึ้น แต่จะเกิดสถานะ neutral loading หากอัตราการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงประสิทธิผลมีทิศทางสัมผัสกับผิวของ Yield surface และไม่ทำให้เกิดความเครียดพลาสติกจากการเปลี่ยนแปลงดังกล่าว ส่วน

สภาวะ elastic unloading จะเกิดเมื่ออัตราการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงประสิทธิผลมีทิศทางพุ่งเข้าภายใน Yield surface แล้วนำไปสู่สภาวะ elastic state

จาก 3 ลักษณะของการเปลี่ยนแปลงดังที่ได้กล่าวมาทำให้มีความจำเป็นต้องกำหนดวิธีในการพิจารณาผลเนื่องจากอัตราการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงประสิทธิผลที่กระทำกับมวลดินว่าจะทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงในลักษณะใดระหว่าง elastic unloading, plastic loading และ neutral loading จึงมีความจำเป็นต้องอาศัยเทนเซอร์ \underline{Q} ซึ่งกำหนดให้เป็นเกรเดียนท์ของ Yield surface และมีทิศทางพุ่งออกตั้งฉากกับ Yield surface ณ สภาวะหน่วยแรงบน Yield surface ขณะนั้น โดยมีความสัมพันธ์ดังแสดงในสมการที่ 2.22

$$\underline{Q} = \frac{\partial F}{\partial \underline{\sigma}} \quad (2.22)$$

จากสมการที่ 2.22 สามารถแยกองค์ประกอบของ \underline{Q} ได้เป็น volumetric component และ deviatoric components ดังแสดงในสมการที่ 2.23 และ 2.24 ตามลำดับ

$$Q = \frac{\partial F}{\partial \bar{\sigma}} \quad (2.23)$$

$$\underline{Q}' = \frac{\partial F}{\partial \underline{s}} - \frac{1}{3} \left(\frac{\partial F}{\partial \underline{s}} : \underline{I} \right) \underline{I} \quad (2.24)$$

และด้วยการกำหนดเทนเซอร์ \underline{Q} ให้มีลักษณะและทิศทางดังกล่าวทำให้สามารถกำหนดสภาวะการเปลี่ยนแปลงได้ดังต่อไปนี้

1. สภาวะ elastic unloading กำหนดได้ดังสมการที่ 2.25

$$(\underline{Q} : \underline{\dot{\sigma}}) = (\underline{Q}' : \underline{\dot{s}} + Q \underline{\dot{\sigma}}) = 2G(\underline{Q}' : \underline{\dot{e}}) + KQ\dot{\epsilon} < 0 \quad (2.25)$$

2. สภาวะ plastic loading กำหนดได้ดังสมการที่ 2.26

$$(\underline{Q} : \underline{\dot{\sigma}}) = (\underline{Q}' : \underline{\dot{s}} + Q \underline{\dot{\sigma}}) = 2G(\underline{Q}' : \underline{\dot{e}}) + KQ\dot{\epsilon} \geq 0 \quad (2.26)$$

ทั้งหมดที่กล่าวมาเป็นใจความสำคัญที่เหมือนกันของ Incrementally

linearised plasticity theory ในการนำไปใช้สร้างแบบจำลองความเค้น-ความเครียดสำหรับดินเหนียวโดยทั่วไป

2.3 Critical State Concept

จากการทดลองในห้องปฏิบัติการพบว่า เมื่อดินเหนียวได้รับการเฉือนจนกระทั่งถึงสภาวะที่เกิดการเคลื่อนตัวโดยไม่เกิดการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงประสิทธิผลและปริมาตร เรียกสภาวะนี้ว่า “Critical State Condition” (Schofield & Wroth, 1968 Roscoe & Burland, 1968) และกำหนดให้เป็นสภาวะวิบัติของมวลดิน

ที่สภาวะ Critical State กราฟระหว่างอัตราส่วนช่องว่างในมวลดิน (Void Ratio) และค่าหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ย ($e-\ln\sigma$) จะขนานกับเส้น Virgin Consolidation Line (VCL) เรียกเส้นนี้ว่า Critical State Line ซึ่งคือเส้นแสดงสภาวะวิบัติของตัวอย่างดินเหนียวภายใต้สภาวะการเฉือนทั้งแบบระบายน้ำและไม่ระบายน้ำซึ่งเป็นจุดสิ้นสุดของการเฉือนตัวอย่างดินเหนียวทุกตัวอย่างโดย Critical state line จะมีลักษณะเป็นเส้นในมิติของ (p', q, v) และจะมีลักษณะเป็นจุดในมิติของ (p', q) เมื่อพิจารณาบนระนาบที่ specific volume มีค่าคงที่ใดๆ โดยเมื่อตัวอย่างดินเหนียวได้รับการเฉือนจนถึงสภาวะวิบัติอยู่บน Critical state line แล้วตัวอย่างดินเหนียวดังกล่าวจะเกิดการเปลี่ยนแปลงความเครียดต่อไปอย่างต่อเนื่องโดยไม่เกิดการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงประสิทธิผล หรือปริมาตร

2.4 Hardening Rule

ทฤษฎี Perfectly Plastic Material ได้ทำการประมาณพฤติกรรมของการเกิด Plastic Strain ไม่ละเอียดเท่าที่ควร จากผลการทดลองปรากฏว่า ในความเป็นจริงแล้วกระบวนการเพิ่มขึ้นของ Plastic Strain ทำให้ Yield Surface เปลี่ยนทั้งขนาด รูปร่าง และตำแหน่ง Hardening Rule จะบอกถึงรูปแบบการเปลี่ยนดังกล่าว

จากที่ผ่านมามีการเสนอหลายวิธีที่พยายามการเพิ่มขึ้นของ Yield Surface ซึ่งมีทั้งหมด 3 วิธี

1. Isotropic Hardening
2. Kinematic Hardening
3. Mixed Hardening

จะเห็นว่าเมื่อเกิด Plastic Flow สำหรับ Isotropic Hardening ดังรูป 2.1ก จะเกิดการขยายของ Yield Surface แต่จุดศูนย์กลางจะไม่เปลี่ยนแปลง แต่สำหรับ Kinematic Hardening ดังรูป 2.1ข จะเห็นว่า Yield Surface ไม่เกิดการขยายตัวแต่จะเกิดการเคลื่อนตัวโดยหมุนรอบแกน Hydrostatic และจะเคลื่อนอยู่ใน Stress Space ส่วน Mixed Hardening จะรวมทั้ง 2 แบบแรก เข้าด้วยกัน

ที่ผ่านมาหลาย ๆ Model ที่เสนอลงมาซับซ้อนมาก ในการใช้ขึ้นอยู่กับสมมุติฐานของผู้สร้าง ในการใช้งาน Hardening จะมีแนวโน้มเป็น Mixed Hardening มากที่สุดเนื่องจากโดยสอดคล้องกับ Differential ของ Yield Surface และต่อมามีการพัฒนาไปสู่พฤติกรรมของดิน ภายใต้สภาวะของแรงแบบ Cyclic Loading และ Dynamic Loading

2.5 Flow Rule

การเพิ่มขึ้นของ Plastic Strain เป็นสัดส่วนของ Stress ใน Perfectly Plastic Material จะได้ตามสมการ 2.11

$$\dot{\underline{\underline{\varepsilon}}}^p = \dot{\underline{\underline{\Lambda}}} \underline{\underline{P}}$$

เมื่อ $\dot{\underline{\underline{\Lambda}}}$ คือ ขนาดของ Plastic Deformation

$\underline{\underline{P}}$ คือ ทิศทางของ Plastic Deformation

จาก ε_{ij}^p สามารถเขียน $\dot{\underline{\underline{\Lambda}}}$ ได้ตามสมการ 2.12

$$\dot{\underline{\underline{\Lambda}}} = \frac{1}{H} (\underline{\underline{Q}} : \dot{\underline{\underline{\sigma}}})$$

โดย
$$\underline{\underline{Q}} = \frac{\partial f}{\partial \underline{\underline{\sigma}}_{ij}}$$

เมื่อ H คือ Hardening Modulus ขึ้นอยู่กับ Stress, Strain และ History of Loading และจะได้ว่า

$$\dot{\underline{\underline{\varepsilon}}}_{ij}^p = \frac{1}{H} \left(\frac{\partial f}{\partial \underline{\underline{\sigma}}_{ij}} : \dot{\underline{\underline{\sigma}}}_{ij} \right) \underline{\underline{P}} \quad (2.27)$$

ในกรณีที่เป็น "Associated Flow Rule" จะได้ว่า $\underline{\underline{P}} = \underline{\underline{Q}}$ แต่เนื่องจากพฤติกรรมของวัสดุทางวิศวกรรมส่วนมากไม่เป็นตามนั้นจึงได้มีการใช้สมมุติฐานเพิ่มขึ้น "Non - Associated Flow Rule" เข้ามาใช้ ซึ่งทิศทางของ Plastic Strain แสดงอยู่ในรูป Unit Vector ในรูปที่ 2.2

2.6 ทฤษฎี Bounding surface plasticity

Bounding surface plasticity theory ตั้งอยู่บนสมมติฐานที่ว่า ณ สภาวะหน่วยแรงจริง (actual stress) ใดๆภายใน Bounding surface จะมีสภาวะหน่วยแรงเสมือน (Image stress) บน Bounding surface ที่สัมพันธ์กัน ด้วยกฎเกณฑ์ (Mapping rule) ที่แน่นอนค่าหนึ่งเสมอ โดยกฎเกณฑ์ที่ใช้อาจแตกต่างกันในแต่ละแบบจำลองความเค้น-ความเครียด และการคาดคะเนการเกิดความเครียดพลาสติก ณ สภาวะหน่วยแรงใดๆภายใน Bounding surface ดังกล่าวจะกระทำโดยอาศัยคุณสมบัติด้านการแสดงพฤติกรรมแบบอิลาสโต-พลาสติกที่ได้จากหน่วยแรงเสมือนที่สัมพันธ์กันนั้นโดยจะมีค่าขึ้นอยู่กับระยะห่างระหว่างหน่วยแรงขณะใด ๆ นั้นกับหน่วยแรงเสมือนที่ได้จาก Mapping Rule

จากสมการที่ 2.11, 2.12, 2.17, 2.18 และ 2.21 ในหัวข้อที่ 2.2 แสดงให้เห็นตัวแปรสำคัญที่ใช้ในการคำนวณการเกิดความเครียดพลาสติกซึ่งได้แก่ H, P, Q ซึ่งเป็นตัวแปรที่มีความสัมพันธ์กับสภาวะของหน่วยแรงขณะนั้นบน Yield surface (ตาม plasticity theory พื้นฐานทั่วไป) แต่ด้วยแนวคิดตามทฤษฎี Bounding surface นั้นการเกิดความเครียดพลาสติกไม่ได้จำกัดด้วยการที่สภาวะของหน่วยแรงจะต้องอยู่บน Yield surface เช่นเดิม ดังนั้นในการคาดคะเนความเครียดพลาสติก ณ สภาวะหน่วยแรงภายใน Bounding surface เมื่อมวลดินอยู่ในสภาพอัดแน่นมากกว่าปกติจึงจำเป็นต้องใช้ตัวแปร H, P, Q ในลักษณะเดียวกันกับที่ใช้ใน plasticity theory ทั่วไป แต่ตัวแปรสำคัญเหล่านี้จำเป็นต้องหาจากความสัมพันธ์กับสภาวะหน่วยแรงเสมือนขณะนั้นบน Bounding surface ด้วย mapping rule ดังที่ได้กล่าวมา

ทฤษฎี “Bounding surface plasticity” มีองค์ประกอบที่สำคัญ 2 ประการ คือ

- รูปร่างของ Bounding surface และ Hardening rules ที่ใช้
- กฎเกณฑ์ที่ใช้ในการกำหนดการเกิดความเครียดพลาสติก ณ สภาวะหน่วยแรงขณะใด ๆ ภายใน Bounding surface

จากหลักการเกี่ยวกับ Bounding surface plasticity theory จะแสดงความสัมพันธ์ของการเชื่อมโยงสภาวะหน่วยแรงจริง $\bar{\sigma}$ กับสภาวะหน่วยแรงเสมือน $\tilde{\sigma}$ ในมิติของหน่วยแรงประสิทธิผลโดยพิจารณาจากรูปที่ 2.2 ซึ่งแสดงการเลือกใช้รูปร่างของ Bounding Surface และ Isotropic Hardening รวมถึงลักษณะการเชื่อมโยงสภาวะหน่วยแรงจริงภายใน Bounding Surface กับสภาวะหน่วยแรงเสมือนบน Bounding Surface โดยใช้ Radial Mapping Rule

สามารถทำได้ด้วยความสัมพันธ์ดังแสดงในสมการที่ 2.28 และ 2.29

$$\bar{\sigma}_l = z \cdot \bar{\sigma} \quad (2.28)$$

$$r_l = z \cdot r \quad (2.29)$$

โดย z คือ ฟังก์ชันที่ทำหน้าที่เชื่อมโยงสภาวะหน่วยแรงทั้งสองโดยสามารถหาความสัมพันธ์ของฟังก์ชัน z ได้จากการแทน $\bar{\sigma}_l$ ในสมการที่ 2.28 ในสมการของ Bounding surface ($F = 0$)

$\bar{\sigma}, r$ คือ สภาวะหน่วยแรงจริงภายใน Bounding surface

$\bar{\sigma}_l, r_l$ คือ สภาวะหน่วยแรงเสมือนบน Bounding surface

และจะสามารถหาความสัมพันธ์ของค่า δ ซึ่งแสดงระยะห่างระหว่างสภาวะหน่วยแรงจริงและสภาวะหน่วยแรงเสมือนโดยมีความสัมพันธ์กับฟังก์ชัน z จากสมการที่ 2.28 และ 2.29 ได้ดังแสดงในสมการที่ 2.30

$$\delta = \sqrt{(z-1)^2 \cdot (r^2 + \bar{\sigma}^2)} \quad (2.30)$$

จากที่กล่าวถึงข้างต้นว่ามีความจำเป็นต้องทราบค่าของตัวแปร \mathcal{R} ตามสมการที่ 2.21 ซึ่งควบคุมพฤติกรรมเกี่ยวกับการคาดคะเนความเครียดพลาสติกของสภาวะหน่วยแรงจริงภายใน Bounding surface ซึ่งสัมพันธ์กับตัวแปร H, P, Q โดย P, Q นั้นสามารถคำนวณได้จากสภาวะหน่วยแรงจริงขณะนั้น แต่สำหรับค่า H จะเชื่อมโยงกับค่า H_l ที่สภาวะหน่วยแรงเสมือนโดยมีพื้นฐานของความสัมพันธ์ขึ้นอยู่กับระยะทางระหว่างสภาวะหน่วยแรงทั้งสองนั้นซึ่งสามารถกำหนดและเลือกใช้ความสัมพันธ์เพื่อแสดงความสัมพันธ์ดังกล่าวได้หลายวิธี

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทที่ 3

แบบจำลองความเค้น-ความเครียด Modified Cam Clay (MCC)

แบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC (Roscoe and Burland, 1968) ได้รับการคิดค้นและพัฒนาโดยอาศัยการสังเกตพฤติกรรมของ remolded soil จากผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการเพื่อให้มีความสามารถในการแสดงพฤติกรรมของดินเหนียวที่มีคุณสมบัติเป็น Isotropic material หรือดินเหนียวที่ผ่านการอัดตัวคายน้ำแบบเท่ากันทุกทิศทางด้วยเครื่อง triaxial แบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC พัฒนาโดยใช้ Incrementally linearised plasticity theory และแนวคิดเกี่ยวกับ Critical State Soil Mechanics (Roscoe et al., 1958; Schofield and Wroth, 1968; Atkinson and Bransby, 1978) ดังที่ได้กล่าวถึงในบทที่ 2 เป็นกรอบทางทฤษฎีบท และเนื่องจากแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC เป็นแบบจำลองที่มุ่งเน้นเพื่อแสดงพฤติกรรมของดินเหนียวภายใต้สภาวะการทดสอบด้วยเครื่อง triaxial ดังนั้นความเค้นและความเครียดที่แสดงโดยแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC จึงสามารถแสดงได้ด้วยความสัมพันธ์ตามสมการที่ 3.1 และ 3.2 ตามลำดับ

$$\bar{\sigma} = \frac{1}{3}(\bar{\sigma}_1 + 2\bar{\sigma}_3) ; \quad q = \bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_3 \quad (3.1)$$

$$\varepsilon = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3 ; \quad \varepsilon_s = \frac{2}{3}(\varepsilon_1 - \varepsilon_3) \quad (3.2)$$

โดย $\bar{\sigma}, \varepsilon$ คือ หน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ย และความเครียดในเชิงปริมาตร

q, ε_s คือ หน่วยแรงเฉือน และความเครียดเฉือน

$\bar{\sigma}_1, \varepsilon_1$ คือ Major principal stress และ Major principal strain

$\bar{\sigma}_3, \varepsilon_3$ คือ Minor principal stress และ Minor principal strain

แบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC สามารถแสดงพฤติกรรมสำคัญที่พบจากการทดสอบดินเหนียวในห้องปฏิบัติการ คือ

1. พฤติกรรมภายใต้ State Boundary Surface (SBS)

พฤติกรรมของตัวอย่างดินเหนียวภายใต้ SBS เป็นการแบ่งสภาวะของตัวอย่างดินเหนียวออกเป็น 2 บริเวณ คือ บริเวณภายใน SBS ที่ตัวอย่างดินเหนียวสามารถมีสภาวะอยู่ได้ และบริเวณภายนอก SBS ซึ่งตัวอย่างดินเหนียวไม่สามารถมีสภาวะอยู่ได้ โดย SBS นี้จะประกอบด้วย Roscoe surface, Hvorslev surface และจุดบรรจบของพื้นผิวทั้งสองที่ Critical state line ดัง

แสดงในรูปที่ 3.1 และ 3.2 โดย Roscoe surface เป็นพื้นผิวที่เกิดจากการสังเกตพฤติกรรมขณะรับแรงเฉือนทั้งในสภาพระบายน้ำ และไม่ระบายน้ำจากดินเหนียวในสภาพอัดแน่นปกติดังแสดงในรูปที่ 3.3 และ 3.4 ซึ่งพบว่า เส้นทางเดินในมิติของ (p', q, v) เมื่อ p' คือ หน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ย และ v คือ specific volume ของการเฉือนทั้ง 2 ลักษณะเป็นการเชื่อมระหว่าง Normal consolidation line และ Critical state line ซึ่งสามารถประกอบกันเป็นพื้นผิวใน 3 มิติดังแสดงในรูปที่ 3.5 และ 3.6 นั่นคือ Roscoe surface เป็นส่วนหนึ่งของ SBS ที่ควบคุมพฤติกรรมของดินเหนียวในสภาพอัดแน่นปกติ นั่นเอง ส่วน Hvorslev surface นั้นเกิดจากการสังเกตพฤติกรรมขณะรับแรงเฉือนทั้งในสภาพระบายน้ำ และไม่ระบายน้ำจากดินเหนียวในสภาพอัดแน่นมากกว่าปกติดังแสดงในรูปที่ 3.7 ซึ่งจะพบว่าตัวอย่างดินเหนียวในสภาพอัดแน่นมากกว่าปกติทั้งหลาย (ที่มีค่า OCR ต่างกัน) จะมีพฤติกรรมขณะเกิดสภาวะวิบัติภายหลังจาก normalized ด้วย p'_e เรียงตัวอยู่บนเส้นตรงเดียวกัน (เส้นตรง BC ในรูปที่ 3.1) เมื่อ p'_e คือ equivalent stress ซึ่งเป็นหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ยที่อยู่บน Normal consolidation line บนระนาบที่มีค่า specific volume คงที่ โดยเส้นตรงดังกล่าวจะบรรจบกับ Roscoe surface ที่จุด B ทางปลายด้านขวาบน Critical state line ส่วนปลายทางด้านซ้ายของเส้นตรง BC หรือจุด C นั้นจะถูกกำหนดด้วยเส้นตรงจากจุดกำเนิดที่มีความชันเท่ากับ 3 (เส้นตรง OC ในรูปที่ 3.1) ในมิติ ของ (p', q) เนื่องจากการตั้งสมมติฐานให้ดินเหนียวโดยทั่วไปไม่สามารถรับ tensile effective stress ได้ ดังนั้นในการเฉือนแบบอัดตัว (compression shearing) ที่ $\bar{\sigma}_1$ มีค่ามากและ $\bar{\sigma}_3$ มีค่าน้อยนั้นจะพบว่า อัตราส่วน q/p' สูงสุดที่ตัวอย่างดินเหนียวจะสามารถเผชิญได้ โดยไม่เกิด tensile effective stress จะเกิดขึ้นเมื่อ $\bar{\sigma}_3$ มีค่าเท่ากับศูนย์ ซึ่งจะทำให้ q/p' มีค่าเท่ากับ 3 (ตามสมการที่ 3.1) นั่นคือเส้นตรง OC ดังกล่าวเป็นเส้นตรงที่ควบคุมพฤติกรรมด้านการวิบัติ จากแรงดึง (tensile failure) ของตัวอย่างดินเหนียวนั่นเอง

2. พฤติกรรมบน Critical state line

Critical state line คือ เส้นแสดงสภาวะวิบัติของตัวอย่างดินเหนียวภายใต้สภาวะการเฉือนทั้งแบบระบายน้ำและไม่ระบายน้ำซึ่งเป็นจุดสิ้นสุดของการเฉือนตัวอย่างดินเหนียวทุกตัวอย่างโดย Critical state line จะมีลักษณะเป็นเส้นในมิติของ (p', q, v) และจะมีลักษณะเป็นจุดในมิติของ (p', q) เมื่อพิจารณาบนระนาบที่ specific volume มีค่าคงที่ใดๆ โดยเมื่อตัวอย่างดินเหนียวได้รับการเฉือนจนถึงสภาวะวิบัติอยู่บน Critical state line แล้วตัวอย่างดินเหนียวดังกล่าวจะเกิดการเปลี่ยนแปลงความเครียดต่อไปอย่างต่อเนื่องโดยไม่เกิดการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงประสิทธิผล หรือปริมาตร

3.1 รูปร่างและสมการ Yield surface และ Flow rule ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC

แบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC มี Yield surface เป็นรูปวงรีวงตัวสมมาตรตาม hydrostatic axis ในมิติของ $(\bar{\sigma}, \underline{s})$ ดังแสดงในรูปที่ 3.8 โดยมีสมการของ Yield surface ตามสมการที่ 3.3

$$F(\bar{\sigma}, \underline{s}, \bar{\alpha}) = (\underline{s} : \underline{s}) - c^2 \bar{\sigma} (2\bar{\alpha} - \bar{\sigma}) \quad (3.3)$$

โดย \underline{s} คือ Deviatoric stress tensor

$\bar{\sigma}$ คือ หน่วยแรงประสิทธิภาพเฉลี่ย (Mean effective stress)

$\bar{\alpha}$ คือ ตัวแปรที่ทำหน้าที่กำหนดขนาดของ Yield surface

c คือ ค่าคงที่ที่กำหนดสัดส่วนแกนรองของ Yield surface ดังแสดงในรูปที่ 3.8

และมีเกรเดียนท์ \underline{Q} ณ สภาวะหน่วยแรงใด ๆ บน Yield surface ในรูปของ volumetric component และ deviatoric component ดังแสดงในสมการที่ 3.4 และ 3.5 ตามลำดับ

$$\underline{Q} = \frac{\partial F}{\partial \bar{\sigma}} = 2c^2 (\bar{\sigma} - \bar{\alpha}) \quad (3.4)$$

$$\underline{Q}' = \frac{\partial F}{\partial \underline{s}} = 2 \underline{s} \quad (3.5)$$

แบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC เลือกใช้ associated flow

$$(\underline{P} = \underline{Q}); \underline{P}' = \underline{Q}' \quad (3.6)$$

นั่นคือ มีทิศทางของความเครียดพลาสติกตั้งฉากกับผิวของ Yield surface ณ สภาวะหน่วยแรงใด ๆ บน Yield surface ตาม normality rule โดยไม่ขึ้นอยู่กับทิศทางของอัตราการผลิตหน่วยแรงประสิทธิภาพ ($\dot{\bar{\sigma}}$) ที่กระทำกับมวลดิน ยกตัวอย่างเช่น ณ จุด A ในรูปที่ 3.8 ซึ่งมวลดินกำลังอยู่ในสภาวะ isotropic บน hydrostatic axis หากมีความเครียดพลาสติกเกิดขึ้น ความเครียดพลาสติกดังกล่าวจะมีเฉพาะ volumetric component เท่านั้น (จากสมการที่ 3.5 เมื่อสภาวะหน่วยแรงอยู่บน hydrostatic axis จะมี $\underline{s} = 0$ ซึ่งทำให้ $\underline{Q}' = 0$ และตาม associated

flow rule ทำให้ $\dot{P}' = 0$ ซึ่งจากสมการที่ 2.16 ส่งผลให้ deviatoric plastic strain มีค่าเป็นศูนย์ และเกิดเฉพาะ volumetric plastic strain) ในทางกลับกันหากสถานะของหน่วยแรงอยู่ที่จุด F ในรูปที่ 3.8 ความเครียดพลาสติกที่เกิดขึ้นทั้งหมดจะมีเฉพาะ deviatoric component เท่านั้น (จากสมการที่ 2.15) เนื่องจาก $P = Q = 0$

3.2 พฤติกรรมแบบ Anisotropic ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC

แบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC แสดงพฤติกรรมแบบ anisotropic ดังต่อไปนี้

1. เนื่องจากสมการ Yield surface ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC ดังแสดงในสมการที่ 3.3 ขึ้นอยู่กับตัวแปรที่เป็น stress invariant คือ $\bar{\sigma}$ และ $\underline{s} : \underline{s}$ ซึ่งเป็นปริมาณในเชิง scalar ที่ไม่สามารถแสดงพฤติกรรมจากการเปลี่ยนแปลงทิศทางของหน่วยแรงหลัก (direction of principal stresses) ได้ นั่นคือแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC จะคาดคะเนพฤติกรรมขณะเกิดสถานะคลาก (Yielding) เป็นแบบ isotropic ยกตัวอย่างเช่น หากพิจารณาที่สถานะหน่วยแรงหลักขณะใด ๆ บน Yield surface ขณะเกิดสถานะคลากจะพบว่า ถึงแม้จะเปลี่ยนแปลงทิศทางของสถานะหน่วยแรงหลักขณะนั้นให้หมุนไป (rotation of principal stress axes) จากเดิมแต่ด้วยขนาดของ Major, Intermediate และ Minor principal stress ที่เท่าเดิมผลที่เกิดขึ้นก็จะเหมือนกันเนื่องจาก $\bar{\sigma}$ และ $\underline{s} : \underline{s}$ นั้นมีค่าเท่าเดิมนั่นเอง

2. ถึงแม้ว่าการกำหนดทิศทางที่เกิดความเครียดพลาสติกของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC จะใช้เทนเซอร์ \underline{P} เป็นตัวกำหนดซึ่งดูเหมือนว่าจะสามารถแสดงพฤติกรรมแบบ anisotropic ด้วยทิศทางของเทนเซอร์ดังกล่าวได้ แต่อันที่จริงเนื่องจากการเลือกใช้ associated flow rule ทำให้การกำหนดทิศทางที่เกิดความเครียดพลาสติกดังกล่าวถูกควบคุมด้วยเกรเดียนท์ \underline{Q} ซึ่งแกนหลัก (principal axes) ของเกรเดียนท์ \underline{Q} นั้นมีทิศทางเดียวกันกับทิศทางของหน่วยแรงประสิทธิผลหลัก ส่งผลให้แบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC คาดคะเนการเกิดความเครียดพลาสติกมีทิศทางเดียวกันกับทิศทางของหน่วยแรงประสิทธิผลหลักด้วย ซึ่งพฤติกรรมดังกล่าวเป็นพฤติกรรมของ isotropic material

จากที่กล่าวมาข้างต้นทำให้ทราบว่าแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC มีข้อจำกัดทางด้านการแสดงพฤติกรรมแบบ anisotropic แต่อย่างไรก็ตามแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC ก็ไม่ใช่แบบจำลองที่แสดงพฤติกรรมเฉพาะแบบ isotropic เนื่องจากแบบจำลองที่จะแสดงพฤติกรรมเฉพาะแบบ isotropic นั้นจะต้องไร้ซึ่งผลเนื่องจากทิศทางใดๆใน

มิติของหน่วยแรงเลย แต่แบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC ยังคงแสดงผลเนื่องจากแกนของหน่วยแรงประสิทธิภาพหลักขณะใดๆได้อยู่เพียงแต่ไม่สามารถแสดงผลเนื่องจากประวัติศาสตร์ของความเครียด หรือความเค้นที่มวลดินเคยได้รับในอดีตนั่นเอง

3.3 พฤติกรรมด้าน HARDENNING ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC

พฤติกรรมขณะเกิดการเปลี่ยนแปลงขนาดของ Yield surface (Hardening characteristics) นั้นถูกกำหนด ด้วยกฎเกณฑ์ที่ใช้ในการควบคุมการเปลี่ยนแปลงค่าตัวแปรที่ใช้ในการกำหนดขนาดและการวางตัวของ Yield surface ขณะเกิดการเสียรูปแบบพลาสติก โดยแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC มีตัวแปร $\bar{\alpha}$ เป็นตัวควบคุมพฤติกรรมของ Yield surface ในกรณีของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC กระบวนการ Hardening ที่เกิดจะมีลักษณะเป็น isotropic hardening rule ซึ่งเป็น Hardening rule ที่ยอมให้ Yield surface ขยายตัวได้โดยมีลักษณะรูปร่างเหมือนเดิมเทียบกับจุดกำเนิด

และด้วยสมมติฐานที่แบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC กำหนดให้ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนช่องว่าง (void ratio) และลอการิทึมธรรมชาติของหน่วยแรงประสิทธิภาพเฉลี่ยมีลักษณะแบบเชิงเส้นขณะทำการเพิ่มและลดน้ำหนักกระทำในการอัดตัวคายน้ำ โดยมีพารามิเตอร์ที่กำหนดความสัมพันธ์ดังกล่าวในช่วงการเพิ่มน้ำหนักกระทำเป็นค่า λ และพารามิเตอร์ที่กำหนดความสัมพันธ์ดังกล่าวในช่วงการลดน้ำหนักกระทำเป็นค่า κ

$$\lambda = -\frac{de}{d \ln \sigma} \quad (3.7)$$

$$\kappa = -\frac{de}{d \ln \sigma} \quad (3.8)$$

นอกจากนี้ จากรูปที่ 3.9 จะได้ว่า

$$de^p = de - de^e = -(\lambda - \kappa) d \ln \bar{\sigma} = -(\lambda - \kappa) \frac{1}{\bar{\sigma}} d\bar{\sigma} \quad (3.9)$$

และ $\bar{\alpha}$ มีความสัมพันธ์กับ $\bar{\sigma}$

$$2\bar{\alpha} = \bar{\sigma} \quad (3.10)$$

จากสมการ 3.9 และ 3.10 ได้ว่า

$$de^p = de - de^e = -(\lambda - \kappa) d \ln \bar{\alpha} = -(\lambda - \kappa) \frac{1}{\bar{\alpha}} d\bar{\alpha} \quad (3.11)$$

เมื่อพิจารณาการเปลี่ยนแปลงที่เกิดความเครียดน้อยมากๆ (Infinitesimal strain) สมการที่ 3.11 จะสามารถแสดงได้ดังสมการที่ 3.12

$$\dot{\epsilon}^p = -(\lambda - \kappa) \frac{\dot{\bar{\alpha}}}{\bar{\alpha}} \quad (3.12)$$

หรือสามารถแสดงสมการที่ 3.12 ในรูปของความเครียดเชิงปริมาตรได้ดังสมการที่ 3.13

$$\dot{\epsilon}^p = \left(\frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \right) \frac{\dot{\bar{\alpha}}}{\bar{\alpha}} \quad (3.13)$$

จากสมการ 2.11 และ 3.13

$$\dot{\bar{\alpha}} = \left(\frac{1 + e_0}{\lambda - \kappa} \right) \bar{\alpha} \dot{\lambda}^p \quad (3.14)$$

3.4 การกำหนดค่า Elasto-plastic modulus (H) ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC

ตาม Plasticity Theory ทั่วไปการกำหนดค่าโมดูลัส H นี้จะอาศัย Consistency requirement ($\dot{F} = 0$) เป็นตัวกำหนดเพื่อให้สถานะของหน่วยแรงยังคงอยู่บน Yield surface ตลอดช่วงของการเกิดความเครียดพลาสติก โดยสมการ Yield surface ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC จะอยู่ในรูปฟังก์ชัน $F(\bar{\sigma}, \bar{\alpha})$ ดังนั้น Consistency requirement ของสมการ Yield surface ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC สามารถแสดงได้ดังสมการที่ 3.7

$$\dot{F}(\bar{\sigma}, \bar{\alpha}) = \frac{\partial F}{\partial \bar{\sigma}} : \dot{\bar{\sigma}} + \frac{\partial F}{\partial \bar{\alpha}} \cdot \dot{\bar{\alpha}} = 0 \quad (3.15)$$

โดย $\bar{\sigma}$ คือ สถานะของหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ยในปัจจุบัน

$\bar{\alpha}$ คือ ตัวแปรกำหนดขนาดของ Yield surface

จากสมการที่ 2.18, 2.23 และ 2.24 ในบทที่ 2 และสมการที่ 3.15 จะสามารถหาความสัมพันธ์ของค่าโมดูลัส H ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC ได้ตามสมการที่ 3.16

$$H = \frac{1}{\Lambda} \left(- \frac{\partial F}{\partial \bar{\alpha}} \cdot \dot{\bar{\alpha}} \right) \quad (3.16)$$

จากสมการที่ 3.14 และ 3.16 จะสามารถหาความสัมพันธ์ของค่าโมดูลัส H ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC ได้ตามสมการที่ 3.17

$$H = \left(\frac{1+e_0}{\lambda-\kappa} \right) \bar{\alpha} P \cdot \left(-\frac{\partial F}{\partial \bar{\alpha}} \right) \quad (3.17)$$

$$\frac{\partial F}{\partial \bar{\alpha}} = -2c^2 \bar{\alpha} \quad (3.18)$$

จากสมการที่ 3.17 และ 3.18 จะสังเกตได้ว่าเครื่องหมายของค่าโมดูลัส H จะขึ้นอยู่กับเฉพาะเครื่องหมายของ P เท่านั้นเนื่องจากค่าของ $\left(\frac{1+e_0}{\lambda-\kappa} \right)$, $\bar{\alpha}$ และ $-\frac{\partial F}{\partial \bar{\alpha}}$ นั้นมีค่ามากกว่าศูนย์เสมอ ดังนั้นหากพิจารณาจากรูปที่ 3.8 บริเวณบนผิวของ Yield surface ส่วน FAF' นั้นจะมีค่า $\bar{\sigma} > \bar{\alpha}$ ซึ่งทำให้ P มีค่าเป็นบวกซึ่งหมายความว่าค่าโมดูลัส H ก็จะมีค่าเป็นบวกด้วย และค่าโมดูลัส H จะมีค่ามากที่สุดเมื่อสถานะของหน่วยแรงอยู่ที่จุด A และจะมีค่าลดลงเรื่อยๆจนมีค่าเป็นศูนย์ที่จุด F และ F' (เนื่องจาก $\bar{\sigma} = \bar{\alpha}$ ที่จุด F และ F') ซึ่งจุดทั้งสองดังกล่าวเป็นจุดที่สอดคล้องกับการเกิดสถานะวิบัติบน critical state line (เส้น OF และ OF' ในรูปที่ 3.8)

บทที่ 4

แบบจำลองความเค้น-ความเครียดสำหรับดินเหนียว MIT-E3 และทฤษฎีบท

แบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 เป็นแบบจำลองที่มีพัฒนาการมาจากแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MODIFIED CAM CLAY (MCC) ซึ่งเป็นแบบจำลองความเค้น-ความเครียดสำหรับดินเหนียวที่มีข้อจำกัดหลายประการดังที่ได้กล่าวถึงในบทที่ 3

แม้ว่าจะมีความพยายามในการปรับปรุงแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC ด้วยทฤษฎีบทและสมมติฐานต่างๆให้มีความสามารถในการแสดงพฤติกรรมของดินเหนียวในสภาพอัดแน่นมากกว่าปกติที่ดีขึ้นดังที่เห็นในแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E1 แต่ผลที่ได้ก็ยังไม่ประสบความสำเร็จเท่าที่ควร โดยสาเหตุสำคัญน่าจะมาจากการขาดข้อมูลจากการทดสอบที่เชื่อถือได้เพราะดินเหนียวในสภาพอัดแน่นมากกว่าปกติมักจะมีลักษณะทางกายภาพที่แข็งกว่า (stiffer) ดินเหนียวในสภาพอัดแน่นปกติทำให้ความเครียดในช่วงแรกของการทดสอบแบบต่างๆมีค่าน้อยมาก ประกอบกับความสามารถในการวัดความเค้น, ความเครียด หรือความดันน้ำในโพรงดิน (Pore water pressure) ที่เกิดขณะทดสอบยังไม่มีความสะดวกเพียงพอ นอกจากนี้ยังอาจเกิดจากความยุ่งยากสลับซับซ้อนในการพยายามเชื่อมโยงประวัติศาสตร์ของความเค้นหรือความเครียดกับการแสดงพฤติกรรมของแบบจำลองความเค้น-ความเครียดสำหรับดินเหนียวทั่วไป

แต่เนื่องจากความเรียบง่ายของกรอบทางทฤษฎีบทที่ใช้ และความสามารถในการแสดงพฤติกรรมของ Isotropically Consolidated Clay ที่ค่อนข้างดี รวมถึงความสะดวกในการหาพารามิเตอร์ที่จำเป็นสำหรับแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC ซึ่งได้จากการทดสอบพื้นฐานทั่วไปในห้องปฏิบัติการทำให้แบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC มีความเหมาะสมเพื่อใช้เป็นแบบจำลองพื้นฐานในการพัฒนาต่อมาจนกลายเป็นแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3

แบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 ถูกคิดค้นและพัฒนาเพื่อเพิ่มความสามารถของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E1 ใน 2 ด้านหลักๆคือ 1. ด้านการแสดงผลพฤติกรรมของดินเหนียวในสภาพอัดแน่นมากกว่าปกติภายใต้สภาวะการทดสอบโดยทั่วไปให้มีความยืดหยุ่นและใกล้เคียงกับพฤติกรรมของดินเหนียวจริงมากขึ้นโดยการให้ทฤษฎี “Bounding surface plasticity” และ 2. ด้านการแสดงผลพฤติกรรมของดินเหนียวอัดแน่นปกติ(รวมถึงดินเหนียวอัดแน่นมากกว่าปกติเล็กน้อย) ขณะทำการลดและเพิ่มน้ำหนักกระทำ แบบวัฏจักรให้มีความใกล้เคียงกับพฤติกรรมของดินเหนียวจริงมากขึ้น

ทฤษฎี “Bounding surface plasticity” ถูกนำมาใช้เพื่อแก้ไขข้อจำกัดที่สำคัญเรื่องการแสดงพฤติกรรมของดินเหนียวในสภาพอัดแน่นมากกว่าปกติของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E1 ที่มีสมมติฐานให้พฤติกรรมภายใน Yield surface เป็นแบบอิลาสติกโดยตลอด นั่นคือหากพิจารณาจากสมการที่ 2.6 จะสังเกตได้ว่าหากกำหนดให้ความเครียดที่เกิดขึ้นทั้งหมดเป็นแบบอิลาสติก ($\dot{\epsilon} = \dot{\epsilon}^e$) จะทำให้หน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ยไม่มีการเปลี่ยนแปลง ($\dot{\sigma} = 0$ เนื่องจากการเชื่อมแบบไม่ระบายน้ำทำให้ $\dot{\epsilon} = 0$) และกลายเป็นค่าคงที่ตลอดการเชื่อม ส่งผลให้เส้นทางเดินของหน่วยแรง (stress path) มีลักษณะเป็นเส้นตรงตามแนวตั้งในมิติของ (s, σ) จนกระทั่งสถานะของหน่วยแรงเดินทางมาถึงจุดคลาก (Yielding point คือสถานะของหน่วยแรงที่อยู่บน Yield surface ซึ่งเป็นจุดที่ดินเปลี่ยนจากสภาพอัดแน่นมากกว่าปกติมาสู่สภาพอัดแน่นปกติ) จึงจะเกิดการเปลี่ยนแปลงอย่างฉับพลันจากพฤติกรรมแบบอิลาสติกมาสู่พฤติกรรมแบบอิลาสโต-พลาสติก (Elasto-plastic behavior) และเริ่มคาดคะเนให้เกิดความเครียดพลาสติก ส่งผลให้ค่าของหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ยมีการเปลี่ยนแปลงดังแสดงในรูปที่ 4.1 แต่จากการศึกษาพฤติกรรมของดินเหนียวจริงในสภาพอัดแน่นมากกว่าปกติขณะเชื่อมแบบไม่ระบายน้ำภายหลังการอัดตัวคายน้ำทั้งแบบเท่ากันทุกทิศทางและแบบ K_0 พบว่า ดินเหนียวในสภาพอัดแน่นมากกว่าปกติเล็กน้อย (slightly overconsolidated clay) มีแนวโน้มที่ความดันน้ำในโพรงดินจากการเชื่อมจะมีการเปลี่ยนแปลงเพิ่มมากขึ้น (positive shear induced pore pressure) ซึ่งเกิดจากโครงสร้างของดินมีแนวโน้มที่จะยุบตัว (contract) จากแรงเชื่อมที่มากกระทำส่งผลให้น้ำที่อยู่ในโพรงดินถูกบีบอัดจนมีความดันเพิ่มมากขึ้น และในทางกลับกันพบว่ากรณีของดินเหนียวในสภาพอัดแน่นมากกว่าปกติมากๆ (highly overconsolidated clay) มักมีแนวโน้มที่ความดันน้ำในโพรงดินจากการเชื่อมจะมีการเปลี่ยนแปลงลดลง (negative shear induced pore pressure) ซึ่งเกิดจากโครงสร้างของดินที่อัดแน่นอยู่ก่อนแล้วมีแนวโน้มที่จะขยายตัว (dilate) จากแรงเชื่อมที่มากกระทำส่งผลให้ช่องว่างในโพรงดินขยายใหญ่ขึ้นความดันน้ำในโพรงดินจึงมีค่าลดลง

จากพฤติกรรมจริงที่สังเกตได้ดังกล่าวทำให้ทราบว่าพฤติกรรมภายใน Yield surface มีลักษณะเป็นพฤติกรรมที่ควบคุมกันระหว่างพฤติกรรมในเชิงปริมาตรกับพฤติกรรมในเชิงส่วนเบี่ยงเบนที่มีที่มาจากเกิดการเกิดความเครียดพลาสติกภายใน Yield surface นั่นเอง ดังนั้นความพยายามในการตั้งสมมติฐานหาทฤษฎีบทเพื่อนำมาอธิบายการเกิดความเครียดพลาสติกดังกล่าว จึงมีขึ้นมากมาย แต่ทฤษฎีบทที่มีความเรียบง่ายในเชิงการคำนวณ สมเหตุสมผล มีประสิทธิภาพ และถูกนำมาใช้ในแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 ก็คือทฤษฎี “Bounding surface plasticity” ซึ่งถูกคิดค้นโดย Dafalias (1975) ทฤษฎี “Bounding surface plasticity” ตั้งอยู่บนสมมติฐานที่ว่า ณ สถานะของหน่วยแรงขณะใดๆภายใน Bounding surface จะมีสถานะหน่วยแรงเสมือน (Image stress) บน Bounding surface ที่สัมพันธ์กันด้วยกฎเกณฑ์ (Mapping rule)

ที่แน่นอนค่าหนึ่งเสมอ โดยกฎเกณฑ์ที่ใช้อาจแตกต่างกันในแต่ละแบบจำลองความเค้น-ความเครียด แต่สำหรับแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 นั้นเลือกใช้กฎเกณฑ์ที่เรียกว่า “Radial Mapping Rule” ซึ่งมีลักษณะคือ หน่วยแรงเสมือนจะถูกกำหนดโดยอาศัยจุดตัดที่เกิดจากการลากเส้นตรงจากจุดคงที่(อาจเป็นจุดกำเนิด) ผ่านสถานะของหน่วยแรงขณะใดๆนั้นในแนวรัศมีไปตัดกับ Bounding Surface และการคาดคะเนการเกิดความเครียดพลาสติก ณ สถานะหน่วยแรงขณะใดๆภายใน Bounding surface ดังกล่าวจะกระทำโดยอาศัยคุณสมบัติด้านการแสดงพฤติกรรมแบบอิลาสโต-พลาสติกที่ได้จากหน่วยแรงในสถานะหน่วยแรงเสมือนที่สัมพันธ์กันนั้นโดยจะมีค่าขึ้นอยู่กับระยะห่างระหว่างหน่วยแรงขณะใดๆนั้นกับหน่วยแรงเสมือนที่ได้จาก Mapping Rule

ทฤษฎี “Bounding surface plasticity” มีองค์ประกอบที่สำคัญ 2 ประการ คือ

- รูปร่างของ Bounding surface และ Hardening rules ที่ใช้
- กฎเกณฑ์ที่ในการกำหนดการเกิดความเครียดพลาสติก ณ สถานะหน่วยแรงขณะใดๆภายใน Bounding surface

เพื่อไม่ให้เกิดความสับสนจึงจำเป็นต้องทำความเข้าใจในความหมายของ Bounding surface กล่าวคือ Bounding surface จะมีความหมายในลักษณะที่คล้ายคลึงกับ Yield surface ที่ใช้ใน plasticity theory ทั่วไป ความแตกต่างอยู่ตรงที่ Bounding surface ไม่ได้ทำหน้าที่ในการแบ่งแยกสภาพและพฤติกรรมของดินออกเป็น 2 แบบคือ อิลาสติก กับ อิลาสโต-พลาสติกอย่างชัดเจนเหมือนในกรณีของ Yield surface ดังที่ได้กล่าวถึงข้างต้น และเนื่องจากแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 ได้รับการพัฒนาขึ้นด้วยทฤษฎี “Bounding surface plasticity” ดังนั้นต่อไปเมื่อกล่าวถึงแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 จึงจำเป็นต้องใช้คำว่า “Bounding surface” แทนคำว่า “Yield surface” อย่างที่ใช้ในแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC หรือ MIT-E1

แบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 กำหนดรูปร่างของ Bounding surface ด้วยสมการของ Yield surface ที่ใช้ในแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E1 ดังแสดงในรูปที่ 4.2 โดยจุด C แสดงสถานะของหน่วยแรงปัจจุบันขณะใดๆซึ่งอยู่ภายใน Bounding surface และอยู่บนพื้นผิวที่เรียกว่า “Loading surface” ที่มีลักษณะรูปร่างและสมการเหมือน Bounding surface แต่มีขนาดเล็กกว่าโดย Loading surface จะถูกกำหนดขนาดด้วยตัวแปร α_0 ซึ่งมีค่าน้อยกว่า α ที่เป็นตัวแปรกำหนดขนาดของ Bounding surface ประกอบกับ radial mapping rule ที่ใช้ทำให้สามารถกำหนดสถานะหน่วยแรงเสมือนบน Bounding surface ได้ที่จุด I การแยกแยะสถานะของการเปลี่ยนแปลงที่เกิดกับสถานะหน่วยแรงที่จุด C ว่าเป็นการเพิ่มน้ำหนักกระทำ (Loading) หรือเป็นการลดน้ำหนักกระทำ (Unloading) สามารถกำหนดได้ดังแสดงในสมการที่ 4.1

$$\dot{R} = KQ_I \dot{\epsilon} + 2G(Q'_I : \dot{\epsilon}) \quad (4.1)$$

$$\dot{R} = \begin{cases} \geq 0 & \text{Loading} \\ < 0 & \text{Unloading} \end{cases}$$

โดย Q_I และ Q'_I คือ องค์ประกอบของเกรเดียนท์ Q ที่สภาวะหน่วยแรง

เสมือนบน Bounding surface ในเชิงปริมาตรและเชิงส่วน
เบี่ยงเบนตามลำดับ

แบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 จะคาดคะเนการเปลี่ยนแปลงขนาดและทิศทางการวางตัวของ Bounding surface เสมือนว่าสภาวะหน่วยแรงที่จุด C กำลังอยู่ที่สภาวะหน่วยแรงเสมือนบน Bounding surface ด้วย Hardening rule ที่จะกล่าวถึงในรายละเอียดต่อไป

ตาม plasticity theory ทวีปการคาดคะเนการเกิดความเครียดพลาสติกที่สภาวะหน่วยแรงขณะใดๆ จำเป็นต้องกำหนดค่า Elasto-plastic modulus (H) และเทนเซอร์กำหนดทิศทางการเกิดความเครียดพลาสติก (Flow direction ; P) ที่สภาวะหน่วยแรงขณะนั้นเสียก่อน ทำให้การคาดคะเนการเกิดความเครียดพลาสติกที่สภาวะหน่วยแรงขณะใดๆ ภายใน Bounding surface จำเป็นต้องกำหนดค่าดังกล่าวด้วยความสัมพันธ์ที่เชื่อมโยงกับค่า H_I และ P_I ซึ่งเป็นค่าที่สัมพันธ์กับหน่วยแรงที่สภาวะหน่วยแรงเสมือนดังที่ได้กล่าวถึงข้างต้น โดยปกติแบบจำลองความเค้น-ความเครียดที่ใช้ทฤษฎี "Bounding surface plasticity" จะเชื่อมโยงค่า H และ P ของสภาวะหน่วยแรงภายใน Bounding surface เป็นลักษณะแปรผันตรงกับค่า H_I และ P_I ที่สภาวะหน่วยแรงเสมือนโดยมีสัดส่วนของการแปรผันเป็นค่าคงที่ที่กำหนดด้วยระยะห่างระหว่างสภาวะหน่วยแรงทั้งสองดังกล่าวข้างต้น แต่หลังจากศึกษาพฤติกรรมที่ควบคู่กันระหว่างพฤติกรรมในเชิงปริมาตรกับพฤติกรรมในเชิงส่วนเบี่ยงเบนในด้านการแสดงพฤติกรรมการเปลี่ยนแปลงความดันน้ำในโพรงดินขณะรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำดังที่ได้กล่าวถึงข้างต้น ทำให้แบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 จำเป็นต้องกำหนดความสัมพันธ์ในการเชื่อมโยงค่า P และ H ที่ไม่แปรผันตรงตาม P_I และ H_I ดังแสดงในสมการที่ 4.2 และ 4.3 ตามลำดับ

$$\underline{P} = \underline{P}_I + \underline{P}_0 \cdot g_1 \quad (4.2)$$

$$\underline{H} = \underline{H}_I + \underline{H}_0 \cdot g_2 \quad (4.3)$$

โดย \underline{P}_0 และ \underline{H}_0 คือ ค่าของ \underline{P} และ \underline{H} ที่สภาวะของหน่วยแรงขณะที่เกิด

สภาวะการเพิ่มน้ำหนักกระทำเป็นครั้งแรก (first

loading) ภายใน Bounding surface

g_1 และ g_2 คือ ฟังก์ชันที่แสดงความสัมพันธ์ของระยะห่างระหว่าง
สภาวะหน่วยแรงทั้งสองดังกล่าวข้างต้น

การหาความสัมพันธ์ที่ดีและเหมาะสมเพื่อใช้ในการแสดงค่า P_0, H_0, g_1, g_2 ดังกล่าวนับว่าเป็นเรื่องที่ยากแต่สามารถทำได้โดยอาศัยการสังเกตจากพฤติกรรมจริงของดินเหนียวขณะทำการลดและเพิ่มน้ำหนักกระทำแบบเท่ากันทุกทิศทาง และพฤติกรรมขณะรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียวในสภาพอัดแน่นมากกว่าปกติ ดังแสดงในสมการที่ 4.4 - 4.8

$$P_0 = - \left\{ 2c^2 \bar{\alpha}_r + (\eta_1 : Q_1') \right\} \quad (4.4)$$

$$P_0' = 0 \quad (4.5)$$

$$g_1 = \left\{ \frac{(\bar{\alpha} - \bar{\alpha}_0)}{(\bar{\alpha} - \bar{\alpha}_{0i})} \right\}^{\gamma} \quad (4.6)$$

$$H_0 = \left(\frac{1+e_0}{\kappa} \right) (\bar{\alpha} - \bar{\alpha}_0) h / Q_1' // P_1' \quad (4.7)$$

$$g_2 = \left\{ \frac{(\bar{\alpha} - \bar{\alpha}_{0i})}{(\bar{\alpha}_0 - \bar{\alpha}_{0i})} \right\} \quad (4.8)$$

โดย h, γ คือ พารามิเตอร์ที่เป็นค่าคงที่สำหรับดินเหนียวแต่ละแหล่ง

$\bar{\alpha}_{0i}$ คือ ตัวแปรกำหนดขนาดของ Loading surface ที่เกิดสภาวะการ
เพิ่มน้ำหนักกระทำเป็นครั้งแรก (first loading) ภายใน
Bounding surface

จากสมการที่ 4.4 - 4.8 จะพบว่า

- ที่สภาวะการเพิ่มน้ำหนักกระทำเป็นครั้งแรก (first loading) ภายใน Bounding surface (สภาวะแรกที่จะเริ่มคาดคะเนความเครียดพลาสติก) จะมี $\bar{\alpha}_0 = \bar{\alpha}_{0i}$ ซึ่งจะทำให้ฟังก์ชัน g_2 และค่าโมดูลัส H มีค่าเข้าสู่อนันต์ (Infinity) ส่งผลให้แบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 คาดคะเนความเครียดพลาสติกที่มีค่าน้อยมากๆ เข้าสู่ศูนย์ นั่นคือเป็นการเปลี่ยนแปลงอย่างค่อยเป็นค่อยไปที่ละน้อยจากพฤติกรรมแบบอิลาสติกสู่พฤติกรรมแบบอิลาสโต-พลาสติก

- ในขณะที่สภาวะของหน่วยแรงกำลังเข้าใกล้ Bounding surface จะมี $\bar{\alpha}_0 \approx \bar{\alpha}$ (คือมีขนาดของ Loading surface ใกล้เคียงกับ Bounding surface) ซึ่งจะทำให้ g_1, H_0 มีค่าเข้าใกล้ศูนย์ส่งผลให้ค่า P_0 และ H ที่สภาวะของหน่วยแรงขณะนั้นมีค่าเข้าใกล้ค่า P_1 และ H_1

ที่สภาวะหน่วยแรงเสมือน นั่นคือเป็นการเปลี่ยนแปลงอย่างค่อยเป็นค่อยไปที่ละน้อยจากพฤติกรรมของดินในสภาพอัดแน่นมากกว่าปกติสู่สภาพอัดแน่นปกติ

หากพิจารณาจากสมการที่ 2.19 ขณะทำการเขี่ยแบบไม่ระบายน้ำซึ่งมี $\dot{\epsilon} = 0$ โดยตลอด จะสามารถแสดงอัตราการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ยได้ตามสมการที่ 4.9

$$\dot{\epsilon} = -K \dot{P} \quad (4.9)$$

จากสมการที่ 4.9 จะสังเกตได้ว่าการเปลี่ยนแปลงความดันน้ำในโพรงดินได้ถูกกำหนดด้วยเครื่องหมายของ P (องค์ประกอบในเชิงปริมาตรของเทนเซอร์กำหนดทิศทางของการเกิดความเครียดพลาสติก) ซึ่งมีข้อดีคือ P ที่ใช้ในแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 มีความสัมพันธ์ที่เกี่ยวข้องกับประวัติศาสตร์ของความเค้นที่มวลดินเคยได้รับทำให้เกิดความเชื่อมโยงกับผลการเปลี่ยนแปลงความดันน้ำในโพรงดินที่คาดคะเนได้

หลังจากปรับปรุงในด้านการคาดคะเนพฤติกรรมของดินเหนียวในสภาพอัดแน่นมากกว่าปกติด้วยทฤษฎี “Bounding surface plasticity” ดังที่กล่าวในรายละเอียดไปแล้วนั้น ต่อไปคือการปรับปรุงด้านการแสดงพฤติกรรมของดินเหนียวอัดแน่นปกติ (รวมถึงดินเหนียวอัดแน่นมากกว่าปกติเล็กน้อย) ขณะทำการลดและเพิ่มน้ำหนักกระทำแบบวัฏจักรให้มีความใกล้เคียงกับพฤติกรรมของดินเหนียวจริงมากขึ้น

โดยทั่วไปพฤติกรรมขณะลดและเพิ่มน้ำหนักกระทำแบบเท่ากันทุกทิศทาง (Hydrostatic or isotropic unloading and reloading) ของดินเหนียวจากสภาพอัดแน่นปกติจะมีลักษณะดังแสดงในรูปที่ 4.3 และในรูปที่ 4.3ก แสดงพฤติกรรมของวัฏจักรดังกล่าวที่เกิดขึ้นโดยสมบูรณ์ กล่าวคือมีความเครียดที่เกิดขึ้นโดยตลอดเป็นความเครียดที่กลับคืนได้ (สังเกตได้จากจุด A และ A' ในรูปที่ 4.3ก ทับกันพอดี) ซึ่งสามารถเรียกพฤติกรรมแบบนี้ว่า “Perfectly hysteretic behavior” แต่ในความเป็นจริงพฤติกรรมของดินเหนียวทั่วไปจะมีลักษณะดังแสดงในรูปที่ 4.3ข คือจะเกิดความเครียดพลาสติกที่กลับคืนไม่ได้ (Irrecoverable plastic strain) มีขนาดเท่ากับ ΔP ขณะเพิ่มน้ำหนักกระทำกลับมาที่จุด A อีกครั้ง

จากพฤติกรรมดังกล่าวข้างต้นแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 จึงแบ่งพฤติกรรมของวัฏจักรการลดและเพิ่มน้ำหนักกระทำออกเป็น 2 ส่วนคือ

1. พฤติกรรมขณะลดน้ำหนักกระทำซึ่งแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 กำหนดให้มีพฤติกรรมแบบ Perfectly hysteretic ดังที่ได้กล่าวถึงข้างต้น
2. พฤติกรรมขณะเพิ่มน้ำหนักกระทำอีกครั้งซึ่งแบบจำลองความเค้น-

ความเครียด MIT-E3 จะคาดคะเนให้มีความเครียดพลาสติกเกิดขึ้นขณะที่สภาวะของหน่วยแรงกำลังเคลื่อนที่เข้าสู่ Virgin consolidation line (VCL) โดยมีปริมาณความเครียดพลาสติกที่เกิดสัมพันธ์กับระยะห่างจาก VCL ด้วยทฤษฎี “Bounding surface plasticity” ซึ่งได้กล่าวถึงแล้วข้างต้น

ด้วยการแบ่งพฤติกรรมของวัฏจักรการลดและเพิ่มน้ำหนักออกเป็น 2 ส่วนดังกล่าวข้างต้น ทำให้แบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 มีความจำเป็นต้องตั้งสมมติฐานเกี่ยวกับพฤติกรรมของดินเหนียวในสภาพอัดแน่นมากกว่าปกติดังนี้

1. พฤติกรรมของดินเหนียวในสภาพอัดแน่นมากกว่าปกติจะแสดงด้วยค่า OCR (Overconsolidation ratio) เพียงอย่างเดียวเหมือนที่ใช้เป็นสมมติฐานในแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC และแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E1 ไม่ได้ แต่จำเป็นจะต้องมีพารามิเตอร์ที่สามารถแสดงประวัติศาสตร์ของหน่วยแรงที่ดินเคยได้รับเพื่อทำหน้าที่เป็นตัวกำหนดสภาวะของการเปลี่ยนแปลงในขณะนั้นที่กำลังอยู่ในช่วงเพิ่มหรือลดน้ำหนักกระทำ

2. ในทุกๆวัฏจักรการลดและเพิ่มน้ำหนักกระทำจะต้องมีความเครียดพลาสติกเกิดขึ้นเสมอ กล่าวคือจะไม่มีพฤติกรรมในช่วงใดเลยที่เกิดเฉพาะความเครียดพลาสติกที่สามารถกลับคืนสภาพได้หมด

3. การคาดคะเนความเครียดพลาสติกขณะเพิ่มน้ำหนักกระทำอีกครั้ง (Reloading) โดยอาศัยทฤษฎี “Bounding surface plasticity” ทำให้พฤติกรรมภายใน Bounding surface ขณะที่ดินเหนียวอยู่ในสภาพอัดแน่นมากกว่าปกติค่อยๆเปลี่ยนแปลงสู่พฤติกรรมของดินเหนียวในสภาพอัดแน่นปกติทีละน้อยๆ และจะไม่เกิดการเปลี่ยนแปลงอย่างรวดเร็วจากพฤติกรรมแบบอิลาสติกสู่พฤติกรรมแบบอิลาสโต-พลาสติกขณะที่หน่วยแรงเคลื่อนที่มาถึงจุดคลากดังที่เคยปรากฏในแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC และแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E1 อีกต่อไป

การสร้างแบบจำลองความเค้น-ความเครียดที่สามารถแสดงพฤติกรรมแบบ Perfectly hysteretic ดังแสดงในรูปที่ 4.3ก จะต้องกำหนดฟังก์ชันที่มีความต่อเนื่องระหว่างจุดวกกลับของความเค้น (Stress reversal point) กับสภาวะของความเค้น ณ ปัจจุบัน จึงจำเป็นต้องมีวิธีในการกำหนดจุดวกกลับของความเค้น และฟังก์ชันที่สามารถอธิบายการเปลี่ยนแปลงค่าโมดูลัส (tangential or secant) ที่แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของสภาวะความเค้นปัจจุบันกับสภาวะ ณ จุดวกกลับของความเค้นได้ โดยแบบจำลองประเภทนี้จะมีสมมติฐานเกี่ยวกับความสัมพันธ์ระหว่างอัตราการเปลี่ยนแปลงของความเค้นกับอัตราการเปลี่ยนแปลงความเครียดดังแสดงในสมการที่ 2.6 และ 2.7 การกำหนดจุดวกกลับของความเค้นอาจทำได้โดย

อาศัยตัวแปร ξ_v ซึ่งแสดงความสัมพันธ์ในรูปสัดส่วนระหว่างความเค้น ณ สภาวะปัจจุบันกับความเค้น ณ จุดวกกลับดังแสดงในสมการที่ 4.10

$$\xi_v = \begin{cases} \frac{\bar{\sigma}_v}{(\bar{\sigma}_v)_{rev}} & \text{เมื่อ } \bar{\sigma}_v > (\bar{\sigma}_v)_{rev} \\ \frac{(\bar{\sigma}_v)_{rev}}{\bar{\sigma}_v} & \text{เมื่อ } (\bar{\sigma}_v)_{rev} > \bar{\sigma}_v \end{cases} \quad (4.10)$$

โดย $(\bar{\sigma}_v)_{rev}$ คือ หน่วยแรงประสิทธิผลตามแนวตั้งที่จุดวกกลับของความเค้น

จากรูปที่ 4.4 จะสังเกตเห็นได้ว่าตัวแปร ξ_v ทำหน้าที่กำหนดความแตกต่างระหว่างสภาวะของหน่วยแรงขณะลดและเพิ่มน้ำหนักกระทำ และเป็นตัวแปรสำคัญของฟังก์ชันต่อเนื่องที่ทำหน้าที่กำหนดค่าโมดูลัส ณ สภาวะของหน่วยแรงขณะใด ๆ ในระหว่างการลดหรือเพิ่มน้ำหนักกระทำ แต่หากต้องการศึกษาพฤติกรรมในเชิงปริมาตรที่แสดงในรูปของความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดเชิงปริมาตรกับหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ยของดินเหนียวในสภาพอัดแน่นมากกว่าปกติขณะลดและเพิ่มน้ำหนักกระทำแบบเท่ากันทุกทิศทาง จะพบว่าสามารถกำหนดจุดวกกลับของความเค้นได้ด้วยตัวแปร ξ ในลักษณะที่คล้ายกับตัวแปร ξ_v แต่เป็นความสัมพันธ์ในรูปหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ยแทนที่จะเป็นหน่วยแรงประสิทธิผลตามแนวตั้งดังแสดงในสมการที่ 4.11

$$\xi = \begin{cases} \frac{\bar{\sigma}}{\bar{\sigma}_{rev}} & \text{เมื่อ } \bar{\sigma} > \bar{\sigma}_{rev} \\ \frac{\bar{\sigma}_{rev}}{\bar{\sigma}} & \text{เมื่อ } \bar{\sigma}_{rev} > \bar{\sigma} \end{cases} \quad (4.11)$$

โดย $\bar{\sigma}_{rev}$ คือ หน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ยที่จุดวกกลับของความเค้น

ในทางทฤษฎีการศึกษาพฤติกรรมในเชิงปริมาตรของดินเหนียวดังกล่าวข้างต้นจะพิจารณาจากผลทดสอบการลดและเพิ่มหน่วยแรงกระทำแบบเท่ากันทุกทิศทางโดยเครื่อง triaxial แต่บางครั้งในทางปฏิบัติได้มีการนำผลจากการทดสอบลดและเพิ่มหน่วยแรงกระทำแบบ K_0 เช่น ผลจากการทดสอบ Oedometer หรือ CRSC (Constant rate of strain consolidometer) มาพิจารณาแทนจึงจำเป็นต้องแยกแยะความแตกต่างของการทดสอบแบบ hydrostatic และแบบ K_0 ดังกล่าวที่มีผลต่อพฤติกรรมในเชิงปริมาตรของการลดและเพิ่มน้ำหนักกระทำเป็นวัฏจักร ตัวอย่างที่เห็นได้ชัดเจนในกรณีนี้สามารถแสดงได้ดังรูปที่ 4.5 ซึ่งแสดงผลการทดสอบแบบ hydrostatic และแบบ K_0 ขณะลดน้ำหนักกระทำด้วยเครื่อง triaxial จะเห็นว่าพฤติกรรมขณะลดน้ำหนักกระทำจากทั้ง 2 แบบของการทดสอบใกล้เคียงกันมากหากพิจารณาหน่วยแรงในรูปของหน่วยแรง

ประสิทธิผลเฉลี่ย แต่จะต่างกันอย่างชัดเจนในรูปของหน่วยแรงประสิทธิผลตามแนวตั้ง ดังนั้นหากต้องการใช้ข้อมูลจากการทดสอบแบบ K_0 มาศึกษาพฤติกรรมในเชิงปริมาตรของดินเหนียวก็จำเป็นต้องทราบความสัมพันธ์ของหน่วยแรงที่เกิดขึ้นขณะทดสอบในรูปของหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ยซึ่งโดยทั่วไปจะไม่สามารถทำได้เพราะเครื่องมือที่ใช้ในการทดสอบ Oedometer หรือ CRSC มักจะไม่สามารถวัดหน่วยแรงในแนวราบได้

ประเด็นสำคัญอีกอย่างหนึ่งในการสร้างแบบจำลองความเค้น-ความเครียดที่สามารถแสดงพฤติกรรมแบบ Perfectly hysteretic คือการพิจารณาหาฟังก์ชันต่อเนื่องที่ทำหน้าที่กำหนดค่าโมดูลัสตั้งที่ได้กล่าวไว้ข้างต้น ซึ่งผู้พัฒนาแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 ได้ศึกษาพฤติกรรมจากการทดสอบ CRSC ของดินเหนียวจาก 2 แหล่งคือ 1. Boston blue clay ซึ่งเป็นดินเหนียวพลาสติกชนิดต่ำและมีความไวสูง (sensitive low plasticity clay) และ 2. Empire clay ซึ่งเป็นดินเหนียวพลาสติกชนิดสูงและมีความไวต่ำ (non sensitive high plasticity clay) โดยข้อมูลจากการทดสอบได้แสดงไว้ในรูปที่ 4.6 โดยจะสังเกตได้ว่าดินเหนียวจากทั้ง 2 แหล่งมีพฤติกรรมขณะลดหน่วยแรงกระทำที่เป็นแบบไม่เชิงเส้น (Non-linear behavior) กล่าวคือ ความชันของ swelling line (เส้นที่แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดขณะลดน้ำหนักกระทำ) จะแปรเปลี่ยนอย่างต่อเนื่อง ซึ่งพฤติกรรมดังกล่าวขัดแย้งกับสมมติฐานของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC และแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E1 ที่กำหนดให้ swelling line มีความชันคงที่และมีค่าเท่ากับความชันของ recompression line (เส้นที่แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดขณะเพิ่มน้ำหนักกระทำอีกครั้ง) รูปที่ 4.7 แสดงผลการทดสอบชุดเดิมแต่อยู่ในรูปของตัวแปร ξ , ที่กล่าวถึงข้างต้นในสมการที่ 4.10 โดยจะสังเกตได้ว่าความสามารถในการยุบตัว (Compressibility) ของดินเหนียวในสภาพอัดแน่นมากกว่าปกติจะขึ้นอยู่กับตัวแปร ξ , เป็นสำคัญ นอกจากนั้นค่าความชันของ swelling line และ recompression line ของดินเหนียวในสภาพอัดแน่นมากกว่าปกติจะมีค่าใกล้เคียงกันมากที่สุดที่ ξ , ค่าเดียวกันซึ่งเป็นหลักฐานที่แสดงให้เห็นว่า swelling line และ recompression line วางตัวสมมาตรซึ่งกันและกัน (symmetric in hysteresis loop) แต่ขณะที่สภาวะของหน่วยแรงขณะเพิ่มน้ำหนักกระทำเคลื่อนที่เข้าใกล้สภาวะหน่วยแรงสูงสุดที่มวลดินเคยได้รับ (maximum past pressure) ค่าความชันของ recompression line จะมีค่ามากกว่าความชันของ swelling line ที่ ξ , ค่าเดียวกัน

ด้วยข้อมูลดังกล่าวหากตั้งสมมติฐานให้พฤติกรรมในเชิงปริมาตรของดินเหนียวมีลักษณะเหมือนกันทั้งจากการทดสอบแบบ hydrostatic และแบบ K_0 จะสามารถกำหนดค่า tangential bulk modulus ได้ดังสมการที่ 4.12

$$K = \frac{1 + e_0}{\kappa_0 (1 + \delta)} \cdot \bar{\sigma} \quad (4.12)$$

$$\delta = Cn(\ln \xi)^{n-1} \quad (4.13)$$

โดย e_0 คือ ค่าอัตราส่วนช่องว่าง (void ratio) ที่สภาวะอ้างอิง (สภาวะของหน่วยแรงบน virgin consolidation line; VCL ที่ค่าของหน่วยแรงเท่ากับ 1 หน่วย)

κ_0 คือ ค่าความชันของ swelling line ณ จุดเริ่มต้นของการลดน้ำหนักกระทำในความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนช่องว่างกับลอการิทึมธรรมชาติของหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ย ($e - \ln \bar{\sigma}$) โดยค่า κ_0 นี้สามารถหาได้จากการทดสอบที่เกี่ยวข้องกับการวัดความเร็วของคลื่นอีลาสติกในการแพร่ผ่าน ดินเหนียว (velocity of elastic wave propagation) เช่น การทดสอบ cross-hole, down-hole หรือ resonant column

C, n คือ พารามิเตอร์ที่เป็นค่าคงที่สำหรับดินเหนียวแต่ละแหล่ง

ความสัมพันธ์ในสมการที่ 4.12 และ 4.13 สามารถแสดงพฤติกรรมแบบ Normalisable ในกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง e กับ $\ln \bar{\sigma}$ กล่าวคือ swelling line ที่เกิดจากการลดน้ำหนักกระทำจะขนานกันหมดไม่ว่าจะลดน้ำหนักกระทำจากหน่วยแรงค่าใดบน VCL และความสัมพันธ์ดังกล่าวจะลดรูปลงเหมือนที่ใช้ในแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC และแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E1 เมื่อ $\delta = 0$ และเพื่อเพิ่มความยืดหยุ่นในการแสดงพฤติกรรมของดินเหนียวทั่วไป พารามิเตอร์ C, n จึงถูกนำมาใช้ในการแสดงค่า δ เพื่อให้สามารถกำหนดรูปแบบของ swelling line ที่หลากหลายมากขึ้นดังแสดงในรูปที่ 4.8

อย่างไรก็ตามหากพิจารณาพฤติกรรมของดินเหนียวขณะทำการเฉือนแบบไม่ระบายน้ำที่มีความเครียดเชิงปริมาตรคงที่ตลอดเวลา ($\dot{\epsilon} = 0$) ด้วยแบบจำลองความเค้น-ความเครียดที่แสดงพฤติกรรมแบบ Perfectly hysteretic ซึ่งมีสมมติฐานตามสมการที่ 2.19 และ 2.20 จะสังเกตได้ว่าในระหว่างทำการเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ หน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ยจะมีค่าคงที่ ($\dot{\sigma} = 0$) ทำให้ความสัมพันธ์ของโมดูลัส K ในสมการที่ 4.12 มีค่าคงที่โดยตลอดและไม่สามารถแสดงพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นที่พบในดินเหนียวทั่วไปได้ ด้วยเหตุนี้จึงจำเป็นต้องปรับปรุงความสัมพันธ์ของตัวแปร δ ให้สามารถพิจารณาผลเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงสัดส่วนของหน่วยแรง ($\eta = \frac{s}{\bar{\sigma}}$) ณ ขณะใดซึ่งสามารถทำได้โดยการกำหนดตัวแปร ξ ดังแสดงในสมการที่ 4.14

$$\xi_s = \left\{ (\eta - \eta_{rev}) : (\eta - \eta_{rev}) \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (4.14)$$

โดย η_{rev} คือ สัดส่วนของหน่วยแรงที่จุดวกกลับของความเค้น

จากสมการที่ 4.14 ทำให้สามารถกำหนดตัวแปร δ ได้ดังแสดงในสมการที่ 4.15

$$\delta = Cn(\ln \xi + \omega \xi_s)^{n-1} \quad (4.15)$$

โดย ω คือ พารามิเตอร์ที่เป็นค่าคงที่ของดินเหนียวในแต่ละแหล่งซึ่งทำหน้าที่กำหนดพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นในช่วงต้นของการเฉือนแบบไม่ระบายน้ำที่มีความเครียดต่ำมาก (small strain)

ผลกระทบจากการเปลี่ยนแปลงค่า ω ที่มีต่อความสัมพันธ์ระหว่าง secant shear modulus กับความเครียดที่คาดคะเนด้วยแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 แสดงไว้ในรูปที่ 4.9 ซึ่งเป็นที่น่าสังเกตว่าแม้ ω จะมีค่าน้อยมากเช่นเมื่อ $\omega = 0.001$ แบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 ก็ยังสามารถแสดงพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นที่ความเครียดต่ำๆ ขณะที่การเฉือนแบบไม่ระบายน้ำได้ และด้วยการเปลี่ยนแปลงตัวแปร δ ในลักษณะนี้ทำให้โมดูลัส K ซึ่งเป็นฟังก์ชันของทั้ง ξ และ ξ_s ไม่สามารถใช้สมมติฐานที่กำหนดให้พฤติกรรมในเชิงปริมาตรขณะลดน้ำหนักกระทำแบบ hydrostatic และแบบ K_0 มีลักษณะเหมือนกันได้อีกต่อไป ดังแสดงในรูปที่ 4.10 ซึ่งเปรียบเทียบพฤติกรรมขณะลดน้ำหนักกระทำแบบ hydrostatic และแบบ K_0 โดยแปรเปลี่ยนค่า ω หลายค่า แต่จากรูปที่ 4.10 หากพิจารณาค่า ω ในช่วง $\omega < 1.0$ จะพบว่าพฤติกรรมในเชิงปริมาตรขณะลดน้ำหนักกระทำแบบ hydrostatic และแบบ K_0 มีความใกล้เคียงกัน จึงสามารถสรุปได้ว่าสำหรับ ω ที่มีค่าน้อยๆ แบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 จะคาดคะเนพฤติกรรมขณะลดน้ำหนักกระทำโดยไม่ขึ้นอยู่กับสัดส่วนของหน่วยแรง (stress ratio)

จากที่กล่าวมาเป็นการพิจารณาแบบจำลองความเค้น-ความเครียดแบบ Perfectly hysteretic เฉพาะการแสดงพฤติกรรมในเชิงปริมาตรขณะอัดตัวคายน้ำ และพฤติกรรมขณะเฉือนแบบไม่ระบายน้ำซึ่งภายใต้สภาพดังกล่าวสามารถแยกความแตกต่างระหว่างสภาวะการเพิ่มน้ำหนักระทำการลดน้ำหนักระทำได้ค่อนข้างชัดเจนจากเครื่องหมายของ $\dot{\sigma}$ และ $\dot{\epsilon}$ แต่ในสภาพการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงในการทดสอบแบบอื่นมักจะไม่สามารถกำหนดสภาวะดังกล่าวได้โดยง่าย ซึ่ง plasticity theory ทั่วไปจะกำหนดทิศทางของการเพิ่มน้ำหนักระทำการ (direction of loading) โดยพิจารณาจากเฉพาะสภาวะของหน่วยแรงขณะนั้นที่อยู่บน Yield surface และจะไม่นำไปถึงทิศทางของอัตราการผลิตหน่วยแรง ($\dot{\sigma}$)

สำหรับแบบจำลองความเค้น-ความเครียดแบบ Perfectly hysteretic ที่มีอัตราการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงประสิทธิผลกับอัตราการเปลี่ยนแปลงความเครียดเป็นสัดส่วนกันตามสมการที่ 2.19 และ 2.20 การกำหนดจุดดวกกลับของความเค้นอาจทำได้เพียงวิธีเดียวด้วยการพิจารณาจากเครื่องหมายของอัตราการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงประสิทธิผล (หรืออัตราการเปลี่ยนแปลงความเครียด) ดังนั้นหากกำหนดเพียงสถานะของหน่วยแรงปัจจุบันกับสถานะของหน่วยแรงที่จุดดวกกลับของความเค้นเท่านั้นจะทำให้ไม่สามารถแยกแยะได้เลยว่าสถานะของหน่วยแรงในขณะนั้นเป็นแบบเพิ่มหรือลดน้ำหนักกระทำจึงจำเป็นต้องใช้ทิศทางของอัตราการเปลี่ยนแปลงความเครียด (direction of strain rate) ที่กระทำ ณ สถานะของหน่วยแรงปัจจุบันเป็นเครื่องมือในการกำหนดสถานะของหน่วยแรงที่จุดดวกกลับของความเค้น ซึ่งสามารถทำได้ด้วยการกำหนดพารามิเตอร์ χ (strain amplitude) ที่สามารถแสดงประวัติศาสตร์ของความเครียดที่ดินเคยได้รับอ้างอิงกับสถานะของความเครียดที่จุดดวกกลับของความเค้น และใช้อัตราการเปลี่ยนแปลงของ strain amplitude ($\dot{\chi}$) ในการแยกแยะสถานะทั้งสองดังกล่าวข้างต้น ซึ่งความสัมพันธ์ของพารามิเตอร์ χ และ $\dot{\chi}$ ได้แสดงไว้ในสมการที่ 4.16 และ 4.17 ตามลำดับ โดย χ จะถูกควบคุมด้วยอัตราการเปลี่ยนแปลงของความเครียดในเชิงปริมาตร ทั้งนี้มาจากการสังเกตพฤติกรรมของดินเหนียวในสภาพอัดแน่นมากกว่าปกติขณะเริ่มต้นเฉือนแบบไม่ระบายน้ำซึ่งมักจะมี ความแข็งค่อนข้างมากทำให้พฤติกรรมในเชิงส่วนเบี่ยงเบนมีอิทธิพลกับการเปลี่ยนแปลงสถานะของหน่วยแรงมากกว่าพฤติกรรมในเชิงปริมาตร ดังนั้นสำหรับการเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ ($\dot{\epsilon} = 0$) พารามิเตอร์ χ จึงถูกกำหนดด้วยพฤติกรรมในเชิงส่วนเบี่ยงเบนดังแสดงในสมการที่ 4.16 นั้นเอง

$$\chi = \begin{cases} \Delta I_{\epsilon} & \text{เมื่อ } \dot{\epsilon} \neq 0 \\ (\Delta I_{\epsilon} : \Delta I_{\epsilon})^{1/2} & \text{เมื่อ } \dot{\epsilon} = 0 \end{cases} \quad (4.16)$$

$$\dot{\chi} = \chi^{t+\Delta t} - \chi^t = \begin{cases} > 0 & \text{Loading} \\ \leq 0 & \text{Unloading} \end{cases} \quad (4.17)$$

โดย ΔI_{ϵ} คือ ค่าความเครียด ณ สถานะปัจจุบันเทียบกับสถานะที่จุดดวกกลับของความเค้นในรูปปริมาณเชิงเทนเซอร์ ($\Delta I_{\epsilon} = \epsilon - \epsilon_{rev}$)

ΔI_{ϵ} คือ องค์ประกอบในเชิงปริมาตรของ ΔI_{ϵ}

ΔI_{ϵ} คือ องค์ประกอบในเชิงส่วนเบี่ยงเบนของ ΔI_{ϵ}

จากสมการที่ 4.16 จะสังเกตได้ว่าพารามิเตอร์ χ ถูกควบคุมด้วยความเครียดในเชิงปริมาตรเป็นสำคัญซึ่งชี้ให้เห็นว่าแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 ใช้ความเครียดในเชิงปริมาตรเป็นตัวกำหนดพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นของดินเหนียว

4.1 รูปร่างและสมการ Bounding surface ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3

รูปร่างและสมการ Bounding Surface ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 ได้รับการพัฒนาและเปลี่ยนแปลงจากรูปร่างและสมการ Yield Surface ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC ซึ่งมีลักษณะการจัดวางแกนของ Yield surface ตาม hydrostatic axis ($\bar{\sigma}_v = \bar{\sigma}_h$) มาสู่การจัดวางแกนของ Yield surface ตาม Anisotropic Consolidation line ดังแสดงในรูปที่ 4.11ก เนื่องมาจากข้อมูลที่ได้จากการทดสอบในระยะหลังของผู้ที่ทำการศึกษาวิจัยหารูปร่าง Yield surface ของดินเหนียวจากหลายแหล่งซึ่งมีข้อสรุปที่มีแนวโน้มไปในทางเดียวกัน กล่าวคือแกน Yield surface สำหรับดินเหนียวทั่วไปควรจะมียกทิศทางในแนว K_0 -Consolidation line เนื่องจากการตกตะกอนก่อตัว (Deposition) และการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation) ของดินเหนียวตามสภาพธรรมชาติมักจะอยู่ภายใต้สภาพ K_0 (สภาพของการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงประสิทธิผลทั้งแนวตั้งและแนวราบที่ทำให้เกิดความเครียดเฉพาะในแนวตั้งและมีความเครียดในแนวราบเป็นศูนย์โดยตลอด) ส่งผลให้โครงสร้างการจัดเรียงตัวและคุณสมบัติของดินเหนียวในธรรมชาติส่วนใหญ่อยู่ในสภาพ Anisotropic ด้วยเหตุนี้ลักษณะการจัดวางแกน Yield surface ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC จึงไม่เหมาะสมและไม่สามารถเป็นตัวแทนในการแสดงพฤติกรรมของดินเหนียวทั่วไปได้โดยจะสามารถแสดงเพียงพฤติกรรมของดินเหนียวที่ผ่านการอัดตัวคายน้ำแบบเท่ากันทุกทิศทาง (Isotropic consolidation) เท่านั้น

การเปลี่ยนแปลงลักษณะการจัดวางแกน Bounding surface ที่ใช้ในแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 ทำโดยกำหนดทิศทางของแกนให้อยู่ในแนว K_0 -Consolidation line ด้วยเทนเซอร์ β ในมิติ (space) ของหน่วยแรงประสิทธิผล ($s, \bar{\sigma}$) ตามสมการที่ 4.18

$$\beta = I + b \quad (4.18)$$

โดย β คือ เทนเซอร์กำหนดทิศทางของ Bounding surface

I คือ เทนเซอร์ 1 หน่วยซึ่งเป็นองค์ประกอบในเชิงปริมาตรของ β

b คือ เทนเซอร์ซึ่งเป็นองค์ประกอบในเชิงส่วนเบี่ยงเบนของ β

* เนื่องจาก I เป็นเทนเซอร์ 1 หน่วย ดังนั้น b จึงให้ความหมายในเชิงทิศทางที่เหมือน β

ผลการเปลี่ยนแปลงการจัดวางแกน Bounding surface ให้อยู่ในทิศทาง β ทำให้รูปร่าง และสมการ Bounding surface ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 มีคุณสมบัติ ดังต่อไปนี้

- Bounding surface ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 จะมีรูปร่างเป็นวงรีบิด (Distorted ellipsoid) ในมิติของ $(s, \bar{\sigma})$ โดยมีแกนของ Bounding surface วางตัวอยู่ตามแนว K_0 - Consolidation line
- การตัดกันระหว่าง Bounding surface กับ Deviatoric subspace ใดๆ เช่น ระนาบ $x-x'$ ในรูปที่ 4.11ก จะปรากฏรูปร่างเป็นเส้นโค้งปิดบนระนาบที่พิจารณา ดังแสดงในรูปที่ 4.11ข โดยมีจุดศูนย์กลางเป็นจุดตัดระหว่างแกนของ Bounding surface กับ Deviatoric subspace นั้นๆ (จุด c ในรูปที่ 4.11ข)
- สมการ Bounding surface สามารถเขียนได้ดังสมการที่ 4.19

$$F(\bar{\sigma}, s, \bar{\alpha}, b) = (s - \bar{\sigma} b) : (s - \bar{\sigma} b) - c^2 \bar{\sigma} (2\bar{\alpha} - \bar{\sigma}) \quad (4.19)$$

โดย s คือ Deviatoric stress tensor

$\bar{\sigma}$ คือ หน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ย (Mean effective stress)

$\bar{\alpha}$ คือ ตัวแปรที่ทำหน้าที่กำหนดขนาดของ Bounding surface

b คือ เทนเซอร์ที่ทำหน้าที่กำหนดทิศทางการจัดวางแกนของ Bounding surface

c คือ ค่าคงที่ที่กำหนดสัดส่วนแกนรองของ Bounding surface ดังแสดงในรูปที่ 4.11

- สภาวะหน่วยแรงของมวลดินในสภาพอัดแน่นปกติ (Normally consolidated) ขณะทำการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation) ตามทิศทาง β จะอยู่ที่ตำแหน่งปลายของ Bounding surface และมีค่าของ s และ $\bar{\sigma}$ ดังแสดงในสมการที่ 4.20ก และ 4.20ข

$$s = 2\bar{\alpha} b \quad (4.20ก)$$

$$\bar{\sigma} = 2\bar{\alpha} \quad (4.20ข)$$

- รูปร่าง Bounding surface ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 จะเหมือนรูปร่าง Yield surface ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC ในกรณีที่ $\tilde{b} = 0$ ($\tilde{\beta} = \tilde{I}$) นั่นคืออยู่ในสภาพการอัดตัวคายนํ้าแบบเท่ากันทุกทิศทาง (Isotropic consolidation) นั่นเอง
- สมการ Bounding surface ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 ไม่ได้ขึ้นอยู่กับตัวแปรที่เป็น stress invariant เพียงอย่างเดียวเนื่องจากมีเทนเซอร์ \tilde{b} เป็นตัวกำหนดสถานะ Anisotropic และเนื่องจาก \tilde{b} ทำให้แบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 มีความสามารถในการจำลองพฤติกรรมแบบ Anisotropic จึงเรียก \tilde{b} อีกชื่อหนึ่งได้ว่า “Anisotropy tensor”
- \tilde{Q} เป็นเกรเดียนท์ (Gradient) ณ สภาวะหน่วยแรงใดๆบน Bounding surface ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 ซึ่งมีทิศทางตั้งฉากกับ Bounding surface ณ จุดนั้นดังแสดงในรูปที่ 4.12 และมีองค์ประกอบในเชิงปริมาตร และองค์ประกอบในเชิงส่วนเบี่ยงเบนดังแสดงในสมการที่ 4.21ก และ 4.21ข ตามลำดับ

$$\tilde{Q} = 2c^2(\tilde{\sigma} - \tilde{\alpha}) - 2(\tilde{s} - \tilde{\sigma} \tilde{b}) : \tilde{b} \quad (4.21ก)$$

$$\tilde{Q}' = 2(\tilde{s} - \tilde{\sigma} \tilde{b}) \quad (4.21ข)$$

จะสังเกตได้ว่าค่าของ \tilde{Q}' ดังแสดงในสมการที่ 4.21ข จะมีค่าเป็นศูนย์ที่ตำแหน่งปลายของ Bounding surface (เนื่องจาก \tilde{s} มีค่าเท่ากับ $\tilde{\sigma} \tilde{b}$) แสดงว่าเกรเดียนท์ \tilde{Q} ที่ตำแหน่งปลายของ Bounding surface จะมีค่าเฉพาะในแกนเชิงปริมาตร (volumetric axis) ทำให้มีทิศทางขนานกับแกนของ $\tilde{\sigma}$ (Isotropic or mean effective stress axis)

หลังจากแนวความคิดเรื่องการจัดวางแกน Yield surface ในทิศทาง Anisotropic consolidation line เป็นที่ยอมรับได้มีสมมติฐานมากมายเกี่ยวกับการเปลี่ยนแปลงรูปร่างและทิศทางการวางตัวของ Yield surface โดยมีการเสนอให้ Yield surface มีการวางตัวอยู่ในทิศทางเดิมตลอดเวลาแต่สามารถเปลี่ยนแปลงขนาดได้ด้วยกระบวนการเกิด Hardening แบบ Isotropic เท่านั้น แต่แนวคิดดังกล่าวไม่เป็นที่ยอมรับเนื่องจาก ณ สภาวะหน่วยแรงอื่นที่ไม่ใช่ K_0 -Normally Consolidated เช่น สภาวะหน่วยแรงภายหลังการลดแรงกระทำ (Unloading) หรือการเฉือน (Shearing) ในสภาพต่างๆที่ส่งผลให้สัดส่วนของหน่วยแรง (Stress ratio) เปลี่ยนแปลงไปจากสภาพเริ่มต้น K_0 -Normally Consolidated ควรจะมี Yield surface ที่มีขนาดและทิศทางการ

วางตัวที่แตกต่างกันไป ดังนั้น Yield surface ที่สามารถเปลี่ยนแปลงขนาดและทิศทางการวางตัวให้เหมาะสมกับสภาวะหน่วยแรงขณะใดๆ ได้จึงน่าจะมีความเหมาะสมมากกว่า

4.2 การเปลี่ยนรูปตัวแปรที่ใช้ในแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3

ในการอธิบายแนวคิดตาม plasticity theory ที่ต่อไปจะเกี่ยวข้องกับปริมาณในเชิงเทนเซอร์ (tensorial space) เช่น ปริมาณในเชิงเทนเซอร์ของหน่วยแรงประสิทธิผล ($\bar{\sigma}$), ความเครียด ($\underline{\varepsilon}$), เกรเดียนท์ของ Yield surface (Q), ทิศทางการเกิดความเครียดพลาสติก (P), ทิศทางการวางตัวของ Yield surface (β) เป็นต้น เนื่องจากปริมาณในเชิงเทนเซอร์มีความซับซ้อนและยากในการคำนวณ ดังนั้นเพื่อความสะดวกจึงมีการเสนอวิธีในการเปลี่ยนรูปตัวแปรที่เป็นเทนเซอร์ให้อยู่ในรูปองค์ประกอบของเทนเซอร์ในเชิงปริมาตร และในเชิงส่วนเบี่ยงเบนดังแสดงในตารางที่ 4.1 โดยแต่ละเทนเซอร์จะประกอบด้วยองค์ประกอบในเชิงปริมาตร 1 ค่าคือ $\bar{\sigma}$, ε , Q , P , 1 ตามลำดับ และองค์ประกอบในเชิงส่วนเบี่ยงเบนอีกเทนเซอร์ละ 5 ค่า เช่น $s(1), s(2), s(3), s(4)$ และ $s(5)$ เป็นองค์ประกอบในเชิงส่วนเบี่ยงเบนของเทนเซอร์ของหน่วยแรงประสิทธิผล ($\bar{\sigma}$) เป็นต้น โดยประโยชน์ที่ได้รับจากการเปลี่ยนรูปตัวแปรดังกล่าวมีดังต่อไปนี้

1. ความสัมพันธ์ระหว่างตัวแปรที่อยู่ในรูปเทนเซอร์ในสมการต่างๆ ที่แสดงในบทที่ 2 และ 3 สามารถแสดงได้ด้วยตัวแปรที่เปลี่ยนรูปแล้วซึ่งทำให้ง่ายต่อการทำความเข้าใจ และการเขียนเป็นภาษาทางคอมพิวเตอร์เพื่อใช้ในการคำนวณดังตัวอย่างที่จะแสดงต่อไปนี้

$$\underline{s} : \underline{s} = \sum_{i=1}^5 [s(i)]^2 \quad (4.22)$$

$$(\underline{s} - \bar{\sigma} \underline{b}) : (\underline{s} - \bar{\sigma} \underline{b}) = \sum_{i=1}^5 [s(i) - \bar{\sigma} b(i)]^2 \quad (4.23)$$

$$\underline{Q}' : \underline{\dot{\varepsilon}} = \sum_{i=1}^5 Q(i) \dot{\varepsilon}(i) \quad (4.24)$$

$$\underline{Q}' : \underline{\dot{s}} = \sum_{i=1}^5 Q(i) \dot{s}(i) \quad (4.25)$$

$$\underline{P}' : \underline{Q}' = \sum_{i=1}^5 P(i) Q(i) \quad (4.26)$$

$$Q(i) = \frac{\partial F}{\partial s(i)} \quad (4.27)$$

$$\dot{\varepsilon}(i) = \dot{\varepsilon}^e(i) + \dot{\varepsilon}^p(i) \quad (4.28)$$

$$\dot{\varepsilon}^p(i) = \dot{\Lambda} P(i) \quad (4.29)$$

$$\dot{b}(i) = \psi_0 < r_x > \left\{ \frac{1}{\alpha} [s(i) - \bar{\sigma}b(i)] \right\} \dot{\epsilon}^P \quad (4.30)$$

2. สภาวะของหน่วยแรงที่พิจารณาในการวิเคราะห์โดยทั่วไปมักจะเกี่ยวข้องกับมิติที่สามารถลดรูปของตัวแปรในรูปเทนเซอร์ลงได้หากแสดงเทนเซอร์ในรูปตัวแปรที่เปลี่ยนรูปแล้ว เช่น

● สภาวะของหน่วยแรงขณะทดสอบ Triaxial สามารถแสดงค่าในรูปตัวแปรที่เปลี่ยนรูปแล้วในระนาบ 2 มิติ $(\bar{\sigma}, s(1))$ เนื่องจาก $\bar{\sigma}_{xx} = \bar{\sigma}_{zz} = \bar{\sigma}_h = \bar{\sigma}_c$ และ $\bar{\sigma}_{xy} = \bar{\sigma}_{yz} = \bar{\sigma}_{zx} = 0$ ทำให้ $s(2) = s(3) = s(4) = s(5) = 0$ จะสังเกตว่าในกรณีนี้สมการ Bounding surface ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 จะลดรูปลงดังแสดงในสมการที่ 4.31

$$F = [s(1) - \bar{\sigma}b(1)]^2 - c^2 \bar{\sigma} (2\bar{\alpha} - \bar{\sigma}) = 0 \quad (4.31)$$

โดย $\bar{\sigma} = \left(\frac{\bar{\sigma}_v + 2\bar{\sigma}_h}{3} \right)$, $s(1) = \frac{2}{\sqrt{6}} (\bar{\sigma}_v - \bar{\sigma}_h)$ และ Bounding surface จะมีรูปร่างเป็นวงรีปิดในมิติ $(\bar{\sigma}, s(1))$ ดังแสดงในรูปที่ 4.13

- สภาวะของหน่วยแรงในการทดสอบ True triaxial สามารถแสดงค่าใน 3 มิติ $(\bar{\sigma}, s(1), s(2))$ เนื่องจาก $\bar{\sigma}_{xx} \neq \bar{\sigma}_{yy} \neq \bar{\sigma}_{zz}$ และ $\bar{\sigma}_{xy} = \bar{\sigma}_{yz} = \bar{\sigma}_{zx} = 0$ ทำให้ $s(3) = s(4) = s(5) = 0$
- สภาวะของหน่วยแรงในการทดสอบ Direct simple shear สามารถแสดงค่าใน 4 มิติ $(\bar{\sigma}, s(1), s(2), s(3))$ เนื่องจาก $\bar{\sigma}_{yz} = \bar{\sigma}_{zx} = 0$ ทำให้ $s(4) = s(5) = 0$ เป็นต้น

4.3 เงื่อนไขการวิบัติ (Failure criterion) สำหรับแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3

สภาพการวิบัติ ณ สภาวะวิกฤติ (Critical state) ตามทฤษฎี Critical state soil mechanic (CSSM) ที่คาดคะเนโดยแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 กำหนดโดยพื้นผิวรูปทรงกรวยของสภาวะวิกฤติ (Critical state cone ; CSC) ซึ่งมีจุดยอดของกรวยอยู่ที่จุดกำเนิด และมีแกนวางตัวอยู่ในทิศทางที่กำหนดด้วยเทนเซอร์ $\dot{\epsilon}$ ดังแสดงในรูปที่ 4.11 โดย CSC ที่ใช้นี้ปรับปรุงมาจาก CSC ที่ใช้ในแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC ซึ่งมีแกนวางตัวอยู่คงที่

ตาม Isotropic axis ทำให้มีข้อจำกัดด้านการคาดคะเนพฤติกรรมแบบ Anisotropic ดังที่ได้กล่าวถึงในหัวข้อ 4.1

สมการ CSC ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC แสดงไว้ในสมการที่ 4.32

$$h(\bar{\sigma}, s) = s : s - k^2 \bar{\sigma}^2 = 0 \quad (4.32)$$

โดย k คือ ค่าคงที่ที่กำหนดกำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวมีค่าเท่ากับ

$$\sqrt{\frac{2}{3}} \left(\frac{\sin \phi_{TC}}{3 + \sin \phi_{TC}} \right)$$

ด้วยการเปลี่ยนรูปตัวแปรดังที่ได้กล่าวถึงในหัวข้อที่ 4.2 ทำให้สมการที่ 4.32 สามารถเปลี่ยนรูปได้ดังแสดงในสมการที่ 4.33

$$h = \sum_{i=1}^5 [s(i)]^2 - k^2 \bar{\sigma}^2 = 0 \quad (4.33)$$

และในกรณีที่พิจารณาเฉพาะสภาวะของหน่วยแรงขณะทดสอบ Triaxial สมการที่ 4.33 จะสามารถลดรูปลงได้ดังแสดงในสมการที่ 4.34

$$h = [s(I)]^2 - k^2 \bar{\sigma}^2 = 0 \quad (4.34)$$

นั่นคือสมการที่ 4.34 แสดงความสัมพันธ์ของเส้นตรง 2 เส้นที่เกิดจากการตัดกันของ CSC กับระนาบ 2 มิติ $(\bar{\sigma}, s(I))$ ด้วยความชัน $\pm k$ ซึ่งเป็นความชันของเส้นตรงที่แสดงความสัมพันธ์ของหน่วยแรงที่อยู่ในสภาวะวิกฤติ (Critical state line ; CSL) ขณะทดสอบ Triaxial compression และ Triaxial extension ตามลำดับ การที่ CSL ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC มีความชันเท่ากันในการคาดคะเนพฤติกรรมของดินเหนียวขณะทำการทดสอบ Triaxial compression และ Triaxial extension แสดงให้เห็นว่าเงื่อนไขการวิบัติที่ใช้ในแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC เป็นแบบ Isotropic ซึ่งไม่เพียงพอในการคาดคะเนพฤติกรรมการวิบัติของดินเหนียวตามธรรมชาติ ดังนั้นการใช้เทนเซอร์ ξ เป็นเครื่องช่วยกำหนดทิศทางการวางตัวของ CSC ดังที่แสดงในสมการที่ 4.35 จึงเป็นสิ่งจำเป็นสำหรับการสร้างเงื่อนไขการวิบัติที่มีความยืดหยุ่น และสามารถแสดงพฤติกรรมได้ใกล้เคียงความจริงมากขึ้น

$$h = (s - \bar{\sigma} \xi) : (s - \bar{\sigma} \xi) - k^2 \bar{\sigma}^2 = 0 \quad (4.35)$$

โดย ξ คือ เทนเซอร์ที่ทำหน้าที่กำหนดทิศทางทางการจัดวางแกนของ CSC

โดย ξ มีความหมายในลักษณะที่คล้ายกับเทนเซอร์ b ต่างกันตรงที่เทนเซอร์ ξ แสดงคุณสมบัติเฉพาะตัวของดินเหนียวในแต่ละแหล่ง โดยจะไม่เปลี่ยนแปลงหรือขึ้นอยู่กับประวัติศาสตร์ของความเค้น, ความเครียด หรือสภาพของหน่วยแรงกระทำขณะใดๆ เหมือนกรณีของเทนเซอร์ b (ξ สามารถเปลี่ยนรูปได้เป็น $\xi(i)$ ตามวิธีในหัวข้อที่ 4.2)

การกำหนด CSC ตามสมการที่ 4.35 ด้วยการเสนอเทนเซอร์ ξ ในการควบคุมคุณสมบัติด้านการวิบัติจำเป็นอย่างยิ่งที่จะต้องหาเทนเซอร์ ξ ที่ถูกต้องและเป็นคุณสมบัติเฉพาะตัวของดินเหนียวในแต่ละแหล่ง แต่เนื่องจากการหาค่าพารามิเตอร์ $\xi(i)$ เมื่อ $i \neq 1$ มีความจำเป็นต้องทำการทดสอบที่ยุ่งยาก เช่นการทดสอบ Plane strain, Direct simple shear หรือ True triaxial เป็นต้น ซึ่งโดยทั่วไปไม่นิยมทำกันและที่สำคัญคือข้อมูลจากการทดสอบหากำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวด้วยการทดสอบที่ยุ่งยากเหล่านี้ยังไม่เป็นที่น่าเชื่อถือ ดังนั้นแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 จึงตั้งสมมติฐานให้ค่ามุมเสียดทาน(friction angle) จากการทดสอบ Triaxial compression ($\bar{\phi}_{TC}$) และ Triaxial extension ($\bar{\phi}_{TE}$) ที่ความเครียดประมาณ 10% (large strain) เป็นพารามิเตอร์ที่กำหนดคุณสมบัติของเทนเซอร์ ξ

ด้วยเหตุที่มุมเสียดทานทั้งสองเป็นพารามิเตอร์ที่แสดงความสัมพันธ์ขณะเกิดสภาวะวิบัติในระนาบ 2 มิติของการทดสอบ Triaxial เท่านั้นจึงทำให้ $\xi(i)$ มีค่าเฉพาะเมื่อ $i = 1$ และมีค่าเท่ากับศูนย์เมื่อ $i = 2, 3, 4, 5$ ดังนั้นความสามารถในการควบคุมพฤติกรรมขณะเกิดสภาวะวิบัติของเทนเซอร์ ξ จึงมีข้อจำกัดในการใช้งานและมีความจำเป็นที่จะต้องทำการทดสอบเพื่อหาข้อมูลที่จำเป็นในการกำหนดเทนเซอร์ ξ ให้สามารถแสดงพฤติกรรมได้ถูกต้องแม่นยำยิ่งขึ้นต่อไปด้วยการทดสอบที่กล่าวถึงข้างต้น

ในกรณีที่พิจารณาเฉพาะสภาวะของหน่วยแรงขณะทดสอบ Triaxial สมการที่ 4.35 สามารถลดรูปลงได้ดังแสดงในสมการที่ 4.36

$$h = [s(1) - \bar{\sigma} \xi(1)]^2 - k^2 \bar{\sigma}^2 = 0 \quad (4.36)$$

$$\text{โดย } \xi(1) = \frac{1}{2} (C_C - C_E)$$

$$k = \frac{1}{2}(C_C + C_E)$$

$$C_C = \sqrt{\frac{2}{3}} \left(\frac{6 \sin \bar{\phi}_{TC}}{3 - \sin \bar{\phi}_{TC}} \right)$$

$$C_E = \sqrt{\frac{2}{3}} \left(\frac{6 \sin \bar{\phi}_{TE}}{3 + \sin \bar{\phi}_{TE}} \right)$$

นั่นคือสมการที่ 4.36 แสดงความสัมพันธ์ของเส้นตรง 2 เส้นที่เกิดจากการตัดกันของ CSC กับระนาบ 2 มิติ ($\bar{\sigma}, s(I)$) ด้วยความชัน $\xi(I) + k$ และ $\xi(I) - k$ ซึ่งเป็นความชันของเส้นตรงที่แสดงความสัมพันธ์ของหน่วยแรงที่อยู่ในสภาวะวิกฤติ (Critical state line ; CSL) ขณะทดสอบ Triaxial compression และ Triaxial extension ตามลำดับ เป็นที่น่าสังเกตว่า CSC ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 จะมีรูปร่างเหมือนของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC เมื่อ $\bar{\phi}_{TC} = \bar{\phi}_{TE}$ ซึ่งจะทำให้ $C_C = C_E = k$ และ $\xi(I) = 0$

พฤติกรรมแบบ Strain softening ที่เกิดกับดินเหนียวในสภาพอัดแน่นปกติภายใต้สภาพ K_0 หลังจากกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำถึงจุดสูงสุด (Peak undrained shear strength) ในการทดสอบ Triaxial compression เป็นพฤติกรรมที่มีความสำคัญและเป็นข้อจำกัดหนึ่งของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC ซึ่งได้รับการปรับปรุงแก้ไขในแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E1 โดยการกำหนดพื้นผิวรูปทรงกรวยของกำลังรับแรงเฉือนสูงสุด (Peak strength cone ; PSC) ที่มีรูปร่างและสมการเหมือน CSC ดังที่ได้กล่าวถึงข้างต้น แตกต่างกันตรงที่พารามิเตอร์ k และ $\xi(I)$ จะกำหนดด้วยมุมเสียดทาน θ ตำแหน่งที่กำลังรับแรงเฉือนมีค่าสูงสุดขณะทดสอบ Triaxial compression ($\bar{\phi}_{TC}^P$) และ Triaxial extension ($\bar{\phi}_{TE}^P$) ซึ่งการกำหนดเช่นนี้ทำให้สามารถแบ่งบริเวณในมิติของหน่วยแรงประสิทธิภาพผลออกเป็น 3 บริเวณดังแสดงในรูปที่ 4.14 ซึ่งมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

1. บริเวณที่สภาวะของหน่วยแรงประสิทธิภาพผลอยู่ใน PSC ซึ่งพฤติกรรมขณะรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำในช่วงนี้จะเป็นแบบ Strain hardening (Yield surface มีการขยายตัว) เป็นช่วงก่อนถึงตำแหน่งกำลังรับแรงเฉือนสูงสุด
2. บริเวณที่สภาวะของหน่วยแรงประสิทธิภาพผลอยู่ระหว่าง PSC กับ CSC ซึ่งพฤติกรรมขณะรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำในช่วงนี้จะเป็นแบบ Strain softening (Yield surface มีการหดตัว) เป็นช่วงก่อนหลังจากกำลังรับแรงเฉือนถึงจุดสูงสุด
3. บริเวณที่สภาวะของหน่วยแรงประสิทธิภาพผลอยู่นอก CSC ซึ่งเป็นบริเวณที่ไม่สามารถมีสภาวะของหน่วยแรงประสิทธิภาพผลได้อยู่ได้

รูปที่ 4.14 ข แสดงเส้นโค้งปิดที่เกิดจากการตัดกันของพื้นผิวทั้ง 3 คือ Yield surface, Critical state cone และ Peak strength cone กับระนาบ x-x บน Deviatoric subspace ที่ตั้งฉากกับแกน $\bar{\sigma}$ ณ จุด P ซึ่งแสดงสถานะของหน่วยแรงประสิทธิผลที่พิจารณา จะสังเกตว่า CSC และ PSC สัมผัสกันที่จุด A นั่นคือแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E1 จะไม่แสดงพฤติกรรมแบบ strain softening ในการทดสอบ Triaxial extension แบบไม่ระบายน้ำ ($\bar{\phi}_{TE}^p = \bar{\phi}_{TE}$) เนื่องจากเป็นพฤติกรรมจริงที่ได้จากการทดสอบดินเหนียวโดยทั่วไป

แต่จากการศึกษาในระยะต่อมาทำให้ทราบว่ามุมเสียดทาน ณ ตำแหน่งที่กำลังรับแรงเฉือนมีค่าสูงสุด ($\bar{\phi}^p$) ไม่ได้เป็นคุณสมบัติเฉพาะตัว (Constant material properties) ของดินเหนียวแต่กลับขึ้นอยู่กับสถานะหน่วยแรงของการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation stress state), อัตราในการเฉือน (Rate of shearing) และประวัติศาสตร์ความเค้น (Stress history) ที่ดินเหนียวเคยได้รับ ดังนั้นแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 จึงปรับปรุงวิธีในการกำหนดพฤติกรรมแบบ Strain softening และค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุดโดยไม่ต้องใช้พารามิเตอร์ $\bar{\phi}^p$ ด้วยการเปลี่ยนแปลงสมการของ Elasto-plastic modulus (H) ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E1 ให้สามารถแสดงพฤติกรรมดังกล่าวได้ดังจะกล่าวถึงต่อไป

4.4 การเปลี่ยนแปลงขนาด Yield surface ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3

การเปลี่ยนแปลงขนาดและทิศทางการวางตัว Yield surface ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียดตาม plasticity theory จะถูกควบคุมและกำหนดโดย “Hardening rules” ดังที่ได้อธิบายไว้ในบทที่ 2 โดย Hardening rules ที่ใช้ในแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 จะควบคุมการเปลี่ยนแปลงของ $\bar{\alpha}$ และ β ซึ่งเป็นพารามิเตอร์ที่กำหนดขนาด และทิศทางการวางตัวของ Yield surface ตามลำดับ แบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 ใช้ Hardening rules 2 แบบคือ

1. Isotropic hardening rule

แบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 กำหนดการเปลี่ยนแปลงขนาดของ Bounding surface ด้วย Isotropic hardening rule ดังแสดงในสมการที่ 4.37

$$\bar{\alpha} = \zeta \bar{\alpha} \bar{\epsilon}^p \quad (4.37)$$

โดย ζ คือ ฟังก์ชันไร้หน่วยของตัวแปร ณ สถานะใดๆ (State variables) ซึ่งมีที่มาจาก Consistency requirement ($\dot{F} = 0$) ดังแสดงในภาคผนวก ข

กระบวนการเกิด Hardening ในลักษณะนี้อาจเรียกว่า "Volumetric hardening" เนื่องจาก $\dot{\alpha}$ ขึ้นอยู่กับเฉพาะความเครียดพลาสติกเชิงปริมาตร ($\dot{\epsilon}^p$)

2. Kinematic hardening rule

แบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 กำหนดการเปลี่ยนแปลงทิศทางของแกน Bounding surface ด้วย Kinematic hardening rule ดังแสดงในสมการที่ 4.38

$$\dot{\underline{b}} = \frac{1}{\alpha} \psi_0 \langle r_x \rangle (s - \underline{\sigma} \underline{b}) \dot{\epsilon}^p \quad (4.38)$$

โดย ψ_0 คือ ค่าคงที่ที่กำหนดหน้าที่ควบคุมอัตราในการหมุนของ Bounding surface

(กำหนดความไวต่อการเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติด้าน Anisotropy)

$\langle r_x \rangle$ คือ ปริมาณในเชิง scalar ที่แสดงความสัมพันธ์ในรูประยะห่างระหว่างแกนของ Bounding surface กับ Critical state cone ดังแสดงในรูปที่ 4.11 โดยค่า r_x มาจากความสัมพันธ์เชิงเวกเตอร์ (vector) ดังแสดงในสมการที่ 4.39 และภาคผนวก ค

$$\overline{CR_x} = r_x \cdot \overline{OR_x} \quad (4.39)$$

โดย $r_x = 1$ เมื่อ $\underline{b} = 0$ (กรณีที่ดินมีคุณสมบัติ Isotropic)

$r_x = 0$ เมื่อ $\underline{b} = \underline{\xi}$ โดย $\underline{\xi}$ กำหนดทิศทางการวางตัวของ Critical state cone

$$\langle r_x \rangle = \begin{cases} r_x & \text{เมื่อ } r_x > 0 \\ 0 & \text{เมื่อ } r_x < 0 \end{cases}$$

กรณีที่ Bounding surface อยู่นอก CSC

ความสัมพันธ์ของ \underline{b} ที่ใช้ในแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 ดังแสดงในสมการที่ 4.29 มีการปรับปรุงจาก \underline{b} ที่ใช้ในแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E1 ด้วยการเปลี่ยน ψ_0 ซึ่งกำหนดเป็นค่าคงที่ให้กลายเป็น $\psi_0 \langle r_x \rangle$ เพื่อควบคุมปริมาณในการหมุนตัวของ Bounding surface ไม่ให้มากเกินไปด้วยค่า $\langle r_x \rangle$ ซึ่งหากสังเกตจากสมการที่ 4.38 จะพบว่า

จากการกำหนดค่า $\langle r_x \rangle$ ดังกล่าวทำให้แบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 คาดคะเนพฤติกรรมของการเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติด้าน Anisotropy ของดินที่เริ่มต้นจากโครงสร้างแบบ Isotropic ($r_x = I$) เช่นดินที่ผ่านกระบวนการอัดตัวคายน้ำแบบเท่ากันทุกทิศทางได้เร็วกว่าดินที่เริ่มต้นจากโครงสร้างแบบ Anisotropic ($r_x < I$) เช่นดินที่ผ่านกระบวนการอัดตัวคายน้ำแบบ K_0

นอกจากนั้น σ ยังตั้งอยู่บนสมมติฐานที่ว่าหากแกนของหน่วยแรงหลัก (Principal stress axis) ยังไม่ได้วางตัวอยู่ในทิศทางเดียวกันกับแกนของ Bounding surface นั่นคือ $s \neq b$ แล้วแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 จะคาดคะเนทิศทางการเปลี่ยนแปลงการวางตัวของ Bounding surface (σ) ในลักษณะเคลื่อนที่เข้าหาทิศทางของสภาวะหน่วยแรงหลัก (s) โดยจะสังเกตได้สมการที่ 4.38 ซึ่งทิศทางของ σ จะถูกกำหนดด้วยทิศทางของ $s - \sigma b$ ดังแสดงในรูปที่ 4.15 และหากพิจารณากรณีของการอัดตัวคายน้ำแบบ K_0 ในดินเหนียวอัดแน่นปกติซึ่งมี $s = \sigma b$ จะสังเกตว่า σ จากสมการที่ 4.38 จะมีค่าเป็นศูนย์นั่นคือจะไม่มีการเปลี่ยนแปลงทิศทางการวางตัวของ Bounding surface ตลอดการอัดตัวคายน้ำแบบ K_0 นั่นเอง

4.5 การกำหนดค่า Elasto-plastic modulus (H) ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3

ดังที่ได้กล่าวถึงการกำหนดค่าโมดูลัส H ของแบบจำลองความเค้นความเครียด MCC ไปแล้วในบทที่ 3 ซึ่งเป็นวิธีในการหาความสัมพันธ์ของค่าโมดูลัส H ตาม plasticity theory ทั่วไปแต่เนื่องจากความสัมพันธ์ในลักษณะดังกล่าวยังขาดความสามารถในการแสดงพฤติกรรมแบบ strain softening ซึ่งพบในการทดสอบดินเหนียวจริงดังที่ได้กล่าวมาแล้วจึงจำเป็นต้องปรับปรุงความสัมพันธ์ที่ใช้แสดงค่าโมดูลัส H ดังเช่นที่ใช้ในแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E1 ซึ่งค่าโมดูลัส H ถูกกำหนดโดยอ้างอิงจากพฤติกรรมจริงขณะรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียวอัดแน่นปกติภายใต้สภาวะ K_0 ซึ่งประกอบด้วยพฤติกรรมที่สำคัญ 4 แบบคือ

1. พฤติกรรมแบบ strain hardening ในช่วงก่อนที่กำลังรับแรงเฉือนจะถึงค่าสูงสุด
2. พฤติกรรมขณะที่กำลังรับแรงเฉือนถึงค่าสูงสุด (peak strength)
3. พฤติกรรมแบบ strain softening ในช่วงหลังจากกำลังรับแรงเฉือนถึงค่าสูงสุด
4. พฤติกรรมขณะเกิดสภาวะวิบัติที่ความเครียดปริมาณมากๆ

ซึ่งพฤติกรรมทั้ง 4 แบบสามารถแสดงได้โดยใช้ความสัมพันธ์ดังแสดงในสมการที่ 4.40

$$H + KPQ = 2c^2 \bar{\alpha} \left(\frac{\lambda}{\kappa} \right) \left(\frac{1 + e_0}{\lambda - \kappa} \right) Pr_p^m \{ 2\bar{\alpha} + (2\bar{\alpha} - \bar{\sigma}) X \} \quad (4.40)$$

โดย r_p คือ ปริมาณในเชิง scalar ที่แสดงความสัมพันธ์ในรูปสัดส่วน
ระยะทางระหว่างสถานะของหน่วยแรงปัจจุบันบน Yield surface กับ
Peak strength cone ซึ่งกำหนดโดยพารามิเตอร์ ($\bar{\phi}_{TC}^p, \bar{\phi}_{TE}^p$) ดังที่ได้
กล่าวถึงในหัวข้อที่ 4.3

m คือ ค่าคงที่ที่เป็นคุณสมบัติเฉพาะตัวของดินเหนียวในแต่ละแหล่ง

X คือ ตัวแปรซึ่งจำเป็นต้องหาจากการทำ parametric study

แต่เนื่องจาก $\bar{\phi}_{TC}^p$ และ $\bar{\phi}_{TE}^p$ ไม่ได้เป็นคุณสมบัติเฉพาะตัวของดินเหนียวดังที่ได้กล่าวไว้ใน
หัวข้อที่ 4.3 จึงเป็นสาเหตุให้ค่าโมดูลัส H ได้รับการปรับปรุงจากที่แสดงในสมการที่ 4.40 มาเป็น
ค่าโมดูลัส H ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 ดังที่แสดงในสมการที่ 4.41

$$H = 2c^2 \left(\frac{\kappa}{\lambda - \kappa} \right) K \left\{ \bar{\alpha}P - s_r 2c^2 \bar{\alpha} < r_c > x(Q' : b) \right\} \quad (4.41)$$

โดย s_r คือ พารามิเตอร์ที่เป็นค่าคงที่สำหรับดินเหนียวในแต่ละแหล่ง

$< r_c >$ คือ ปริมาณในเชิง scalar ที่แสดงความสัมพันธ์ในรูปสัดส่วน

ระยะทางระหว่างสถานะของหน่วยแรงปัจจุบันกับ CSC ดังแสดงในรูปที่ 4.11

โดยค่า r_c สามารถหาได้จากความสัมพันธ์เชิงเวกเตอร์ดังแสดงในสมการที่ 4.42

$$\overrightarrow{PR}_c = r_c \cdot \overrightarrow{CR}_c \quad (4.42)$$

โดย $r_c = 1$ เมื่อสถานะของหน่วยแรงอยู่ที่ปลาย (tip) ของ

Bounding surface

$0 < r_c < 1$ เมื่อสถานะของหน่วยแรงอยู่ภายใน Critical state
cone

$r_c = 0$ เมื่อสถานะของหน่วยแรงอยู่บน Critical state cone

$r_c < 0$ เมื่อสถานะของหน่วยแรงอยู่นอก Critical state
cone

$$< r_c > = \begin{cases} r_c & \text{เมื่อ } r_c \geq 0 \\ 0 & \text{เมื่อ } r_c < 0 \end{cases}$$

$$x = \left(\frac{\lambda}{\lambda - \kappa} \right) \left\{ \frac{1 + 2K_{oNC}}{3(1 - K_{oNC})} - \left(\frac{K}{2G} \cdot \frac{\kappa}{\lambda} \right) \right\} \quad (4.43)$$

ค่าโมดูลัส H ที่แสดงในสมการที่ 4.41 สามารถแสดงพฤติกรรมที่สำคัญทั้ง 4 ดังกล่าวได้เหมือนค่าโมดูลัส H ที่ใช้ในแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E1 โดยไม่จำเป็นต้องอาศัยแนวคิดเรื่อง Peak strength cone ที่ต้องใช้พารามิเตอร์ $\bar{\phi}_{TC}^p$ และ $\bar{\phi}_{TE}^p$ อีกต่อไป แต่จำเป็นต้องเพิ่มพารามิเตอร์ s , เพื่อเพิ่มความยืดหยุ่นในการแสดงพฤติกรรม strain softening ของดินเหนียวทั่วไป โดยจะกล่าวถึงรายละเอียดและความสำคัญของพารามิเตอร์ s , ในบทต่อไป

4.6 Flow rule ที่ใช้ในแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3

การกำหนดทิศทางของการเกิดความเครียดพลาสติกด้วย Flow rule (P) ที่ใช้ใน plasticity theory ทั่วไปแบ่งออกเป็น Associated flow rule และ Non-associated flow rule ดังที่กล่าวถึงในบทที่ 2 โดยแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 เลือกใช้ Non-associated flow rule ที่มีลักษณะเหมือนที่ใช้ในแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E1 เพื่อจุดประสงค์สำคัญในการคาดคะเนพฤติกรรมที่สังเกตได้จากดินเหนียวจริงดังต่อไปนี้

1. พฤติกรรมที่สภาวะวิบัติ จากการสังเกตพบว่าที่สภาวะวิบัติจากการเฉือนดินเหนียวทั่วไปจะเกิดความเครียดต่อไปอย่างต่อเนื่องโดยไม่เกิดการเปลี่ยนแปลงในสภาวะของหน่วยแรง นั่นคือหากพิจารณาโดยใช้ plasticity theory ทั่วไปจะพบว่าการที่สภาวะของหน่วยแรงเป็นค่าคงที่ไม่เปลี่ยนแปลงนั้นเกิดจากการที่ Yield surface ที่สภาวะวิบัติจำเป็นต้องหยุดนิ่งไม่มีการเปลี่ยนแปลง ($\dot{\alpha} = 0, \dot{\beta} = 0$)

2. พฤติกรรมขณะทำการอัดตัวคายน้ำแบบ K_0 จากการศึกษาหารูปร่าง Yield surface ของดินเหนียวในธรรมชาติที่มักจะมีอยู่ในสภาพ K_0 ดังที่กล่าวถึงในหัวข้อที่ 4.1 ทำให้ได้สมมติฐานที่ใช้ในการกำหนดรูปร่าง Bounding surface ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 ซึ่งกำหนดให้สภาวะหน่วยแรงของดินเหนียวในสภาพอัดแน่นปกติขณะทำการอัดตัวคายน้ำแบบ K_0 อยู่ที่ปลายของ Bounding surface ตลอดเวลา

การกำหนดความสัมพันธ์ของ Flow rule เพื่อให้แบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 สามารถแสดงพฤติกรรมทั้ง 2 ดังกล่าวข้างต้นได้แสดงไว้ในสมการที่ 4.44 และ 4.45 ซึ่งแสดงองค์ประกอบของ P ในเชิงปริมาตร และในเชิงส่วนเบี่ยงเบนตามลำดับ

$$P = 2c^2 \bar{\alpha} r_c \quad (4.44)$$

$$\tilde{P}' = c^2 x(\tilde{Q}' + r_c \tilde{s}) \quad (4.45)$$

4.7 พารามิเตอร์ที่จำเป็นสำหรับแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3

แบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 จำเป็นต้องใช้พารามิเตอร์ทั้งหมด 15 ตัวดังแสดงในตารางที่ 4.2 เพื่อให้สามารถแสดงพฤติกรรมของดินเหนียวทั่วไปได้อย่างครอบคลุม แต่เนื่องจากพารามิเตอร์ที่ใช้ทั้งหมดมีความเกี่ยวข้องกันด้วยโครงสร้างที่ค่อนข้างซับซ้อนของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 ทำให้ไม่สามารถแยกพิจารณาคุณสมบัติในการแสดงพฤติกรรมของพารามิเตอร์เฉพาะตัวใดตัวหนึ่งได้โดยมีวิธีในการหาพารามิเตอร์ทั้ง 15 ตัวดังต่อไปนี้

1. K_{oNC} (Coefficient of lateral earth pressure at rest for normally consolidated clay) ซึ่งสามารถหาได้จากการทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบ K_o ด้วยเครื่อง Triaxial หรือเครื่อง Oedometer ที่มีเครื่องมือสำหรับวัดหน่วยแรงในแนวราบ (Lateral stress measurement) หรืออาจหาได้จาก Empirical formula ที่เสนอโดย Jaky (1944) ดังแสดงในสมการที่ 4.46

$$K_{oNC} = 1 - \sin \bar{\phi}_{TC} \quad (4.46)$$

2. λ คือ ความชันของ Virgin consolidation line ;VCL ที่ได้จากการทดสอบการอัดตัวคายน้ำในช่วงที่ดินเหนียวอยู่ในสภาพอัดแน่นปกติ โดยแสดงในความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนช่องว่างกับลอการิทึมธรรมชาติของหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ย ($e - \ln \bar{\sigma}$) หรืออาจหาได้จากความชันที่ได้จากการทดสอบ Oedometer ในความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนช่องว่างกับลอการิทึมของหน่วยแรงประสิทธิผล ($e - \log \bar{\sigma}_v$)

3. e_o คือ ค่าอัตราส่วนช่องว่าง (void ratio) ที่สภาวะอ้างอิง (สภาวะของหน่วยแรงบน virgin consolidation line;VCL ที่ค่าของหน่วยแรงเท่ากับ 1 หน่วย)

4. $\frac{2G}{K}$ คือ อัตราส่วนระหว่าง tangential elastic shear modulus กับ elastic bulk modulus ซึ่งมีความสัมพันธ์กับค่าอัตราส่วนปัวซอง (Poisson's ratio ; ν) ดังแสดงในสมการที่ 4.47

$$\frac{2G}{K} = \frac{3(1-2\nu)}{1+\nu} \quad (4.47)$$

5. κ_0 คือ ค่าความชันของ swelling line ณ จุดเริ่มต้นของการลดน้ำหนักกระทำในความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนช่องว่างกับลอการิทึมธรรมชาติของหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ย ($e - \ln \bar{\sigma}$) โดยค่า κ_0 นี้สามารถหาได้จากการทดสอบที่เกี่ยวข้องกับการวัดความเร็วของคลื่นอีลาสติกในการแพร่ผ่านดินเหนียว (velocity of elastic wave propagation) เช่น การทดสอบ cross-hole, down-hole หรือ resonant column

6. $\bar{\phi}_{TC}$ และ $\bar{\phi}_{TE}$ คือ ค่ามุมเสียดทาน (friction angle) ที่สภาวะวิกฤติ (Critical state) หาได้จากการทดสอบ K_0 - consolidated undrained triaxial compression และ extension ที่ความเครียดประมาณ 10% (large strain)

7. C, n คือ พารามิเตอร์ที่กำหนดความสามารถในการคาดคะเนพฤติกรรมในเชิงปริมาตรที่เป็นแบบไม่เชิงเส้น (Non-linear volumetric behavior) ขณะลดน้ำหนักกระทำซึ่งสามารถหาได้จากการทำ parametric study โดยพิจารณาจากผลของการทดสอบ Oedometer หรือ CRSC (Constant rate of strain consolidometer) ในช่วงการลดน้ำหนักกระทำ (Unloading curve)

8. ψ_0 คือ พารามิเตอร์ที่ทำหน้าที่ควบคุมอัตราในการหมุนของ Bounding surface (กำหนดความไวต่อการเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติด้าน Anisotropy ที่เป็นผลจากประวัติศาสตร์ของความเค้น หรือความเครียดที่ดินเคยได้รับ) ซึ่งสามารถหาค่าได้โดยพิจารณาจากผลการทดสอบที่สามารถแสดงให้เห็นความเปลี่ยนแปลงของ Bounding surface เนื่องจากสภาวะหน่วยแรงกระทำแบบต่างๆ แต่เนื่องจากยังไม่สามารถทำการทดสอบในลักษณะดังกล่าวที่ให้ผลที่น่าเชื่อถือเพียงพอทำให้จำเป็นต้องหาค่าจากการทำ parametric study ซึ่งจะกล่าวในรายละเอียดในบทต่อไป

9. c และ s , คือ พารามิเตอร์ที่กำหนดพฤติกรรมขณะทำการเฉือนแบบไม่ระบายน้ำโดยมีผลกับค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำสูงสุด (Undrained shear strength) และพฤติกรรมแบบ strain softening ตามลำดับซึ่งสามารถหาได้จากการทำ parametric study โดยพิจารณาจากผลการทดสอบ K_0 - normally consolidated undrained triaxial compression (CK₀UC)

10. ω คือ พารามิเตอร์ที่กำหนดพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นขณะทำการเฉือนแบบไม่ระบายน้ำในช่วงต้นๆ ที่ความเครียดยังมีค่าต่ำๆ (small strain level) หรือขณะทำการเฉือนแบบไม่ระบายน้ำจากสภาวะหน่วยแรงที่อยู่ห่างจาก Bounding surface ค่อนข้างมากซึ่งสามารถหาได้จากผลการทดสอบการเฉือนแบบไม่ระบายน้ำกับดินเหนียวในสภาพอัดแน่นมากกว่าปกติเล็กน้อย ($OCR \approx 1.5-2.0$) โดยพิจารณาที่ค่าความเครียดตามแนวแกน (axial strain ; ϵ_a)

ประมาณ 0.001-0.05% (มีสมมติฐานให้ความเครียดพลาสติกที่เกิดขึ้นมีค่าน้อยมากจนเข้าใกล้ศูนย์และสามารถละทิ้งได้)

11. h และ γ คือ พารามิเตอร์ที่ใช้กำหนด mapping rule ตามทฤษฎี “Bounding surface plasticity” โดย h จะควบคุมพฤติกรรมด้านการเกิดความเครียดพลาสติกที่เหลืออยู่ (residual plastic strain ; ΔP) จากวัฏจักรของการลดและเพิ่มน้ำหนักกระทำแบบเท่ากันทุกทิศทาง (hydrostatic unload-reload cycle) ซึ่งสามารถหาได้จากผลการทดสอบการลดและเพิ่มน้ำหนักกระทำเป็นวัฏจักรด้วยเครื่อง Triaxial หรือ CRSC หรือ Oedometer อย่างน้อย 2 วัฏจักรที่มีค่า OCR ต่างกัน ส่วน γ จะควบคุมพฤติกรรมด้านการเปลี่ยนแปลงของความดันน้ำในโพรงดินจากแรงเฉือน (Shear induced pore pressure) ขณะทำการเฉือนแบบไม่ระบายน้ำกับดินเหนียวในสภาพอัดแน่นมากกว่าปกติซึ่งสามารถหาได้จากการทำ parametric study โดยพิจารณาผลการทดสอบ CK_0UC กับดินเหนียวในสภาพอัดแน่นมากกว่าปกติที่มีค่า $OCR \approx 1.5-2.0$

4.8 ตัวแปรกำหนดสภาพเริ่มต้น (Initial state variables) ที่จำเป็นต้องใช้สำหรับแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3

ในการคาดคะเนพฤติกรรมของดินเหนียวด้วยแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 จำเป็นต้องกำหนดสภาพเริ่มต้นของดินเหนียวด้วยตัวแปรกำหนดสภาพเริ่มต้นดังต่อไปนี้

1. หน่วยแรงประสิทธิผลและอัตราส่วนช่องว่าง ($\bar{\sigma}$ และ e)
2. ขนาดและทิศทางการวางตัวของ Bounding surface ($\bar{\alpha}$ และ β)
3. หน่วยแรงประสิทธิผลที่จุดวกกลับของความเค้น ($\bar{\sigma}_{rev}$)
4. ปริมาณความเครียดที่เกิดขึ้นทั้งหมดตั้งแต่จุดวกกลับของความเค้น ($\Delta I_{\bar{\sigma}}$)
5. ขนาดของ Loading surface ณ ตำแหน่งที่เกิดสภาวะการเพิ่มน้ำหนักกระทำเป็นครั้งแรก (first loading) ภายใน Bounding surface ($\bar{\alpha}_{0i}$)

การกำหนดสภาพเริ่มต้นของดินเหนียวด้วยตัวแปรกำหนดสภาพเริ่มต้นทั้ง 7 ตัวดังกล่าวข้างต้นมีความสำคัญต่อการคาดคะเนพฤติกรรมของดินเหนียว เนื่องจากแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 เป็นแบบจำลองความเค้น-ความเครียดที่สามารถแยกแยะสภาวะขณะใดๆ โดยพิจารณาจากประวัติศาสตร์ของความเค้นและความเครียดที่มวลดินเคยได้รับแล้วแสดงพฤติกรรมที่ แตกต่างกันโดยสิ้นเชิงดังตัวอย่างที่สามารถแสดงให้เห็นได้ในรูปที่ 4.16

รูปที่ 4.16 แสดงผลจากการอัดตัวคายน้ำแบบเท่ากันทุกทิศทางของตัวอย่างดินเหนียว 2 ตัวอย่างโดยตัวอย่างที่ 1 ผ่านการอัดตัวคายน้ำจนสภาวะของหน่วยแรงประสิทธิผลอยู่ในสภาพอัด

แนวนปกติบน Isotropic virgin consolidation line ที่ตำแหน่ง A จากนั้นถูกลดน้ำหนักกระทำจนสถานะของหน่วยแรงประสิทธิผลอยู่ในสภาพอัดแน่นมากกว่าปกติที่ตำแหน่ง B แล้วทำการเพิ่มน้ำหนักกระทำอีกครั้งจนสถานะของหน่วยแรงประสิทธิผลมาอยู่ที่ตำแหน่ง C (Load-Unload-Reload cycle) ในขณะที่ยังตัวอย่างที่ 2 ผ่านการอัดตัวคายน้ำจนสถานะของหน่วยแรงประสิทธิผลอยู่ในสภาพอัดแน่นปกติบน Isotropic virgin consolidation line เช่นเดียวกับตัวอย่างที่ 1 แต่ด้วยการใช้ขนาดของหน่วยแรงที่ต่ำกว่าในการอัดตัวคายน้ำ (Consolidation stress) อยู่ที่ตำแหน่ง D จากนั้นถูกลดน้ำหนักกระทำจนสถานะของหน่วยแรงประสิทธิผลอยู่ในสภาพอัดแน่นมากกว่าปกติที่ตำแหน่ง C จะสังเกตได้ว่าตัวอย่างทั้ง 2 มีค่า OCR และอัตราส่วนช่องว่างเท่ากันที่ตำแหน่ง C แต่ตัวอย่างที่ 1 กำลังอยู่ในช่วงของการเพิ่มน้ำหนักกระทำอีกครั้ง แต่ตัวอย่างที่ 2 กำลังอยู่ในช่วงของการลดน้ำหนักกระทำซึ่งมีพฤติกรรมที่แตกต่างกันอย่างชัดเจน ดังนั้นจากตัวอย่างที่ 1 จึงจำเป็นต้องกำหนดสถานะหน่วยแรงที่จุดวกกลับของความเค้น ($\bar{\sigma}_{rev}$ ที่ตำแหน่ง B) , ปริมาณความเครียดที่เกิดขึ้นทั้งหมดตั้งแต่จุดวกกลับของความเค้น (ΔB_{ε}) , ขนาดของ Loading surface ตำแหน่งที่เกิดสถานะการเพิ่มน้ำหนักกระทำเป็นครั้งแรก (first loading) ภายใน Bounding surface ($\bar{\alpha}_{o_i} = \frac{\bar{\sigma}_B}{2}$) จึงจะสามารถบ่งบอกสถานะที่ชัดเจนได้ แต่ในกรณีของตัวอย่างที่ 2 จะต้องกำหนดตัวแปรต่างๆในลักษณะเดียวกันกับตัวอย่างที่ 1 ดังกล่าวข้างต้นแต่เป็นคุณสมบัติของจุดวกกลับของความเค้นที่ตำแหน่ง D

หลังจากการอัดตัวคายน้ำเสร็จสิ้นที่ตำแหน่ง C ของทั้ง 2 ตัวอย่างหากทำการเฉือนตัวอย่างดินเหนียวแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained shearing) จะพบว่าตัวอย่างดินเหนียวทั้ง 2 จะได้รับการกำหนดสถานะหน่วยแรงที่จุดวกกลับของความเค้นใหม่เป็นสถานะหน่วยแรงที่ตำแหน่ง C ซึ่งจะทำให้ได้พฤติกรรมขณะเฉือนแบบไม่ระบายน้ำเหมือนกันจากทั้ง 2 ตัวอย่าง แต่หากทำการเฉือนตัวอย่างดินเหนียวแบบระบายน้ำ (Drained shearing) จะพบว่าตัวอย่างดินเหนียวทั้ง 2 มีพฤติกรรมที่แตกต่างกันเนื่องจากประวัติศาสตร์ความเค้นที่ได้รับแตกต่างกันดังแสดงในรูปที่ 4.17

จากรูปที่ 4.17 หากทำการประมาณอย่างคร่าวๆเพื่อเป็นตัวอย่างในการทำความเข้าใจ โดยกำหนดให้ที่ตำแหน่ง B มีค่า OCR = 4 ขณะที่ตำแหน่ง C มีค่า OCR = 2 ซึ่งจะสังเกตได้ว่าตัวอย่างที่ 1 ซึ่งยังคงมีสถานะหน่วยแรงที่จุดวกกลับของความเค้นอยู่ที่ตำแหน่ง B นั้นอยู่ในสถานะการเพิ่มน้ำหนักกระทำอย่างต่อเนื่องจากตำแหน่ง B แต่ตัวอย่างที่ 2 ซึ่งมีสถานะหน่วยแรงที่จุดวกกลับของความเค้นใหม่ที่ตำแหน่ง C เนื่องจากมีการเปลี่ยนสถานะจากการลดน้ำหนักกระทำมาสู่การเพิ่มน้ำหนักกระทำในลักษณะ (Drained shearing) จึงแสดงพฤติกรรมที่แข็งกว่า (stiffer) ที่ความเครียดค่าต่ำๆ แต่เมื่อความเครียดมากขึ้นประมาณ 1% ซึ่งผลจากการเกิดความเครียดพลาสติกมีมากขึ้นจนทำให้พฤติกรรมของตัวอย่างทั้ง 2 ใกล้เคียงกันมาก หากต้องการศึกษา

พฤติกรรมในเชิงปริมาตรโดยพิจารณาจากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดเชิงปริมาตรกับความเครียดตามแนวแกนขณะทำการเงื่อนไขแบบระบายน้ำของทั้ง 2 ตัวอย่างจะพบว่ามีแนวโน้มใกล้เคียงกันมากซึ่งแสดงให้เห็นว่าผลกระทบจากการกำหนดสภาวะหน่วยแรงที่จุดตกกลับของความเค้นที่ต่างกันจะมีเฉพาะกับพฤติกรรมในเชิงส่วนเบี่ยงเบนที่ความเครียดค่าต่ำๆเท่านั้น

ดังนั้นในการเลือกใช้ตัวแปรกำหนดสภาพเริ่มต้น (Initial state variables) ที่จำเป็นสำหรับแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 เพื่อคาดคะเนพฤติกรรมจากการทดสอบในห้องปฏิบัติการทั่วไปเช่น การทดสอบด้วยเครื่อง Triaxial ของดินเหนียวในสภาพอัดแน่นมากกว่าปกติจึงควรจะเริ่มต้นจากดินเหนียวในสภาพอัดแน่นปกติแล้วทำการลดน้ำหนักกระทำจนได้สภาวะของหน่วยแรงในสภาพอัดแน่นมากกว่าปกติตามที่ต้องการ ซึ่งโดยวิธีนี้ทำให้การเลือกใช้ตัวแปรกำหนดสภาพเริ่มต้นทำได้ง่ายกว่าเนื่องจากสภาวะหน่วยแรงที่จุดตกกลับของความเค้นก็คือสภาวะหน่วยแรงขณะนั้นในสภาพอัดแน่นปกตินั่นเอง แต่หากต้องการคาดคะเนพฤติกรรมของดินเหนียวในสภาพอัดแน่นมากกว่าปกติจากปัญหาทางวิศวกรรมปฐพีทั่วไปซึ่งไม่ทราบสภาวะหน่วยแรงที่จุดตกกลับของความเค้นที่แน่นอนก็สามารถตั้งสมมติฐานให้สภาวะของหน่วยแรงขณะนั้นเป็นสภาวะหน่วยแรงที่จุดตกกลับของความเค้นได้โดยความแตกต่างในพฤติกรรมจะมีเฉพาะในช่วงความเครียดค่าต่ำๆเท่านั้นดังที่ได้กล่าวถึงแล้วข้างต้น

บทที่ 5

ข้อมูลดินกรุงเทพฯ

ในการทำแบบจำลอง ไปใช้ในการจำลองพฤติกรรมของดินนั้น จะต้องมีการ กำหนด พารามิเตอร์ของดินให้กับแบบจำลองซึ่งในการหาพารามิเตอร์นั้น จะต้องหาจากการทำทดลองในห้องปฏิบัติการ ซึ่งในงานวิจัยนี้ ได้ทำการรวบรวมข้อมูลดินเหนียวใน กรุงเทพฯ ไว้ เพื่อใช้ในการ วิเคราะห์พารามิเตอร์ให้แก่แบบจำลองดิน

5.1 ลักษณะของชั้นดินกรุงเทพฯ

ชั้นดินกรุงเทพฯ เป็นดินตกตะกอน (Transported Soil) ชนิด Marine และ Alluvial ซึ่งเป็นการตกตะกอนจากน้ำหรือสิ่งพัดพาจากพื้นดิน (Terrestrial Deposit) โดยมีความหนา มากกว่า 1,500 ม. ชั้นล่างเป็นชั้นหินดานซึ่งอยู่ที่ความลึกไม่แน่นอนเชื่อว่าเกินกว่า 1,500 ม. (ว.ส.ท. 2520) ถัดจากหินดานขึ้นมาเป็นชั้นดินแยกออกเป็นชั้นๆ เป็นดินเหนียวแข็งสลับกับชั้นทรายและกรวดในสภาพที่อัดแน่นจนกระทั่งถึงความลึกประมาณ 14-20 ม. จากผิวดิน จากนั้นดินตกตะกอนเป็นดินเหนียวอ่อนถึงดินเหนียวแข็งปานกลางสีเทา

กลไกการกำเนิดของชั้นดินเหนียวแข็งสลับกับชั้นทรายอัดแน่นใต้ชั้นดินอ่อนยังไม่เป็นที่ทราบแน่นอน เชื่อกันว่าเป็นทั้ง Marine และ Terrestrial Deposit (ว.ส.ท. 2520) ข้อมูลจากคุณสมบัติของดินเหนียวแข็งชั้นแรกที่วัดได้ แสดงว่าดินชั้นนี้ต้องเกิดก่อนดินเหนียวอ่อนเป็นเวลานาน เพราะข้อมูลแสดงผลของ Weathering และการสึกกร่อน (Erosion) ที่ทำให้ดินเหนียวอยู่ในสภาพอัดแน่นเกินตัว (Overconsolidated) ค่อนข้างมาก ส่วนดินเหนียวแข็งและทรายชั้นแรกเชื่อว่าเป็นพวก Marine Deposit

ในเวลาต่อมาเกิดการเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำทะเล ระดับน้ำทะเลสูงขึ้นจึงทำให้ดินเหนียวอ่อนตกตะกอน ด้วยเหตุนี้จึงมีหลักฐานที่เชื่อถือได้ว่าดินเหนียวอ่อนเป็น Marine Deposit ดินเหนียวอ่อนนี้มักจะเริ่มจากระดับ MSL (Mean Sea Level) โดยมีความหนา 14-18 ม. ในบริเวณกรุงเทพฯ และในช่วง 2-3 ม. สุดท้าย ดินเหนียวจะอยู่ในสภาพแข็งปานกลาง

ดินเหนียวส่วนบนที่อยู่เหนือดินเหนียวอ่อนมักอยู่ในสภาพที่มีความแข็งปานกลาง มีความหนาประมาณ 3-5 ม. และมักถูกเรียกว่า Weathered Bangkok Clay เพราะถูกแปรสภาพมาก ดินเหนียวส่วนนี้อาจเป็นได้ทั้ง Terrestrial และ Marine Deposit (เชื่อว่าเป็น Terrestrial Deposit เสียส่วนใหญ่) ในบริเวณใกล้ปากอ่าวเกือบจะไม่มีชั้นดินชั้นนี้

ดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวส่วนบนถูกชะล้าง (Leaching) ในเวลาต่อมา การชะล้างของดินเหนียวอ่อนที่เป็น Marine Deposit ทำให้ปริมาณเกลือในน้ำลดลงไปเป็นผลให้โครงสร้างของดินไม่มีเสถียรภาพ (Meta-Structure) ดินจึงมีพฤติกรรมที่มีความไว (Sensitivity) สูง ดินเหนียวส่วนบนก็มีความไวเช่นกันแต่น้อยกว่าดินเหนียวอ่อนชั้นล่างมาก

ดินเหนียวในช่วง Weathered Zone ซึ่งส่วนมากเป็น Terrestrial Deposit อยู่ในสภาพอัดแน่นเกินตัว สาเหตุส่วนใหญ่เชื่อว่ามาจากขบวนการ Weathering โดยเฉพาะมาจาก Chemical Weathering การเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำใต้ดิน และ Desiccation ส่วนผลของการเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงเนื่องจากการสึกกร่อน (Erosion) เชื่อว่าไม่ใช่เป็นส่วนประกอบที่สำคัญ

ดินเหนียวอ่อนที่เป็น Marine Deposit ก็อยู่ในสภาพอัดแน่นเกินตัว (Overconsolidated) เช่นกัน กลไกของการเกิดการอัดแน่นเกินตัว เชื่อว่าส่วนใหญ่มาจาก Aging อันเป็นผลของการอัดตัวครั้งที่สองหรือครีพแบบระบายน้ำ (Drained Creep) Mechanical และ Chemical Bonding ตามอายุของดิน รูปแสดงหน้าตัดของชั้นดินกรุงเทพฯ ฯ แสดงดังรูปที่ 5.1 และ 5.2

5.2 ข้อมูลดินเหนียวจากแหล่งต่าง ๆ

ข้อมูลดินเหนียวกรุงเทพฯ ฯ ที่รวบรวมจากแหล่งต่าง ๆ ได้รวบรวมจากวิทยานิพนธ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัยและ AIT ซึ่งแสดงในตารางที่ 5.1

5.2.1 ดินเหนียวที่ AIT

ในการรวบรวมข้อมูลดินที่ AIT ได้รวบรวมข้อมูลดิน จากวิทยานิพนธ์ของนักศึกษาที่ AIT โดยเป็นวิทยานิพนธ์ของ

1.) KIM(1991)

2.) LAI(1993)

5.2.1.1) KIM(1991)

KIM(1991) ได้ทำการเก็บตัวอย่างดินเหนียวก่อนแบบไม่ถูกรบกวน (Undisturbed sample) จากบริเวณภายในสถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย (Asian Institute of Technology ; AIT) โดยใช้กระบอกเก็บตัวอย่างเปลือกบาง (thin-walled piston sampler) ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง

7.5 เซนติเมตร ยาว 90 เซนติเมตรทำการเก็บตัวอย่างที่ระดับความลึก 3.0-4.0 เมตรจากผิวดิน โดยที่ soil profile ในบริเวณดังกล่าวมี weathered crust อยู่ที่ระดับประมาณ 1.5-2.0 เมตรแล้ว ตามด้วยชั้นดินเหนียวอ่อนหนาประมาณ 6.0 เมตร ซึ่งวางตัวอยู่บนชั้นดินเหนียวแข็งอีกทีหนึ่ง และเนื่องจากมีการพบ thick silty sand seams และ dark colored organic matter ในชั้นดินเหนียวอ่อนที่ระดับต่ำกว่า 4.5 เมตรจากผิวดิน ดังนั้นการเลือกเก็บตัวอย่างจึงทำที่ระดับความลึก ประมาณ 3.0-4.0 เมตรจากผิวดินดังที่ได้กล่าวมา แต่อย่างไรก็ตามในช่วงความลึกที่เลือกเก็บ ตัวอย่างก็ยังคงพบ thin silty seams อยู่บ้าง โดยดินเหนียวที่ได้จากเก็บตัวอย่างถือว่ามีลักษณะค่อนข้างเป็นเนื้อเดียวกัน (fairly homogeneous) มีสีเทาดำ โดยตัวอย่างที่ถูกเก็บมาได้ถูกผึ่ง โดย พาราฟิน ทันทีเพื่อป้องกันความชื้นในดินระเหยออกและมีคุณสมบัติในทางวิศวกรรมทั่วไป ของดินเหนียวดังแสดงในตารางที่ 5.2

KIM ได้ทำการทดสอบแบบ triaxial โดยแบ่งการทดสอบออกเป็น 2 ชุดคือแบบ isotropic และแบบ anisotropic โดยทั้ง 2 ชุดได้ทำการทดสอบทั้งแบบระบายน้ำและไม่ระบายน้ำ นอกจากนี้ KIM(1991) ยังได้ทดสอบ triaxial consolidation การทดสอบของ KIM(1991) แสดงดัง ตารางที่ 5.3 และ 5.4 ผลการทดสอบ ของ KIM(1991) แสดงดังรูปที่ 5.3-5.15

5.2.1.2) LAI(1993)

LAI(1993) ได้เก็บตัวอย่างดิน แบบไม่ถูกรบกวน (undisturbed sample) โดยใช้ กระจกแบบ พิสตัน (Piston samples) เส้นผ่าศูนย์กลาง 7.5 ซม. ยาว 90 ซม. โดยเริ่มเก็บ ตัวอย่างตั้งแต่ความลึก 2.5 เมตร จนถึง 9 เมตร จากนั้นทำการทดสอบหาคุณสมบัติขั้นพื้นฐาน (Index properties) ดังแสดงในตารางที่ 5.5

LAI(1993) ได้ทำการทดสอบโดยใช้เครื่องทดสอบแบบ triaxial โดยแบ่งการทดสอบ เป็นแบบ SHANSEP และแบบ Recompression แต่ในที่นี้จะรวบรวมไว้เฉพาะการทดสอบแบบ SHANSEP

ตัวอย่างทุกตัวอย่างจะถูกทำการอัดตัวคายน้ำ (consolidate) ไปที่หน่วยแรงที่ต้องการ ก่อนแล้วจึงทำการเชื่อมตัวอย่างดิน LAI(1993) ได้ทำการทดสอบแบบ triaxial โดยการทดสอบ ของ LAI(1993) แสดงดังตารางที่ 5.6, 5.7 และ 5.8 ผลการทดสอบ ของ LAI(1993) แสดงดังรูปที่ 5.16-5.23

5.2.1.3) Hassan(1993)

Hassan(1993) ได้เก็บตัวอย่างดินแบบไม่ถูกรบกวน (undisturbed sample) โดยใช้กระบอกแบบ พิสตัน (Piston samples) เส้นผ่าศูนย์กลาง 7.5 ซม. ยาว 90 ซม. โดยเริ่มเก็บตัวอย่างตั้งแต่ความลึก 2.5 เมตร จนถึง 8.5 เมตร จากนั้นทำการทดสอบหาคุณสมบัติชั้นพื้นฐาน (Index properties) ดังแสดงในตารางที่ 5.9 Hassan(1993) ได้ทำการทดสอบ Oedometer test โดยใช้เครื่องทดสอบแบบ triaxial ดังตารางที่ 5.10 โดยผลการทดสอบแสดงดังรูปที่ 5.24

5.2.2 ดินเหนียวที่จุฬา

5.2.2.1) ยุทธนา(2002)

ในการรวบรวมข้อมูลดินที่จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ได้รวบรวมจากวิทยานิพนธ์ของ ยุทธนา (2002) โดยผลการทดสอบคุณสมบัติพื้นฐานแสดงในตารางที่ 5.11 ดินจากบริเวณจุฬามีชั้นดินอ่อนค่อนข้างตื้น โดยสามารถเก็บตัวอย่างโดยใช้กระบอกบางได้ถึงความลึกประมาณ 12 ม. โดยส่วนใหญ่เป็นดินเหนียวที่มีพลาสติกซิติปานกลาง ($PI \approx 35-45\%$) ความหนาแน่นเปียกประมาณ 1.6 ตัน/ม^3 และมีปริมาณความชื้นตามธรรมชาติประมาณ 60-70 % ยกเว้นช่วง 2-3 ม. แรก ซึ่งอาจเป็นดินที่อยู่ในช่วง Weathered Zone (Crust Soil) และช่วงล่างที่ความลึกประมาณ 9 ม. ลงไปที่เริ่มเป็นดินแข็ง (Medium to Stiff Clay) ที่จะมีพลาสติกซิติลดลง ($PI \approx 30-40\%$) ความหนาแน่นเปียกค่อนข้างสูง ($1.8-1.9 \text{ ตัน/ม}^3$) และมีปริมาณความชื้นตามธรรมชาติลดลง (ประมาณ 30-40%) ในช่วงดินเหนียวอ่อน (3-9 ม. จากระดับผิวดิน) พบว่ามีค่า Liquidity Index ประมาณ 0.8 และมีค่าลดลงเหลือประมาณ 0.6 ในช่วงดินเหนียวแข็งปานกลาง (9-12 ม. จากระดับผิวดิน) ยุทธนา(2002) ได้ทำการทดสอบการอัดตัวคายน้ 1 มิติ (1-D Consolidation Test) เพื่อหาค่าหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดที่มวลดินเคยได้รับตามธรรมชาติ (Maximum Past Pressure , σ'_p) สัดส่วนการอัดตัว (Compression Ratio , CR) สัดส่วนการอัดตัวซ้ำ (Recompression Ratio , RR) และสัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ (Coefficient of Consolidation , C_v)

ยุทธนา(2002) ได้ทำการทดสอบการอัดตัวคายน้ 1 มิติ วัตถุประสงค์เพื่อหาค่าหน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดที่มวลดินเคยได้รับตามธรรมชาติ (Maximum Past Pressure , σ'_p) สัดส่วนการอัดตัว (Compression Ratio, CR) สัดส่วนการอัดตัวซ้ำ (Recompression Ratio ,RR)

และสัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำ (Coefficient of Consolidation , C_v) โดยการทดสอบนี้ใช้เครื่องมือทดสอบแบบ Lever Arm หรือที่เรียกกันว่า Oedometer ซึ่งตัว Container ที่ใช้ใส่ตัวอย่างมีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางประมาณ 50 มม. สูง 20 มม. และเป็นแบบยึดแน่น (Fixed-Ring Container) การทดสอบทั้งหมดทำตามมาตรฐาน ASTM D2435-90 แบบ Method B ซึ่งเป็นการเพิ่มน้ำหนักเมื่อสิ้นสุดการอัดตัวคายน้ำ (100% Primary Consolidation หรือ End of Primary , EOP) ยกเว้นอัตราส่วนการเพิ่มน้ำหนัก (Load Increment Ratio , LIR) การทดสอบนี้จะทำทุกความลึกของตัวอย่างที่เก็บมา โดยเลือกตัวอย่างที่คิดว่าเป็นตัวแทนของความลึกนั้นๆ ผลการทดสอบแสดงดังรูปที่ 5.25

ยุทธนา(2002) ได้ทำการทดสอบ Stress Path Test หรือ อาจเรียกได้ว่าการทดสอบ Triaxial Test แบบ $\overline{CK_0UC}$ (K_0 -Consolidation Undrained Compression Test) เพียงแต่สามารถเชื่อมตัวอย่างในทิศทางที่แตกต่างออกไปจาก Triaxial ปกติ (Conventional Triaxial) โปรแกรมการทดสอบ Stress Path แสดงดังตารางที่ 5.11 ผลการทดสอบแสดงดังรูปที่ 5.26-5.29 และตารางที่ 5.12 และ 5.13

5.2.3 ดินเหนียวบางนา

5.2.3.1) ยุทธนา(2002)

การรวบรวมข้อมูลดินเหนียวที่บางนาได้รวบรวมจากวิทยานิพนธ์ของ ยุทธนา (2002) ทำการเก็บตัวอย่างทำการเก็บเมื่อวันที่ 5 พ.ย. 2544 บริเวณที่ดินว่างเปล่าริม ถ.สายบางนา-บางปะกง กม.29-800 ราวออกจากกรุงเทพฯ ซึ่งอยู่บริเวณหน้าทางเข้าหมู่บ้านพัฒนาธานี จำนวน 2 หลุม คือ BBH-1 และ BBH-2 โดยแต่ละหลุมห่างกันประมาณ 3 ม. เพื่อให้ได้คุณสมบัติที่ใกล้เคียงกันมากที่สุด และพยายามให้หลุมเจาะอยู่ห่างจากถนนมากที่สุดเพื่อให้ได้ตัวอย่างดินที่เป็นธรรมชาติมากที่สุด เนื่องจากบริเวณถนนสายนี้ฝั่งขวาออกที่ทำการเก็บตัวอย่างดินเพิ่งมีการปรับปรุงครั้งล่าสุดเมื่อประมาณปี พ.ศ. 2528 การอัดตัวคายน้ำของดินบริเวณนี้จึงอาจยังไม่สมบูรณ์ อีกทั้งยังเป็นกรหลีกเลียงแนวท่อก๊าซของการปิโตรเลียมแห่งประเทศไทยที่ฝังไว้ห่างจากแนวขอบถนนประมาณ 5 ม. โดยบริเวณที่ทำการเจาะเพื่อเก็บตัวอย่างคาดว่าจะจะเป็นบริเวณขอบ Berm ซึ่งเคยถูกต่อเติมเพื่อปรับปรุงเสถียรภาพของถนนสายนี้ประมาณปี พ.ศ. 2528 สำหรับตัวอย่างดินที่ใช้ในงานวิจัยนี้ คือ ตัวอย่างดินจาก BBH-2 ผลการทดสอบคุณสมบัติพื้นฐานแสดงในตารางที่ 5.13 ดินเหนียวจากบริเวณบางนาเมื่อจำแนกด้วยพลาสติกซีดีสามารถแบ่งออกได้เป็นสองชั้น คือ ช่วงที่มีพลาสติกซีดีสูง ($PI \approx 70-75\%$) ซึ่งจะอยู่ระหว่าง 3-16 ม. จาก

ระดับผิวดิน และชั้นที่มีพลาสติกซีดีปานกลาง ($PI \approx 50-55\%$) ซึ่งจะอยู่ตั้งแต่ 16 ม.ลงไป โดยในช่วงดินเหนียวอ่อน (3-16 ม. จากระดับผิวดิน) จะมีค่า Liquidity Index ประมาณ 0.85-1.1 จากนั้นจะค่อยๆ ลดลงเมื่อความลึกเพิ่มขึ้น ซึ่งค่าเหล่านี้เป็นค่าที่ค่อนข้างผิดปกติ (Liquidity Index ต่ำเกินไป)

ยุทธนา(2002)ได้ทำการทดสอบการอัดตัวคายน้ำ 1 มิติ ผลการทดสอบแสดงดังตารางที่ 5.13 และรูปที่ 5.30 ยุทธนา(2002)ได้ทำการทดสอบ Stress Path Test หรือ อาจเรียกได้ว่าการทดสอบ Triaxial Test แบบ $\overline{CK_0UC}$ (K_0 -Consolidation Undrained Compression Test) เพียงแต่สามารถเงื่อนไขตัวอย่างในทิศทางที่แตกต่างออกไปจาก Triaxial ปกติ (Conventional Triaxial) โปรแกรมการทดสอบ Stress Path แสดงดังตารางที่ 5.15 ผลการทดสอบแสดงดังรูปที่ 5.31-5.35 และตารางที่ 5.14 และ 5.16

5.2.2.2) กรัณฑ์(2002)

ตัวอย่างดินที่ใช้ในงานวิจัยนี้ถูกเก็บมาจากบริเวณ ถ.สาย บางนา-บางปะกงกม.29-800 สาเหตุที่เลือกเก็บตัวอย่างดินจากบริเวณนี้ ก็เนื่องจากดินจากดินเหนียวอ่อน ในบริเวณ ถ.สาย บางนา-บางปะกง กม.29-800 ถือว่าเป็นบริเวณที่มีปัญหาในการก่อสร้างมากที่สุด จากข้อมูลการหลุดตัวของถนนสายนี้ในช่วงปี พ.ศ. 2512-2522 พบว่ามีการหลุดตัวมากถึงประมาณ 2.50 เมตร อันเนื่องมาจากดินบริเวณนี้เป็นดินเหนียวอ่อนมากมีกำลังรับแรงเฉือนต่ำ ค่าการยุบตัวสูง และมีความหนาของชั้นดินอ่อนถึงประมาณ 20 เมตรโดยทำการเก็บตัวอย่างบริเวณที่ดินว่างเปล่าริม ถ.สาย บางนา-บางปะกง กม.29-800 ภายออกจากกรุงเทพฯ ซึ่งอยู่บริเวณหน้าทางเข้าหมู่บ้านพิพัฒน์ธานี โดยพยายามให้หลุมเจาะอยู่ห่างจากถนนมากที่สุดเพื่อให้ได้ตัวอย่างดินที่เป็นธรรมชาติมากที่สุด เนื่องจากบริเวณถนนสายนี้ฝั่งขวาออกที่ทำการเก็บตัวอย่างดินเพียงมีการปรับปรุงครั้งล่าสุดเมื่อประมาณปี พ.ศ. 2528 การอัดตัวคายน้ำของดินบริเวณนี้จึงอาจยังไม่สมบูรณ์ อีกทั้งยังเป็นการหลีกเลี่ยงแนวท่อก๊าซของการปิโตรเลียมแห่งประเทศไทยที่ฝังไว้ห่างจากแนวขอบถนนประมาณ 5 เมตร โดยบริเวณที่ทำการเจาะเพื่อเก็บตัวอย่างคาดว่าจะจะเป็นบริเวณขอบ Berm ซึ่งเคยถูกต่อเติมเพื่อปรับปรุงเสถียรภาพของถนนสายนี้ประมาณปี พ.ศ. 2528 และใช้การเก็บตัวอย่างด้วยวิธี Fixed Piston Sampling โดยใช้กระบอกบางที่มีเส้นผ่าศูนย์กลางขนาด 3 นิ้ว และยาวประมาณ 1 เมตร ในการเก็บตัวอย่าง อีกทั้งบริเวณ ถ. สาย บางนา-บางปะกง กม.29-800 นี้เป็นบริเวณที่ดินอ่อนมาก มีกำลังรับแรงเฉือนต่ำ ปริมาณความชื้นในธรรมชาติสูง (110-150%) และมีค่าความอ่อนไหวสูง (ประมาณ 6) การเก็บตัวอย่างกระทำที่ความลึก 6.0 ถึง 7.0 เมตร ผลการทดสอบคุณสมบัติพื้นฐานแสดงในตารางที่ 5.17 กรัณฑ์ได้ทำการทดสอบการอัดตัว

คายน้ำโดยใช้อัตราความเครียดคงที่ที่ 3.3×10^{-6} /s และคงอัตราส่วนระหว่างแรงดันน้ำในโพรงดิน ส่วนเกินกับความเค้นรวม (U_v/σ_v) ไว้ไม่ให้เกิน 0.3

การทดสอบพฤติกรรมการรับแรงเฉือนในเครื่องทดสอบแรงอัดสามแกน (Triaxial Test) เป็นการทดสอบแบบ CK_0UC (K_0 -Consolidation Undrained Compression Test) และ CK_0UE (K_0 -Consolidation Undrained Extension Test) และในการทดสอบ K_0 -Consolidation นั้นจะใช้หลักการของวิธี SHANSEP ซึ่งตารางการทดสอบจะ แสดงใน ตารางที่ 5.18 สำหรับผลการทดสอบแสดงดังรูปที่ 5.36 - 5.41



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทที่ 6

ขั้นตอนในการหาพารามิเตอร์ที่จำเป็นสำหรับแบบจำลอง ความเค้น-ความเครียด

แบบจำลองความเค้น-ความเครียดต่างๆจำเป็นต้องใช้พารามิเตอร์ที่เป็นค่าคงที่เพื่อคาดคะเนพฤติกรรมของดินเหนียวดังที่ได้กล่าวถึงแล้วในบทก่อนหน้า นอกจากนี้ยังจำเป็นต้องกำหนดสภาพเริ่มต้นของดินเหนียวด้วยตัวแปรกำหนดสภาพเริ่มต้นด้วย ดังนั้นในบทที่ 6 นี้จะเป็นการกล่าวถึงรายละเอียดของขั้นตอนในการหาพารามิเตอร์ และตัวแปรเหล่านี้โดยอ้างอิงข้อมูลผลทดสอบจริงในห้องปฏิบัติการจากงานวิจัยต่างๆที่ได้อบรมไว้ เพื่อใช้ในการหาพารามิเตอร์สำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ซึ่งผลทดสอบที่นำมาใช้นั้นเป็นผลจากการทดสอบที่กระทำกับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯบริเวณต่างๆที่ได้อบรมไว้ในบทที่ 5

เนื่องจากการทดสอบที่จำเป็นต้องใช้ในการหาพารามิเตอร์ สำหรับแบบจำลองความเค้น-ความเครียด เพื่อเป็นตัวแทนของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯได้มีผู้ทำการทดสอบไว้แล้วพอสมควรซึ่งให้ผลที่ค่อนข้างเชื่อถือได้ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงอาศัยผลการทดสอบทั้งหลายดังกล่าวโดยมีรายละเอียดของข้อมูลการทดสอบดังต่อไปนี้

1. การทดสอบ oedometer หรือ CRSC ที่มีการวัดหาค่าอัตราส่วนช่องว่าง (void ratio) ที่ถูกต้องแม่นยำ โดยในการทดสอบจะต้องมีการลดและเพิ่มน้ำหนักกระทำอย่างน้อย 1 วัฏจักร ซึ่งในการลดน้ำหนักกระทำจากสภาพอัดแน่นปกติบน VCL นั้นต้องไม่ให้ค่า OCR มากเกินกว่า 10
2. การทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบ K_0 โดยอาจทำการทดสอบด้วยเครื่อง triaxial หรือ oedometer ที่มีเครื่องมือวัดหน่วยแรงในแนวราบได้ และการทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบเท่ากันทุกทิศทางด้วยเครื่อง triaxial
3. การทดสอบการเฉือนแบบไม่ระบายน้ำกับตัวอย่างดินเหนียวที่อยู่ในสภาพอัดแน่นปกติภายหลังการอัดตัวคายน้ำแบบ K_0 (K_0 -normally consolidated clay ; OCR = 1.0) โดยการทดสอบดังกล่าวจะต้องกระทำทั้ง 2 ลักษณะ คือ เฉือนแบบอัดตัว (compression mode of shearing) และ เฉือนแบบขยายตัว (extension mode of shearing) นั่นคือต้องมีการทดสอบ CK_0UC และ CK_0UE ตามลำดับนั่นเอง และจะต้องเฉือนตัวอย่างดินเหนียวจนถึงสภาวะวิบัติที่ความเครียดปริมาณมาก (large strain) ประมาณ 10 %
4. การทดสอบการเฉือนแบบไม่ระบายน้ำกับตัวอย่างดินเหนียวในสภาพอัดแน่น

มากกว่าปกติภายหลังการอัดตัวคายน้ำแบบ K_0 (K_0 - overconsolidated clay ; $OCR \approx 1.5-2.0$)
อย่างน้อย 1 ตัวอย่างในลักษณะเฉือนแบบอัดตัวด้วยเครื่อง triaxial

สำหรับแบบจำลองความเค้น ความเครียดที่ใช้ในวิทยานิพนธ์ฉบับนี้ได้ เลือกใช้
แบบจำลอง MCC และแบบจำลอง MIT-E3 จึงได้แสดงกราฟหา พารามิเตอร์ของ 2 แบบจำลองนี้
เท่านั้น

6.1 การหาพารามิเตอร์ของแบบจำลอง MCC

แบบจำลอง MCC ต้องการพารามิเตอร์ที่เป็นค่าคงที่ทั้งหมด 5 ตัว ซึ่งมีขั้นตอนในการหา
ดังนี้

- λ (Compression Index) เป็นคุณสมบัติด้านการยุบอัดตัว (Compressibility)
ของดินเหนียวในสภาพอัดแน่นปกติ หาได้จากการทดสอบ Isotropic Consolidation Test แบบ 3
มิติ โดย

$$-\lambda = \frac{-\Delta e}{\Delta \ln \sigma} \quad \text{ในช่วง Virgin Consolidation line} \quad (6.1)$$

- κ (Recompression Index) ได้จากการทดสอบการลดแรงของการทดสอบแบบ
Isotropic Consolidation โดยจะมีผลต่อการเกิด Plastic Strain โดยเป็นความชันของช่วง
Swelling Line และ

$$-\kappa = \frac{-\Delta e}{\Delta \ln \sigma} \quad \text{ในช่วง Swelling line} \quad (6.2)$$

- e_0 (void ratio) เป็นค่าเริ่มต้นของสัดส่วนช่องว่างหาได้จากกราฟ $e - \log \bar{\sigma}$ ที่ได้มา
จากการทดสอบ Isotropic consolidation โดยปกติแล้วค่าสัดส่วนช่องว่างเป็นค่าที่เปลี่ยนไป ตาม
สถานะของดินในขณะนั้น มีค่าไม่คงที่เพราะฉะนั้น นิยมใช้การตรวจสอบจากค่า compression
Ratio (CR) และ Recompression Ratio (RR) ซึ่งเป็นค่าคงที่ของดิน จึงทำให้เห็นว่าค่า λ , κ
และ e_0 มีความสัมพันธ์กัน

$-\frac{2G}{K}$ สำหรับ modified cam-clay พฤติกรรมทางด้าน elastic (Unloading Behavior) อธิบายได้โดยค่ามุมของเส้น swelling, κ ซึ่งนำไปหา Tangent elastic bulk modulus, K

$$K = \left(\frac{1 + e_0}{\kappa} \bar{\sigma} \right) \quad (6.3)$$

ส่วน Elastic shear modulus มีวิธีหาที่ยุ่งยากมากกว่า เนื่องจากค่า Elastic shear modulus จะเปลี่ยนไปตามขนาดของการเคลื่อนตัว และ ระดับของความเค้น ดังนั้นในการนำไปประยุกต์ใช้ จึงนิยมให้เป็นค่าคงที่โดยแสดงในสมการ 4.47

$-\phi$ (Angle of friction) มุมเสียดทานภายในของดิน จากผลการทดสอบ Triaxial โดยจะป็นตัวควบคุม ทิศทางการเคลื่อนที่ของ Plastic deformation

6.2 การหาพารามิเตอร์ของแบบจำลอง MIT-E3

สำหรับแบบจำลอง MIT-E3 นั้นต้องการพารามิเตอร์ที่เป็นค่าคงที่ทั้งหมด 15 ตัว ซึ่งพารามิเตอร์ออกเป็น 2 กลุ่มดังนี้

1. พารามิเตอร์ซึ่งสามารถหาค่าได้โดยตรงจากผลการทดสอบทั่วไปในห้องปฏิบัติการมีจำนวน 7 ตัว คือ $e_0, \lambda, \frac{2G}{K}, K_{oNC}, \kappa_0, \bar{\phi}_{TC}, \bar{\phi}_{TE}$
2. พารามิเตอร์ซึ่งจำเป็นต้องหาค่าจากการทำ parametric studies โดยอาศัยผลจากการทดสอบในห้องปฏิบัติการมีจำนวน 8 ตัว คือ $c, s_r, C, n, h, \gamma, \omega, \psi_0$

6.2.1 พารามิเตอร์ซึ่งสามารถหาค่าได้โดยตรงจากผลการทดสอบทั่วไปในห้องปฏิบัติการ

$-\lambda$ (compression index) คุณสมบัติด้านการยุบอัดตัว (compressibility) ของดินเหนียวในสภาพอัดแน่นปกติสามารถวัดได้จากการทดสอบ oedometer, CRSC และ triaxial ด้วยค่า compression ratio ; CR ในขณะที่ทำการอัดตัวคายน้ำดังแสดงในสมการที่ 6.4

$$CR = \frac{\Delta \varepsilon}{\Delta \log \bar{\sigma}_v} \quad (6.4)$$

โดย $\Delta \varepsilon$ คือ ปริมาณ volumetric strain ที่เปลี่ยนแปลงขณะทำการอัดตัวคายน้ำและมี

ความสัมพันธ์กับปริมาณอัตราส่วนช่องว่างที่เปลี่ยนแปลงขณะทำการอัดตัวคายน้ำดังแสดงในสมการที่ 6.5

$\Delta \log \bar{\sigma}_v$ คือ ปริมาณความเครียดประสิทธิผลในแนวตั้งที่เปลี่ยนแปลงขณะทำการอัดตัวคายน้ำโดยแสดงค่าใน logarithm scale

โดยพารามิเตอร์ λ ที่จำเป็นต้องใช้ในแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 เป็นพารามิเตอร์ที่แสดงคุณสมบัติด้านการยุบตัวของดินเหนียวในสภาพอัดแน่นปกติเช่นเดียวกับ compression ratio แต่จะแสดงในรูปความสัมพันธ์ของอัตราส่วนช่องว่าง (void ratio) กับหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ย ($\bar{\sigma}$) ดังแสดงในสมการที่ 6.6

$$\Delta \varepsilon = \frac{-\Delta e}{1 + e_0} \quad (6.5)$$

$$\lambda = \frac{-\Delta e}{\Delta \ln \bar{\sigma}} \quad (6.6)$$

โดย Δe คือ ปริมาณ void ratio ที่เปลี่ยนแปลงขณะทำการอัดตัวคายน้ำ

$\Delta \ln \bar{\sigma}$ คือ ปริมาณความเครียดประสิทธิผลเฉลี่ยที่เปลี่ยนแปลงขณะทำการอัดตัวคายโดยแสดงค่าใน natural logarithm scale

$\bar{\sigma}$ คือ หน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ยมีค่าเท่ากับ $\frac{1}{3}(1 + 2K_{oNC})\bar{\sigma}_v$

ซึ่งพารามิเตอร์ λ หาจากความชันของกราฟความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนช่องว่าง (void ratio) กับหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ย ($\bar{\sigma}$) ในการทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบเท่ากันทุกทิศทาง

- e_0 นั้นได้จากค่าอัตราส่วนช่องว่างที่สัมพันธ์กับค่าหน่วยแรงเฉลี่ยเท่ากับ 10 ตันต่อตารางเมตร (t/m^2) หรือเท่ากับ 1 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร (kg/cm^2) จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนช่องว่าง (void ratio) กับหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ย ($\bar{\sigma}$) ในการทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบเท่ากันทุกทิศทาง

- $\frac{2G}{K}$ ซึ่งสามารถหาได้จากความสัมพันธ์ในสมการที่ 4.47 โดยมีความสัมพันธ์กับค่าอัตราส่วนปัวซองของนั้นเป็นอีกหนึ่งพารามิเตอร์ที่มีความเกี่ยวข้องกับการกำหนดพฤติกรรมขณะลดน้ำหนักกระทำของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3

- K_{oNC} สำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ สามารถแสดงได้ด้วยสมการแสดงความสัมพันธ์ดังกล่าวของ SCHMIDT (1966) ดังแสดงในสมการที่ 6.7

$$K_{oOC} = K_{oNC} \cdot OCR^m \quad (6.7)$$

โดย K_{oNC} และ K_{oOC} คือ ค่า K_o ของดินเหนียวในสภาพอัดแน่นปกติ และสภาพอัดแน่นมากกว่าปกติตามลำดับ

m คือ ค่าคงที่สำหรับดินเหนียวในแต่ละแหล่ง

- κ_0 จากการพิจารณาผลทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบเท่ากันทุกทิศทางขณะลดน้ำหนักกระทำจากมวลดินในสภาพอัดแน่นปกติบน VCL ในช่วงต้นๆ พารามิเตอร์ κ_0 จะมีผลกับการคาดคะเนพฤติกรรมในช่วงแรกภายหลังจากเริ่มลดน้ำหนักกระทำ นั่นคือพารามิเตอร์ κ_0 เป็นตัวกำหนดความชันในช่วงต้นของ Swelling line นั่นเอง

- $\bar{\phi}_{TC}$ และ $\bar{\phi}_{TE}$ ค่ามุมเสียดทาน (friction angle) $\bar{\phi}_{TC}$ และ $\bar{\phi}_{TE}$ ซึ่งทำหน้าที่กำหนดสภาวะวิบัติของดินเหนียวทั้งในสภาพอัดแน่นปกติและในสภาพอัดแน่นมากกว่าปกติ ซึ่งสามารถหาได้จากการทดสอบ triaxial compression และ triaxial extension กับดินเหนียวในสภาพอัดแน่นปกติ โดยปกติแล้วการหาค่าพารามิเตอร์ $\bar{\phi}_{TC}$ นั้นทำได้ค่อนข้างยากเนื่องจากในการเฉือนตัวอย่างดินเหนียวในสภาพอัดแน่นปกตินั้นขณะที่ตัวอย่างกำลังจะถึงสภาวะวิบัติซึ่งสัมพันธ์กับความเครียดปริมาณมากๆจะปรากฏพฤติกรรมแบบ strain softening ทำให้ไม่สามารถกำหนดจุดวิบัติได้แน่นอนดังนั้นในทางปฏิบัติจึงนิยมกำหนดให้สภาวะของหน่วยแรงที่สัมพันธ์กับความเครียดประมาณ 10 % ของการเฉือนเป็นสภาวะวิบัติ ส่วนการทดสอบ triaxial extension เพื่อหาค่าของพารามิเตอร์ $\bar{\phi}_{TE}$ นั้นยังมีความยากในการประเมินผลการทดสอบจากแต่ละตัวอย่างเนื่องจากมาจากปัญหาเกี่ยวกับการคอด (necking) ที่มักเกิดขึ้นกับการทดสอบชนิดนี้ โดยค่าของพารามิเตอร์ $\bar{\phi}_{TE}$ อาจแปรเปลี่ยนในช่วงถึง 8° ขึ้นอยู่กับผู้ประเมินผลการทดสอบซึ่งนับว่าค่อนข้างมาก และผิดพลาดได้ง่าย

6.2.2 พารามิเตอร์ซึ่งจำเป็นต้องหาค่าจากการทำ parametric study

พารามิเตอร์ที่จำเป็นต้องหาค่าจากการทำ parametric study สำหรับแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 นั้นมีทั้งหมด 8 ตัว โดยการทำให้ parametric study ก็มีความจำเป็นต้องอาศัยผลจากการทดสอบในห้องปฏิบัติการเช่นกัน แต่ไม่ได้เป็นการนำผลจากการทดสอบมาใช้เป็นค่าของพารามิเตอร์ทั้ง 8 ตัวโดยตรง เนื่องจากพารามิเตอร์ทั้ง 8 ตัวนี้จะทำหน้าที่กำหนดพฤติกรรมที่ค่อนข้างซับซ้อนมากกว่าพฤติกรรมทั่วไปที่วิธีการทดสอบในห้องปฏิบัติการสามารถรองรับได้

- C, n จากพฤติกรรมแบบ perfectly hysteretic หรืออาจเรียกว่า non-linear volumetric behavior ซึ่งต้องใช้พารามิเตอร์ 2 ตัวคือ C, n ในการควบคุม พฤติกรรมดังกล่าวนับว่าเป็นพฤติกรรมสำคัญที่พบได้ในดินเหนียวทั่วไปขณะทำการลดน้ำหนักกระทำในการอัดตัวคาน้ำทั้งแบบ K_0 และแบบเท่ากันทุกทิศทาง นั่นคือพฤติกรรมที่ทำให้ค่าความชันของ swelling line มีค่าแปรเปลี่ยนไปไม่เป็นแบบเชิงเส้น ซึ่งแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 สามารถแสดงพฤติกรรมดังกล่าวได้โดยการกำหนดค่าความชันของ swelling line หรือค่า κ ที่ขณะใดๆระหว่างการลดน้ำหนักกระทำให้ขึ้นอยู่กับค่า κ_0 และค่า δ ดังแสดงในสมการที่ 4.12 และ 4.15 ตามลำดับ ดังนั้นในการหาค่าของพารามิเตอร์ทั้งสองจึงจำเป็นต้องทำการทดลองเลือกค่าของพารามิเตอร์ทั้งสองโดยกำหนดให้ค่าหนึ่งเป็นค่าคงที่แล้วแปรเปลี่ยนอีกค่าหนึ่งสลับกันเพื่อศึกษาความแปรเปลี่ยนของผลที่แบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 คาดคะเนได้ แล้วจึงเลือกค่าที่เหมาะสม

- ω ในการแสดงพฤติกรรมของดินเหนียวขณะรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำในช่วงต้นๆ ขณะที่ความเครียดยังมีค่าน้อยๆนั้น แบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 สามารถแสดงพฤติกรรมในช่วงดังกล่าวที่เป็นแบบ non-linear ซึ่งพบในการทดสอบดินเหนียวจริงด้วยการกำหนดพารามิเตอร์ ω ซึ่งมีความสัมพันธ์ที่เกี่ยวข้องกับพารามิเตอร์ C, n ดังแสดงในสมการที่ 4.15 ด้วยรายละเอียดที่ได้กล่าวถึงแล้วในบทที่ 5 โดยขั้นตอนในการหาค่าของพารามิเตอร์ ω นั้นจะต้องอาศัยผลจากการทดสอบการเฉือนแบบไม่ระบายน้ำโดยพิจารณาจากความสัมพันธ์ระหว่าง secant shear modulus (G_{sec}) กับ axial strain (%)

- c และ s , สำหรับพฤติกรรมสำคัญอีกอย่างหนึ่งที่ปรากฏในการเฉือนแบบไม่ระบายน้ำกับดินเหนียวในสภาพอัดแน่นปกติคือ strain softening behavior ซึ่งพบได้ในกราฟความสัมพันธ์ของทางเดินหน่วยแรงประสิทธิผล (effective stress path) และกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความ

เค้นกับความเครียดในการทดสอบ CK_0UC และ CK_0UE ด้วยเครื่อง triaxial ในห้องปฏิบัติการ โดยแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 ใช้พารามิเตอร์ c และ s_r เป็นพารามิเตอร์ที่ทำหน้าที่กำหนดพฤติกรรมขณะรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำโดยมีผลกับค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำสูงสุด (peak undrained shear strength) และพฤติกรรมแบบ strain softening ตามลำดับ พารามิเตอร์ s_r มีอิทธิพลโดยตรงกับการคาดคะเนการเกิด strain softening ของดินเหนียวโดยหากค่าพารามิเตอร์ s_r เพิ่มขึ้นก็จะคาดคะเนการเกิด strain softening มีปริมาณมากขึ้นตามไปด้วย ทำให้สามารถให้ค่าจำกัดความของพารามิเตอร์ s_r อีกนัยหนึ่งได้ว่าเป็นพารามิเตอร์กำหนด sensitivity ของดินเหนียวนั่นเอง ส่วนพารามิเตอร์ c จะมีอิทธิพลกับการคาดคะเนกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำสูงสุดทั้งจากการทดสอบ CK_0UC และ CK_0UE โดยในการคาดคะเนการทดสอบ CK_0UC นั้นหากเพิ่มค่าของพารามิเตอร์ c มากขึ้นก็จะทำให้แบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 คาดคะเนค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำสูงสุดเพิ่มมากขึ้นตามไปด้วย

$-y$ และ h เป็นพารามิเตอร์สำคัญที่เกี่ยวข้องกับ Bounding surface plasticity theory ที่ใช้ในแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 ซึ่งมีบทบาทสำคัญในการเชื่อมโยงพฤติกรรมของสภาวะหน่วยแรงจริงภายใน Bounding surface กับสภาวะหน่วยแรงเสมือนด้วย radial mapping rule ซึ่งมีความสัมพันธ์ดังแสดงในสมการที่ 4.6 และ 4.7 ในบทที่ 4 ตามลำดับ โดยพารามิเตอร์ h เป็นพารามิเตอร์ที่เกี่ยวข้องโดยตรงกับการคาดคะเนความเครียดพลาสติกที่เกิดขึ้นในวัฏจักรของการลดและเพิ่มน้ำหนักระทำ (residual plastic strain ; Δ^p) โดยมีความสัมพันธ์กับปริมาณของการลดน้ำหนักระทำหรือค่า OCR พารามิเตอร์ h จะมีส่วนในการควบคุมพฤติกรรมขณะเพิ่มน้ำหนักระทำ (reloading path) เมื่อกำหนดพารามิเตอร์ h ให้มีค่าลดลงจะทำให้แบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 คาดคะเนความเครียดพลาสติก (Δ^p) ที่เกิดมีปริมาณมากขึ้น ส่วนพารามิเตอร์ y จะมีผลกระทบน้อยมากกับพฤติกรรมในช่วงดังกล่าวแต่จะมีความเกี่ยวข้องกับการคาดคะเนการเปลี่ยนแปลงความดันน้ำในโพรงดินขณะรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (shear induced pore pressure in undrained shearing) การลดค่าของพารามิเตอร์ y ลงจะทำให้แบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 มีแนวโน้มที่จะคาดคะเนการเปลี่ยนแปลงความดันน้ำในโพรงดินที่เกิดขึ้นมีลักษณะเป็นค่าที่ติดลบ (negative shear induced pore pressure) แต่การเปลี่ยนแปลงค่าของพารามิเตอร์ y จะมีผลกระทบน้อยมากต่อการคาดคะเนค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุด และพฤติกรรมระหว่างความเค้นกับความเครียดในขณะรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำโดยเฉพาะอย่างยิ่งเมื่อกำหนดให้พารามิเตอร์ y มีค่ามากๆ

$-\psi_0$ เป็นพารามิเตอร์ที่จะถูกกำหนดให้เป็นค่าคงที่ไร้หน่วย (dimensionless constant) ซึ่งทำหน้าที่ควบคุมการเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติด้านการแสดงพฤติกรรมแบบ anisotropy ของดินเหนียวที่มีผลมาจากการเปลี่ยนแปลงประวัติศาสตร์ของความเค้นหรือความเครียดที่มวลดินเคยได้รับ ดังนั้นการพิจารณาค่าพารามิเตอร์ ψ_0 จึงจำเป็นต้องอาศัยผลการทดสอบที่เกี่ยวข้องกับการการเปลี่ยนแปลงทิศทางการวางตัวของ Bounding surface เช่นการทดสอบด้วยเครื่อง triaxial แบบระบายน้ำในลักษณะที่มีการควบคุมอัตราการเปลี่ยนแปลงความเครียด (drained strain-controlled)

6.3 ขั้นตอนทั่วไปในการเลือกพารามิเตอร์ของแบบจำลองดิน

สำหรับรายละเอียดในการหาพารามิเตอร์ของแบบจำลองนั้นจะพิจารณาจากการเปรียบเทียบผลที่ได้จากแบบจำลองและผลการทดสอบจริงในห้องปฏิบัติการโดยทั่วไปงานทางด้านวิศวกรรมนั้นพฤติกรรมของดินที่สำคัญที่สุดได้แก่

1.) พฤติกรรมด้านการจัดตัวคายน้ำ (Consolidation behavior)

2.) พฤติกรรมทางด้านการเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained behavior)

ดังนั้นในการเลือกพารามิเตอร์จึงจะอ้างอิงจาก 2 พฤติกรรมนี้ ในการที่จะได้มาซึ่งชุดของพารามิเตอร์นั้น จะต้องมีการเลือกพารามิเตอร์เริ่มต้น (Initial parameter) ที่หาได้จากห้องปฏิบัติการก่อน แล้วนำพารามิเตอร์ชุดแรกมาใช้ในแบบจำลอง จากนั้นนำผลจากแบบจำลองที่ได้มาเปรียบเทียบกับผลการทดสอบจริง โดยขั้นแรกต้องเปรียบเทียบกับพฤติกรรมด้านการอัดตัวคายน้ำ ในขั้นนี้ชุดข้อมูลที่ได้จากแบบจำลอง (Model Simulation results) ต้องนำมาเปรียบเทียบกับผลของพารามิเตอร์ที่ให้ผลใกล้เคียงกับผลการทดสอบจริงให้มากที่สุด พารามิเตอร์ตัวแรกที่จะเลือกมาเปรียบเทียบกับพารามิเตอร์ที่ควบคุม anisotropy direction ซึ่งจะทำให้ได้ช่วงที่เหมาะสมก่อนสำหรับพารามิเตอร์ตัวนี้ก่อนที่จะไปเปรียบเทียบกับผลของพารามิเตอร์ตัวอื่น วิธีที่ง่ายที่สุดสำหรับการเปรียบเทียบพฤติกรรมแบบอัดตัวคายน้ำให้เปรียบเทียบจาก Compression Curve ($\text{Log } \sigma'_{oc}$ กับ ϵ_a) หลังจากได้พารามิเตอร์ที่เหมาะสมที่สุด (Best Fit Parameter) ให้เปรียบเทียบโดยใช้พฤติกรรมด้านการรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ โดยพารามิเตอร์ตัวแรกที่จะนำมาเปรียบเทียบควรเป็นพารามิเตอร์ที่ควบคุมพฤติกรรมทางด้านการรับแรงเฉือนวิธีที่ง่ายที่สุดในการเปรียบเทียบพฤติกรรมทางการรับแรงเฉือนให้เปรียบเทียบกับ normalized shear behavior (q/σ'_{ve} หรือ q/p หรือ ϵ_a) หลังจากได้พารามิเตอร์ที่เหมาะสมที่สุดแล้วให้เปรียบเทียบพฤติกรรมแบบอัดตัวคายน้ำอีกรอบหนึ่งจนได้ พารามิเตอร์ที่สอดคล้องกับพฤติกรรมทั้ง 2 ด้าน ขั้นตอนแสดงการหาพารามิเตอร์แสดงในรูปที่ 6.1

6.4 ขั้นตอนในการเลือกพารามิเตอร์ของแบบจำลอง (Modified Camclay)

ในหัวข้อนี้จะกล่าวถึงขั้นตอนในการเลือกพารามิเตอร์ของแบบจำลอง MCC ซึ่งแบบจำลอง MCC นี้มีพารามิเตอร์ที่ต้องใช้อยู่ 5 ตัว ได้แก่ λ , κ , e_0 , $\frac{2G}{K}$, K , ϕ และเนื่องจาก MCC เป็นแบบจำลองแบบ isotropic soil Model จึงไม่มีพารามิเตอร์ที่ควบคุมพฤติกรรมด้าน anisotropy พารามิเตอร์ที่เลือกมาก่อนควรเป็นพารามิเตอร์ที่ควบคุมพฤติกรรมด้านการอัดตัวคายน้ำได้แก่ e_0 , λ , κ ตามลำดับแล้วจึงพิจารณาพารามิเตอร์ $\frac{2G}{K}$ และ ϕ เป็นสุดท้ายโดยขั้นตอนการเลือกพารามิเตอร์แสดงในรูปที่ 6.2 จากผลการทดสอบของ KIM(1991) พารามิเตอร์ λ , κ และ e_0 ได้จากรูปที่ 6.4ก. ซึ่งแสดงความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนช่องว่าง (void ratio) กับหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ย ($\bar{\sigma}$) ในการทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบเท่ากันทุกทิศทางจะได้ว่าค่าพารามิเตอร์ λ มีค่าเท่ากับ 0.357 พารามิเตอร์ κ มีค่าเท่ากับ 0.081 และค่าพารามิเตอร์ e_0 นั้นได้จากค่าอัตราส่วนช่องว่างที่สัมพันธ์กับค่าหน่วยแรงเฉลี่ยเท่ากับ 10 ตันต่อตารางเมตร (t/m^2) หรือเท่ากับ 1 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร (kg/cm^2) ซึ่งมีค่าเท่ากับ 1.95 สำหรับค่าพารามิเตอร์ $\frac{2G}{K}$ ซึ่งสามารถหาได้จากความสัมพันธ์ในสมการที่ 4.47 โดยมีความสัมพันธ์กับค่าอัตราส่วนบัวของมันโดยจากการทดลองใช้ค่าพารามิเตอร์ $\frac{2G}{K}$ หลายค่าทำให้ได้ข้อสรุปว่าค่าที่ให้ผลดีที่สุดคือ 0.82 ซึ่งสัมพันธ์กับค่าอัตราส่วนบัวของมันเท่ากับ 0.32 ตามสมการที่ 4.47 และสำหรับพารามิเตอร์ตัวสุดท้าย คือ ค่ามุมเสียดทาน (friction angle) $\bar{\phi}$ ซึ่งทำหน้าที่กำหนดสภาวะวิบัติของดินเหนียวทั้งในสภาพอัดแน่นปกติและในสภาพอัดแน่นมากกว่าปกติ ซึ่งสามารถหาได้จากการทดสอบ triaxial compression กับดินเหนียวในสภาพอัดแน่นปกติ โดยปกติแล้วการหาค่าพารามิเตอร์ $\bar{\phi}$ นั้นทำได้ค่อนข้างยากเนื่องจากในการเฉือนตัวอย่างดินเหนียวในสภาพอัดแน่นปกตินั้นขณะที่ตัวอย่างกำลังจะถึงสภาวะวิบัติซึ่งสัมพันธ์กับความเครียดปริมาณมากๆ จะปรากฏพฤติกรรมแบบ strain softening ทำให้ไม่สามารถกำหนดจุดวิบัติได้แน่นอน ดังนั้นในทางปฏิบัติจึงนิยมกำหนดให้สภาวะของหน่วยแรงที่สัมพันธ์กับความเครียดประมาณ 10 % ของการเฉือนเป็นสภาวะวิบัติ โดยจากรูปที่ 6.4ข. จะได้ค่าความชัน(M) ของเส้น critical state line เท่ากับ 0.88 ซึ่งสามารถคำนวณค่า $\bar{\phi}$ ตามสมการที่ 6.8 มีค่าเท่ากับ 23°

$$M = \frac{6 \cdot \sin \phi}{3 - \sin \phi} \quad (6.8)$$

สำหรับผลการวิเคราะห์พารามิเตอร์ของข้อมูลดินทั้งหมดแสดงดังตารางที่ 6.1

6.5 ขั้นตอนในการเลือกพารามิเตอร์ของแบบจำลอง MIT-E3

แบบจำลอง MIT-E3 มีพารามิเตอร์ทั้งหมด 15 ตัว ในขั้นแรกต้องมีพารามิเตอร์เริ่มต้นที่ได้จากผลในห้องปฏิบัติการแล้วเริ่มเปลี่ยนค่าพารามิเตอร์โดยเริ่มจากพารามิเตอร์ที่ควบคุมพฤติกรรมด้านการอัดตัวคายน้ำก่อนได้แก่ e_0 , λ , κ ตามลำดับปรับปรุงพฤติกรรมด้านการรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ โดยแบบจำลอง MIT-E3 พารามิเตอร์ที่มีผลต่อ c , ω , γ (สำหรับ OC Clay), C , n , และ St

โดยขั้นตอนการหาพารามิเตอร์มีดังนี้

- 1.) e_0 ปรับค่า e_0 เพื่อปรับปรุงพฤติกรรมด้านการ recompression โดยเปรียบเทียบกับกราฟของ $\log \bar{\sigma}_{oct}$ กับ ε_a และ ε_a กับ $q/\bar{\sigma}$
- 2.) λ ปรับค่า λ เพื่อปรับปรุงพฤติกรรมด้านการ virgin compression
- 3.) κ_0 ปรับค่า κ_0 เพื่อปรับปรุงพฤติกรรมด้านการ small strain แต่ทั้งนี้ ไม่ควรเปลี่ยนแปลงมาก ควรปรับไม่เกิน $\pm 30\%$ สำหรับค่าเริ่มต้นของ κ_0 แนะนำให้ใช้ที่ 0.001

ขั้นตอนต่อไปเป็นการปรับปรุงพฤติกรรมด้านการรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำโดยแบบจำลอง MIT-E3 พารามิเตอร์ที่มีผลต่อ c , ω , γ (สำหรับ OC Clay), C , n , และ St โดยมีขั้นตอนการปรับดังนี้

- 4.) c จะเป็นตัวควบคุม undrained peak strength แนะนำให้ใช้ในช่วง 0.550-0.800
- 5.) ω ซึ่งมีผลในด้าน รูปแบบของ normalized undrained shearing strength ในการปรับค่า ω ต้องพิจารณาปัญหาออกเป็น 2 กรณี ใหญ่ๆ ได้แก่

- 1.) Large strain
- 2.) Small strain

สำหรับปัญหาในเรื่องของ Large strain ($\varepsilon_a \geq 1\%$) การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของเสาเข็มในดินเหนียวนั้น ต้องการค่า ω สูงๆ (0.5-2.00) และสัมพันธ์กับค่า St ต่ำๆ (1.00-3.00) สำหรับปัญหาในเรื่องของ small strain ($0.1\% \leq 1\%$) เช่นปัญหาการเคลื่อนตัวด้านข้างของอุโมงค์ใหญ่ในดินเหนียว ต้องการค่า ω ต่ำๆ (0.01 ถึง 0.1) โดยต้องใช้กราฟ undrained modulus (E_u) กับ ε_a (log-log space) ในการพิจารณาค่า

- 6.) γ มีผลสำหรับการทดลอง over consolidated test โดย γ ควรใช้ในช่วง 0.1 - 0.3
- 7.) C และ n เป็นพารามิเตอร์ที่ต้องปรับคู่กัน โดยค่า C ควรใช้ระหว่าง 12 - 28 และ n ควรใช้ระหว่าง 1 - 25
- 8.) St ควบคุมพฤติกรรมด้าน Strain softening โดย ค่า St นั้นต้องพิจารณาค่า ω ด้วย ในการเกิดปัญหา large strain ต้องการ St ต่ำ (1.00 - 3.00) แต่สำหรับปัญหา small strain St มีผลน้อยมาก

เมื่อพิจารณาครบแล้ว ตรวจสอบชุดพารามิเตอร์อีกครั้งค่าสอดคล้องกับผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการทั้งสองพฤติกรรมหรือไม่ ซึ่งอาจต้องมีการปรับพารามิเตอร์อีกครั้งหนึ่ง

จากขั้นตอนในการปรับพารามิเตอร์ข้างต้นต่อไปนี้จะอ้างอิงกับผลการทดสอบของ KIM โดยพารามิเตอร์ λ และ e_0 ได้จากรูปที่ 6.4ก. จะได้ว่าค่าพารามิเตอร์ λ มีค่าเท่ากับ 0.357 และค่าพารามิเตอร์ e_0 นั้นได้จากค่าอัตราส่วนช่องว่างที่สัมพันธ์กับค่าหน่วยแรงเฉลี่ยเท่ากับ 10 ตันต่อตารางเมตร (t/m^2) หรือเท่ากับ 1 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร (kg/cm^2) ซึ่งมีค่าเท่ากับ 1.95 ในกรณีของพารามิเตอร์ κ_0 อย่างที่ได้กล่าวถึงแล้วข้างต้นว่าวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เลือกใช้ค่าของพารามิเตอร์ κ_0 จากการพิจารณาผลทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบเท่ากันทุกทิศทางขณะลดน้ำหนักกระทำจากมวลดินในสภาพอัดแน่นปกติบน VCL ในช่วงต้นๆโดย KIM (1991) ดังแสดงในรูปที่ 6.4ก. โดยพารามิเตอร์ κ_0 จะมีผลกับการคาดคะเนพฤติกรรมในช่วงแรกภายหลังจากเริ่มลดน้ำหนักกระทำ นั่นคือพารามิเตอร์ κ_0 เป็นตัวกำหนดความชันในช่วงต้นของ Swelling line นั่นเอง ซึ่งจากการทดลองหาค่าของพารามิเตอร์ κ_0 พบว่าค่าที่เหมาะสมที่สุด คือ 0.001 พารามิเตอร์ $\frac{2G}{K}$ ซึ่งสามารถหาได้จากความสัมพันธ์ในสมการที่ 4.47 โดยมีความสัมพันธ์กับค่าอัตราส่วนปัวซองนั้นเป็นอีกหนึ่งพารามิเตอร์ที่มีความเกี่ยวข้องกับการกำหนดพฤติกรรมขณะลดน้ำหนักกระทำของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 ดังนั้นในวิทยานิพนธ์ฉบับนี้จึงได้ทำการพิจารณาค่าพารามิเตอร์ $\frac{2G}{K}$ จากการจำลองการลดน้ำหนักกระทำแบบ K_0 ภายหลังจากเสร็จสิ้นการอัดตัวคายน้ำแบบ K_0 จนถึงสภาวะหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ยสูงสุดที่ต้องการเทียบกับผลทดสอบการอัดตัวคายน้ำและลดน้ำหนักกระทำแบบ K_0 ในการเตรียมตัวอย่างก่อนการทดสอบ CK_0UC ของ KIM (1991) โดยจากการทดลองใช้ค่าพารามิเตอร์ $\frac{2G}{K}$ หลายค่าทำให้ได้ข้อสรุปว่าค่าที่ให้ผลดีที่สุดคือ 0.82 ในส่วนของพารามิเตอร์ K_{onC} สำหรับตัวอย่างดินเหนียวของ KIM (1991) ได้กำหนดไว้เท่ากับ 0.62 และสำหรับพารามิเตอร์ 2 ตัวสุดท้ายที่สามารถหาได้โดยตรงจากผลทดสอบในห้องปฏิบัติการคือ ค่ามุมเสียดทาน (friction angle) $\bar{\phi}_{TC}$ และ $\bar{\phi}_{TE}$ ซึ่งทำหน้าที่กำหนดสภาวะวิบัติของดินเหนียวทั้งในสภาพอัดแน่นปกติและในสภาพอัดแน่นมากกว่าปกติ ซึ่งสามารถหาได้จากการทดสอบ triaxial compression และ triaxial extension กับดินเหนียวใน

สภาพอัดแน่นปกติ โดยจากผลการทดสอบของ KIM (1991) กำหนดให้พารามิเตอร์ $\bar{\phi}_{TC}$ มีค่าเท่ากับ 23° ซึ่งเป็นค่าโดยประมาณสำหรับตัวอย่างดินเหนียวทั้งจากสภาพอัดแน่นปกติและจากสภาพอัดแน่นมากกว่าปกติ และค่าของพารามิเตอร์ $\bar{\phi}_{TE}$ มีค่าเท่ากับ 33° ต่อไปเป็นการหาพารามิเตอร์ จากการทำ parametric study สำหรับแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 นั้นมีทั้งหมด 8 ตัว

เริ่มจากพฤติกรรมแบบ perfectly hysteretic หรืออาจเรียกว่า non-linear volumetric behavior ซึ่งต้องใช้พารามิเตอร์ 2 ตัวคือ C, n ในการหาค่าของพารามิเตอร์ทั้งสองจึงจำเป็นต้องทำการทดลองเลือกค่าของพารามิเตอร์ทั้งสองโดยกำหนดให้ค่าหนึ่งเป็นค่าคงที่แล้วแปรเปลี่ยนอีกค่าหนึ่งสลับกันเพื่อศึกษาความแปรเปลี่ยนของผลที่แบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 คาดคะเนได้ แล้วจึงเลือกค่าที่เหมาะสมที่สุดดังแสดงในรูปที่ 6.5-6.7 ซึ่งแสดงค่าของพารามิเตอร์ C, n ที่เหมาะสมที่สุดสำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯคือ $C = 6.9$ และ $n = 1.4$

ขั้นตอนในการหาค่าของพารามิเตอร์ ω นั้นจะต้องอาศัยผลจากการทดสอบการเฉือนแบบไม่ระบายน้ำโดยพิจารณาจากความสัมพันธ์ระหว่าง secant shear modulus (G_{sec}) กับ axial strain (%) ดังแสดงในรูปที่ 6.8 ซึ่งเป็นการเปรียบเทียบระหว่างผลการคาดคะเนพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯขณะรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำกับผลการทดสอบ CK_0UC ของ KIM (1991) โดยพิจารณาที่ OCR เท่ากับ 1.50 จากการพิจารณาทำให้ทราบค่าของพารามิเตอร์ ω ที่เหมาะสมที่สุด มีค่าเท่ากับ 0.05

สำหรับ พารามิเตอร์ c และ s_r เป็นพารามิเตอร์ที่กำหนดพฤติกรรมขณะรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำโดยมีผลกับค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำสูงสุด (peak undrained shear strength) และพฤติกรรมแบบ strain softening ตามลำดับดังแสดงตัวอย่างในรูปที่ 6.9-6.11 ซึ่งเป็นการเปรียบเทียบระหว่างผลการคาดคะเนพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯขณะรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำกับผลการทดสอบ CK_0UC ของ KIM (1991) โดยพิจารณาที่ดินเหนียวในสภาพอัดแน่นปกติ (OCR = 1.0) และจากรูปดังกล่าวจะสังเกตได้ว่าพารามิเตอร์ s_r นั้นมีอิทธิพลน้อยมากต่อการคาดคะเนพฤติกรรมระหว่างความเค้นกับความเครียดในสภาวะก่อนที่หน่วยแรงเฉือนที่ตัวอย่างดินเหนียวได้รับจะถึงค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำสูงสุด (pre-peak behavior) แต่กลับมีอิทธิพลต่อพฤติกรรมภายหลังจากที่หน่วยแรงเฉือนที่ตัวอย่างดินเหนียวได้รับถึงค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำสูงสุดแล้ว (post-peak behavior) นั่นคือพารามิเตอร์ s_r มีอิทธิพลโดยตรงกับการคาดคะเนการเกิด strain softening ของดินเหนียว

ในทางกลับกันพารามิเตอร์ c จะมีอิทธิพลกับการคาดคะเนกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำสูงสุดทั้งจากการทดสอบ CK_0UC และ CK_0UE โดยในการคาดคะเนการทดสอบ CK_0UC นั้นหากเพิ่มค่าของพารามิเตอร์ c มากขึ้นก็จะทำให้แบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3

คาดคะเนค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำสูงสุดเพิ่มมากขึ้นตามไปด้วย ซึ่งสามารถสังเกตได้จากรูปที่ 6.10 โดยการเปลี่ยนแปลงค่าของพารามิเตอร์ c ดังกล่าวจะมีผลกระทบต่อ การเปลี่ยนแปลงพฤติกรรมแบบ strain softening บ้างแต่ในปริมาณเพียงเล็กน้อยและสามารถ กำหนดค่าของพารามิเตอร์ c เท่ากับ 0.578 และค่าของพารามิเตอร์ s_r เท่ากับ 2.85

พารามิเตอร์ h เป็นพารามิเตอร์ที่เกี่ยวข้องโดยตรงกับการคาดคะเนความเครียด พลาสติกที่เกิดขึ้นในวัฏจักรของการลดและเพิ่มน้ำหนักกระทำ (residual plastic strain) สำหรับ ข้อมูลดินกรุงเทพฯโดยทั่วไปใช้ h เท่ากับ 0.4 พารามิเตอร์ γ มีผลกระทบ เกี่ยวข้องกับการ คาดคะเนการเปลี่ยนแปลงความดันน้ำในโพรงดินขณะรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (shear induced pore pressure in undrained shearing) ดังแสดงในรูปที่ 6.12 ซึ่งแสดงการ เปรียบเทียบระหว่างผลจากการคาดคะเนพฤติกรรมขณะรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดิน เหนียวในสภาพอัดแน่นมากกว่าปกติ (OCR=1.24) ด้วยแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 เปรียบเทียบกับผลการทดสอบ CK_0UC ของ KIM (1991) ทำให้สามารถกำหนดค่าของ พารามิเตอร์ γ ได้เท่ากับ 0.5 พารามิเตอร์ ψ_0 ซึ่งทำหน้าที่ควบคุมการเปลี่ยนแปลง คุณสมบัติด้านการแสดงพฤติกรรมแบบ anisotropy ของดินเหนียวที่มีผลมาจากการเปลี่ยนแปลง ประวัติศาสตร์ของความเค้นหรือความเครียดที่มวลดินเคยได้รับ ค่าของพารามิเตอร์ ψ_0 ถูก เลือกใช้ คือ 100 จากขั้นตอนการวิเคราะห์พารามิเตอร์ของแบบจำลอง MIT-E3 จะพบว่ามีความ ยุ่งยากซับซ้อน และเสียเวลาในการปรับพารามิเตอร์มาก และขั้นตอนทั้งหมดแสดงในรูปที่ 6.3 โดยผลการวิเคราะห์พารามิเตอร์ของข้อมูลดินอื่นๆแสดงดังตารางที่ 6.2

บทที่ 7

ระบบอัตโนมัติในการคำนวณหาพารามิเตอร์ของแบบจำลองดิน

จากบทที่ 6 แสดงถึงการหาพารามิเตอร์โดยวิธีทั่วไป ซึ่งจะพบว่าจะมีความยุ่งยากซับซ้อน โดยเฉพาะแบบจำลอง MIT-E3 ซึ่งมีพารามิเตอร์ถึง 15 ตัว ดังนั้นในวิทยานิพนธ์ฉบับนี้จึงเสนอระบบอัตโนมัติเพื่อวิเคราะห์หาพารามิเตอร์ซึ่งมีหลักการของระบบอัตโนมัติดังนี้

7.1 โปรแกรมของแบบจำลองดิน (Fortran Source Code)

โปรแกรมนี้เป็นโปรแกรมที่พัฒนาขึ้นเพื่อจำลองพฤติกรรมของดินเพื่อใช้ในงานออกแบบและวิเคราะห์ในด้านวิศวกรรมและถูกพัฒนาขึ้นที่ Massachusetts Institute of Technology (MIT) เพื่อจำลองพฤติกรรมของดินโดยใช้ แบบจำลอง Modified Cam Clay (MCC), MIT-E1 และ MIT-E3

สำหรับโปรแกรมต้นแบบเป็นโปรแกรมที่เขียนขึ้นด้วยภาษา Fortran โดยใช้หลักการ strain-controlled และเป็นแบบจำลองที่ใช้หลักของ Effective Stress Model สำหรับ วิทยานิพนธ์ฉบับนี้ ได้เลือกแบบจำลองมาใช้เพียง 2 แบบจำลองได้แก่ Modified cam clay (MCC) และ MIT-E3 โดย

Subroutine ของ MCC ถูกเขียนขึ้นโดย Kavvas(1980) และ Subroutine ของ MIT-E3 ถูกเขียนขึ้นโดย Whittle(1987)

สำหรับโปรแกรมนี้ถูกพัฒนาขึ้นโดยใช้ Finite transformed strain increments โดยใช้ subroutine driving_routine ซึ่งได้ค่า "dlimit" เพื่อแบ่งค่า strain increment โดย strain increment ที่เพิ่มขึ้นในแต่ละขั้นตอนได้ถูกจำกัดไม่ให้เกินค่า dlimit

สำหรับภายในโปรแกรมมีขั้นตอนการคำนวณดังนี้

1. รับค่าพารามิเตอร์ เริ่มแรกสำหรับคำนวณ ซึ่งแบ่งเป็น 2 แบบจำลอง

- Modified Cam Clay ต้องการค่าเริ่มต้นดังนี้

- พารามิเตอร์ 5 ตัว ได้แก่ $\lambda, \kappa, e_0, \phi, \gamma$

- ค่าเริ่มต้นหน่วยแรง (initial stress) ได้แก่ $\sigma_{yy}, \sigma_{xx}, \sigma_{zz}$, และ σ_{xy}

- ค่า OCR

- MIT-E3 ต้องการค่าเริ่มต้นดังนี้

- พารามิเตอร์เริ่มต้น 15 ตัว ได้แก่

$$\lambda, e_0, \kappa_0, \frac{2G}{K}, K_{0NC}, c, \phi_0, \phi_{TC}, \phi_{TE}, n, C, \gamma, h, S_t, \omega$$

- ค่าเริ่มต้นของหน่วยแรง (Initial stress) ได้แก่ $\sigma_{yy}, \sigma_{xx}, \sigma_{zz}$, และ σ_{xy}

- พารามิเตอร์เพื่อกำหนดว่า bounding surface ได้แก่ α, a_1, a_2 และ a_3

α = ขนาดของ bounding surface

$$a_1 = \frac{1}{\sqrt{6}}(2b_{yy} - b_{xx} - b_{zz})\alpha$$

$$a_2 = \frac{1}{\sqrt{2}}(b_{zz} - b_{xx})\alpha$$

$$a_3 = \sqrt{2}b_{xy}\alpha$$

โดย b คือพารามิเตอร์แสดงการวางตัวของ bounding surface

2. คำนวณค่า strain increment โดยใช้วิธีการ strain control โดยจำกัดค่า strain increment ไม่ให้เกินค่า dlimit

3. คำนวณหา elastic modulus

$$K = \frac{1+e_0}{\kappa} \sigma$$

และ
$$\frac{2G}{K} = \frac{3(1-2\nu)}{1+\nu}$$

4. คำนวณ plastic strain ดังนี้

4.1 คำนวณ $\frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}}$

4.2 คำนวณ hardening (H)

4.3 คำนวณ $\dot{\Lambda}$

4.4 คำนวณ $\dot{\epsilon}^p$

โดย $\dot{\epsilon}^p = \dot{\Lambda} P$

$$\dot{\tilde{e}}^p = \dot{\tilde{\Lambda}} \tilde{P}$$

5. คำนวณหา elastic strain และ stress ที่เพิ่มขึ้น

5.1 หา $\dot{\tilde{\epsilon}}^e$

$$\dot{\tilde{\epsilon}}^e = \dot{\tilde{\epsilon}} - \dot{\tilde{\epsilon}}^p$$

$$\dot{\tilde{e}}^e = \dot{\tilde{e}} - \dot{\tilde{e}}^p$$

5.2 หา $\dot{\tilde{\sigma}}$

$$\dot{\bar{\sigma}} = K \dot{\varepsilon}^e$$

$$\dot{s} = 2G \dot{\varepsilon}^e$$

6. คำนวณ stress และ strain ที่เกิดขึ้นในขั้นถัดไป

$$\text{New } \bar{\sigma} = \text{old } \bar{\sigma} + \dot{\bar{\sigma}}$$

$$\text{New } \varepsilon = \text{old } \varepsilon + \dot{\varepsilon}$$

7. คำนวณ plastic strain ที่เกิดขึ้นในการคำนวณขั้นถัดไป

$$\text{New } \varepsilon_v^p = \text{old } \varepsilon_v^p + \dot{\varepsilon}_v^p$$

8. เมื่อได้ค่าเริ่มต้นในการคำนวณขั้นต่อไป จากนั้นทำการคำนวณโดยกลับไปข้อ 3 ใหม่และทำการคำนวณวน Loop ไปเรื่อยๆ โดยจะหยุดเมื่อแตะ Critical State Line แผนภาพแสดงการคำนวณของแบบจำลองแสดงดังรูปที่ 7.1

สำหรับผลการจำลองพฤติกรรมดินจากแบบจำลอง MCC แสดงดังรูปที่ 7.4 - 7.46 และผลจากแบบจำลอง MIT-E3 แสดงดังรูปที่ 7.47-7.67

7.2 ทฤษฎีทางสถิติเพื่อวิเคราะห์หาพารามิเตอร์

ในระบบอัตโนมัติที่สร้างขึ้นได้อาศัยทฤษฎีกำลังสองน้อยที่สุด (Least R-square, R^2) ในการวิเคราะห์พารามิเตอร์โดยในขั้นแรกจะต้องมีการป้อนข้อมูลของข้อมูลการทดสอบดินที่ได้จากห้องปฏิบัติการขึ้นได้แก่

- 1.) ข้อมูล ความสัมพันธ์ของ Stress path (p-q diagram) จากการทดสอบ Triaxial
- 2.) ข้อมูลความสัมพันธ์ระหว่าง deviatoric stress(q) กับ axial strain(ε_a) จากการทดสอบ Triaxial
- 3.) ข้อมูลระหว่าง deviatoric stress กับ excess pore pressure จากการทดสอบ Triaxial
- 4.) ข้อมูลระหว่าง void ratio กับ $\log p'$ ของการทดสอบ Isotropic consolidation

ซึ่งข้อมูลการทดสอบที่ได้มาจากข้างต้นจะถูกเก็บไว้เป็นตัวเปรียบเทียบ จากนั้น โปรแกรมจะวิเคราะห์หาพารามิเตอร์โดยจะทำให้ผลการคาดคะเนจากแบบจำลองดินใกล้เคียงกับผลการทดสอบจริงมากที่สุด ซึ่งในการพิจารณาในขั้นนี้ ได้ใช้วิธีกำลังสองน้อยที่สุดมาวิเคราะห์ โดยโปรแกรมจะทำการ

คาดคะเนผลการทดสอบ stress path ของพารามิเตอร์ชุดหนึ่งแล้วเปรียบเทียบกับผลการทดสอบจริง โดย

$$\text{Sum Square Total (SST)} = \sum (y_i - \bar{y})^2 \quad (7.1)$$

$$\text{Sum Square Eros (SSE)} = \sum (y_i - \hat{y}_i)^2 \quad (7.2)$$

$$\text{R Square (R}^2\text{)} = 1 - \frac{\text{SSE}}{\text{SST}} \quad (7.3)$$

y_i , \hat{y}_i คือค่าของผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการและการคาดคะเนของแบบจำลองที่ X เดียวกัน ตามลำดับ

\bar{y} คือค่าเฉลี่ยของ y_i ที่ได้จากห้องปฏิบัติการ

โดยถ้าค่า R^2 มีค่าใกล้ 1 แสดงว่าผลการคาดคะเนและพารามิเตอร์ชุดนั้นเหมาะสม ใกล้เคียงกับผลการทดสอบจริงในห้องปฏิบัติการแต่ถ้า R^2 เข้าใกล้ศูนย์ แสดงว่าผลการคาดคะเน ห่างจากผลการทดสอบจริง และพารามิเตอร์ชุดนั้น ไม่เหมาะสม ซึ่งต้องเปลี่ยนค่าพารามิเตอร์ ไป จนพบชุดพารามิเตอร์ที่ให้ค่า R^2 สูงสุด แผนภาพแสดงการคำนวณแสดงดังรูปที่ 7.2

โดยทั้งหมดแบ่งการคำนวณออกเป็น 4 ชุดดังนี้

1. ส่วนของ $p-q$

y_i และ \hat{y}_i คือค่า q ของผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการและการคาดคะเนของ แบบจำลองที่ p เดียวกันตามลำดับ และ \bar{y} คือค่าเฉลี่ยของ q ที่ได้จากห้องปฏิบัติการ

2. ส่วนของ ε_a, q

y_i และ \hat{y}_i คือค่า q ของผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการและการคาดคะเนของ แบบจำลองที่ ε_a เดียวกันตามลำดับ และ \bar{y} คือค่าเฉลี่ยของ q ที่ได้จากห้องปฏิบัติการ

3. ส่วนของ ε_a, u

y_i และ \hat{y}_i คือค่า u ของผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการและการคาดคะเนของ แบบจำลองที่ ε_a เดียวกันตามลำดับ และ \bar{y} คือค่าเฉลี่ยของ u ที่ได้จากห้องปฏิบัติการ

4. ส่วนของ e กับ $\ln \bar{\sigma}$

y_i และ \hat{y}_i คือค่า e ของผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการและการคาดคะเนของ แบบจำลองที่ $\ln \bar{\sigma}$ เดียวกันตามลำดับ และ \bar{y} คือค่าเฉลี่ยของ e ที่ได้จากห้องปฏิบัติการ

ในระบบการคำนวณ R-square จะแบ่งออกเป็น 2 แบบ คือ

1. ระบบคำนวณ R-square ของพารามิเตอร์ จะเป็นระบบที่คำนวณค่า R-square ของ พารามิเตอร์ที่ผู้ใช้กำหนดเข้าไปเอง

2. ระบบการคำนวณ R-square แบบหาพารามิเตอร์ที่เหมาะสมที่สุด โดยระบบจะคำนวณหาพารามิเตอร์ที่เหมาะสมที่สุดและค่า R-square สูงสุดเมื่อเปรียบเทียบในโปรแกรม

7.3 หลักการในการหาพารามิเตอร์ของระบบอัตโนมัติ

ในหัวข้อนี้จะกล่าวถึงหลักการในการหาพารามิเตอร์ของระบบอัตโนมัติโดยมีขั้นตอนดังต่อไปนี้

- 1.) รับค่าเริ่มต้น ที่ต้องกำหนดให้ระบบได้แก่
 - 1.1) หน่วยแรงเริ่มต้น โดยเป็นค่าหน่วยแรงเริ่มต้นที่สอดคล้องกับผลการทดสอบจริงในห้องปฏิบัติการ
 - 1.2) ค่าพารามิเตอร์เริ่มต้น
 - 1.3) ผลการทดสอบจริงในห้องปฏิบัติการได้แก่
 - 1.3.1) ความสัมพันธ์ของ Stress path แบบ MIT
 - 1.3.2) ความสัมพันธ์ระหว่าง $\frac{\sigma_v - \sigma_h}{2}$ กับ Axial strain
 - 1.3.3) ความสัมพันธ์ระหว่าง Excess pore pressure กับ Axial Strain
 - 1.3.4) Mean effective stress กับ void ratio ของการทดสอบ Isotropic Consolidation
- 2.) จำลองพฤติกรรมของดินตามแต่แบบจำลองที่เลือกซึ่งมี 2 แบบได้แก่ Modified Cam Clay และ MIT-E3
- 3.) เปรียบเทียบผลการจำลองพฤติกรรมดินกับผลการทดสอบจริงจากห้องปฏิบัติการ โดยใช้วิธี R-square โดยสมการคำนวณค่า R-square แสดงดังสมการที่ 7.3 และ รูปที่ 7.3 แสดงถึงค่า y_i และ \hat{y} ที่ใช้คำนวณค่า R-square โดยถ้าค่า R-square มาก แสดงว่า ผลการจำลองพฤติกรรมดินโดยแบบจำลองมีค่าสอดคล้องกับผลการทดสอบจริง
- 4.) ปรับค่าพารามิเตอร์โดยจะปรับค่าพารามิเตอร์ตัวแรกครั้งละ 0.5% ของค่าพารามิเตอร์เริ่มต้น โดยขอบเขตในการปรับค่าพารามิเตอร์จะปรับขึ้น 20% และปรับลง 20% ($\pm 20\%$) ของค่าพารามิเตอร์เริ่มต้น เมื่อปรับพารามิเตอร์ตัวแรกจนได้ค่าพารามิเตอร์ที่ให้ค่า R-square สูงสุดแล้ว ระบบอัตโนมัติจะเก็บค่าพารามิเตอร์ที่ให้ค่า R-square เฉลี่ยสูงสุดเพื่อใช้ในการปรับค่าพารามิเตอร์ตัวถัดไป ระบบจะปรับค่าพารามิเตอร์ตัว

ที่สองเหมือนกับการปรับพารามิเตอร์ตัวแรกและจะทำเช่นนี้ไปจนถึงพารามิเตอร์ตัวสุดท้าย เมื่อปรับค่าพารามิเตอร์ครบทุกพารามิเตอร์แล้ว ระบบจะย้อนกลับไปปรับที่พารามิเตอร์ตัวแรกอีกครั้งแล้ววนปรับจบครบ ทำเช่นนี้จนครบ 3 รอบ โดยระบบจะเก็บค่าพารามิเตอร์ที่ให้ค่า R-square สูงที่สุด

- 5.) ตรวจสอบความถูกต้องของพารามิเตอร์โดยนำพารามิเตอร์ที่ได้จากระบบอัตโนมัติมาจำลองพฤติกรรมดินเทียบกับผลการทดสอบจริงในห้องปฏิบัติการอีกครั้ง

จากขั้นตอนในการหาพารามิเตอร์โดยระบบอัตโนมัติที่กล่าวมาแสดงดังรูป ที่ 7.2 และรูปที่ 7.68-7.104 เป็นรูปแสดงการเปรียบเทียบค่า R-square ของการคำนวณหาพารามิเตอร์ด้วยวิธี Manual เปรียบเทียบกับการหาพารามิเตอร์โดยระบบอัตโนมัติ



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทที่ 8

บทสรุป

8.1 ผลการคาดคะเนพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯด้วยแบบจำลองดิน

ในการคาดคะเนพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯในการวิจัยนี้จะทำการคาดคะเนโดยพิจารณาผลการทดสอบจากเครื่องtriaxialทั้งแบบอัดตัวและแบบคายตัว (Triaxial compression and extension test) รวมทั้งพิจารณาผลจากการทดสอบการอัดตัวคายน้ำแบบ 1 มิติ (one-dimensional consolidation test) ซึ่งจะเปรียบเทียบผลการคาดคะเนจากแบบจำลอง Modified cam clay และ แบบจำลอง MIT-E3

8.1.1. แบบจำลอง MCC

การคาดคะเนพฤติกรรมขณะทดสอบ CK_0UC และ CIU ของแบบจำลอง MCC พบว่าผลการคาดคะเนระหว่าง q กับ Axial strain ดังรูปที่ 7.7 และ 7.13, 7.23, 7.27, 7.33, 7.37 และ 7.47 พบว่า ผลคาดคะเนในช่วงอัดแน่นมากกว่าปกติ จะคาดคะเนพฤติกรรมเป็นแบบเชิงเส้น เนื่องจากสมมติฐานที่ว่าพฤติกรรมภายใน Yield surface เป็นแบบ elastic ซึ่งไม่ตรงกับพฤติกรรมจริงของดินเหนียว ซึ่งจะเกิดพฤติกรรมแบบ elastic และ plastic ควบคู่กันไป อีกทั้งในการคาดคะเนพฤติกรรมที่จุดคลาก (yield point) เกิดขึ้นอย่างรวดเร็ว กล่าวคือมีการเปลี่ยนแปลงค่า stiffness ของดินอย่างชัดเจนซึ่งไม่ตรงกับพฤติกรรมจริงของดิน ซึ่งเป็นไปแบบค่อยเป็นค่อยไป และแบบจำลอง MCC ไม่สามารถแสดงพฤติกรรมแบบ strain softening ที่พบภายหลังจากสภาวะหน่วยแรงของตัวอย่างดินเหนียวในสภาพอัดแน่นปกติและสภาพอัดแน่นมากกว่าปกติเล็กน้อยถึงสภาวะคลากแล้ว ดังนั้นแบบจำลอง MCC จึงมีข้อจำกัดในการคาดคะเนพฤติกรรมของดินเหนียวในสภาพอัดแน่นมากกว่าปกติ แต่ก็สามารถคาดคะเนผลได้ดีสำหรับดินเหนียวแบบอัดแน่นปกติ

8.1.2. แบบจำลอง MIT-E3

การคาดคะเนพฤติกรรมกรรมการทดสอบ CK_0UC และ CIU ของแบบจำลอง MIT-E3 พบว่าผลการคาดคะเนระหว่าง q กับ $Arial$ strain เป็นแบบไม่เชิงเส้น (Non-linear behavior) แม้ที่ความเครียดต่ำๆ ในช่วงต้นของการเขื่อนดังแสดงในรูปที่ 7.48, 7.51, 7.57, 7.60, 7.63 และ 7.66 โดยจะมีพฤติกรรมในการเข้าสู่จุดคลากอย่างค่อยเป็นค่อยไป ซึ่งทั้งนี้เกิดจากการใช้ Bounding surface plasticity theory เพื่อคาดคะเนความเครียดพลาสติกภายใน Bounding surface และแบบจำลอง MIT-E3 ยังสามารถแสดงพฤติกรรมแบบ strain softening ได้ซึ่งพบว่าแบบจำลอง MIT-E3 นี้จะสามารถจำลองพฤติกรรมของสภาพดินกรุงเทพฯ ได้ค่อนข้างดี เมื่อพบว่าถ้าค่า OCR ของดินสูงๆ จะคาดคะเนกำลังแรงเฉือนของดินได้สูงเกินกว่าพฤติกรรมจริง และเมื่อพิจารณาถึงการทดสอบ CK_0UE จะพบว่าแบบจำลอง MIT-E3 คาดคะเนกำลังรับแรงเฉือนสูงสุดได้ต่างจากผลการทดสอบจริงพอสมควร ดังนั้นจึงเป็นข้อจำกัดของแบบจำลอง MIT-E3 ในการคาดคะเนพฤติกรรมในการทดสอบ CK_0UE

8.2. ผลการวิเคราะห์พารามิเตอร์จากระบบอัตโนมัติ

ในการคาดคะเนพฤติกรรมของดินเหนียวกรุงเทพฯ พบว่าในการคาดคะเนพฤติกรรม โดยหาพารามิเตอร์จากวิธี Manual นั้นมีขั้นตอนที่ยุ่งยากพอสมควร และพารามิเตอร์ที่ได้มานั้นยังจำลองพฤติกรรมได้ห่างจากผลจากการทดสอบจริงในห้องปฏิบัติการพอสมควร ซึ่งในระบบอัตโนมัติ โดยใช้วิธีทางสถิติ จะทำให้สามารถได้พารามิเตอร์มา สะดวกและรวดเร็วขึ้น และผลการคาดคะเนจากพารามิเตอร์ที่ได้นั้นก็ยังมีความใกล้เคียงกับผลการทดสอบจริงในห้องปฏิบัติการมากกว่า

สำหรับแบบจำลอง Modified Cam Clay ซึ่งเป็นแบบจำลองที่สามารถจำลองพฤติกรรมของดินเหนียวในช่วงพฤติกรรมแบบอัดแน่นปกติ (NC Clay) ได้ดี จากการทดสอบ CIU ของ KIM(1991) ผลการวิเคราะห์พารามิเตอร์แสดงดังตารางที่ 7.3 เมื่อพิจารณาที่ $OCR=1.00$ พารามิเตอร์ซึ่งแสดงดังรูปที่ 7.69 จากความสัมพันธ์ Stress path เท่ากับ 48.793 และวิธีจากระบบอัตโนมัติได้ R-square ได้ R-square เท่ากับ 78.462 ซึ่งแสดงว่าการหาพารามิเตอร์จากระบบอัตโนมัตินั้นจะได้ค่า

R-square สูงกว่า และเมื่อพิจารณาค่า R-square จากความสัมพันธ์อื่นๆ ก็ยังพบว่าระบบอัตโนมัติให้ค่า R-square สูงกว่า และเมื่อพิจารณาค่า R-square เฉลี่ย จากวิธี Manual ได้ค่า R-square เฉลี่ยเท่ากับ 80.085 % พารามิเตอร์ที่ได้จากระบบอัตโนมัติได้ค่า R-square เฉลี่ยเท่ากับ 90.883 % ซึ่งระบบอัตโนมัติได้ค่า R-square สูงกว่า แต่เมื่อพิจารณาที่ OCR สูงๆ เช่นที่ OCR ที่ 2.75 ซึ่งแสดงดังรูปที่ 7.73 พบว่าวิธี Manual ให้ R-square เท่ากับ 71.21% และจากวิธีอัตโนมัติให้ค่า R-square เท่ากับ 73.03% ซึ่งพบว่าใกล้เคียงกันที่เป็นเช่นนี้เนื่องจากแบบจำลอง MCC เป็นแบบจำลองที่จำลองพฤติกรรมได้ดี สำหรับดิน ที่ OCR ต่ำๆ แต่เมื่อ OCR สูงๆ จะจำลองพฤติกรรมได้ไม่ดี จึงทำให้พารามิเตอร์ทั้งจากวิธี Manual และจากระบบอัตโนมัติจำลองพฤติกรรมได้ไม่ดีทั้งคู่ค่า R-square จึงต่ำทั้งคู่แต่เมื่อมองโดยรวมระบบอัตโนมัติจะให้ค่า R-square สูงกว่าและสามารถจำลองพฤติกรรมของดินได้ดีกว่าซึ่งแสดงให้เห็นดังรูปที่ 7.74 โดย 7.74 ก. แสดงการจำลองพฤติกรรมโดยพารามิเตอร์จากระบบอัตโนมัติและ 7.74 ข. แสดงการจำลองพฤติกรรมโดยพารามิเตอร์ จากวิธี Manual และเมื่อพิจารณาผลจากการจำลองพฤติกรรมของการทดสอบ CK_0UC ของ KIM (1991) พิจารณาที่ OCR = 1.00 ดังรูปที่ 7.75 พบว่า วิธี Manual ให้ค่า R-square เฉลี่ยเท่ากับ 69.03% และระบบอัตโนมัติให้ค่า R-square เฉลี่ยเท่ากับ 70.12% ซึ่งพบว่าให้ค่า R-square ได้ใกล้เคียงกัน ทั้งนี้เนื่องจากตัวแบบจำลอง MCC เป็นแบบจำลองแบบ Isotropic จึงจำลองพฤติกรรมดินแบบ Anisotropic ได้ไม่ดี จึงทำให้ผลการจำลองพฤติกรรมจากทั้งสองวิธีทำไม่ได้ดี ซึ่งเห็นได้ชัดเจนจากรูปที่ 7.75 - 7.80 และผลการทดสอบที่ใช้ในการหาพารามิเตอร์ควรจะใช้ผลการทดสอบที่ OCR=1.0 เนื่องจากตัวแบบจำลองแนะนำให้ใช้พารามิเตอร์ที่หาจากตัวอย่างดินที่ OCR = 1.0 เช่น ϕ กำหนดให้หาจากค่ามุมเสียดทานของดินแบบอัดแน่นปกติ นอกจากนี้พารามิเตอร์ที่ได้จากผลการทดสอบที่ OCR = 1.0 จะสามารถจำลองพฤติกรรมของดินได้เหมาะสมสำหรับทุกๆ OCR แต่ถ้าใช้ผลการทดสอบที่ OCR มากกว่า 1 พารามิเตอร์ที่ได้ จะมีข้อผิดพลาด จึงแนะนำให้หาพารามิเตอร์จากผลการทดสอบที่ OCR = 1.0 จะเหมาะสมที่สุด ผลการทดสอบจากห้องปฏิบัติการที่ใส่ให้ระบบอัตโนมัติเพื่อวิเคราะห์พารามิเตอร์ควรเป็นผลการทดสอบของตัวอย่างดินแบบอัดแน่นปกติ

ส่วนแบบจำลอง MIT-E3 นั้นเป็นแบบจำลองที่สามารถจำลองพฤติกรรมของดินเหนียวในช่วงพฤติกรรมแบบอัดแน่นเกินปกติ (OC Clay) จากการทดสอบ CIU ของ KIM(1991) พิจารณาที่ OCR = 1.0 พบว่าการจำลองพฤติกรรมจากพารามิเตอร์ที่ได้จากวิธี Manual ได้ค่า R-square เฉลี่ยเท่ากับ 73.46% และจากระบบอัตโนมัติได้ค่า R-square เฉลี่ยเท่ากับ 89.92% ซึ่งเห็นได้ชัดเจนว่าพารามิเตอร์จากระบบอัตโนมัติจะสามารถจำลองพฤติกรรมได้ดีกว่า และเมื่อพิจารณาที่ OCR อื่นๆ ก็

ยังพบว่าพารามิเตอร์จากระบบอัตโนมัติให้ค่า R-square สูงกว่า และสำหรับการทดสอบ CK₀UC จากการทดสอบของ KIM (1991) ที่ OCR = 1.0 พบว่าระบบอัตโนมัติให้ค่า R-square เฉลี่ยเท่ากับ 81.91% และจากวิธี Manual ให้ค่า R-square เฉลี่ยเท่ากับ 79.75% ซึ่งจากวิธีอัตโนมัติให้ค่า R-square สูงกว่า และพบว่าที่ OCR อื่นๆ พารามิเตอร์จากระบบอัตโนมัติก็ยิ่งให้ค่า R-square สูงกว่า เมื่อพิจารณาจากผลการทดสอบอื่นๆ ได้แก่ LAI (1993), ยุทธนา (2002) และ กรัณฑ์ (2002) ซึ่งผลการวิเคราะห์พารามิเตอร์และค่า R-square แสดงดังตาราง 7.13 – 7.21 ตามลำดับ และยังพบว่าระบบอัตโนมัติสามารถให้ค่า R-square สูงกว่าการหาพารามิเตอร์โดยวิธี Manual ประมาณ 10 – 20% ซึ่งทำให้สามารถจำลองพฤติกรรมดินได้ดีกว่า และผลการทดสอบจากห้องปฏิบัติการสำหรับวิเคราะห์พารามิเตอร์ในระบบอัตโนมัตินั้นสามารถใช้ผลการทดสอบที่ OCR มากกว่า 1 ได้ เนื่องจากแบบจำลอง MIT-E3 เป็นแบบจำลองที่สามารถจำลองพฤติกรรมดินแบบอัดแน่นเกินตัวได้ แต่ที่ค่า OCR สูงๆ ค่าพารามิเตอร์ที่วิเคราะห์ได้จะเริ่มมีความผิดพลาด ทั้งนี้เนื่องจากตัวแบบจำลองจะคาดคะเนพฤติกรรมในด้านการรับแรงเฉือนได้สูงเกินจริง ดังนั้นเมื่อนำมาใช้วิเคราะห์พารามิเตอร์พารามิเตอร์ที่ได้จึงมีความผิดพลาดจากความเป็นจริงโดยไม่สามารถจำลองพฤติกรรมของดินในทุกๆ OCR ได้ และเนื่องจากข้อกำหนดของแบบจำลองที่กำหนดให้พารามิเตอร์บางตัวต้องหาจากตัวอย่างดินแบบอัดแน่นปกติ (OCR = 1.0) จึงแนะนำให้ใช้ผลการทดสอบจากตัวอย่างดินเหนียวที่ OCR=1.0 ในการวิเคราะห์พารามิเตอร์เหมือนกับ MCC เนื่องจากพารามิเตอร์ที่ได้นั้นจะสามารถจำลองพฤติกรรมของดินเหนียวใน OCR อื่นได้ดีกว่า

กล่าวโดยสรุป ระบบอัตโนมัติสำหรับวิเคราะห์พารามิเตอร์ที่พัฒนาขึ้นมีประโยชน์อย่างมาก เนื่องจากช่วยประหยัดเวลา ลดความยุ่งยาก และซับซ้อนในการวิเคราะห์พารามิเตอร์อีกทั้งผู้ใช้ก็ไม่จำเป็นต้องเสียเวลาในการศึกษาและค้นคว้าแบบจำลอง และระบบอัตโนมัตินี้ยังสามารถนำไปประยุกต์ใช้ในการหาพารามิเตอร์ของแบบจำลองอื่นๆ นอกเหนือจาก MCC และ MIT-E3 อีกด้วย

Effective stress	Strain	Yield surface gradient	Plastic flow direction	Anisotropy
$(\underline{s}, \bar{\sigma})$	$(\underline{e}, \bar{\varepsilon})$	(\underline{Q}', Q)	(\underline{P}', P)	(\underline{b}, I)
$\bar{\sigma} = \frac{1}{3}(\bar{\sigma}_x + \bar{\sigma}_y + \bar{\sigma}_z)$	$\varepsilon = (\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z)$	$Q = (Q_x + Q_y + Q_z)$	$P = (P_x + P_y + P_z)$	1
$s_1 = \frac{1}{\sqrt{6}}(2\bar{\sigma}_y - \bar{\sigma}_x - \bar{\sigma}_z)$	$E_1 = \frac{1}{\sqrt{6}}(2\varepsilon_y - \varepsilon_x - \varepsilon_z)$	$Q_1 = \frac{1}{\sqrt{6}}(2Q_y - Q_x - Q_z)$	$P_1 = \frac{1}{\sqrt{6}}(2P_y - P_x - P_z)$	$b_1 = \frac{1}{\sqrt{6}}(2b_y - b_x - b_z)$
$s_2 = \frac{1}{\sqrt{2}}(\bar{\sigma}_z - \bar{\sigma}_x)$	$E_2 = \frac{1}{\sqrt{2}}(\varepsilon_z - \varepsilon_x)$	$Q_2 = \frac{1}{\sqrt{2}}(Q_z - Q_x)$	$P_2 = \frac{1}{\sqrt{2}}(P_z - P_x)$	$b_2 = \frac{1}{\sqrt{2}}(b_z - b_x)$
$s_3 = \sqrt{2}\bar{\sigma}_{xy}$	$E_3 = \sqrt{2}\varepsilon_{xy}$	$Q_3 = \sqrt{2}Q_{xy}$	$P_3 = \sqrt{2}P_{xy}$	$b_3 = \sqrt{2}b_{xy}$
$s_4 = \sqrt{2}\bar{\sigma}_{yz}$	$E_4 = \sqrt{2}\varepsilon_{yz}$	$Q_4 = \sqrt{2}Q_{yz}$	$P_4 = \sqrt{2}P_{yz}$	$b_4 = \sqrt{2}b_{yz}$
$s_5 = \sqrt{2}\bar{\sigma}_{zx}$	$E_5 = \sqrt{2}\varepsilon_{zx}$	$Q_5 = \sqrt{2}Q_{zx}$	$P_5 = \sqrt{2}P_{zx}$	$b_5 = \sqrt{2}b_{zx}$

ตารางที่ 4.1 แสดงรูปแบบของตัวแปรที่เปลี่ยนรูปแล้ว (Transformed variables) ที่ใช้ในแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3

Test type	symbol	Physical contribution	Boston blue clay	Empire clay	London clay
One-dimensional consolidation (Oedometer, CRS C, etc.)	e_0	Void ratio at reference stress on virgin consolidation line	1.12	1.26	1.21
	λ	Compressibility of virgin normally consolidated clay	0.184	0.274	0.172
	C	Non-linear volumetric swelling behavior	22.0	24.0	65.0
	n		1.60	1.75	1.50
	h	Irrecoverable plastic strain	0.2	0.2	0.1
K_0 -oedometer or K_0 -triaxial	K_{0NC}	K_0 for virgin normally consolidated clay	0.48	0.62	0.62
	2G/K	Ratio of elastic shear to bulk modulus (Poisson's ratio for initial unload)	1.05	0.86	0.99
Undrained triaxial shear test	$\bar{\phi}_{TC}$	Critical state friction angles in triaxial compression and extension (large strain failure criteria)	33.4°	23.6°	22.5°
	$\bar{\phi}_{TE}$		45.9°	21.6°	22.5°
	c	Undrained shear strength (geometry of bounding surface)	0.86	0.75	0.80
	s_t	Amount of post-peak strain softening in undrained triaxial compression	4.5	3.0	3.9
	ω	Non-linearity at small strains in undrained shear	0.07	0.20	0.20
	γ	Shear induced pore pressure	0.5	0.5	0.5
Resonant column	κ_0	Small strain compressibility at load reversal	0.001	0.0035	0.001
Drained triaxial	ψ_0	Rate of evolution of anisotropy	100.0	100.0	100.0

ตารางที่ 4.2 แสดง 15 พารามิเตอร์ที่จำเป็นของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3

พร้อมความหมายและค่าที่เหมาะสมสำหรับดินเหนียว Boston blue clay, Empire clay และ London clay

Test No	Shear		Consolidation			At Peak					At Max. Obliquity $(\sigma'_1 / \sigma'_3)_{\max}$				
	C/E	ϵ (% / h)	σ'_{vm} (ksc)	K_0	OCR	ϵ_f (%)	q/σ'_{vc}	p/σ'_{vc}	A_f	θ	ϵ_f (%)	q/σ'_{vc}	p/σ'_{vc}	A_f	θ
CKUC-01	C	0.35	1.520	0.57	1	0.81	0.255	0.687	1.89	21.78	3.41	0.237	0.592	4.31	34.11
CKUC-02	C	0.35	1.584	0.62	1	1.20	0.260	0.725	1.09	21.01	5.83	0.243	0.632	2.66	34.56
CKUC-03	C	0.35	1,605	0.77	2	2.18	0.486	0.976	0.37		10.27	0.383	0.768	0.71	
CKUC-04	C	0.35	1,605	0.95	4	2.89	0.738	1.315	0.26		2.36	0.721	1.266	0.29	
CKUC-05	C	0.35	1,605	1.21	8	3.64	1.185	1.759	0.23		3.18	1.166	1.703	0.25	
CKUE-01	E	0.35	1,605	0.61	1	8.78	-0.238	0.485	0.88	29.39	8.95	-0.236	0.481	0.89	30.31
CKUE-02	E	0.35	1,605	0.61	1	11.87	-0.253	0.429	0.92	36.13	13.58	-0.249	0.404	0.95	26.94
CKUE-03	E	0.35	1,605	0.77	2	8.09	-0.433	0.726	0.64		8.79	-0.425	0.697	0.67	
CKUE-04	E	0.35	1,605	0.97	4	14.08	-0.904	1.230	0.40		14.03	-0.904	1.230	.40	
CKUE-05	E	0.35	1,605	1.22	8	8.96	-1.513	1.674	0.31		9.71	-1.510	1.756	0.32	

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
ตารางที่ 5.8 ผลการทดสอบ TRIAXIAL โดยใช้วิธี SHANSEP, LAI(1993)

Natural water content (%)	78-85
Liquid limit (%)	98
Plastic limit (%)	37
Plasticity index (%)	61
Liquidity index	0.67 – 0.79
Average unit weight (t/m ³)	1.51
Specific gravity	2.69
Clay content (%)	70
Silt content (%)	24
Sand content (%)	6

ตารางที่ 5.2 คุณสมบัติทางวิศวกรรมทั่วไปของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯบริเวณรังสิตภายในสถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย (AIT) ที่นำมาใช้ในการทดสอบในห้องปฏิบัติการโดย KIM(1991)

OCR	Test no.	p_{max} (kg/cm ²)	q_{max} (kg/cm ²)	P_0 (kg/cm ²)	q_0 (kg/cm ²)	K_0 (kg/cm ²)
1.00	CK ₀ U1	4.500	2.205	4.500	2.205	0.63
1.24	CK ₀ U2	4.690	2.298	3.908	1.657	0.67
1.50	CK ₀ U3	4.857	2.380	3.469	1.242	0.71
1.78	CK ₀ U4	5.006	2.453	3.129	0.914	0.76
2.15	CK ₀ U5	5.174	2.535	2.797	0.586	0.82
2.75	CK ₀ U6	5.382	2.637	2.446	0.230	0.91

ตารางที่ 5.3 หน่วยแรงของตัวอย่างดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯบริเวณรังสิตภายในสถาบันเทคโนโลยี แห่งเอเชีย (AIT) ที่นำมาใช้ในการทดสอบ CK₀U ในห้องปฏิบัติการโดย KIM (1991)

OCR	Test no.	p_{max} (kg/cm ²)	q_{max} (kg/cm ²)	P_0 (kg/cm ²)	q_0 (kg/cm ²)	K_0 (kg/cm ²)
1.00	CIU1	6.500	0	6.500	0	1
1.24	CIU 2	6.840	0	5.516	0	1
1.50	CIU 3	7.155	0	4.770	0	1
1.78	CIU 4	7.451	0	4.186	0	1
2.15	CIU 5	7.792	0	3.624	0	1
2.75	CIU 6	8.260	0	3.004	0	1

ตารางที่ 5.4 หน่วยแรงของตัวอย่างดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯบริเวณรังสิตภายในสถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย (AIT) ที่นำมาใช้ในการทดสอบ CIU ในห้องปฏิบัติการโดย KIM (1991)

Depth (m)	w_n (%)	γ_t (kN/m ³)	LL (%)	PI (%)	Gs	Gradation		
						Sand	Silt	Clay
2.5	85.80	14.44	95	67	2.70	4	28	68
3.5	93.32	14.40	117	77	2.69	2	29	69
4.5	92.08	14.53	109	74	2.66	2	23	75
5.5	86.85	14.45	92	63	2.67	13	20	67
6.5	68.49	15.25	72	49	2.68	2	24	74
7.5	59.92	16.10	76	51	2.70	7	29	64
8.5	39.80	16.62	34	19	2.65	7	25	68

ตารางที่ 5.5 คุณสมบัติทางวิศวกรรมทั่วไปของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯบริเวณรังสิตภายในสถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย (AIT) ที่นำมาใช้ในการทดสอบในห้องปฏิบัติการโดย Lai (1993)

Test Type	Test No.	OCR
CK ₀ UC	CK ₀ UC-01	1
	CK ₀ UC-02	1
	CK ₀ UC-03	2
	CK ₀ UC-04	4
	CK ₀ UC-05	8
CK ₀ UE	CK ₀ UE-01	1
	CK ₀ UE-02	1
	CK ₀ UE-03	2
	CK ₀ UE-04	4
	CK ₀ UE-05	8

ตารางที่ 5.6 โปรแกรมการทดสอบโดยใช้ Technique SHANSEP , LAI(1993)

	σ'_p (ksc)	σ'_{vm} (ksc)	σ'_{vc} (ksc)	OCR	mean CR	mean RR
CK0UC01	0.85	1.52	1.52	1	0.494	0.032
CK0UC02	0.87	1.584	1.584	1	0.657	0.013
CK0UC03	0.89	1.605	0.803	2	0.623	0.034
CK0UC04	0.88	1.605	0.401	4	0.489	0.034
CK0UC05	0.88	1.605	0.201	8	0.606	0.024
CK0UE01	0.8	1.605	1.605	1	0.435	0.032
CK0UE02	0.88	1.605	1.605	1	0.55	0.027
CK0UE03	0.8	1.605	0.803	2	0.548	0.034
CK0UE04	0.75	1.605	0.401	4	0.571	0.024
K0UE05	0.88	1.605	0.201	8	0.623	0.029

ตารางที่ 5.7 ตารางที่ 5.7 แสดงผลการทดสอบ Consolidation , LAI(1993)

Test No	Shear		Consolidation			At Peak					At Max. Obliquity $(\sigma'_1 / \sigma'_3)_{\max}$				
	C/E	ϵ (% / h)	σ'_{vm} (ksc)	K_0	OCR	ϵ_f (%)	q/σ'_{vc}	p/σ'_{vc}	A_f	θ	ϵ_f (%)	q/σ'_{vc}	p/σ'_{vc}	A_f	θ
CKUC-01	C	0.35	1.520	0.57	1	0.81	0.255	0.687	1.89	21.78	3.41	0.237	0.592	4.31	34.11
CKUC-02	C	0.35	1.584	0.62	1	1.20	0.260	0.725	1.09	21.01	5.83	0.243	0.632	2.66	34.56
CKUC-03	C	0.35	1,605	0.77	2	2.18	0.486	0.976	0.37		10.27	0.383	0.768	0.71	
CKUC-04	C	0.35	1,605	0.95	4	2.89	0.738	1.315	0.26		2.36	0.721	1.266	0.29	
CKUC-05	C	0.35	1,605	1.21	8	3.64	1.185	1.759	0.23		3.18	1.166	1.703	0.25	
CKUE-01	E	0.35	1,605	0.61	1	8.78	-0.238	0.485	0.88	29.39	8.95	-0.236	0.481	0.89	30.31
CKUE-02	E	0.35	1,605	0.61	1	11.87	-0.253	0.429	0.92	36.13	13.58	-0.249	0.404	0.95	26.94
CKUE-03	E	0.35	1,605	0.77	2	8.09	-0.433	0.726	0.64		8.79	-0.425	0.697	0.67	
CKUE-04	E	0.35	1,605	0.97	4	14.08	-0.904	1.230	0.40		14.03	-0.904	1.230	.40	
CKUE-05	E	0.35	1,605	1.22	8	8.96	-1.513	1.674	0.31		9.71	-1.510	1.756	0.32	

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
ตารางที่ 5.8 ผลการทดสอบ TRIAXIAL โดยใช้วิธี SHANSEP, LAI(1993)

Depth (m)	Wn (%)	unit weight (kN/m ³)	LL (%)	PI (%)	Gs	gradation		
						sand	silt	clay
2.5	85.8	14.44	95	67	2.7	4	28	68
3.5	93.32	14.4	117	77	2.69	2	29	69
4.5	92.08	14.53	109	74	2.66	2	23	75
5.5	86.85	14.45	92	63	2.67	13	20	67
6.5	68.49	15.25	72	49	2.68	2	24	74
7.5	59.92	16.1	76	51	2.7	7	29	64
8.5	39.8	16.62	34	19	2.65	7	25	68

ตารางที่ 5.9 คุณสมบัติทางวิศวกรรมทั่วไปของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพมหานครบริเวณ
รังสิตภายใน สถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย (AIT) ที่นำมาใช้ในการทดสอบในห้องปฏิบัติการ
Hassan(1993)

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

test no.	depth(m)	σ'_p (ksc)	e0	strain rate(/s)	ocr	remark
oed-1	2.5	0.85	2.48	6.47E-09	2.11	24 hr
oed-2	3.5	0.73	2.65	5.86E-09	1.58	24 hr
oed-3	3.5	0.66	2.56	5.59E-09	1.76	24 hr
oed-4	3.5	0.72	2.53	3.89E-09	1.88	24 hr
oed-5	3.5	0.58	2.48	4.92E-09	2.11	24 hr
oed-6	3.5	0.67	2.63	5.42E-09	1.63	24 hr
oed-7	4.5	0.88	2.45	9.9E-09	1.86	24 hr
oed-8	4.5	0.84	2.44	5.92E-09	1.89	24 hr
oed-9	4.5	0.91	2.6	4.86E-09	2.02	24 hr
oed-10	4.5	0.85	2.46	9.91E-09	1.983	24 hr
oed-11	5.5	0.84	2.41	7.23E-09	1.62	24 hr
oed-12	5.5	0.78	2.58	6.78E-09	1.64	24 hr
oed-13	6.5	0.96	1.73	3.48E-09	1.37	24 hr
oed-14	6.5	0.91	1.89	3.48E-09	1.55	24 hr
oed-15	6.5	0.89	2.29	4.89E-09	1.46	24 hr
oed-16	6.5	0.92	1.62	4.22E-09	1.56	24 hr
oed-17	6.5	0.88	1.68	4.96E-09	1.52	24 hr
oed-18	7.25	0.89	1.55	4.52E-09	1.38	24 hr
eop-1	4.5	0.86	2.43		1.82	end of primary
eop-2	4.5	0.88	2.42		1.78	end of primary
eop-3	6.5	0.88	1.6		1.46	end of primary

ตารางที่ 5.10 โปรแกรมการทดสอบ CRS Consolidation ของตัวอย่างดินดินเหนียว

อ่อนกรุงเทพฯ โดย Hassan (1993)

ชื่อวิทยานิพนธ์	สถานที่เก็บตัวอย่างดิน	การทดสอบ
STRESS-STRAIN BEHAVIOR AND STRENGTH CHARACTERISTICS OF LIGHTLY OVERCONSOLIDATED CLAYS , KIM(1991)	ภายในสถาบัน AIT	ภายในสถาบัน AIT
COMPARISON OF RECOMPRESSION AND SHANSEP STRENGTH DEFORMATION PROPERTIES OF UNDISTURBED BANGKOK CLAY LAI (1993)	ภายในสถาบัน AIT	CK0UC และ CK0UE
ผลกระทบจากทิศทางการเดินทางเดินของหน่วยแรงรวมที่มีต่อพฤติกรรมทางด้าน ความเค้น-ความเครียด-กำลังรับแรงเฉือนในสภาพไม่ระบายน้ำของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯที่ตกตะกอนในน้ำทะเลและเกิดการอัดแน่นเกินตัวจากอายุของดิน , ยุทธนา ภูโรจนวงศ์ (2002)	ภายในจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัยและถนนบางนา-ตราด กม.29	CONSOLIDATION และ CK0UC
การหาพารามิเตอร์สำหรับแบบจำลองพฤติกรรมของดินชั้นสูง , กรัณท์ กระแสสินธุ์ (2002)	ถนนบางนา-ตราด กม.29	CONSOLIDATION CK0UE , และ CK0UC

ตารางที่ 5.1 รายการวิทยานิพนธ์ที่เป็นข้อมูลดินอ้างอิง

Description				Basic Properties							Consolidation Test Result (LID = t_{100})					Insitu Field Vane Test Result							
Tube NO.	Sample NO.	Depth (m.)		Water Content (%)	Atterberg Limit (%)			Liquidity Index (%)	Total Unit Weight (t/m^3)	Unified Soil Classification	Effective Stress σ'_{vo} (t/m^2)	Maximum Past Pressure σ'_p (t/m^2)	Over Consolidation Ratio [OCR(Lab)]	Compression Ratio (CR)	Recompression Ratio (RR)	Undrained Shear Strength		Sensitivity	Bjerrum's Correction Factor (μ)	S_{UFV}/σ'_{vo}	$\mu S_{UFV}/\sigma'_{vo}$	$\mu S_{UFV}/\sigma'_p$	Over Consolidation Ratio [OCR(FV)]
		From	To		LL	PL	PI									S_{UFV} (t/m^2)							
		Undisturbed	Disturbed		Undisturbed	Disturbed																	
CST-1	2	1.50	2.50	42.14	57.30	25.34	31.96	0.526	1.80	CH	2.60	21.65	8.33	0.2610	0.0358	3.56	0.91	3.91	0.92	1.369	1.260	0.151	
CST-2	2	3.00	4.00	58.91	64.00	27.94	36.06	0.859	1.64	CH	3.72	6.78	1.82	0.2735	0.0316	2.00	0.53	3.77	0.88	0.538	0.473	0.260	2.23
CST-3	2	4.50	5.50	62.06	72.40	29.68	42.72	0.758	1.59	CH	4.66	9.61	2.06	0.4150	0.0337	3.10	0.76	4.08	0.83	0.666	0.553	0.268	2.76
CST-4	2	6.00	7.00	73.88	83.00	36.46	46.54	0.804	1.60	CH	5.55	9.31	1.68	0.4112	0.0444	2.50	0.65	3.85	0.81	0.451	0.365	0.218	1.56
CST-5	2	7.50	8.50	74.30	84.30	37.81	46.49	0.785	1.54	CH	6.42	9.00	1.40	0.5478	0.0311	2.76	0.71	3.89	0.81	0.430	0.348	0.248	1.46
CST-6	2	9.00	10.00	48.18	62.90	26.85	36.05	0.592	1.73	CH	7.32	11.77	1.61	0.2659	0.0579	3.30	0.85	3.87	0.88	0.451	0.397	0.247	1.75
CST-7	2	10.50	11.50	63.11	81.30	38.01	43.29	0.580	1.62	CH	8.36	17.39	2.08	0.3395	0.0383	4.45	1.07	4.16	0.83	0.532	0.442	0.212	2.03
CST-8	2	12.00	12.30	32.73	70.60	30.19	40.41	0.063	1.98	CH	9.13	37.28	4.08	0.1040	0.0173	5.29	1.40	3.78	0.85	0.580	0.493	0.121	2.36

ตารางที่ 5.12 สรุปผลการทดสอบของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, ยุทธนา(2002)

Site : Chulalongkorn University

OCR	σ_{vc}/σ_p	θ (Degree)	Tube No.	Depth (m.)	Result @ q'_{max}										Result @ $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$										
					Δu_i (KPa)	σ'_1/σ'_3	p' (KPa)	q' (KPa)	q' / σ'_{vc}	p' / σ_p	q' / σ_p	$\Delta u / \sigma'_{vc}$	% ϵ %	A	Δu_i (KPa)	σ'_1/σ'_3	p' (KPa)	q' (KPa)	q' / σ'_{vc}	p' / σ_p	q' / σ_p	$\Delta u / \sigma'_{vc}$	% ϵ_{CO} %	A	
3.00	0.33	45	CST-2	3.00-4.00	8.01	4.05	22.52	13.60	0.613	0.339	0.204	0.361	1.80	0.38	8.49	4.22	21.99	13.56	0.612	0.331	0.204	0.383	1.78	0.39	
1.76	0.57	45	CST-3	4.50-5.50	17.00	3.75	40.70	23.58	0.440	0.432	0.250	0.317	2.10	0.62	20.20	4.05	35.30	21.00	0.392	0.374	0.223	0.377	5.10	0.85	
1.76	0.57	90	CST-3	4.50-5.50	4.40	3.78	39.50	22.90	0.427	0.419	0.243	0.082	3.10	0.64	5.20	3.90	38.00	22.60	0.422	0.403	0.240	0.097	6.50	0.70	
1.76	0.57	135	CST-3	4.50-5.50	-8.20	3.82	38.70	22.76	0.425	0.411	0.241	-0.153	3.20	0.69	-6.70	3.95	37.83	22.50	0.420	0.401	0.239	-0.125	4.50	0.73	
1.27	0.79	45	CST-5	7.50-8.50	16.80	3.00	48.07	24.02	0.346	0.544	0.272	0.242	1.40	0.84	29.50	4.00	28.40	16.80	0.242	0.322	0.190	0.424	10.90	5.00	
1.27	0.79	90	CST-5	7.50-8.50	5.00	3.00	50.00	25.00	0.360	0.566	0.283	0.072	1.40	0.75	22.70	4.10	31.80	19.00	0.273	0.360	0.215	0.327	12.00	2.95	
1.27	0.79	135	CST-5	7.50-8.50	-5.30	3.12	49.00	25.27	0.363	0.555	0.286	-0.076	2.00	0.76	18.60	4.00	30.50	19.00	0.273	0.345	0.215	0.268	15.00	3.10	
1.00	1.02	45	CST-4	6.00-7.00	12.80	2.63	69.00	30.70	0.329	0.739	0.329	0.137	0.82	0.80	33.20	3.83	40.00	23.80	0.255	0.428	0.255	0.355	16.80	7.92	
1.00	1.02	135	CST-4	6.00-7.00	-4.00	2.53	66.50	29.30	0.314	0.712	0.314	-0.043	0.80	0.80	25.60	3.20	43.60	22.20	0.238	0.467	0.238	0.274	7.10	7.00	
1.00	1.40	45	CST-3	4.50-5.50	22.88	2.56	94.27	41.35	0.313	0.714	0.313	0.173	1.26	0.89	44.50	3.36	68.27	36.98	0.280	0.517	0.280	0.337	10.00	2.61	
1.00	1.40	135	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1.00	3.07	45	CST-4	6.00-7.00	46.00	2.36	197.00	80.15	0.286	0.703	0.286	0.164	1.50	1.02	90.00	2.85	140.50	69.00	0.246	0.501	0.246	0.321	11.30	4.48	
1.00	3.07	135	CST-4	6.00-7.00	3.00	2.18	201.00	75.00	0.268	0.717	0.268	0.011	1.80	1.10	58.00	2.60	152.50	68.00	0.243	0.544	0.243	0.207	9.90	3.70	
1.75 *	0.57	45	CST-3**	4.50-5.50	28.30	4.49	34.36	21.82	0.407	0.366	0.232	0.529	4.52	0.92	29.20	4.66	32.99	21.31	0.398	0.351	0.227	0.545	8.63	0.98	
1.00 *	1.15	45	CST-5**	7.50-8.50	18.00	2.80	71.48	34.49	0.338	0.701	0.338	0.176	1.30	0.80	33.00	3.99	54.81	32.84	0.322	0.537	0.322	0.324	11.08	1.63	
1.00 *	1.40	45	CST-5**	7.50-8.50	20.60	2.55	80.43	35.34	0.285	0.649	0.285	0.166	2.10	1.66	30.60	3.00	70.31	35.22	0.284	0.567	0.284	0.247	9.40	2.52	
1.00 *	3.00	45	CST-4**	6.00-7.00	36.40	2.20	184.64	71.01	0.263	0.684	0.263	0.134	1.35	1.65	64.70	2.58	152.73	67.40	0.250	0.566	0.250	0.240	11.33	4.35	

Remark : * This data , which were done and shear by ordinary ($\theta=45$ degree) CK_0U-TC under load control method , are tested by Worakam (2002)

** From Bore Hole No. CBH-3

ตารางที่ 5.13 สรุปผลการทดสอบ Stress Path Test แบบ $CK_0U - TC$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย , ยุทธนา(2002)

Description				Basic Properties							Consolidation Test Result (LID = t_{100})						Insitu Field Vane Test Result						
Tube NO.	Sample NO.	Depth (m.)		Water Content (%)	Atterberg Limit (%)			Liquidity Index (%)	Total Unit Weight (t/m^3)	Unified Soil Classification	Effective Stress σ'_{vo} (t/m^2)	Maximum Past Pressure σ'_p (t/m^2)	Over Consolidation Ratio [OCR(Lab)]	Compression Ratio (CR)	Recompression Ratio (RR)	Undrained Shear Strength		Sensitivity	Bjerrum's Correction Factor (μ)	S_{uFV}/σ'_{vo}	$\mu S_{uFV}/\sigma'_{vo}$	$\mu S_{uFV}/\sigma'_p$	Over Consolidation Ratio [OCR(FV)]
		From	To		LL.	PL.	PI.									S_{uFV} (t/m^2)							
		Undisturbed	Disturbed		Undisturbed	Disturbed																	
BST-1	2	3.00	4.00	121.55	114.00	42.26	71.74	1.105	1.39	CH	2.85	4.84	1.70	0.4396	0.0272	1.65	0.64	2.58	0.70	0.579	0.405	0.239	1.80
BST-2	2	4.50	5.50	130.14	134.00	61.11	72.89	0.947	1.37	OH	3.43	4.26	1.24	0.4361	0.0296	1.77	0.63	2.81	0.69	0.516	0.356	0.287	1.51
BST-3	2	6.00	7.00	137.79	136.00	62.38	73.62	1.024	1.31	OH	3.95	4.00	1.01	0.5043	0.0334	1.30	0.49	2.65	0.69	0.329	0.227	0.224	1.00
BST-4	2	7.50	8.50	120.56	120.60	47.02	73.58	0.999	1.35	OH	4.44	6.37	1.44	0.7076	0.0285	2.10	0.60	3.50	0.69	0.473	0.327	0.227	1.34
BST-5	2	9.00	10.00	129.29	123.00	47.68	75.32	1.084	1.34	OH	5.29	6.12	1.16	0.6871	0.0390	2.10	0.67	3.16	0.68	0.397	0.270	0.233	1.03
BST-6	2	10.50	11.50	107.62	118.00	45.53	72.47	0.857	1.40	OH	5.66	9.14	1.61	0.5196	0.0342	2.95	0.71	4.15	0.69	0.521	0.359	0.223	1.52
BST-7	2	12.00	13.00	123.83	135.00	60.66	74.34	0.850	1.35	OH	6.74	8.48	1.26	0.6461	0.0364	2.91	0.80	3.64	0.68	0.432	0.294	0.233	1.15
BST-8	2	13.50	14.50	121.87	130.50	55.36	75.14	0.885	1.40	OH	8.29	8.30	1.00	0.6639	0.0398	2.75	0.63	4.37	0.68	0.332	0.226	0.225	1.00
BST-9	2	15.00	16.00	111.47	126.70	53.27	73.43	0.793	1.39	OH	9.38	12.64	1.35	0.6495	0.0330	3.40	0.66	5.15	0.69	0.362	0.250	0.186	1.00
BST-10	2	16.50	17.50	87.17	102.30	48.23	54.07	0.720	1.47	OH	10.84	14.01	1.29	0.5511	0.0344	3.68	0.72	5.11	0.77	0.339	0.261	0.202	1.00
BST-11	2	18.00	19.00	83.93	102.60	47.13	55.47	0.663	1.49	OH	12.56	15.50	1.23	0.5628	0.0310	4.10	0.78	5.26	0.77	0.327	0.251	0.204	1.00
BST-12	2	19.50	20.50	76.58	96.50	41.14	55.36	0.640	1.45	OH	15.61	18.68	1.20	0.5702	0.0297	7.05	1.22	5.78	0.77	0.452	0.348	0.291	1.46

ตารางที่ 5.14 สรุปผลการทดสอบของตัวอย่างดินจากบริเวณ ถ.สายบางนา-บางปะกง กม.29-800 ,ยุทธนา(2002)

Test No.	Bore Hole No.	Tube No.	Depth (m.)	Sample No.	OCR	σ_{vc}/σ_p	K_0	θ Degree	* σ_p KPa	** σ_{vc} KPa
BN-1	BBH-2	BST-8	13.50-14.50	3	3.00	0.33	0.82	45	81.42	27.14
BN-2	BBH-2	BST-4	7.50-8.50	3	1.76	0.57	0.68	45	62.49	20.83 , 35.51
BN-3				4				90		
BN-4				5				135		
BN-5	BBH-2	BST-7	12.00-13.00	3	1.27	0.79	0.62	45	83.20	27.73 , 47.27 , 65.51
BN-6				6				90		
BN-7				4				135		
BN-8	BBH-2	BST-5	9.00-10.00	4	1.00	1.02	0.58	45	60.04	20.01 , 34.11 , 47.28 , 61.24
BN-9				3				135		
BN-10	BBH-2	BST-5	9.00-10.00	6	1.00	1.40	0.63	45	60.04	20.01 , 34.11 , 47.28 , 61.24 , 84.06
BN-11		BST-3	6.00-7.00	3				135		
BN-12	BBH-2	BST-5	9.00-10.00	5	1.00	3.07	0.70	45	60.04	20.01 , 34.11 , 47.28 , 61.24 , 84.06 , 120.08 , 184.32
BN-13				1				135		

หมายเหตุ * σ_p คือ หน่วยแรงประสิทธิผลสูงสุดที่มวลดินเคยได้รับตามธรรมชาติ

** σ_{vc} คือ หน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้งที่ทำให้ดินถูกอัดตัวคายน้ำในแต่ชั้นตอนของการ Consolidation

Site : Bang Na-Bang Pakong Km.29-800

OCR	σ_{vc}/σ_p	θ (Degree)	Tube No.	Depth (m.)	Result @ q'_{max}										Result @ $(\sigma_1/\sigma_3)_{max}$									
					Δu_t (KPa)	σ_1/σ_3	p' (KPa)	q' (KPa)	q' / σ_{vc}	p' / σ_p	q' / σ_p	$\Delta u / \sigma_{vc}$	% ϵ %	A	Δu_t (KPa)	σ_1/σ_3	p' (KPa)	q' (KPa)	q' / σ_{vc}	p' / σ_p	q' / σ_p	$\Delta u / \sigma_{vc}$	% ϵ %	A
					3.00	0.33	45	BST-8	13.50-14.50	14.36	5.90	25.58	18.16	0.669	0.314	0.223	0.529	2.07	0.45	14.42	5.99	25.35	18.10	0.667
1.76	0.57	45	BST-4	7.50-8.50	15.30	5.09	24.45	16.42	0.462	0.391	0.263	0.431	3.63	0.74	18.70	6.80	20.14	15.00	0.422	0.322	0.240	0.527	10.00	1.00
1.76	0.57	90	BST-4	7.50-8.50	4.60	5.10	24.50	16.40	0.462	0.392	0.262	0.130	3.70	0.72	9.88	7.67	18.96	14.60	0.411	0.303	0.234	0.278	14.60	1.06
1.76	0.57	135	BST-4	7.50-8.50	-6.10	5.00	25.00	16.60	0.467	0.400	0.266	-0.172	3.55	0.73	3.47	7.37	18.34	13.95	0.393	0.293	0.223	0.098	13.55	1.19
1.27	0.79	45	BST-7	12.00-13.00	24.56	4.12	41.20	25.09	0.383	0.495	0.302	0.375	2.69	0.98	29.36	5.04	34.11	22.81	0.348	0.410	0.274	0.448	6.18	1.43
1.27	0.79	90	BST-7	12.00-13.00	11.00	3.78	41.50	24.30	0.371	0.499	0.292	0.168	2.60	0.95	22.90	5.10	29.30	19.50	0.298	0.352	0.234	0.350	9.00	2.05
1.27	0.79	135	BST-7	12.00-13.00	-2.20	4.10	41.20	25.00	0.382	0.495	0.300	-0.034	3.20	0.93	6.94	4.81	34.40	22.20	0.339	0.413	0.267	0.106	6.95	1.37
1.00	1.02	45	BST-5	9.00-10.00	19.00	3.45	36.40	20.10	0.328	0.594	0.328	0.310	3.20	1.28	29.15	5.91	21.52	15.28	0.250	0.351	0.250	0.476	17.38	5.38
1.00	1.02	135	BST-5	9.00-10.00	0.00	3.54	38.74	21.66	0.354	0.633	0.354	0.000	2.15	1.00	22.26	9.50	20.97	16.98	0.277	0.342	0.277	0.363	17.18	3.61
1.00	1.40	45	BST-5	9.00-10.00	22.42	2.59	54.20	23.96	0.285	0.645	0.285	0.267	3.11	1.28	34.92	3.32	38.36	20.62	0.245	0.456	0.245	0.415	11.91	3.24
1.00	1.40	135	BST-3	6.00-7.00	2.48	3.84	33.03	19.39	0.353	0.601	0.353	0.045	3.73	1.12	17.57	8.30	20.54	16.11	0.293	0.374	0.293	0.320	19.00	2.50
1.00	3.07	45	BST-5	9.00-10.00	61.50	2.49	118.80	50.80	0.276	0.645	0.276	0.334	4.00	1.31	90.76	3.27	82.69	43.96	0.239	0.449	0.239	0.492	18.00	2.71
1.00	3.07	135	BST-5	9.00-10.00	11.30	2.46	121.00	51.40	0.279	0.657	0.279	0.061	3.30	1.23	52.20	3.29	86.00	45.80	0.249	0.467	0.249	0.283	16.00	2.40
1.75 *	0.57	45	BST-8**	13.50-14.50	20.50	4.92	30.85	20.43	0.455	0.393	0.260	0.457	3.29	0.76	20.50	4.92	30.85	20.43	0.455	0.393	0.260	0.457	3.29	0.76
1.00 *	1.15	45	BST-5**	9.00-10.00	26.20	4.02	40.13	24.12	0.350	0.581	0.350	0.380	3.57	1.22	26.20	4.02	40.13	24.12	0.350	0.581	0.350	0.380	3.57	1.22
1.00 *	1.40	45	BST-5**	9.00-10.00	29.70	3.52	50.29	28.02	0.333	0.597	0.333	0.353	8.99	1.25	32.00	3.72	47.13	27.16	0.322	0.560	0.322	0.380	14.72	1.45
1.00 *	3.00	45	BST-7**	12.00-13.00	98.80	3.00	150.84	75.48	0.302	0.603	0.302	0.395	6.52	1.32	109.30	3.10	133.31	68.25	0.273	0.533	0.273	0.437	16.61	1.80

Remark : * This data , which were done and shear by ordinary ($\theta=45$ degree) CK_0U -TC under load control method , are tested by Worakarn (2002)

** From Bore Hole No. BBH-1

ตารางที่ 5.16 สรุปผลการทดสอบ Stress Path Test แบบ $\overline{CK_0U} - TC$ ของตัวอย่างดินจากบริเวณ ถ.สายบางนา-บางปะกง กม.29-800, ยุทธนา(2002)

Index Properties	Natural Water Content (%)	137.79
	Liquid Limit (%)	136.00
	Plastic Limit (%)	62.38
	Plasticity Index(%)	73.62
	Liquidity Index	1.024
	Specific Gravity	2.67
	Total Unit Weight	1.31
	Dry Unit Weight	1.51
	Natural Void Ratio	3.68
Grain Size Analysis	Coarse Grain (%)	2.00
	Fine Grain (%)	98.00
	CU Ratio	0.3440
	CC Ratio	0.0322
Stress History	Overconsolidation Ratio (OCR)	1.01
	Maximum Past Pressure (σ'_p ; kPa.)	4.00
	Overburden Pressure (σ'_{vc} ; kPa.)	3.95
	Compression Ratio (CR)	0.504
	Recompression Ratio (RR)	0.0334
	Coefficient of volumetric compressibility (m_v)	0.012

ตารางที่ 5.17 ผลการทดสอบคุณสมบัติพื้นฐานของตัวอย่างดินเหนียวอ่อน กรุงเทพฯ บริเวณ ถ.สายบางนา-บางปะกง กม.29-800 ,กรัณฑ์(2002)

BH No.	Sample No.	Type of Test	Test Conditions			Remarks
			OCR	σ'_{vc}/σ'_p	K_0	
1	1	CRS-V	N/A	N/A	N/A	CRS-V-1
	2	CRS-V	N/A	N/A	N/A	CRS-V-2
2	3	CRS-V	N/A	N/A	N/A	CRS-V-3
	4	CRS-V	N/A	N/A	N/A	CRS-V-4
3	1	CK ₀ UC	1.0	2.0	0.60	TC01-1.0(2.0)
	2	CK ₀ UC	1.0	2.0	0.60	TC02-1.0(2.0)
4	3	CK ₀ UC	1.0	2.0	0.60	TC03-1.0(2.0)
	4	CK ₀ UE	1.0	2.0	0.60	TE01-1.0(2.0)
5	5	CK ₀ UE	1.0	2.0	0.60	TE02-1.0(2.0)
	6	CK ₀ UE	1.0	2.0	0.60	TE03-1.0(2.0)
6	7	CK ₀ UC	2.0	1.0	0.79	TC04-2.0(1.0)
	8	CK ₀ UC	2.0	1.0	0.79	TC05-2.0(1.0)
7	9	CK ₀ UC	1.5	1.3	0.71	TC06-1.5(1.3)
	10	CK ₀ UC	4.0	0.5	1.03	TC07-4.0(0.5)

ตารางที่ 5.18 ผลการโปรแกรมการทดสอบ ของตัวอย่างดินเหนียวอ่อน กรุงเทพฯ บริเวณ
ถ.สายบางนา-บางปะกง กม.29-800 ,กรณี(2002)

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

พารามิเตอร์	KIM(1991)	LAI(1993)	ยุทธานา(2002)		กัณฑ์(2002)
			จุฬา	บางนา	
ϕ	23	28	26	25	23
λ	0.357	0.428	0.434	1.112	1.294
κ	0.081	0.086	0.047	0.052	0.054
e_0	1.95	2.13	2.06	2.36	2.19
$\frac{2G}{K}$	0.82	0.82	1.00	0.82	0.82

ตารางที่ 6.1 ผลการวิเคราะห์พารามิเตอร์ โดยวิธี Manual จากตัวอย่างดินสำหรับแบบจำลอง Modified Cam clay

พารามิเตอร์	KIM(1991)	LAI(1993)	ยุทธานา(2002)		กัณฑ์(2002)
			จุฬา	บางนา	
e_0	1.95	2.13	2.06	2.36	2.19
λ	0.357	0.428	0.434	1.112	1.294
C	22	22	20	15	15
n	1.4	1.6	1.6	1.64	1.60
h	0.63	0.7	0.65	0.62	0.62
K_{oNC}	0.62	0.62	0.62	0.58	0.60
2G/K	0.82	0.82	0.82	0.82	0.82
$\bar{\phi}_{TC}$	23	28	26	25	23
$\bar{\phi}_{TE}$	33	34	28	38	28
c	0.578	0.65	0.6	0.73	0.61
s_t	2.85	2.85	2.85	2.85	2.85
ω	0.05	0.07	0.07	0.07	0.07
γ	0.5	0.6	0.5	0.6	0.5
κ_0	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
ψ_0	100	90	76	70	70

ตารางที่ 6.2 ผลการวิเคราะห์พารามิเตอร์ โดยวิธี Manual จากตัวอย่างดินสำหรับแบบจำลอง MIT-E3

R-square	วิธี Manual	ระบบอัตโนมัติ
stress path	48.793	78.462
Axial strain , q	88.996	94.426
Axial strain , pore pressure	93.418	95.219
Mean effective stress, void ratio	89.134	98.423
ค่าเฉลี่ย R-square	80.085	90.883

ตารางที่ 7.1 ผลเปรียบเทียบค่า R-square ของการหาค่าพารามิเตอร์ระหว่างวิธี Manual กับวิธีระบบอัตโนมัติจากผลการทดสอบ CIU ที่ OCR=1.00 ของ KIM(1991) โดยแบบจำลอง Modified Cam Clay

OCR	ค่าเฉลี่ย R-square โดยวิธี Manual	ค่าเฉลี่ย R-square โดยระบบอัตโนมัติ
1.00	80.085	90.883
1.24	76.46	81.92
1.50	73.85	77.38
1.78	73.76	76.55
2.15	80.98	82.11
2.75	71.21	73.03

ตารางที่ 7.2 ผลเปรียบเทียบค่า R-square ของการหาค่าพารามิเตอร์ระหว่างวิธี Manual กับวิธีระบบอัตโนมัติจากผลการทดสอบ CIU ที่ทุก OCR ของ KIM(1991) โดยแบบจำลอง Modified Cam Clay

พารามิเตอร์	วิธี Manual	ระบบอัตโนมัติ
λ	0.357	0.4284
κ	0.081	0.06561
e_0	1.95	2.3895
ν	0.3196	0.341972
ϕ	23	21.16

ตารางที่ 7.3 ผลเปรียบเทียบ พารามิเตอร์ของจำลอง Modified Cam Clayระหว่างวิธี Manual กับวิธีระบบอัตโนมัติจากผลการทดสอบ CIU ที่ OCR=1.00 ของ KIM(1991)

R-square	วิธี Manual	ระบบอัตโนมัติ
stress path	54.14	64.19
Axial strain , q	64.91	65.33
Axial strain , pore pressure	67.93	68.75
Mean effective stress, void ratio	89.13	82.19
ค่าเฉลี่ย R-square	69.03	70.12

ตารางที่ 7.4 ผลเปรียบเทียบค่า R-square ของการหาค่าพารามิเตอร์ระหว่างวิธี Manual กับวิธีระบบอัตโนมัติจากผลการทดสอบ CK_0UC ที่ $OCR=1.00$ ของ KIM(1991) โดยแบบจำลอง Modified Cam Clay

OCR	ค่าเฉลี่ย R-square โดยวิธี Manual	ค่าเฉลี่ย R-square โดยระบบอัตโนมัติ
1.00	69.03	70.12
1.24	75.06	77.69
1.50	78.94	79.61
1.78	76.53	76.53
2.15	77.22	77.31
2.75	70.35	71.02

ตารางที่ 7.5 ผลเปรียบเทียบค่า R-square ของการหาค่าพารามิเตอร์ระหว่างวิธี Manual กับวิธีระบบอัตโนมัติจากผลการทดสอบ CK_0UC ที่ทุก OCR ของ KIM(1991) โดยแบบจำลอง Modified Cam Clay

พารามิเตอร์	วิธี Manual	ระบบอัตโนมัติ
λ	0.357	0.289
κ	0.081	0.097
e_0	1.95	2.389
ν	0.3196	0.291
ϕ	23	23.92

ตารางที่ 7.6 ผลเปรียบเทียบ พารามิเตอร์ของจำลอง Modified Cam Clay ระหว่างวิธี Manual กับวิธีระบบอัตโนมัติจากผลการทดสอบ CK_0UC ที่ $OCR=1.00$ ของ KIM(1991) โดยแบบจำลอง Modified Cam Clay

R-square	วิธี Manual	ระบบอัตโนมัติ
stress path	70.58	93.42
Axial strain , q	63.27	85.77
Axial strain , pore pressure	67.85	89.07
Mean effective stress, void ratio	92.16	91.43
ค่าเฉลี่ย R-square	73.46	89.92

ตารางที่ 7.7 ผลเปรียบเทียบค่า R-square ของการหาค่าพารามิเตอร์ระหว่างวิธี Manual กับวิธีระบบอัตโนมัติจากผลการทดสอบ CIU ที่ OCR=1.00 ของ KIM(1991) โดยแบบจำลอง MIT-E3

OCR	ค่าเฉลี่ย R-square โดยวิธี Manual	ค่าเฉลี่ย R-square โดยระบบอัตโนมัติ
1.00	73.46	89.92
1.24	76.70	84.51
1.50	74.96	83.59
1.78	73.96	76.29
2.15	76.61	77.04
2.75	80.64	75.00

ตารางที่ 7.8 ผลเปรียบเทียบค่า R-square ของการหาค่าพารามิเตอร์ระหว่างวิธี Manual กับวิธีระบบอัตโนมัติจากผลการทดสอบ CIU ที่ทุก OCR ของ KIM(1991) โดยแบบจำลอง MIT-E3

พารามิเตอร์	วิธี Manual	ระบบอัตโนมัติ
e_0	1.95	1.5795
λ	0.357	0.4284
C	22	26.4
n	1.4	1.328
h	0.63	0.7
K_{0NC}	0.62	0.62
2G/K	0.82	0.6642
ϕ_{TC}	23	21.16
ϕ_{TE}	33	38.94
c	0.578	0.6763
St	2.85	3.42
ω	0.05	0.084
γ	0.5	0.5
K_0	0.001	0.0012
Ψ_0	70	81

ตารางที่ 7.9 ผลเปรียบเทียบ พารามิเตอร์ของจำลอง MIT-E3 ระหว่างวิธี Manual กับวิธีระบบอัตโนมัติจากผลการทดสอบ CIU ที่ OCR=1.00 ของKIM(1991) โดยแบบจำลอง MIT-E3

R-square	วิธี Manual	ระบบอัตโนมัติ
stress path	96.42	98.23
Axial strain , q	88.95	89.12
Axial strain , pore pressure	57.49	57.92
Mean effective stress, void ratio	76.14	82.37
ค่าเฉลี่ย R-square	79.75	81.91

ตารางที่ 7.10 ผลเปรียบเทียบค่า R-square ของการหาค่าพารามิเตอร์ระหว่างวิธี Manual กับวิธีระบบอัตโนมัติจากผลการทดสอบ CK₀UC ที่ OCR=1.00 ของ KIM(1991)โดยแบบจำลอง MIT-E3

OCR	ค่าเฉลี่ย R-square โดยวิธี Manual	ค่าเฉลี่ย R-square โดยระบบอัตโนมัติ
1.00	79.75	81.91
1.24	75.67	77.65
1.50	70.81	72.75
1.78	67.91	69.13
2.15	67.85	69.30
2.75	65.89	67.29

ตารางที่ 7.11 ผลเปรียบเทียบค่า R-square ของการหาค่าพารามิเตอร์ระหว่างวิธี Manual กับวิธีระบบอัตโนมัติจากผลการทดสอบ CK₀UC ที่ทุก OCR ของ KIM(1991) โดยแบบจำลอง MIT-E3

พารามิเตอร์	วิธี Manual	ระบบอัตโนมัติ
e_0	1.95	2.0210
λ	0.357	0.3998
C	22	22
n	1.4	1.488
h	0.63	0.7
K_{ONC}	0.62	0.62
2G/K	0.82	0.82
ϕ_{TC}	23	23
ϕ_{TE}	33	33
c	0.578	0.578
St	2.85	2.3085
ω	0.05	0.0672
γ	0.5	0.5
K_0	0.001	0.001
ψ_0	70	102

ตารางที่ 7.12 ผลเปรียบเทียบ พารามิเตอร์ของจำลอง MIT-E3 ระหว่างวิธี Manual กับวิธีระบบอัตโนมัติจากผลการทดสอบ CK₀UC ที่ OCR=1.00 ของ KIM(1991) โดยแบบจำลอง MIT-E3

R-square	วิธี Manual	ระบบอัตโนมัติ
stress path	85.42	90.13
Axial strain , q	74.66	81.75
Axial strain , pore pressure	71.91	70.83
Mean effective stress, void ratio	84.11	98.31
ค่าเฉลี่ย R-square	78.78	85.26

ตารางที่ 7.13 ผลเปรียบเทียบค่า R-square ของการหาค่าพารามิเตอร์ระหว่างวิธี Manual กับวิธีระบบอัตโนมัติจากผลการทดสอบ CK_0UC ที่ $OCR=1.00$ ของ LAI(1993) โดยแบบจำลอง MIT-E3

OCR	ค่าเฉลี่ย R-square โดยวิธี Manual	ค่าเฉลี่ย R-square โดยระบบอัตโนมัติ
1.00	78.78	85.26
2.00	77.22	88.65
4.00	68.26	84.89
8.00	69.67	77.29

ตารางที่ 7.14 ผลเปรียบเทียบค่า R-square ของการหาค่าพารามิเตอร์ระหว่างวิธี Manual กับวิธีระบบอัตโนมัติจากผลการทดสอบ CK_0UC ที่ทุก OCR ของ LAI(1993) โดยแบบจำลอง MIT-E3

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

พารามิเตอร์	วิธี Manual	ระบบอัตโนมัติ
e_0	2.13	1.7253
λ	0.428	0.5136
C	22	26.4
n	1.6	1.296
h	0.7	0.567
K_{0NC}	0.62	0.62
2G/K	0.82	0.6642
ϕ_{TC}	28	29
ϕ_{TE}	31	33.66
c	0.65	0.60
St	2.85	2.8215
ω	0.07	0.084
γ	0.6	0.486
K_0	0.001	0.0012
ψ_0	90	90

ตารางที่ 7.15 ผลเปรียบเทียบ พารามิเตอร์ของจำลอง MIT-E3 ระหว่างวิธี Manual กับวิธีระบบอัตโนมัติจากผลการทดสอบ CK_0UC ที่ OCR=1.00 ของ LAI(1991) โดยแบบจำลอง MIT-E3

R-square	วิธี Manual	ระบบอัตโนมัติ
stress path	85.42	90.13
Axial strain , q	74.66	81.75
Axial strain , pore pressure	71.91	70.83
Mean effective stress, void ratio	84.11	98.31
ค่าเฉลี่ย R-square	78.78	85.26

ตารางที่ 7.16 ผลเปรียบเทียบค่า R-square ของการหาค่าพารามิเตอร์ระหว่างวิธี Manual กับวิธีระบบอัตโนมัติจากผลการทดสอบ CK_0UC ที่ OCR=1.00 ของตัวอย่างดินจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย (2002) โดยแบบจำลอง MIT-E3

OCR	ค่าเฉลี่ย R-square โดยวิธี Manual	ค่าเฉลี่ย R-square โดยระบบอัตโนมัติ
1.00	78.78	85.26
2.00	77.22	88.65
4.00	68.26	84.89
8.00	69.67	77.29

ตารางที่ 7.17 ผลเปรียบเทียบค่า R-square ของการหาค่าพารามิเตอร์ระหว่างวิธี Manual กับวิธีระบบอัตโนมัติจากผลการทดสอบ CK₀UC ที่ทุก OCR ของตัวอย่างดินจุฬาฯ, ยุทธนา(2002) โดยแบบจำลอง MIT-E3

พารามิเตอร์	วิธี Manual	ระบบอัตโนมัติ
e_0	2.06	1.6686
λ	0.434	0.3515
C	20	24
n	1.6	1.296
h	0.65	0.5265
K_{0NC}	0.62	0.62
2G/K	0.82	0.6642
ϕ_{TC}	26	27.6
ϕ_{TE}	28	33.6
c	0.6	0.486
St	2.85	3.42
ω	0.07	0.1028
γ	0.5	0.405
k_0	0.001	0.0012
ψ_0	76	70.2027

ตารางที่ 7.18 ผลเปรียบเทียบ พารามิเตอร์ของจำลอง MIT-E3 ระหว่างวิธี Manual กับวิธีระบบอัตโนมัติจากผลการทดสอบ CK₀UC ที่ OCR=1.00 ของตัวอย่างดินจุฬาฯ, ยุทธนา(2002)

R-square	วิธี Manual	ระบบอัตโนมัติ
stress path	90.33	94.42
Axial strain , q	71.44	83.44
Axial strain , pore pressure	62.89	63.42
Mean effective stress, void ratio	75.22	88.15
ค่าเฉลี่ย R-square	74.89	82.36

ตารางที่ 7.19 ผลเปรียบเทียบค่า R-square ของการหาค่าพารามิเตอร์ระหว่างวิธี Manual กับ วิธีระบบอัตโนมัติจากผลการทดสอบ CK_0UC ที่ $OCR=1.00$ ของตัวอย่างดินบางนา, ภัณฑ์(2002) โดยแบบจำลอง MIT-E3

OCR	ค่าเฉลี่ย R-square โดยวิธี Manual	ค่าเฉลี่ย R-square โดยระบบอัตโนมัติ
1.00	74.89	82.36
2.00	67.12	82.42
4.00	61.65	71.18
8.00	58.08	70.40

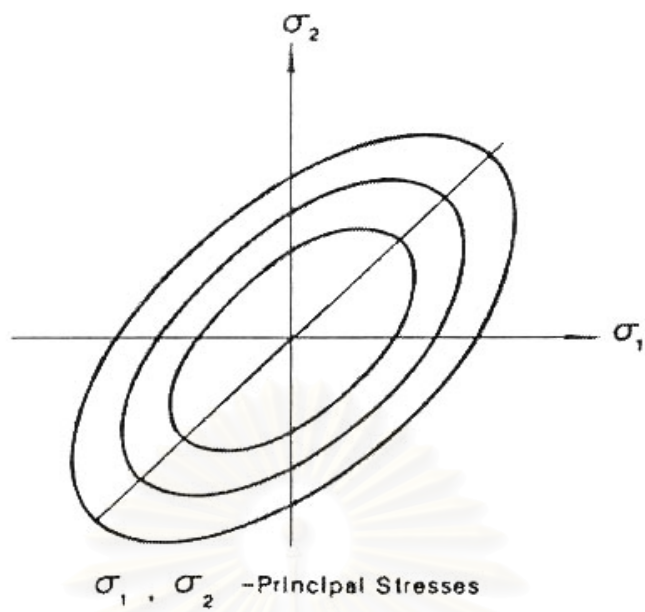
ตารางที่ 7.20 ผลเปรียบเทียบค่า R-square ของการหาค่าพารามิเตอร์ระหว่างวิธี Manual กับ วิธีระบบอัตโนมัติจากผลการทดสอบ CK_0UC ที่ทุก OCR ของตัวอย่างดินบางนา, ภัณฑ์(2002) โดยแบบจำลอง MIT-E3

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

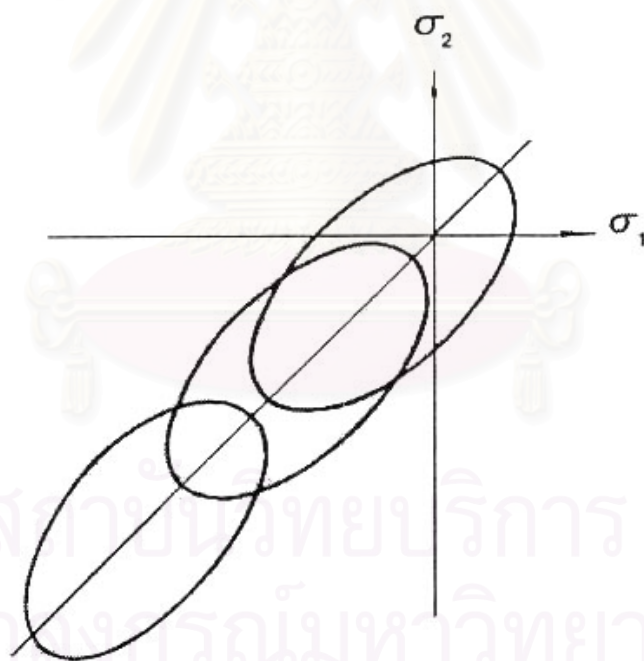
พารามิเตอร์	วิธี Manual	ระบบอัตโนมัติ
e_0	2.19	1.7739
λ	1.294	1.5528
C	15	18
n	1.60	1.296
h	0.62	0.62
K_{0NC}	0.60	0.60
2G/K	0.82	0.6642
ϕ_{TC}	23	23
ϕ_{TE}	28	33.60
c	0.61	0.55
St	2.85	2.3085
ω	0.07	0.084
γ	0.5	0.50
K_0	0.001	0.0012
ψ_0	70	56.70

ตารางที่ 7.21 ผลเปรียบเทียบ พารามิเตอร์ของจำลอง MIT-E3 ระหว่างวิธี Manual กับวิธีระบบอัตโนมัติจากผลการทดสอบ CK₀UC ที่ OCR=1.00 ของตัวอย่างดินบางนา, รัตน์(2002)

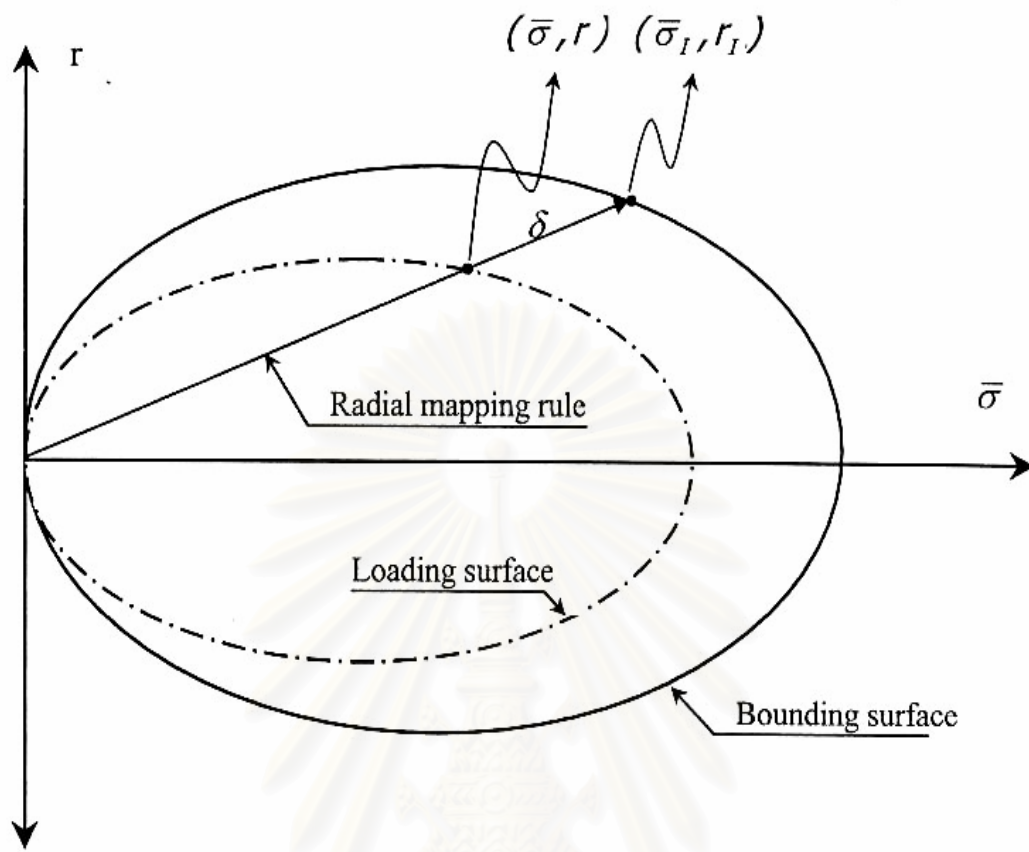
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 2.1a Isotropic Hardening

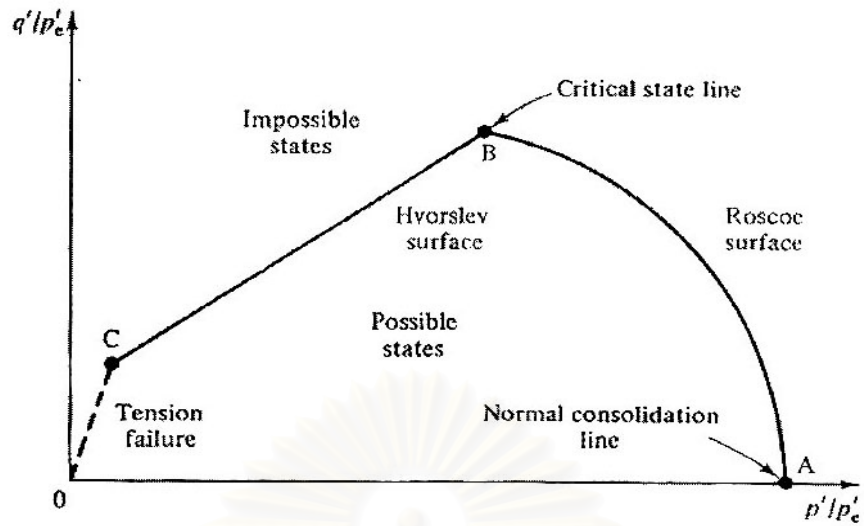


รูปที่ 2.1b Kinematic Hardening

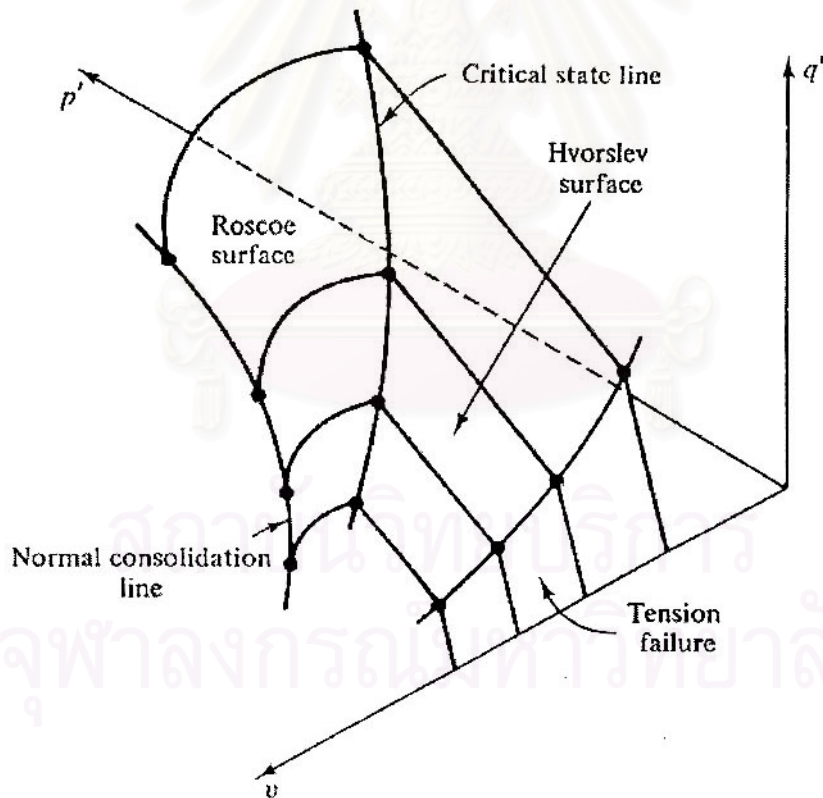


รูปที่ 2.2 แสดงการประยุกต์ใช้ Bounding Surface แบบ Radial Mapping Rule

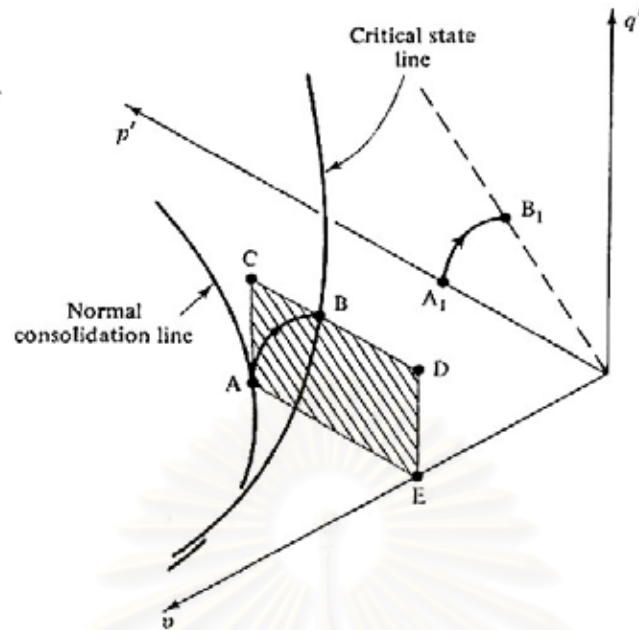
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



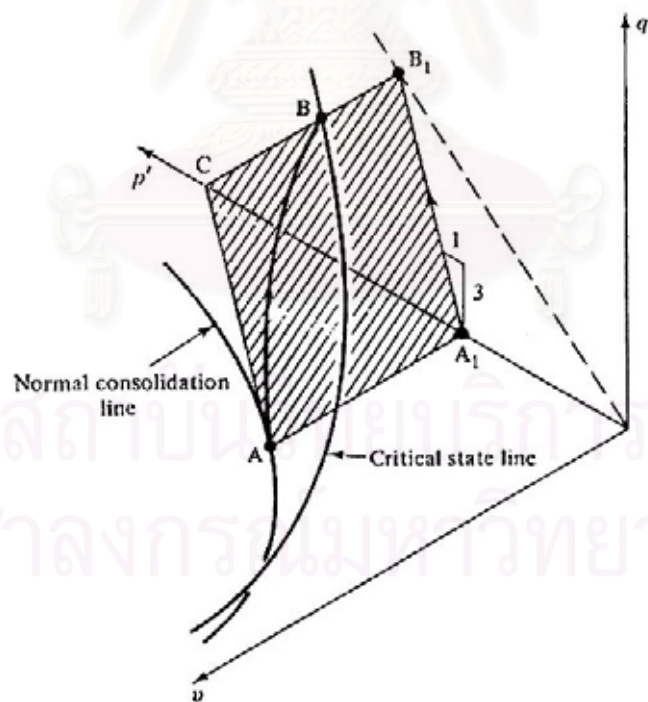
รูปที่ 3.1 แสดงลักษณะและรูปร่างของ State Boundary Surface (SBS) ซึ่งประกอบด้วย Roscoe Surface, Hvorslev Surface และจุดบรรจบของพื้นผิวทั้งสองที่ Critical State Line บนระนาบที่มีค่า Void Ratio คงที่



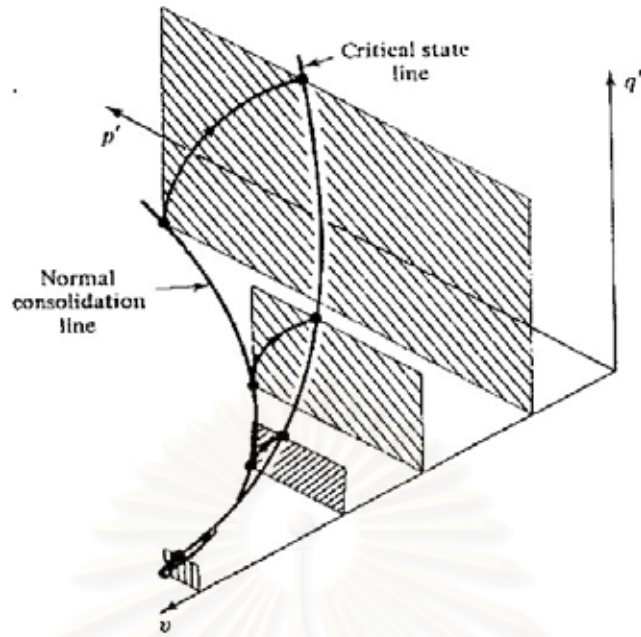
รูปที่ 3.2 แสดงลักษณะและรูปร่างของ State Boundary Surface ในความสัมพันธ์ระหว่าง (p', q, v)



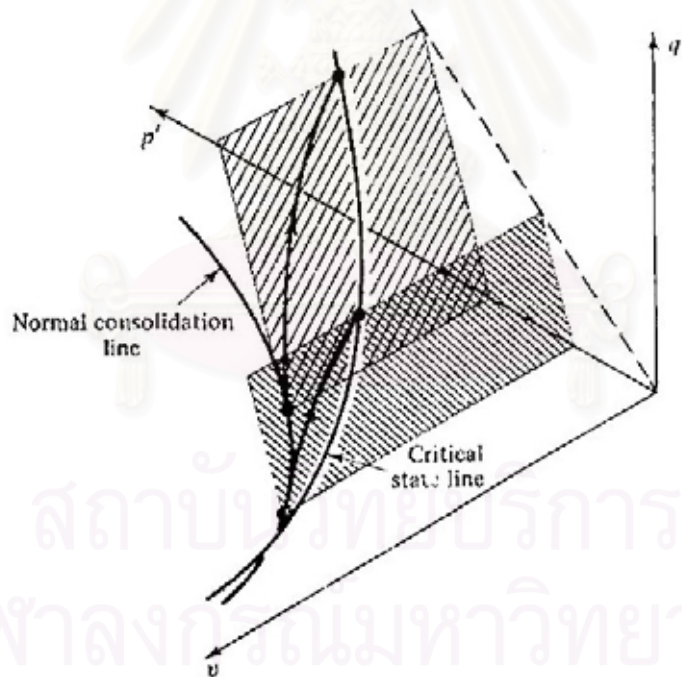
รูปที่ 3.3 แสดงระนาบที่เกิดจากการเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (undrained shearing plane) กับ ตัวอย่างดินเหนียวในสภาพอัดแน่นปกติบน normal consolidation line จนถึงสภาวะวิบัติบน critical state line



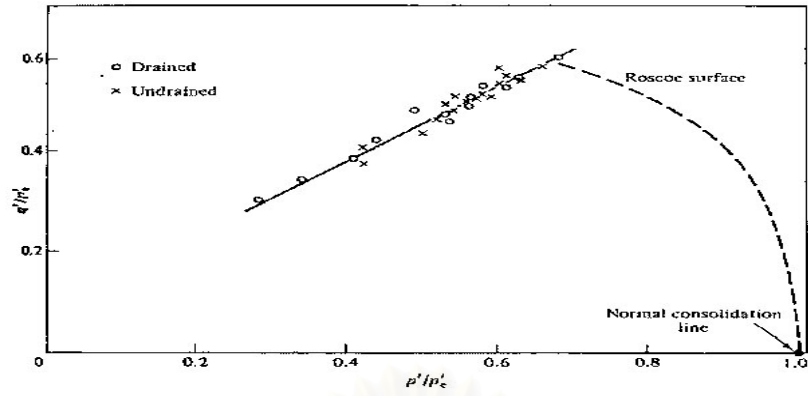
รูปที่ 3.4 แสดงระนาบที่เกิดจากการเฉือนแบบระบายน้ำ (drained shearing plane) กับ ตัวอย่างดินเหนียวในสภาพอัดแน่นปกติบน normal consolidation line จนถึงสภาวะวิบัติบน critical state line



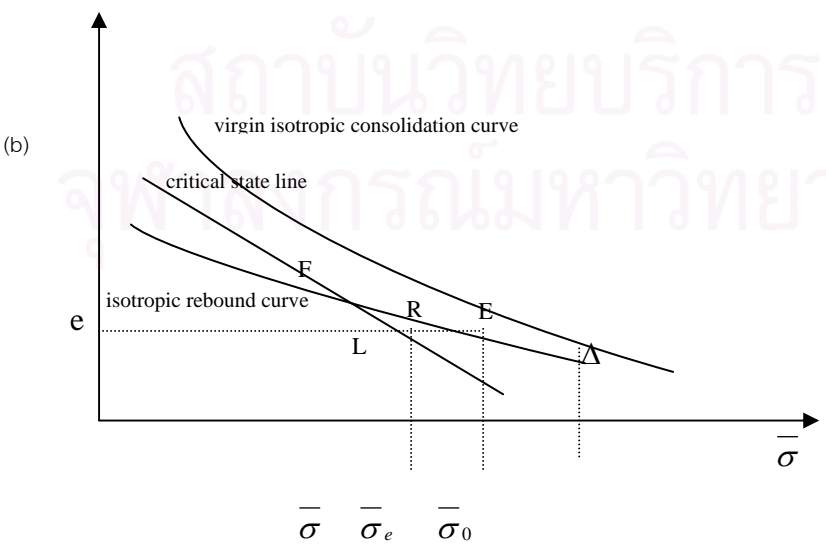
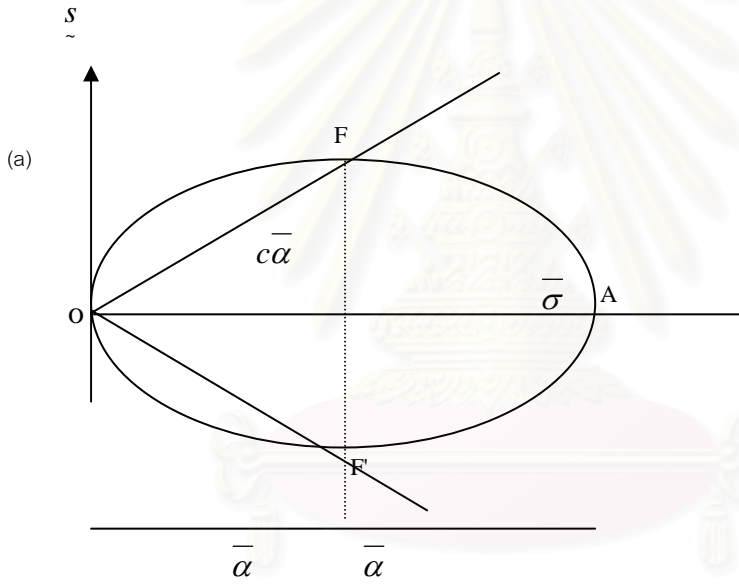
รูปที่ 3.5 แสดงระนาบที่เกิดจากการเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ 4 ระนาบที่ทำให้เกิดเป็นพื้นผิวในความสัมพันธ์ระหว่าง (p', q, v)



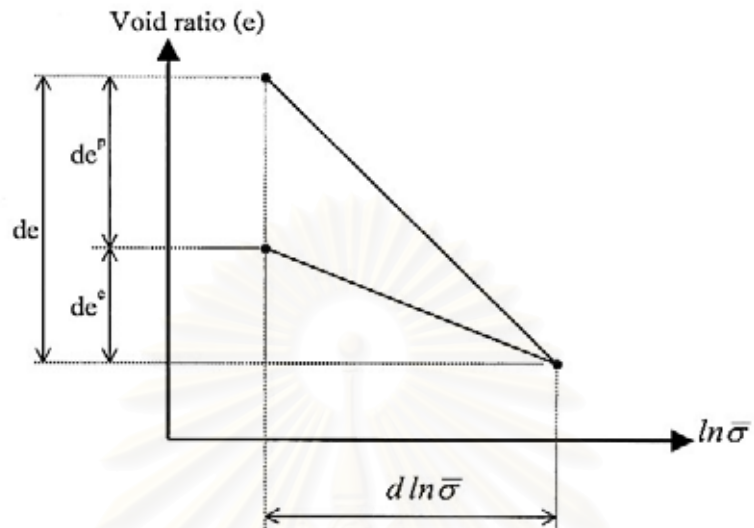
รูปที่ 3.6 แสดงระนาบที่เกิดจากการเฉือนแบบระบายน้ำ 2 ระนาบที่ทำให้เกิดเป็นพื้นผิวในความสัมพันธ์ระหว่าง (p', q, v)



รูปที่ 3.7 แสดงพฤติกรรมจริงของดินเหนียวในสภาพอัดแน่นมากกว่าปกติ สภาวะวิบัติทั้งจาก การเฉือนแบบระบายน้ำและไม่ระบายน้ำที่เรียงตัวอยู่บนเส้นตรงเดียวกันในความสัมพันธ์ระหว่าง $(\frac{p'}{p'_e}, \frac{q}{p'_e})$

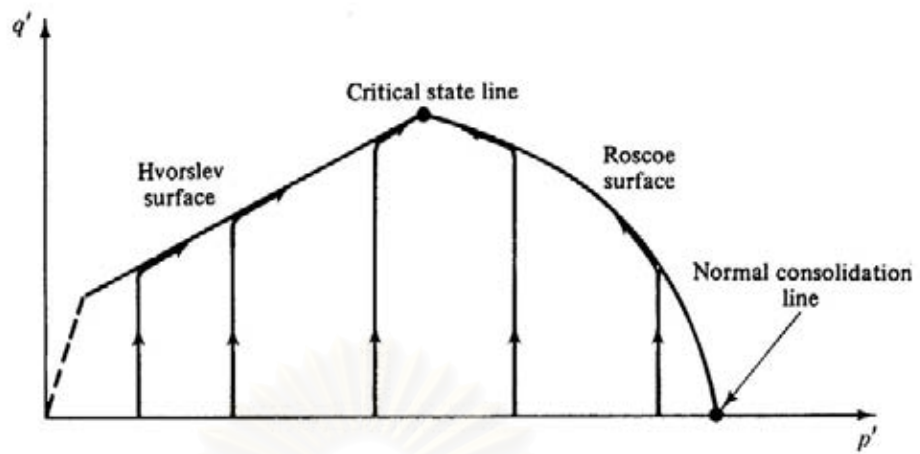


รูปที่ 3.8 แสดงลักษณะรูปร่าง Yield surface ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC

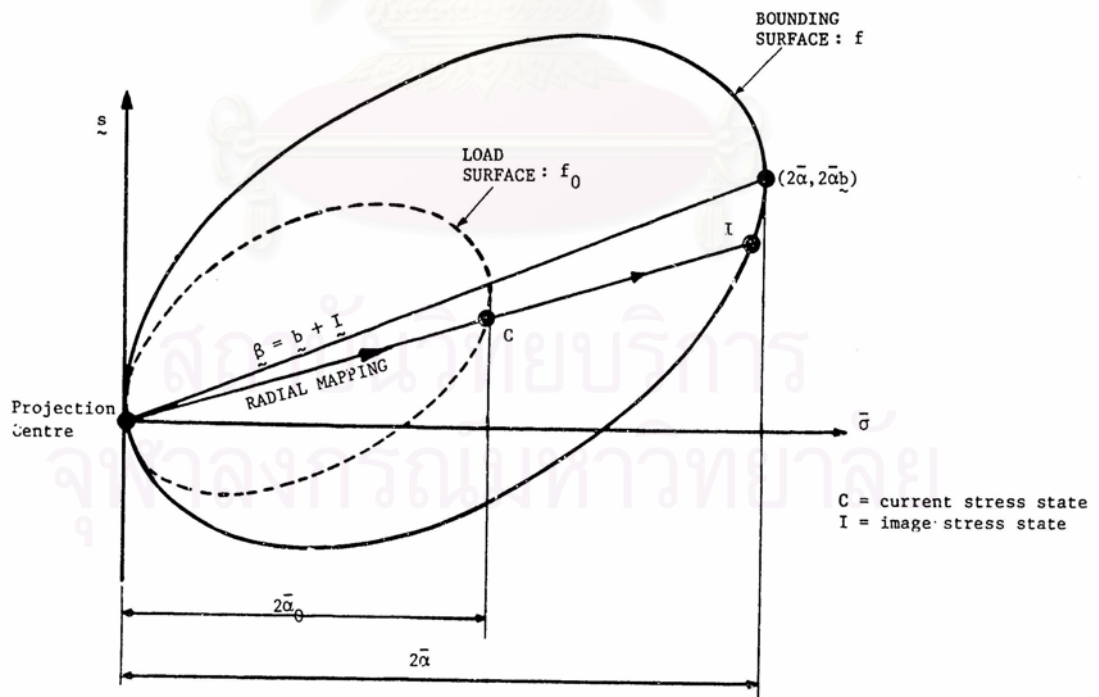


รูปที่ 3.9 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง $e - \ln \bar{\sigma}$ ขณะอัดตัวคายน้ำตาม VCL และลดน้ำหนักกระทำเพื่อแสดงลักษณะของการเกิดความเครียดอีลาสติกและความเครียดพลาสติก โดยพิจารณาจากการเปลี่ยนแปลงความเครียดที่น้อยมากๆ

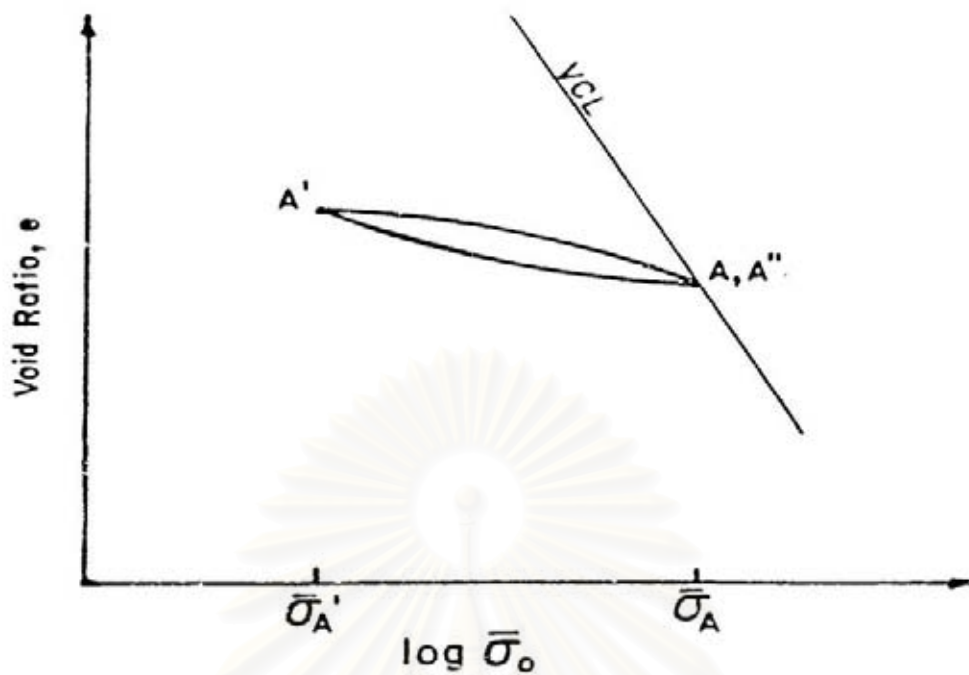
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



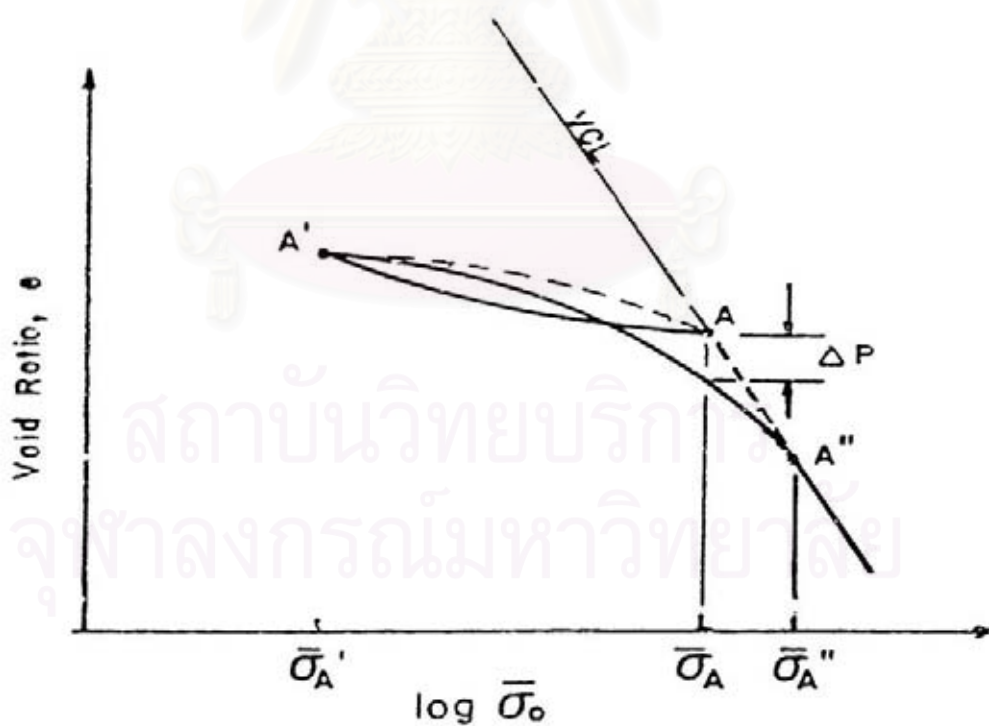
รูปที่ 4.1 แสดงผลการคาดคะเนของแบบจำลองที่มีสมมติฐานให้ภายใน Yield surface มีพฤติกรรมแบบอีลาสติกโดยตลอดขณะรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ



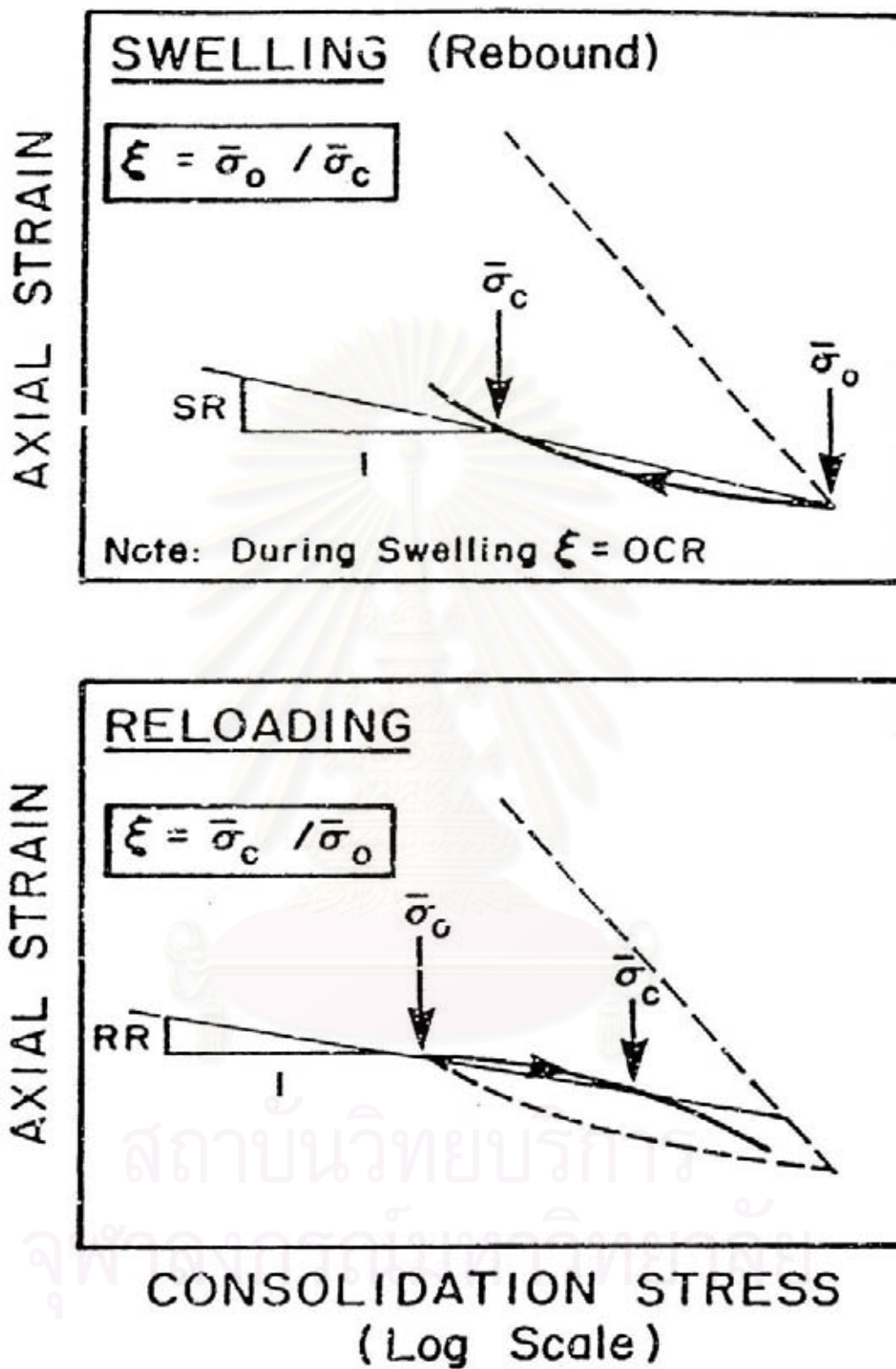
รูปที่ 4.2 แสดงรูปร่าง Bounding surface แบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3



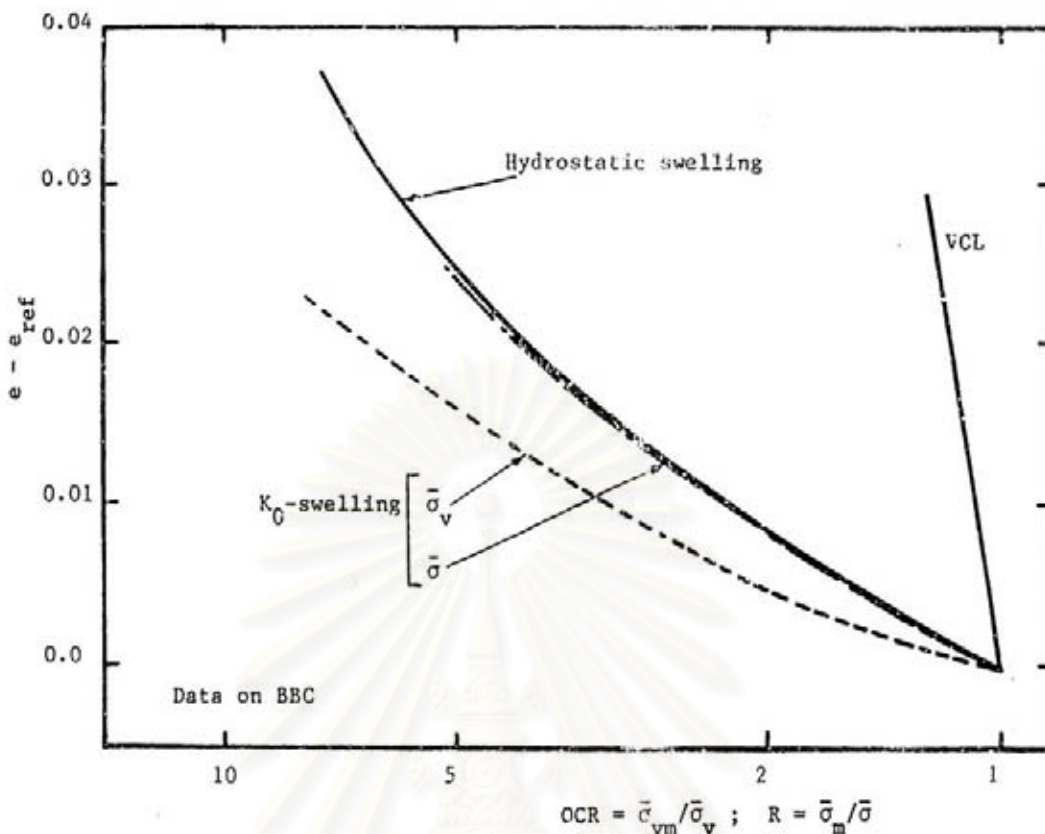
รูปที่ 4.3ก แสดงพฤติกรรมขณะทำการลดและเพิ่มน้ำหนักกระทำแบบวัฏจักรที่เกิดขึ้นโดยสมบูรณ์



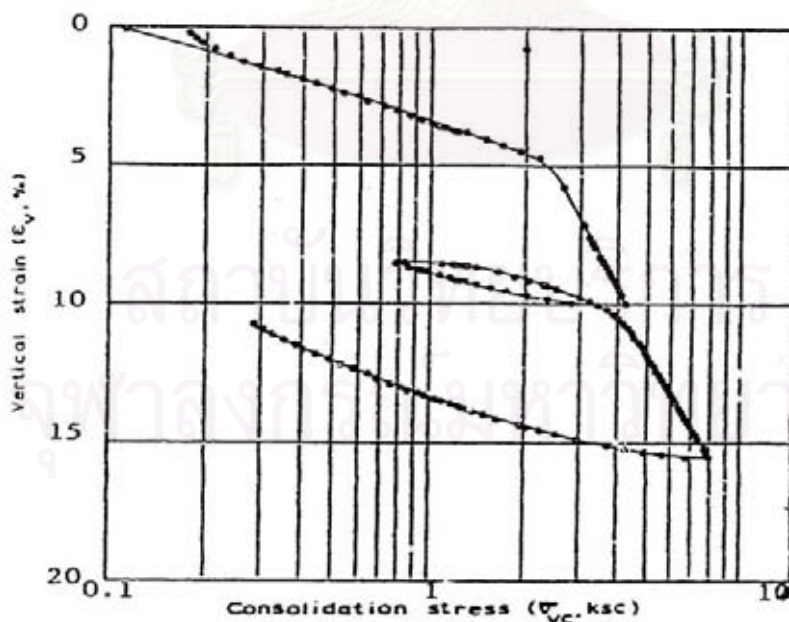
รูปที่ 4.3ข แสดงพฤติกรรมจริงของดินเหนียวขณะทำการลดและเพิ่มน้ำหนักกระทำแบบวัฏจักร



รูปที่ 4.4 แสดงความหมายของตัวแปร ξ ซึ่งทำหน้าที่ในการกำหนดความแตกต่างระหว่างสถานะของหน่วยแรงขณะลดและเพิ่มน้ำหนักกระทำ

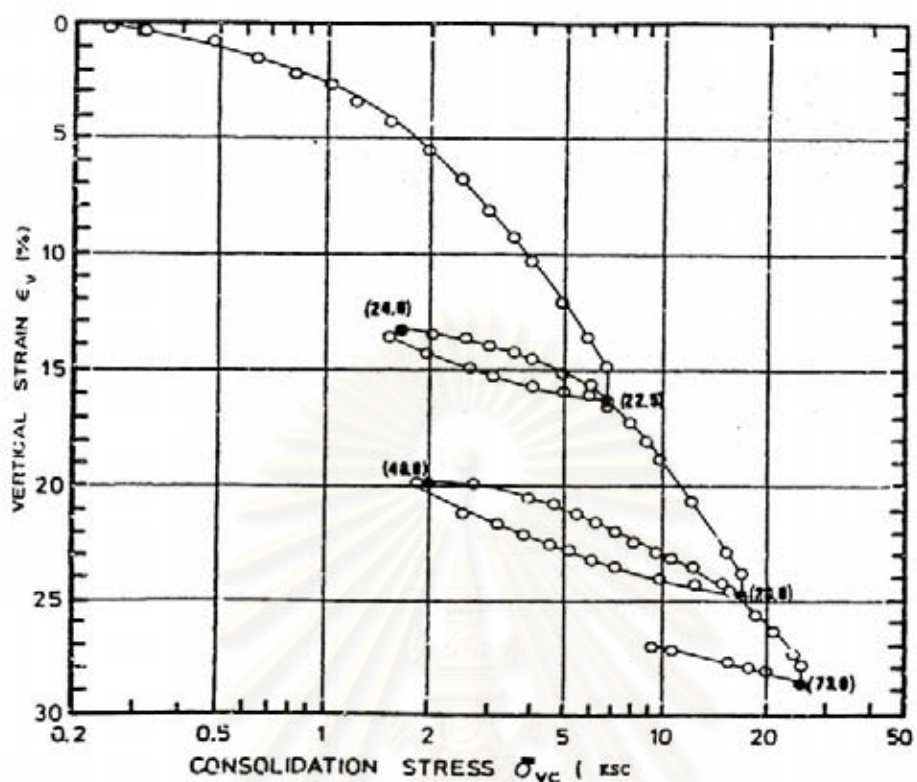


รูปที่ 4.5 แสดงความแตกต่างของพฤติกรรมในเชิงปริมาตรขณะลดน้ำหนักกระทำระหว่าง

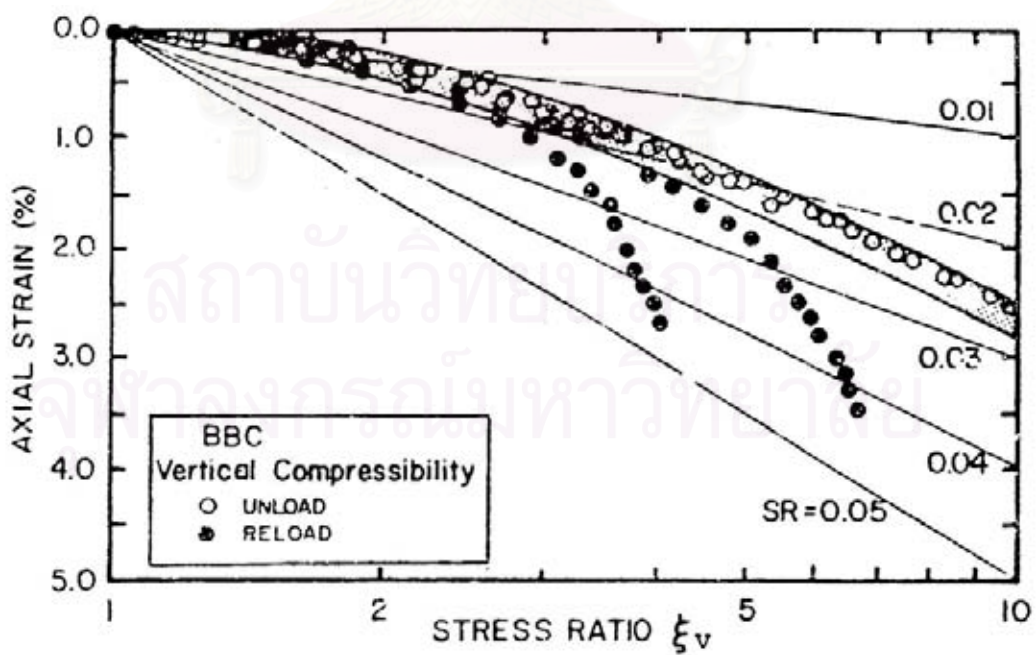


การลดน้ำหนักกระทำแบบเท่ากันทุกทิศทาง และแบบ K_0

รูปที่ 4.6n แสดงผลจากการทดสอบ CRSC ของ Boston blue clay (Ghantous, 1982)

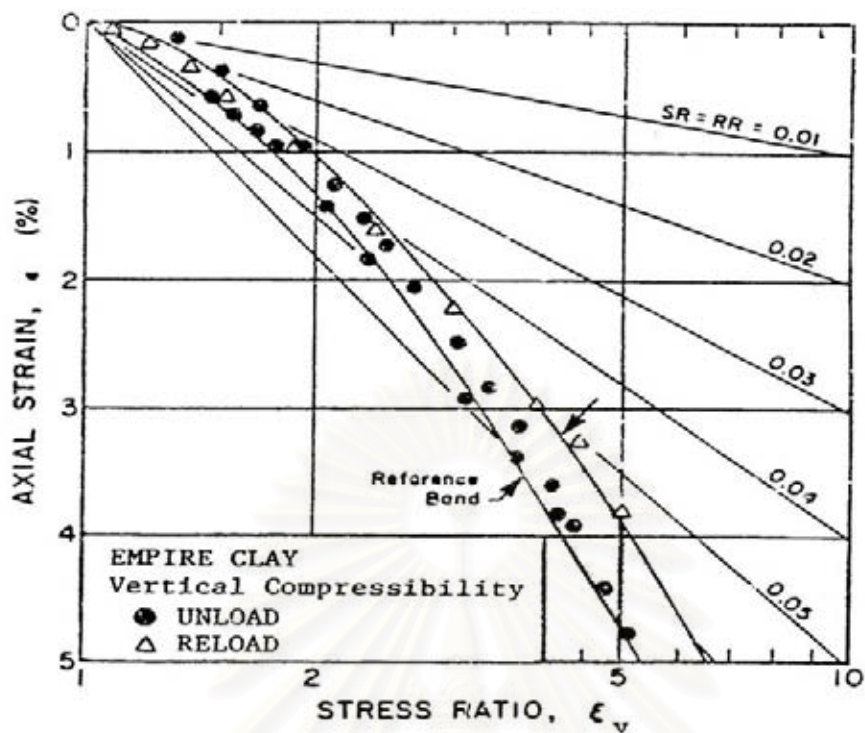


รูปที่ 4.6ข แสดงผลจากการทดสอบ CRSC ของ Empire clay (Lutz, 1984)

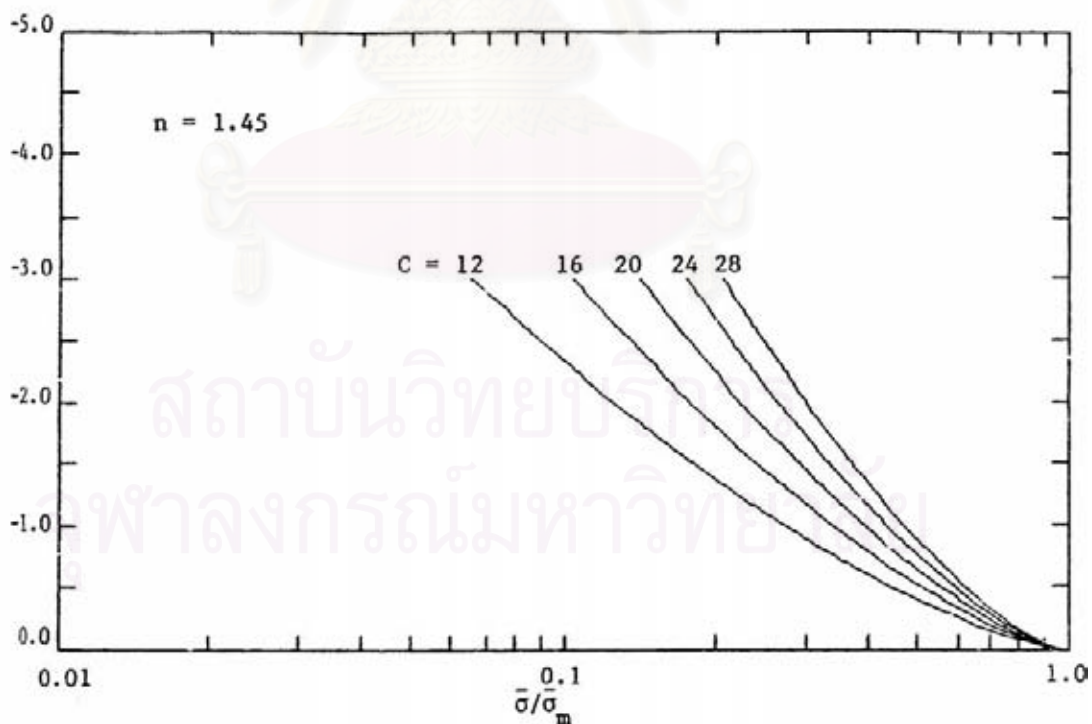


รูปที่ 4.7ก แสดงผลจากการทดสอบ CRSC ของ Boston blue clay (Ghantous, 1982)

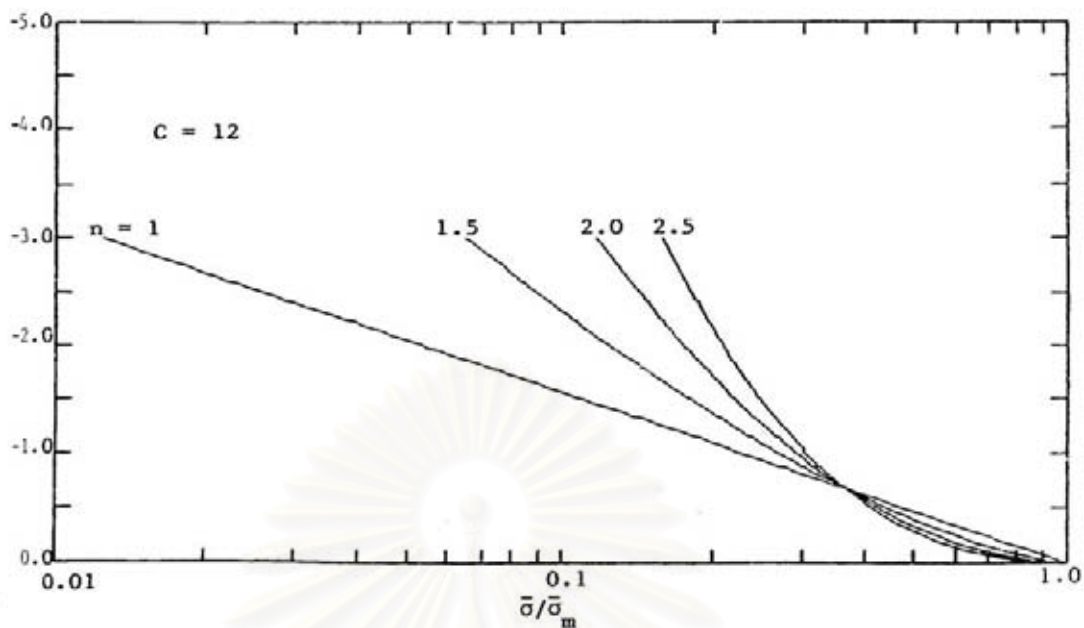
ในรูปของตัวแปร ξ_v



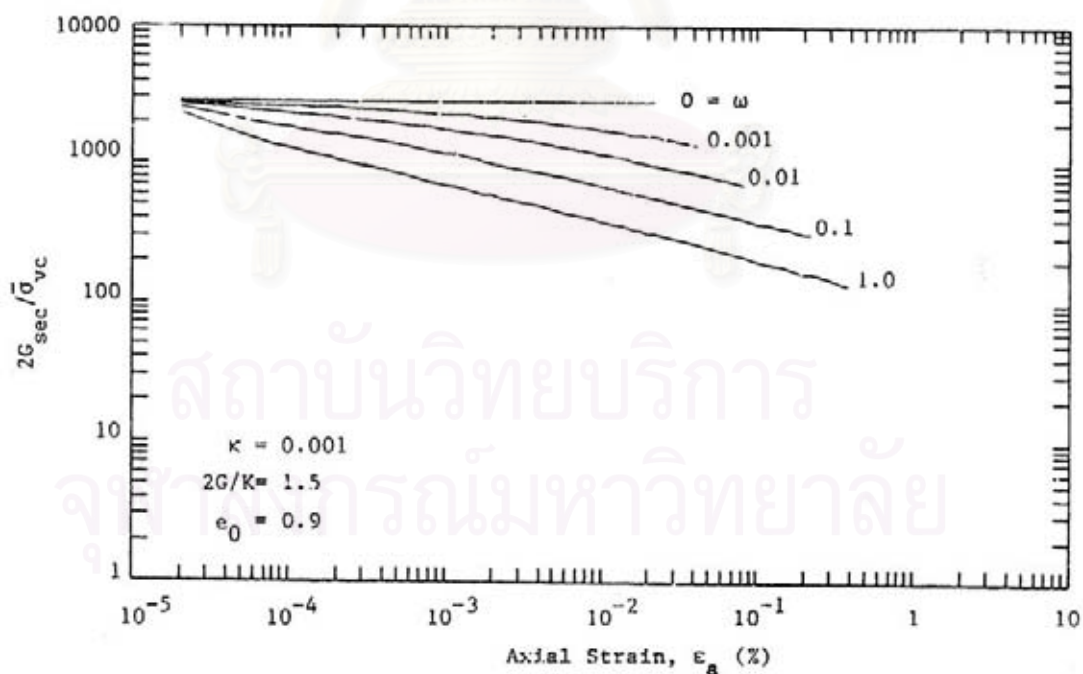
รูปที่ 4.7 แสดงผลจากการทดสอบ CRSC ของ Empire clay (Lutz, 1984) ในรูปของตัวแปร ϵ_v



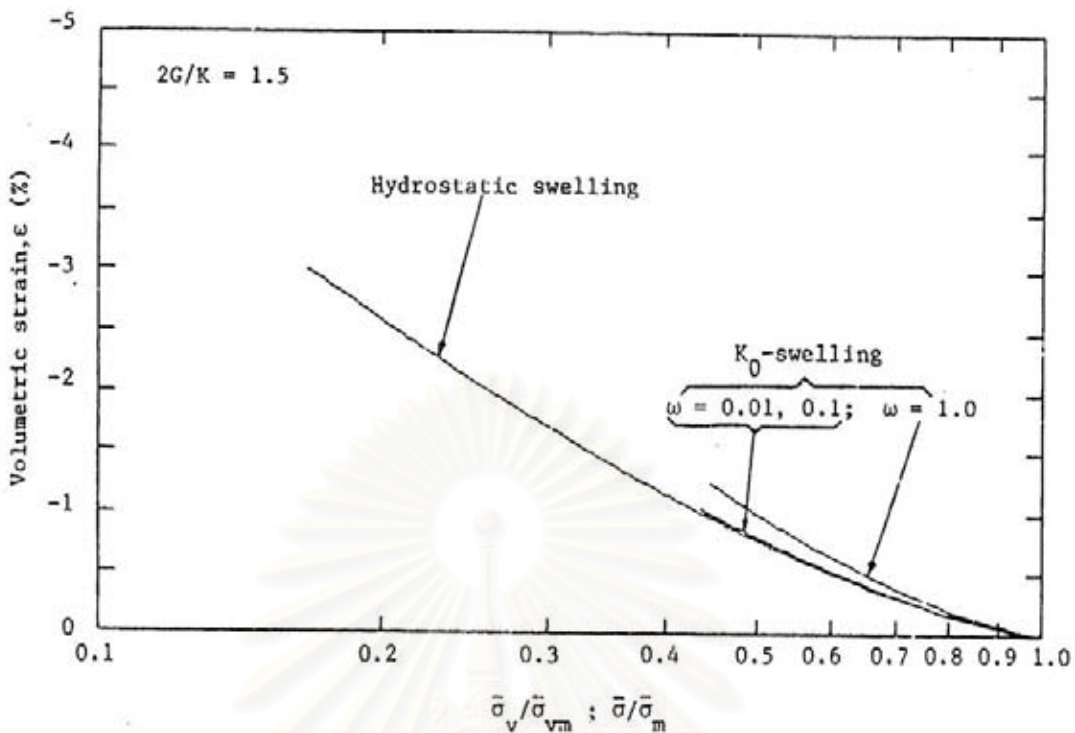
รูปที่ 4.8 แสดงพฤติกรรมขณะลดน้ำหนักกระทำที่คาดคะเนโดยกำหนดให้ n เป็นค่าคงที่ และทำการแปรเปลี่ยนค่า C



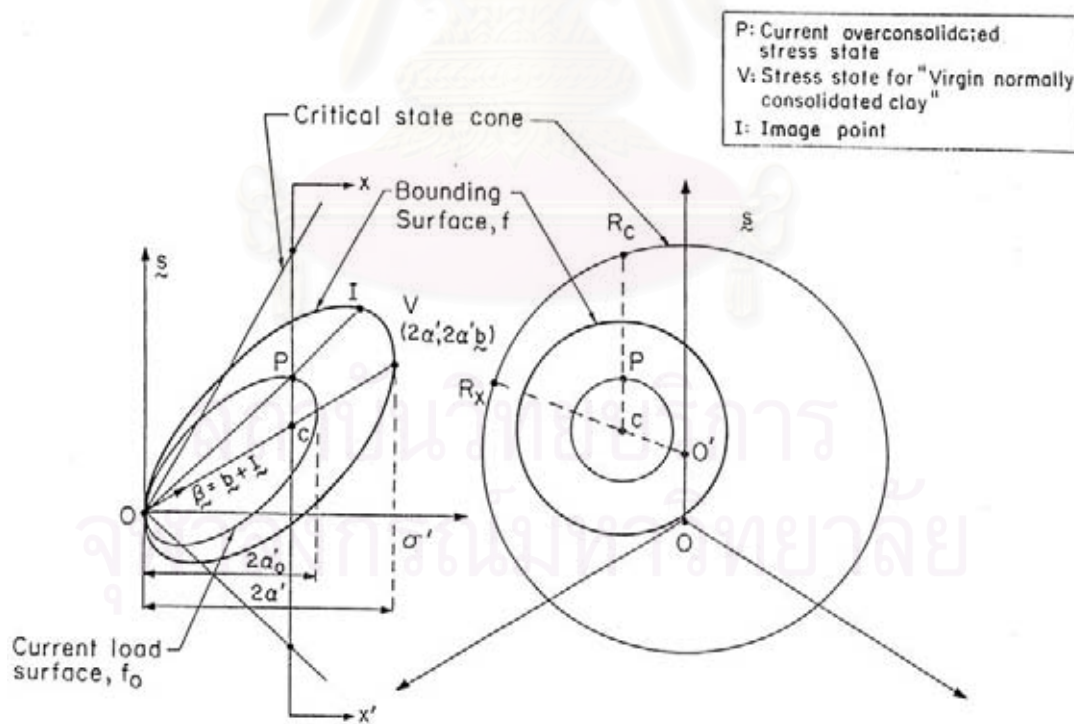
รูปที่ 4.8 แสดงพฤติกรรมขณะลดน้ำหนักกระทำที่คาดคะเนโดยกำหนดให้ C เป็นค่าคงที่และทำการแปรเปลี่ยนค่า n



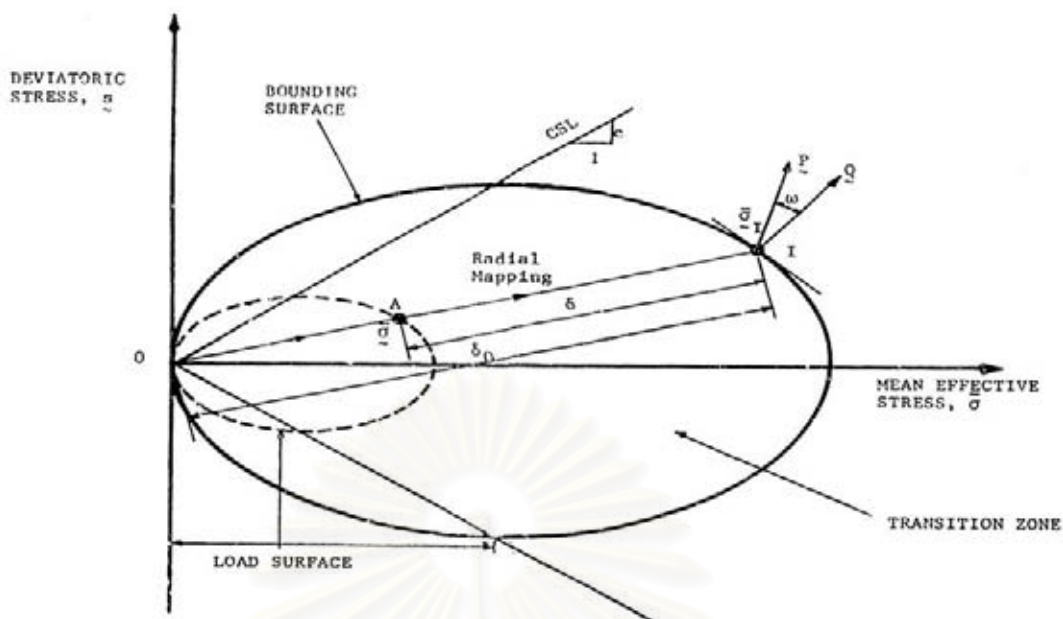
รูปที่ 4.9 แสดงผลกระทบจากการเปลี่ยนแปลงค่าพารามิเตอร์ ω ที่มีต่อพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นขณะทำการเค้นแบบไม่ระบายน้ำ



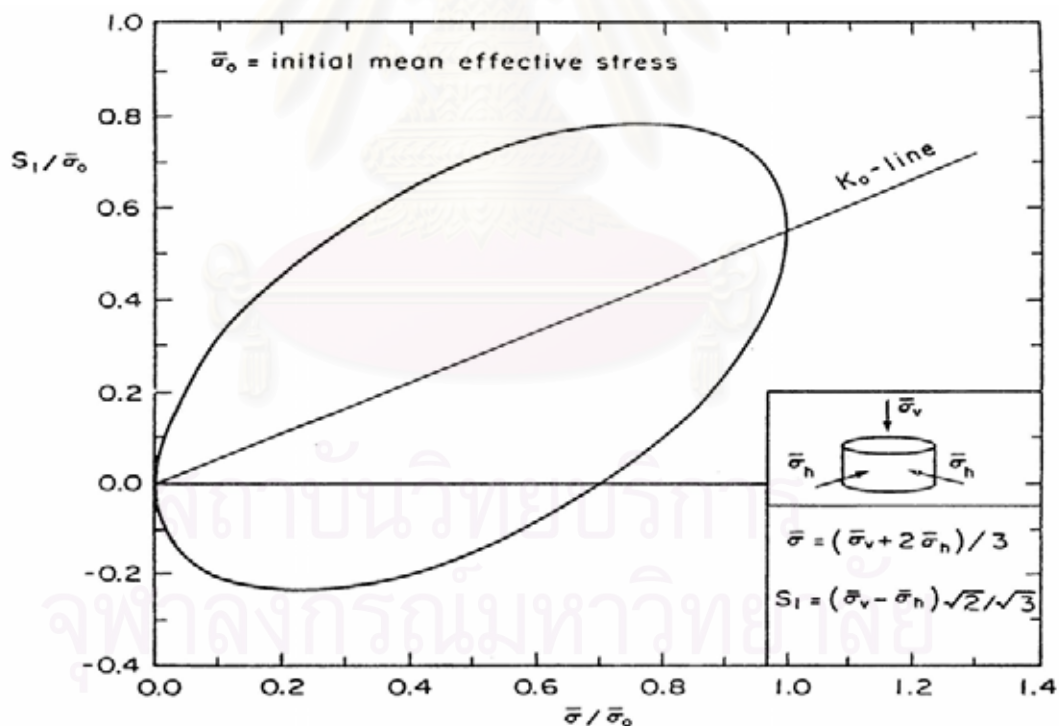
รูปที่ 4.10 แสดงผลการคาดคะเนพฤติกรรมขณะลดน้ำหนักกระทำแบบ hydrostatic และแบบ K_0 โดยแปรเปลี่ยนค่า ω



รูปที่ 4.11 แสดงลักษณะรูปร่างและการจัดวางตัว Bounding surface ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3

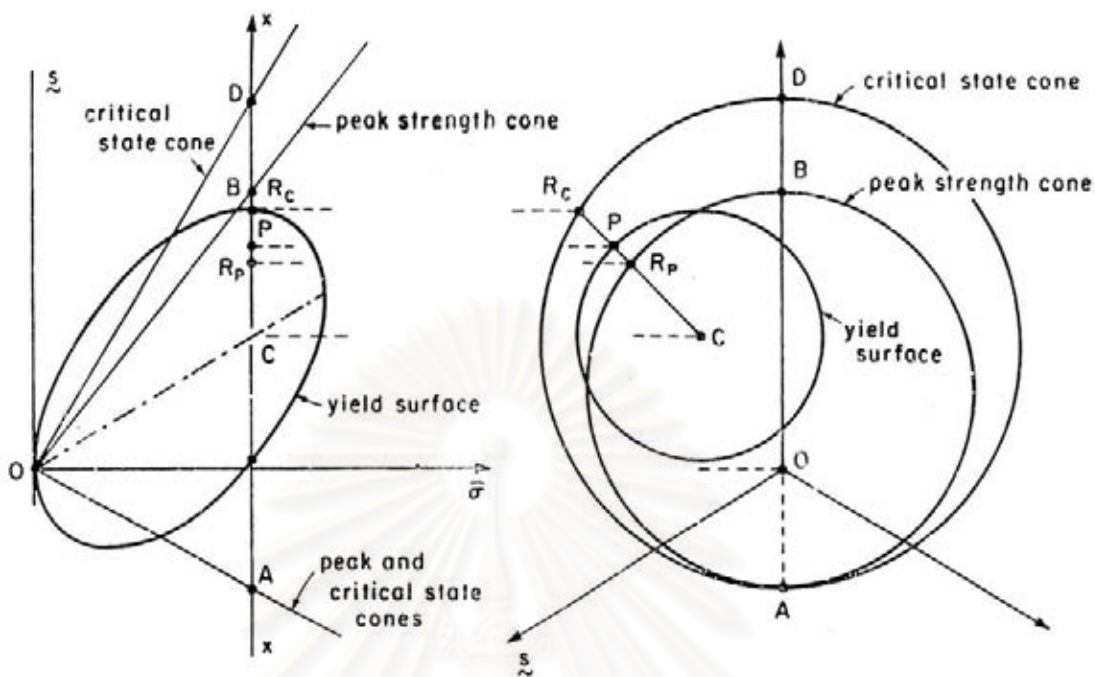


รูปที่ 4.12 แสดงลักษณะของเกรเดียนท์ Q' ณ สภาวะของหน่วยแรงเสมือนบน Bounding surface

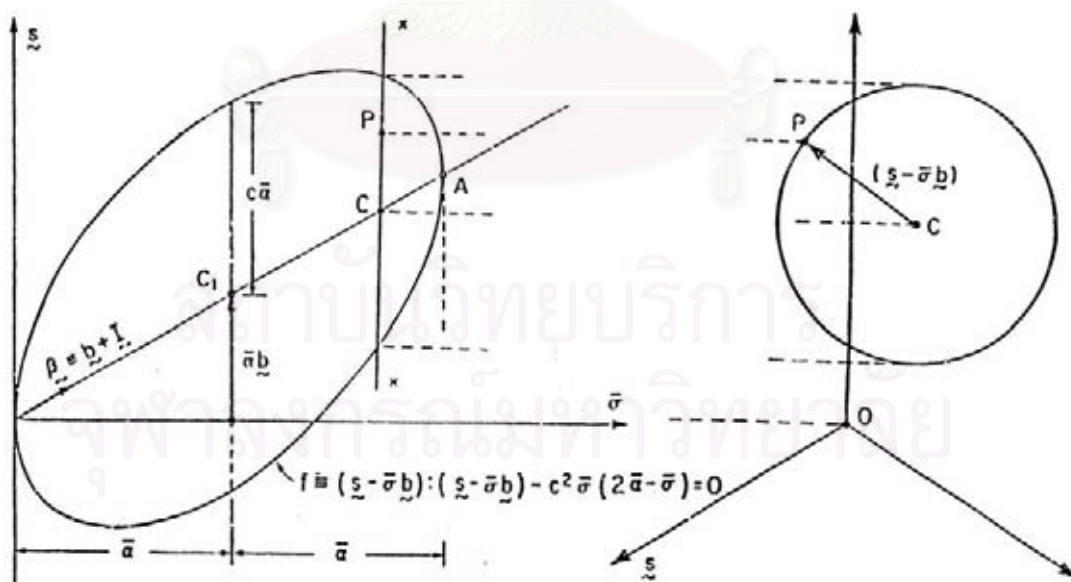


Note: $K_0 = 0.534$ and $c = 0.866$ was used.

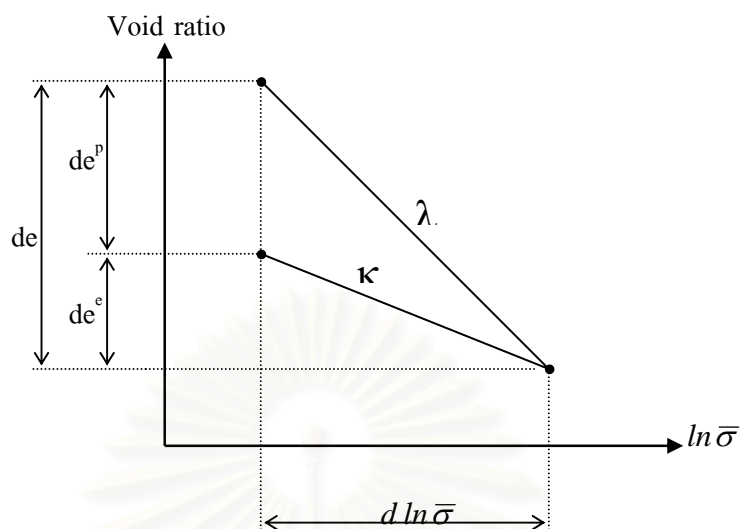
รูปที่ 4.13 แสดง Bounding surface ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 ที่มีรูปร่างเป็นวงรีบิดในมิติของ $(\bar{\sigma}, s(I))$



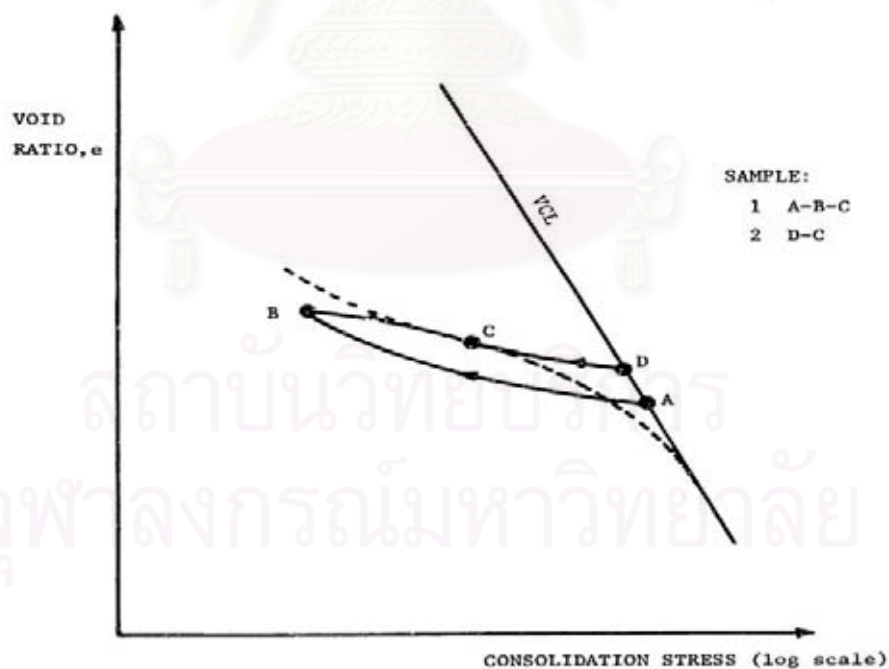
รูปที่ 4.14 แสดงลักษณะรูปร่างและการจัดวางตัว Yield surface ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E1



รูปที่ 4.15 แสดงการเปลี่ยนแปลงทิศทางวางตัวของ Bounding surface (\mathcal{B}) เข้าหาทิศทางของสถานะหน่วยแรงหลัก (s) ตามทิศทางของ

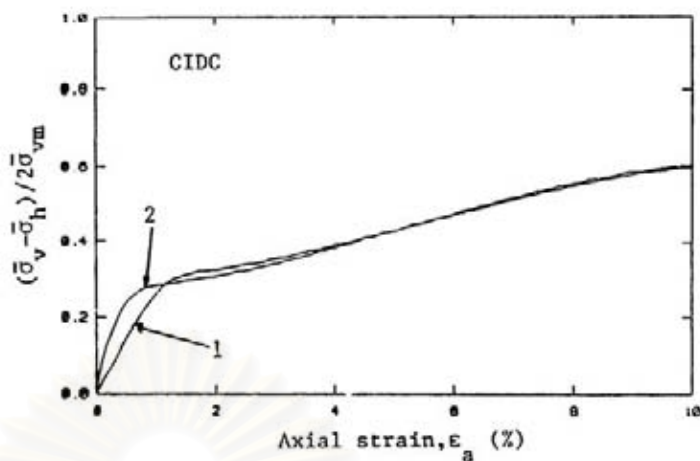


รูปที่ 4.16 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง $e - \ln \bar{\sigma}$ ขณะอัดตัวคายน้ำตาม VCL และลดน้ำหนักกระทำเพื่อแสดงลักษณะของการเกิดความเครียดอิลาสติก และความเครียดพลาสติกโดยพิจารณาจากการเปลี่ยนแปลงความเครียดที่น้อยมากๆ

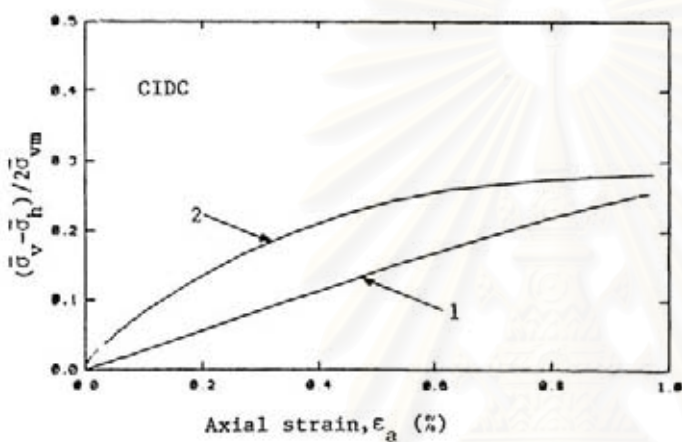


รูปที่ 4.17 แสดงความแตกต่างจากประวัติศาสตร์ของหน่วยแรงที่ดินเคยได้รับขณะทำการอัดตัวคายน้ำของตัวอย่างที่ 1 และ 2 ที่มีค่า OCR เท่ากัน

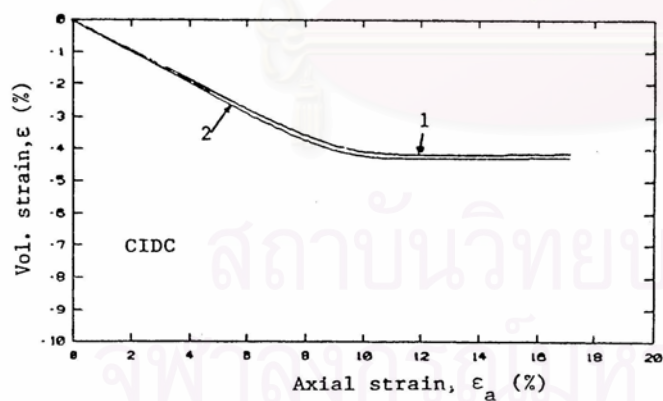
	Sample 1 A-B-C	Sample 2 D-C
$\bar{\sigma}$	$\bar{\sigma}_C$	$\bar{\sigma}_C$
$\bar{\alpha}$	$\bar{\sigma}_C/2$	$\bar{\sigma}_C/2$
$\bar{\sigma}_{rev}$	$\bar{\sigma}_B$	$\bar{\sigma}_C$
Δl_c	$\int_B^C d\epsilon$	0
$\bar{\sigma}_{0l}$	$\bar{\sigma}_B/2$	$\bar{\sigma}_C/2$



(ก)

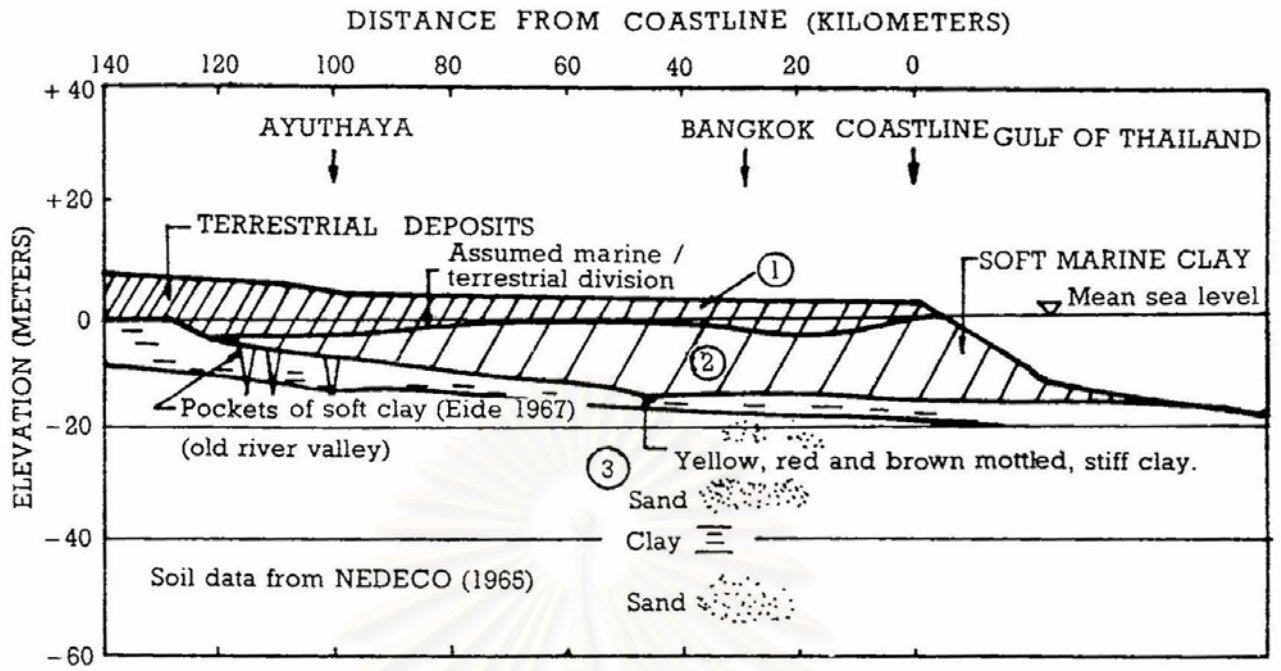


(ข)

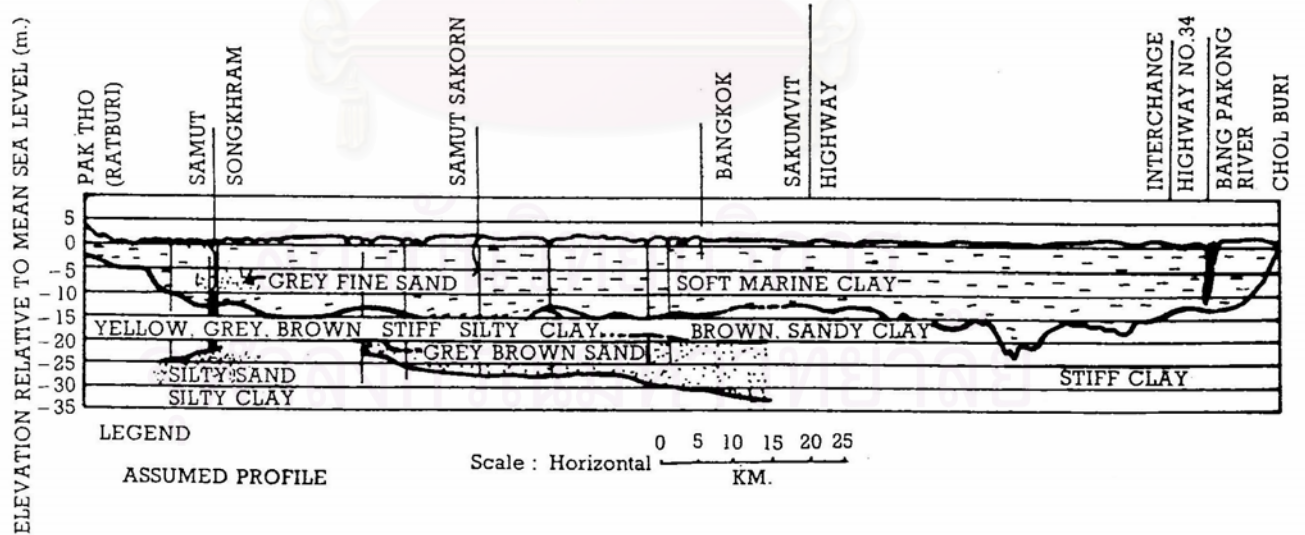


(ค)

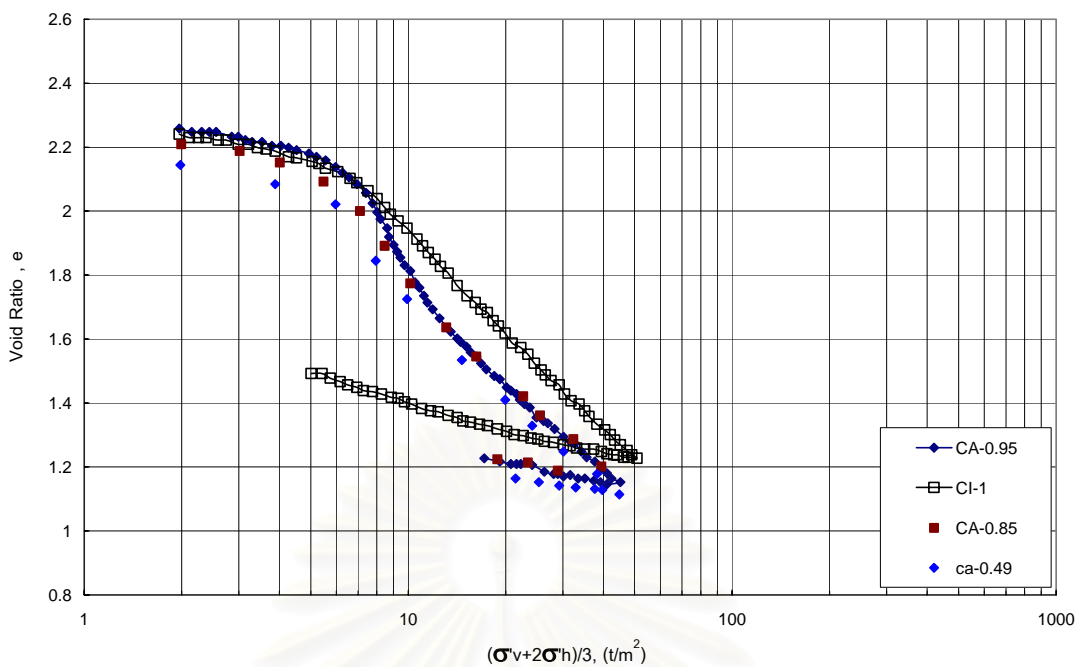
รูปที่ 4.18 แสดงผลกระทบนี้อาจมาจากประวัติศาสตร์ของหน่วยแรงที่แตกต่างกันที่มีผลต่อพฤติกรรมของดินเหนียวขณะทดสอบ CIDC โดยแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3



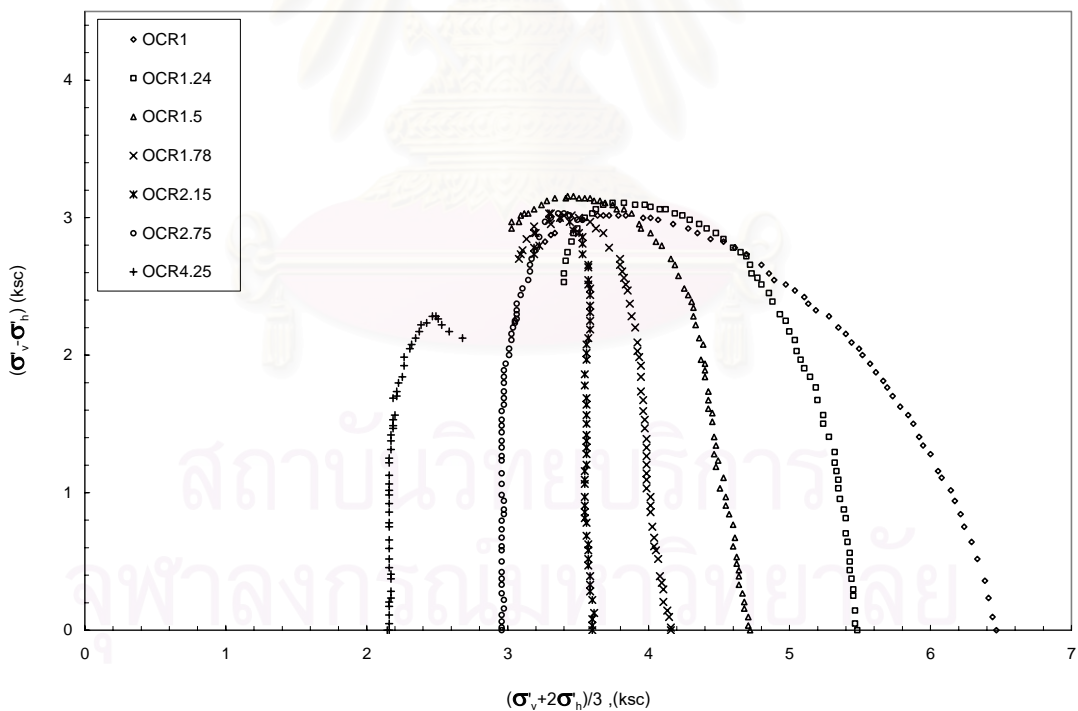
รูปที่ 5.1 รูปตัดแสดงชั้นดินบริเวณใกล้เคียงกรุงเทพฯ จากทิศเหนือไปทิศใต้ (ว.ส.ท. , 2520)



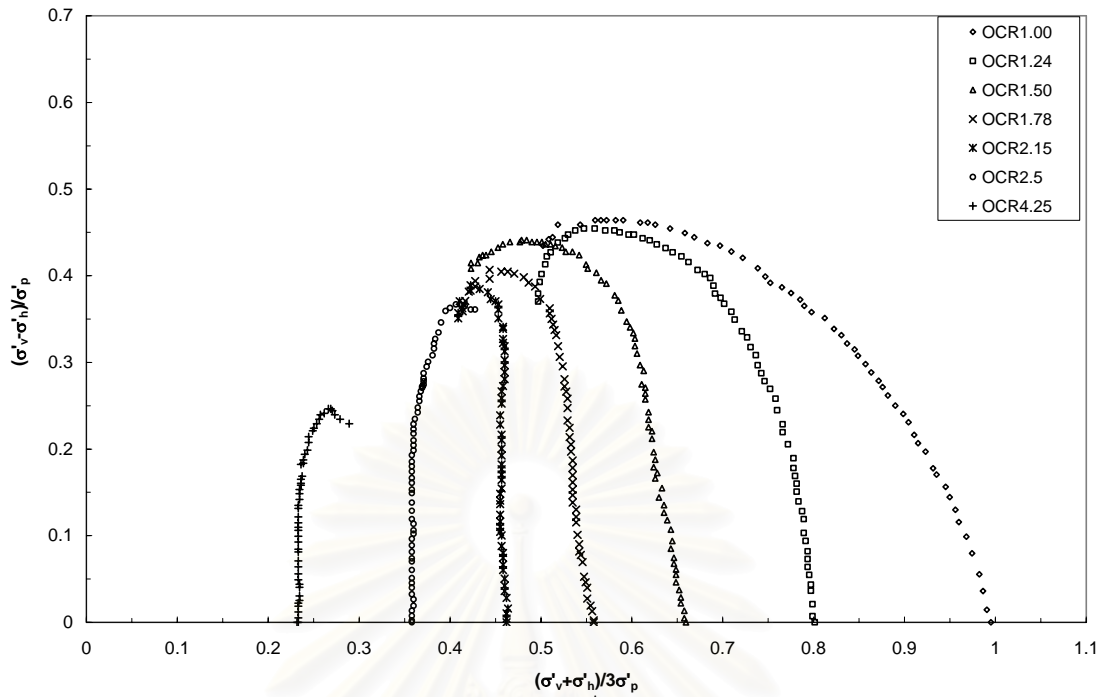
รูปที่ 5.2 รูปตัดแสดงชั้นดินบริเวณใกล้เคียงกรุงเทพฯ ทิศตะวันออกไปทิศตะวันตก (ว.ส.ท. , 2520)



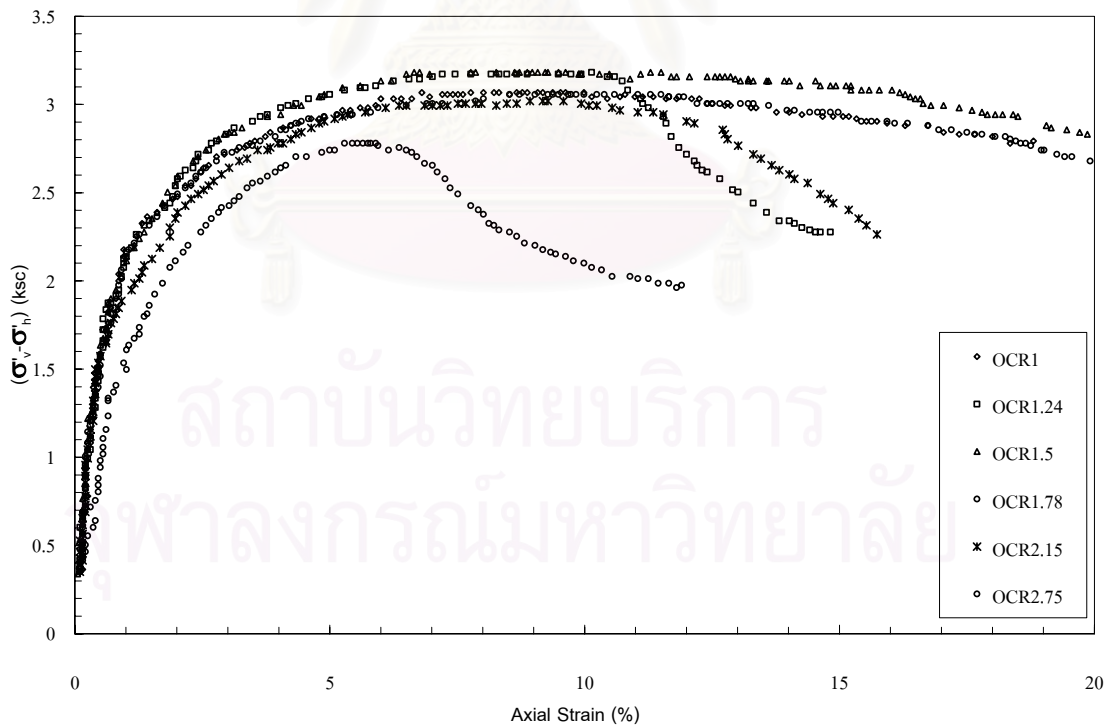
รูปที่ 5.3 ผลการทดสอบ Consolidation Test ของKIM(1991)



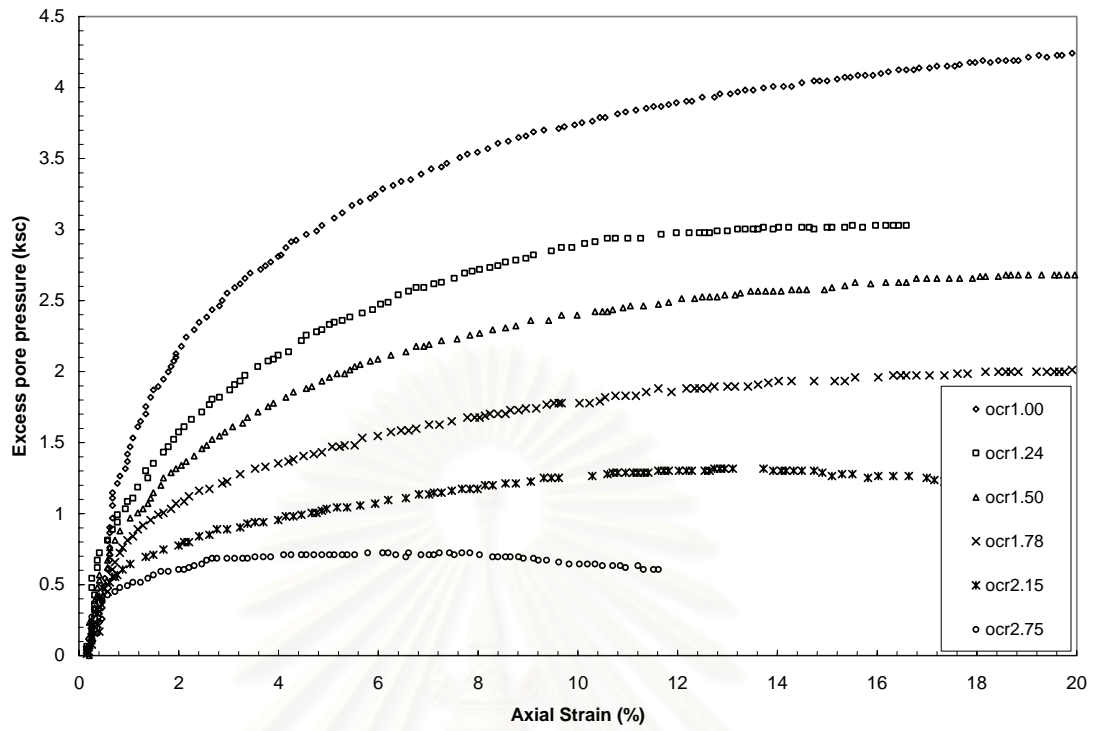
รูปที่ 5.4 ความสัมพันธ์ระหว่าง p'-q ของการทดสอบ CIU ,KIM(1991)



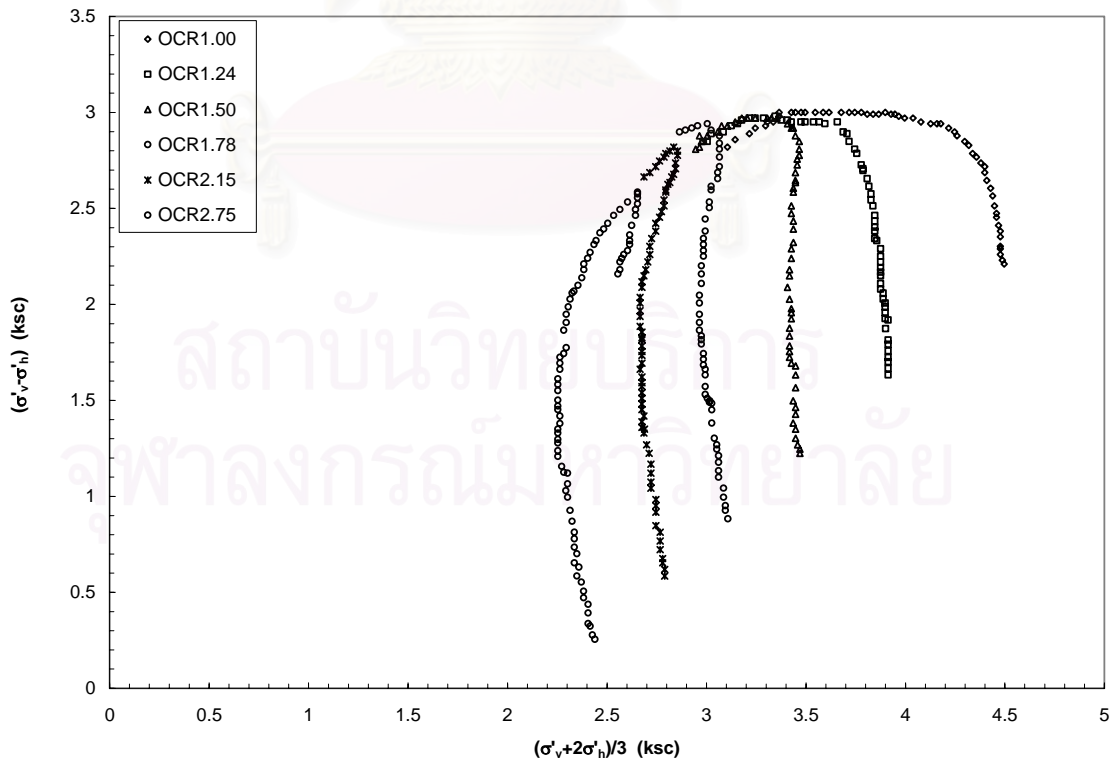
รูปที่ 5.5 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\frac{p}{\sigma_p}$, $\frac{q}{\sigma_p}$ ของการทดสอบ CIU, KIM(1991)



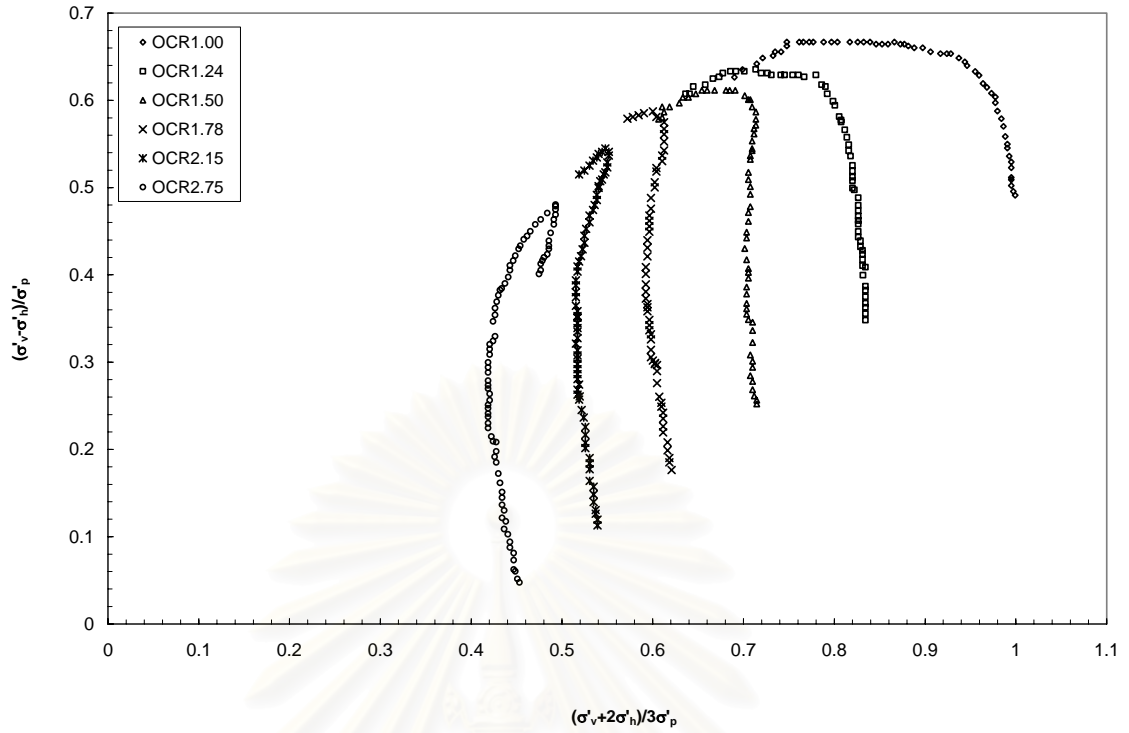
รูปที่ 5.6 ความสัมพันธ์ระหว่าง Axial Strain , q จากการทดสอบ CIU ,KIM(1991)



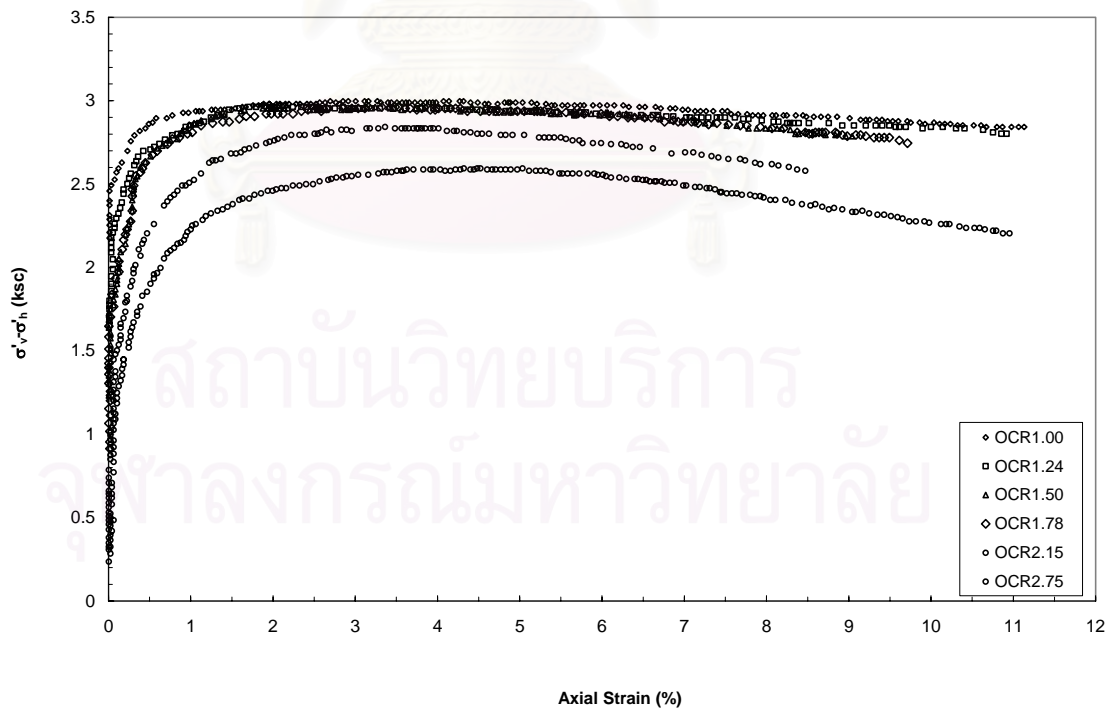
รูปที่ 5.7 ความสัมพันธ์ระหว่าง Axial Strain, Pore Pressure ของการทดสอบ CIU KIM(1991)



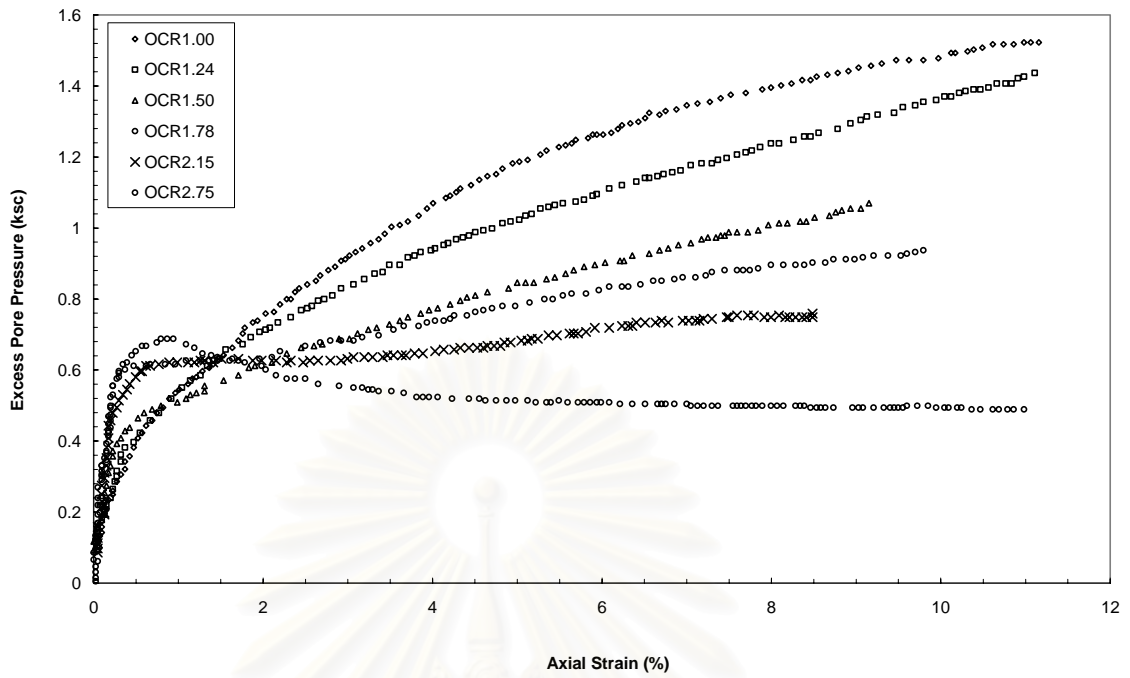
รูปที่ 5.8 ความสัมพันธ์ระหว่าง p', q ของการทดสอบ CK_0UC , KIM(1991)



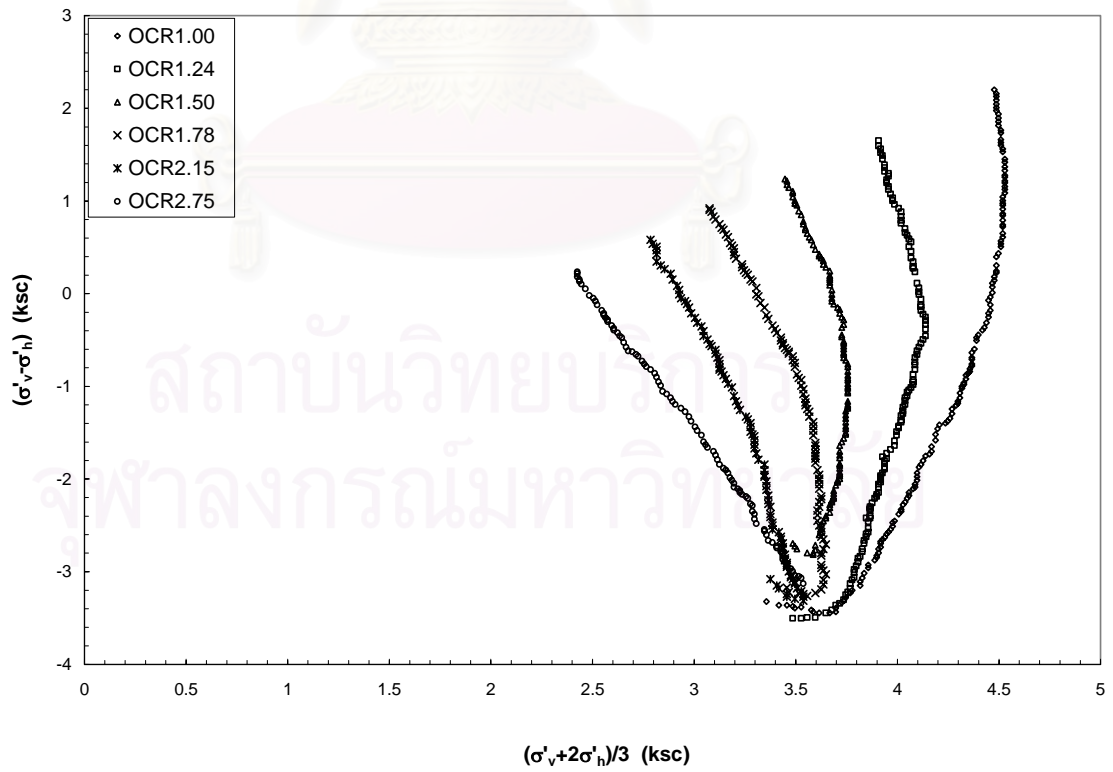
รูปที่ 5.9 ความสัมพันธ์ระหว่าง p'/σ'_p , q/σ'_p ของการทดสอบCK₀UC ,KIM(1991)



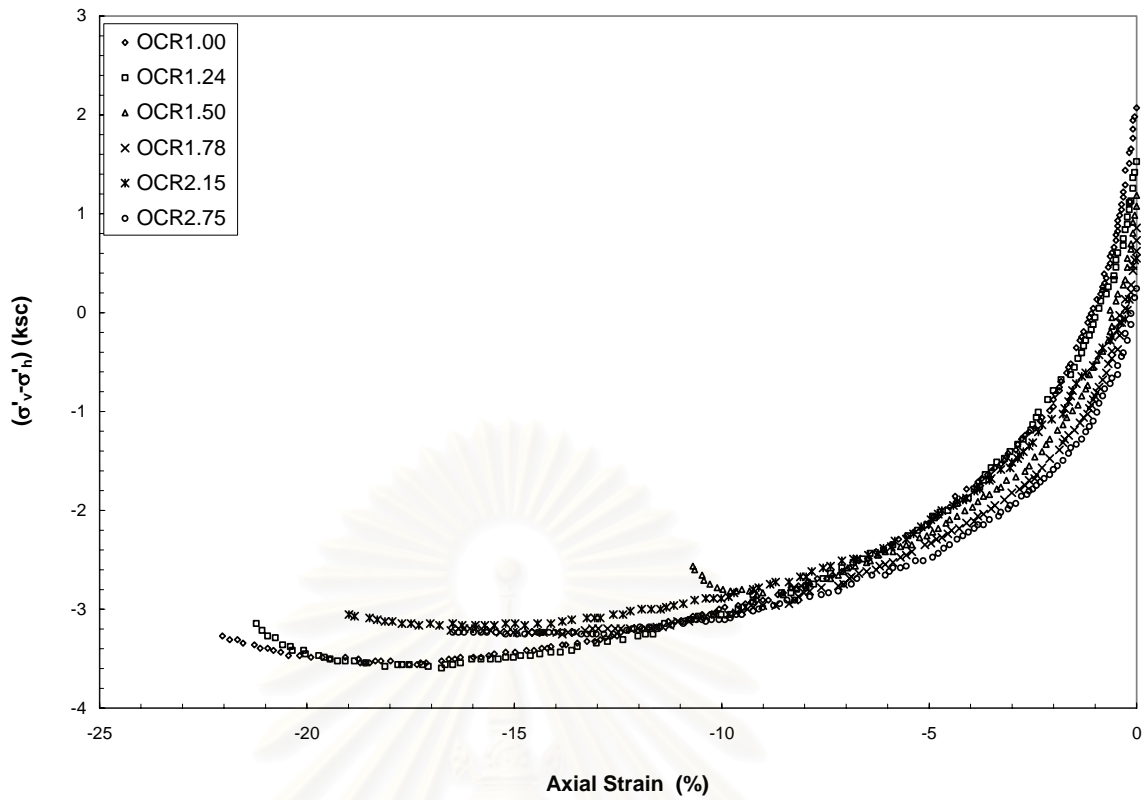
รูปที่ 5.10 ความสัมพันธ์ระหว่าง Axial Strain, q ของการทดสอบCK₀UC ,KIM(1991)



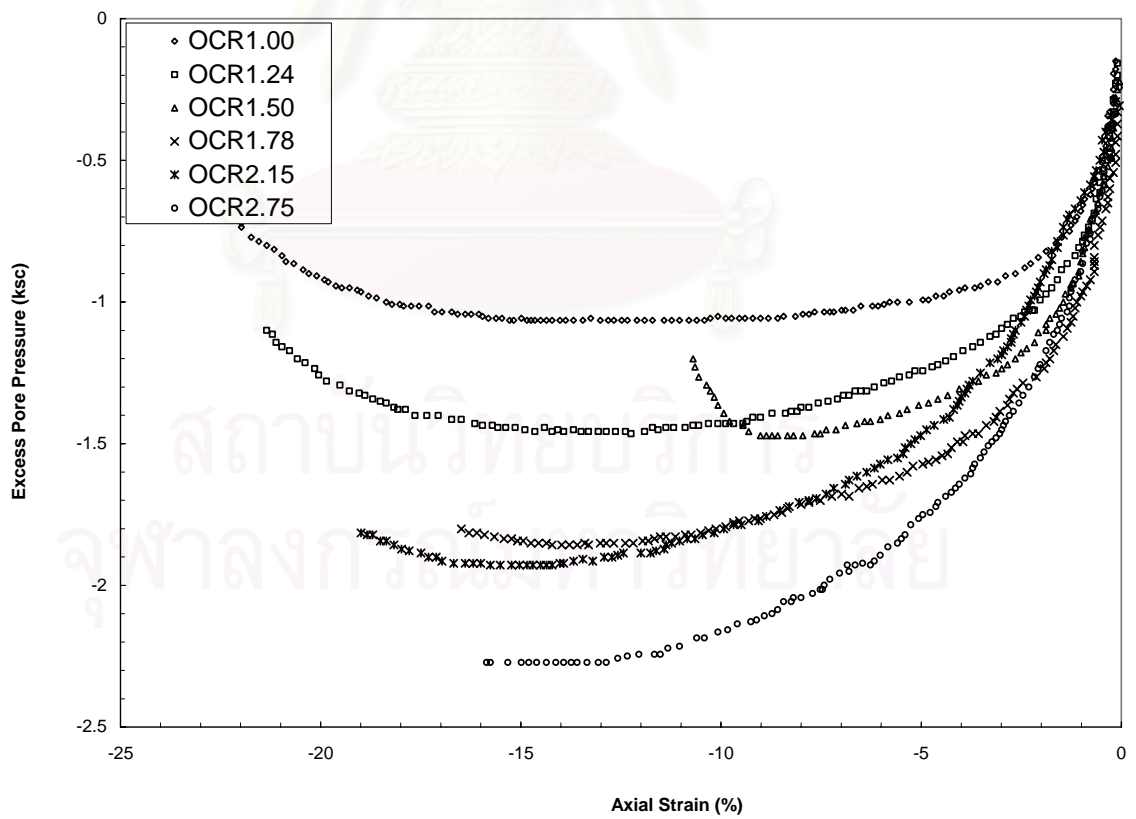
รูปที่ 5.11 ความสัมพันธ์ระหว่าง Axial Strain, Pore Pressure ของการทดสอบ CK_0UC , KIM(1991)



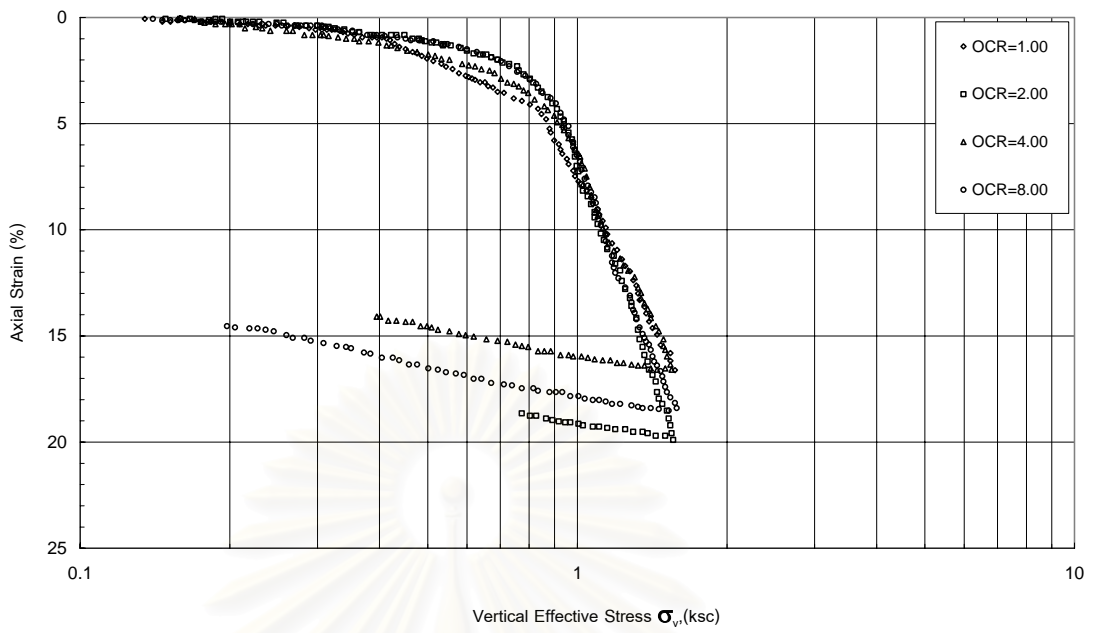
รูปที่ 5.12 ความสัมพันธ์ระหว่าง p', q ของการทดสอบ CK_0UE , KIM(1991)



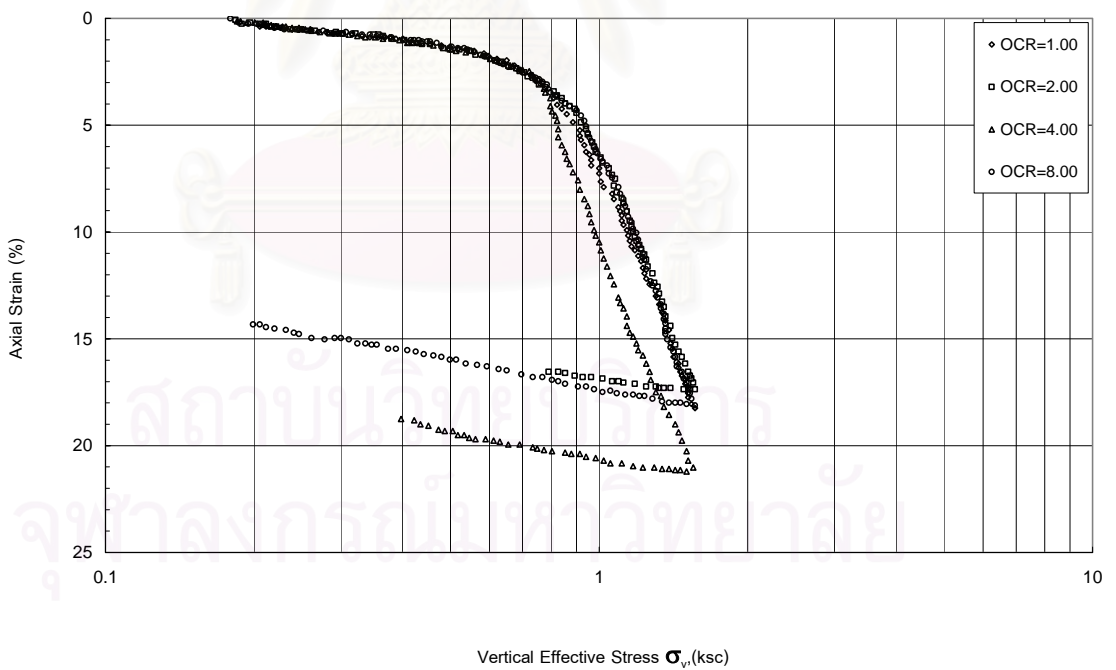
รูปที่ 5.13 ความสัมพันธ์ระหว่าง Axial Strain, $\sigma_1 - \sigma_3$ ของการทดสอบ $CK_0UE, KIM(1991)$



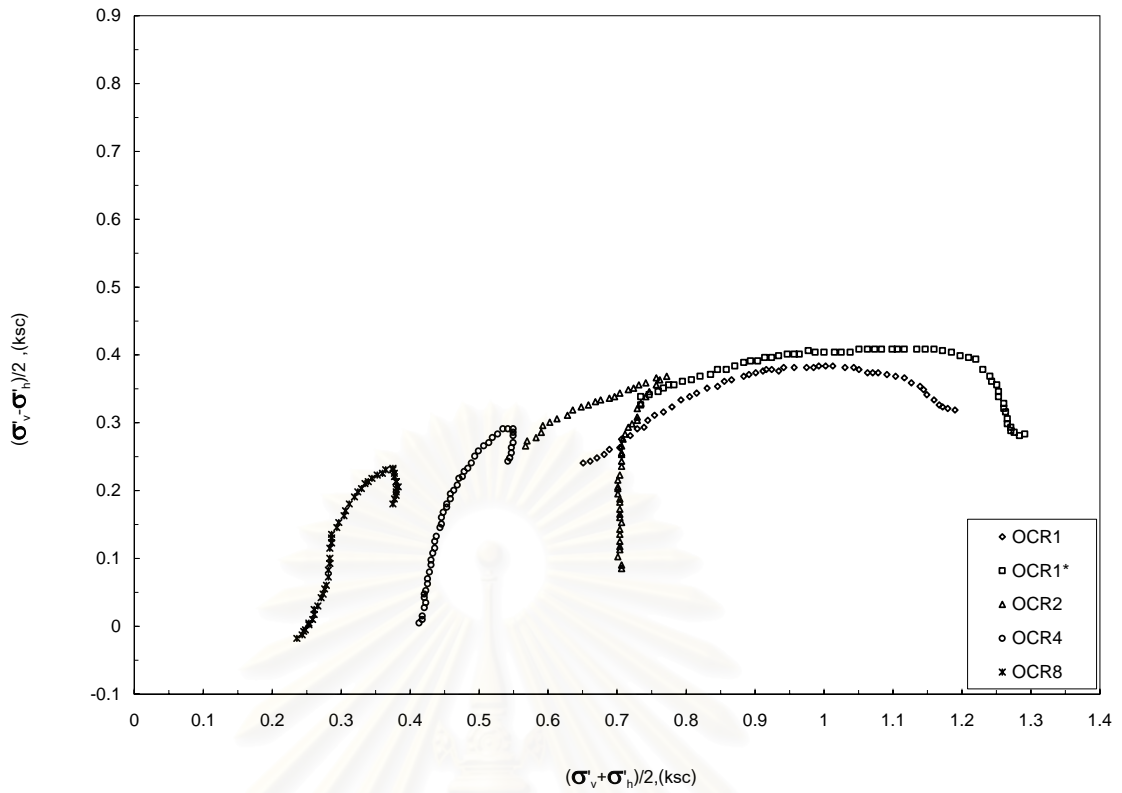
รูปที่ 5.14 ความสัมพันธ์ระหว่าง Axial Strain, Pore Pressure ของการทดสอบ $CK_0UE, KIM(1991)$



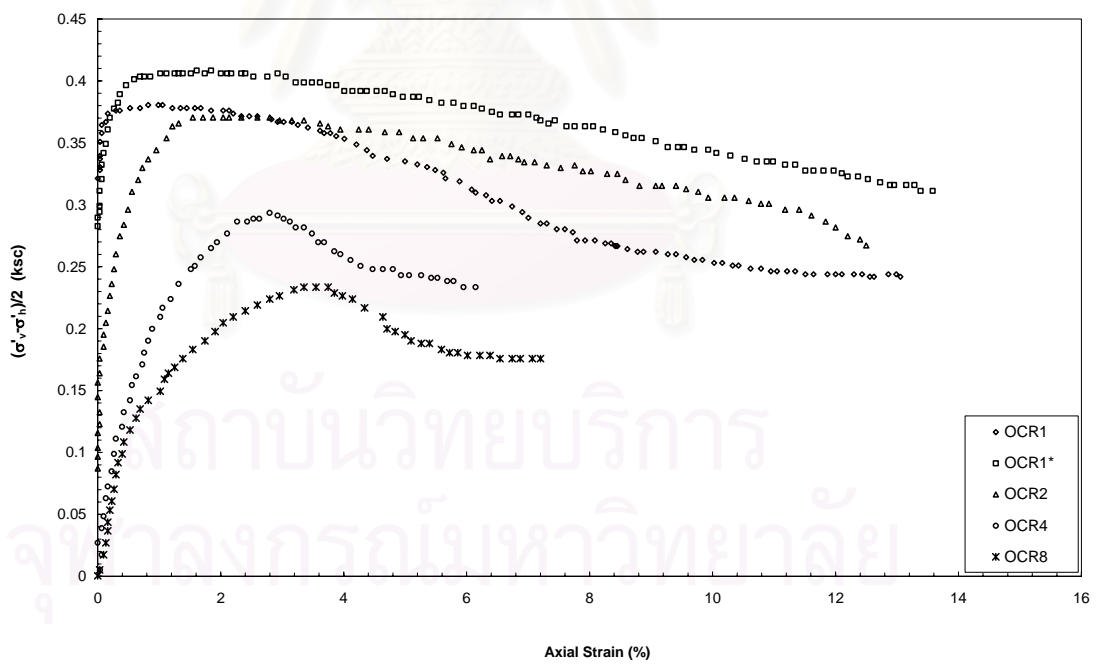
รูปที่ 5.15 ความสัมพันธ์ระหว่าง Effective Stress กับ Axial Strain ของ การทดสอบ CK₀UC, LAI (1993)



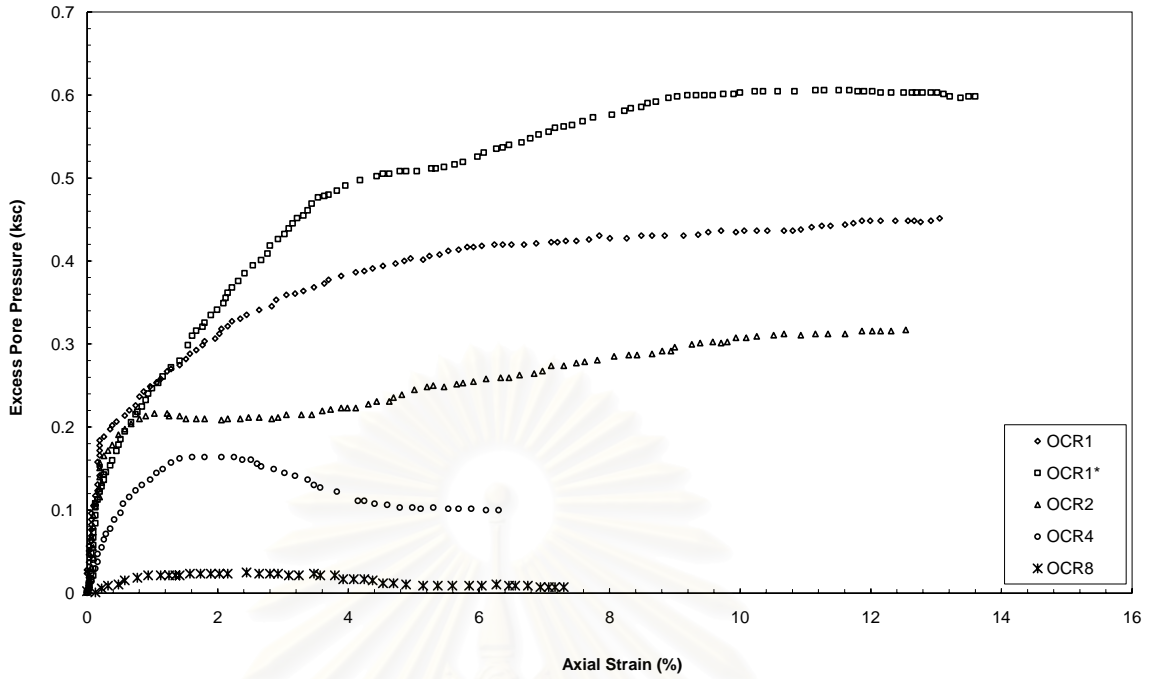
รูปที่ 5.16 ความสัมพันธ์ระหว่าง Effective Stress กับ Axial Strain ของ การทดสอบ CK₀UE , LAI (1993)



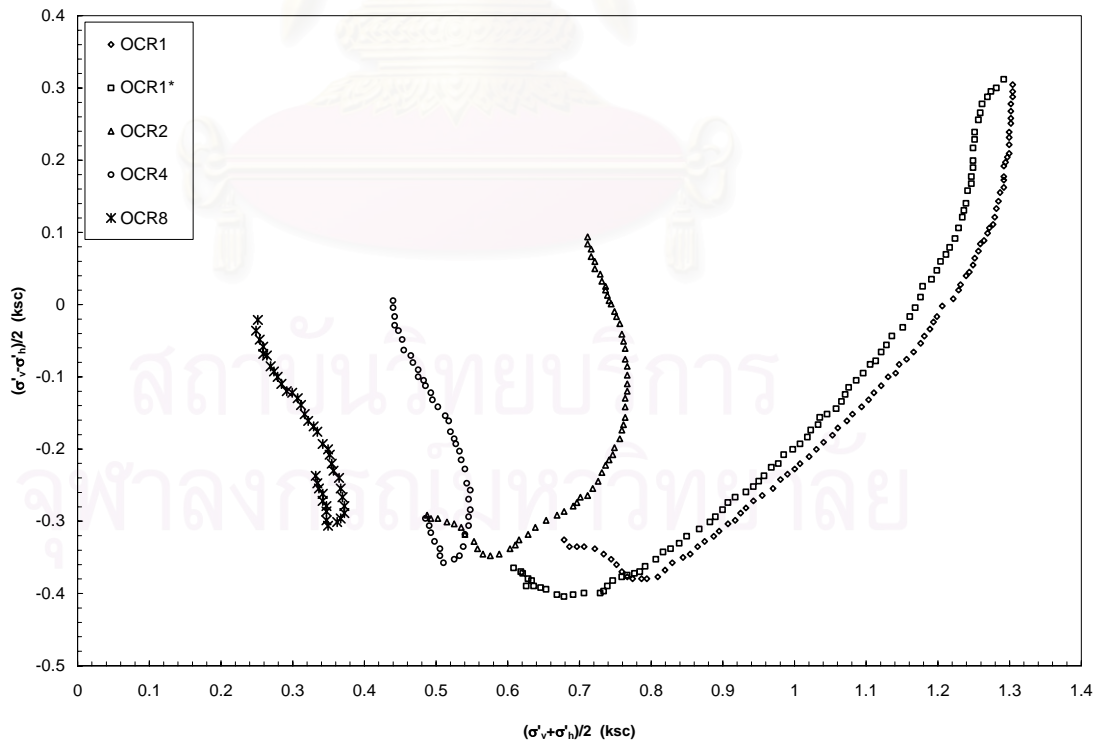
รูปที่ 5.17 Effective Stress Path ของการทดสอบ CK₀UC ,LAI(1993)



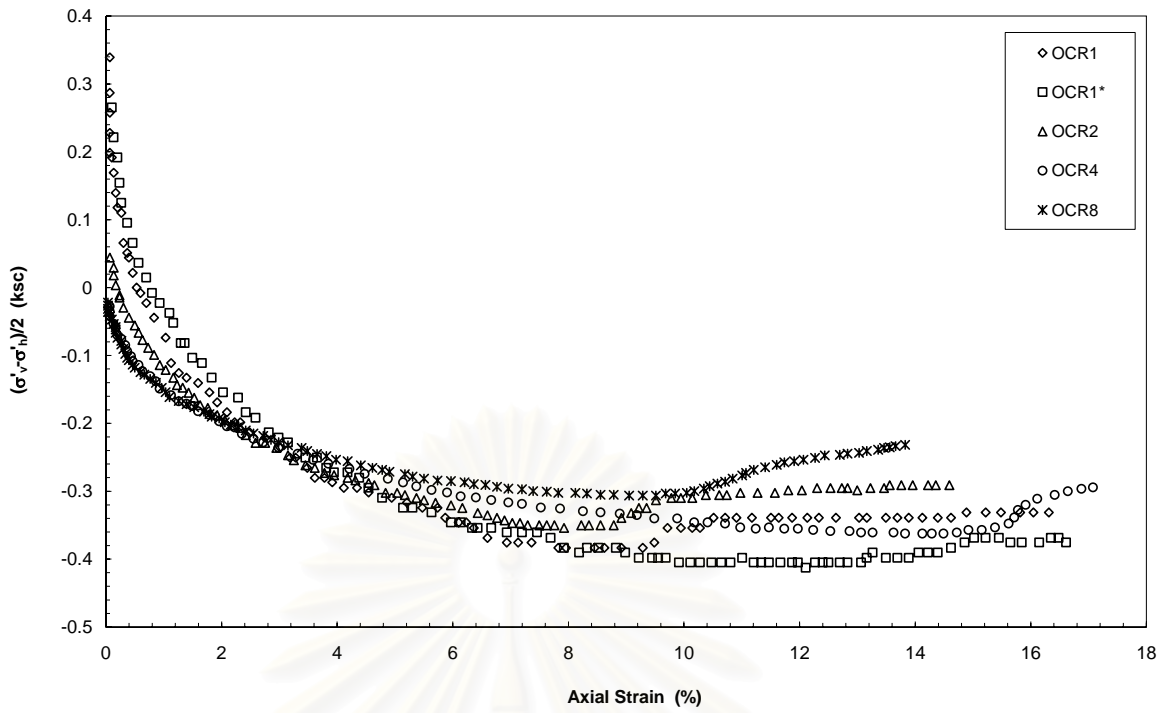
รูปที่ 5.18 ความสัมพันธ์ระหว่าง Axial Strain, ϵ ของการทดสอบ CK₀UC ,LAI(1993)



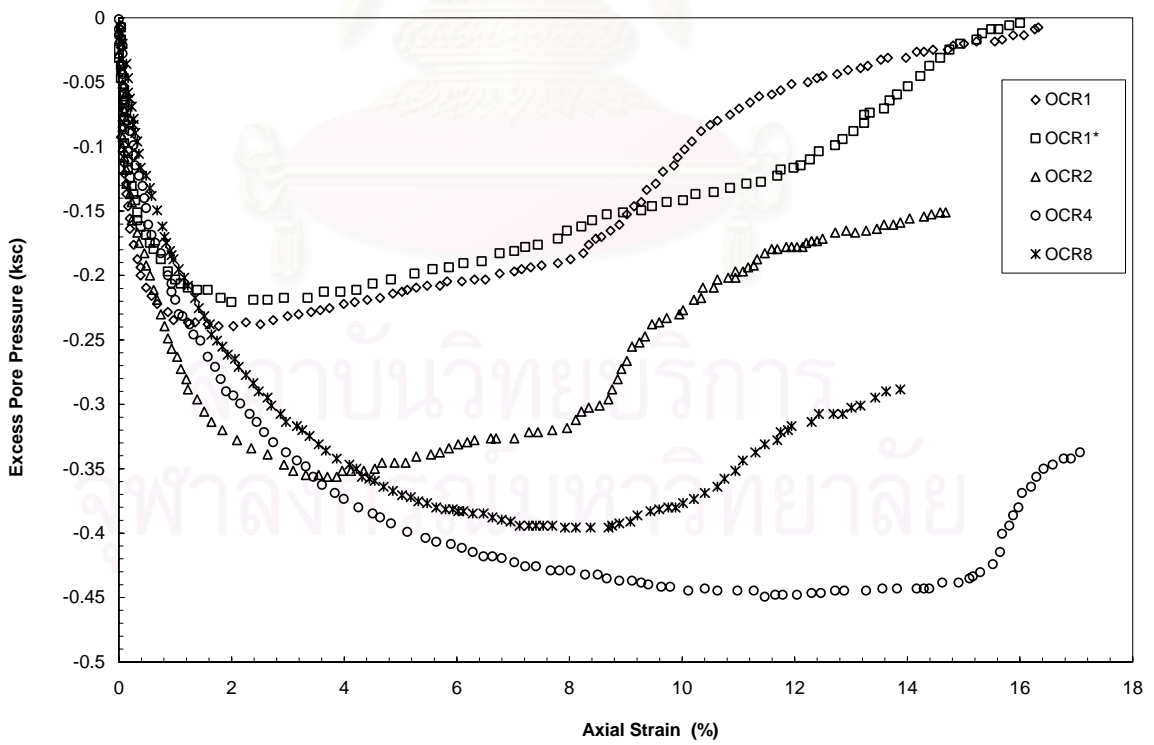
รูปที่ 5.19 ความสัมพันธ์ระหว่าง Axial Strain, Pore Pressure ของการทดสอบ CK₀UC ,LAI(1993)



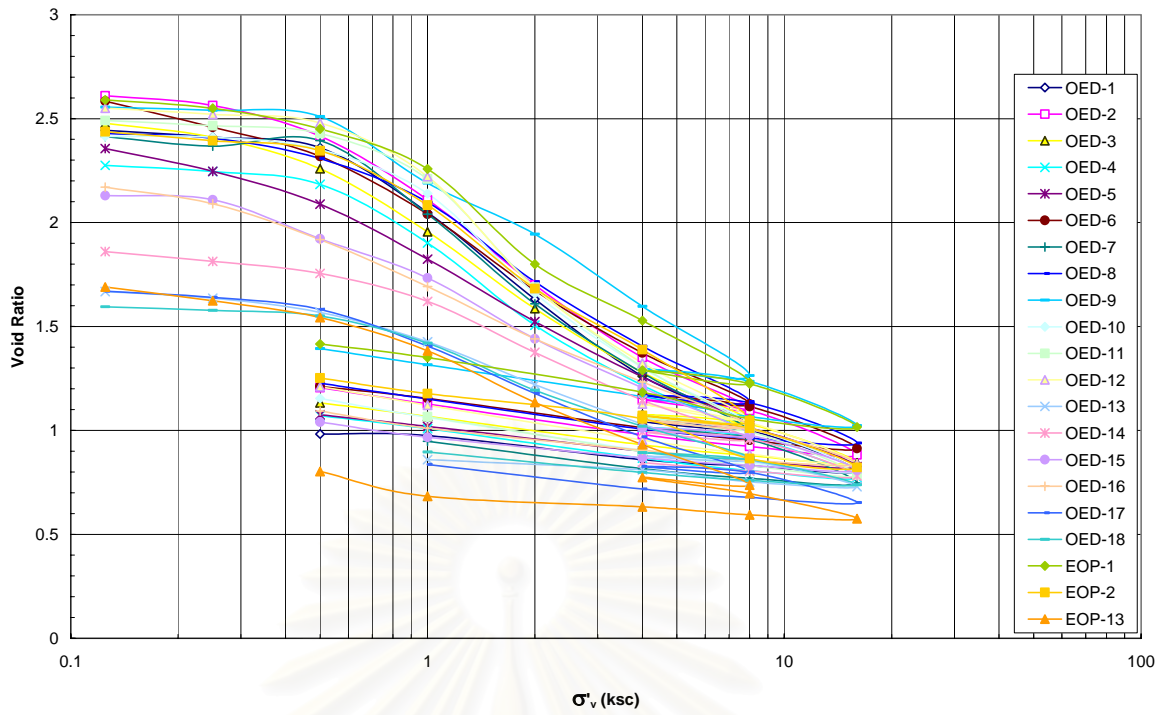
รูปที่ 5.20 Effective Stress Path ของการทดสอบ CK₀UE ,LAI(1993)



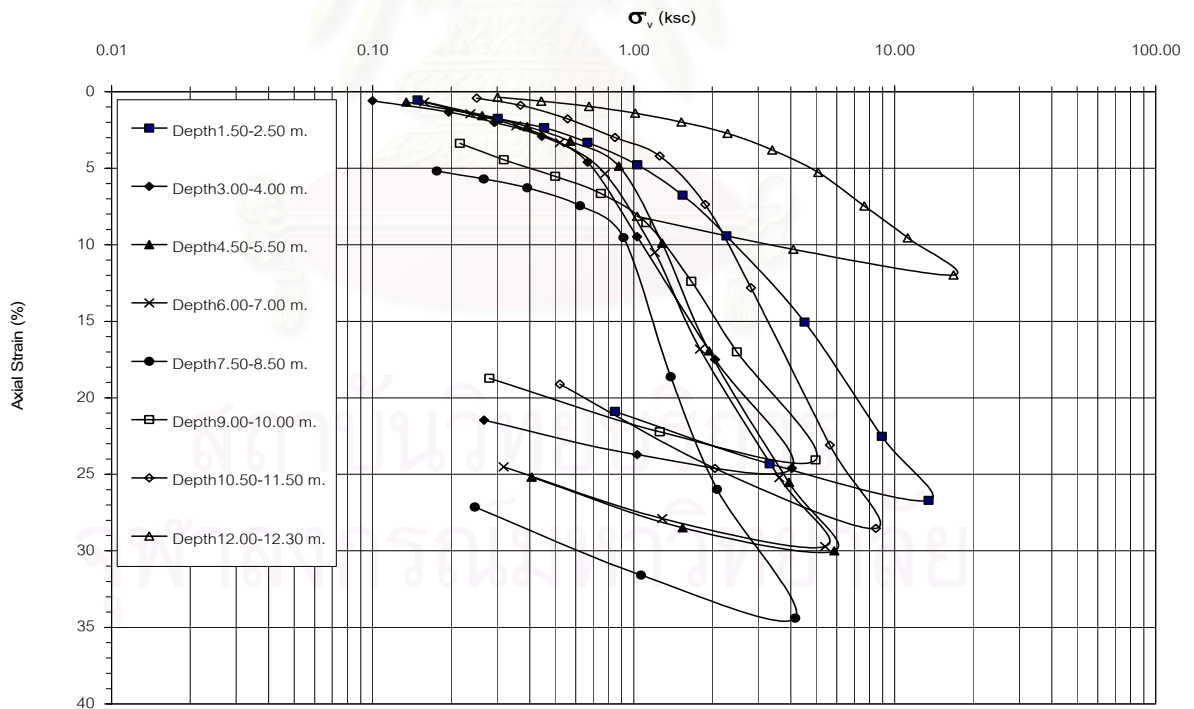
รูปที่ 5.21 ความสัมพันธ์ระหว่าง Axial Strain, q ของการทดสอบ CK_0UE , LAI(1993)



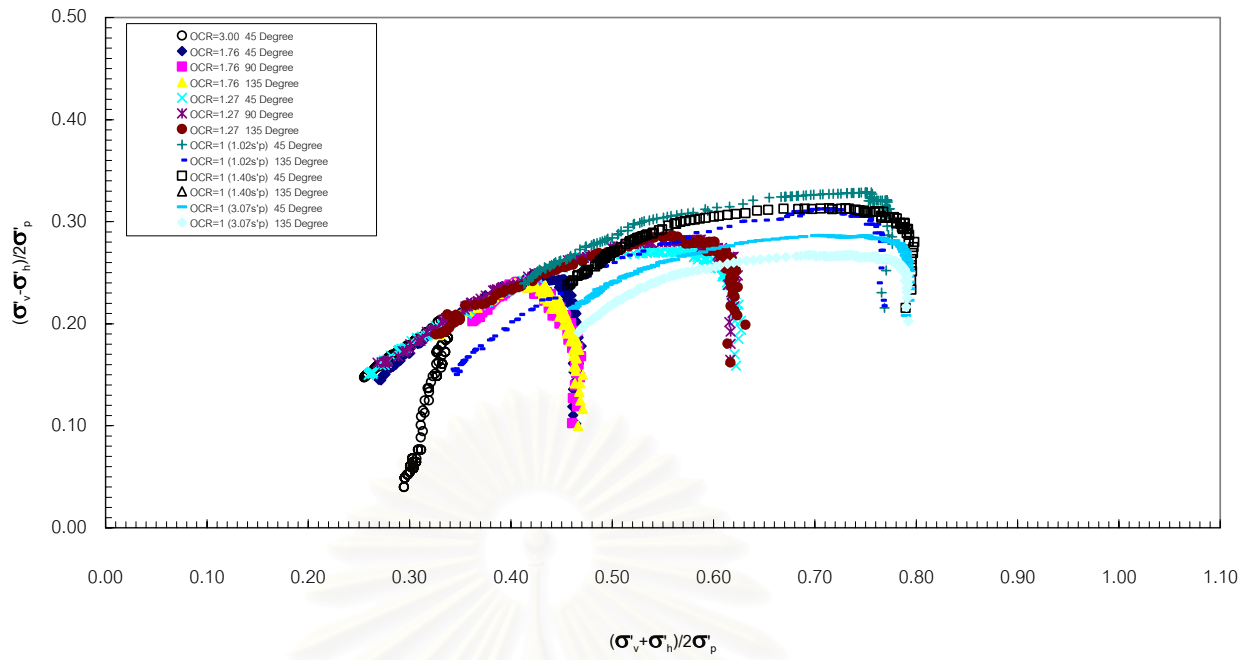
รูปที่ 5.22 ความสัมพันธ์ระหว่าง Axial Strain, Pore Pressure ของการทดสอบ CK_0UE , LAI(1993)



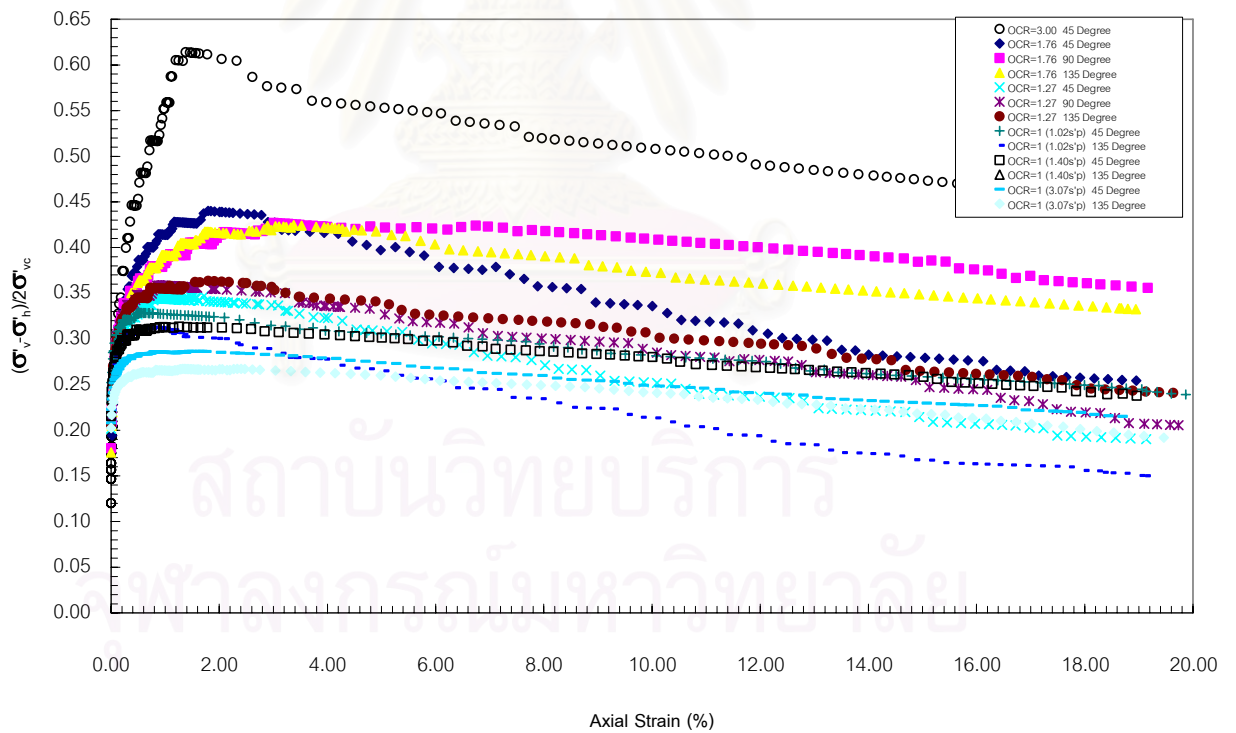
รูปที่ 5.23 ความสัมพันธ์ระหว่าง Effective Stress กับ Void Ratio ของการทดสอบ Oedometer test โดยใช้เครื่องทดสอบแบบ triaxial ของตัวอย่างดินจากบริเวณ AIT , Hassan(1993)



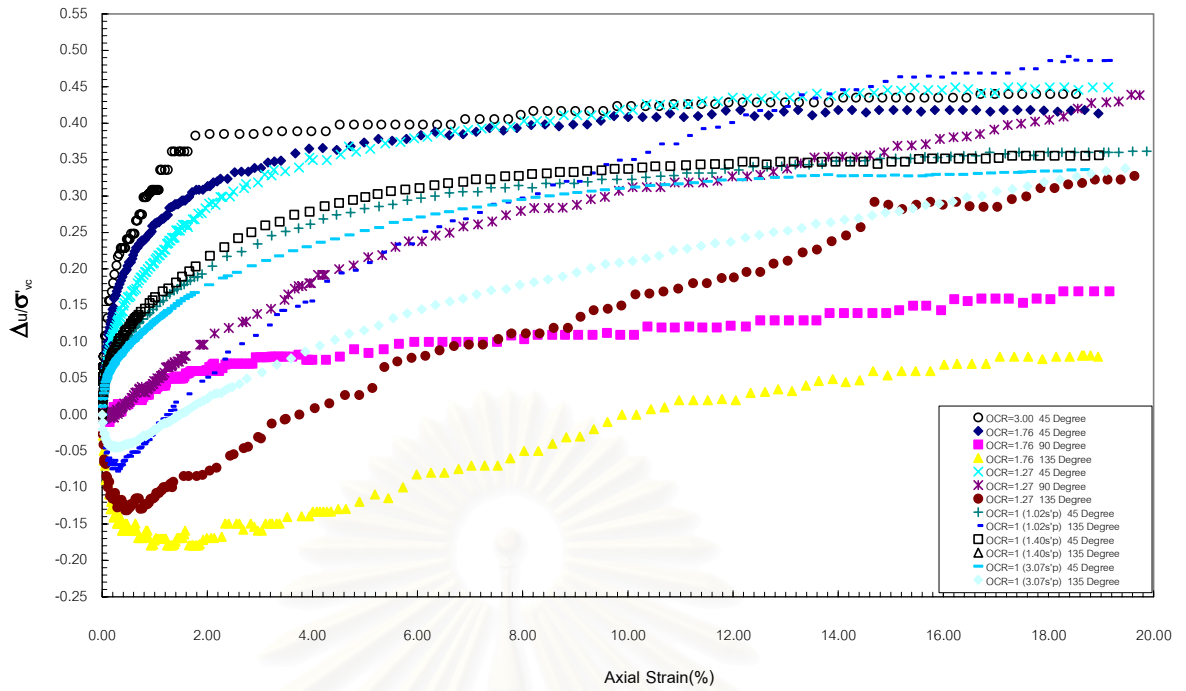
รูปที่ 5.24 ความสัมพันธ์ระหว่าง Effective Stress กับ Axial Strain ของการทดสอบ 1-D CONSOLIDATION TEST ของตัวอย่างดินจากบริเวณจุฬาฯ, ยุทธนา (2002)



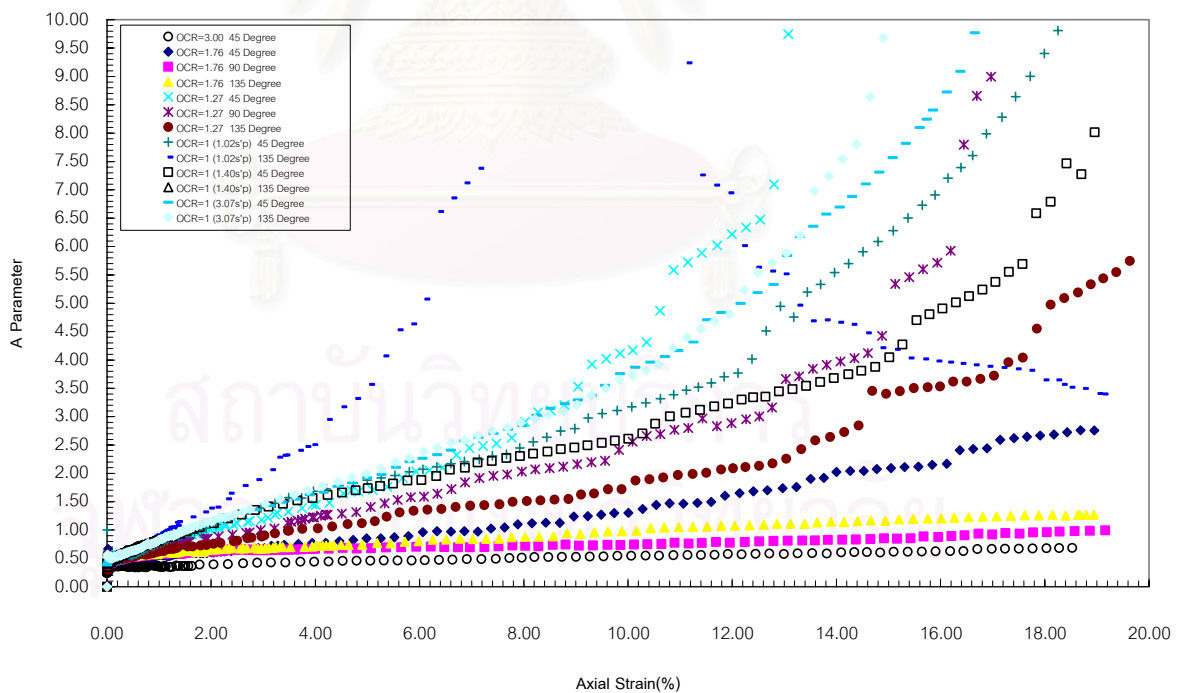
รูปที่ 5.25 รูปร่างและลักษณะของทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลของตัวอย่างดินจากบริเวณกรุงเทพฯ รวมทุกค่า OCR ($\sigma'_p = 66.51$ ถึง 94.27 KPa), ยุทธนา(2002)



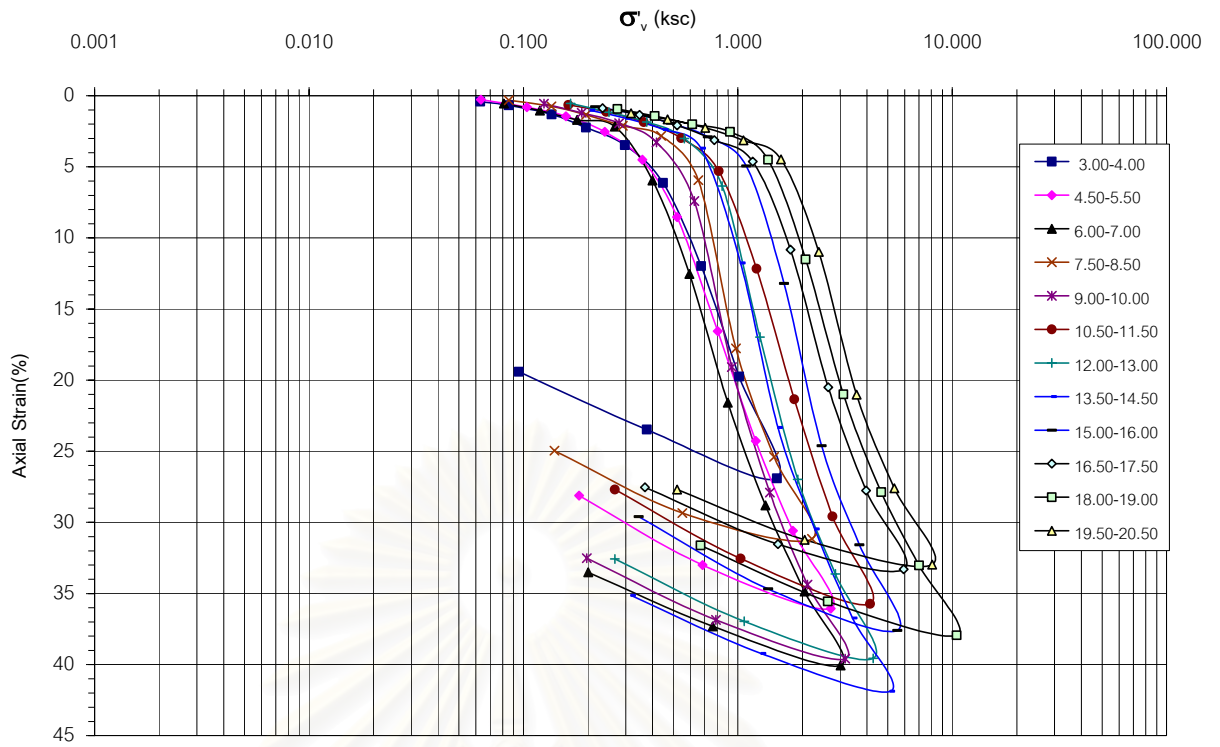
รูปที่ 5.26 ความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_{vc} กับ Axial Strain ของตัวอย่างดินจากบริเวณกรุงเทพฯ รวมทุกค่า OCR ($\sigma'_p = 66.51$ ถึง 94.27 KPa) , ยุทธนา (2002)



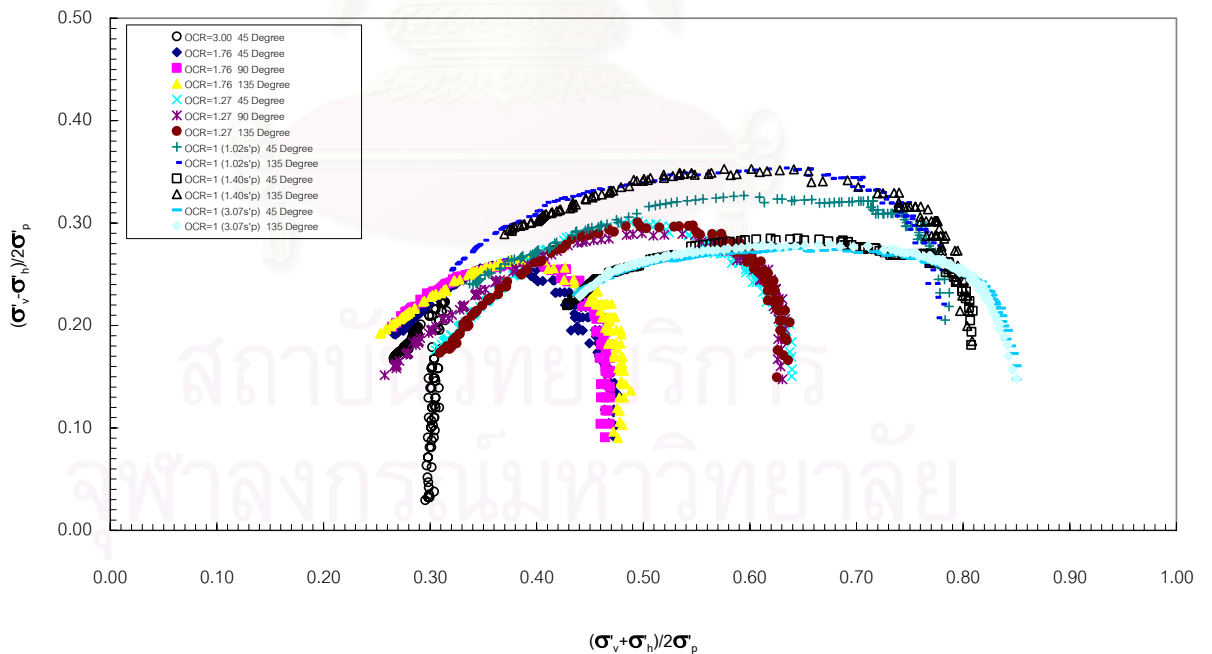
รูปที่ 5.27 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u/\sigma'_{vc}$ กับ Axial Strain ของตัวอย่างดินจากบริเวณ
จุดฟ้าฯ รวมทุกค่า OCR , ยุทธนา (2002)



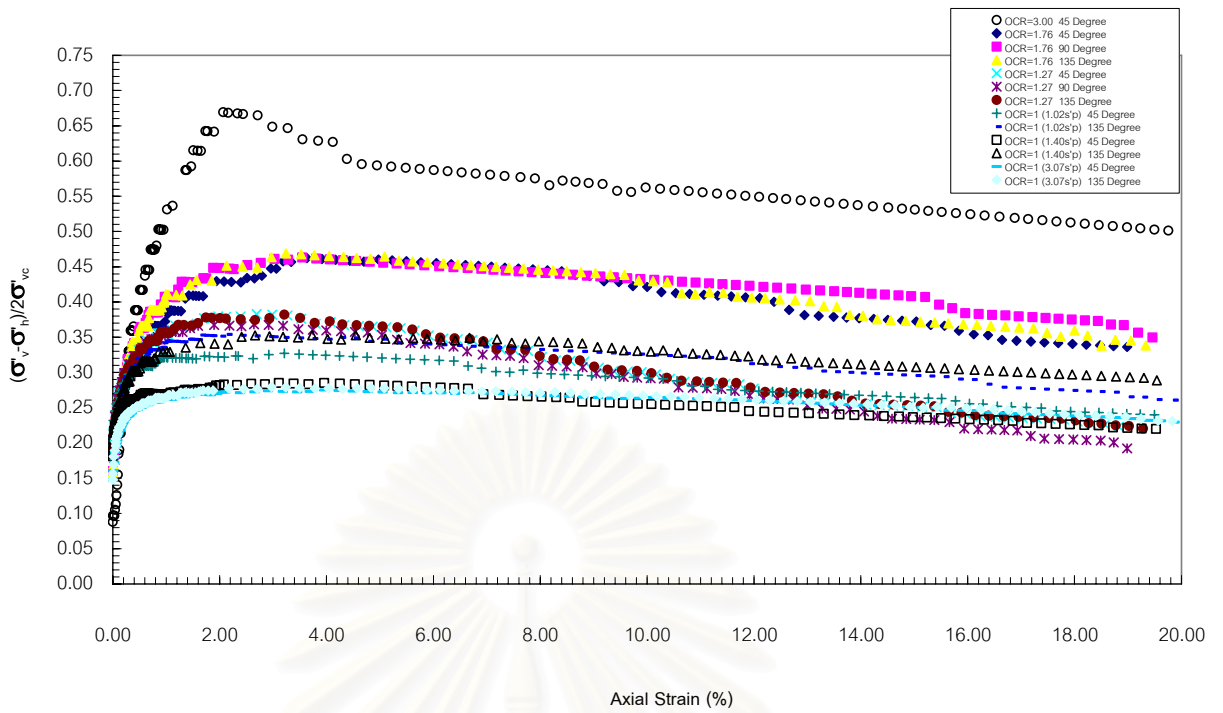
รูปที่ 5.28 ความสัมพันธ์ระหว่าง A Parameter กับ Axial Strain ของตัวอย่างดินจาก
บริเวณจุดฟ้าฯ รวมทุกค่า OCR ($\sigma'_p = 66.51$ ถึง 94.27 KPa), ยุทธนา (2002)



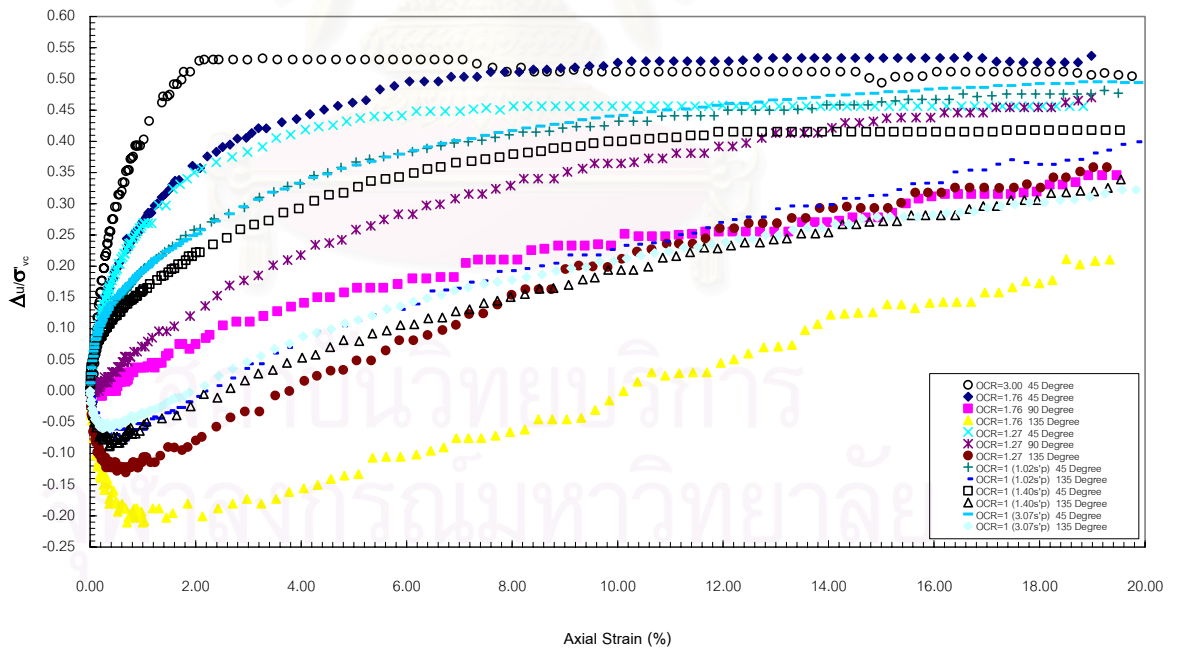
รูปที่ 5.29 ความสัมพันธ์ระหว่าง Effective Stress กับ Axial Strain ของการทดสอบ 1-D CONSOLIDATION TEST ของตัวอย่างดินจากบริเวณบางนา, ยุทธนา (2002)



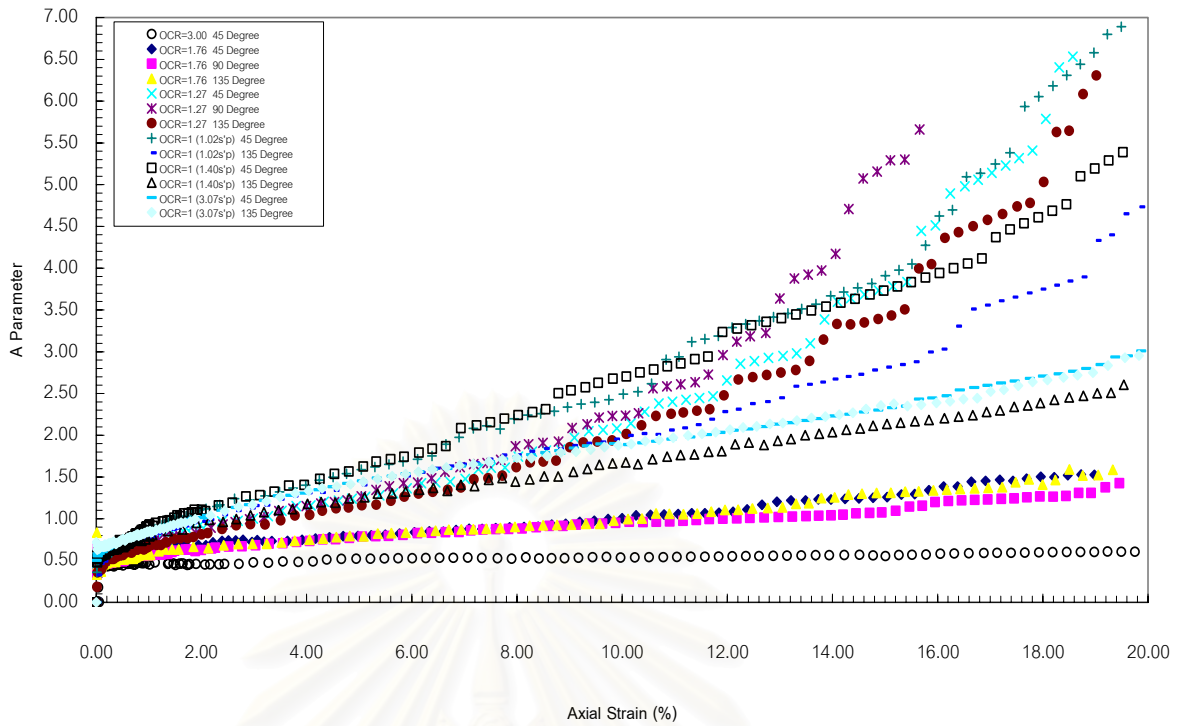
รูปที่ 5.30 รูปร่างและลักษณะของทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผลของตัวอย่างดินจากบริเวณบางนา รวมทุกค่า OCR ($\sigma'_p = 39.24$ ถึง 83.20 KPa), ยุทธนา (2002)



รูปที่ 5.31 ความสัมพันธ์ระหว่าง q/s'_{vc} กับ Axial Strain ของตัวอย่างดินจากบริเวณบางนา รวบรวมค่า OCR ($\sigma'_p = 39.24$ ถึง 83.20 KPa) , ยุทธนา (2002)



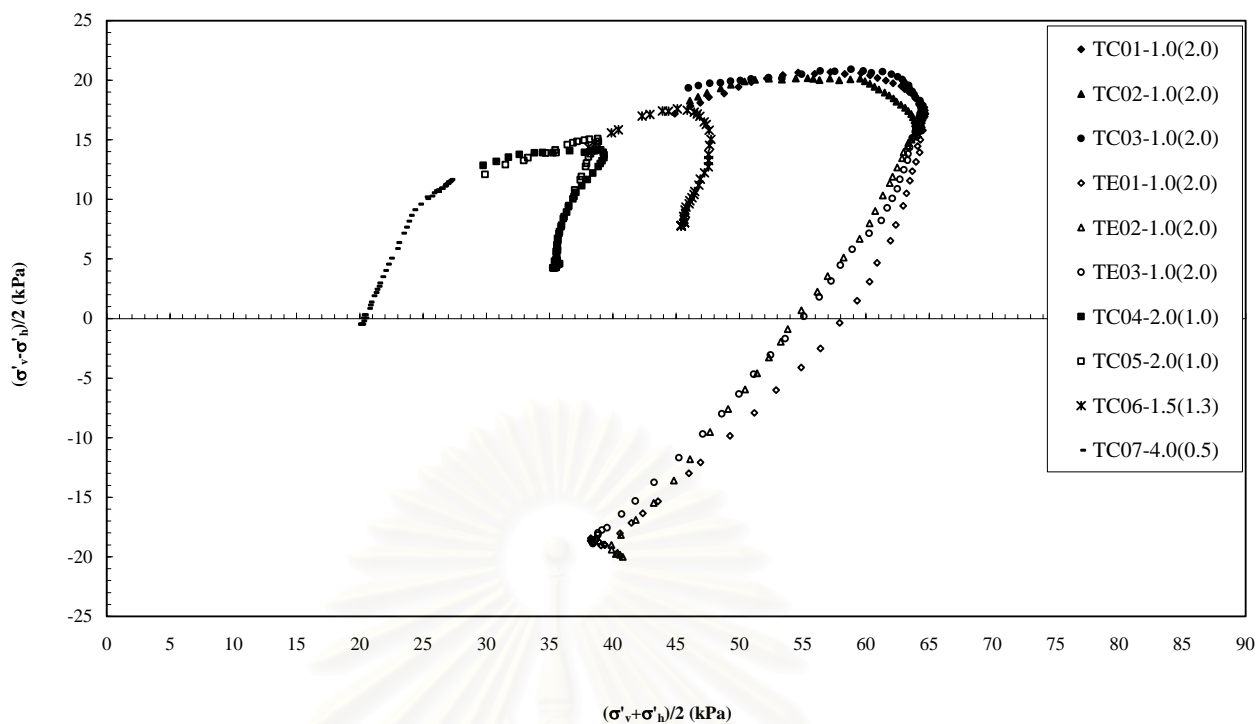
รูปที่ 5.32 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\Delta u / \sigma'_{vc}$ กับ Axial Strain ของตัวอย่างดินจากบริเวณบางนา รวบรวมค่า OCR ($\sigma'_p = 39.24$ ถึง 83.20 KPa) , ยุทธนา (2002)



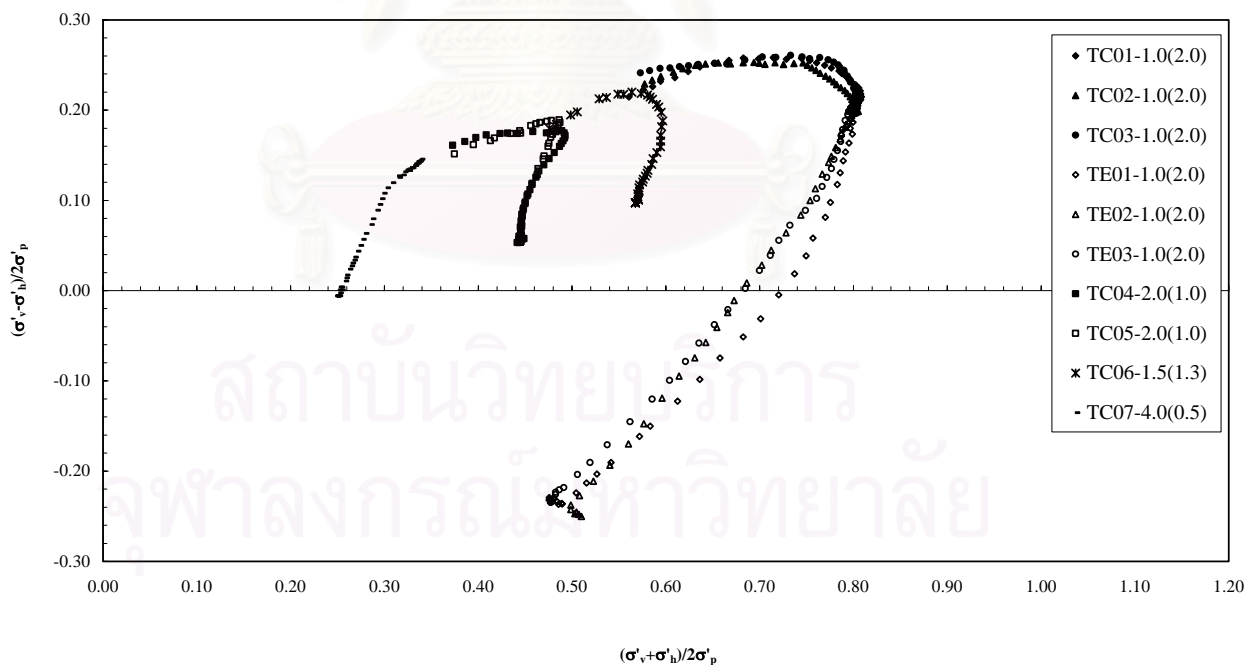
รูปที่ 5.33 ความสัมพันธ์ระหว่าง A กับ Axial Strain ของตัวอย่างดินจากบริเวณบางนา
รวมทุกค่า OCR ($\sigma'_p = 39.24$ ถึง 83.20 KPa), ยุทธนา (2002)



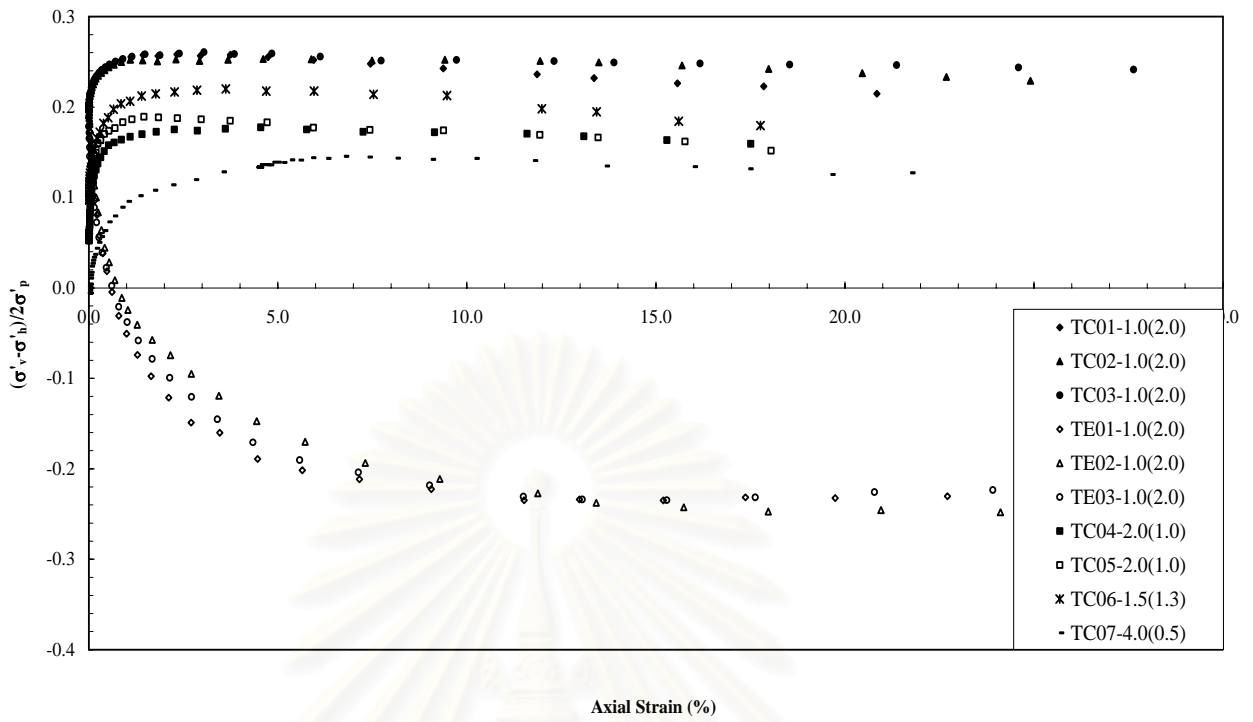
รูปที่ 5.34 ผลการทดสอบ CONSOLIDATION ,กรินทร์(2002)



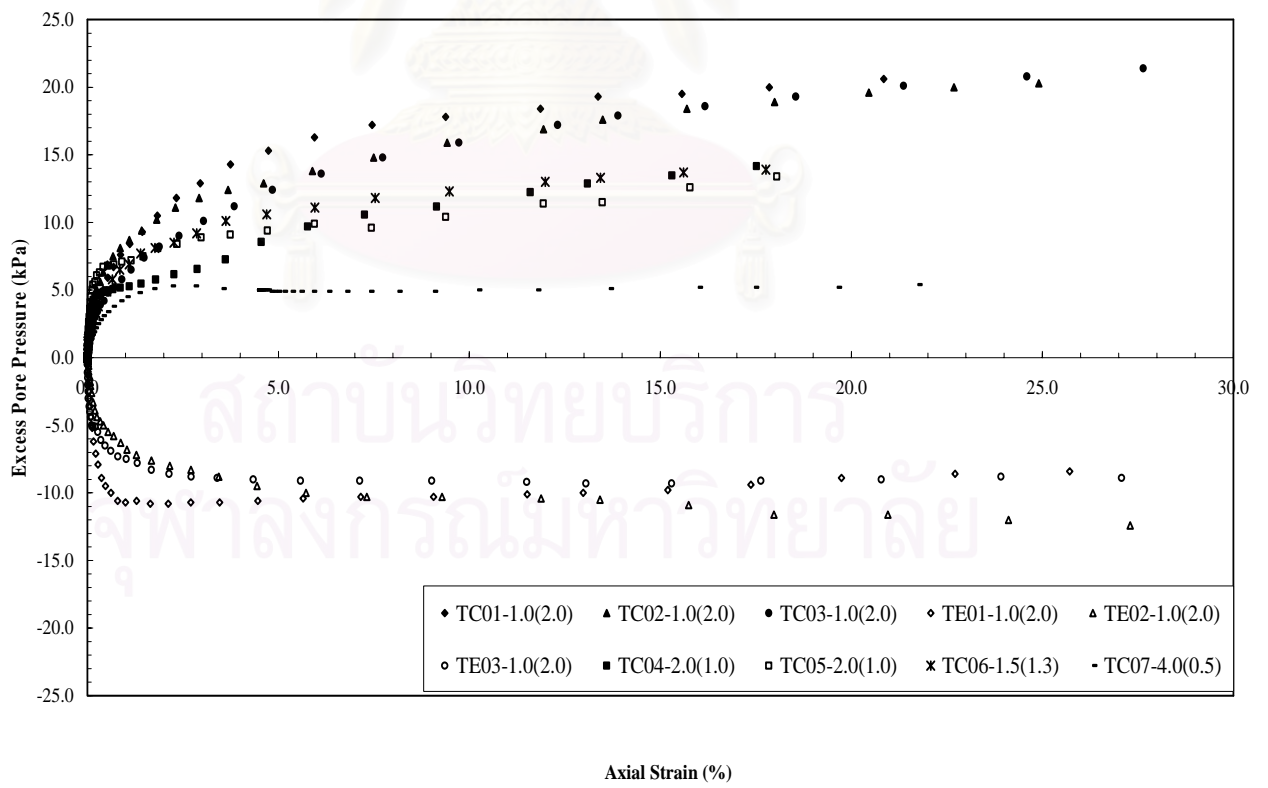
รูปที่ 5.35 ทางเดินของหน่วยแรงประสิทธิผล ,กรัณท์(2002)



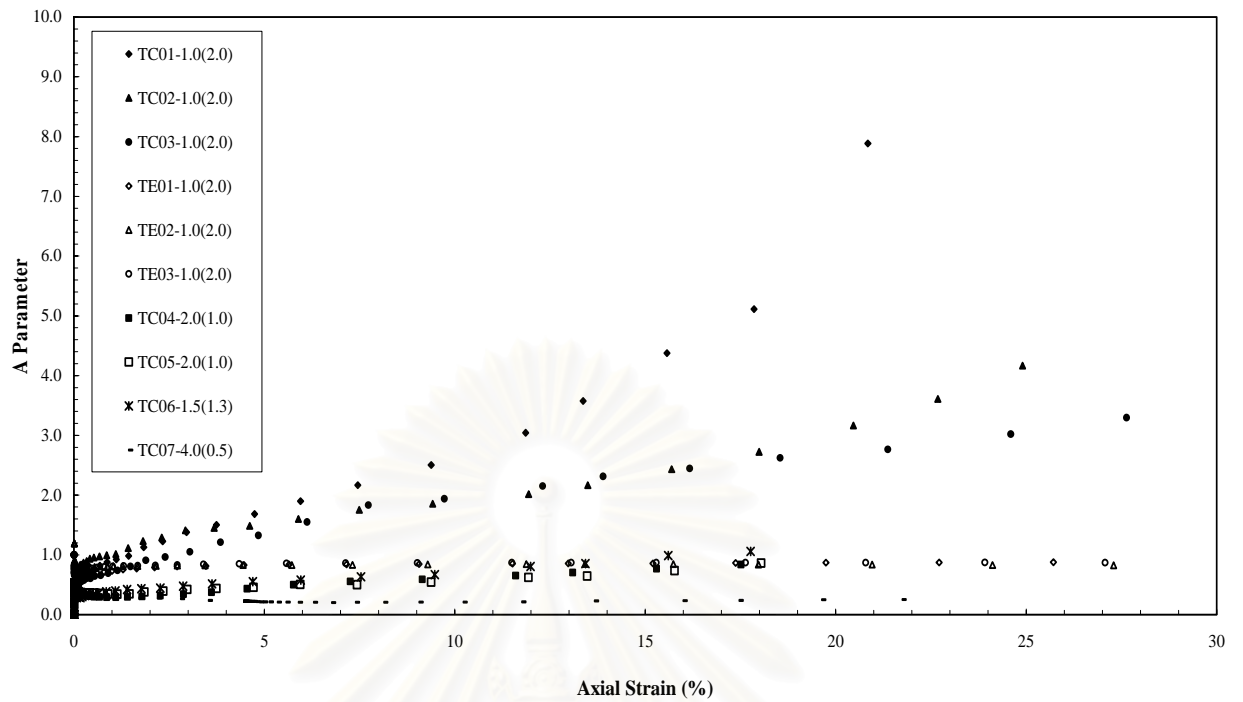
รูปที่ 5.36 ความสัมพันธ์ระหว่าง $(\sigma'_v + \sigma'_h)/2\sigma'_p$ กับ $(\sigma'_v - \sigma'_h)/2\sigma'_p$,กรัณท์(2002)



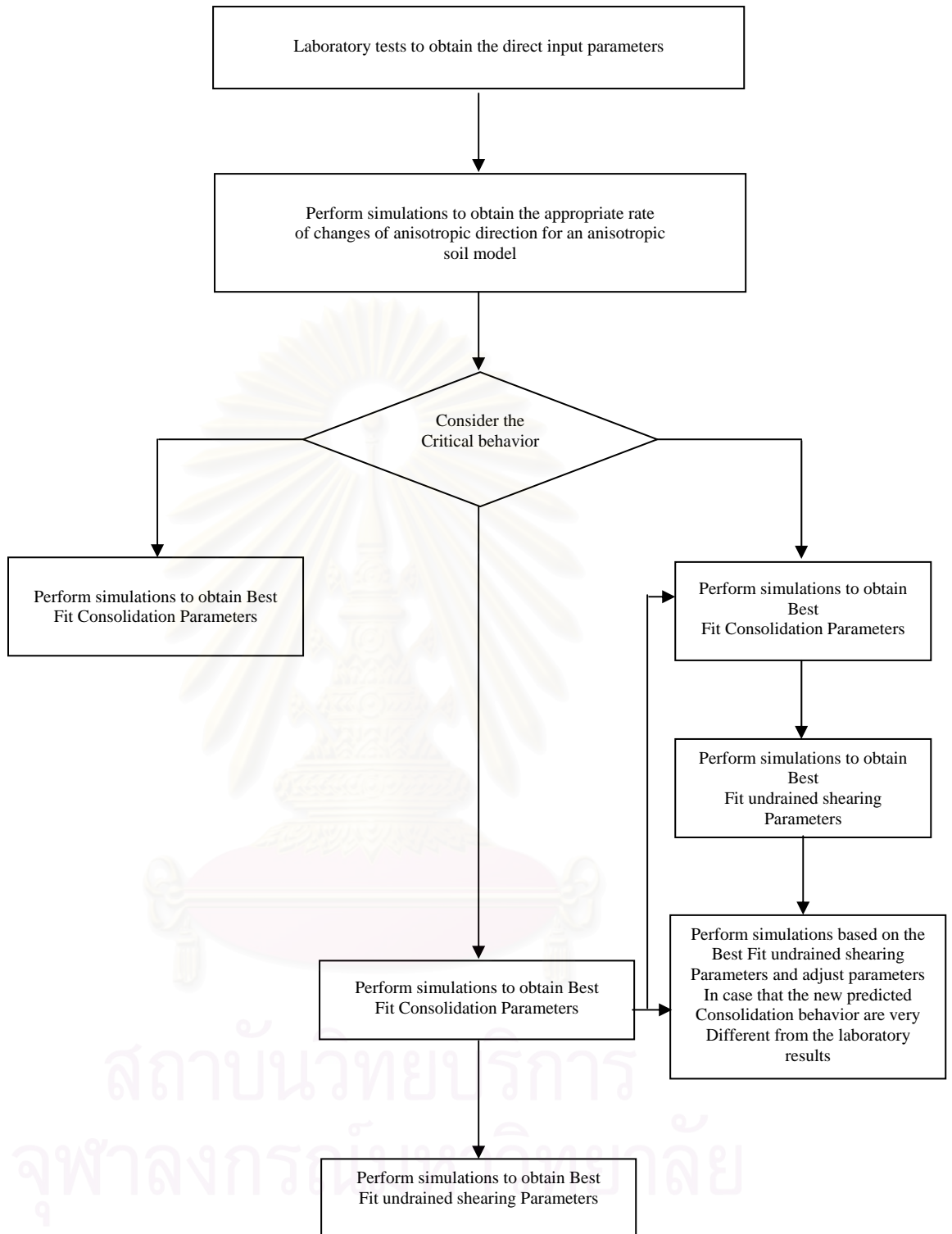
รูปที่ 5.37 ความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_p กับ Axial Strain ,กรินทร์(2002)



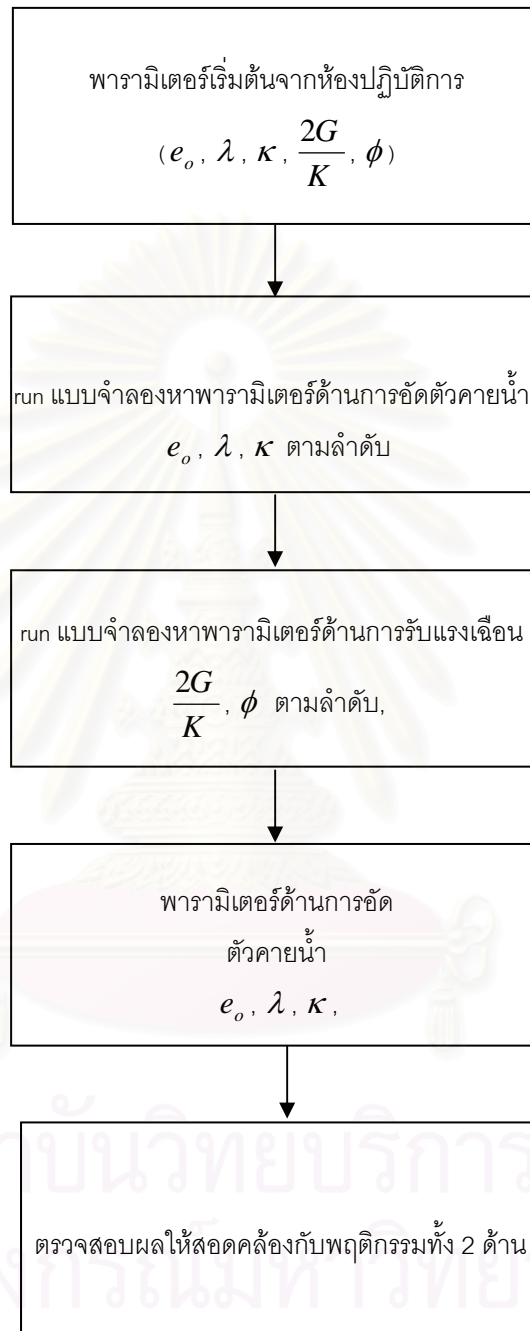
รูปที่ 5.38 ความสัมพันธ์ระหว่าง Pore Pressure กับ Axial Strain ,กรินทร์(2002)



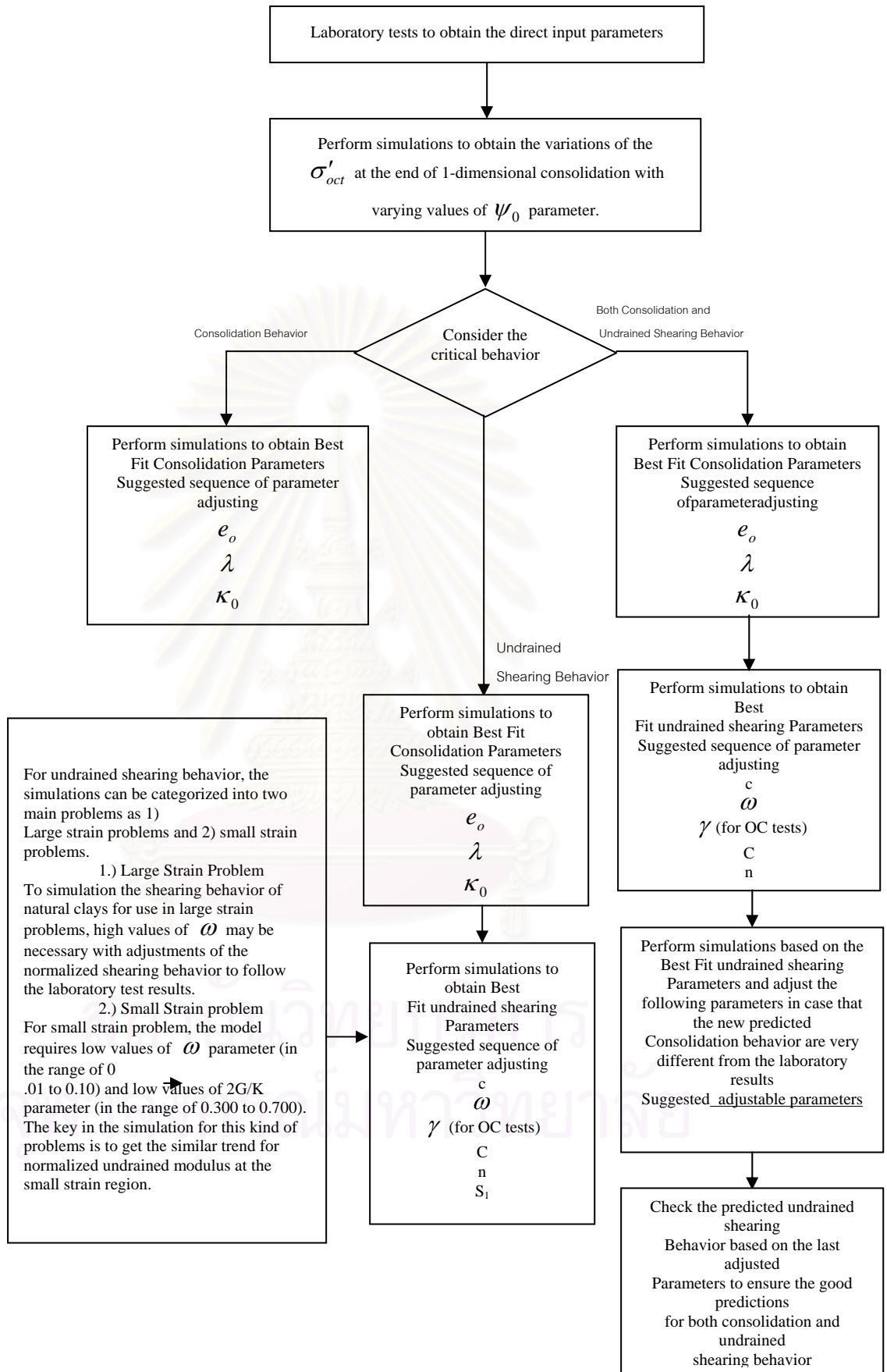
รูปที่ 5.39 ความสัมพันธ์ระหว่าง A Parameter กับ Axial Strain ,กรัณท์(2002)



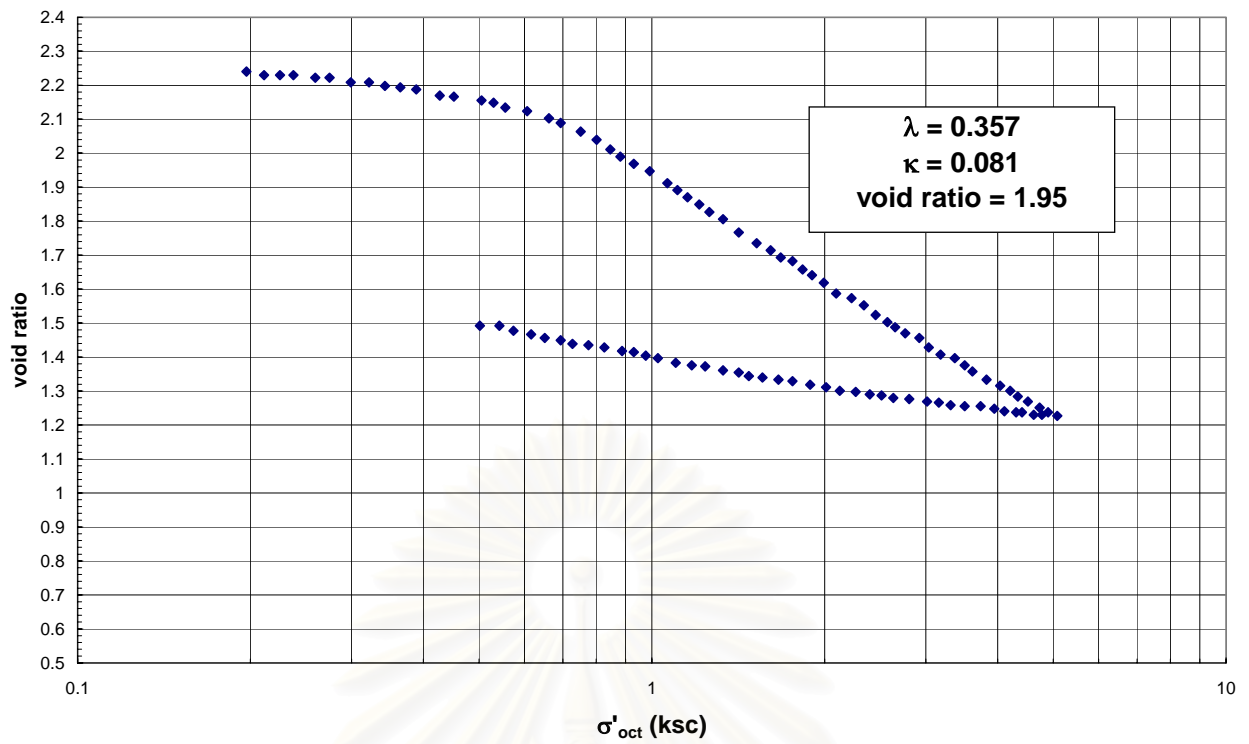
รูป 6.1 ขั้นตอนการเลือกพารามิเตอร์ของแบบจำลองดินทั่วไป



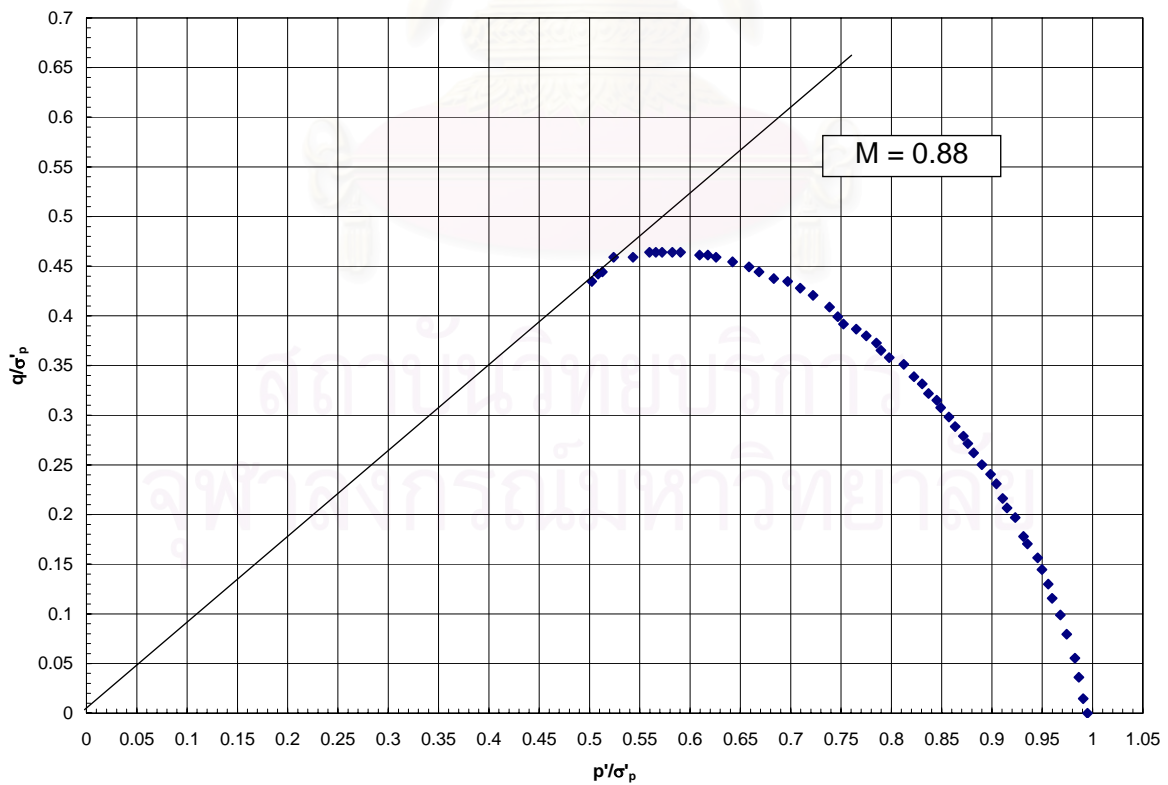
รูปที่ 6.2. ขั้นตอนการเลือกพารามิเตอร์ของแบบจำลอง Modified CamClay



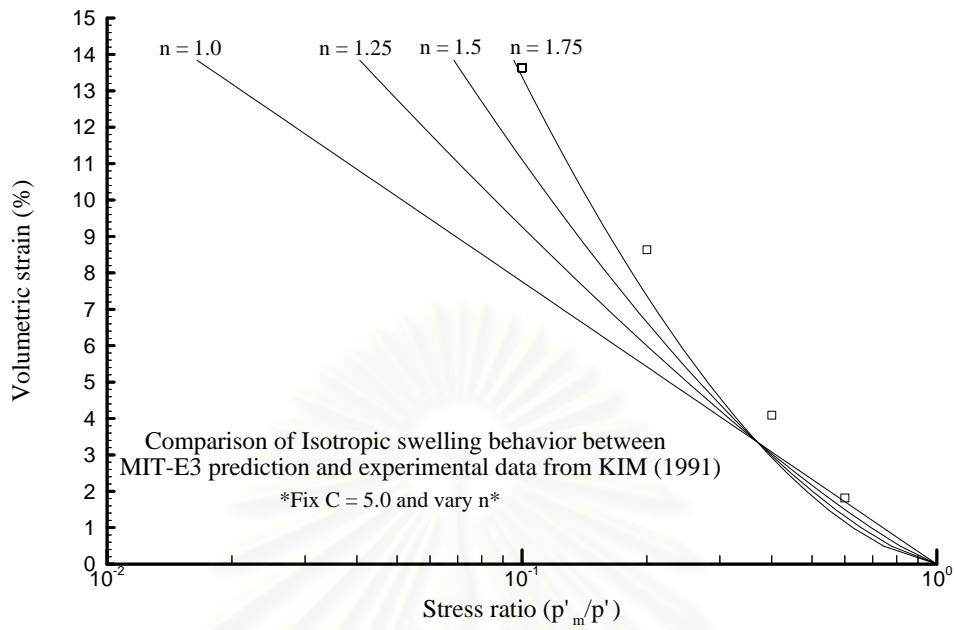
รูป 6.3 ขั้นตอนการเลือกพารามิเตอร์ของแบบจำลองดิน MIT-E3



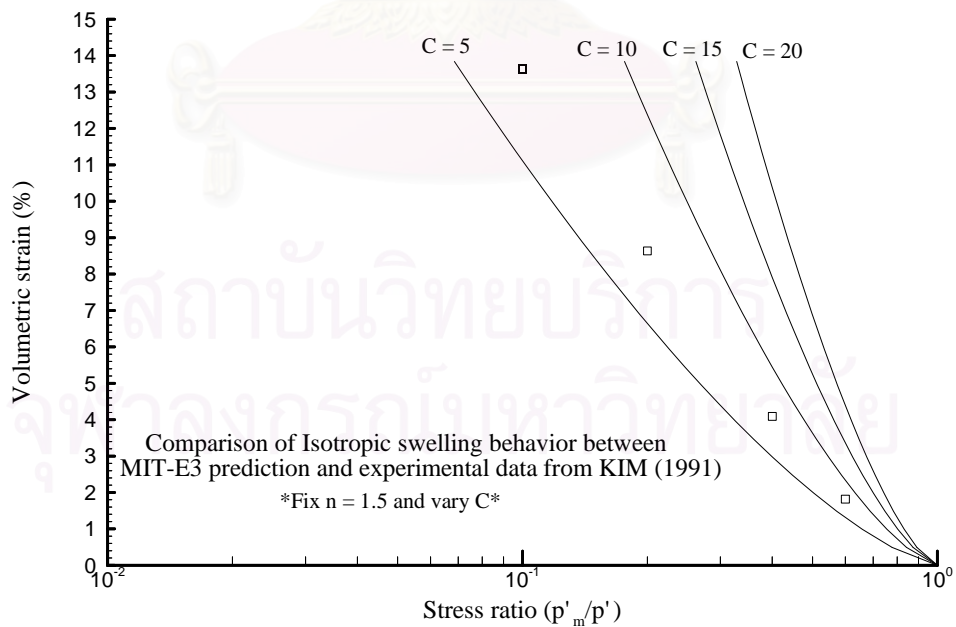
รูปที่ 6.4 ก การวิเคราะห์หาพารามิเตอร์ของแบบจำลอง MCC จากข้อมูลดินของ KIM (1991)



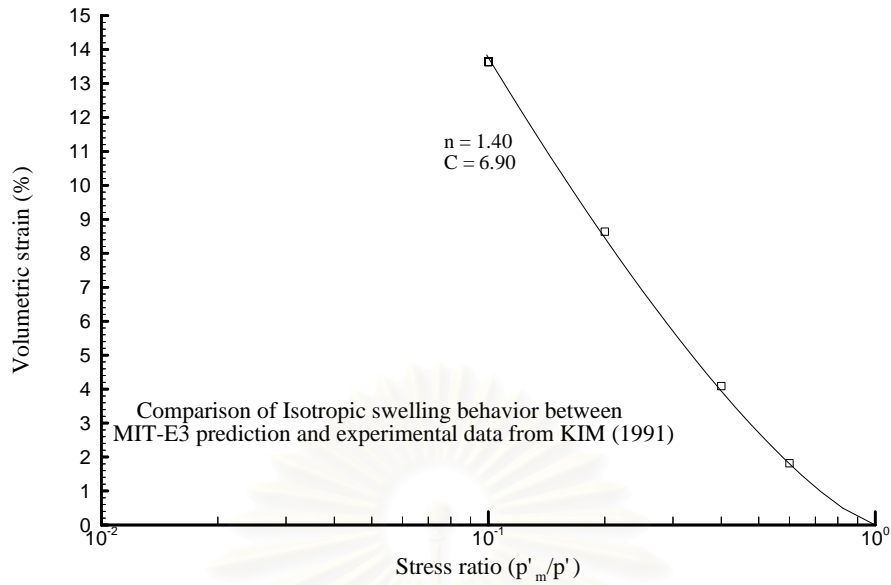
รูปที่ 6.4 ข การวิเคราะห์หาพารามิเตอร์ของแบบจำลอง MCC จากข้อมูลดินของ KIM (1991)



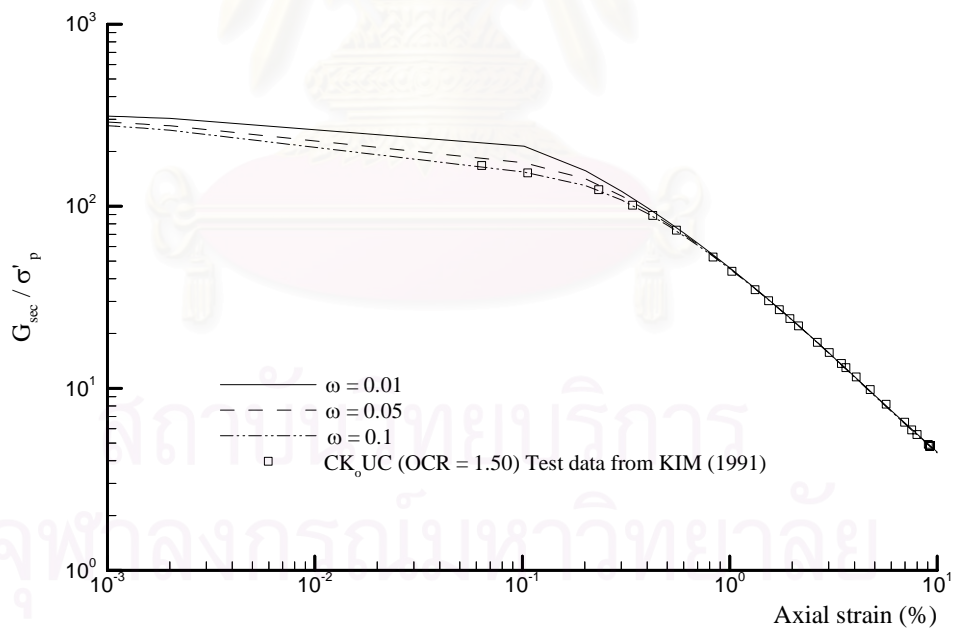
รูปที่ 6.5 ผลจากการเปลี่ยนแปลงค่าพารามิเตอร์ n ที่มีต่อพฤติกรรมขณะลดน้ำหนักกระทำแบบเท่ากันทุกทิศทาง, KIM (1991)



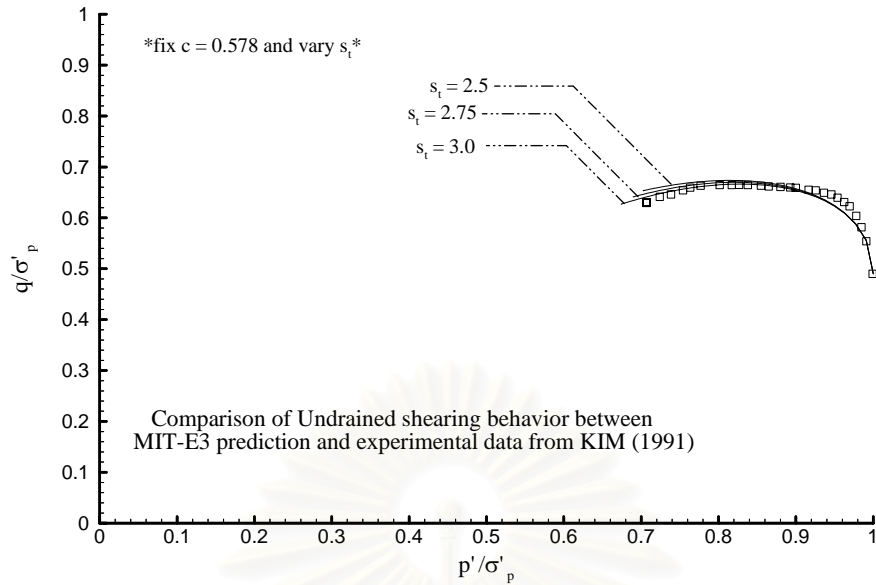
รูปที่ 6.6 ผลจากการเปลี่ยนแปลงค่าพารามิเตอร์ C ที่มีต่อพฤติกรรมขณะลดน้ำหนักกระทำแบบเท่ากันทุกทิศทาง, KIM (1991)



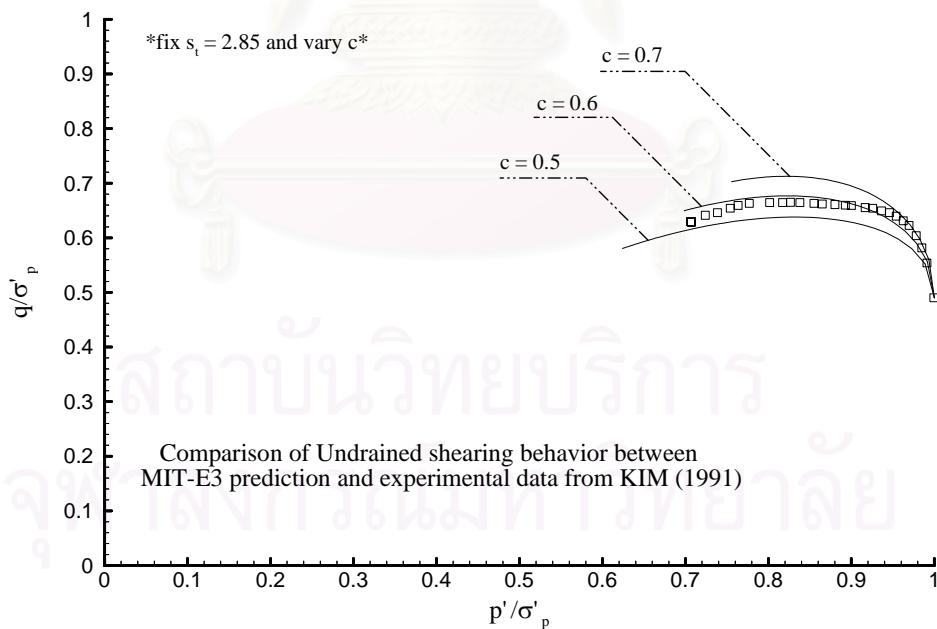
รูปที่ 6.7 ผลการคาดคะเนพฤติกรรมขณะลดน้ำหนักกระทำแบบเท่ากันทุกทิศทาง ด้วยพารามิเตอร์ C และ n สำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ โดยแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 เทียบกับผลทดสอบของ KIM (1991)



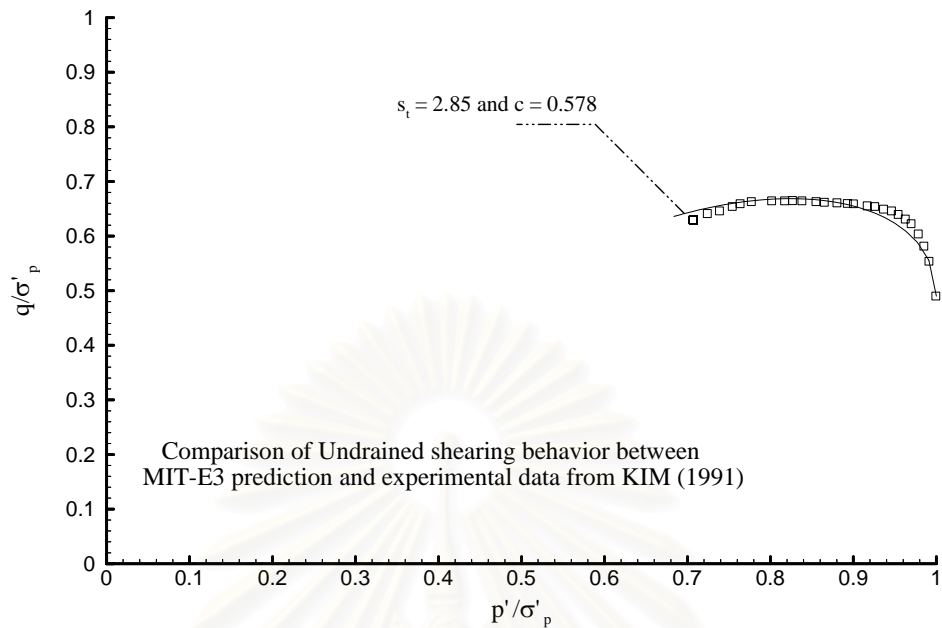
รูปที่ 6.8 ผลจากการเปลี่ยนแปลงค่าพารามิเตอร์ ω ที่มีต่อการคาดคะเน พฤติกรรมขณะรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำในการทดสอบ $CK_0 UC$ กับดินเหนียวใน สภาพอัดแน่นมากกว่าปกติ ($OCR=1.50$) เทียบกับผลทดสอบของ KIM (1991)



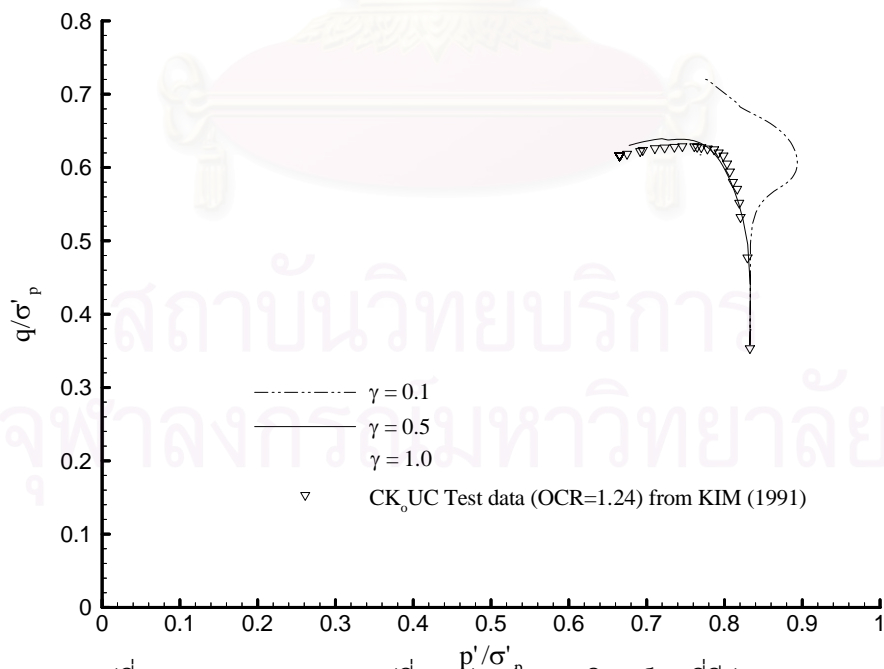
รูปที่ 6.9 ผลจากการเปลี่ยนแปลงค่าพารามิเตอร์ s_t ที่มีต่อการคาดคะเนพฤติกรรมขณะรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำในการทดสอบ CK_0UC กับดินเหนียวในสภาพอัดแน่นปกติเทียบกับผลทดสอบของ KIM (1991)



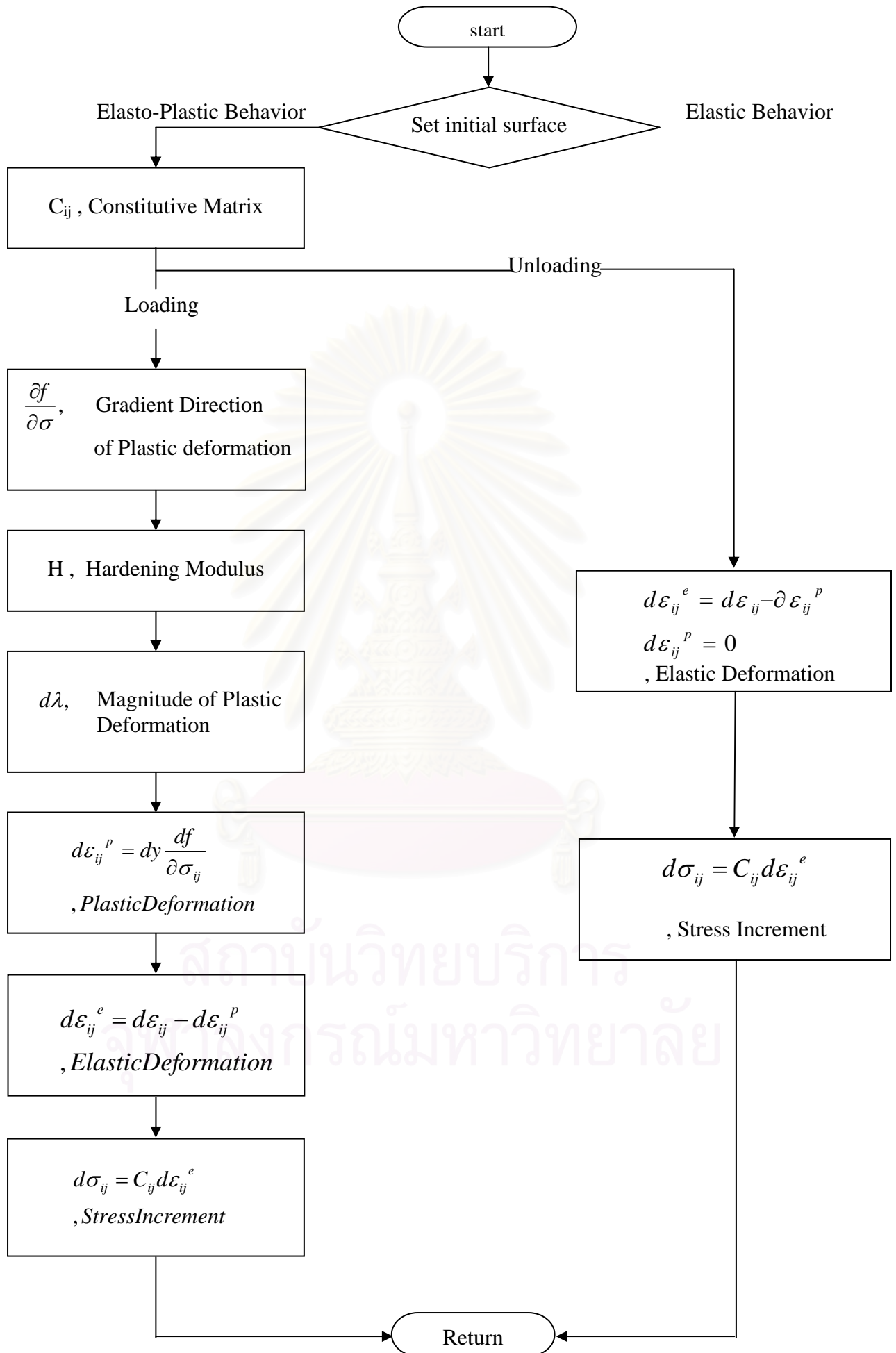
รูปที่ 6.10 ผลจากการเปลี่ยนแปลงค่าพารามิเตอร์ c ที่มีต่อการคาดคะเนพฤติกรรมขณะรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำในการทดสอบ CK_0UC กับดินเหนียวในสภาพอัดแน่นปกติเทียบกับผลทดสอบของ KIM (1991)



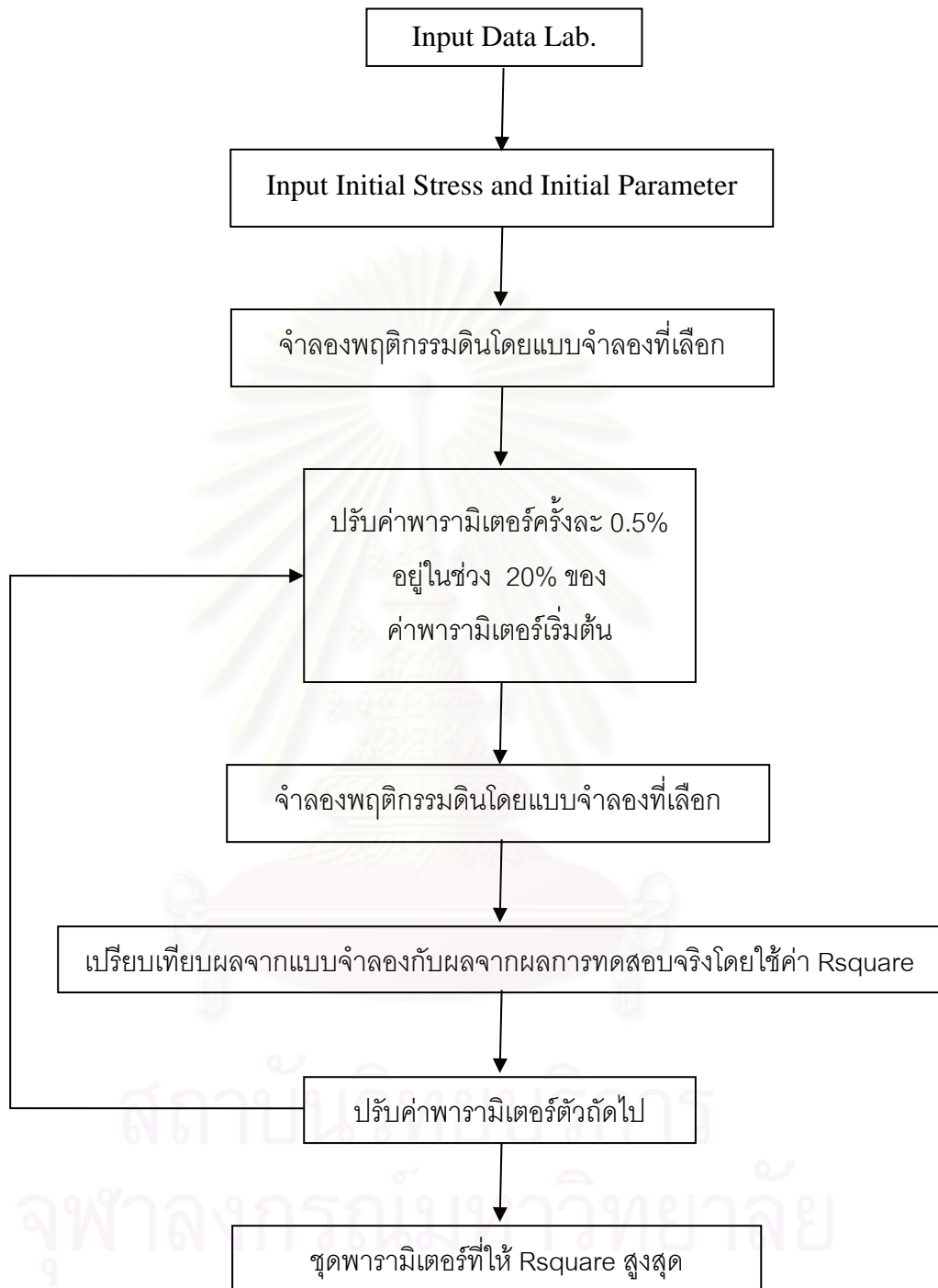
รูปที่ 6.11 ผลการคาดคะเนพฤติกรรมขณะรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ ด้วยพารามิเตอร์ c และ s_t สำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ โดยแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 เทียบกับผลทดสอบของ KIM (1991)



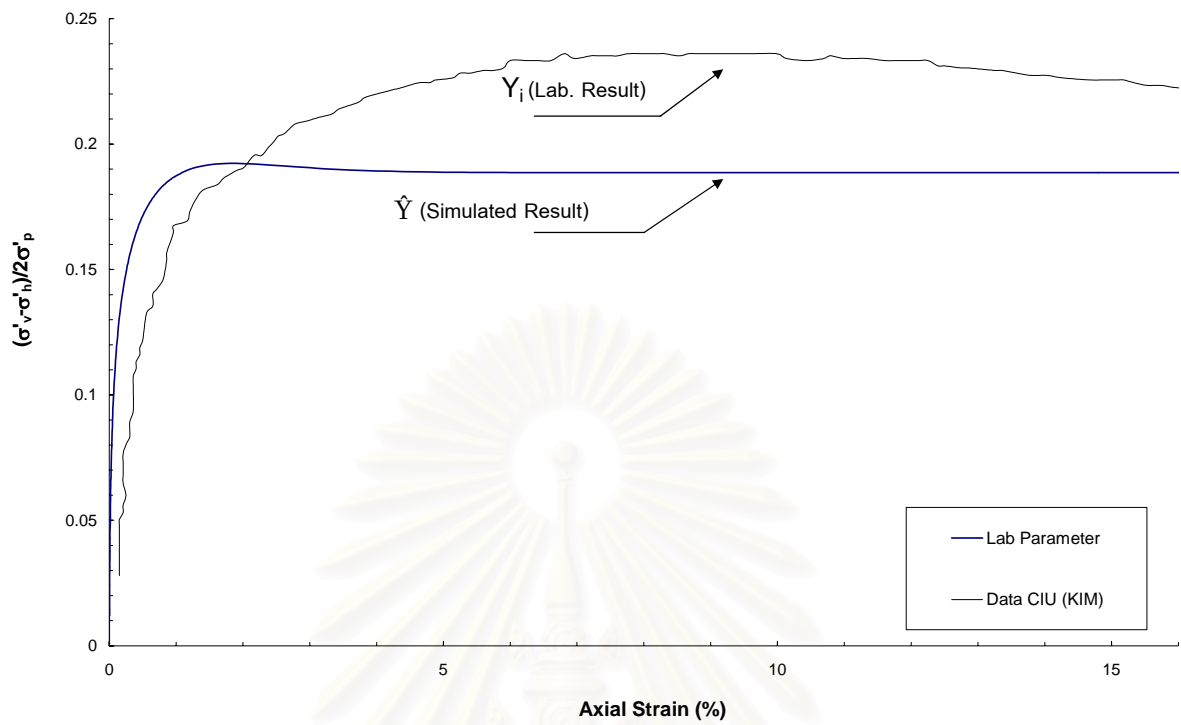
รูปที่ 6.12 แสดงผลจากการเปลี่ยนแปลงค่าพารามิเตอร์ γ ที่มีต่อการคาดคะเนพฤติกรรมขณะรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำในการทดสอบ CK₀UC กับดินเหนียวในสภาพอัดแน่นมากกว่าปกติเทียบกับผลทดสอบของ KIM (1991)



รูปที่ 7.1 flow chart ของการคำนวณในโปรแกรม Fortran

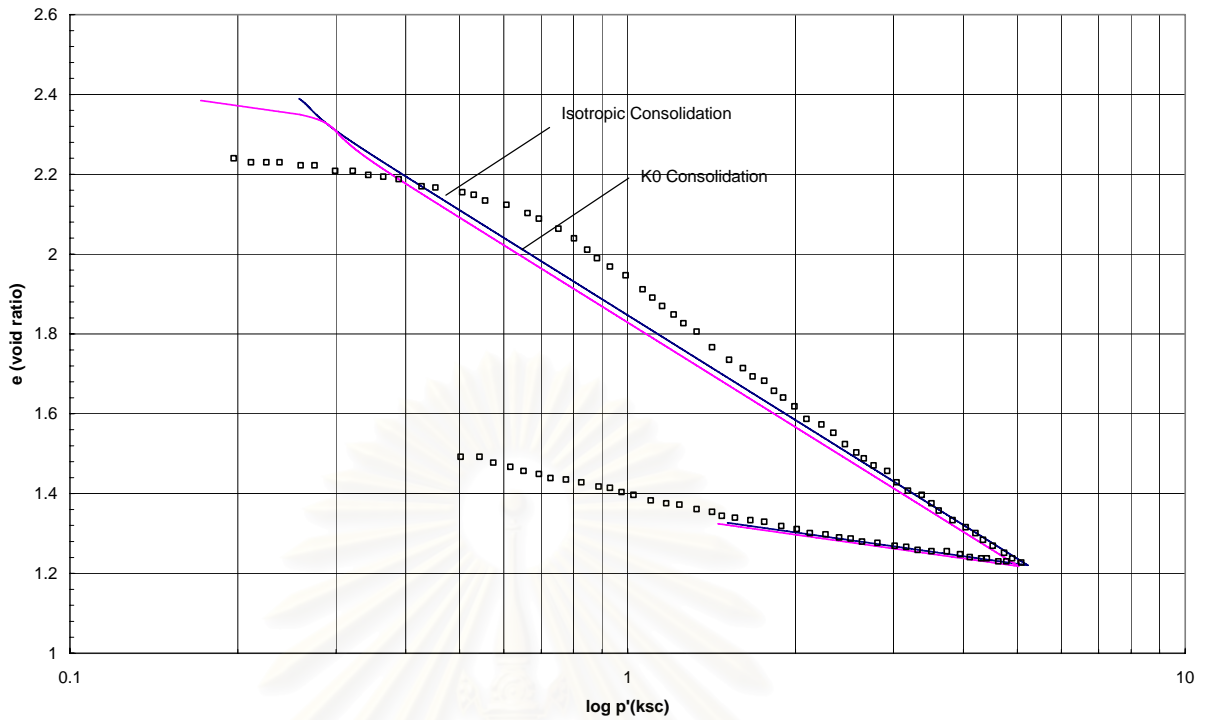


รูปที่ 7.2 flow chart ของการวิเคราะห์พารามิเตอร์ของระบบอัตโนมัติ

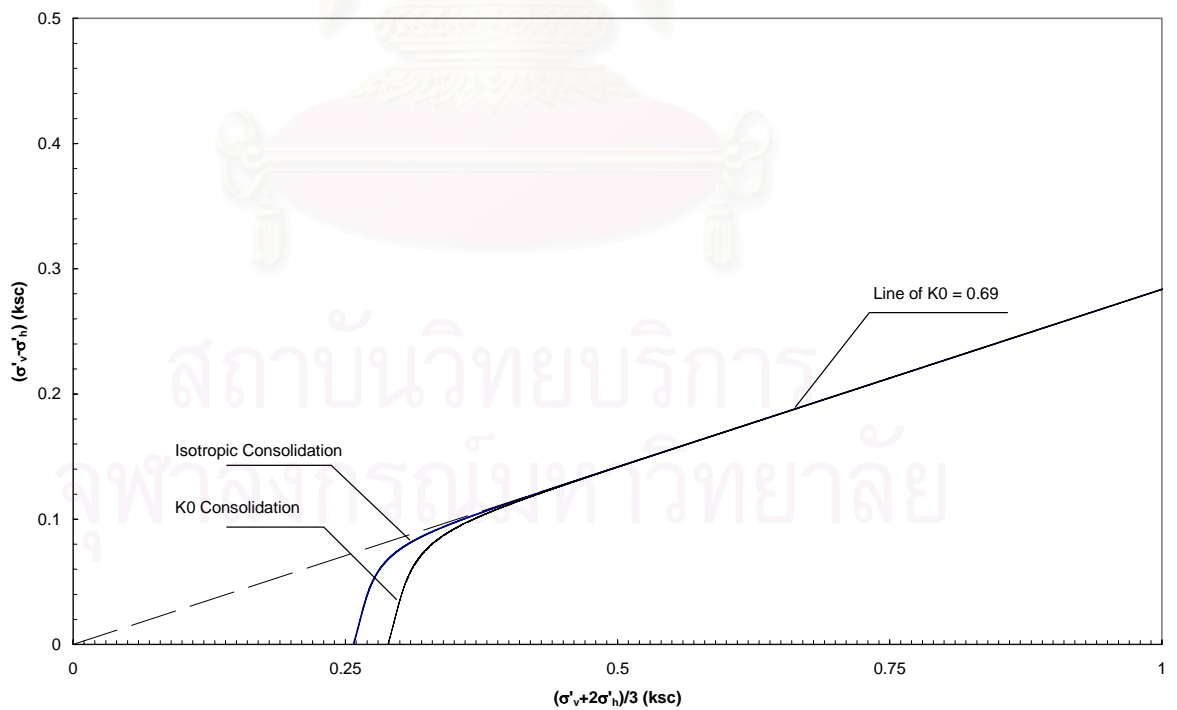


รูปที่ 7.3 ตัวแปรที่ใช้คำนวณค่า Rsquare ในระบบ ระบบอัตโนมัติ

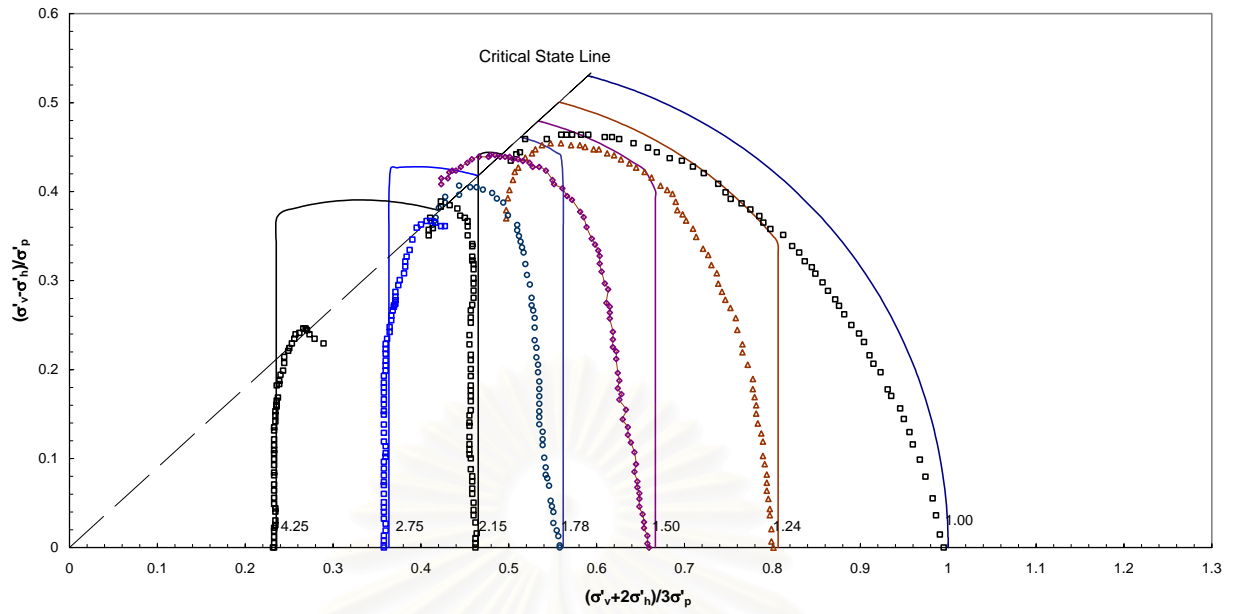
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 7.4 ผลการคาดคะเนพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ด้วยแบบจำลองความ
 เก็บ-ความเครียด MCC ขณะทดสอบอัดตัวคายน้ำทั้งแบบ Isotropic และ แบบ K_0
 เทียบกับผลการทดสอบของ KIM (1991)

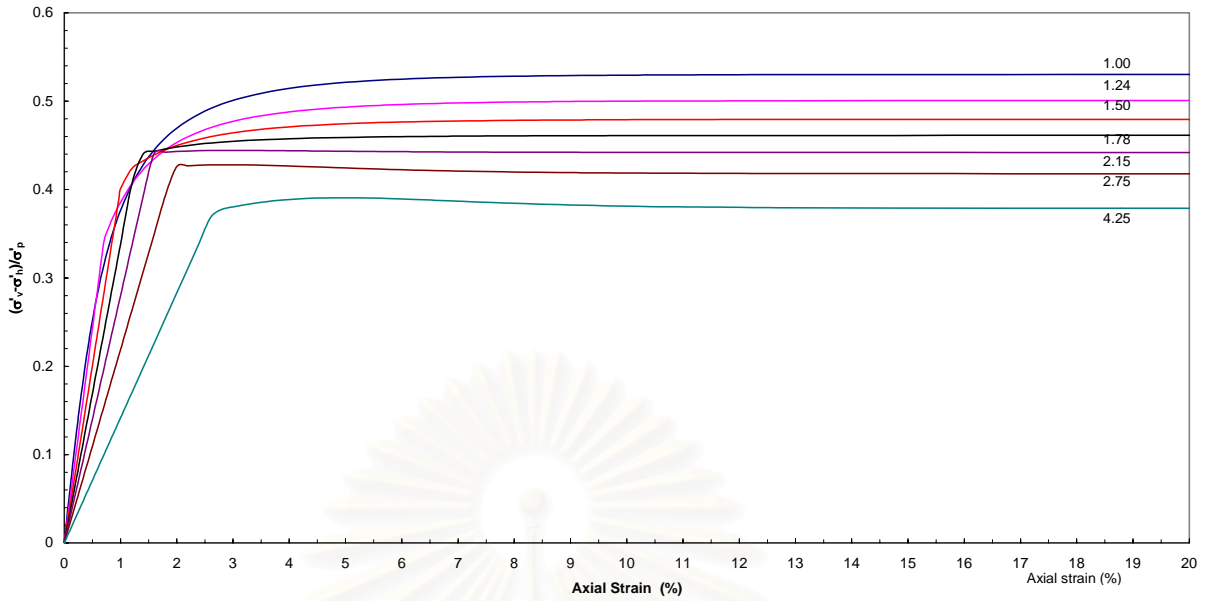


รูปที่ 7.5 ผลการคาดคะเนทางเดินของหน่วยแรง (stress path) ขณะ
 ทดสอบอัดตัวคายน้ำโดยแบบจำลองความเก็บ-ความเครียด MCC

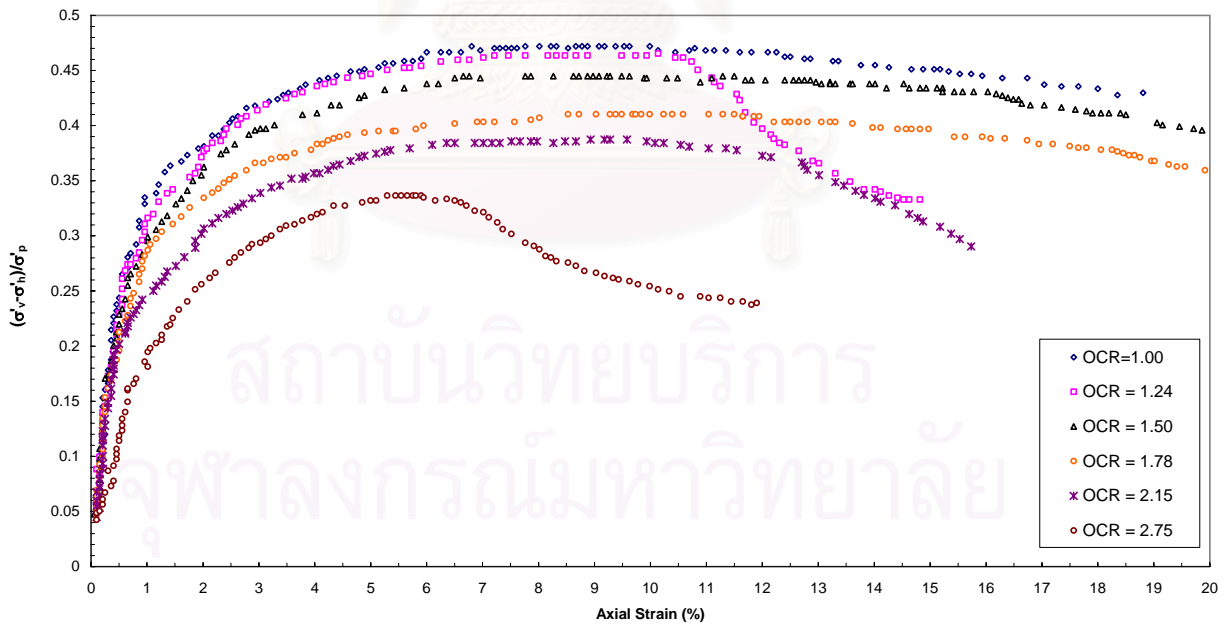


รูปที่ 7.6 ผลการคาดคะเนพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ด้วยแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC เทียบกับผลการทดสอบ CIU ของ KIM (1991)

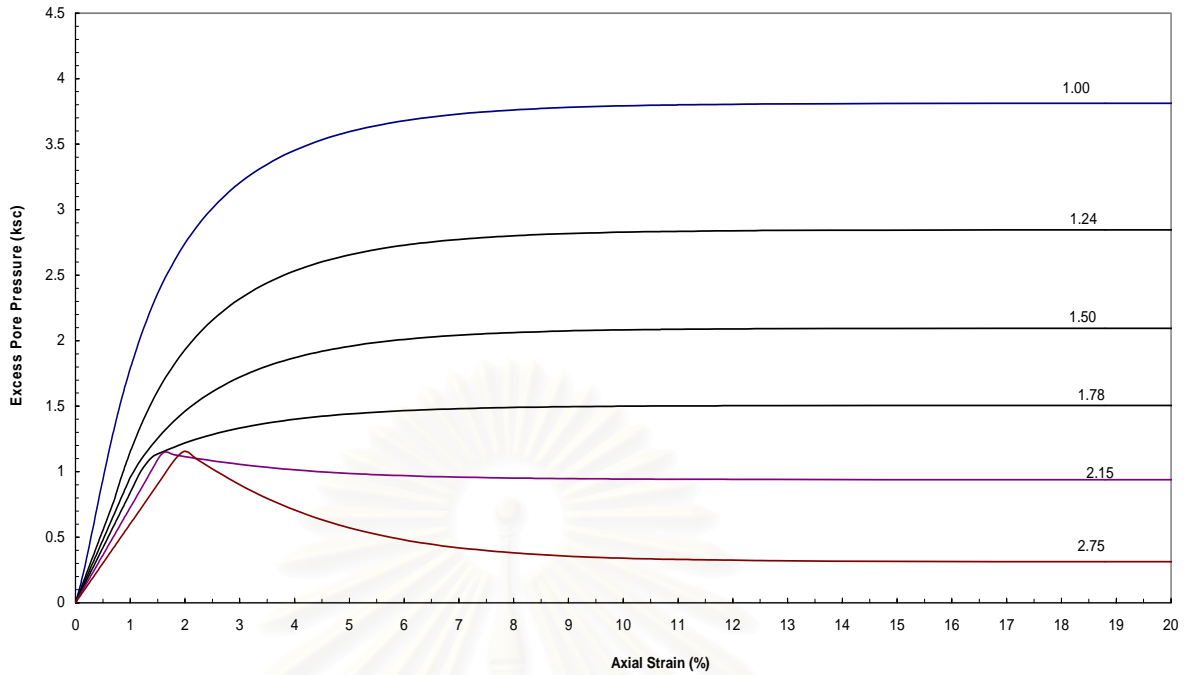
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



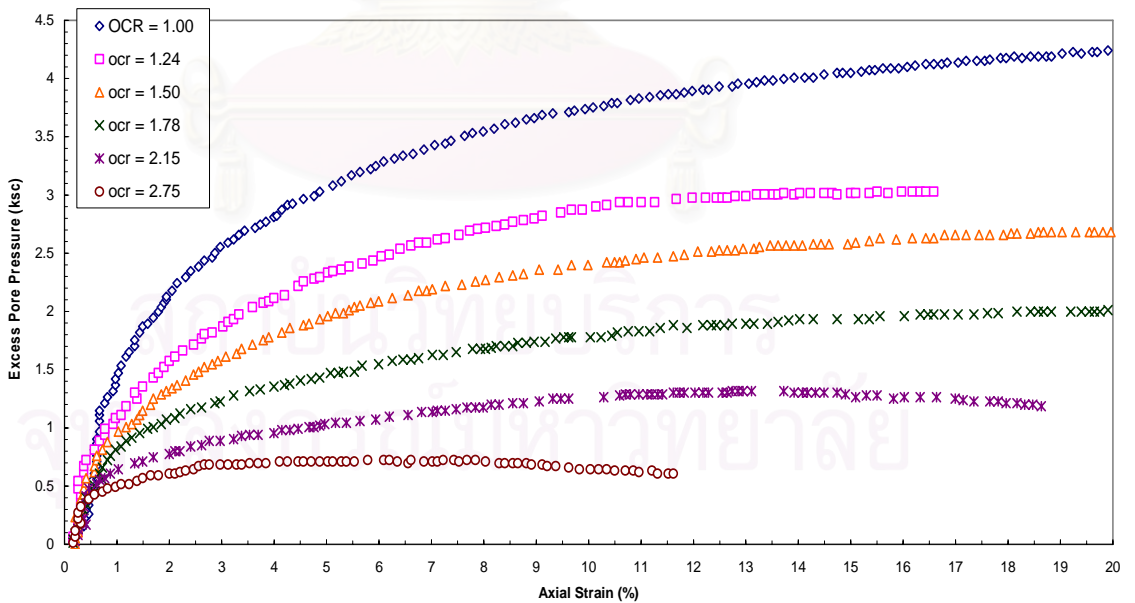
รูปที่ 7.7 ความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_p กับ Axial strain (%) จากการคาดคะเนพฤติกรรมขณะทดสอบ CIU ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC



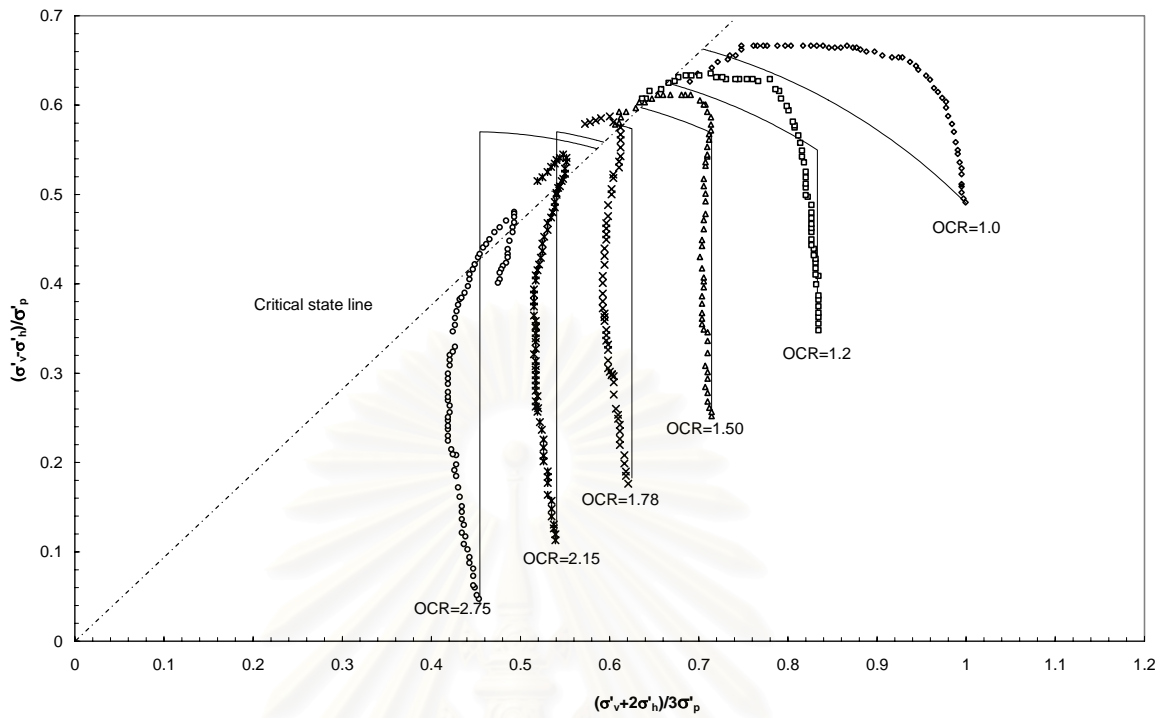
รูปที่ 7.8 ความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_p กับ Axial strain (%) จากผลการทดสอบ CIU ของ KIM(1991)



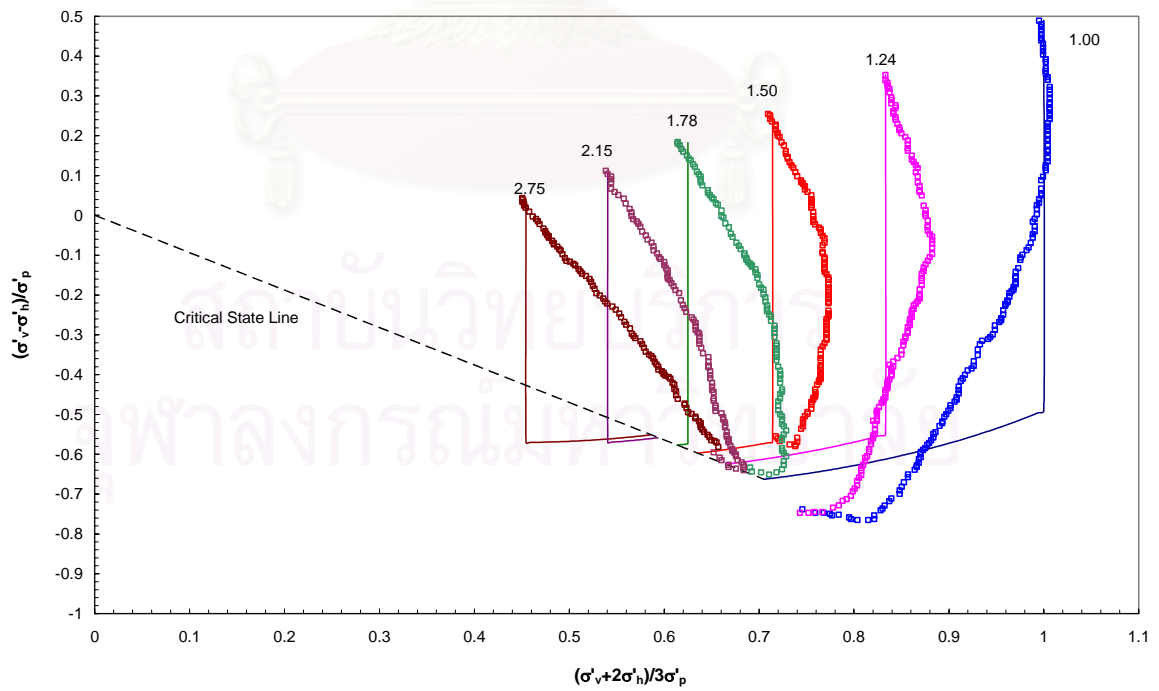
รูปที่ 7.9 ความสัมพันธ์ระหว่าง Pore Pressure กับ Axial strain (%) จากการศึกษาการทดสอบ CIU ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC



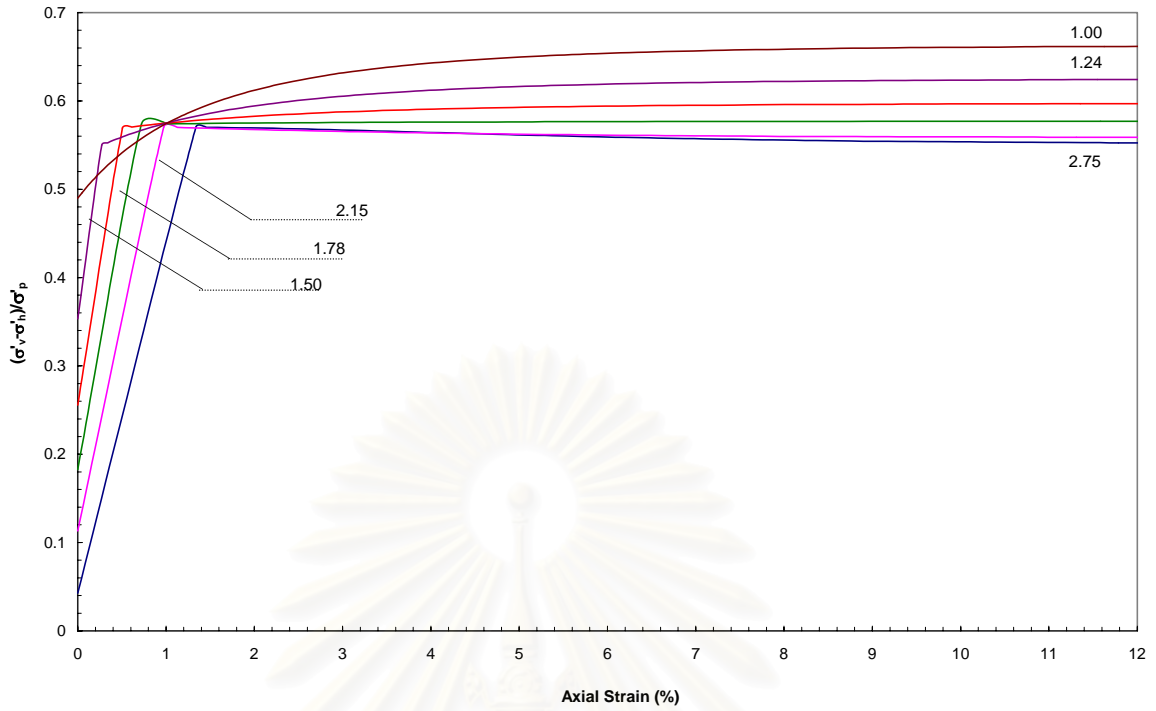
รูปที่ 7.10 ความสัมพันธ์ระหว่าง Pore Pressure กับ Axial strain (%) จากผลการทดสอบ CIU ของ KIM(1991)



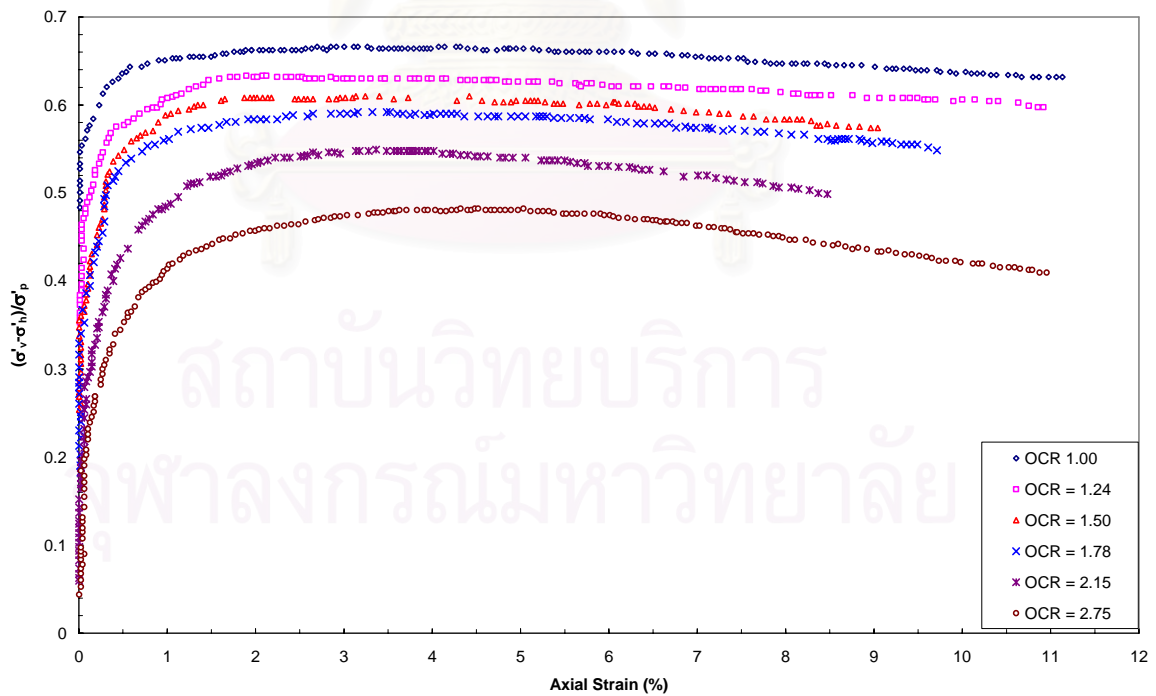
รูปที่ 7.11 ผลการคาดคะเนพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ด้วยแบบจำลอง ความเค้น-ความเครียด MCC เทียบกับผลการทดสอบ $CK_0 UC$ ของ KIM (1991)



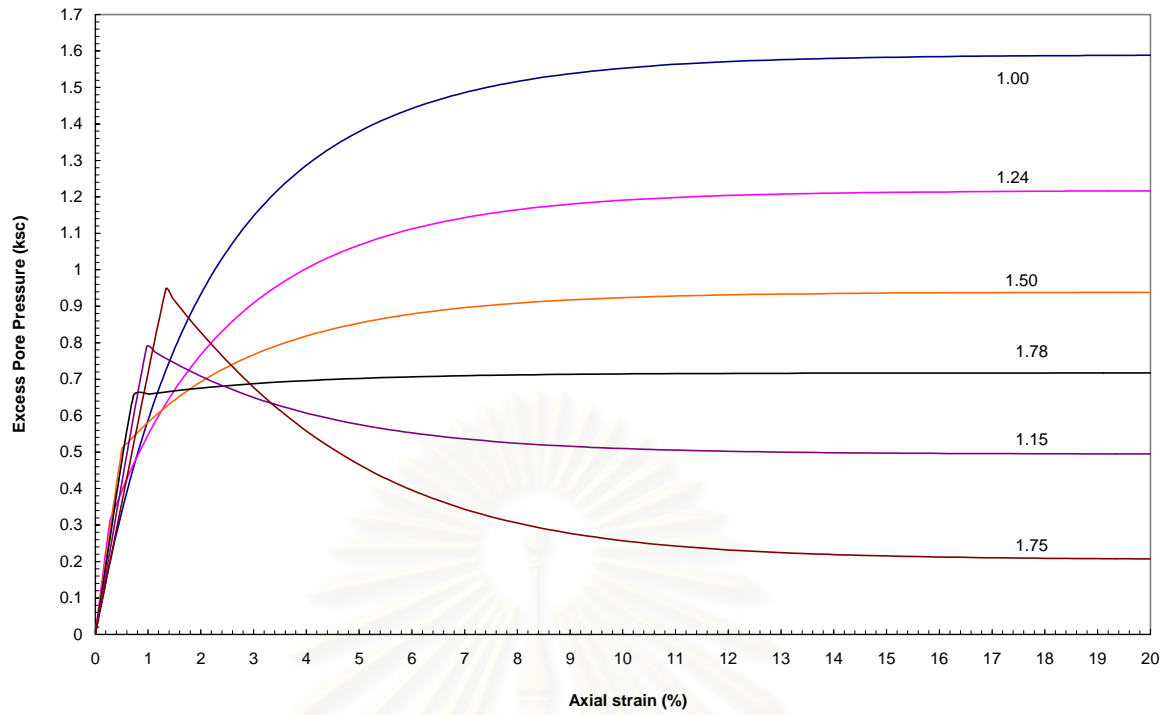
รูปที่ 7.12 ผลการคาดคะเนพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ด้วยแบบจำลอง ความเค้น-ความเครียด MCC เทียบกับผลการทดสอบ $CK_0 UE$ ของ KIM (1991)



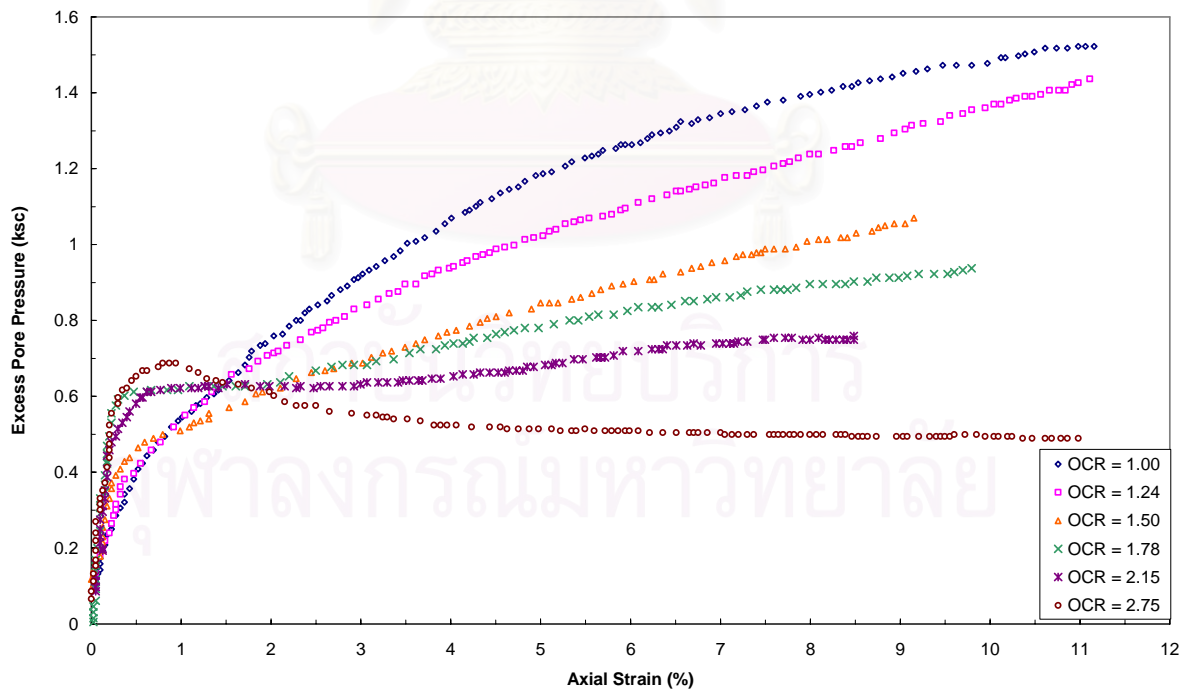
รูปที่ 7.13 ความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_p กับ Axial strain (%) จากการคาดคะเนพฤติกรรมขณะทดสอบ CK_0UC ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC



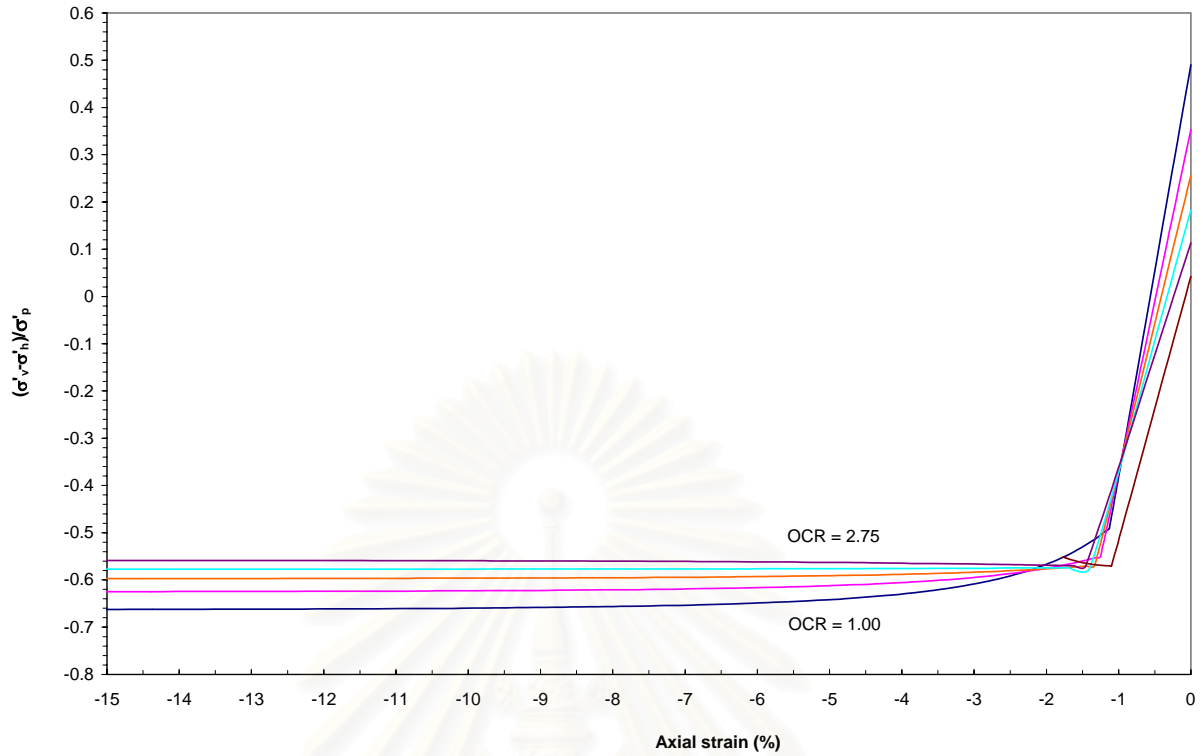
รูปที่ 7.14 ความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_p กับ Axial strain (%) จากผลการทดสอบ CK_0UC ของ KIM(1991)



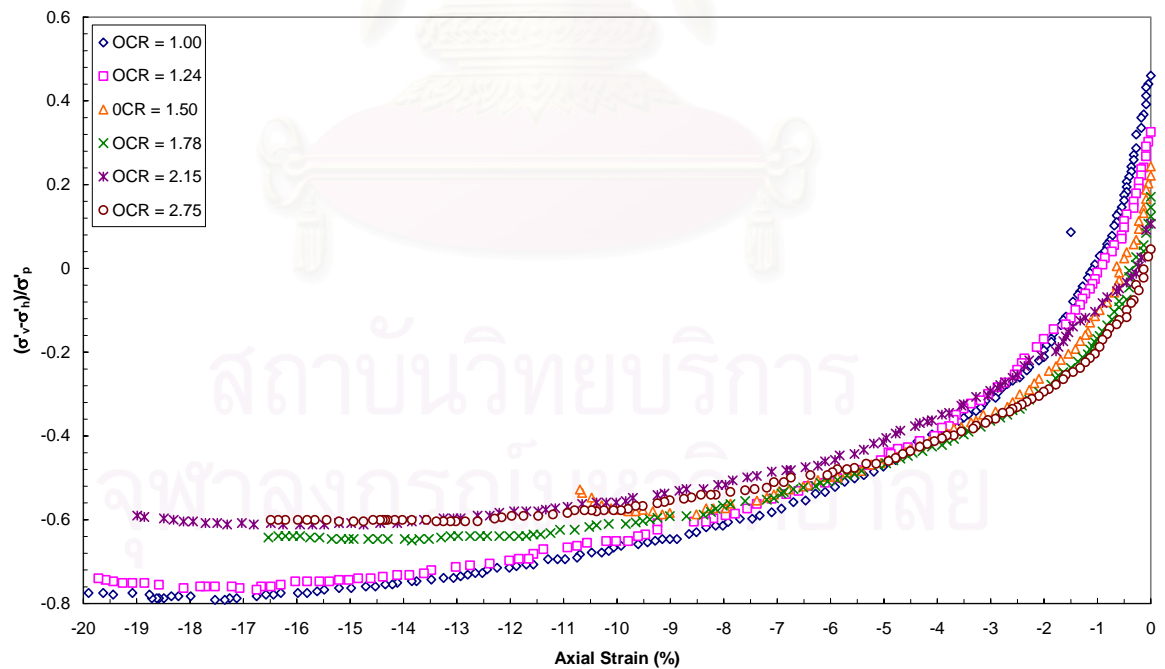
รูปที่ 7.15 ความสัมพันธ์ระหว่าง Pore Pressure กับ Axial strain (%) จากการ คัดคะแนนพฤติกรรมขณะทดสอบ CK_0UC ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC



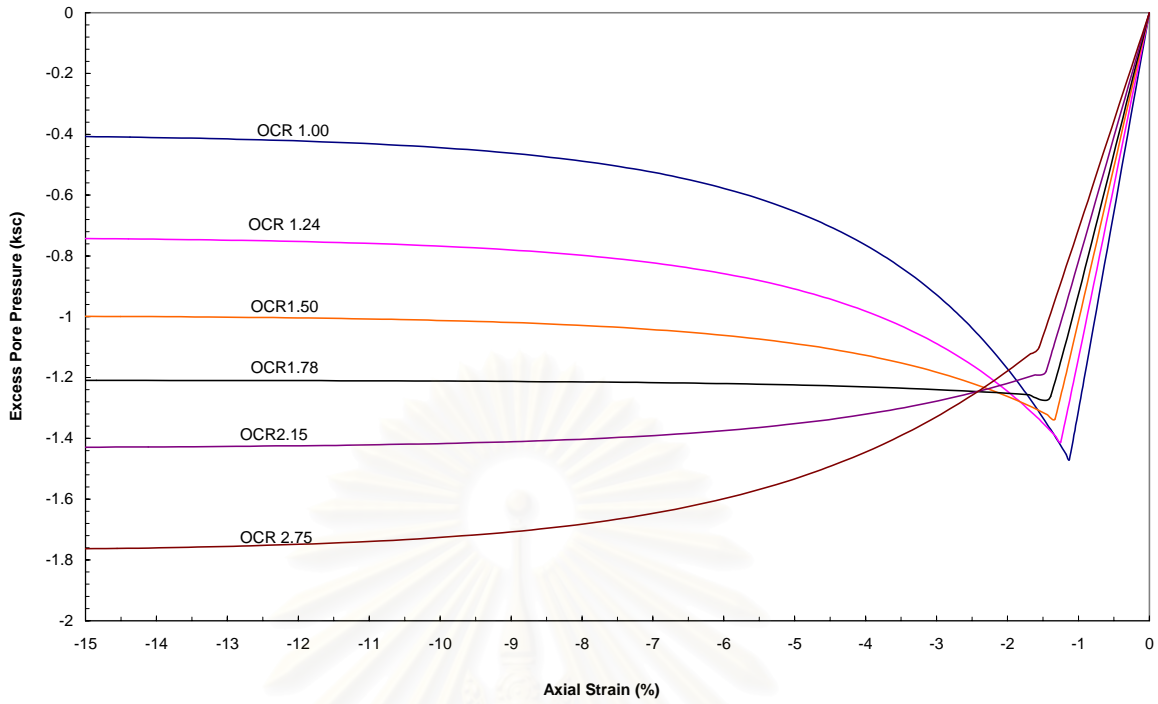
รูปที่ 7.16 ความสัมพันธ์ระหว่าง Pore Pressure กับ Axial strain (%) จาก ผลการทดสอบ CK_0UC ของ KIM(1991)



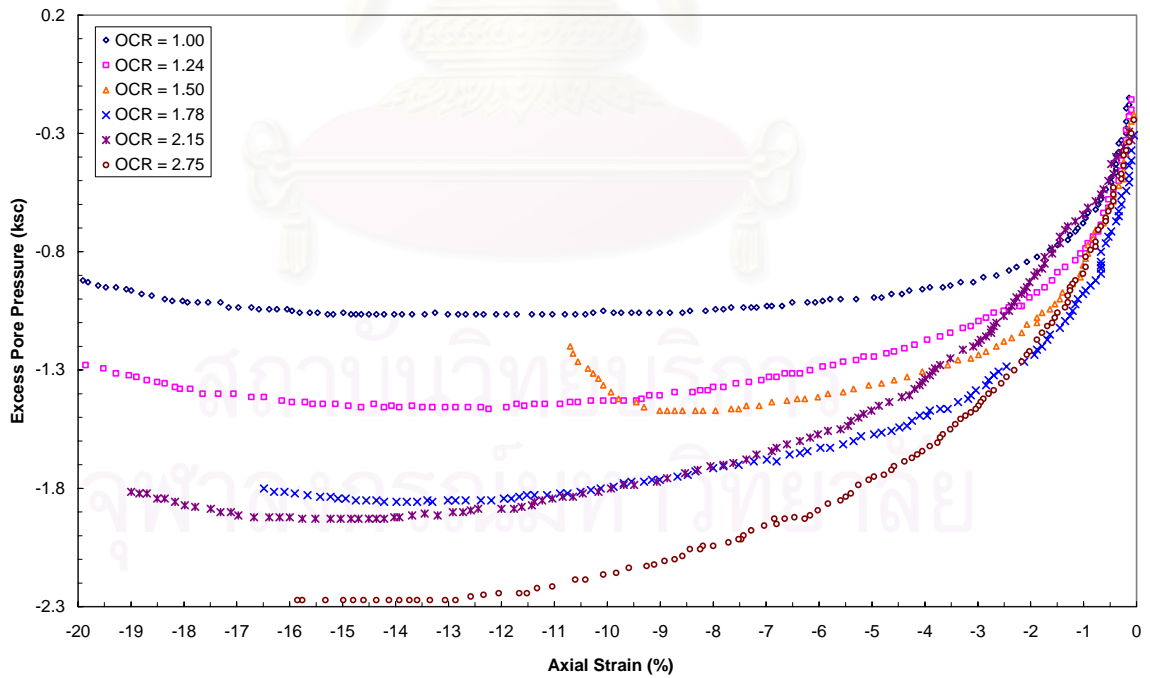
รูปที่ 7.17 ความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_p กับ Axial strain (%) จากการคาดคะเนพฤติกรรม ขณะทดสอบ CK₀UE ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC



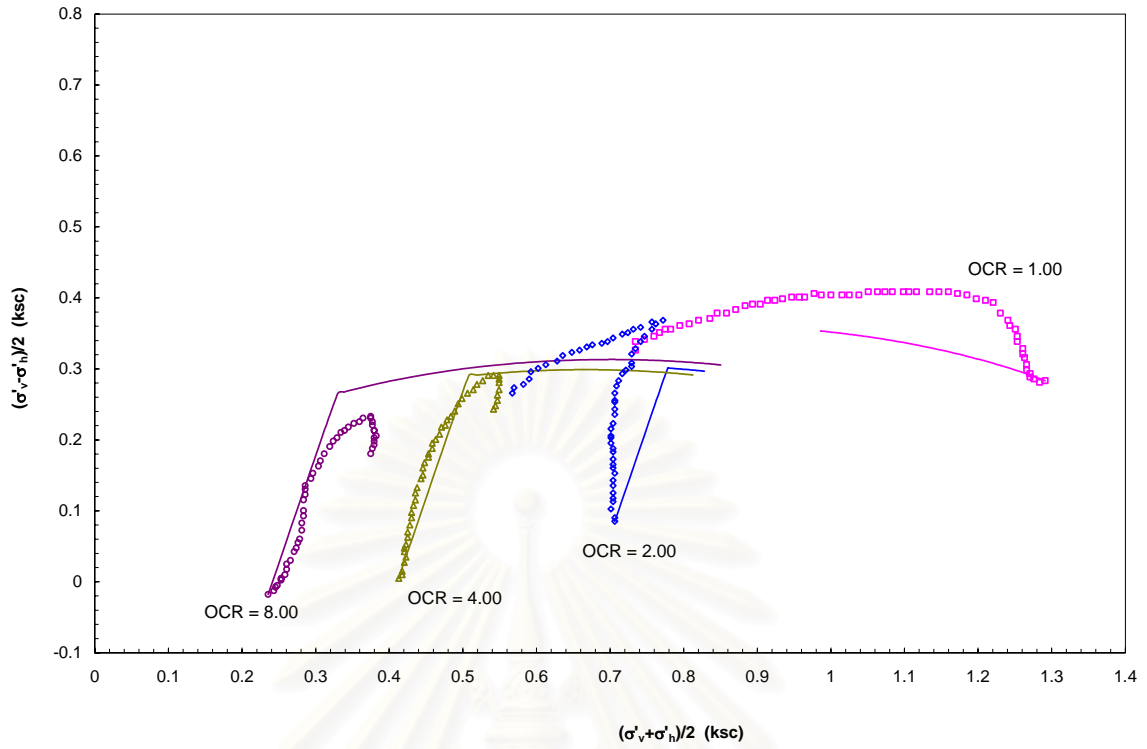
รูปที่ 7.18 ความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_p กับ Axial strain (%) จากผลการทดสอบ CK₀UE ของ KIM(1991)



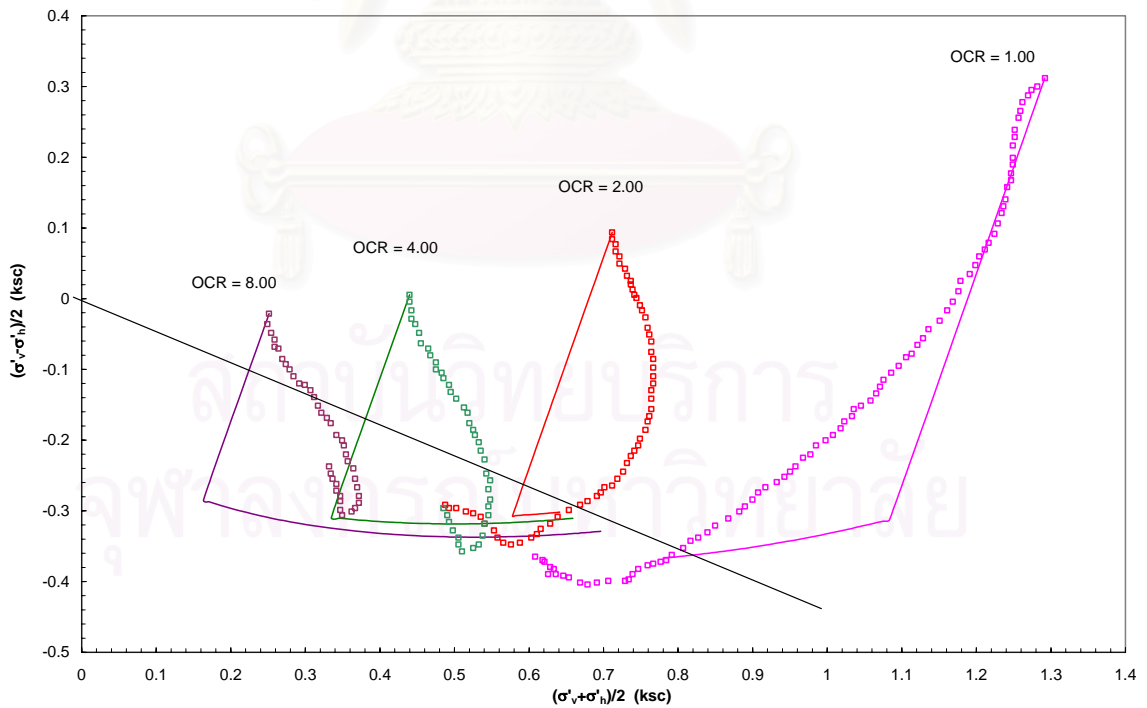
รูปที่ 7.19 ความสัมพันธ์ระหว่าง Pore Pressure กับ Axial strain (%) จากการ คัดคะเนพฤติกรรมขณะทดสอบ CK₀UE ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC



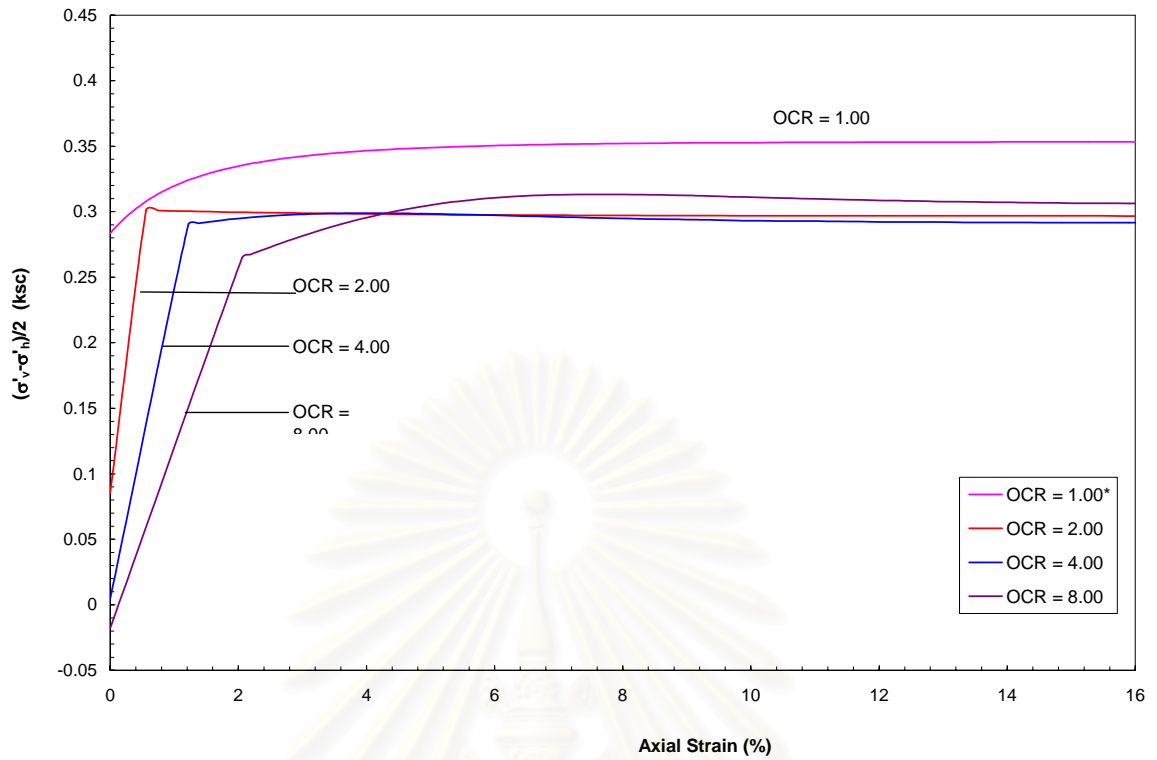
รูปที่ 7.20 ความสัมพันธ์ระหว่าง Pore Pressure กับ Axial strain (%) จาก ผลกาทดสอบ CK₀UE ของ KIM(1991)



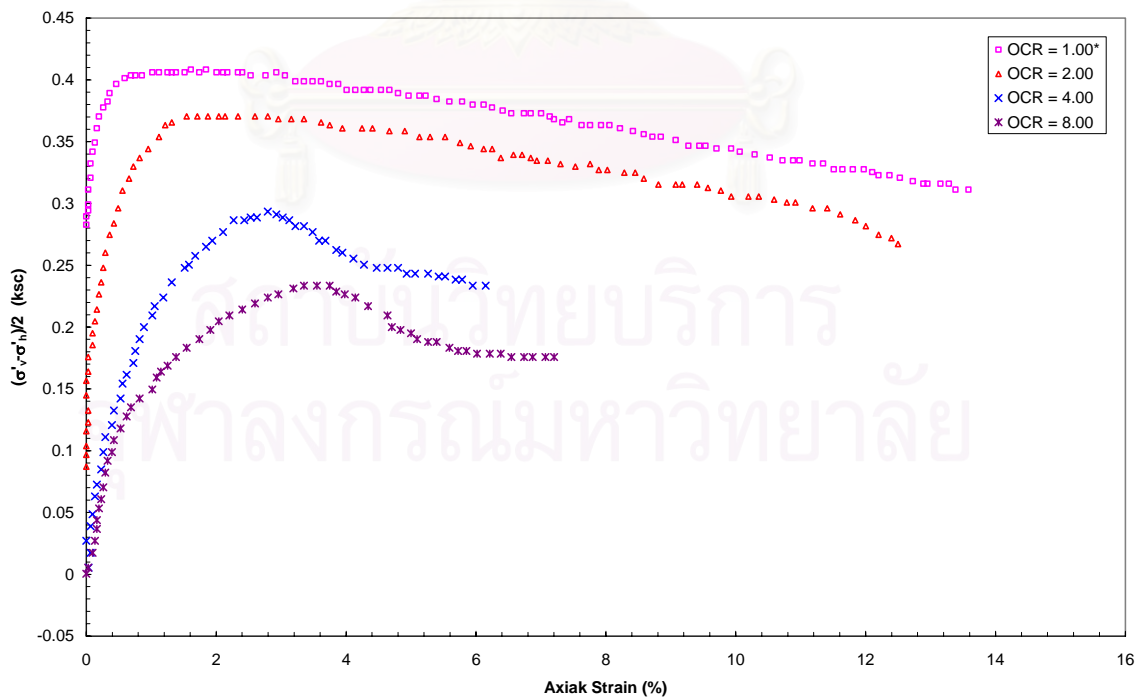
รูปที่ 7.21 ผลการคาดคะเนพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ด้วยแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC เทียบกับผลการทดสอบ CK_0UC , LAI(1993)



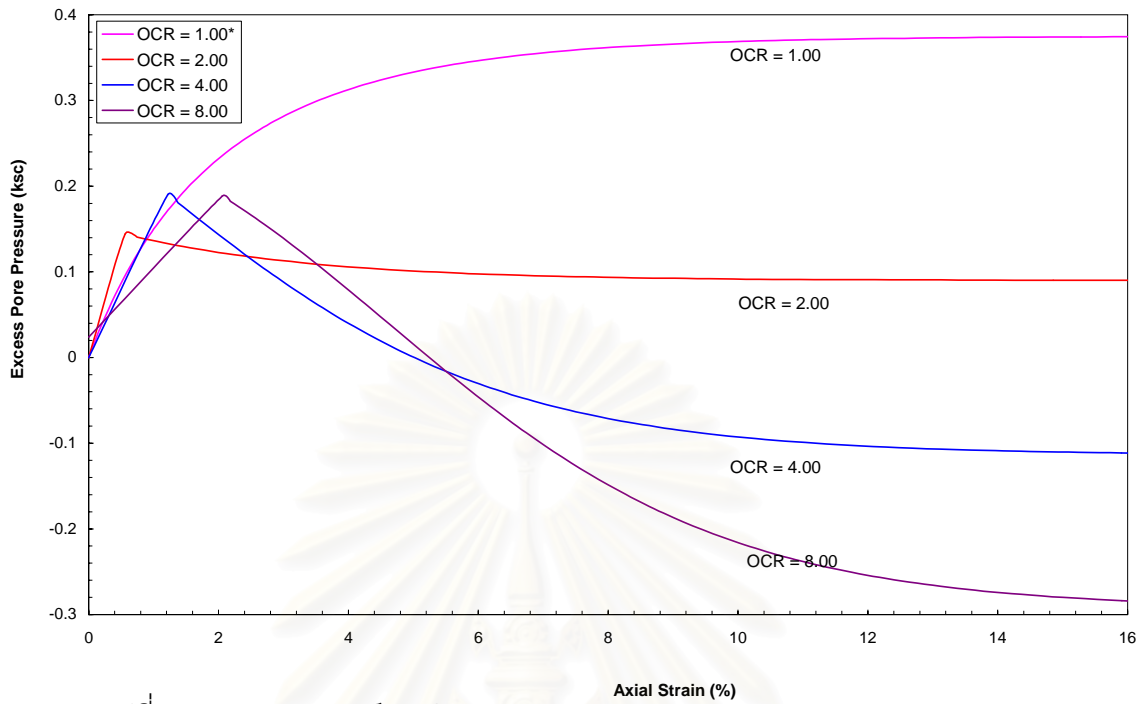
รูปที่ 7.22 ผลการคาดคะเนพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ด้วยแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC เทียบกับผลการทดสอบ CK_0UE , LAI(1993)



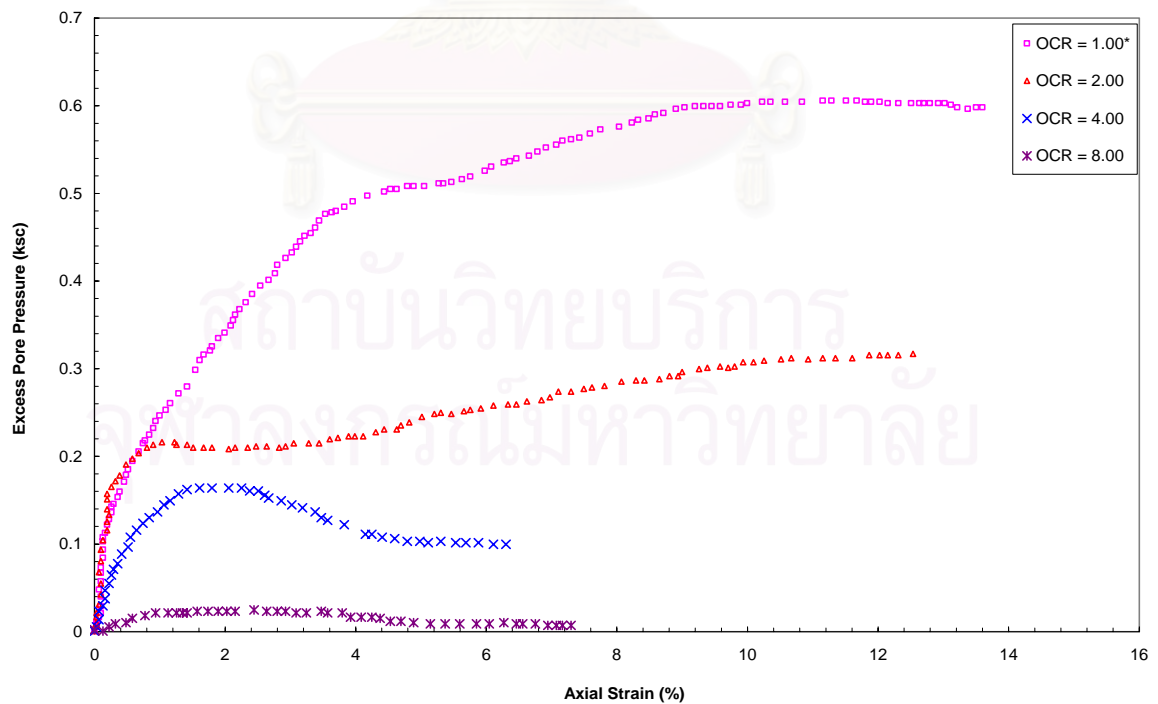
รูปที่ 7.23 ความสัมพันธ์ระหว่าง q กับ Axial strain(%) จากการคาดคะเนพฤติกรรม
 ขณะทดสอบ CK_0UC ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC,LAI (1993)



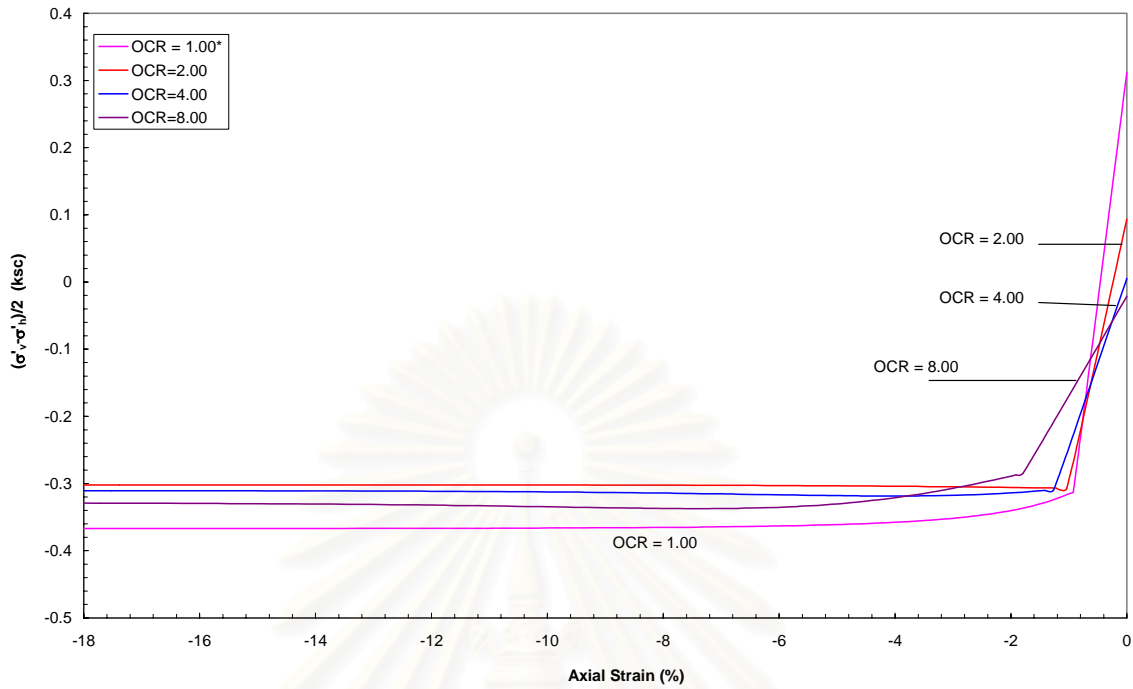
รูปที่ 7.24 ความสัมพันธ์ระหว่าง q กับ Axial strain (%) จากผลการทดสอบ CK_0UC
 ของ LAI(1993)



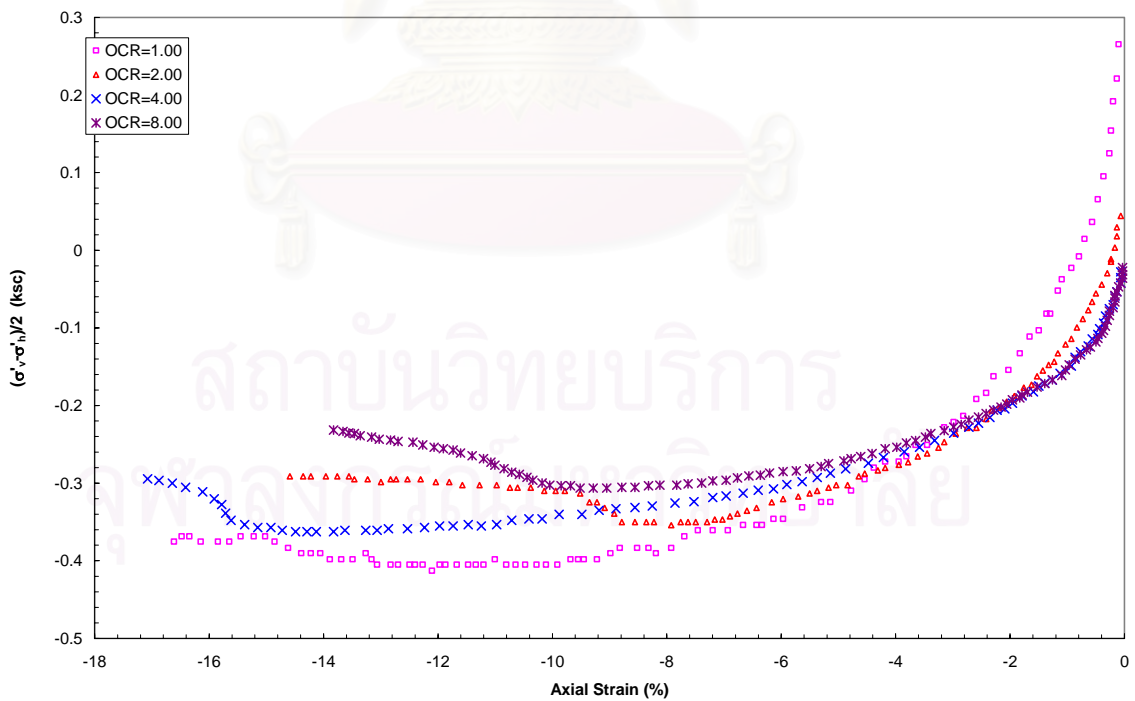
รูปที่ 7.25 ความสัมพันธ์ระหว่าง Excess Pore Pressure กับ Axial strain (%) จากการคาดคะเนพฤติกรรมขณะทดสอบ CK_0UC ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC, LAI(1993)



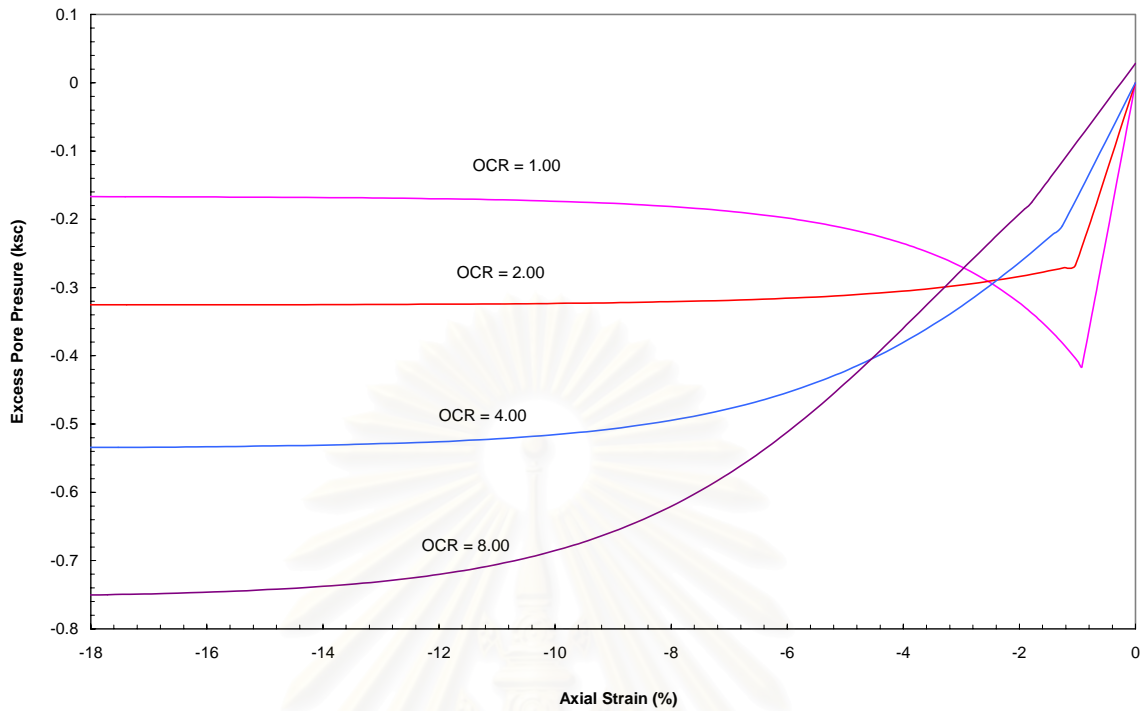
รูปที่ 7.26 ความสัมพันธ์ระหว่าง Excess Pore Pressure กับ Axial strain (%) จากผลการทดสอบ CK_0UC ของ LAI(1993)



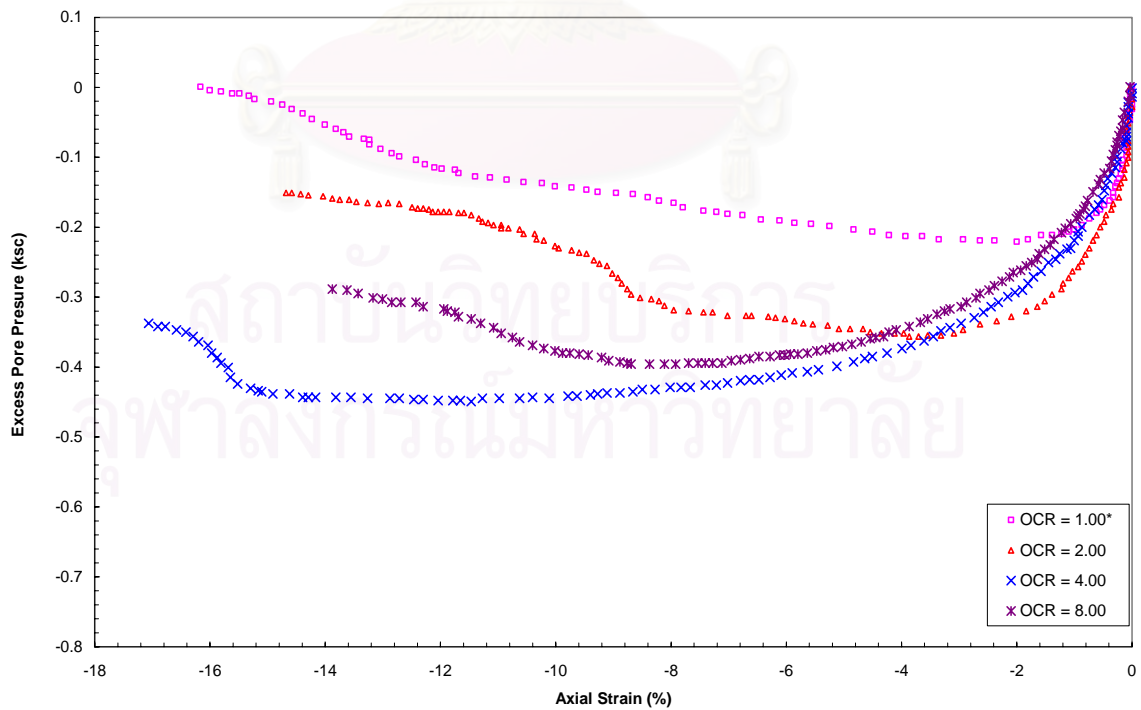
รูปที่ 7.27 ความสัมพันธ์ระหว่าง q กับ Axial strain (%) จากการคาดคะเนพฤติกรรมขณะทดสอบ CK_0UC ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC



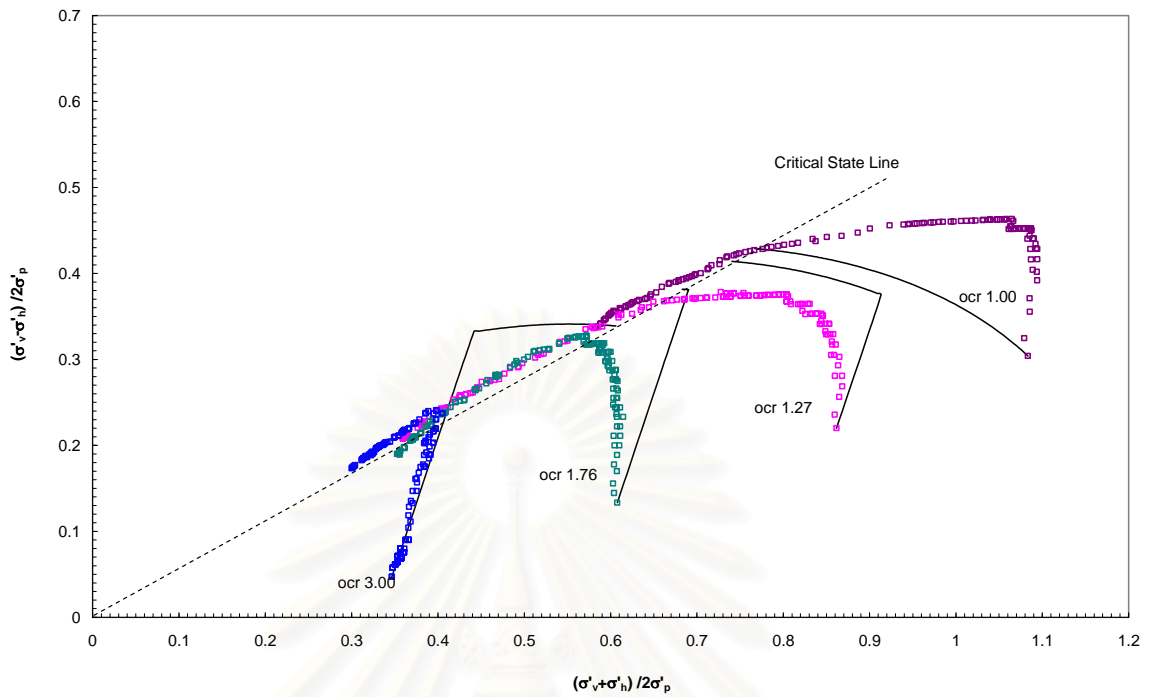
รูปที่ 7.28 ความสัมพันธ์ระหว่าง q กับ Axial strain (%) จากผลการทดสอบ CK_0UC ของ LAI(1993)



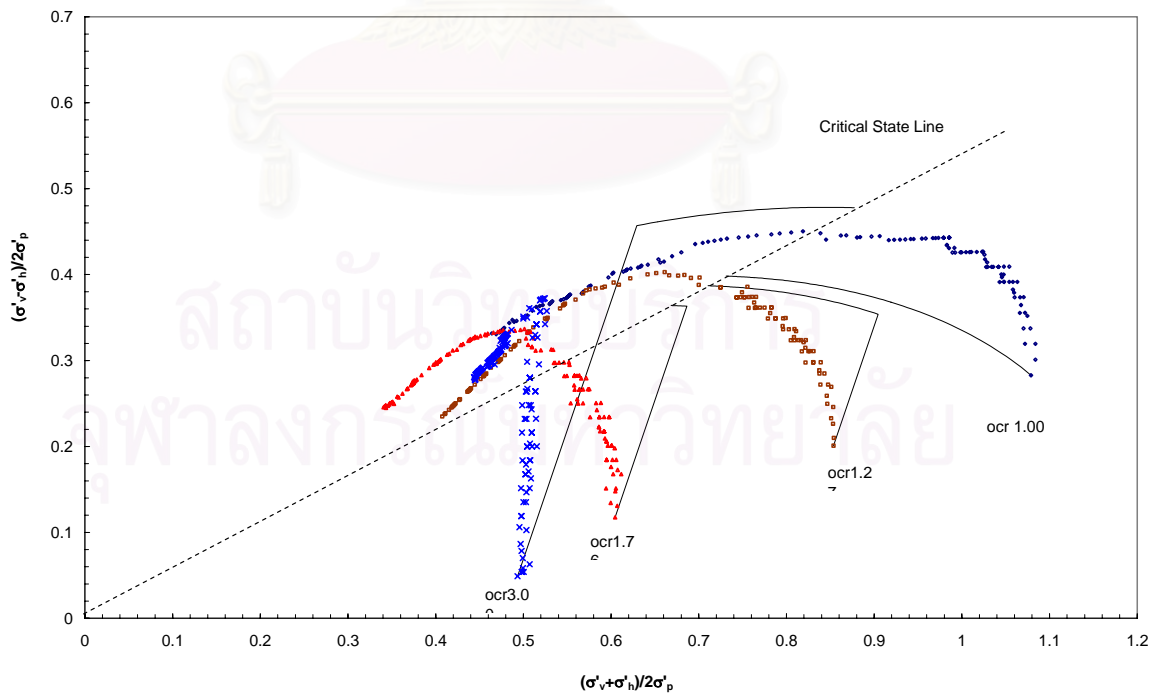
รูปที่ 7.29 ความสัมพันธ์ระหว่าง Excess Pore Pressure กับ Axial strain (%) จากการคาดคะเนพฤติกรรมขณะทดสอบ CK_0UC ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC, LAI(1993)



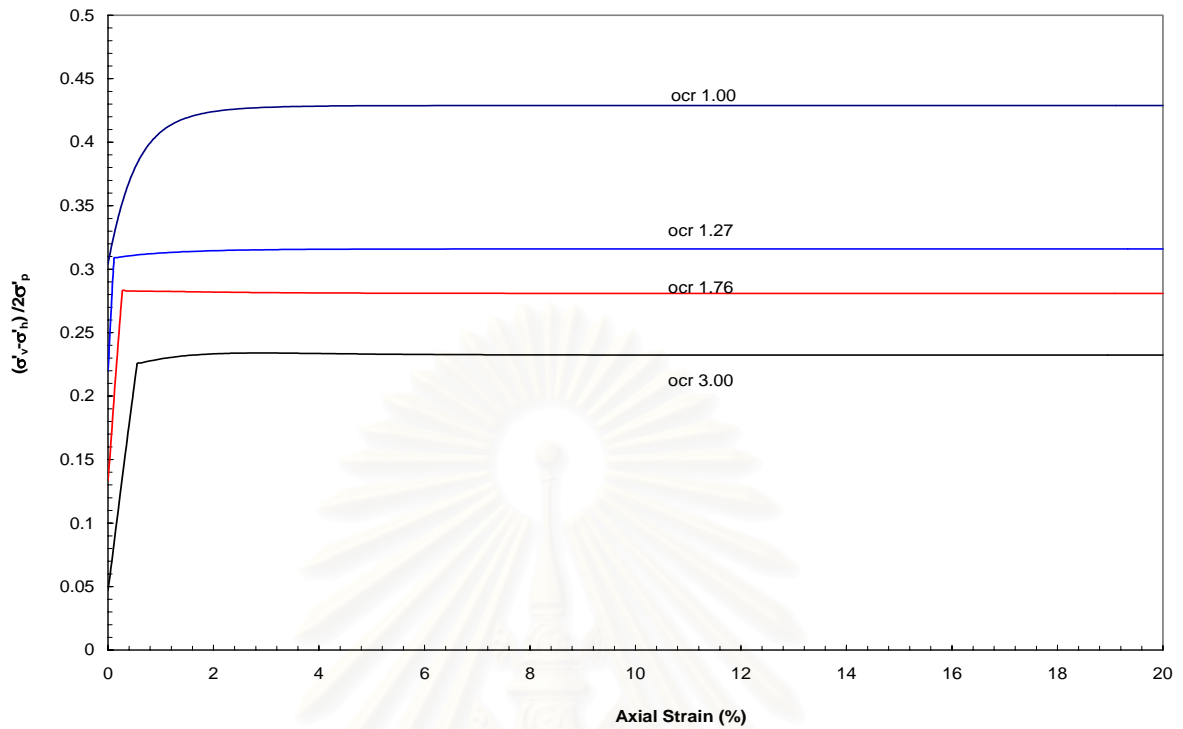
รูปที่ 7.30 ความสัมพันธ์ระหว่าง Excess Pore Pressure กับ Axial strain (%) จากผลการทดสอบ CK_0UE ของ LAI(1993)



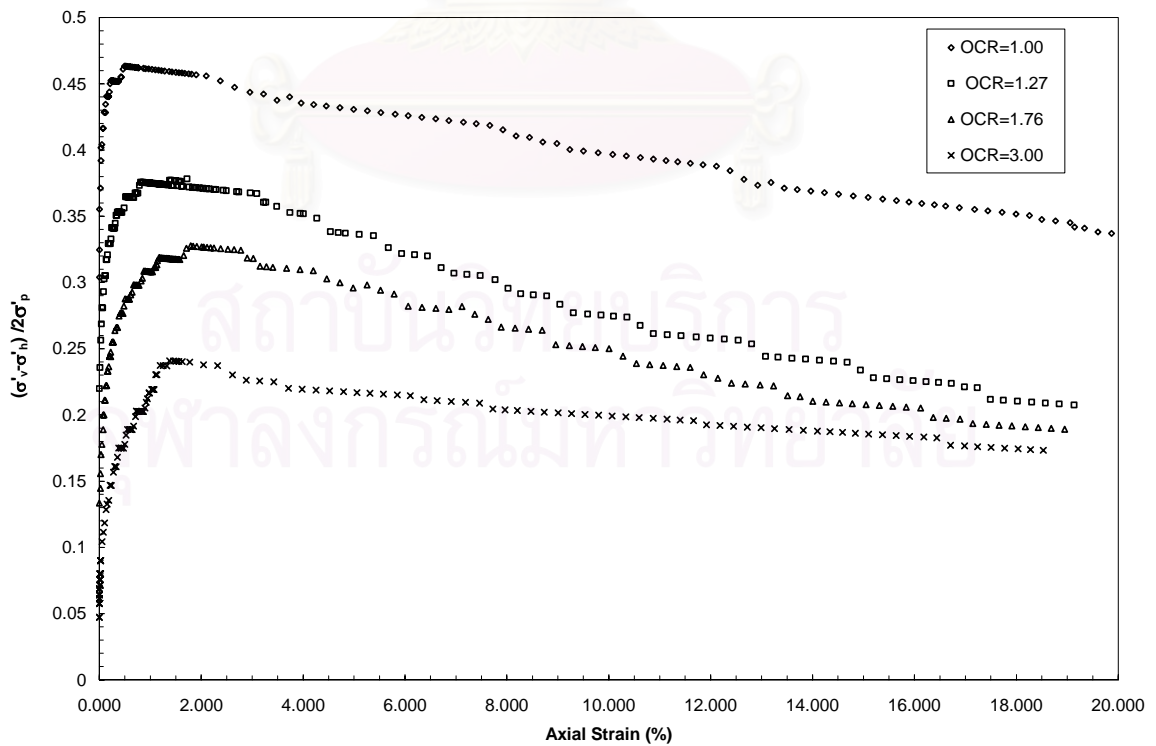
รูปที่ 7.31 ผลการคาดคะเนพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ด้วยแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC เทียบกับผลการทดสอบ $CK_0 UC$ ของตัวอย่างดินจุฬา, ยุทธนา(2002)



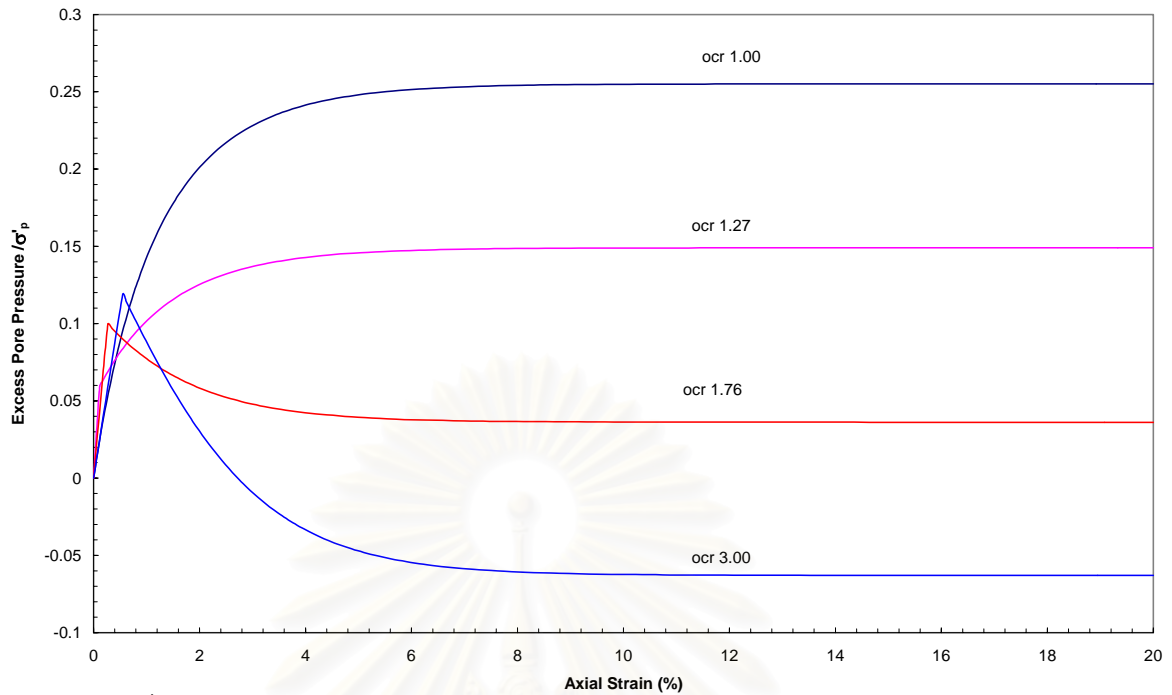
รูปที่ 7.32 ผลการคาดคะเนพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ด้วยแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC เทียบกับผลการทดสอบ $CK_0 UC$ ของตัวอย่างดินบางนา, ยุทธนา(2002)



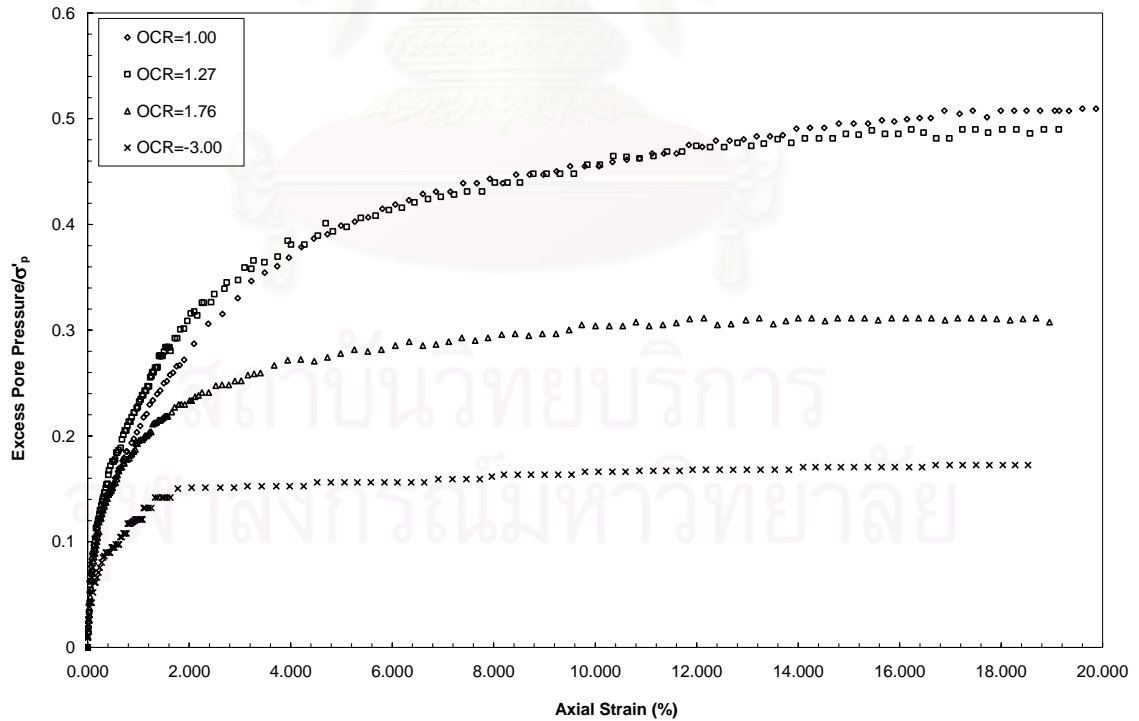
รูปที่ 7.33 ความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_p กับ Axial strain (%) จากการคาดคะเน พฤติกรรมขณะทดสอบ CK_0UC ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียดของตัวอย่างดิน จุฬาฯ, ยุทธนา(2002)



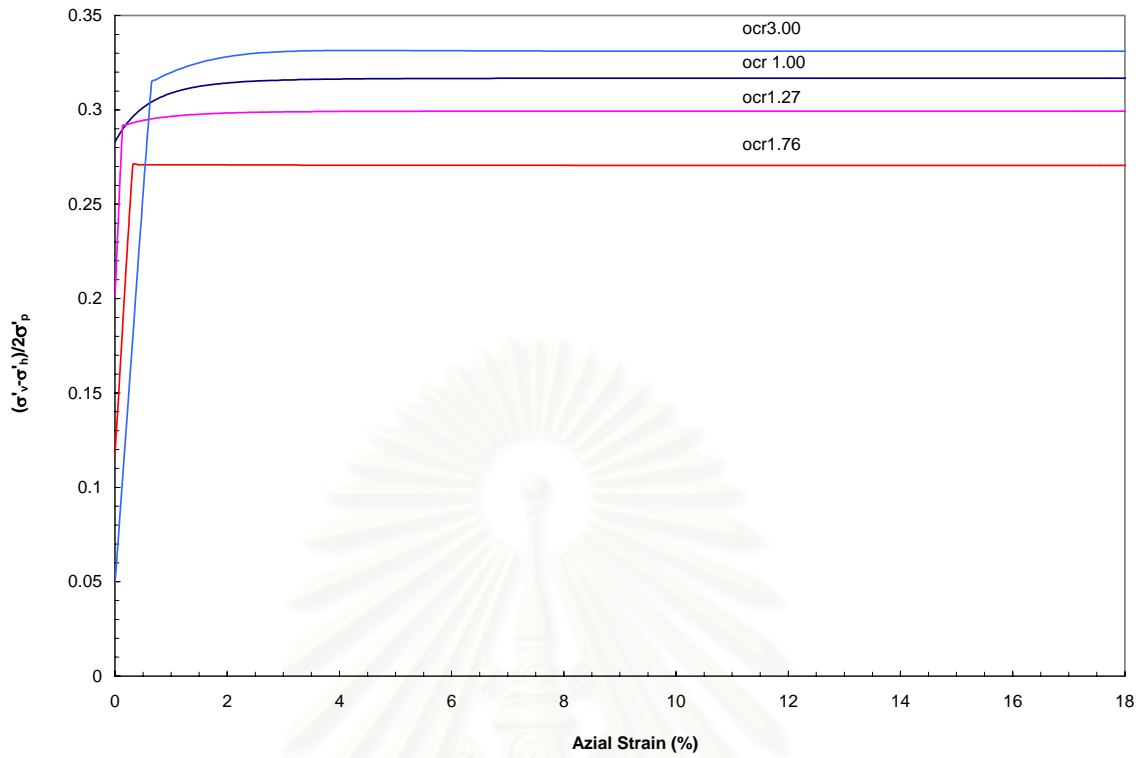
รูปที่ 7.34 ความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_p กับ Axial strain (%) จากผลการทดสอบ CK_0UC ของตัวอย่างดินจุฬาฯ, ยุทธนา(2002)



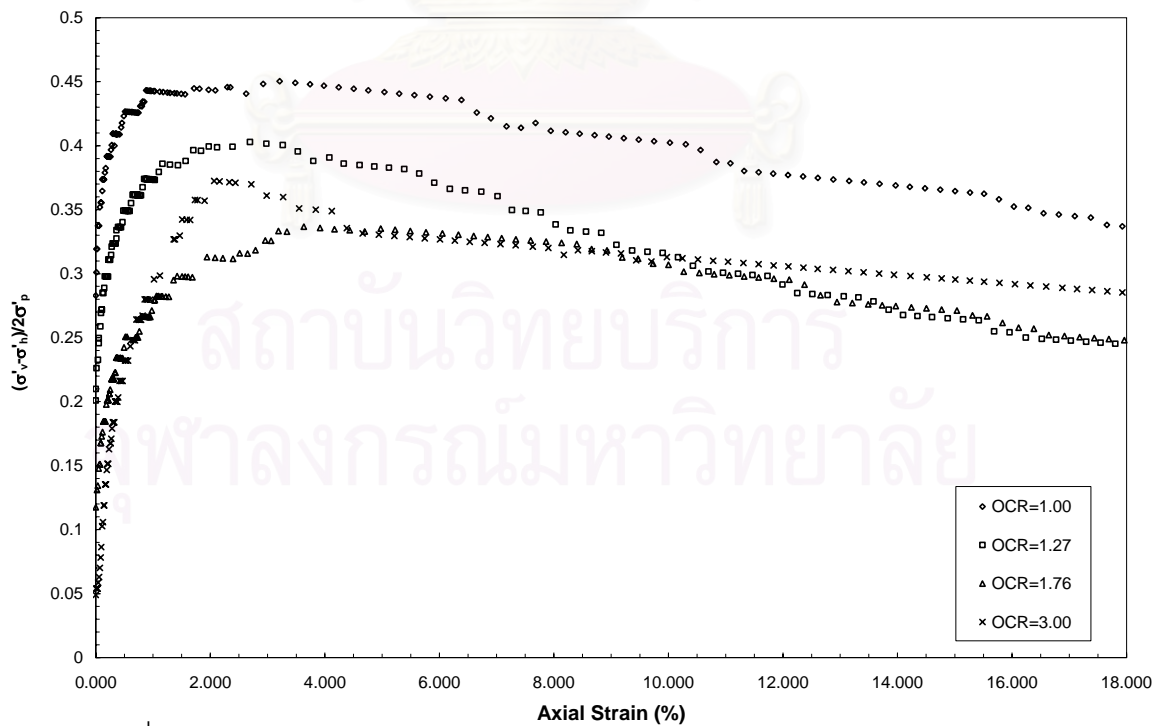
รูปที่ 7.35 ความสัมพันธ์ระหว่าง u/σ'_p กับ Axial strain (%) จากการคาดคะเนพฤติกรรมขณะทดสอบ CK_0UC ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC ของตัวอย่างดินजूฟ้า, ยุทธนา(2002)



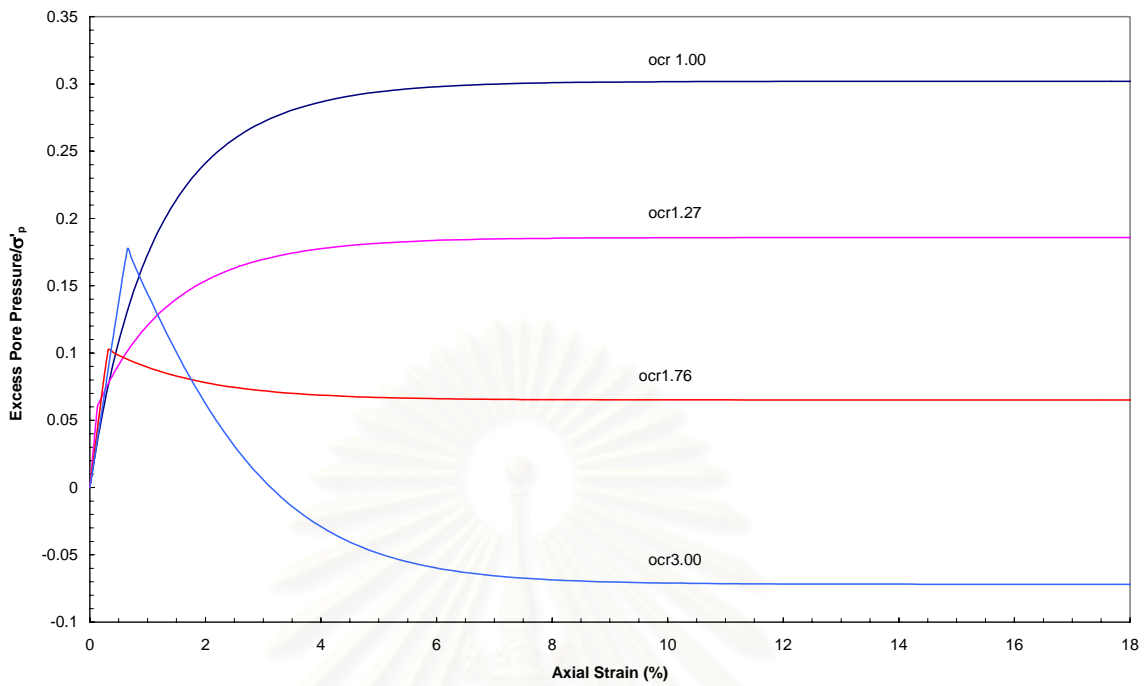
รูปที่ 7.36 ความสัมพันธ์ระหว่าง u/σ'_p กับ Axial strain (%) จากผลการทดสอบ CK_0UC ของตัวอย่างดินजूฟ้า, ยุทธนา(2002)



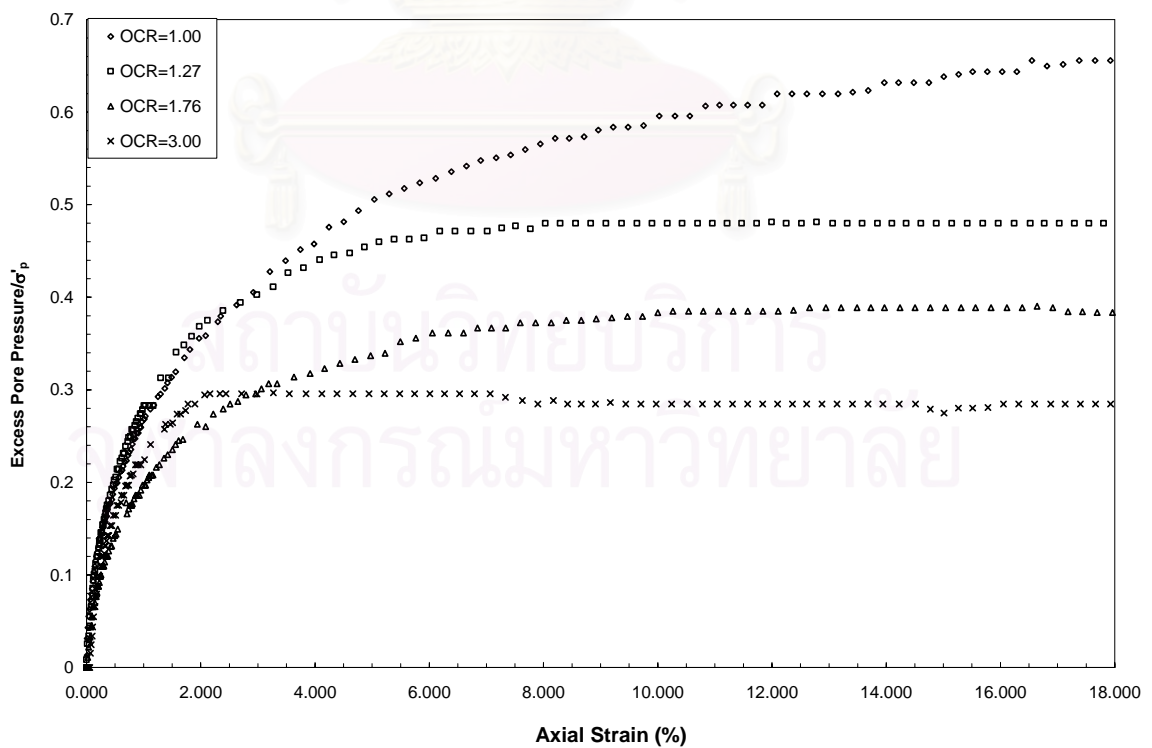
รูปที่ 7.37 ความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_p กับ Axial strain (%) จากการคาดคะเนพฤติกรรมขณะทดสอบ CK_0UC ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC ของตัวอย่างดินบางนา, ยุทธนา(2002)



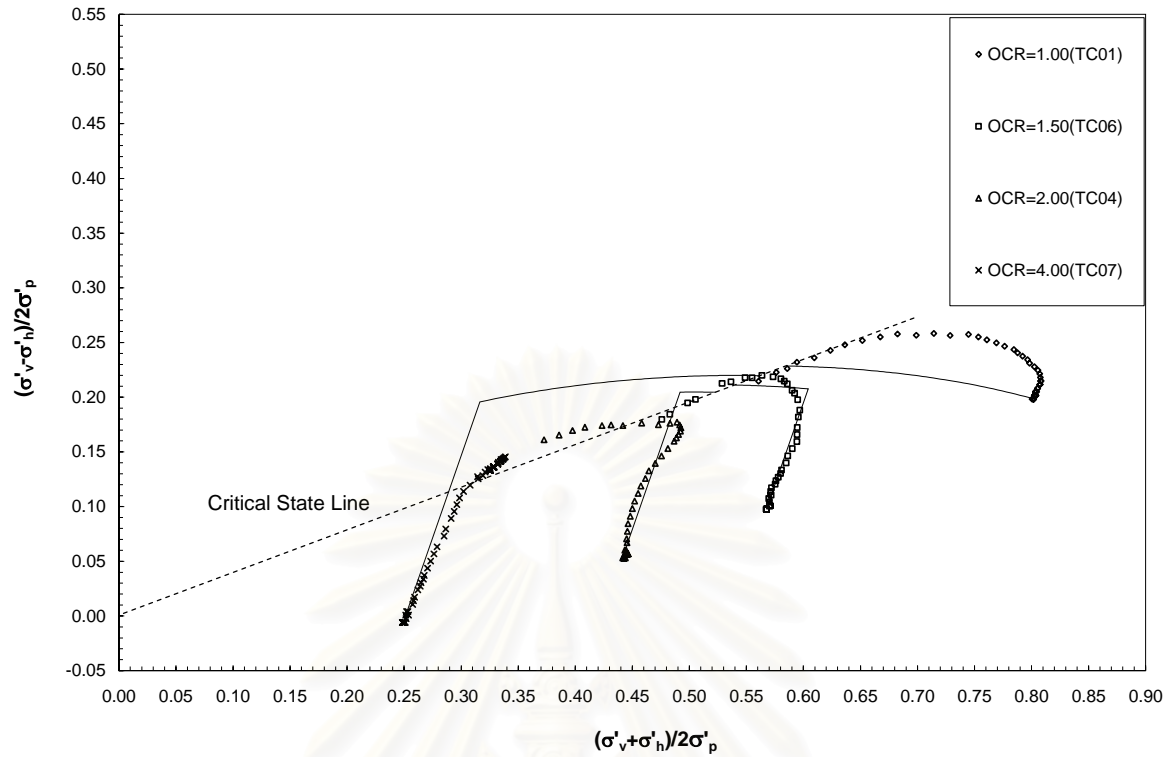
รูปที่ 7.38 ความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_p กับ Axial strain (%) จากผลการทดสอบ CK_0UC ของตัวอย่างดินบางนา, ยุทธนา(2002)



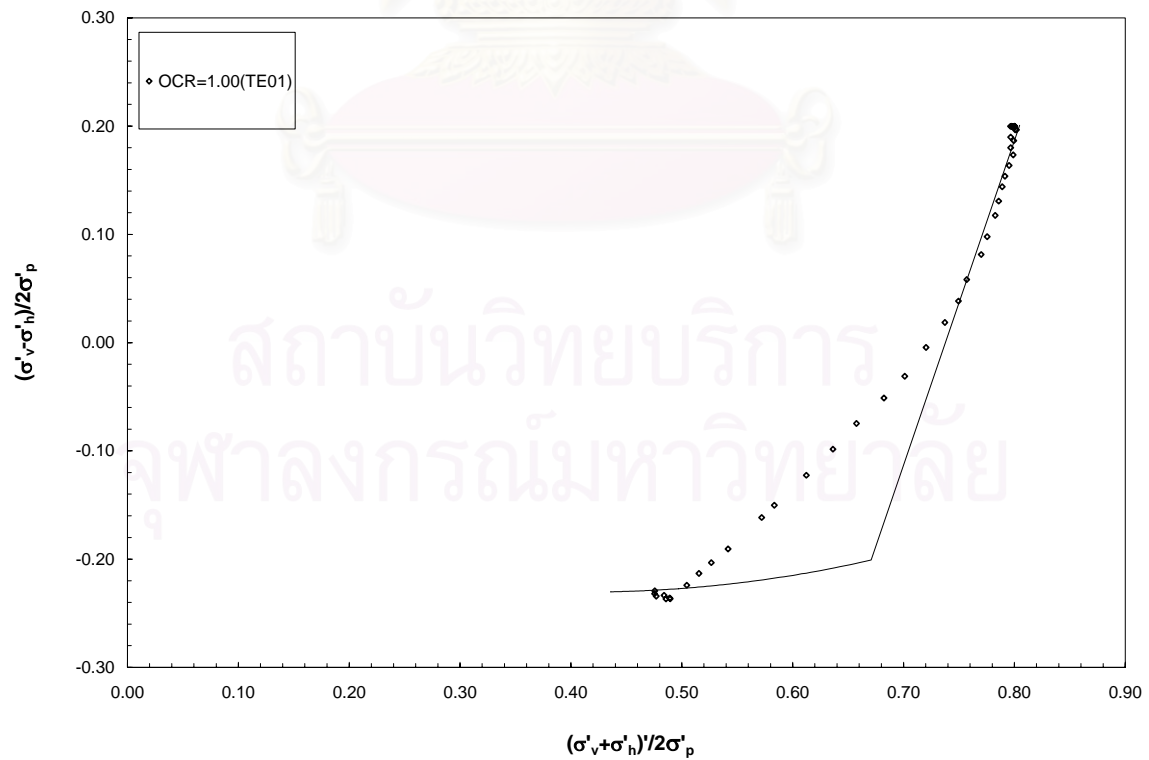
รูปที่ 7.39 ความสัมพันธ์ระหว่าง u/σ'_p กับ Axial strain (%) จากการคาดคะเนพฤติกรรมขณะทดสอบ CK_0UC ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC ของตัวอย่างดินบางนา, ยุทธนา(2002)



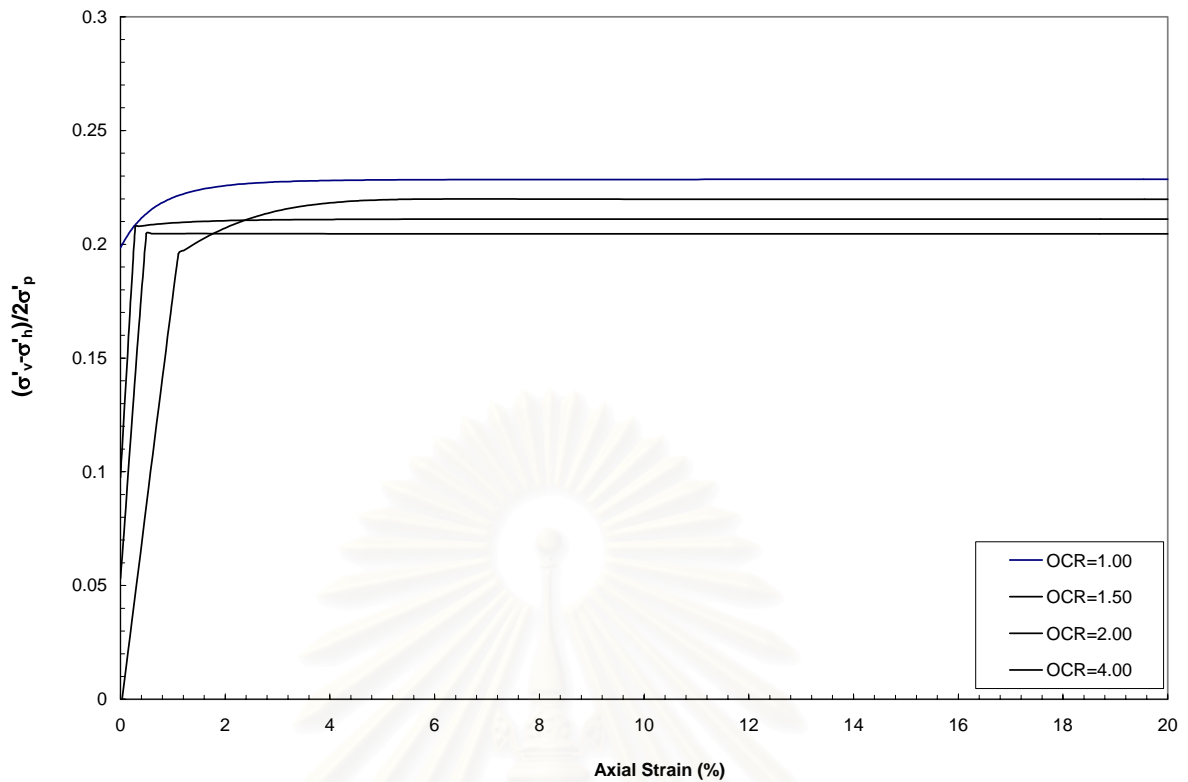
รูปที่ 7.40 ความสัมพันธ์ระหว่าง u/σ'_p กับ Axial strain (%) จากผลการทดสอบ CK_0UC ของตัวอย่างดินบางนา, ยุทธนา(2002)



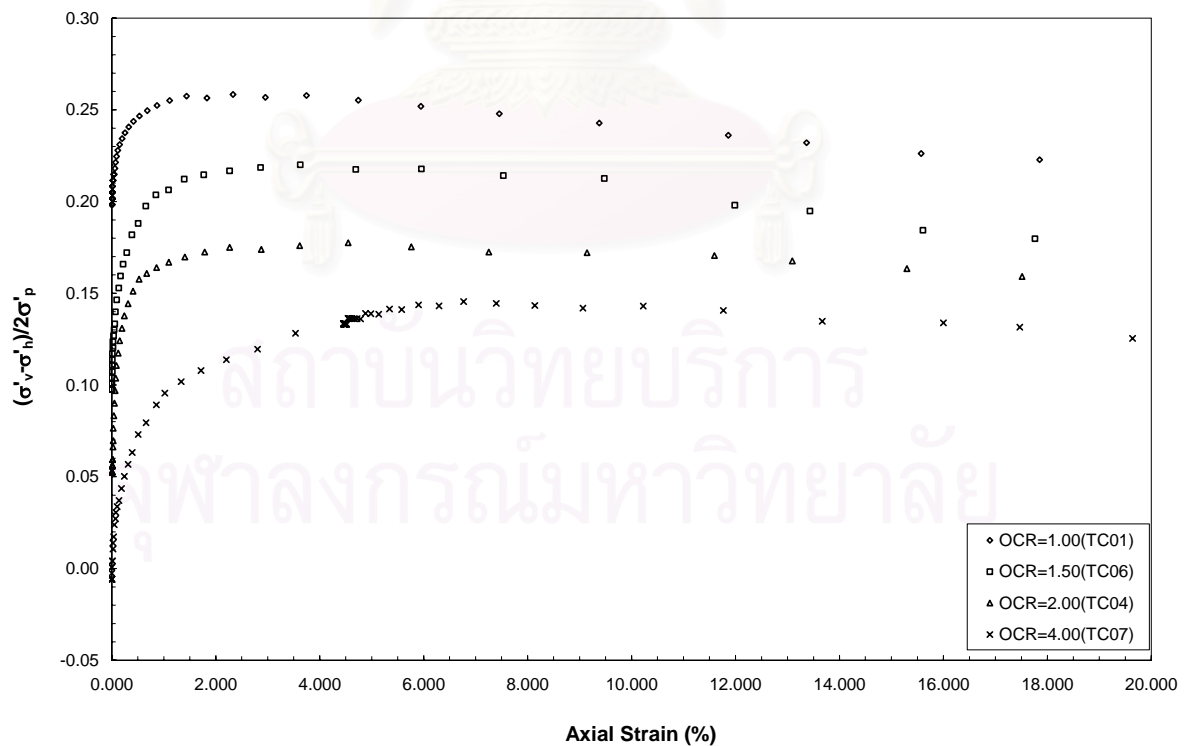
รูปที่ 7.41 ผลการคาดคะเนพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ด้วยแบบจำลอง ความเค้น-ความเครียด MCC เทียบกับผลการทดสอบ CK_0UC ของตัวอย่างดินบางนา, กรัณท์ (2002)



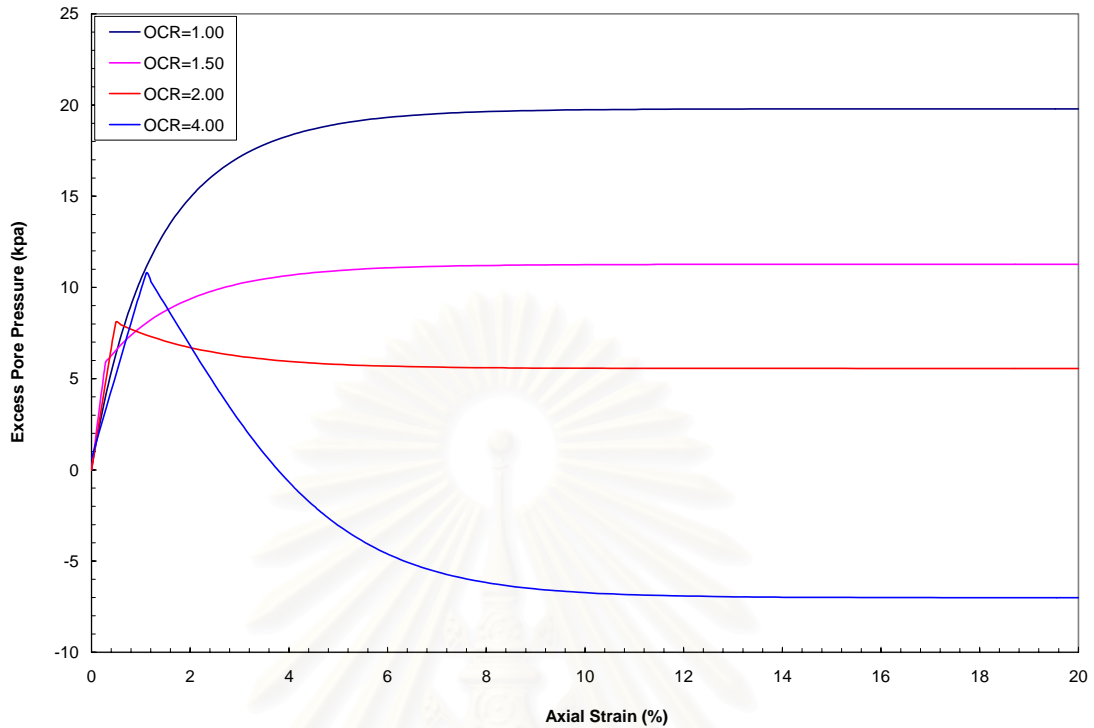
รูปที่ 7.42 ผลการคาดคะเนพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ด้วยแบบจำลอง ความเค้น-ความเครียด MCC เทียบกับผลการทดสอบ CK_0UE ของตัวอย่างดินบางนา, กรัณท์ (2002)



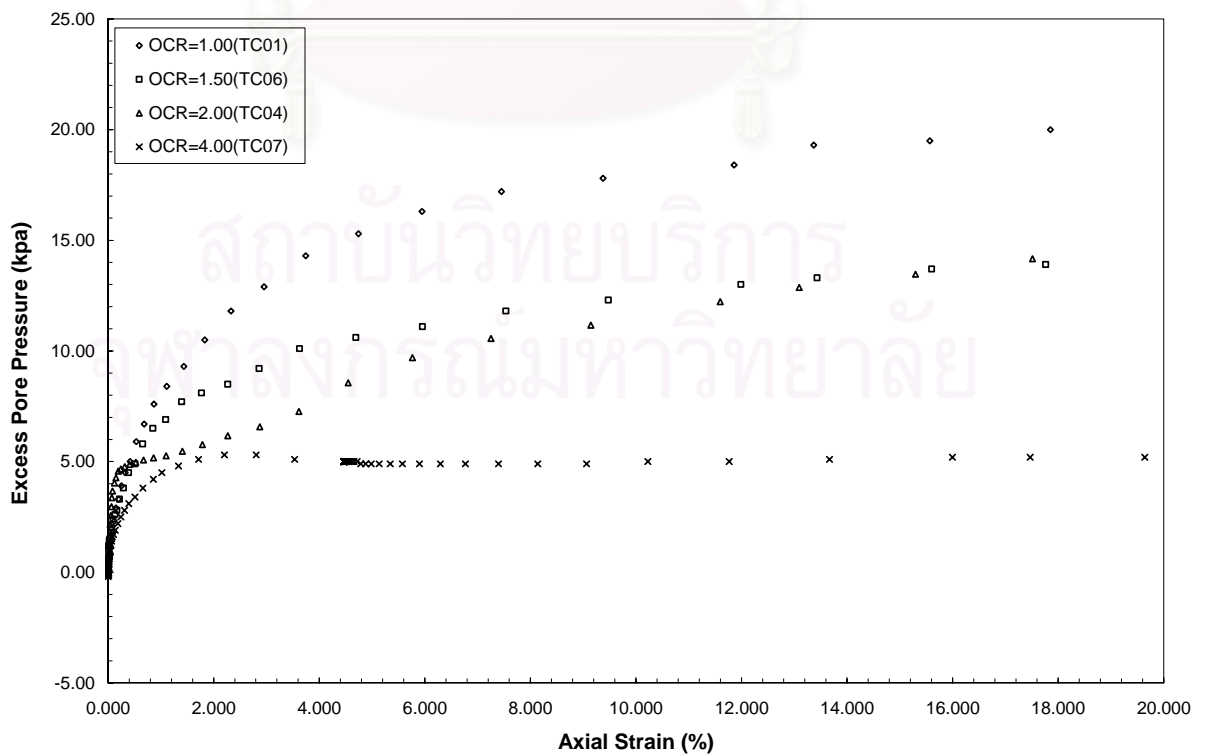
รูปที่ 7.43 ความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_p กับ Axial strain (%) จากการคาดคะเนพฤติกรรมขณะทดสอบ CK_0UC ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC ของตัวอย่างดินบางนา, กรัณท์ (2002)



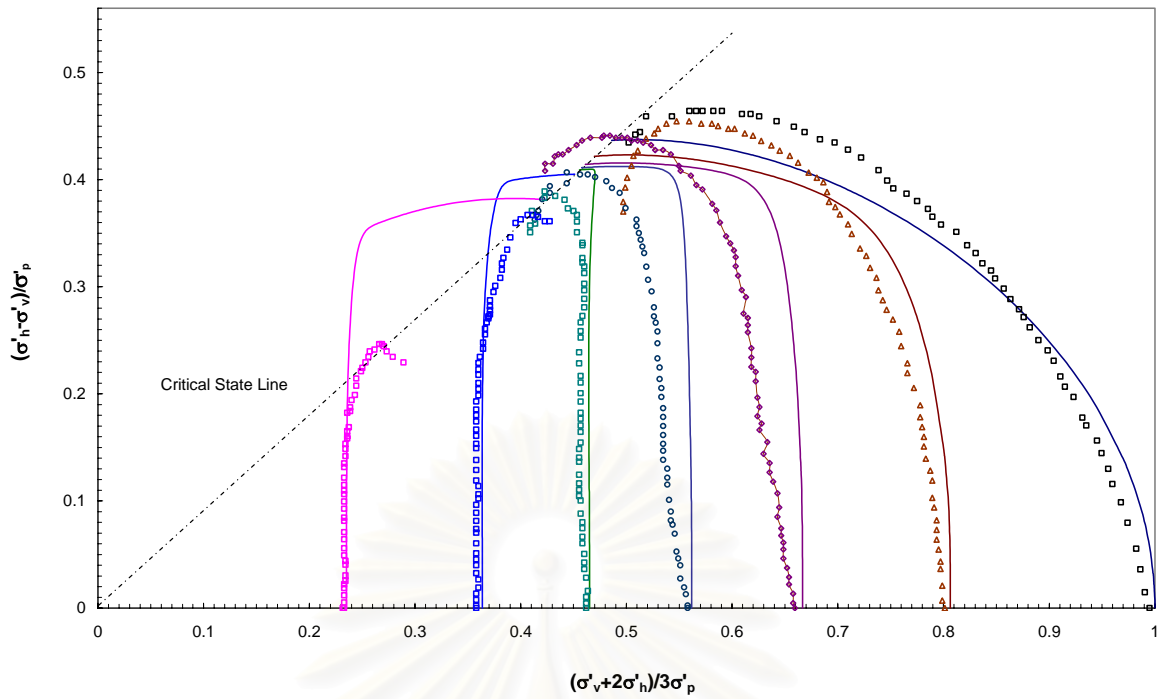
รูปที่ 7.44 ความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_p กับ Axial strain (%) จากผลการทดสอบ CK_0UC ของตัวอย่างดินบางนา, กรัณท์ (2002)



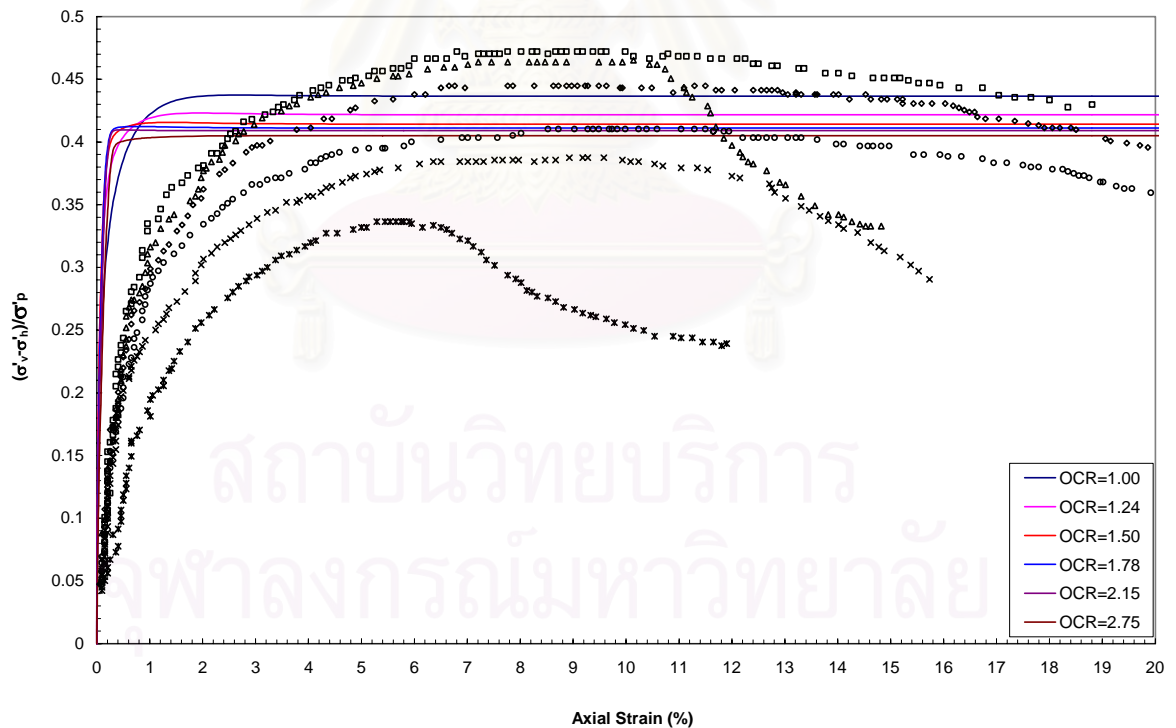
รูปที่ 7.45 ความสัมพันธ์ระหว่าง u กับ Axial strain (%) จากการคาดคะเนพฤติกรรมขณะทดสอบ CK_0UC ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MCC ของตัวอย่างดินบางนา, กรัณท์ (2002)



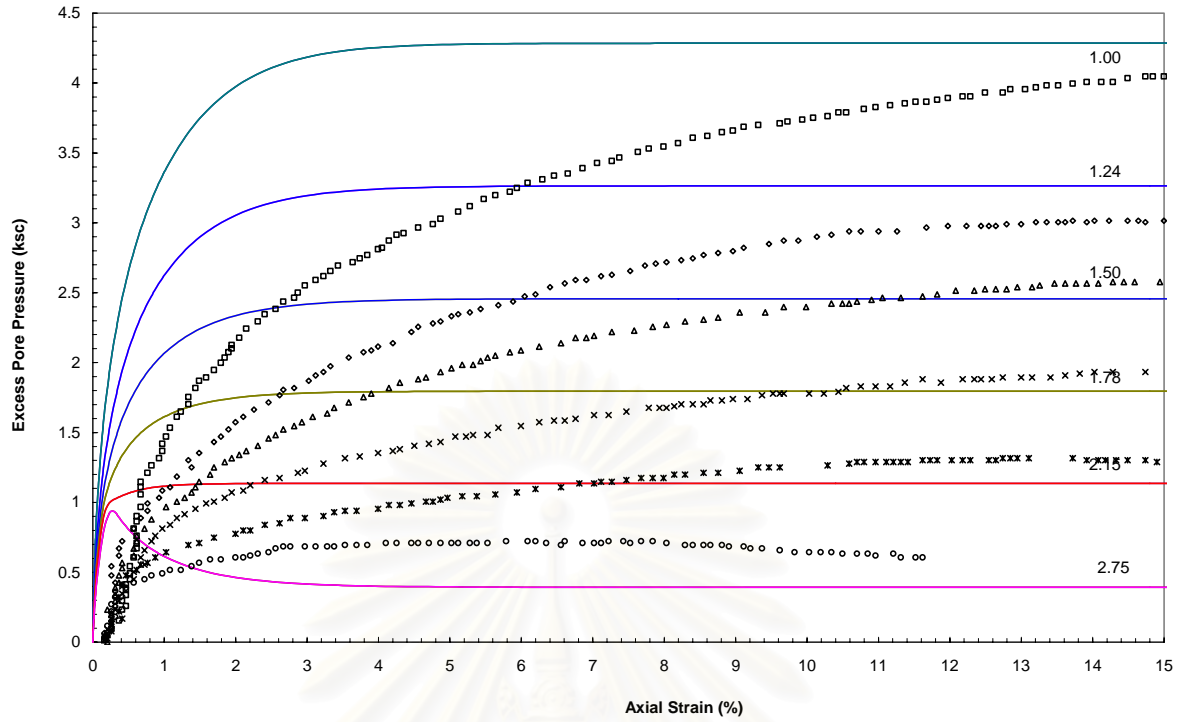
รูปที่ 7.46 ความสัมพันธ์ระหว่าง u กับ Axial strain (%) จากผลการทดสอบ CK_0UC ของตัวอย่างดินบางนา, กรัณท์ (2002)



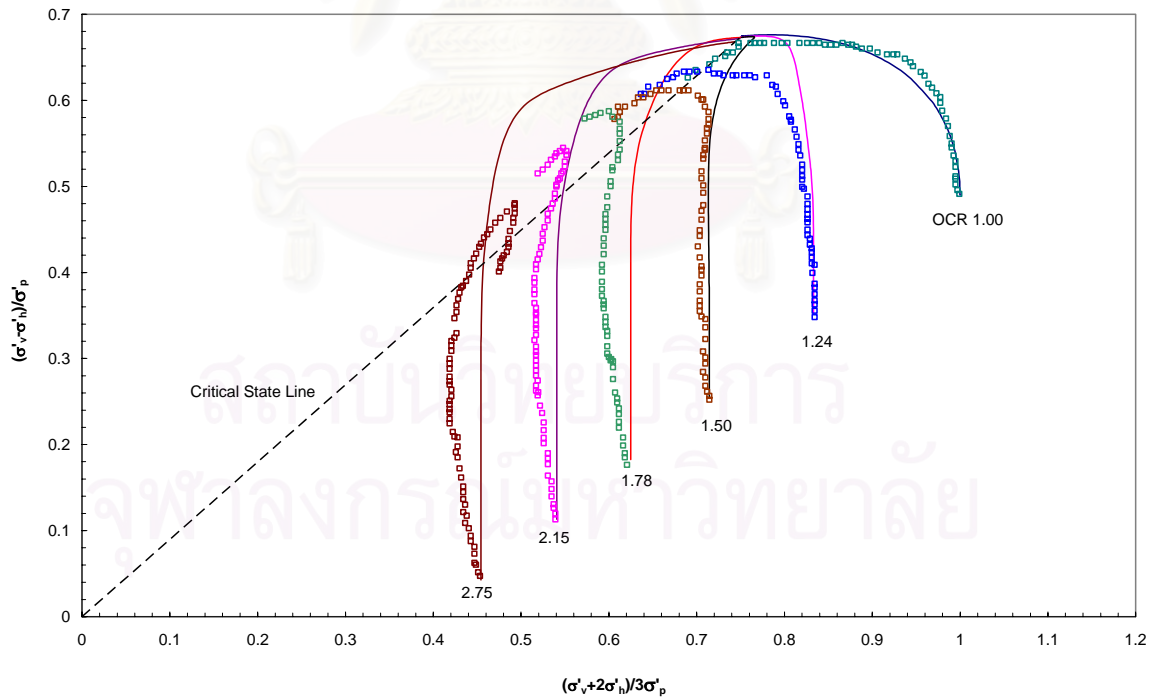
รูปที่ 7.47 ผลการคาดคะเนพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ด้วยแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 เทียบกับผลการทดสอบ CIU ของ KIM (1991)



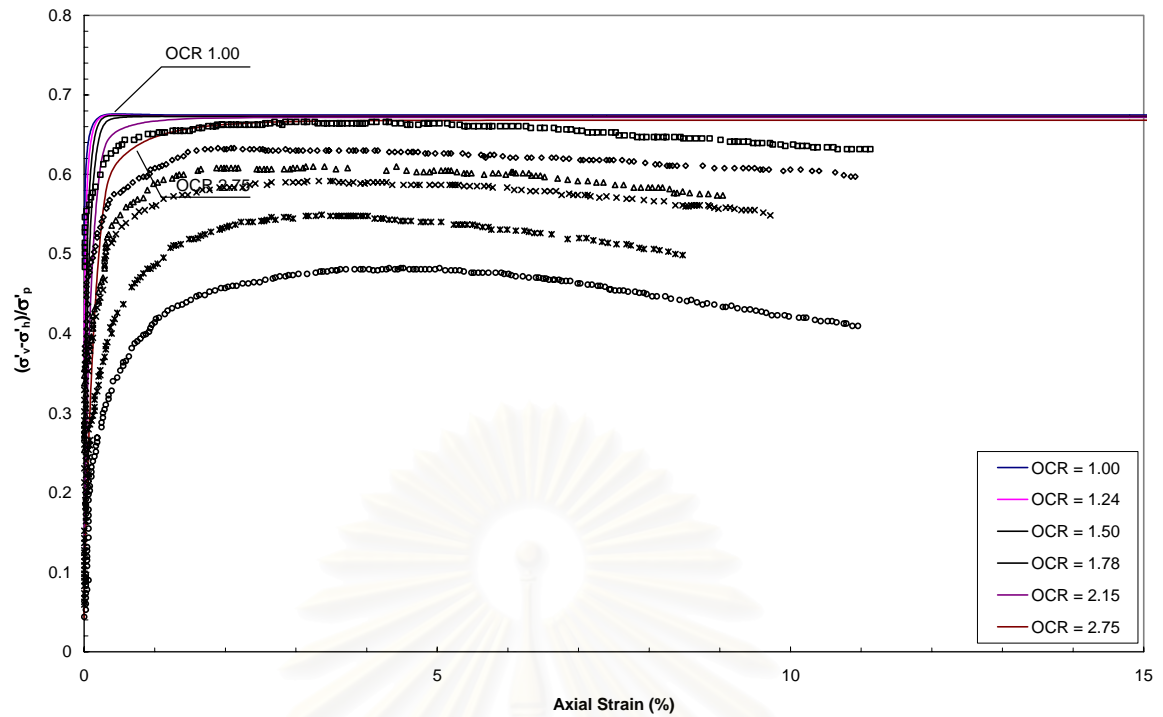
รูปที่ 7.48 ความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_p กับ Axial strain (%) จากการคาดคะเนพฤติกรรมขณะทดสอบ CIU ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 , KIM (1991)



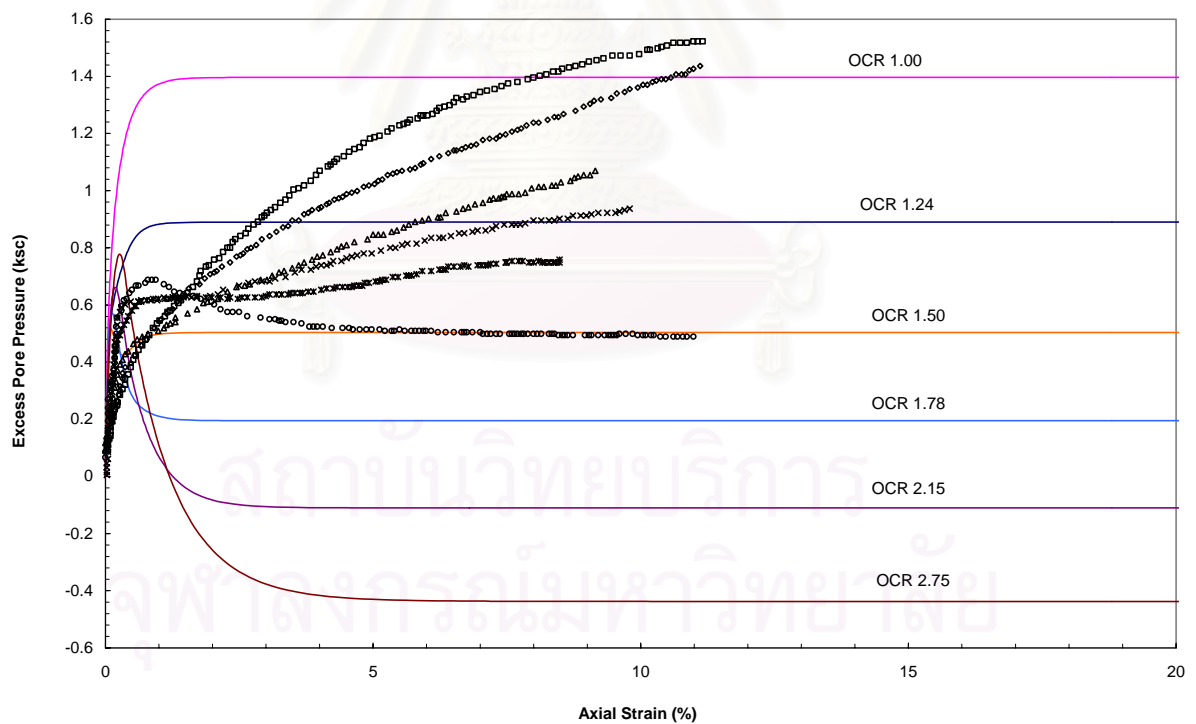
รูปที่ 7.49 ความสัมพันธ์ระหว่าง Pore Pressure กับ Axial strain (%) จากการคาดคะเนพฤติกรรมขณะทดสอบ CIU ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3, KIM (1991)



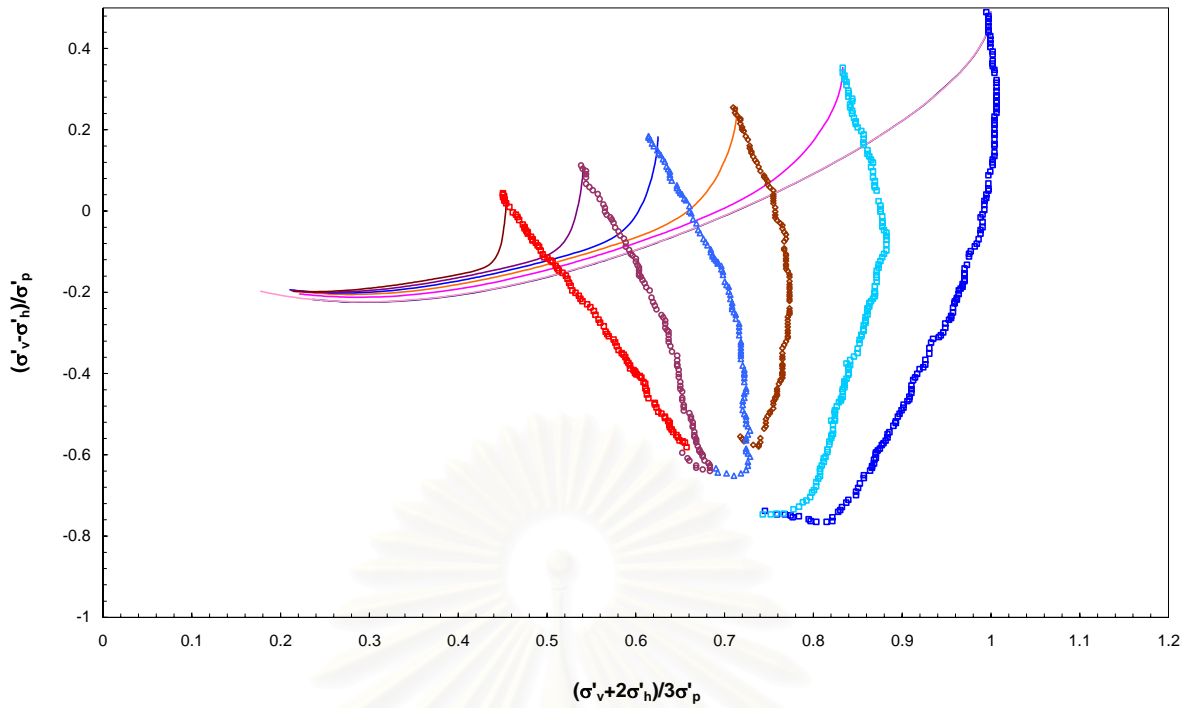
รูปที่ 7.50 ผลการคาดคะเนพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ด้วยแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 เทียบกับผลการทดสอบ CK_0UC ของ KIM (1991)



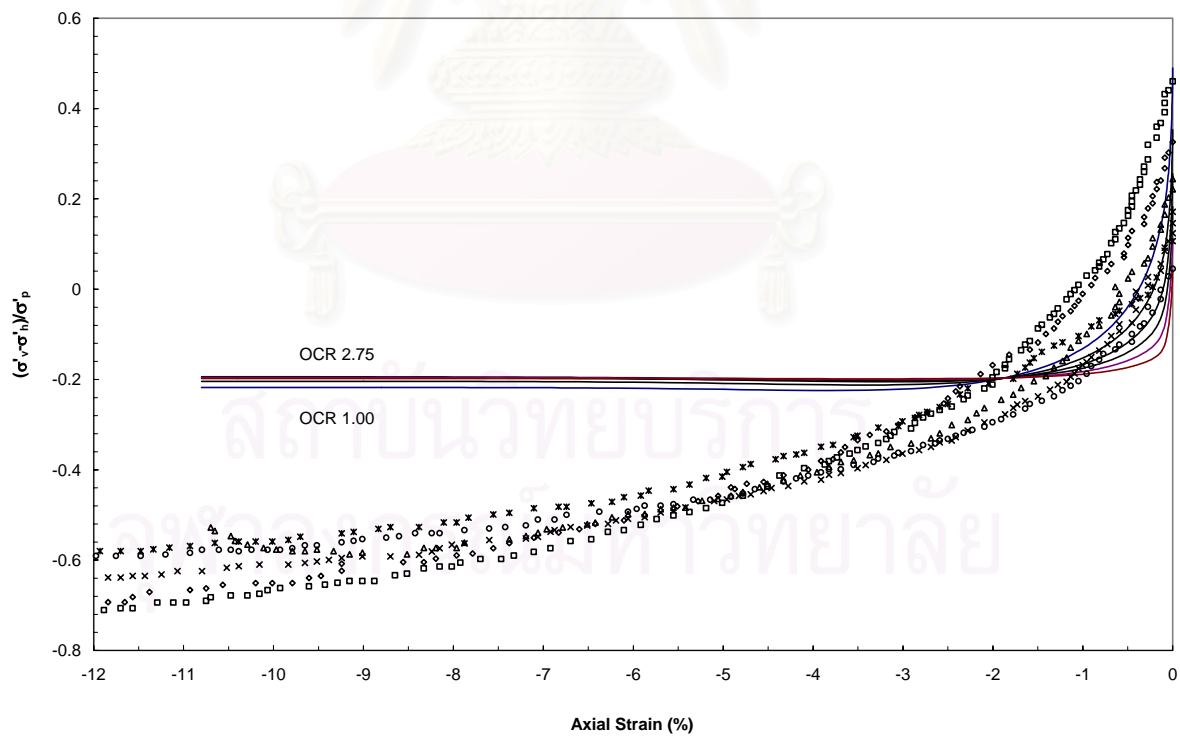
รูปที่ 7.51 ความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_p กับ Axial strain (%) จากการคาดคะเนพฤติกรรมขณะทดสอบ CK₀UC ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3, KIM (1991)



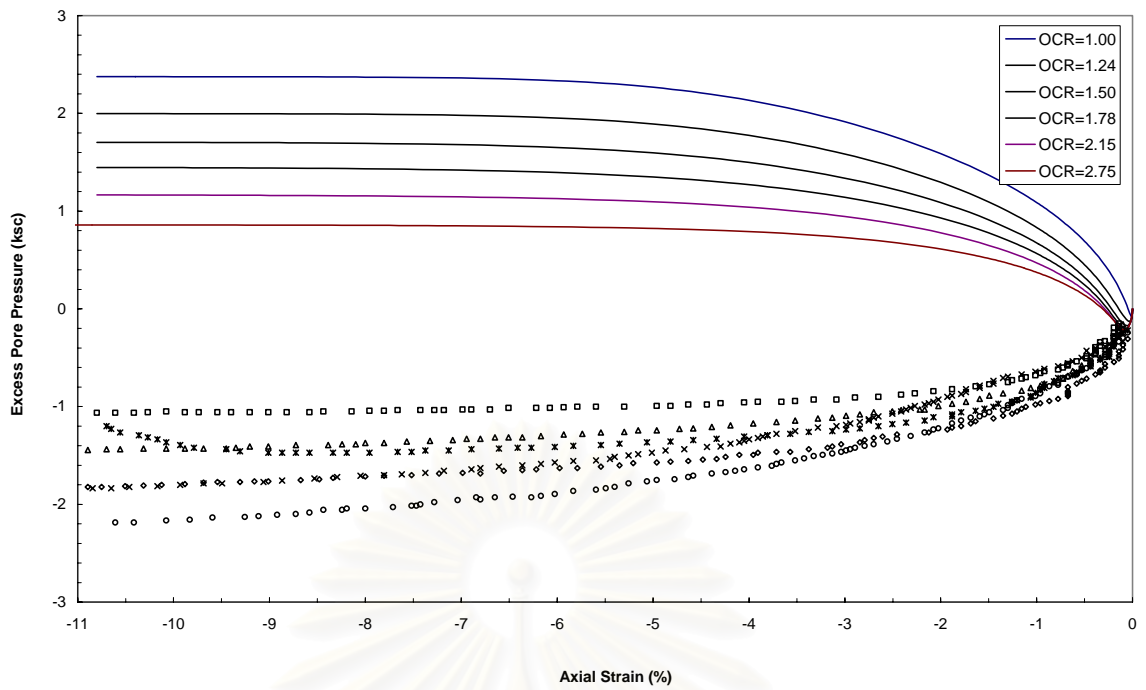
รูปที่ 7.52 ความสัมพันธ์ระหว่าง Pore Pressure กับ Axial strain (%) จากการคาดคะเนพฤติกรรมขณะทดสอบ CK₀UC ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3, KIM (1991)



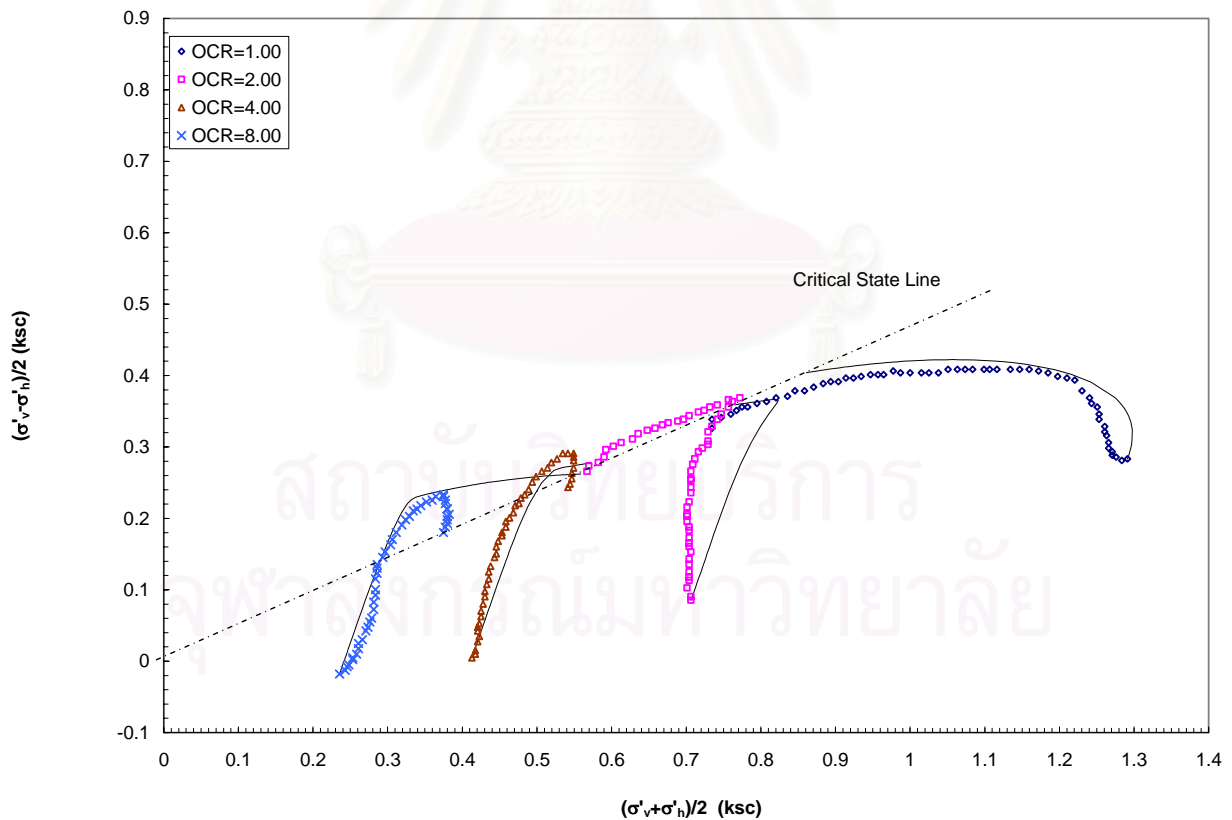
รูปที่ 7.53 ผลการคาดคะเนพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ด้วยแบบจำลอง ความเค้น-ความเครียด MIT-E3 เทียบกับผลการทดสอบ CK_0UE ของ KIM (1991)



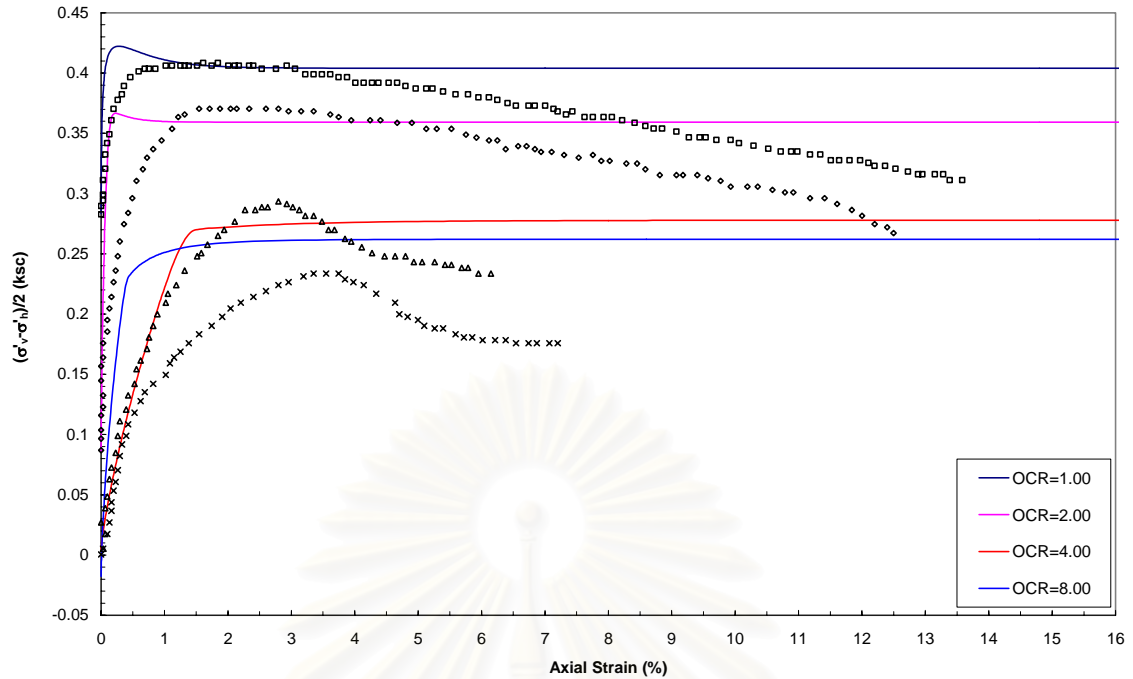
รูปที่ 7.54 ความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_p กับ Axial strain (%) จากการคาดคะเนพฤติกรรมขณะทดสอบ CK_0UE ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3, KIM (1991)



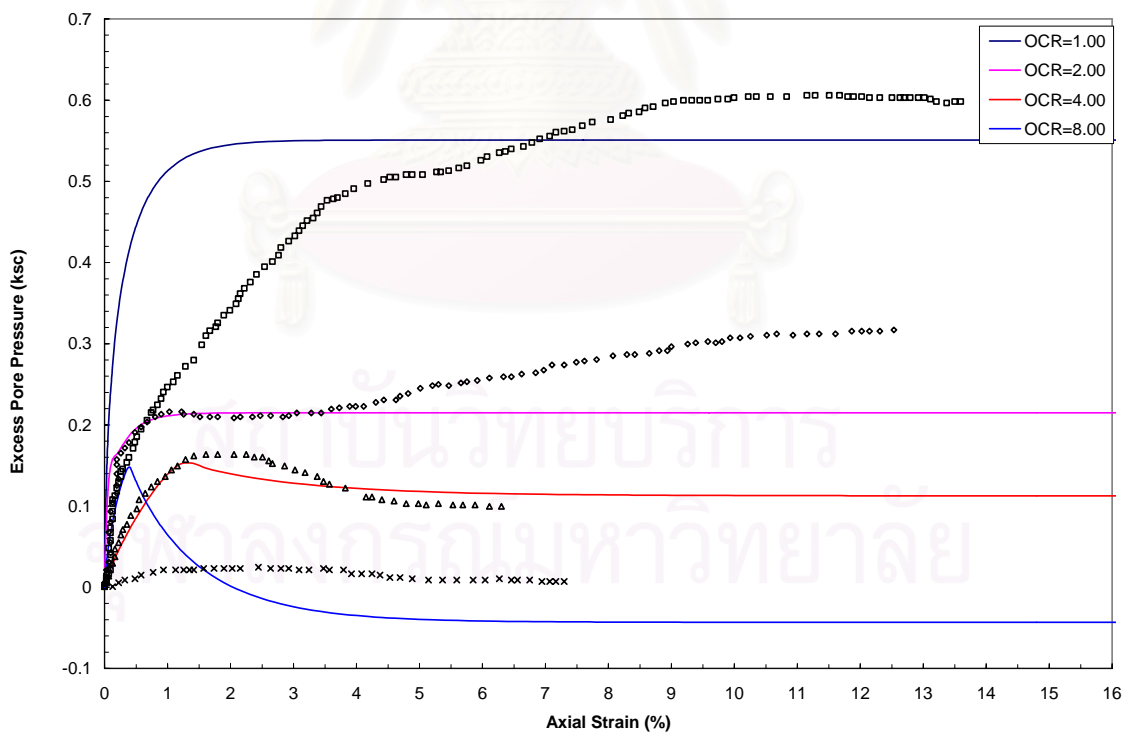
รูปที่ 7.55 ความสัมพันธ์ระหว่าง Pore Pressure กับ Axial strain (%) จากการ คาดคะเนพฤติกรรมขณะทดสอบ CK₀UE ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3, KIM (1991)



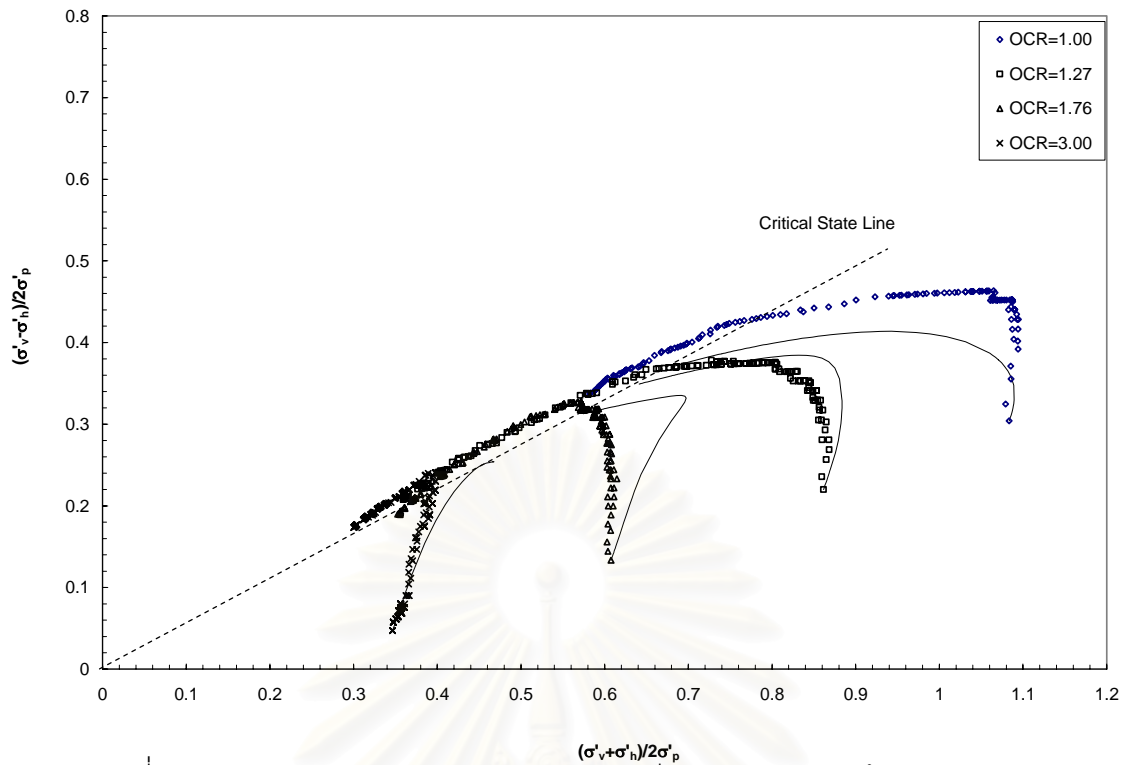
รูปที่ 7.56 ผลการคาดคะเนพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ด้วยแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 เทียบกับผลการทดสอบ CK₀UC ของ LAI (1993)



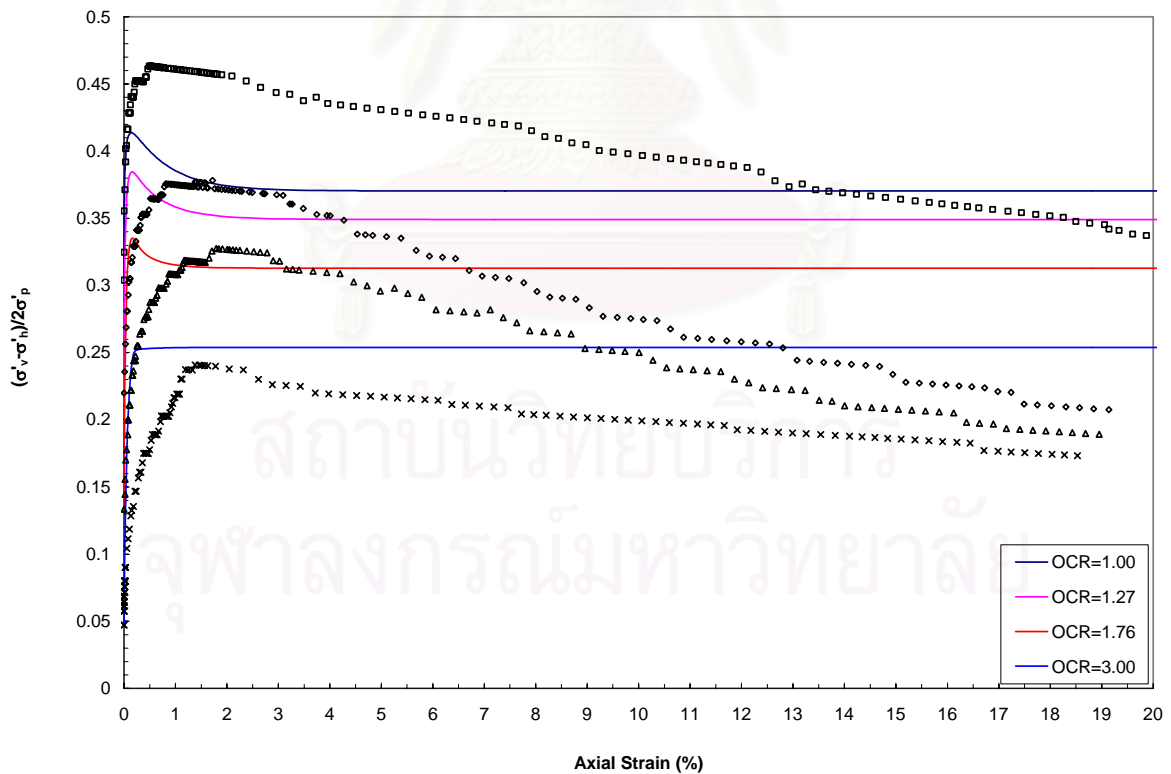
รูปที่ 7.57 ความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_p กับ Axial strain (%) จากการคาดคะเนพฤติกรรมขณะทดสอบ CK_0UC ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3, LAI (1993)



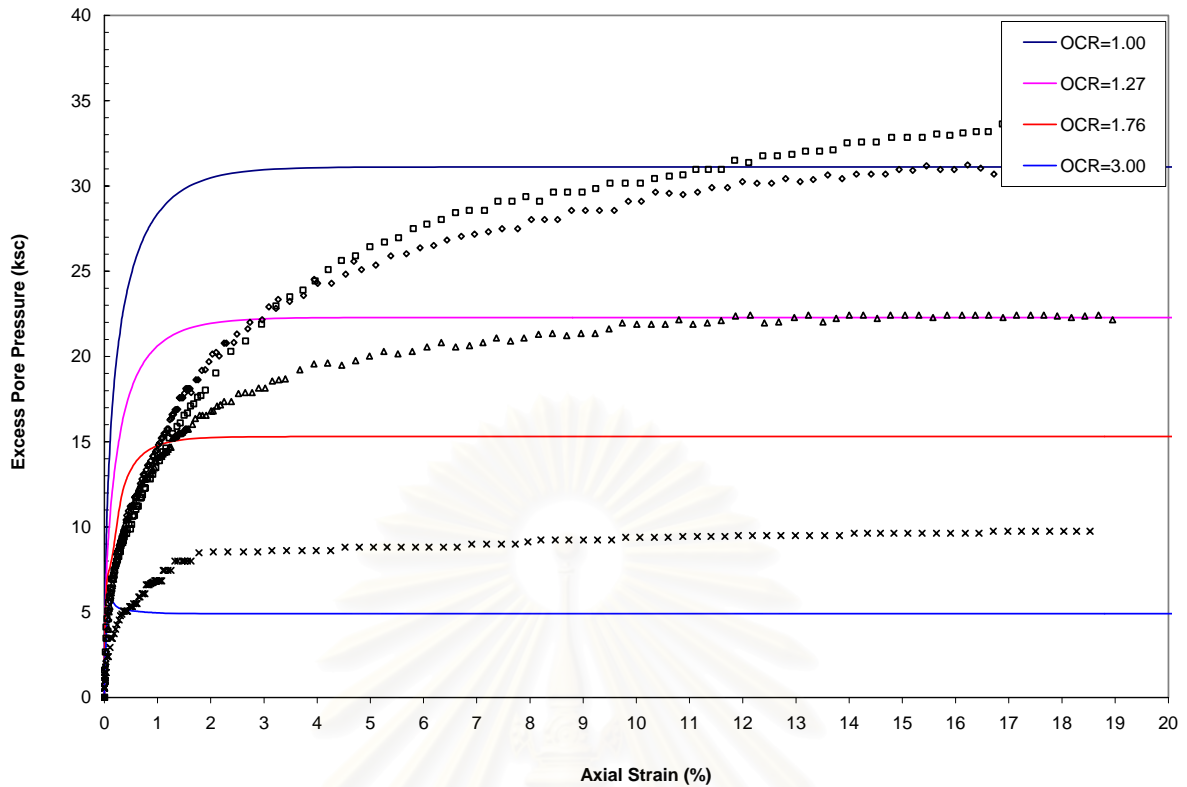
รูปที่ 7.58 ความสัมพันธ์ระหว่าง Pore Pressure กับ Axial strain (%) จากการคาดคะเนพฤติกรรมขณะทดสอบ CK_0UC ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3, LAI (1993)



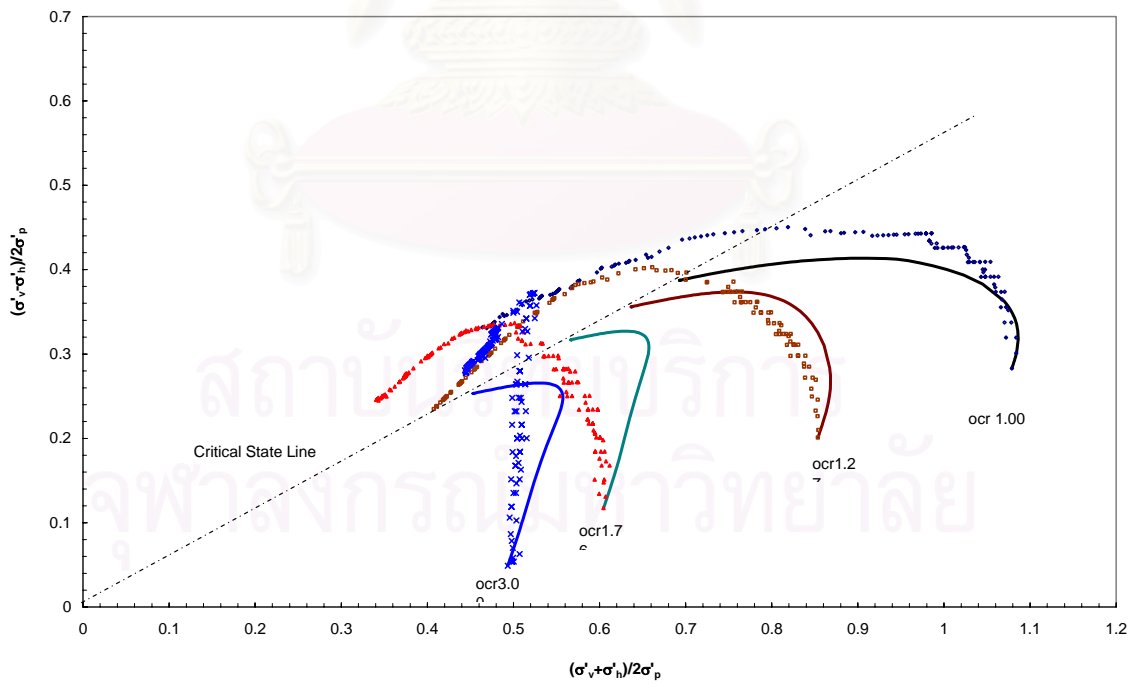
รูปที่ 7.59 ผลการคาดคะเนพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ด้วยแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 เทียบกับผลการทดสอบ CK₀UC ของตัวอย่างดินจุฬายาฯ ยุทธนา (2002)



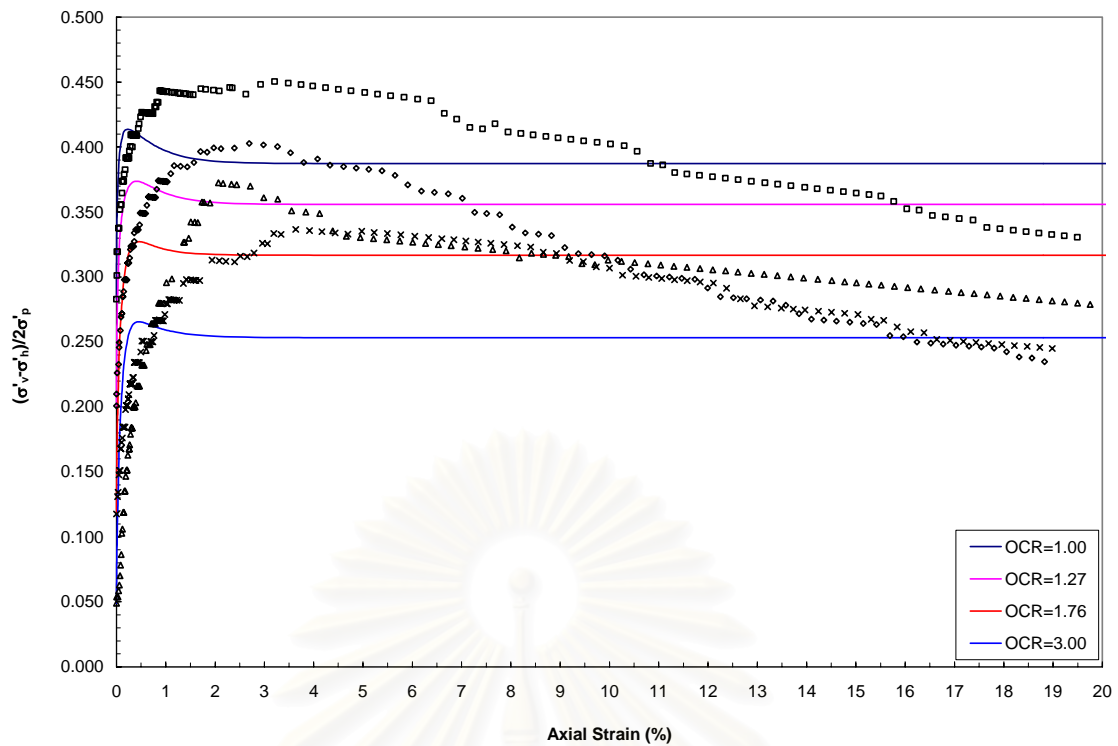
รูปที่ 7.60 ความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_p กับ Axial strain (%) จากการคาดคะเนพฤติกรรมขณะทดสอบ CK₀UC ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 ของตัวอย่างดินจุฬายาฯ ยุทธนา (2002)



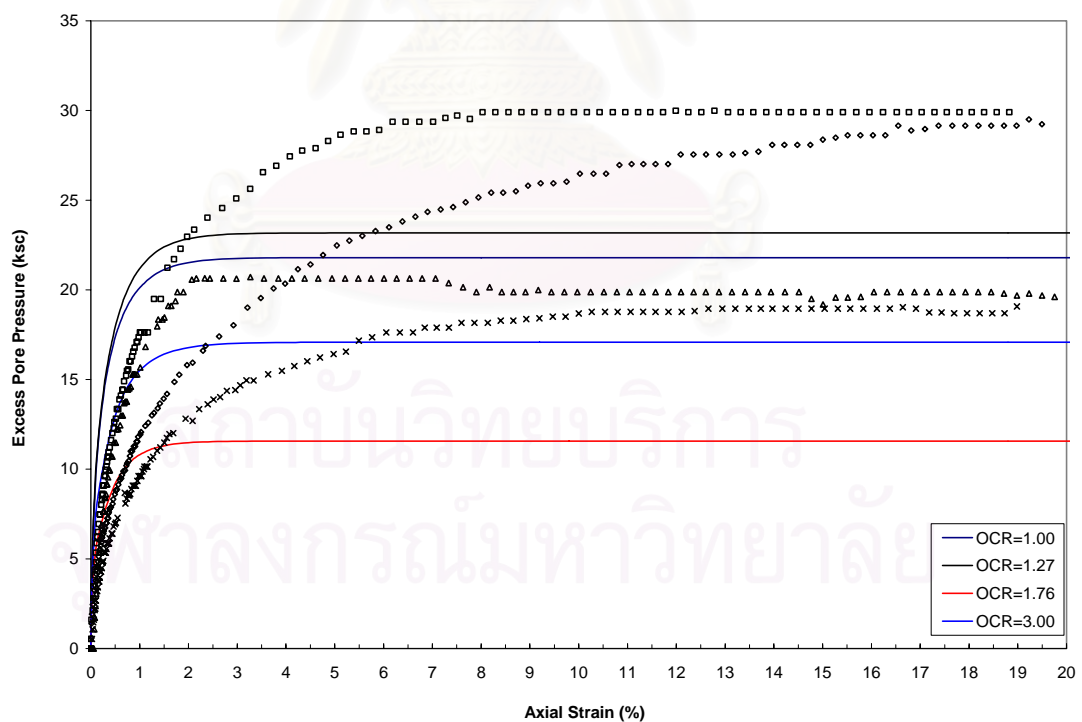
รูปที่ 7.61 ความสัมพันธ์ระหว่าง Pore Pressure กับ Axial strain (%) จากการ คัดคะแนนพฤติกรรมขณะทดสอบ CK_0UC ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3, ของตัวอย่างดินजूฟ้าฯ ยุทธนา (2002)



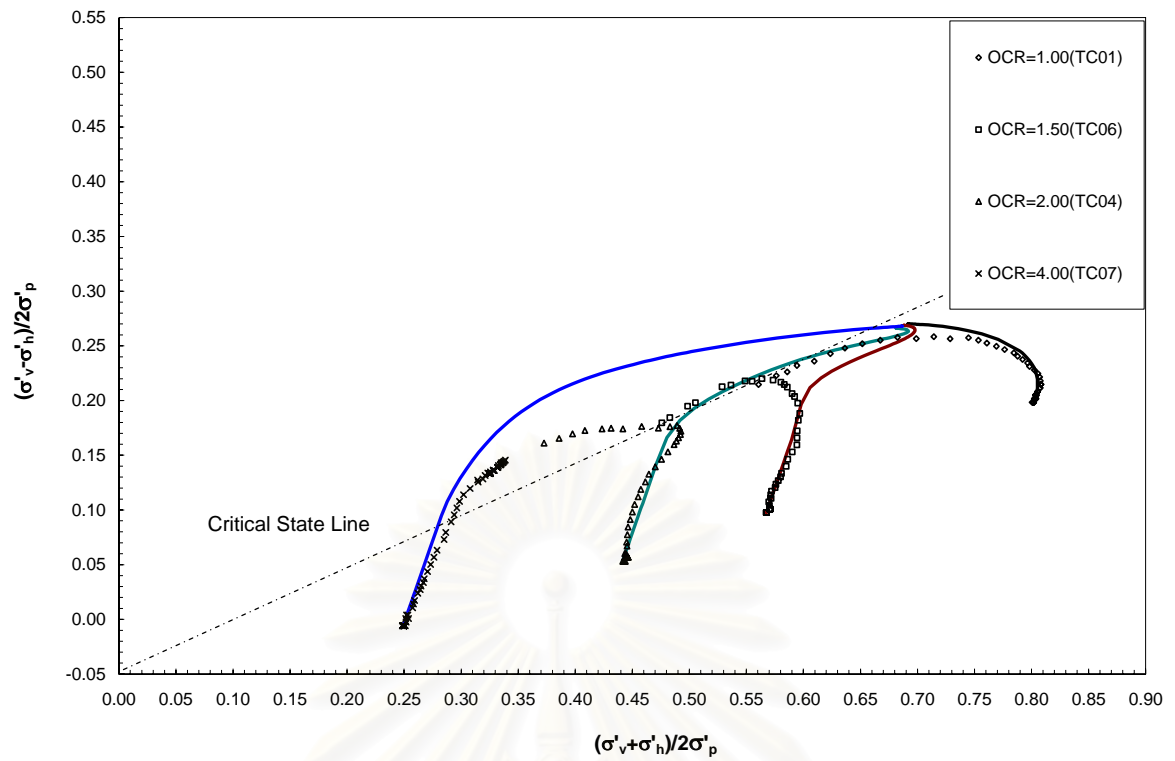
รูปที่ 7.62 ผลการคัดคะแนนพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ด้วยแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 เทียบกับผลการทดสอบ CK_0UC ของตัวอย่างดินบางนา ยุทธนา (2002)



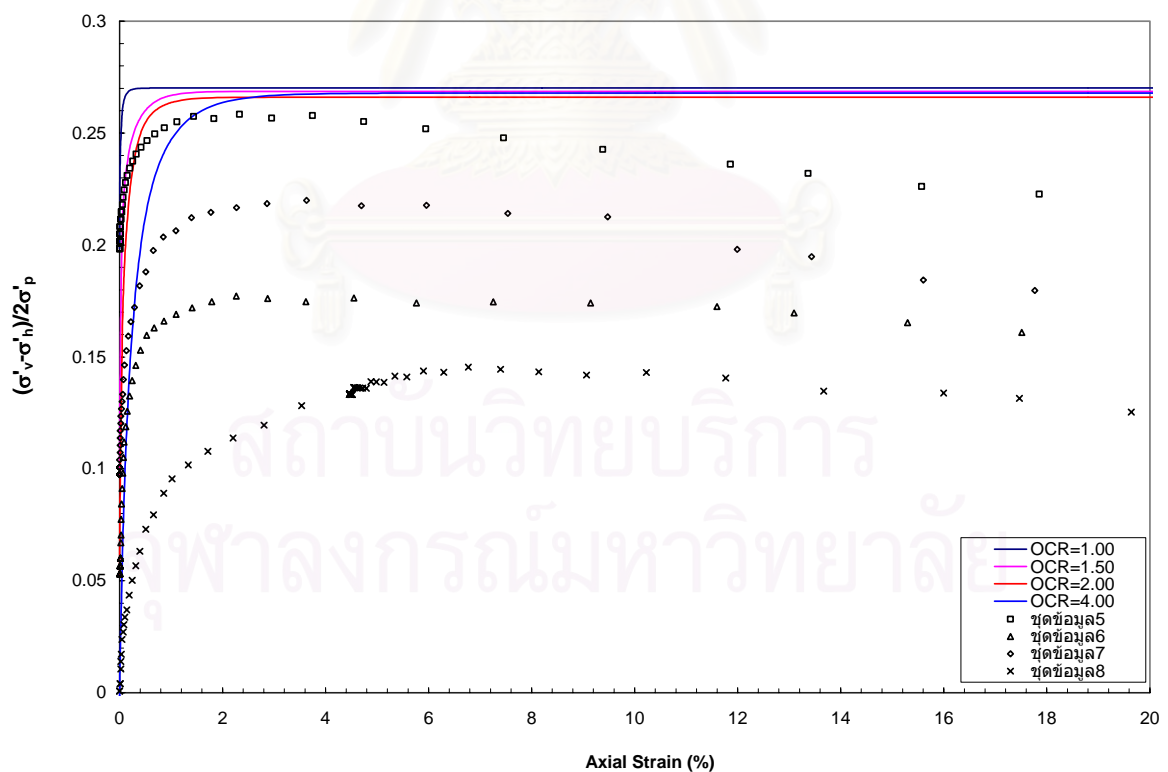
รูปที่ 7.63 ความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_p กับ Axial strain (%) จากการคาดคะเนพฤติกรรมขณะทดสอบ CK_0UC ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 ของตัวอย่างดินบางนา , ยุทธนา (2002)



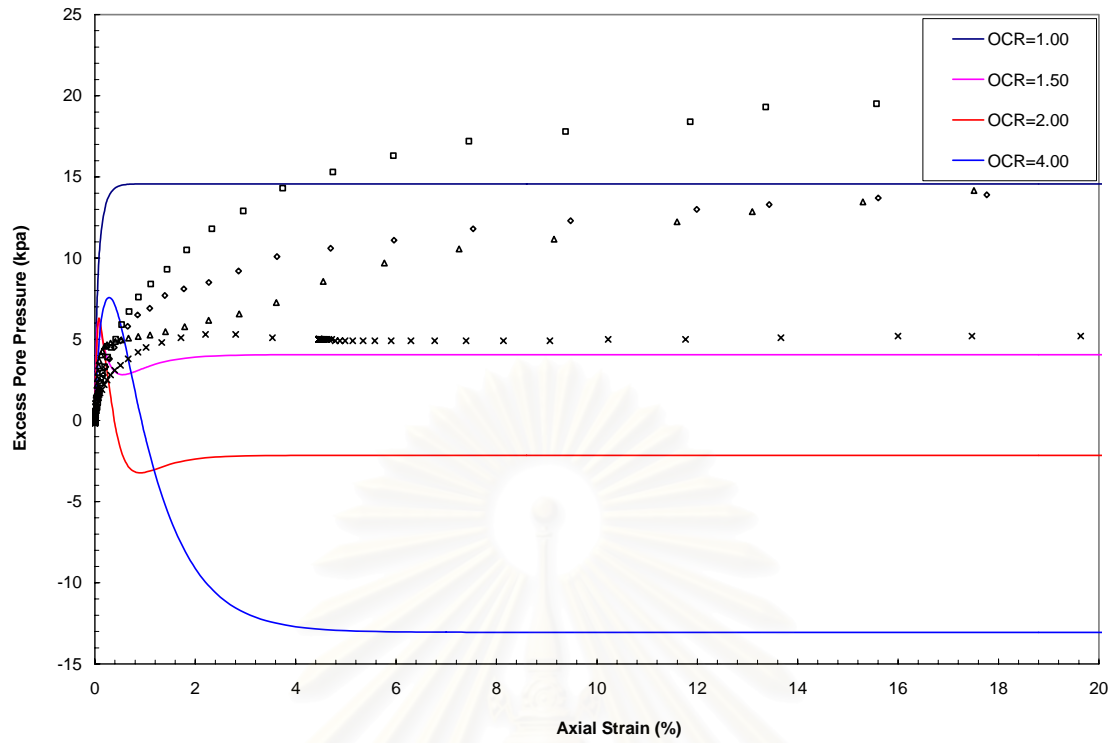
รูปที่ 7.64 ความสัมพันธ์ระหว่าง Pore Pressure กับ Axial strain (%) จากการคาดคะเนพฤติกรรมขณะทดสอบ CK_0UC ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3, ของตัวอย่างดินบางนา , ยุทธนา (2002)



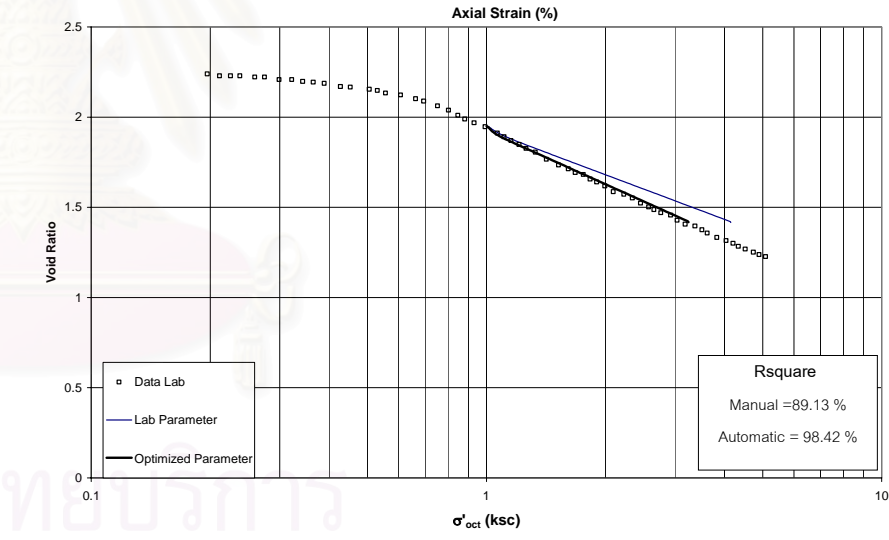
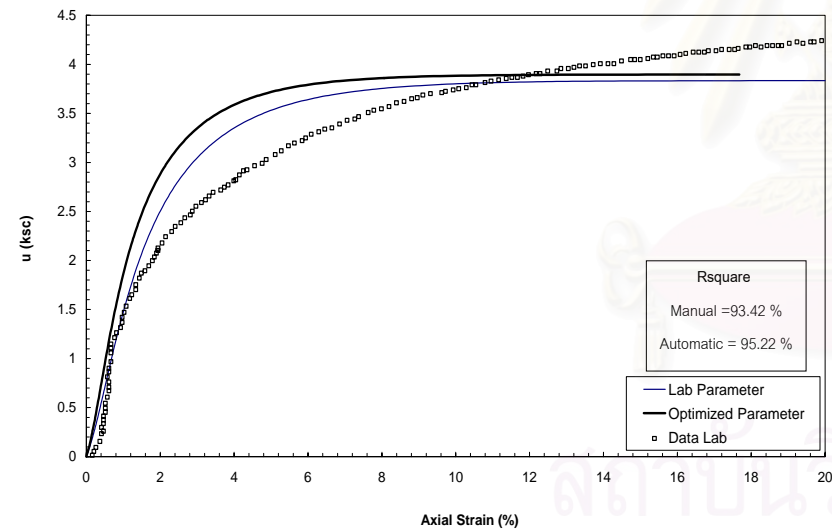
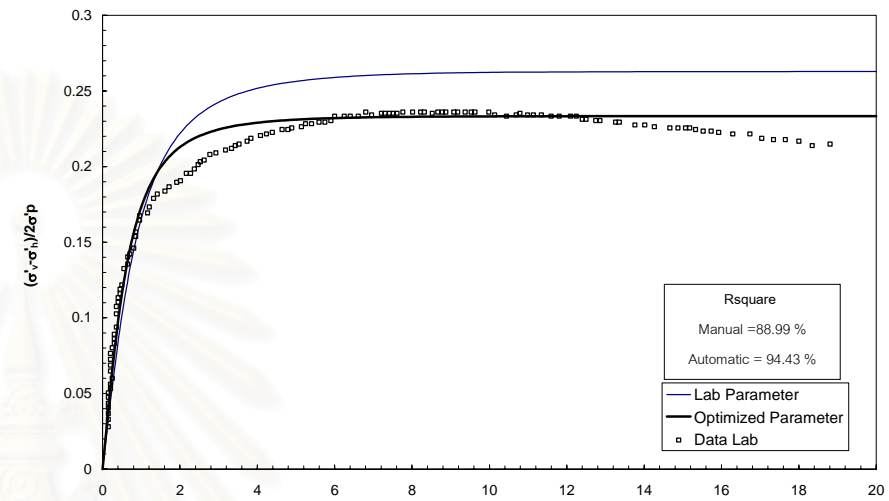
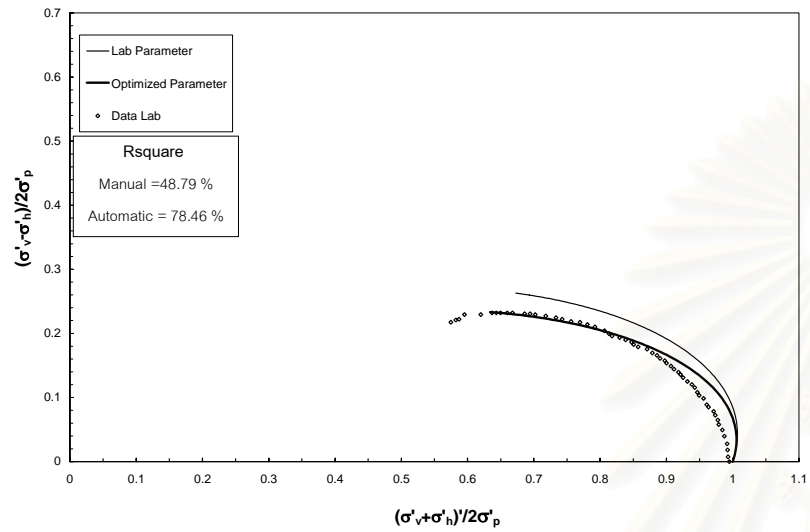
รูปที่ 7.65 ผลการคาดคะเนพฤติกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ด้วยแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 เทียบกับผลการทดสอบ CK_0UC ของตัวอย่างดินบางนา กรัณฑ์ (2002)



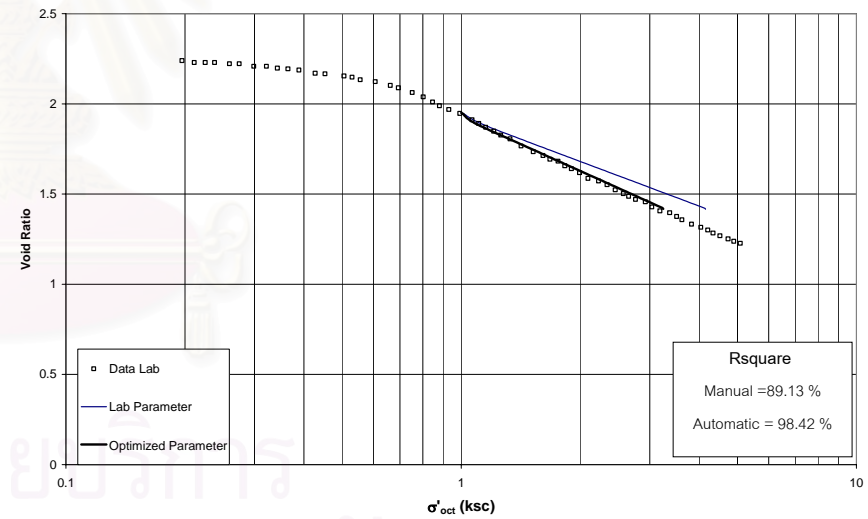
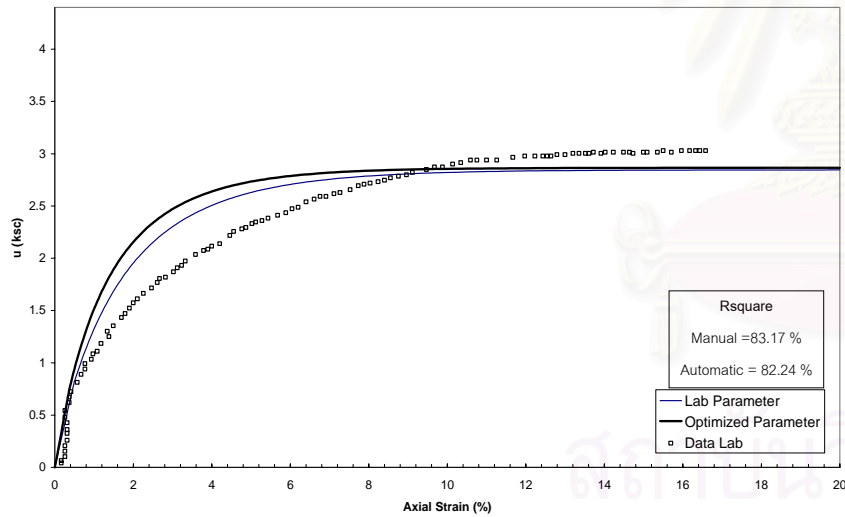
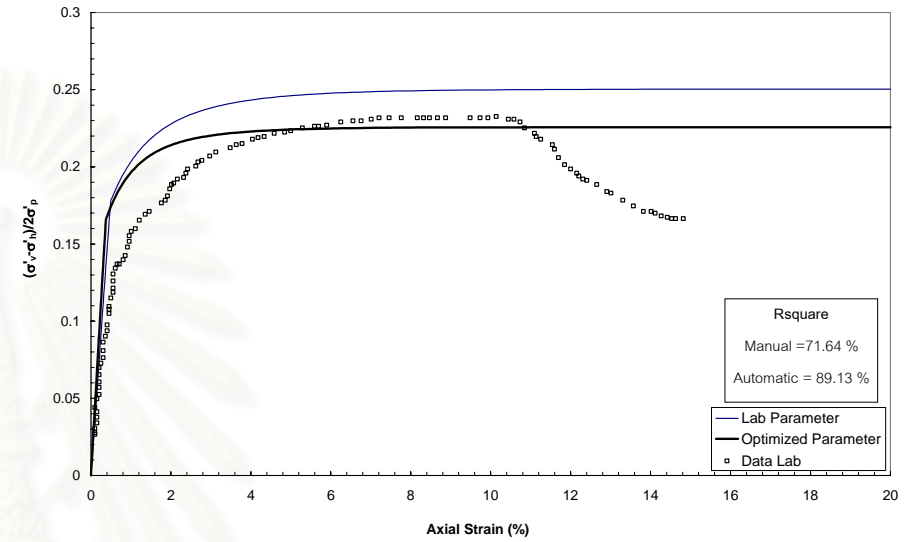
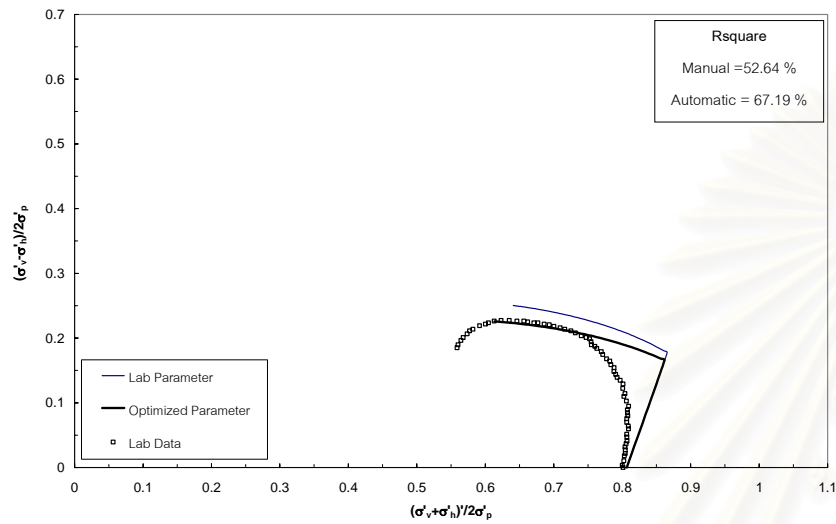
รูปที่ 7.66 ความสัมพันธ์ระหว่าง q/σ'_p กับ Axial strain (%) จากการคาดคะเนพฤติกรรมขณะทดสอบ CK_0UC ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 ของตัวอย่างดินบางนา , กรัณฑ์ (2002)



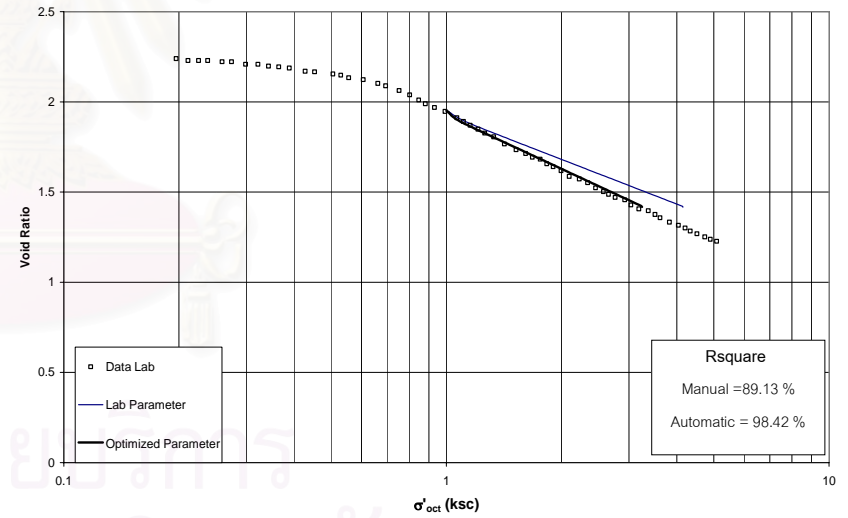
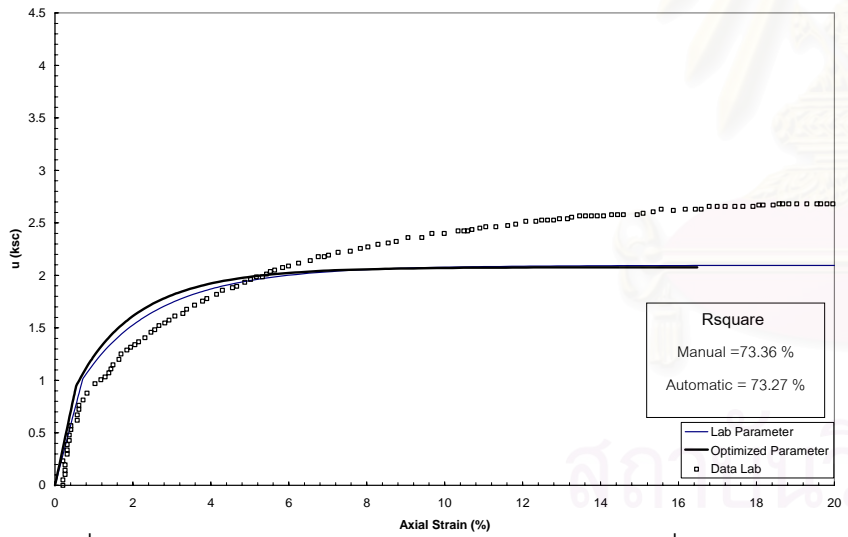
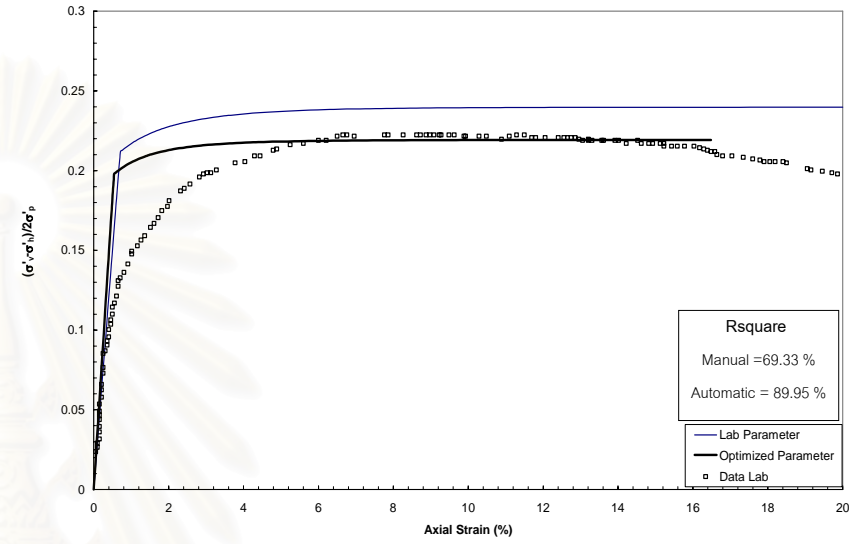
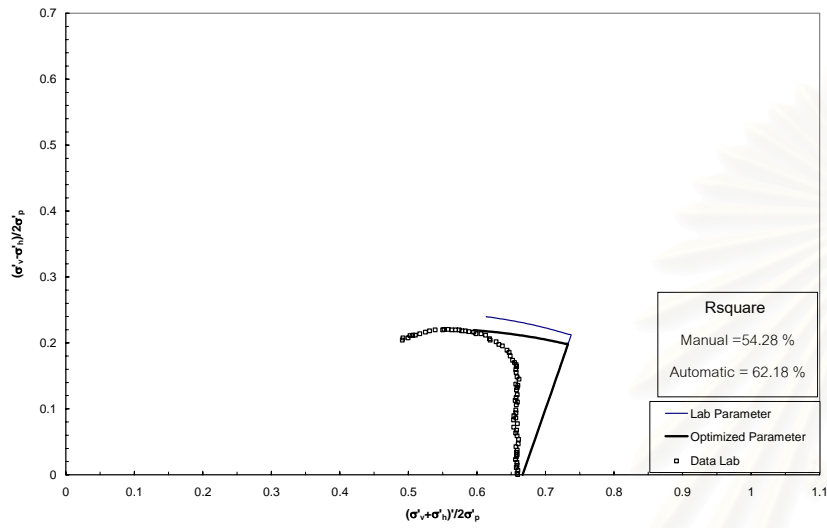
รูปที่ 7.67 ความสัมพันธ์ระหว่าง Pore Pressure กับ Axial strain (%) จากการทดสอบ พฤติกรรมขณะทดสอบ CK_0UC ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3, ของ ตัวอย่างดินบางนา , ทรัพย์ (2002)



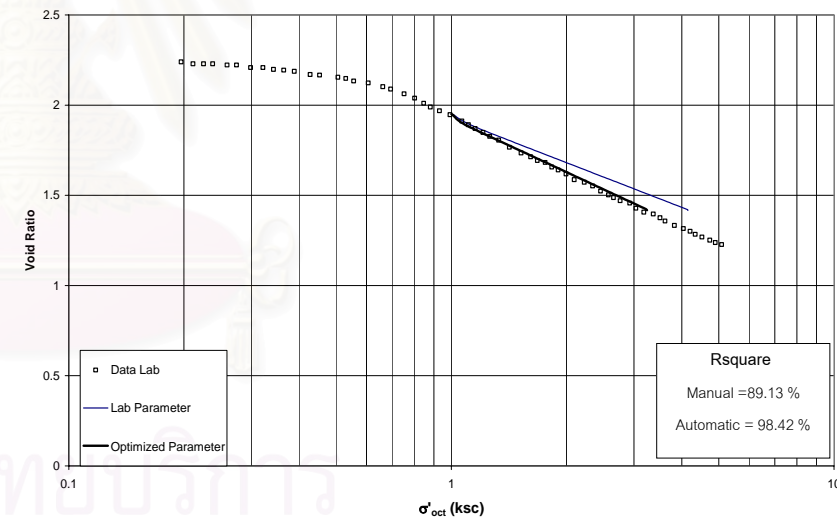
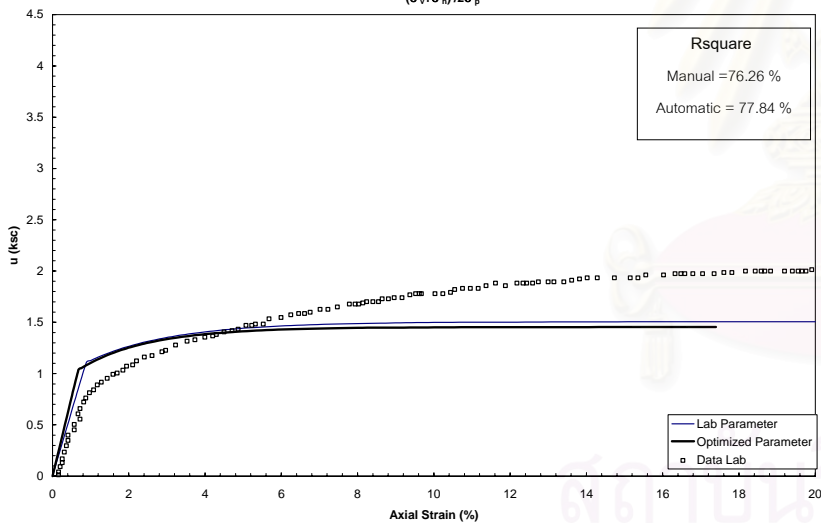
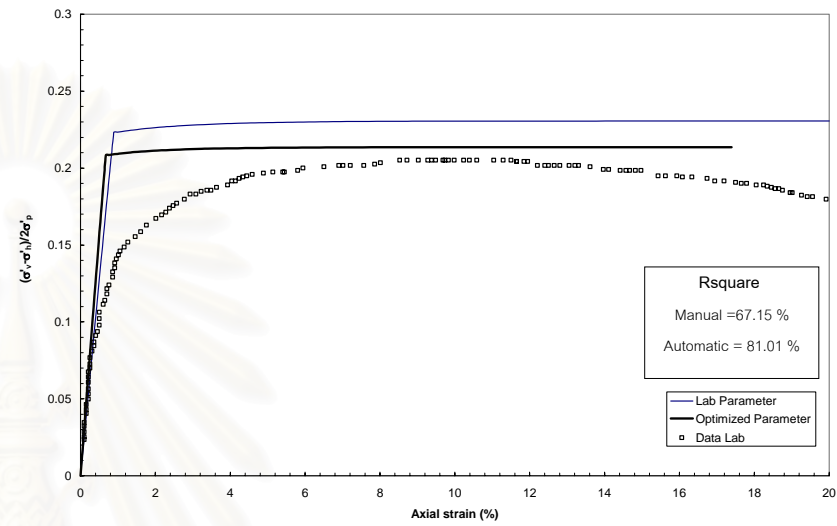
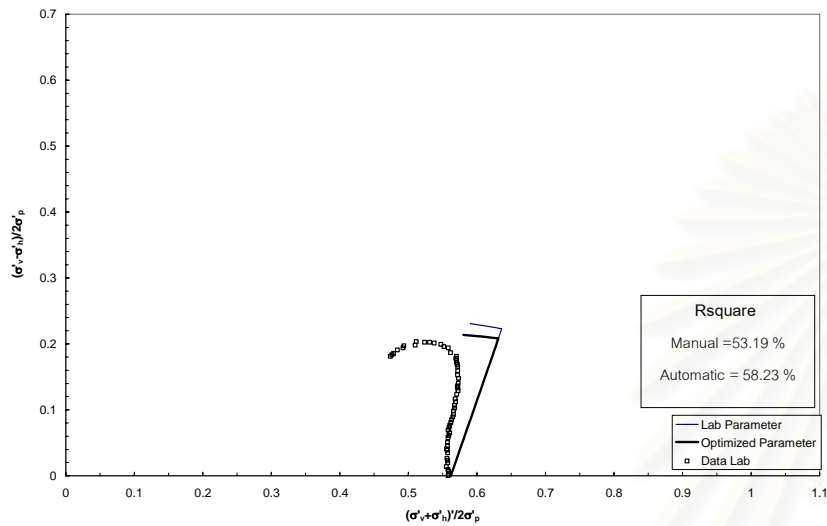
รูปที่ 7.68 ผลการเปรียบเทียบ R² ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการและจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CIU, OCR = 1.00 ของ KIM (1991) โดยใช้แบบจำลอง MCC



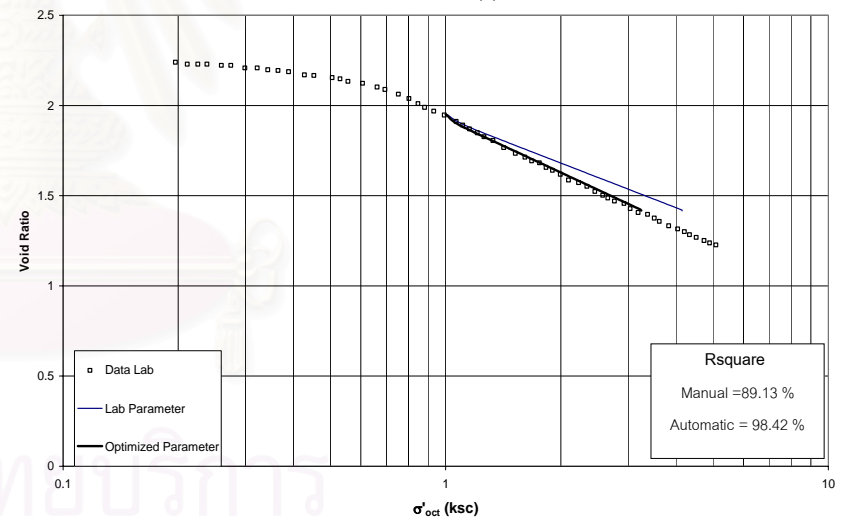
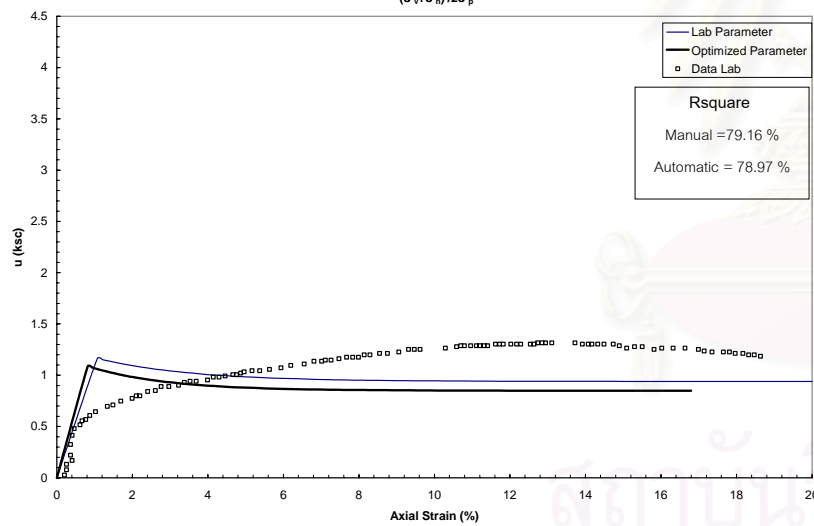
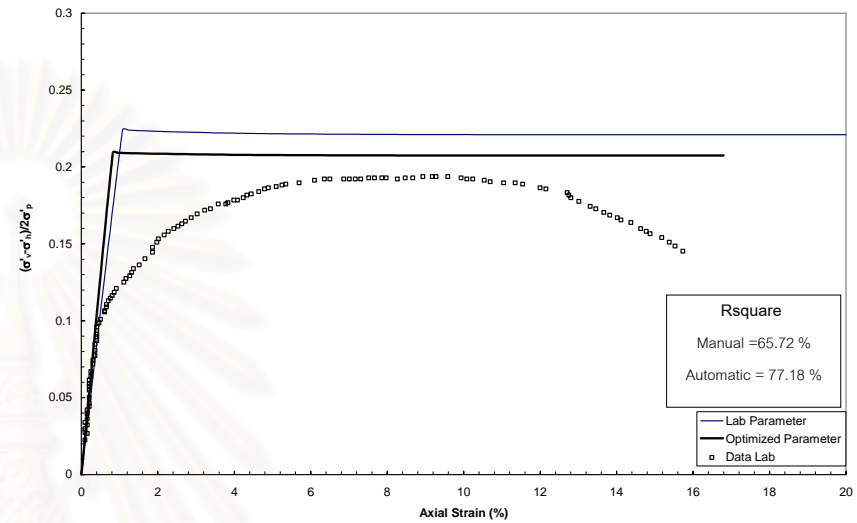
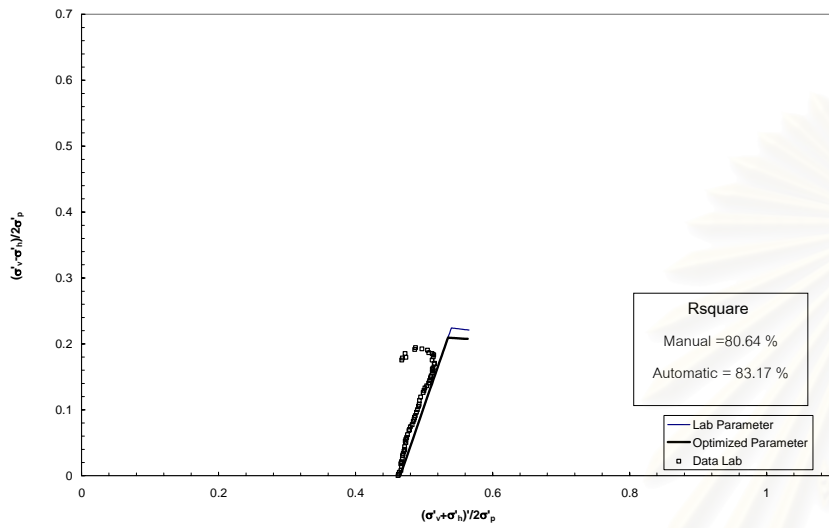
รูปที่ 7.69 ผลการเปรียบเทียบ R² ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการและจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CIU, OCR = 1.24 ของ KIM (1991) โดยใช้แบบจำลอง MCC



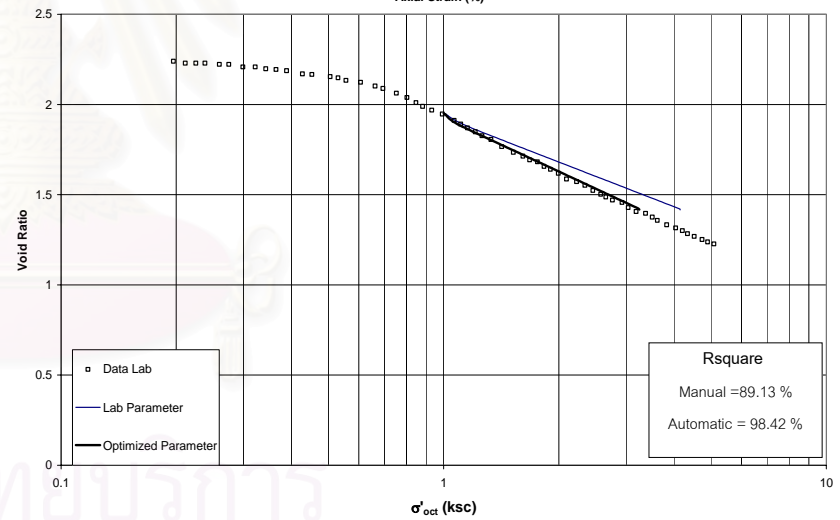
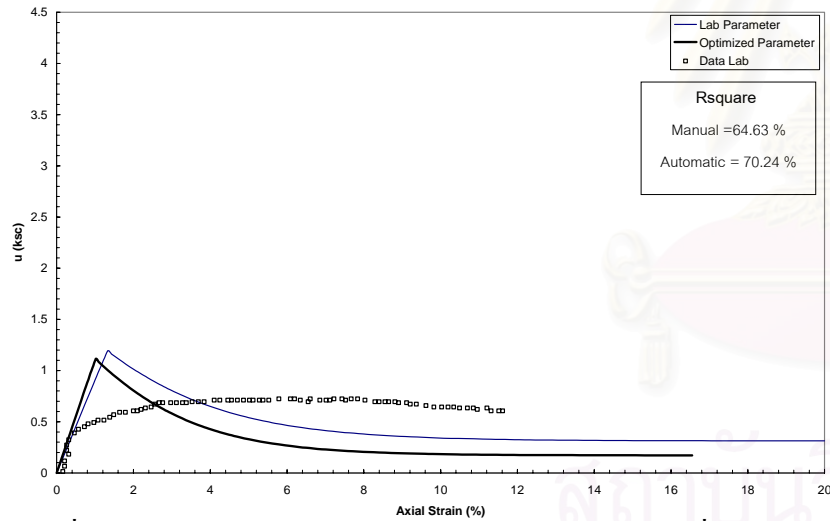
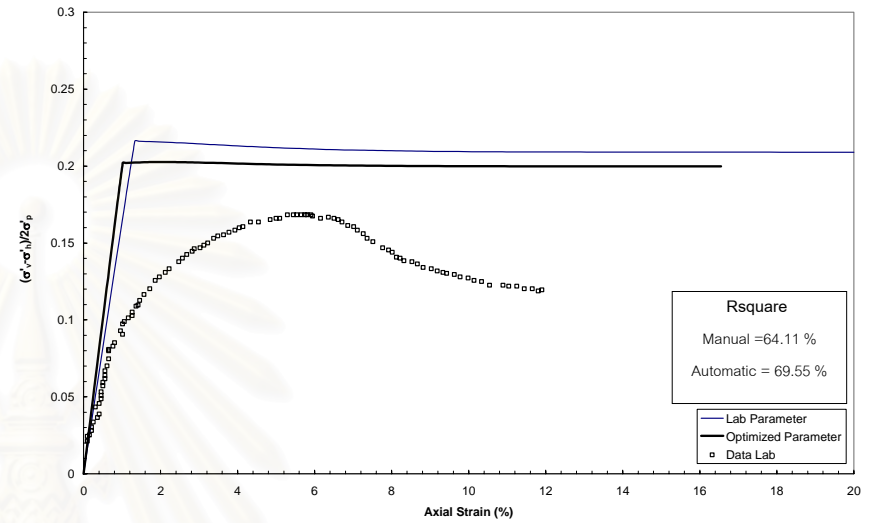
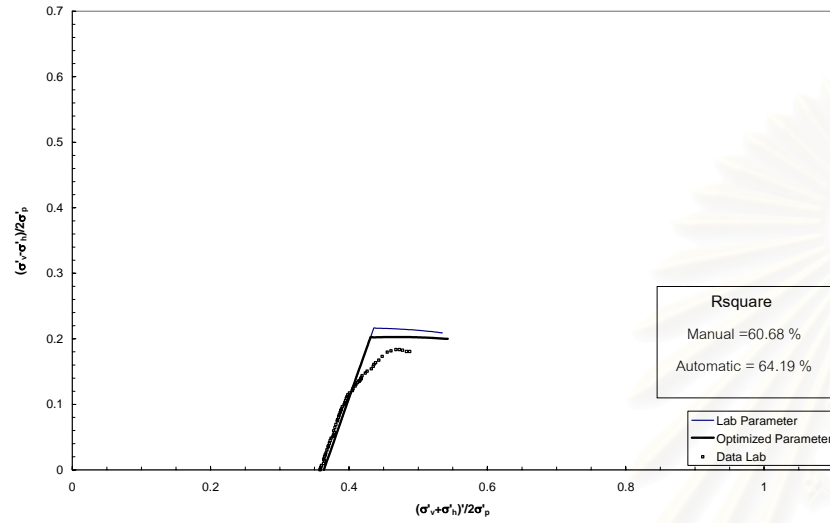
รูปที่ 7.70 ผลการเปรียบเทียบ R² ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการและจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CIU, OCR = 1.50 ของ KIM (1991) โดยใช้แบบจำลอง MCC



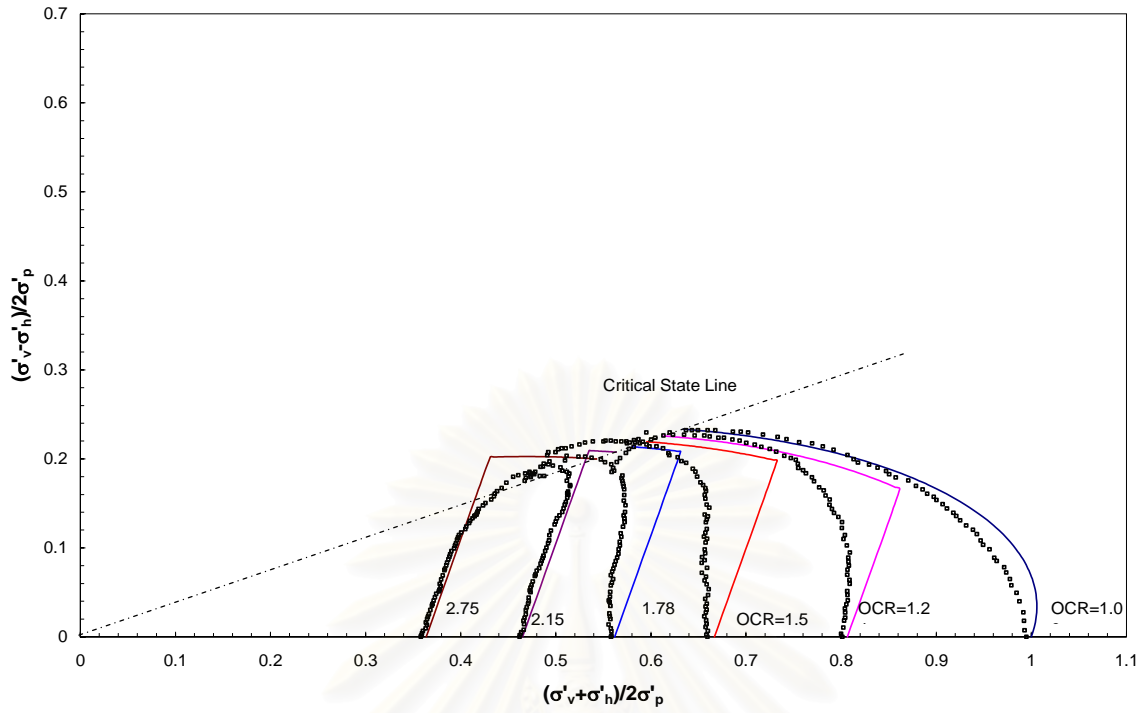
รูปที่ 7.71 ผลการเปรียบเทียบ R^2 ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการและจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CIU, OCR = 1.78 ของ KIM (1991) โดยใช้แบบจำลอง MCC



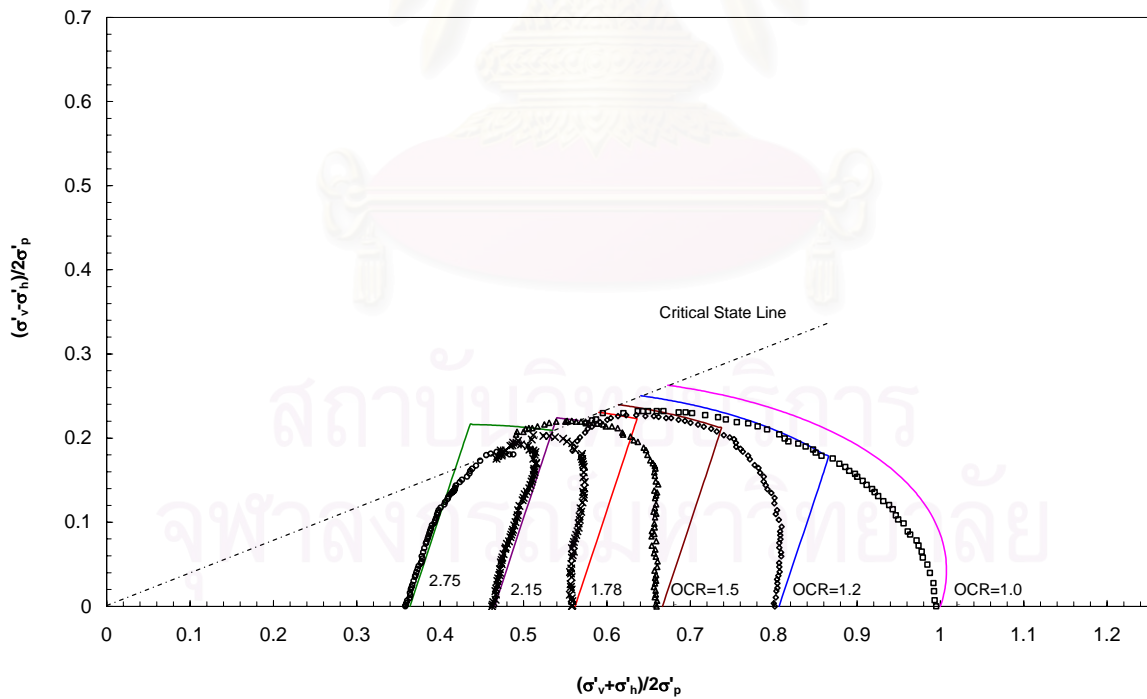
รูปที่ 7.72 แสดงผลการเปรียบเทียบ R^2 ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการและจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CIU, OCR = 2.15 ของ KIM (1991) โดยใช้แบบจำลอง MCC



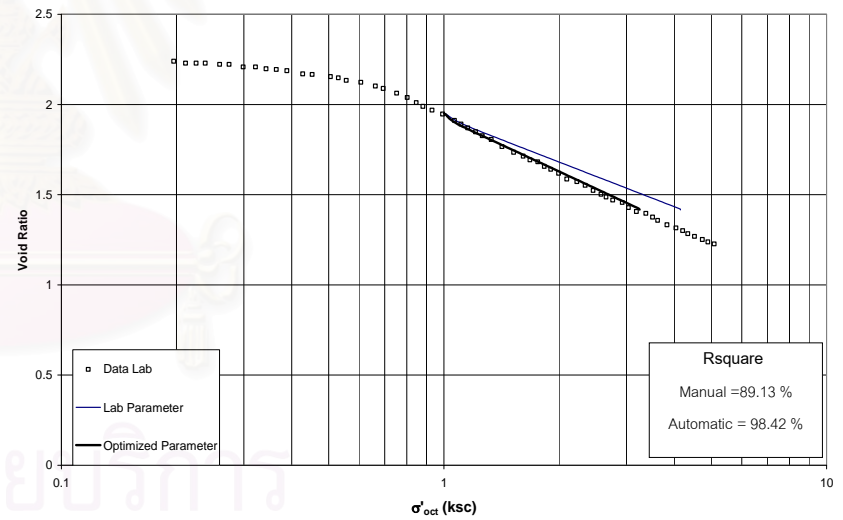
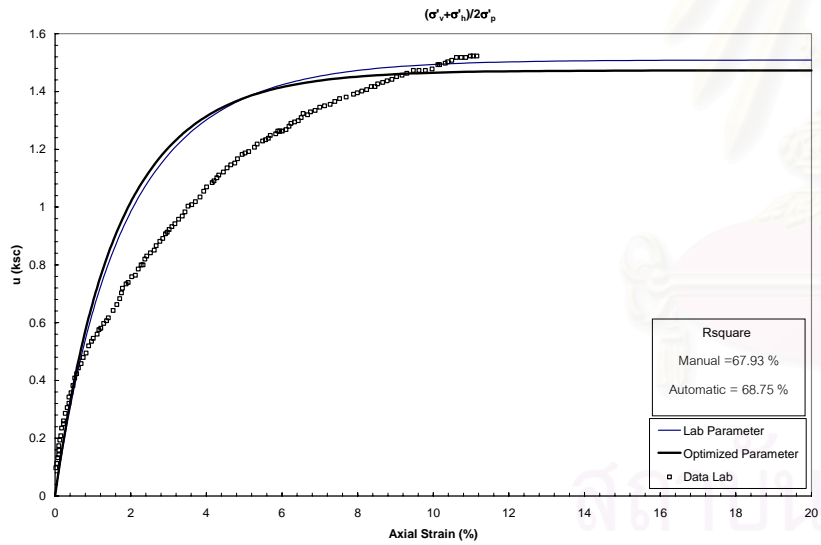
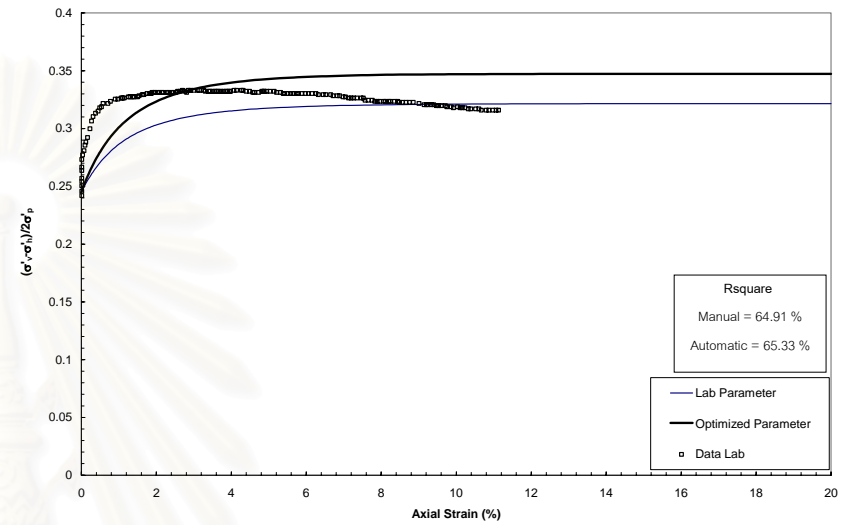
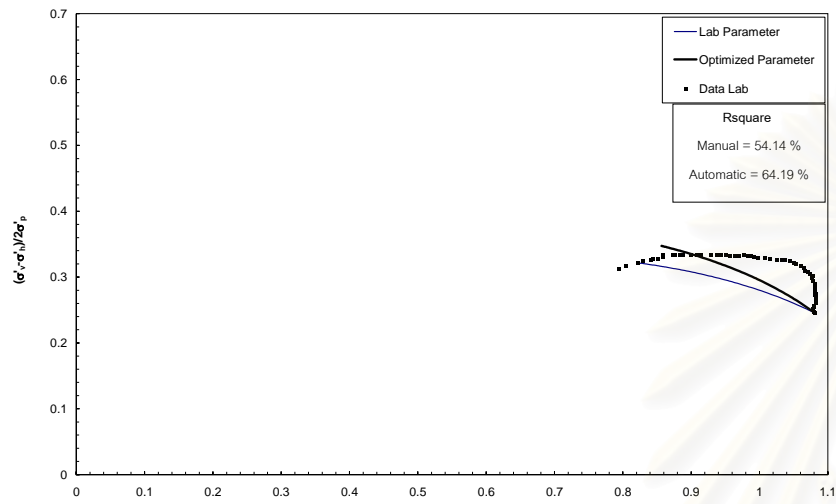
รูปที่ 7.73 แสดงผลการเปรียบเทียบ R^2 ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการและจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CIU, OCR = 2.75 ของ KIM (1991) โดยใช้แบบจำลอง MCC



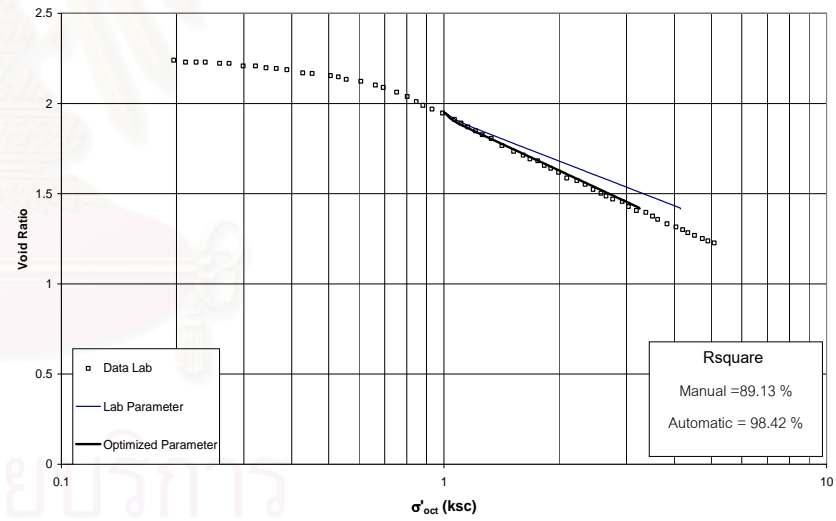
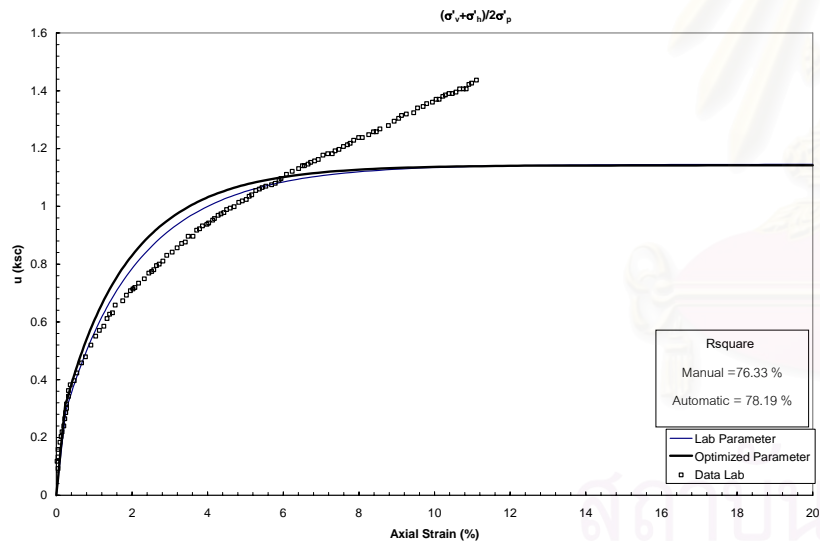
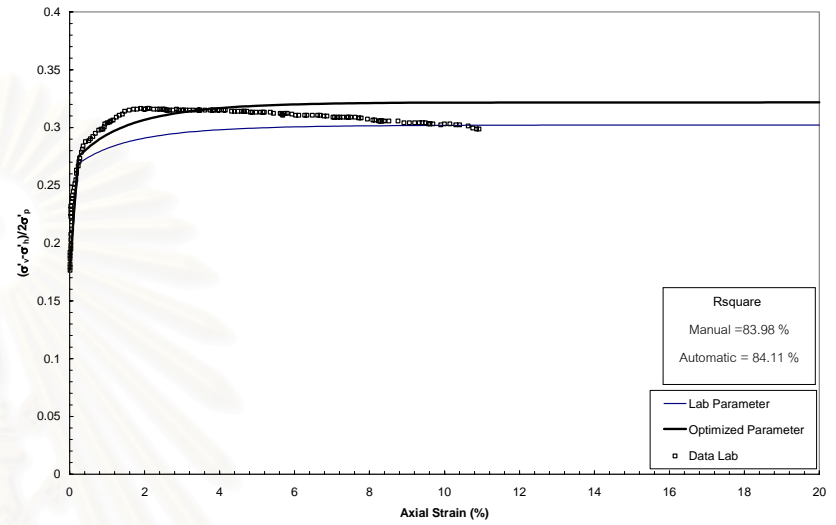
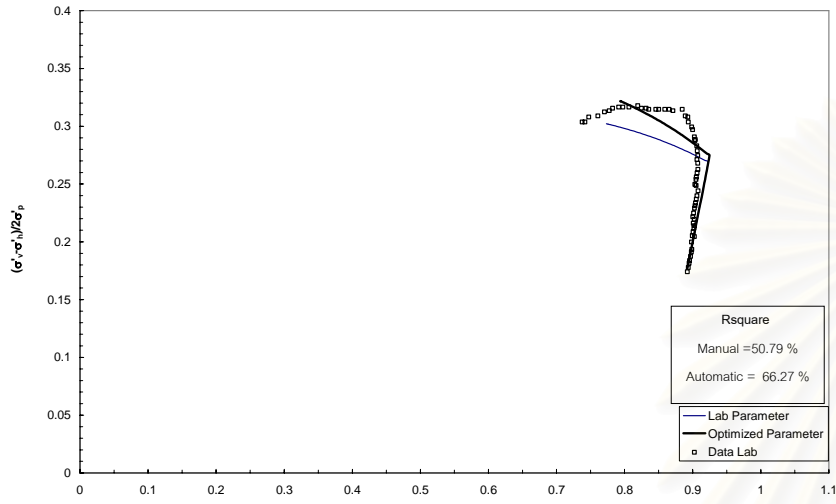
รูปที่ 7.74 ก. การจำลองพฤติกรรมดินด้วยแบบจำลอง MCC จากพารามิเตอร์ที่ได้จากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CIU, KIM (1991)



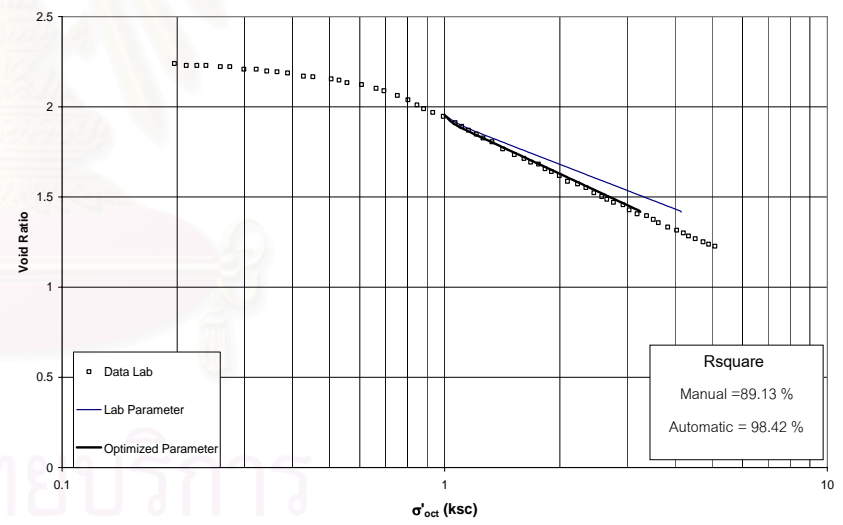
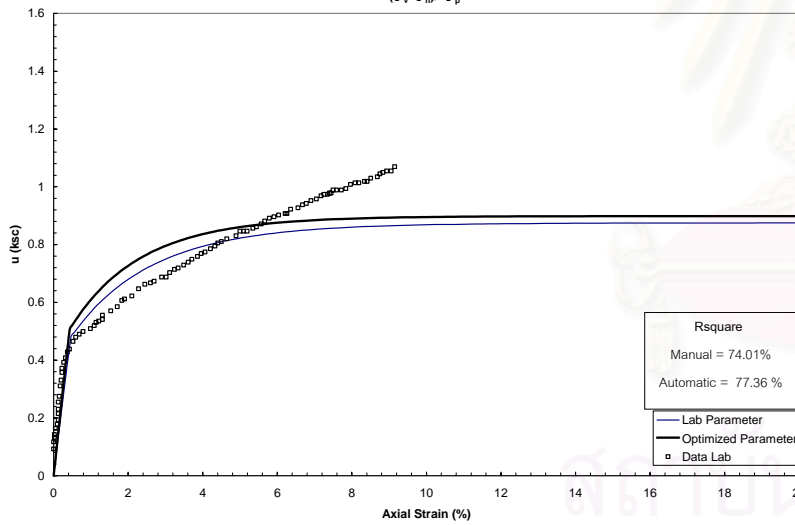
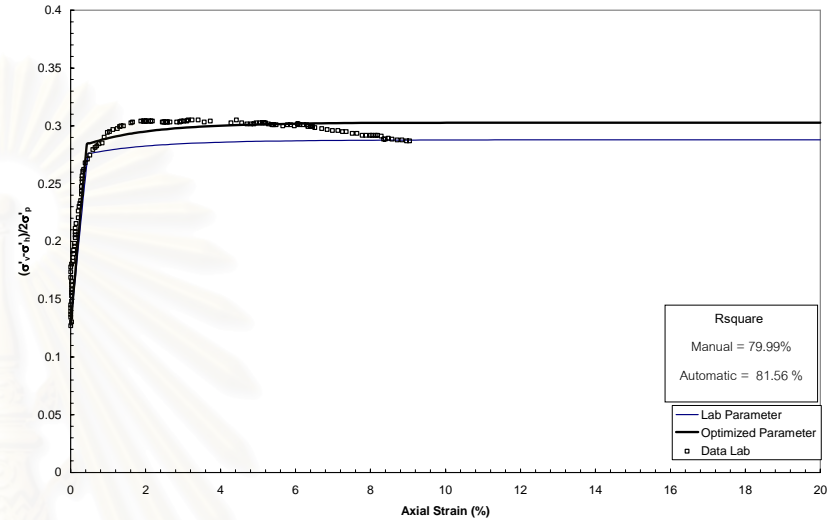
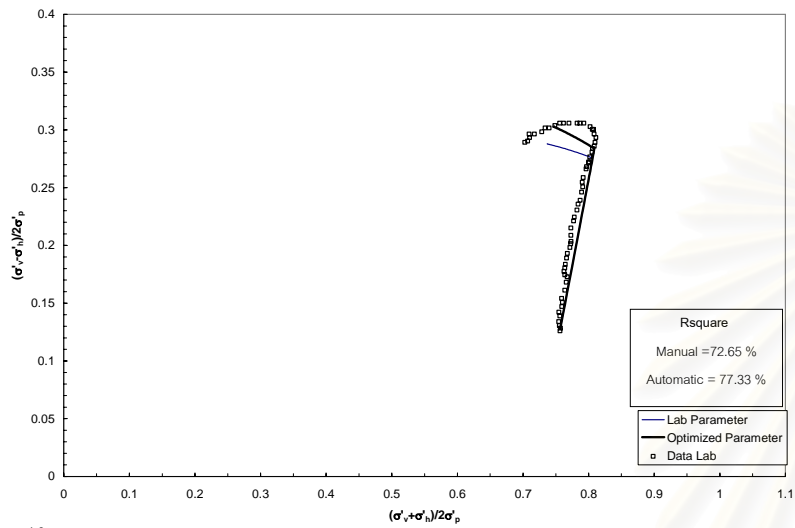
รูปที่ 7.74 ข. การจำลองพฤติกรรมดินด้วยแบบจำลอง MCC จากพารามิเตอร์ที่ได้จากวิธี Manual เทียบกับผลการทดสอบ CIU, KIM (1991)



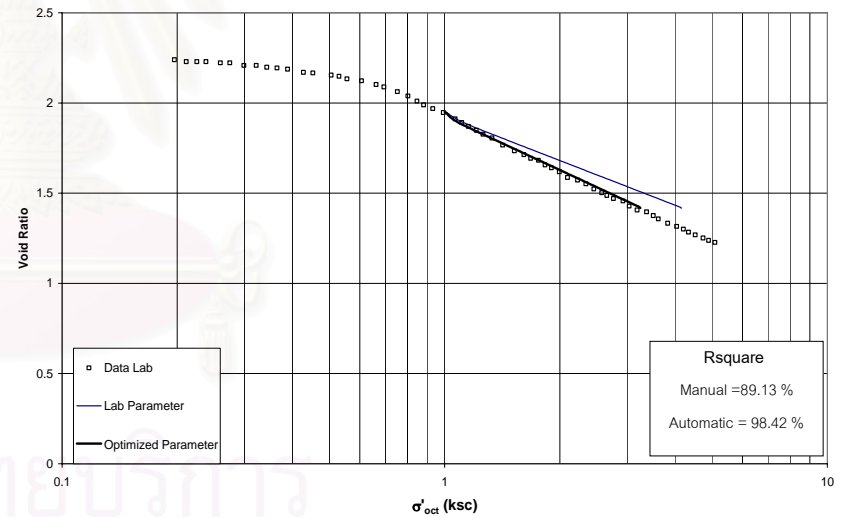
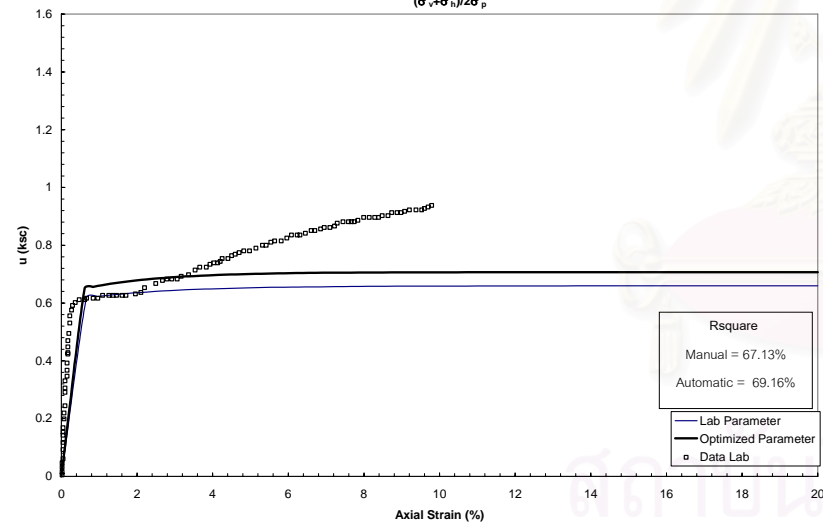
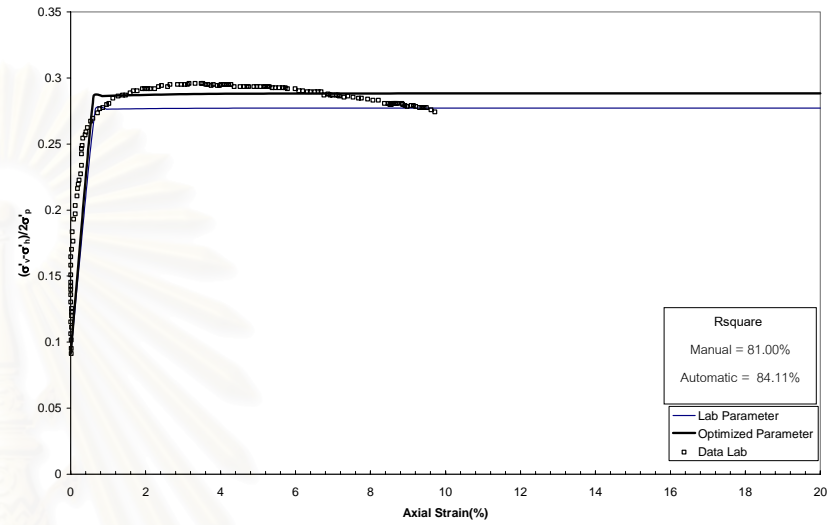
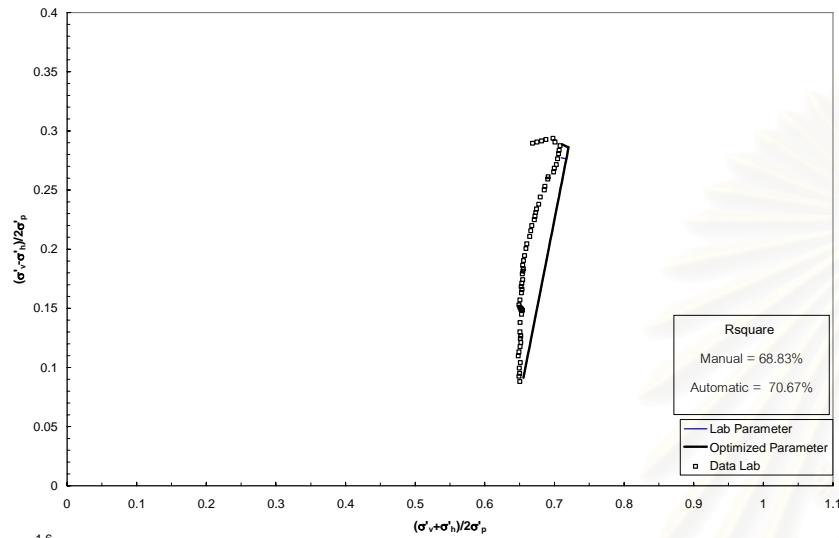
รูปที่ 7.75 ผลการเปรียบเทียบ R^2 ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการและจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CK_0UC , $OCR = 1.00$ ของ KIM (1991) โดยใช้แบบจำลอง MCC



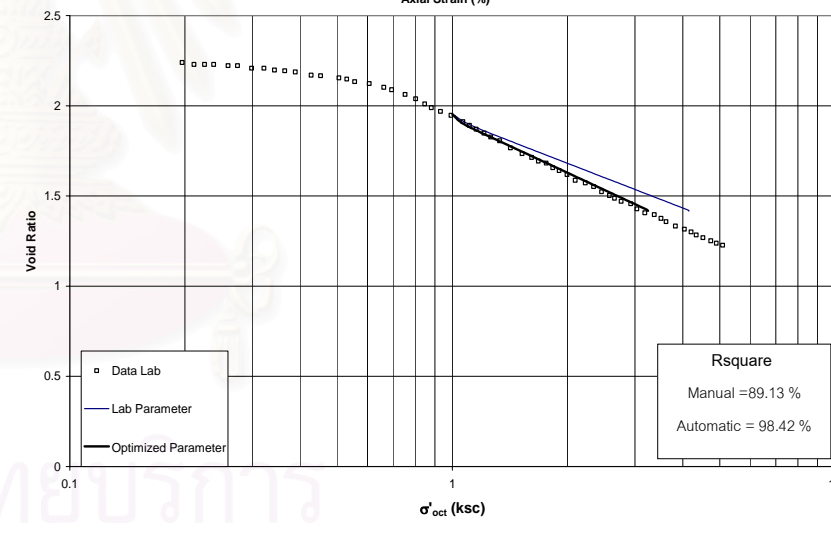
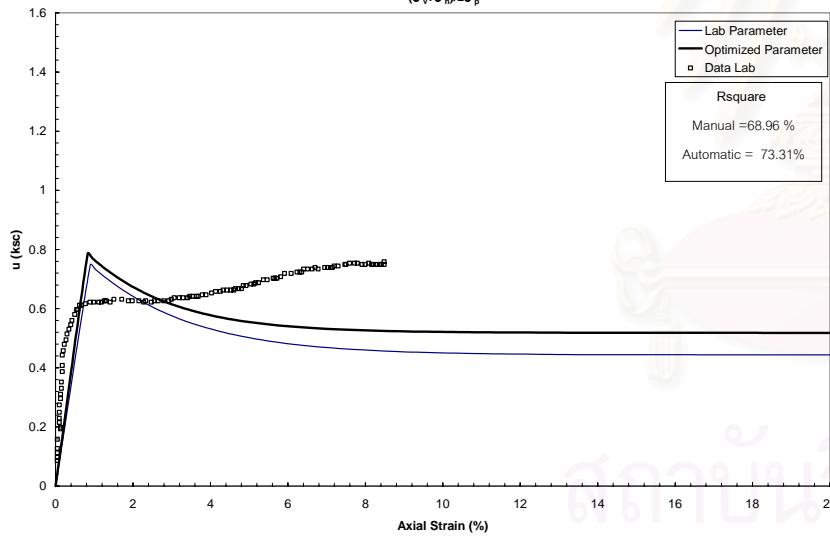
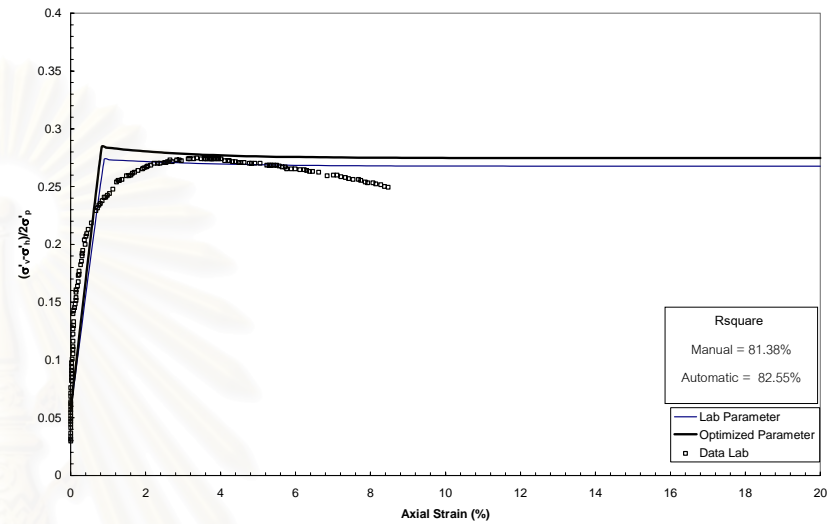
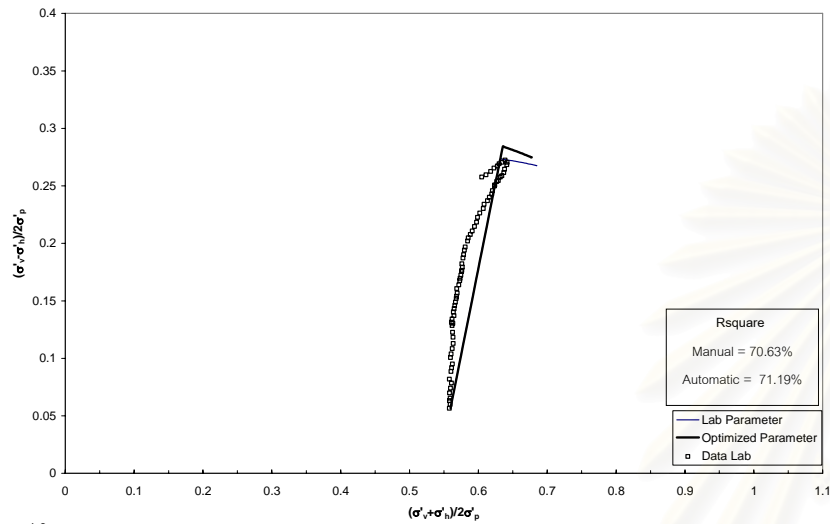
รูปที่ 7.76 ผลการเปรียบเทียบ R^2 ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการและจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CK_{0UC} , $OCR = 1.24$ ของ KIM (1991) โดยใช้แบบจำลอง MCC



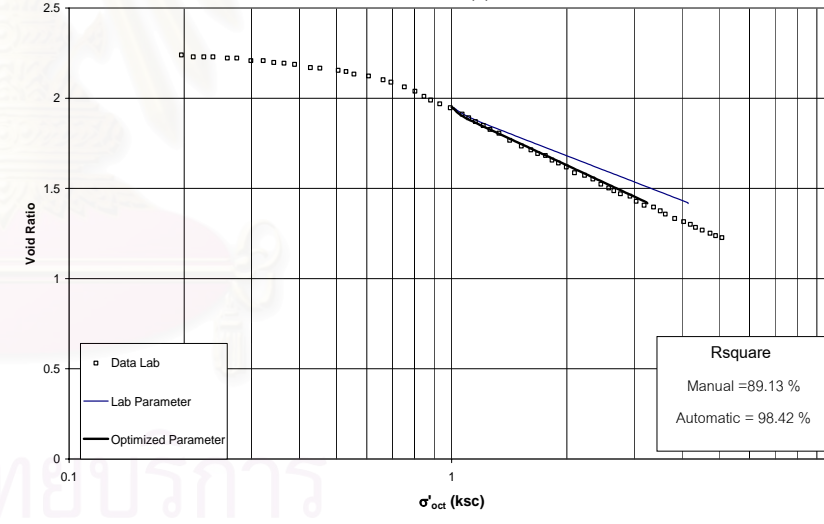
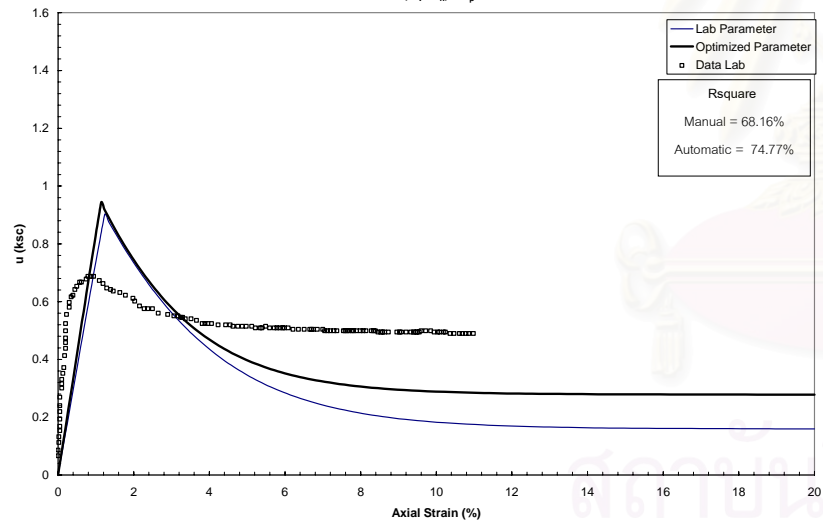
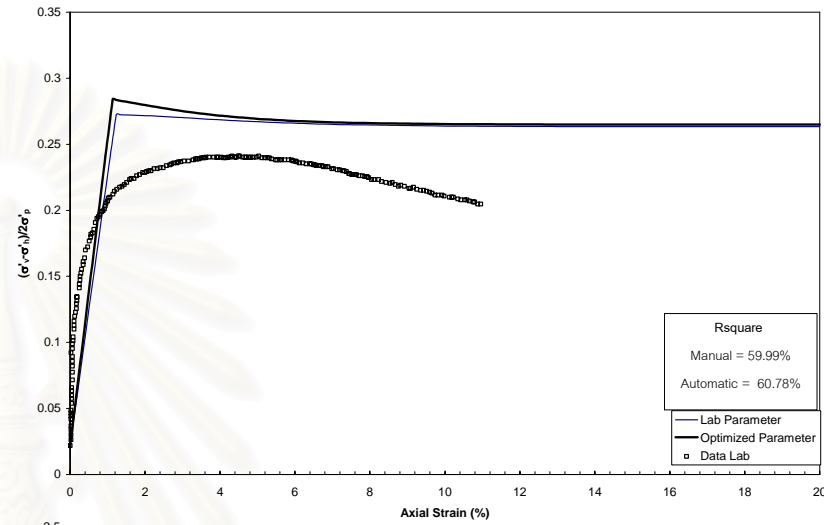
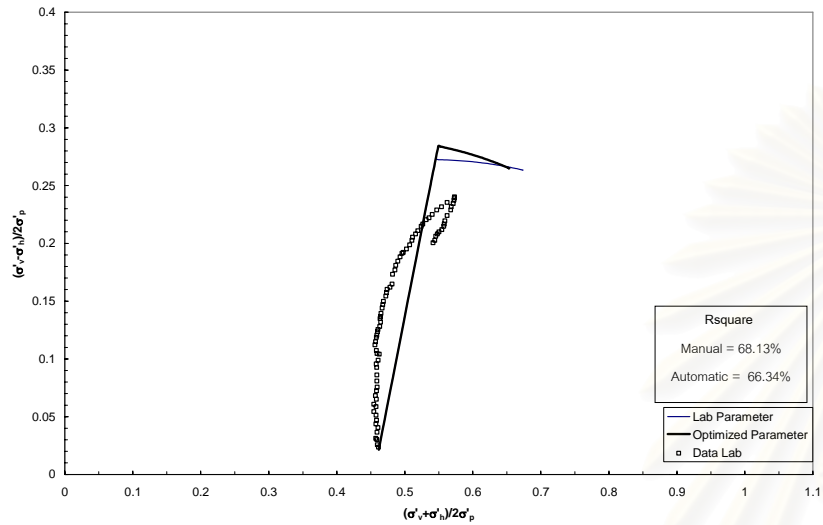
รูปที่ 7.77 ผลการเปรียบเทียบ R^2 ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการและจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CK_0UC , $OCR = 1.50$ ของ KIM (1991) โดยใช้แบบจำลอง MCC



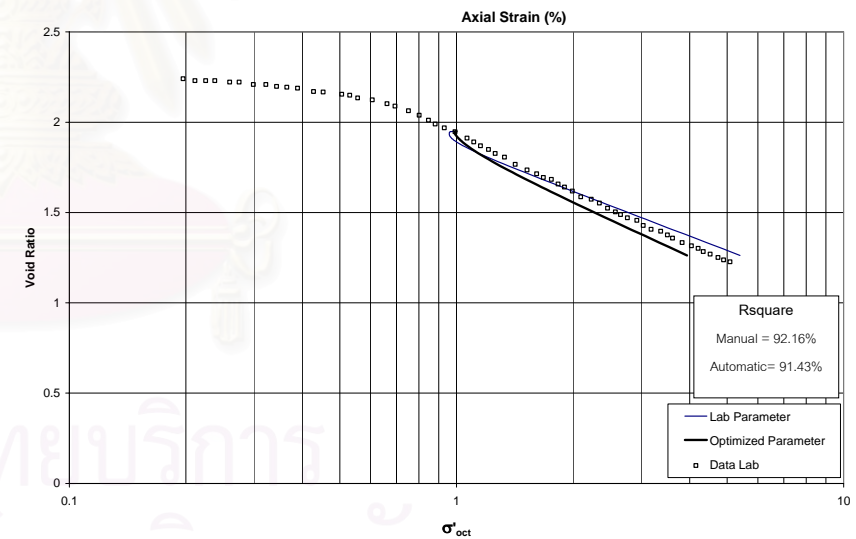
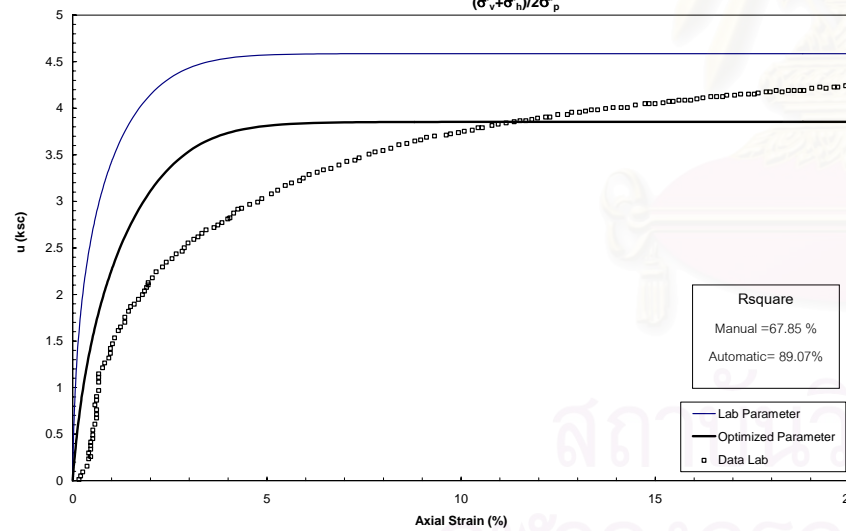
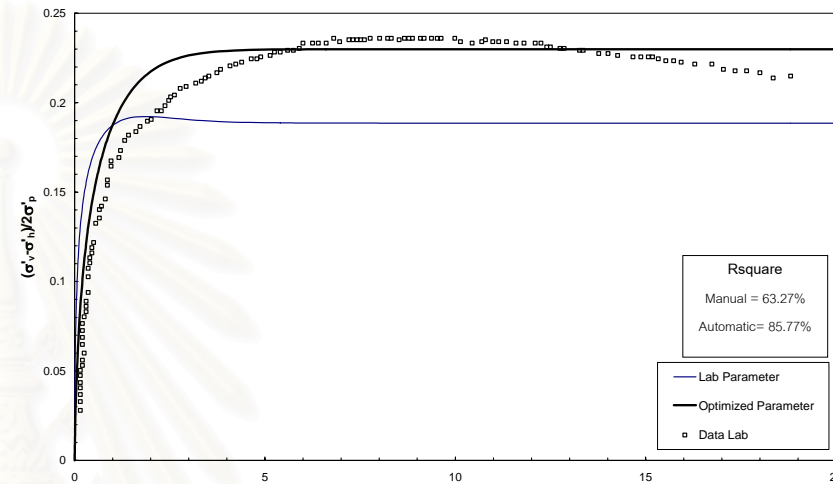
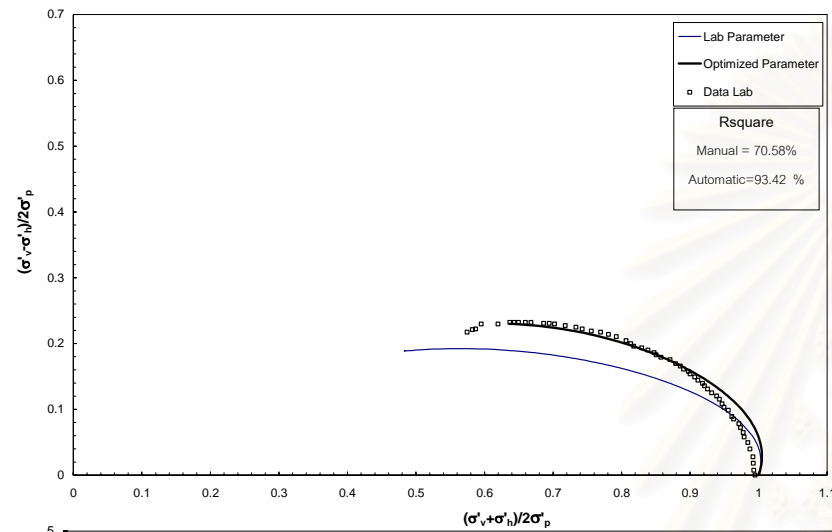
รูปที่ 7.78 ผลการเปรียบเทียบ R^2 ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการและจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CK_0UC , $OCR = 1.78$ ของ KIM (1991) โดยใช้แบบจำลอง MCC



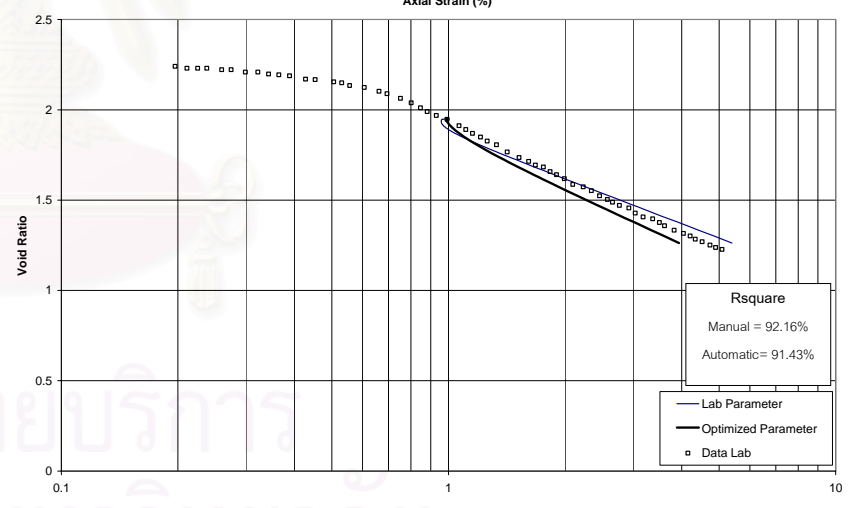
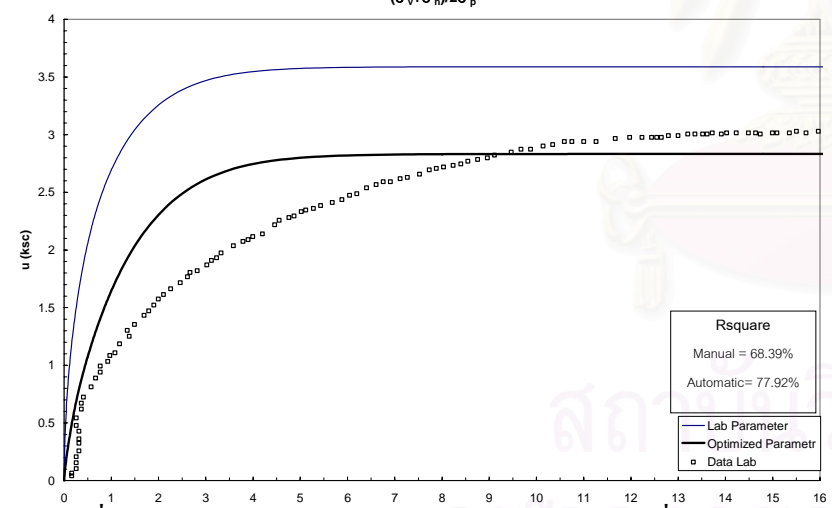
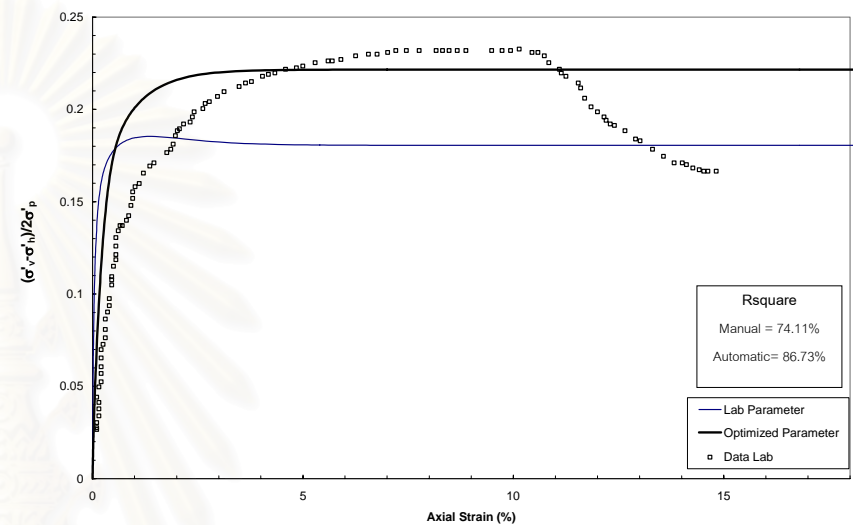
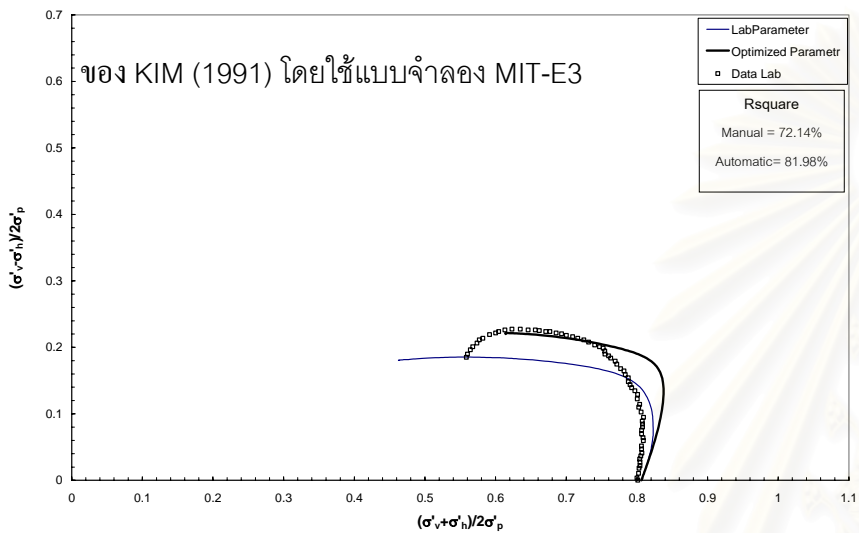
รูปที่ 7.79 ผลการเปรียบเทียบ R^2 ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการและจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CK_0UC , $OCR = 2.15$ ของ KIM (1991) โดยใช้แบบจำลอง MCC



รูปที่ 7.80 ผลการเปรียบเทียบ R^2 ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการและจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CK_0UC , $OCR = 2.75$ ของ KIM (1991) โดยใช้แบบจำลอง MCC

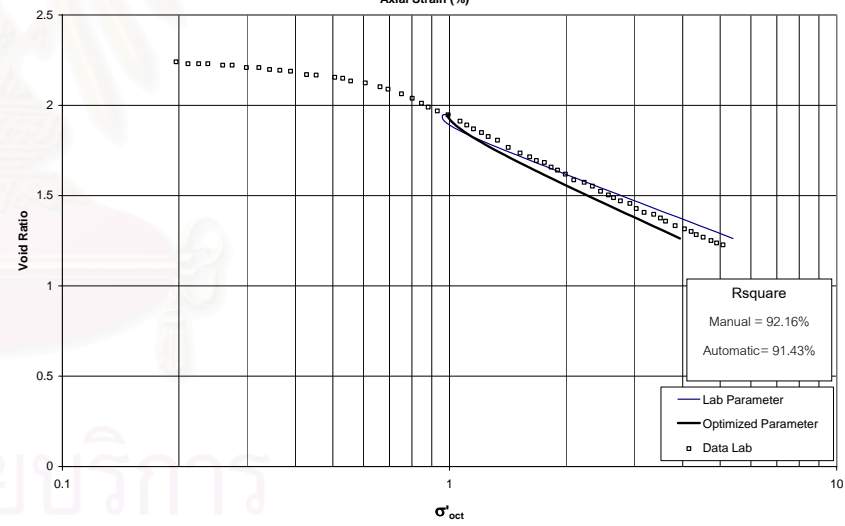
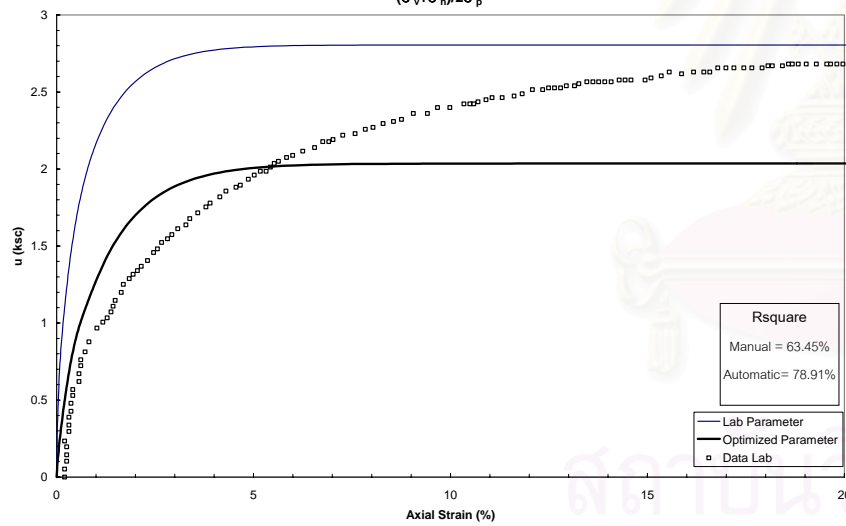
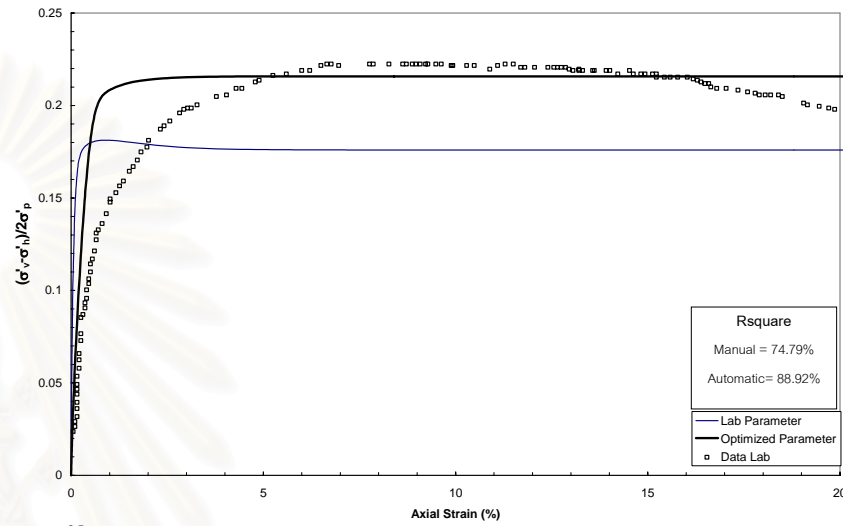
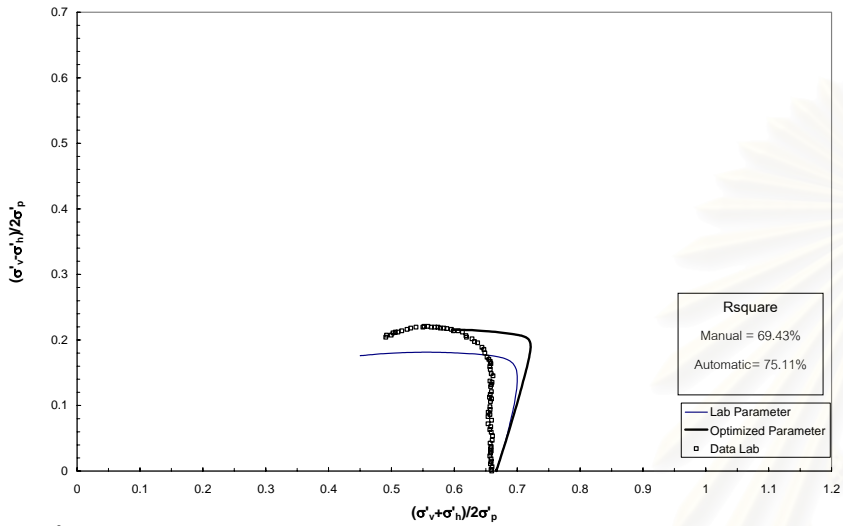


รูปที่ 7.81 ผลการเปรียบเทียบ R² ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการและจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CIU, OCR = 1.00

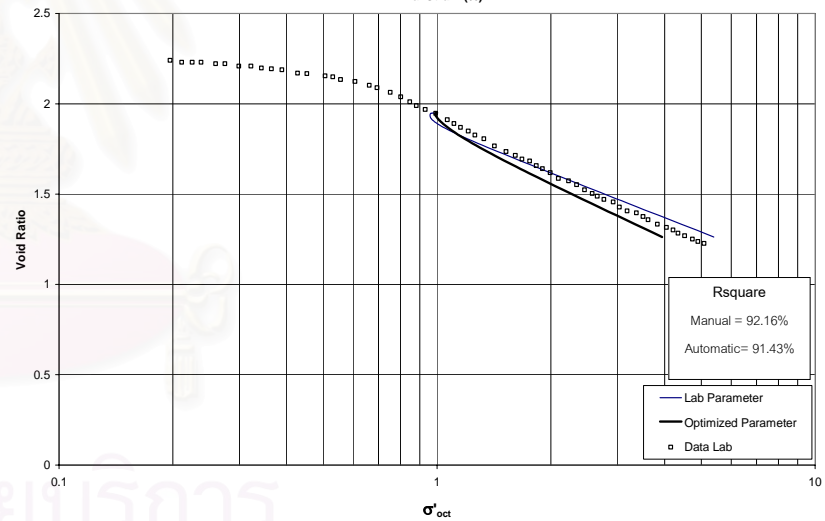
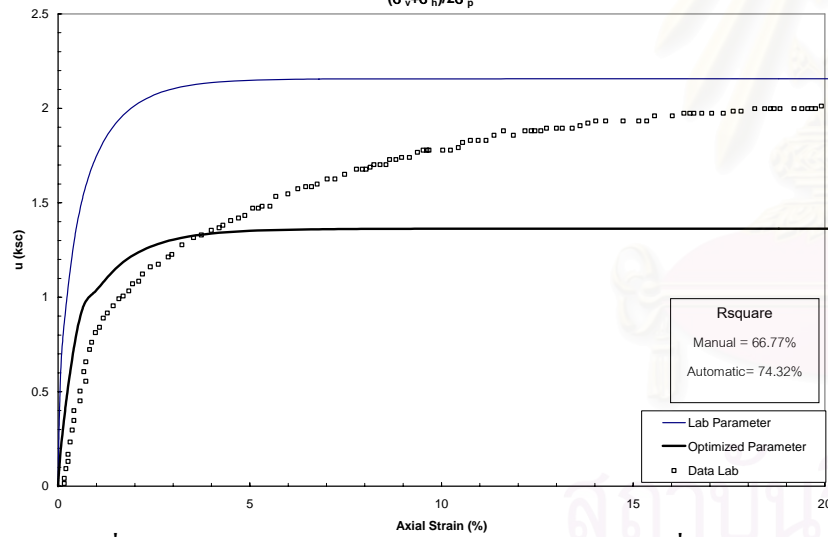
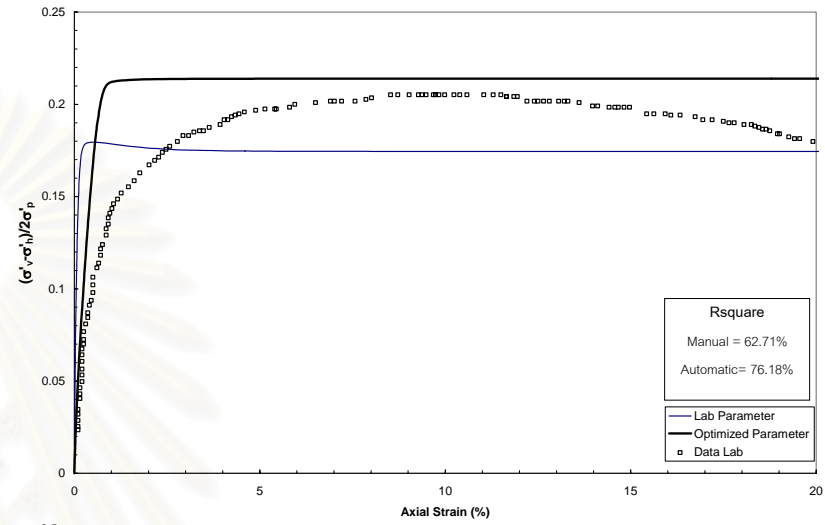
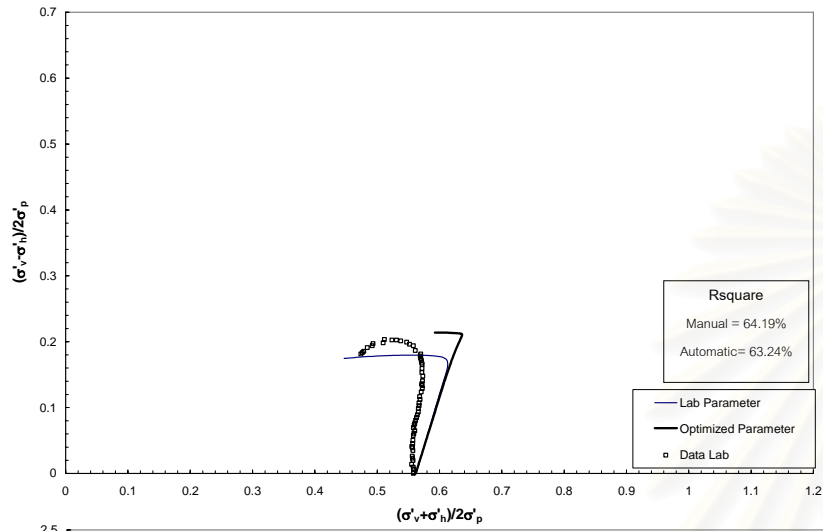


รูปที่ 7.82 ผลการเปรียบเทียบ R² ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการและจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CIU, OCR = 1.24

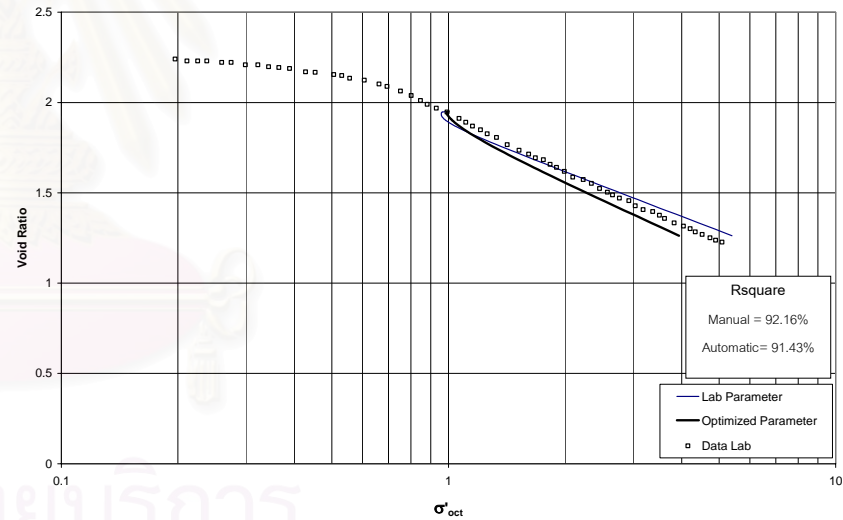
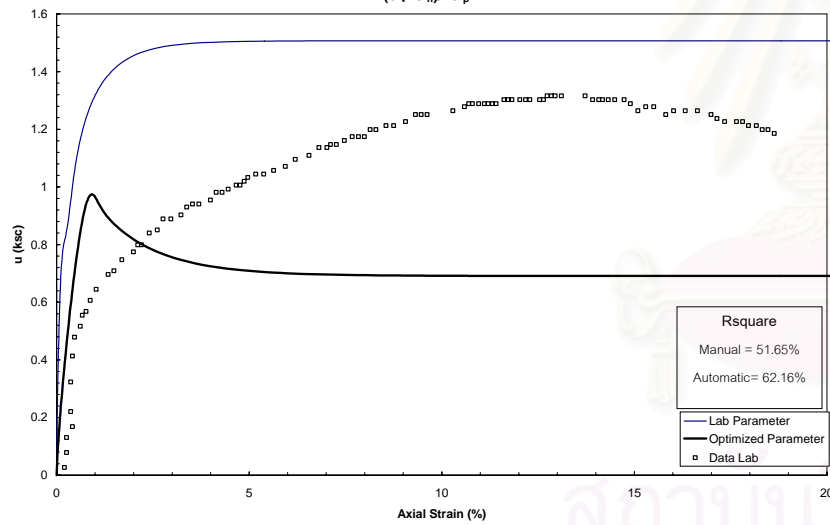
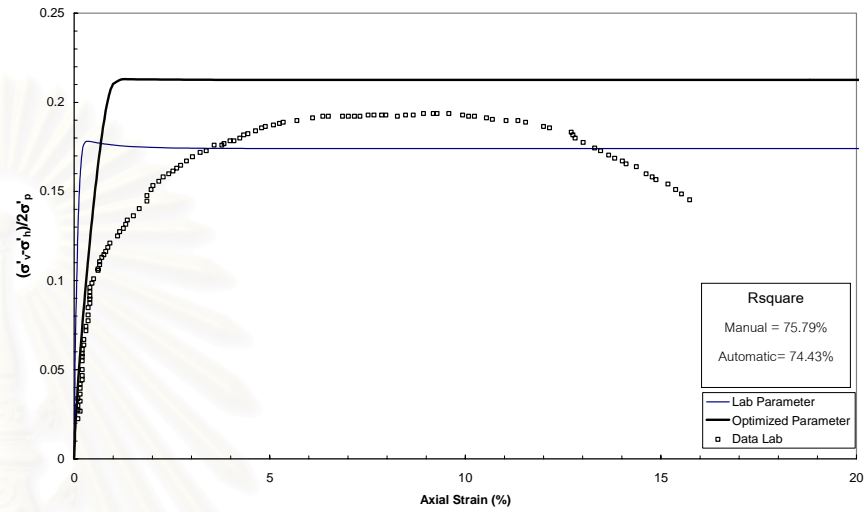
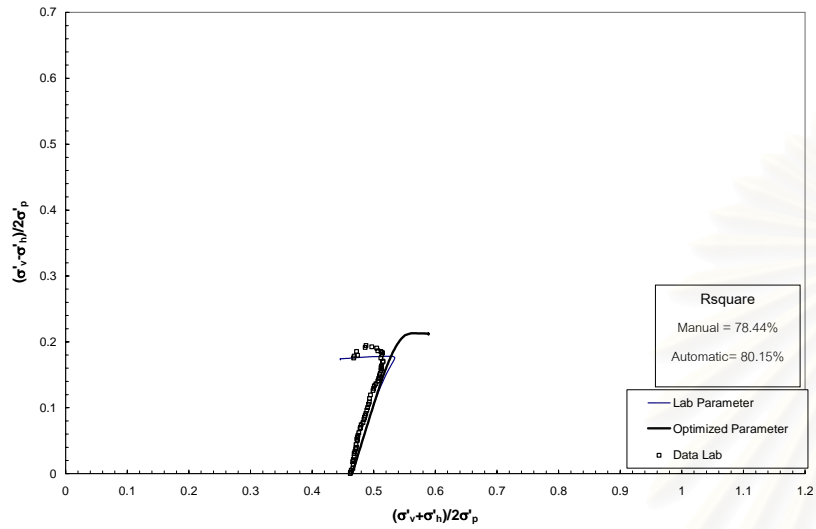
ของ KIM (1991) โดยใช้แบบจำลอง MIT-E3



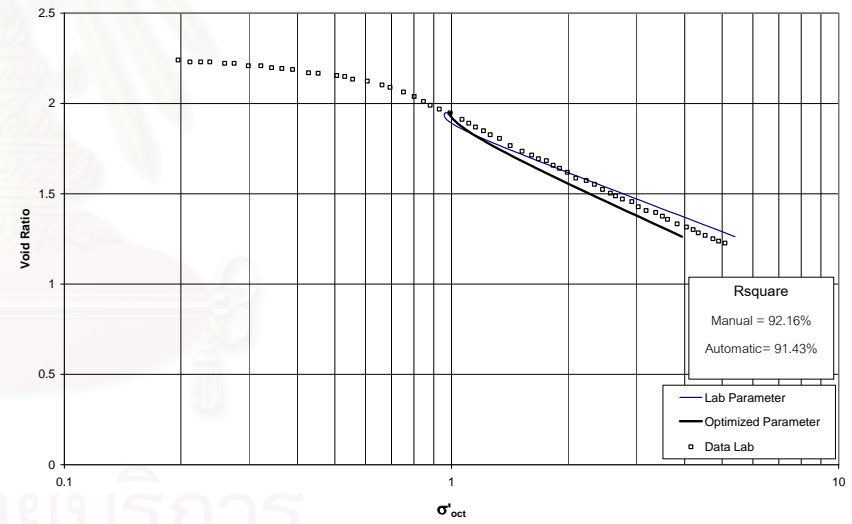
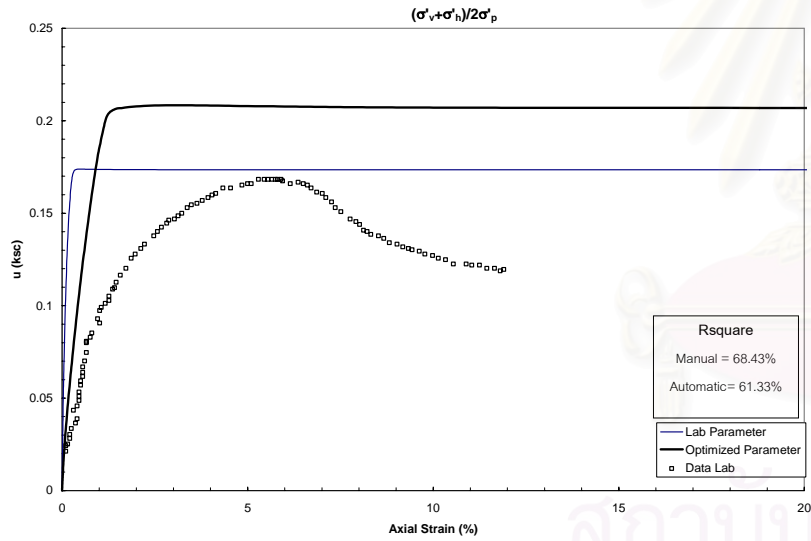
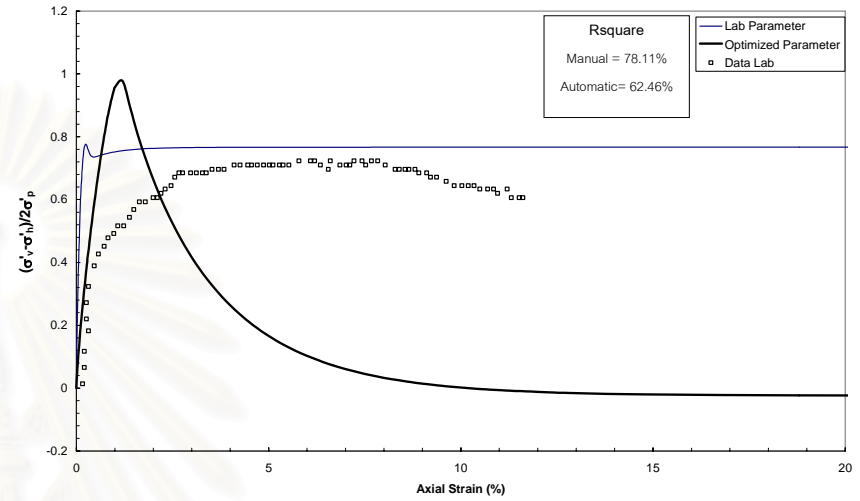
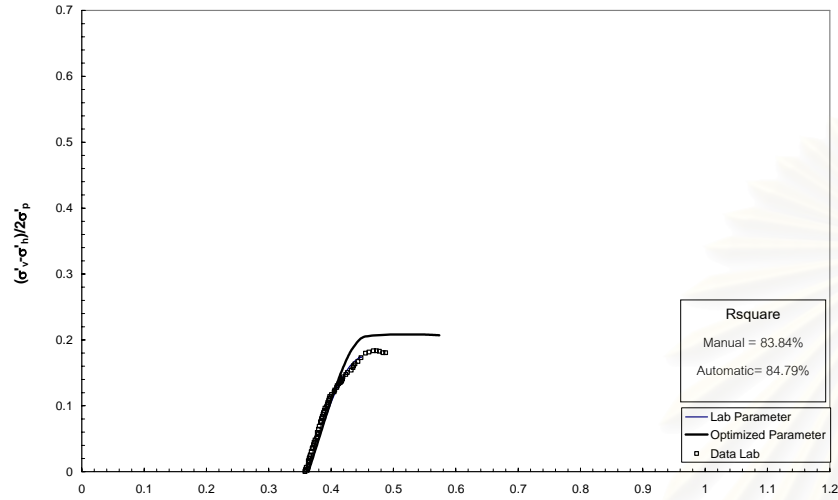
รูปที่ 7.83 ผลการเปรียบเทียบ R^2 ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการและจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CIU, OCR = 1.50 ของ KIM (1991) โดยใช้แบบจำลอง MIT-E3



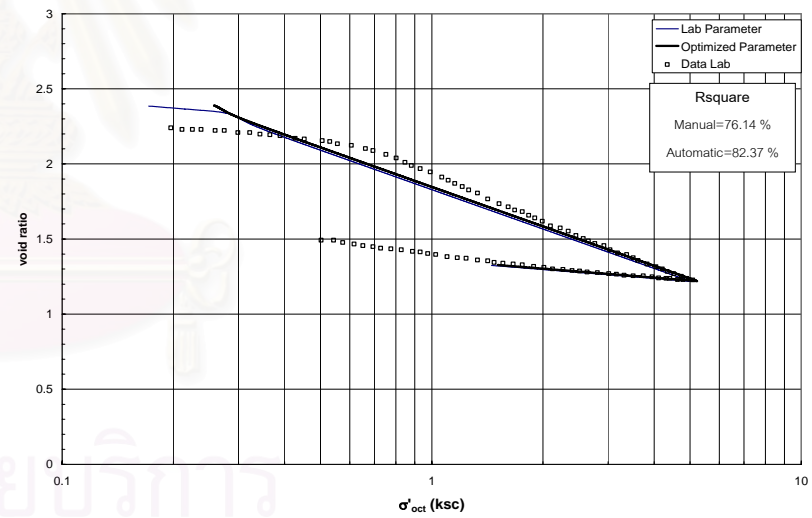
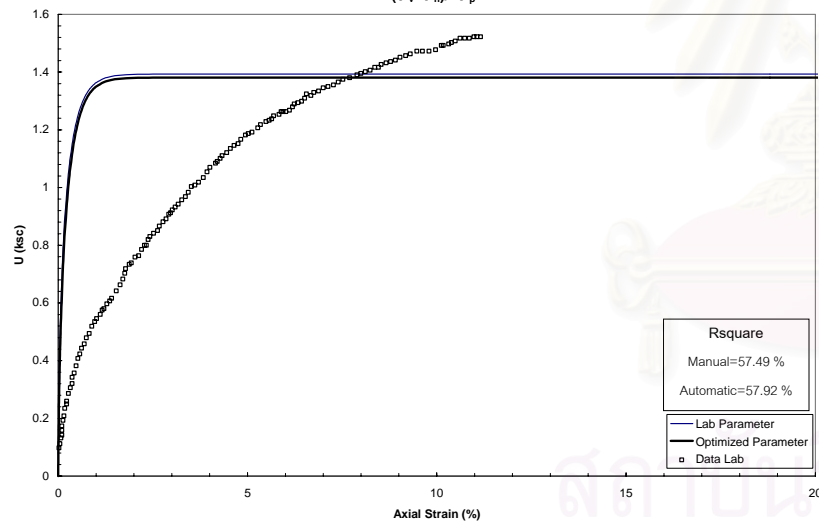
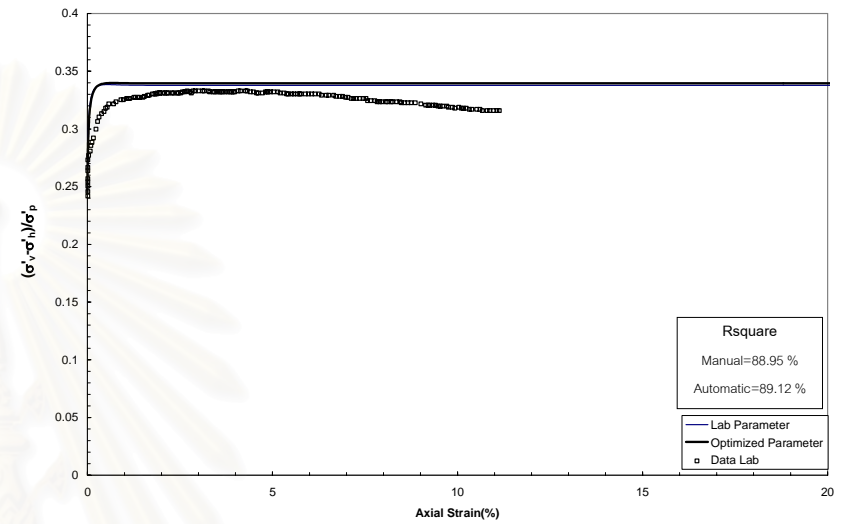
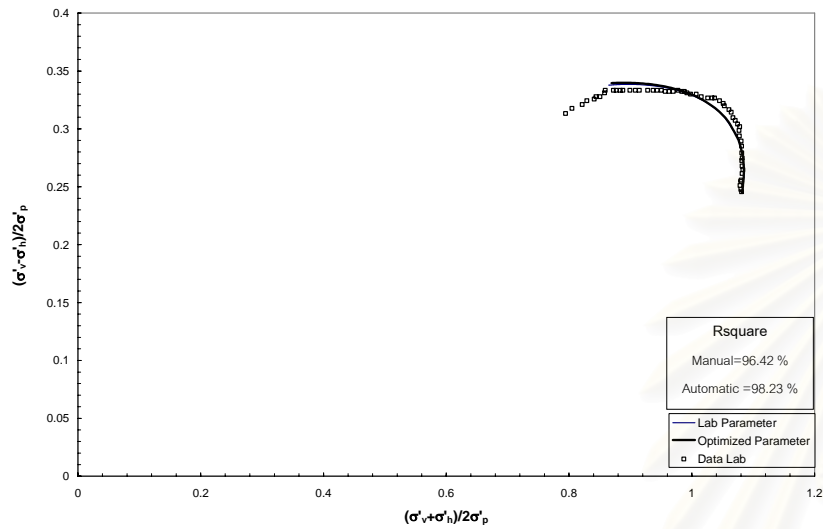
รูปที่ 7.84 ผลการเปรียบเทียบ R^2 ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการและจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CIU, OCR = 1.78 ของ KIM (1991) โดยใช้แบบจำลอง MIT-E3



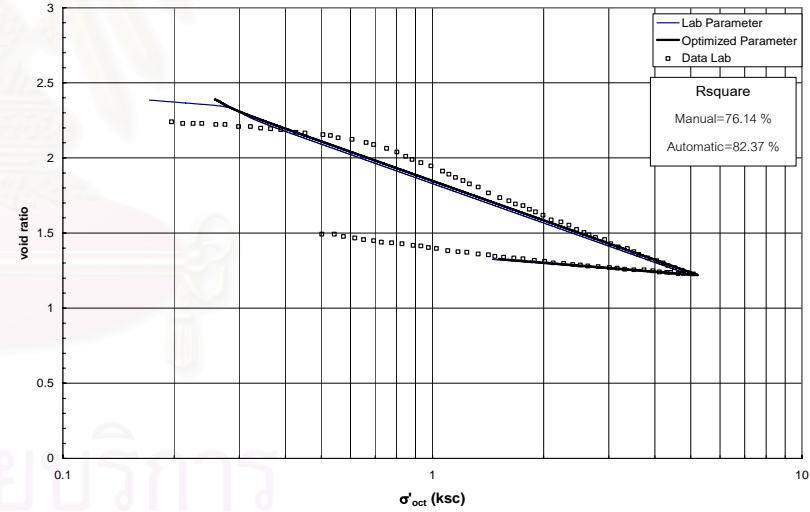
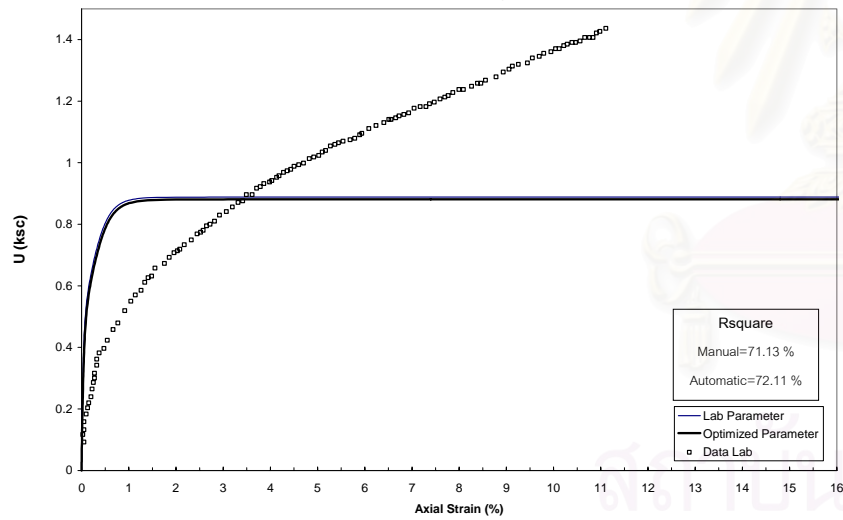
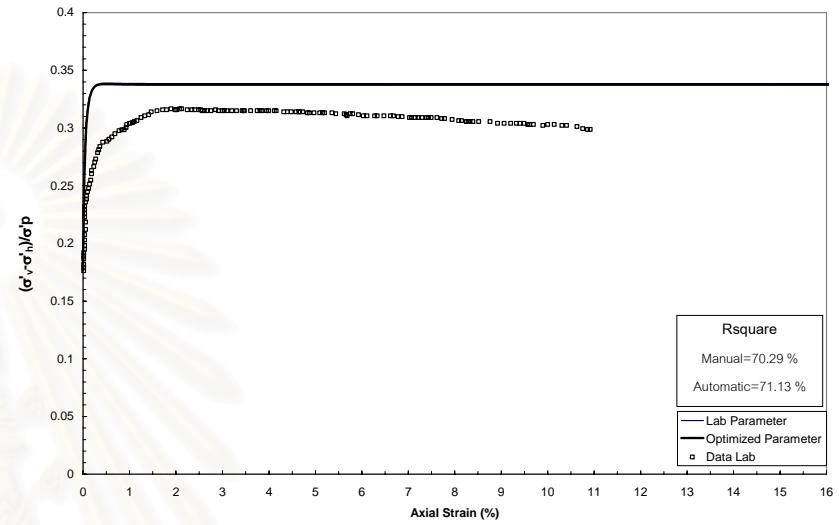
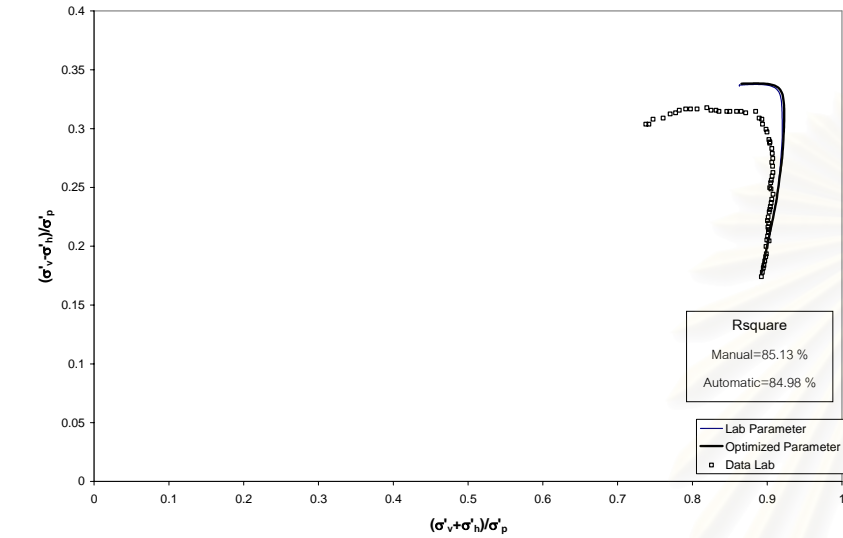
รูปที่ 7.85 ผลการเปรียบเทียบ R^2 ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการและจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CIU, OCR = 2.15 ของ KIM (1991) โดยใช้แบบจำลอง MIT-E3



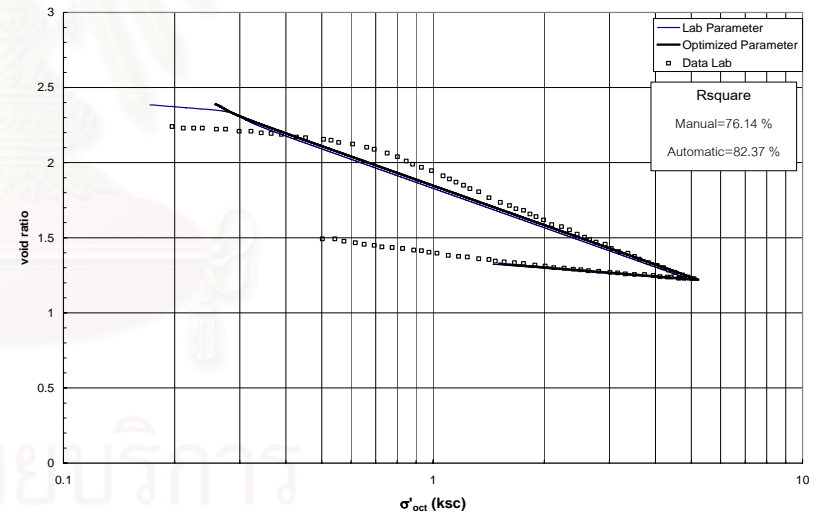
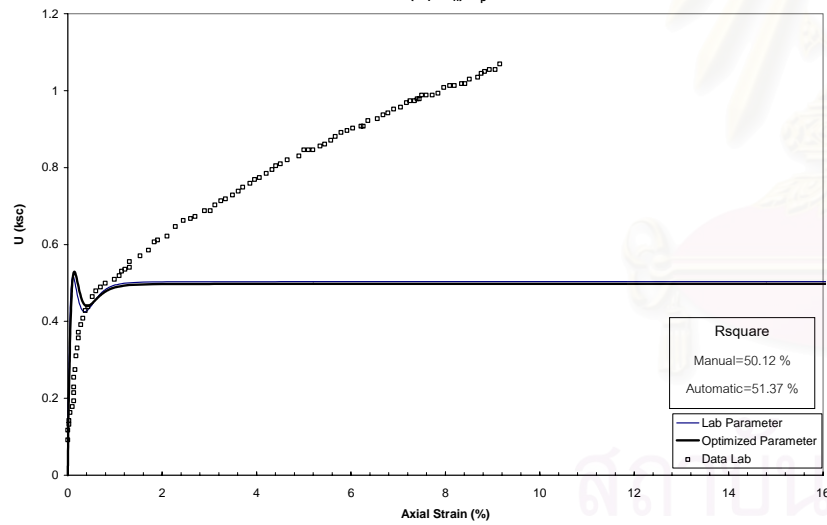
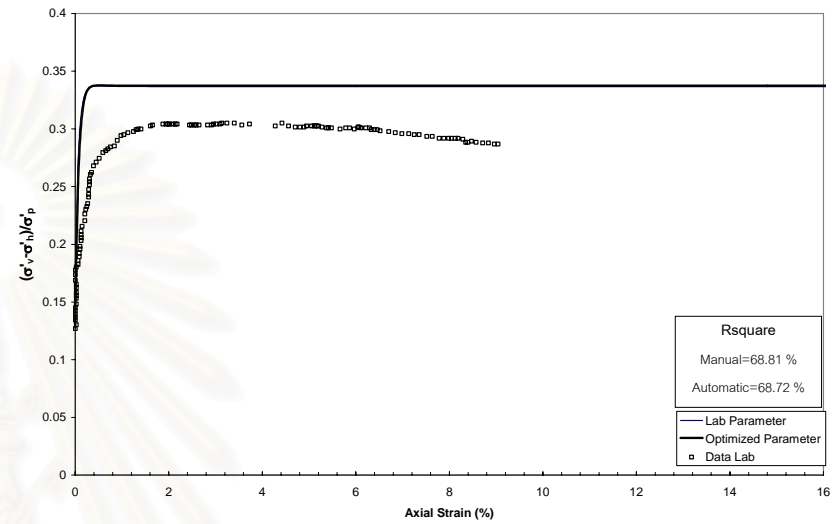
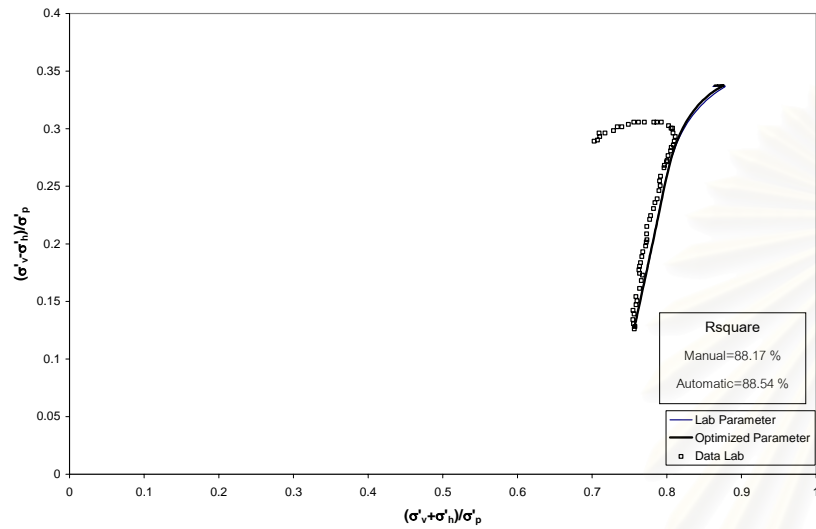
รูปที่ 7.86 ผลการเปรียบเทียบ R^2 ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการและจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CIU, OCR = 2.75 ของ KIM (1991) โดยใช้แบบจำลอง MIT-E3



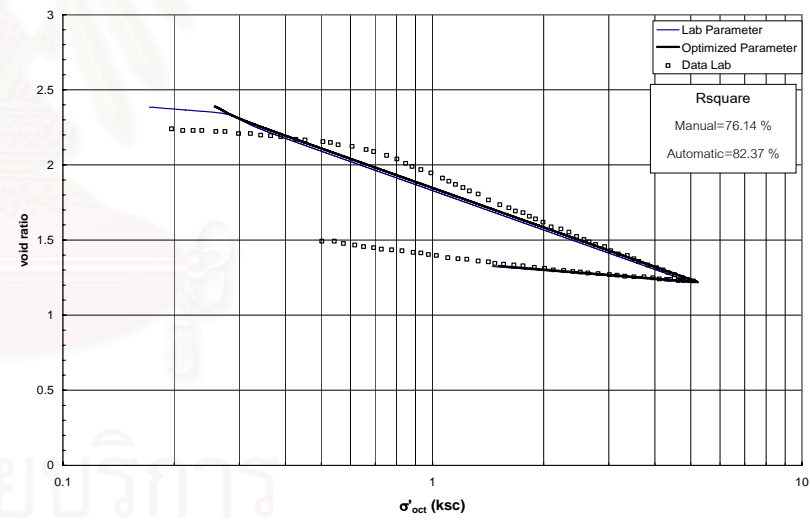
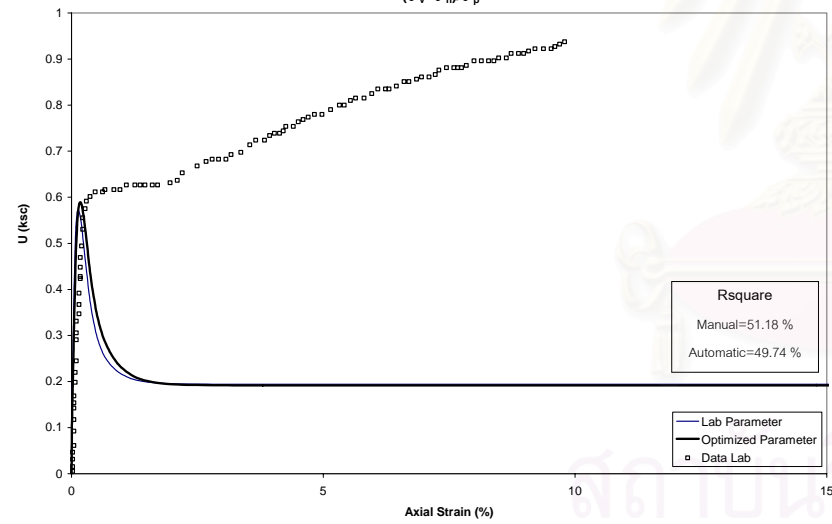
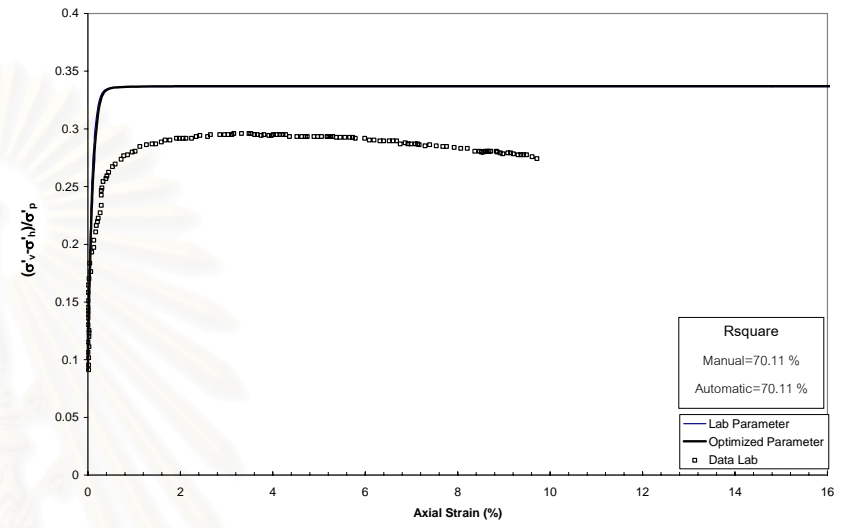
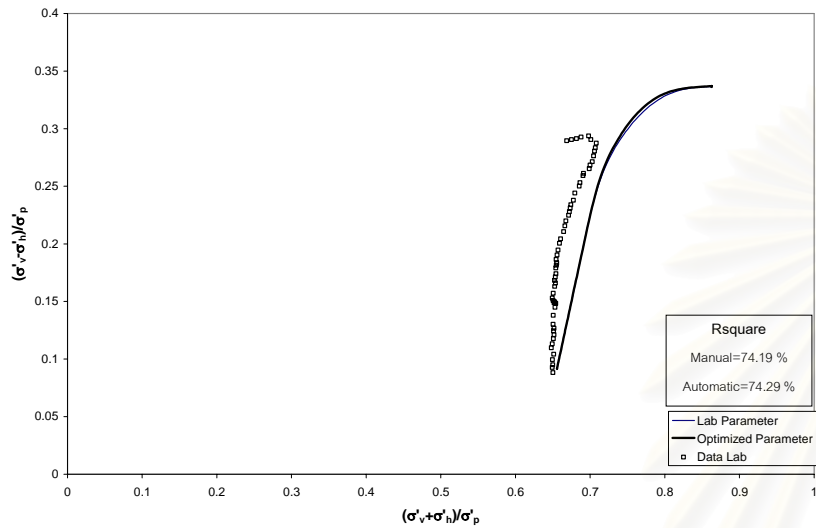
รูปที่ 7.87 ผลการเปรียบเทียบ R^2 ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการและจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CK_0UC , $OCR = 1.00$ ของ KIM (1991) โดยใช้แบบจำลอง MIT-E3



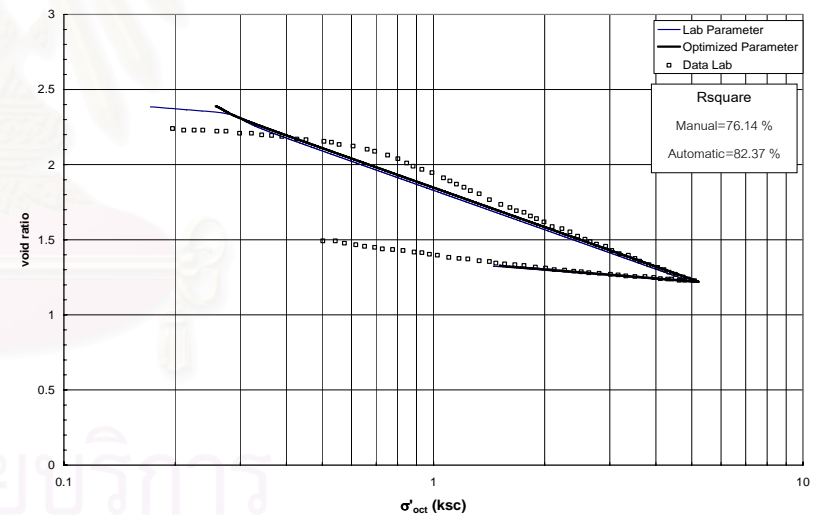
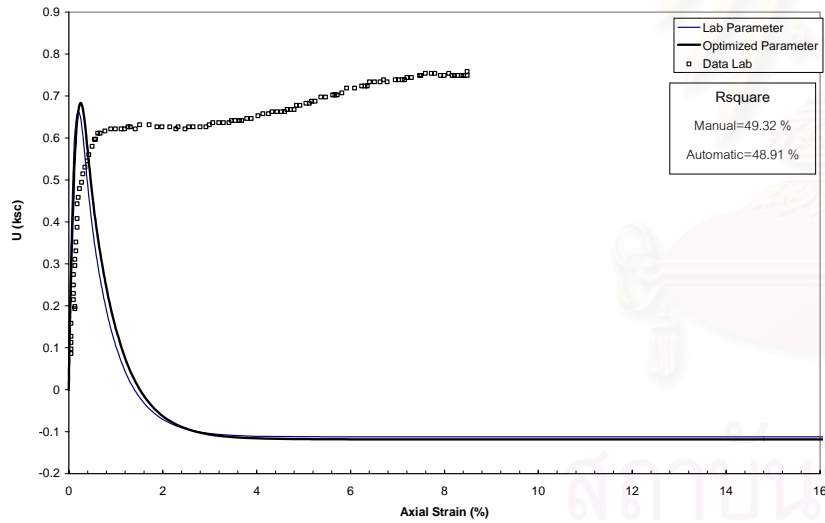
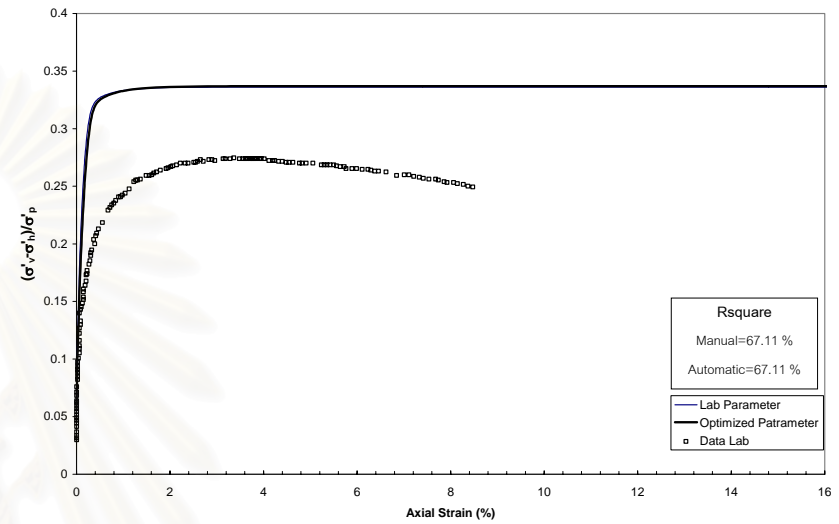
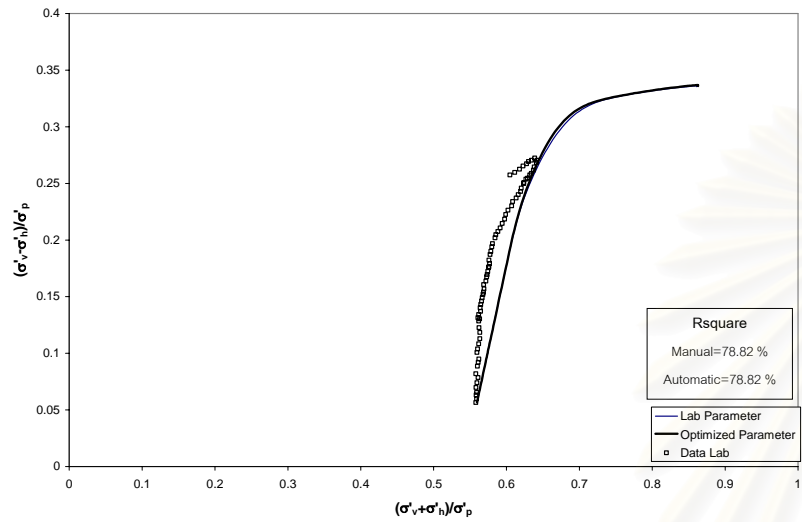
รูปที่ 7.88 ผลการเปรียบเทียบ R^2 ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการและจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CK_0UC , $OCR = 1.24$ ของ KIM (1991) โดยใช้แบบจำลอง MIT-E3



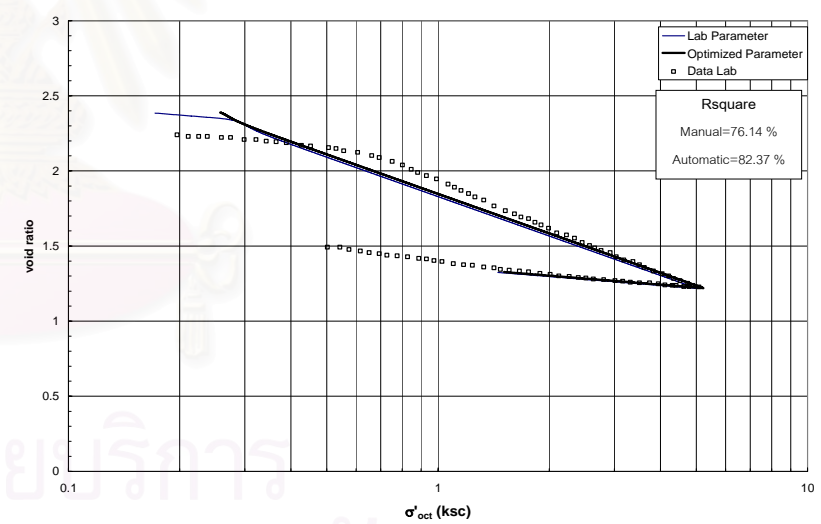
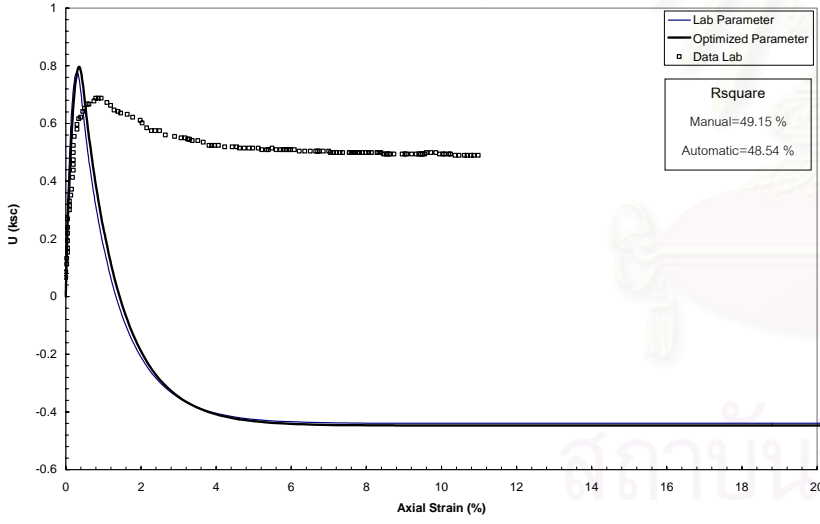
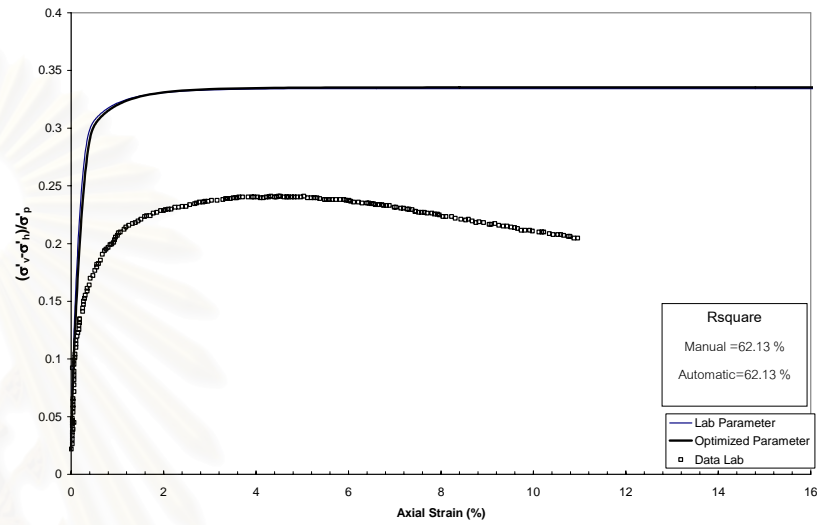
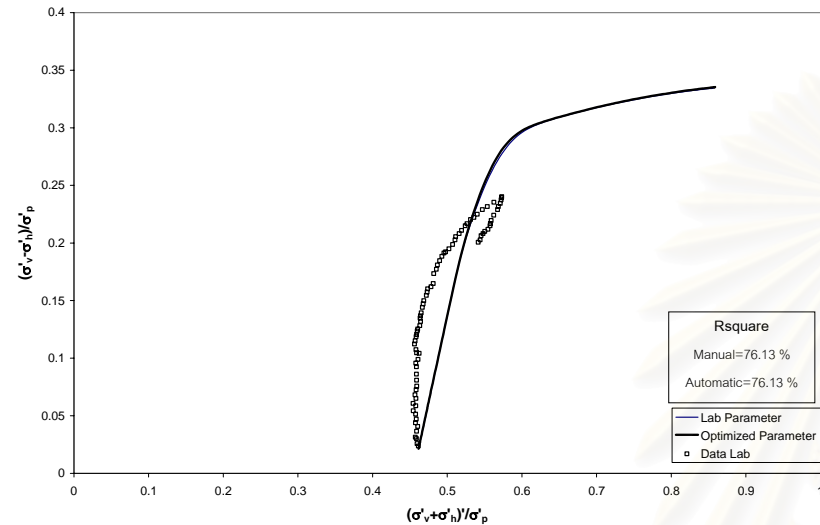
รูปที่ 7.89 ผลการเปรียบเทียบ R^2 ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการและจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CK_0UC , $OCR = 1.50$ ของ KIM (1991) โดยใช้แบบจำลอง MIT-E3



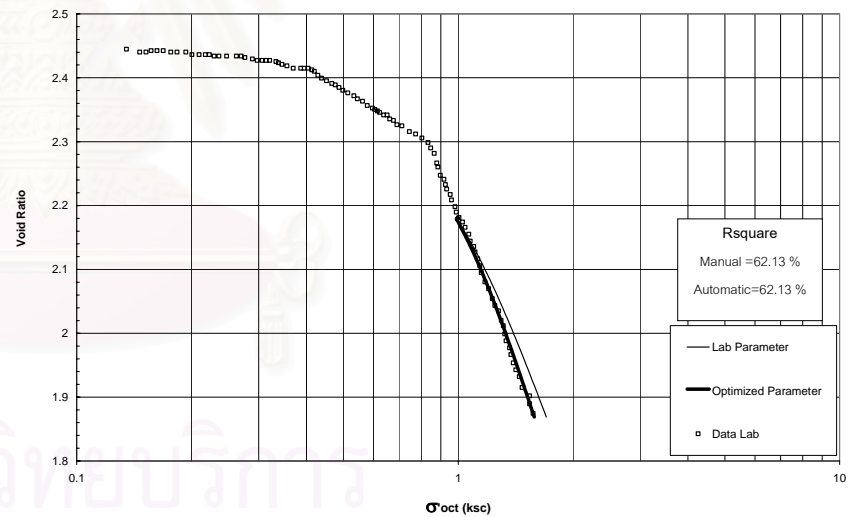
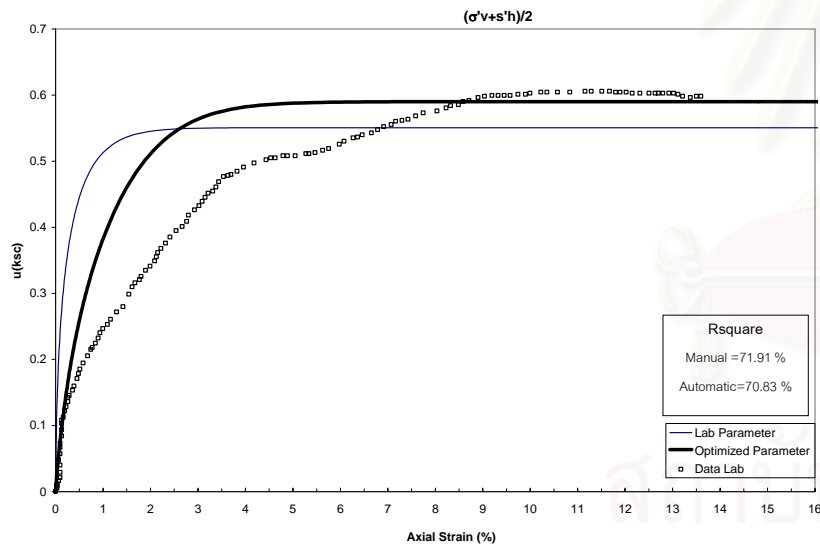
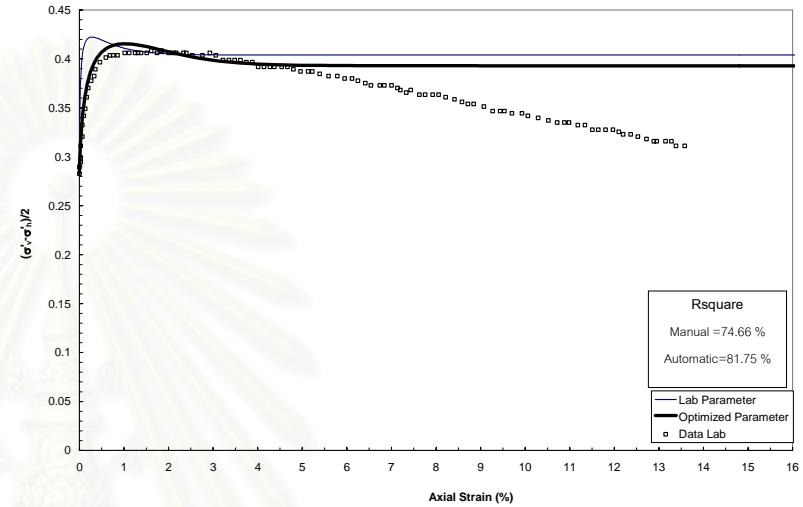
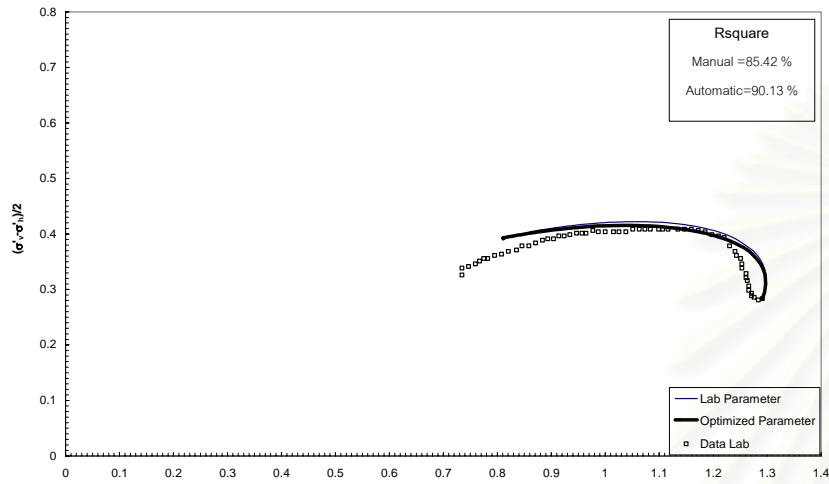
รูปที่ 7.90 ผลการเปรียบเทียบ R^2 ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการและจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CK_0UC , $OCR = 1.78$ ของ KIM (1991) โดยใช้แบบจำลอง MIT-E3



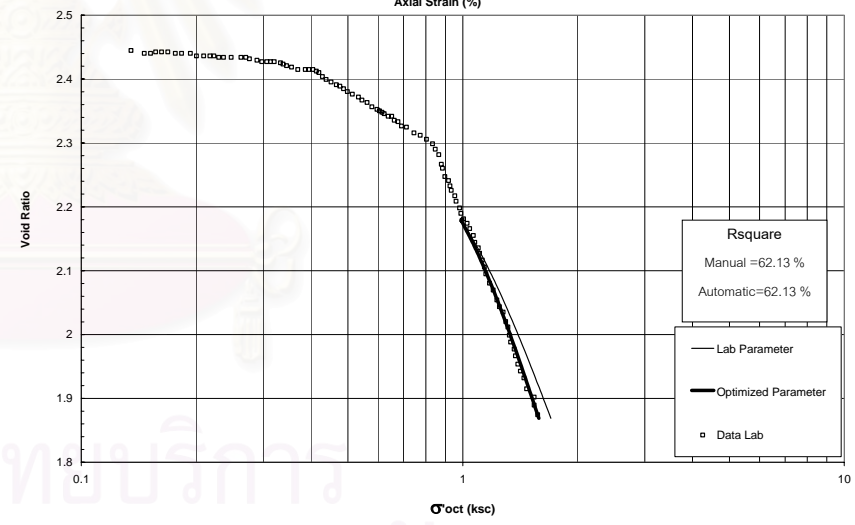
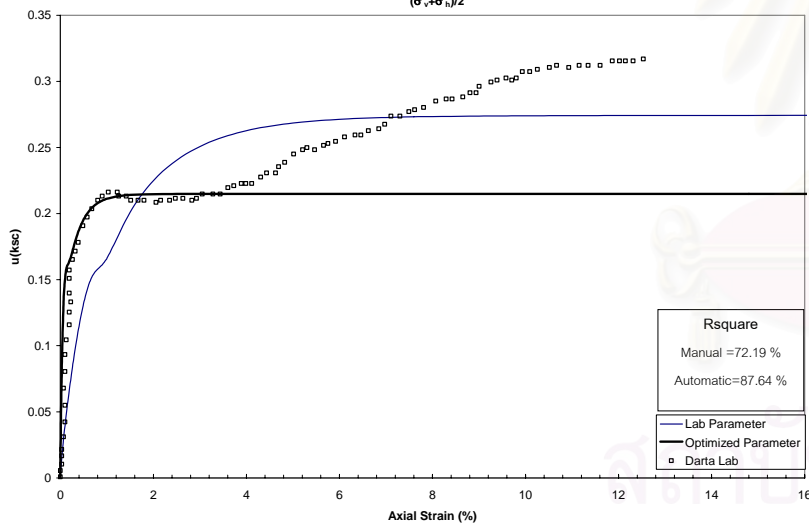
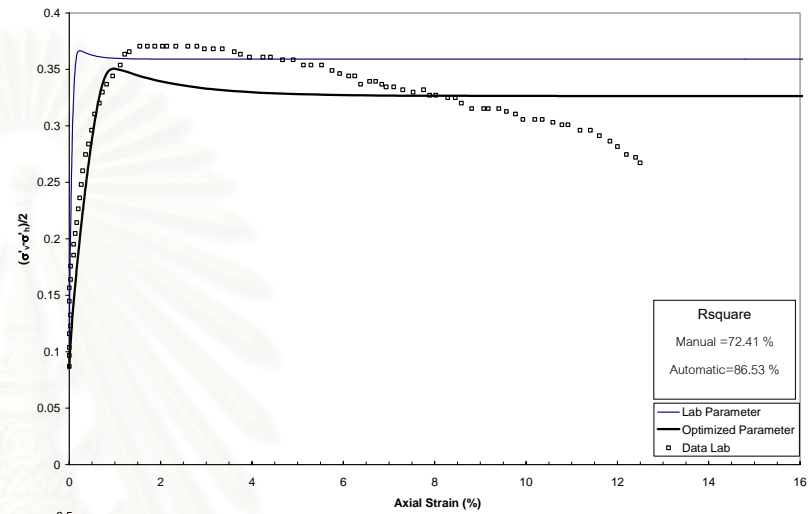
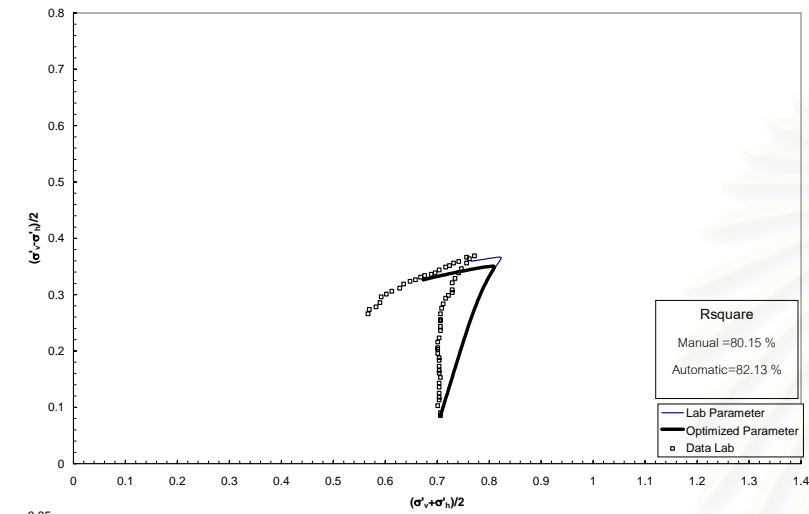
รูปที่ 7.91 ผลการเปรียบเทียบ R^2 ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการและจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CK_0UC , $OCR = 2.15$ ของ KIM (1991) โดยใช้แบบจำลอง MIT-E3



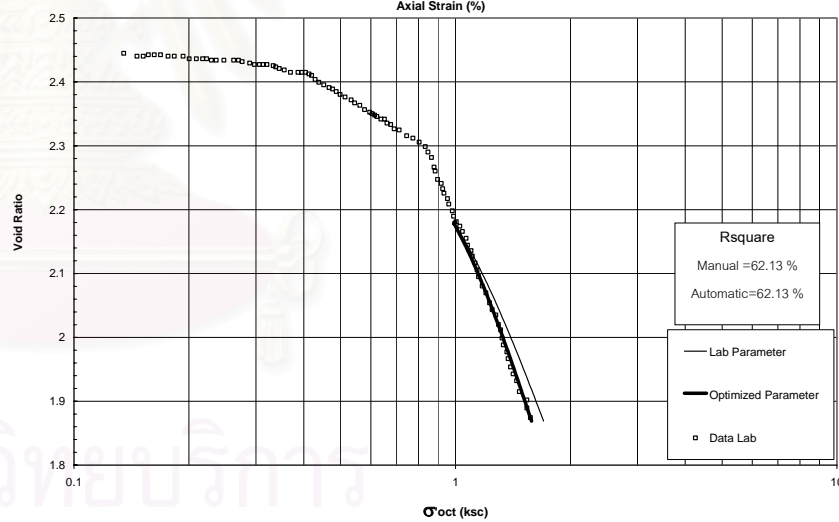
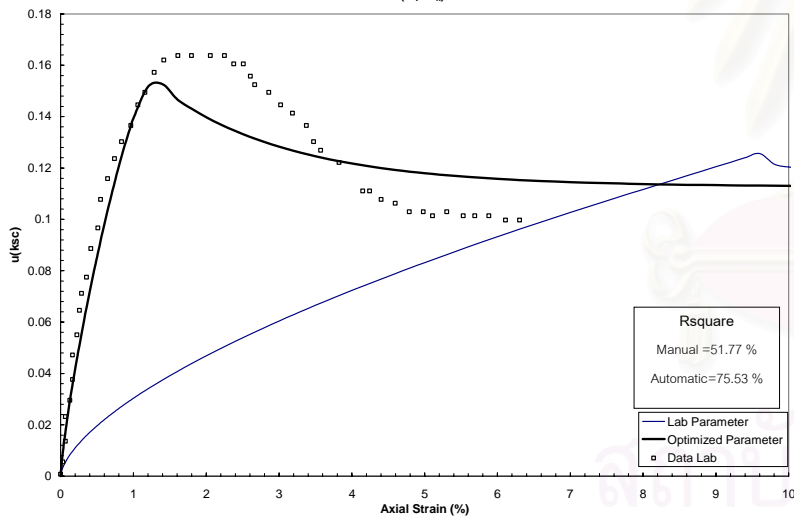
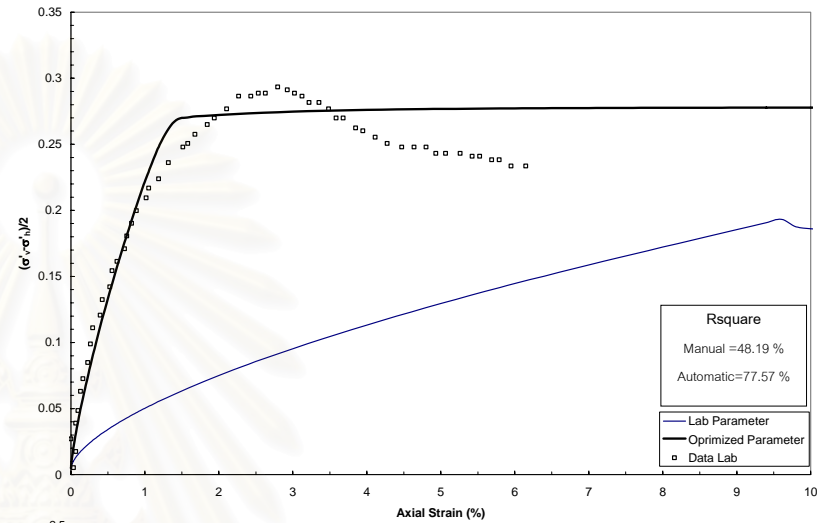
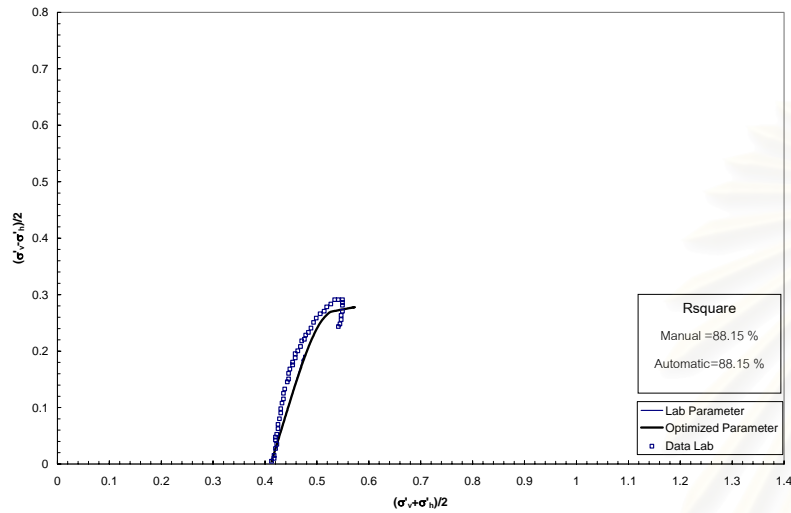
รูปที่ 7.92 ผลการเปรียบเทียบ R^2 ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการและจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CK_0UC , $OCR = 2.75$ ของ KIM (1991) โดยใช้แบบจำลอง MIT-E3



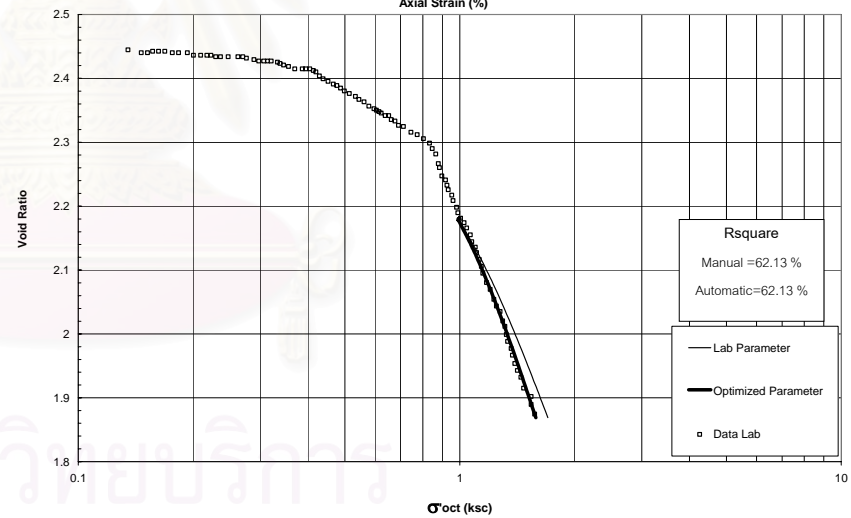
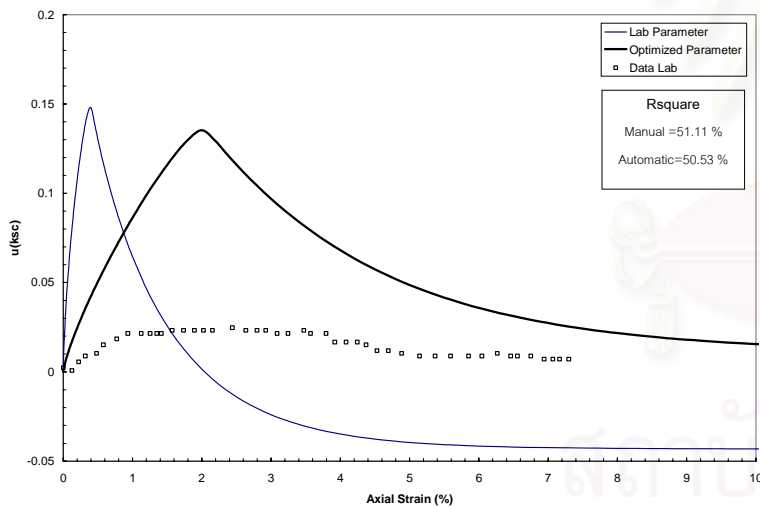
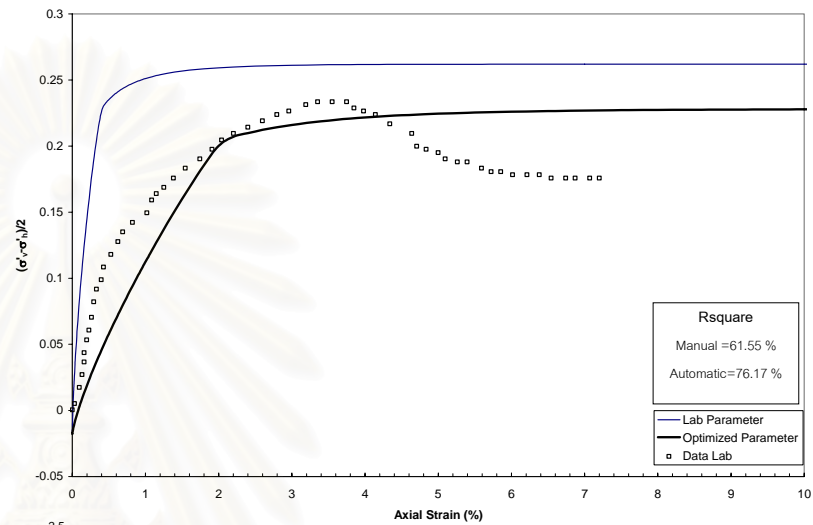
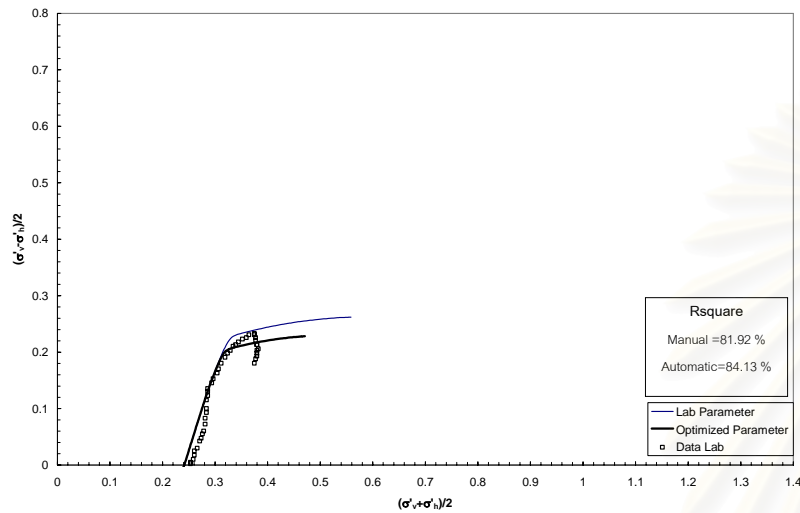
รูปที่ 7.93 ผลการเปรียบเทียบ R² ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการและจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CK₀UC, OCR = 1.00 ของ LAI (1993) โดยใช้แบบจำลอง MIT-E3



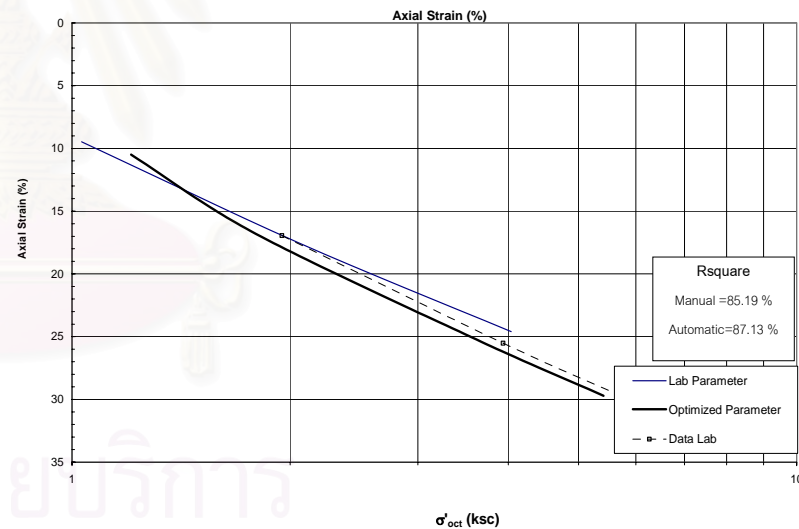
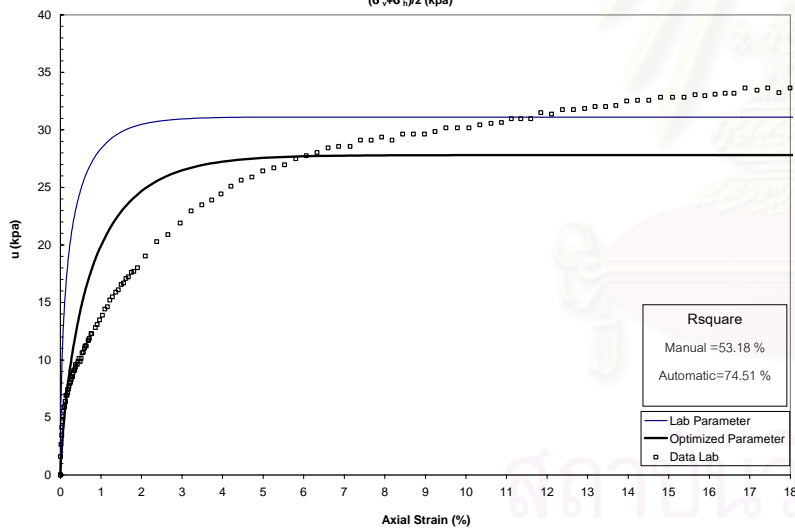
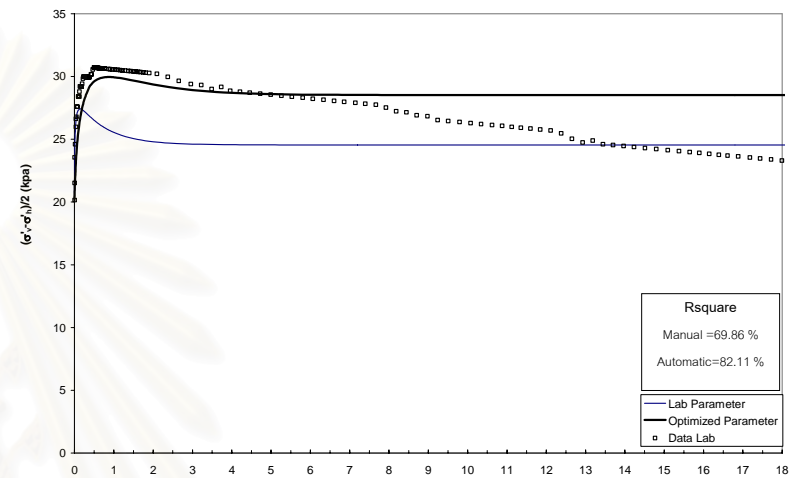
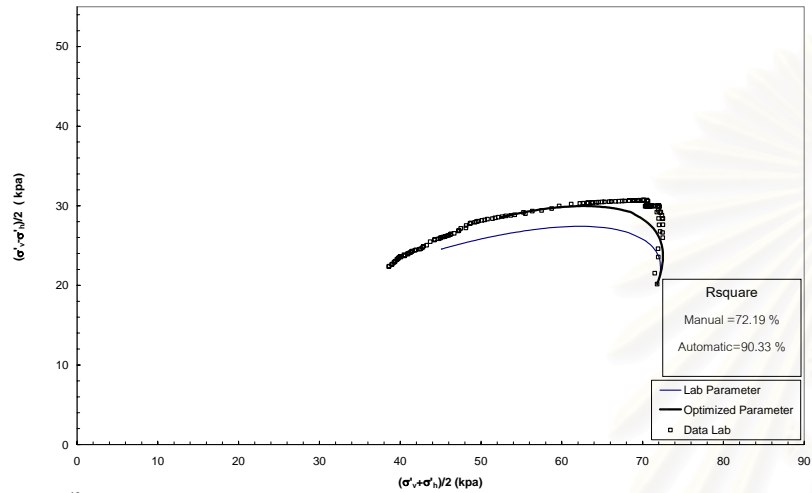
รูปที่ 7.94 ผลการเปรียบเทียบ R^2 ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการและจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CK_0UC , $OCR = 2.00$ ของ LAI (1993) โดยใช้แบบจำลอง MIT-E3



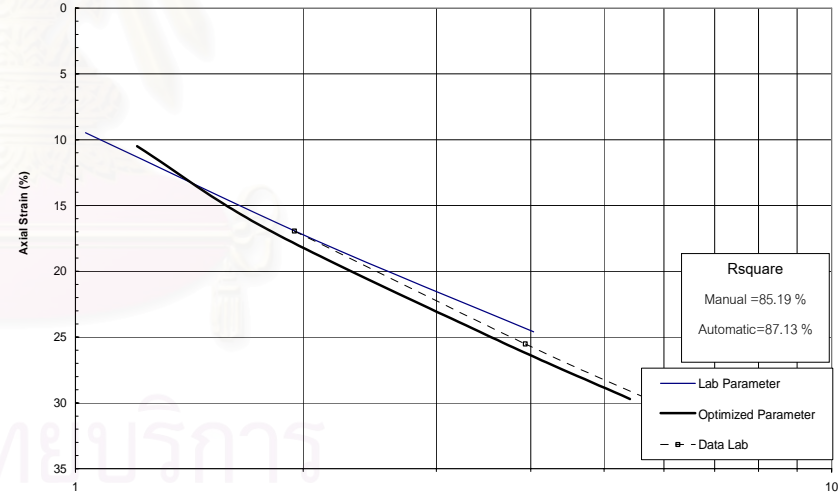
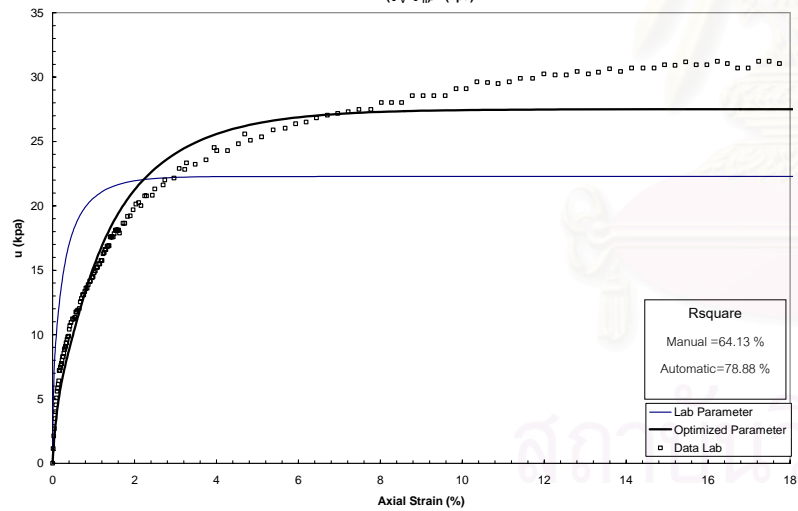
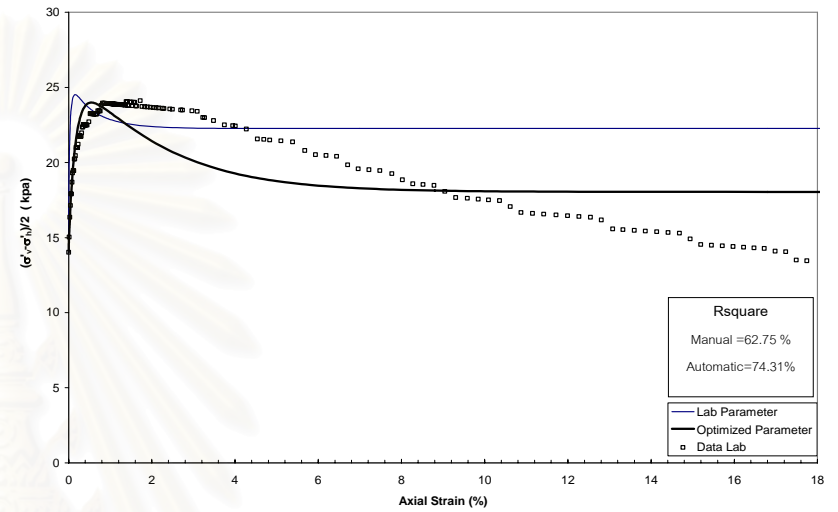
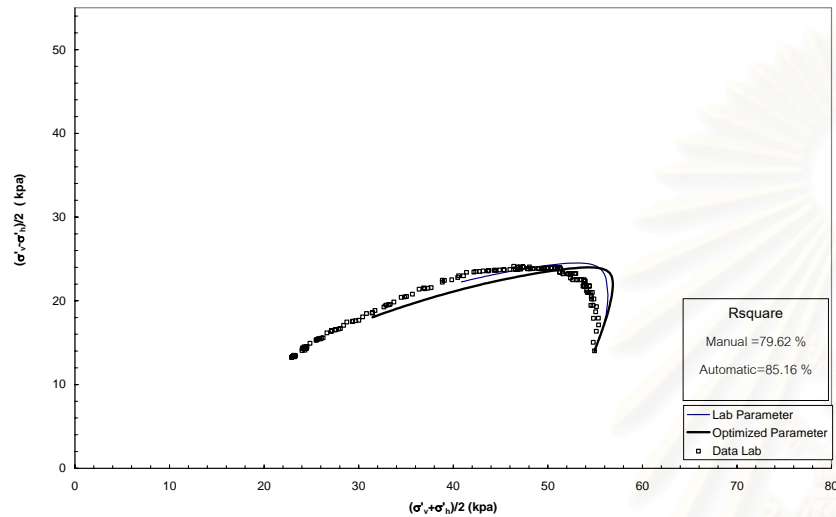
รูปที่ 7.95 ผลการเปรียบเทียบ R^2 ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการและจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CK_0UC , $OCR = 4.00$ ของ LAI (1993) โดยใช้แบบจำลอง MIT-E3



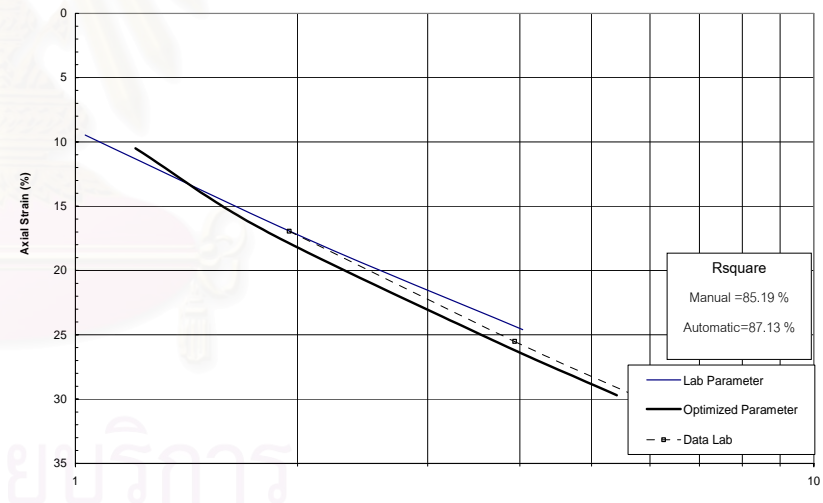
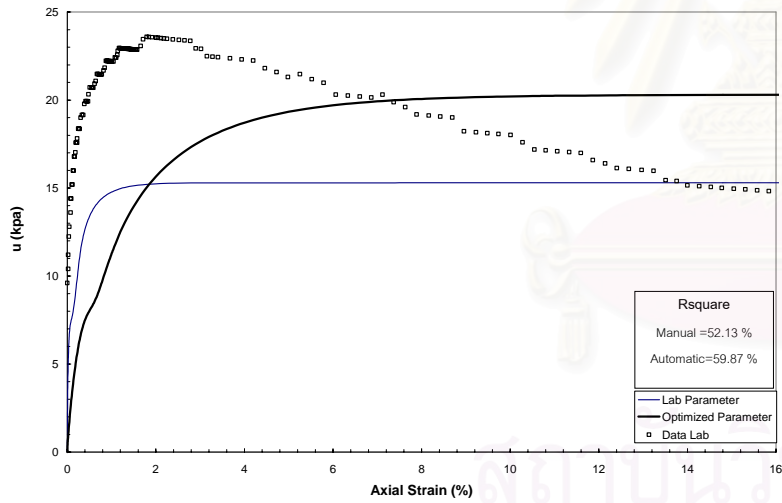
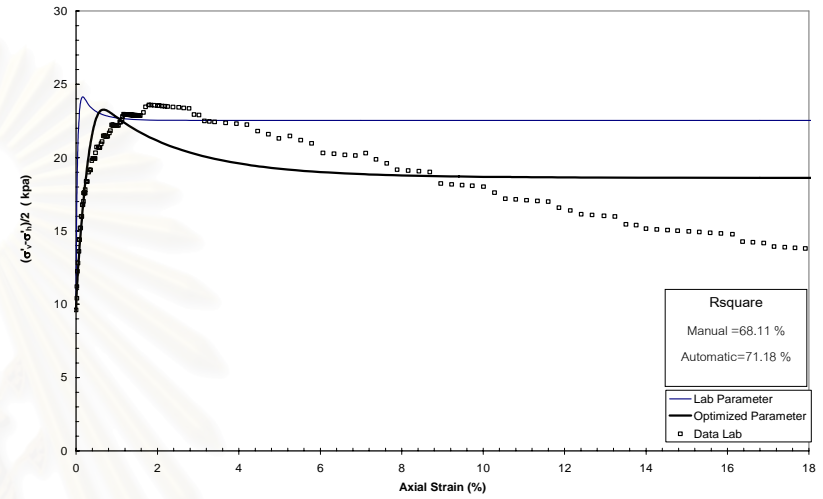
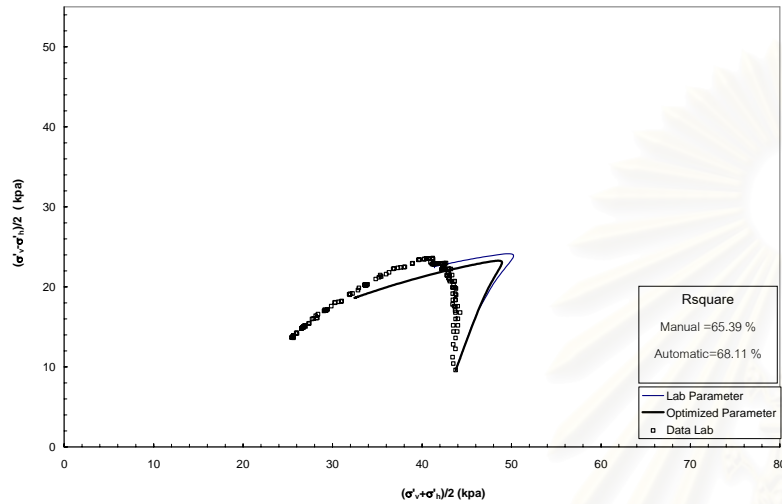
รูปที่ 7.96 ผลการเปรียบเทียบ R^2 ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการและจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CK_0UC , $OCR = 8.00$ ของ LAI (1993) โดยใช้แบบจำลอง MIT-E3



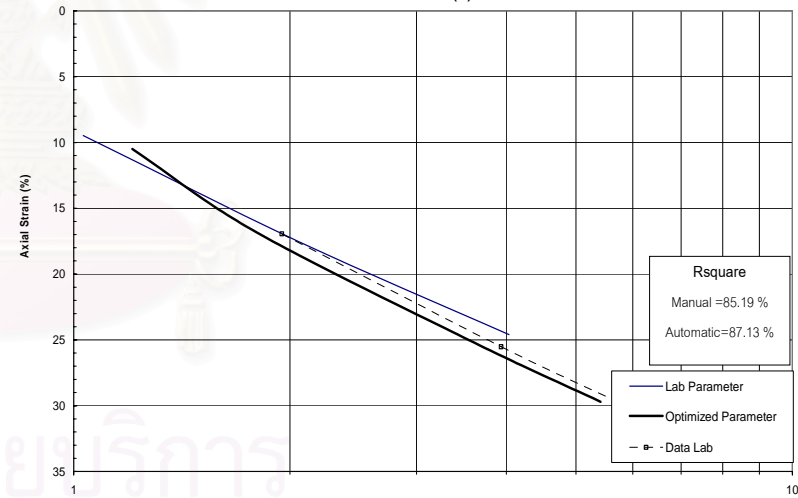
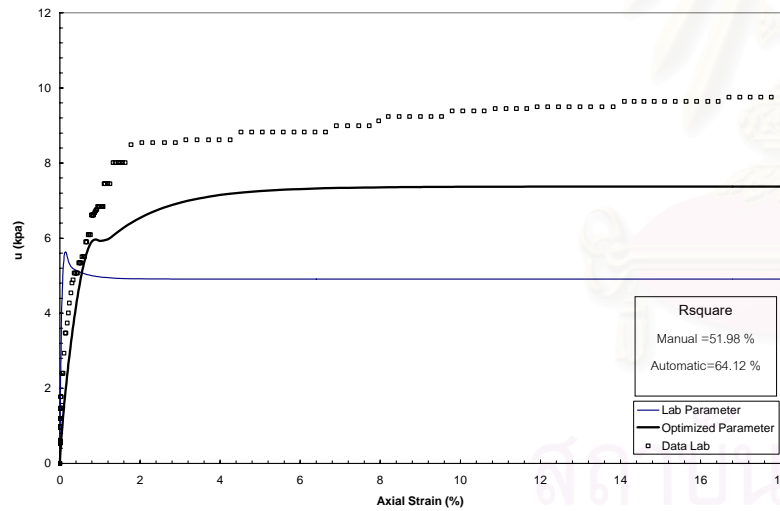
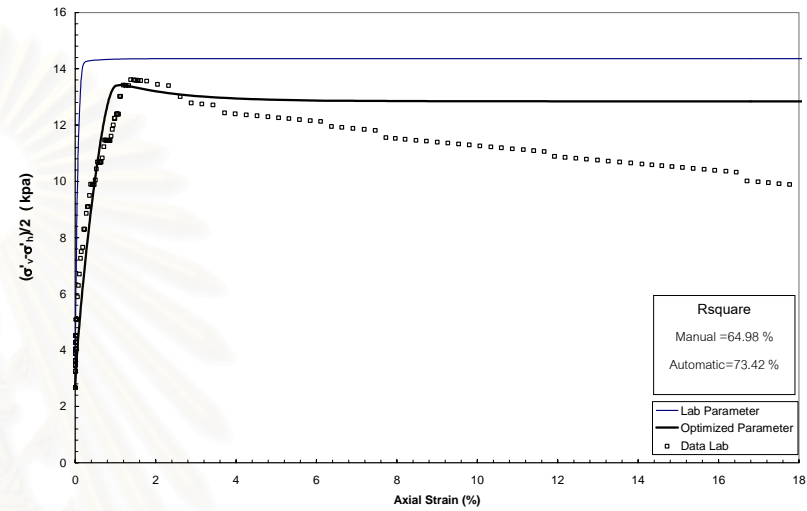
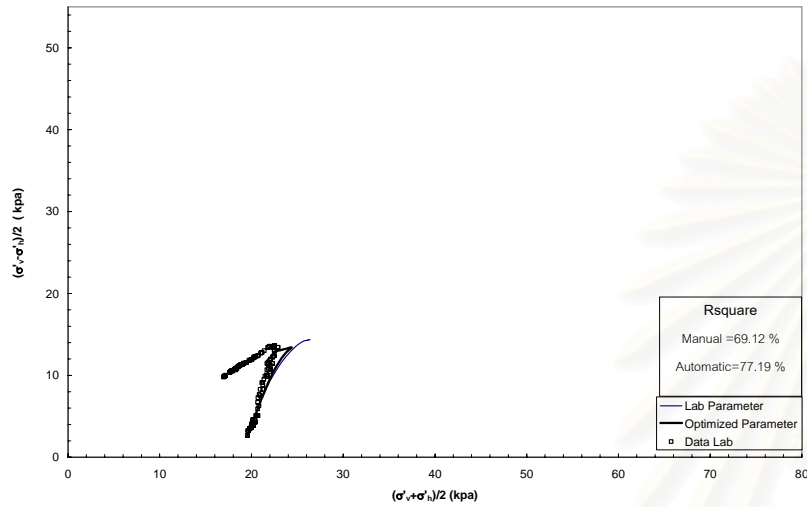
รูปที่ 7.97 ผลการเปรียบเทียบ R^2 ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการและจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CK_0UC , $OCR = 1.00$ ของตัวอย่างดินลูฟะ, ยุทธนา (2002) โดยใช้แบบจำลอง MIT-E3



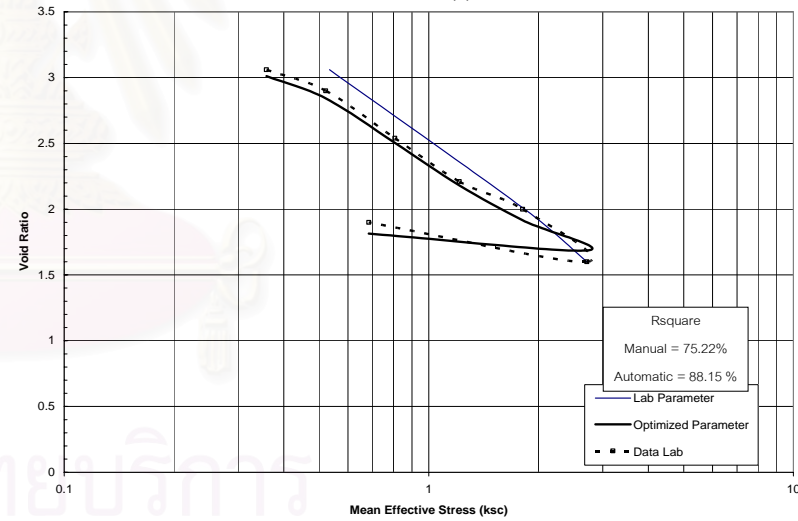
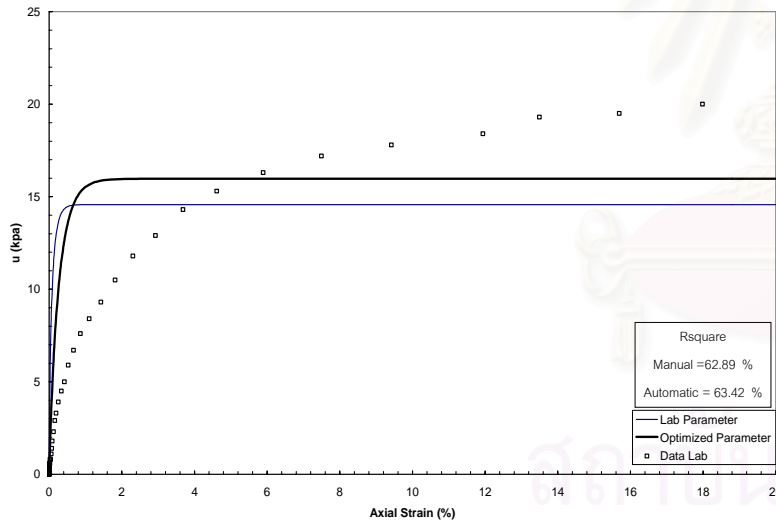
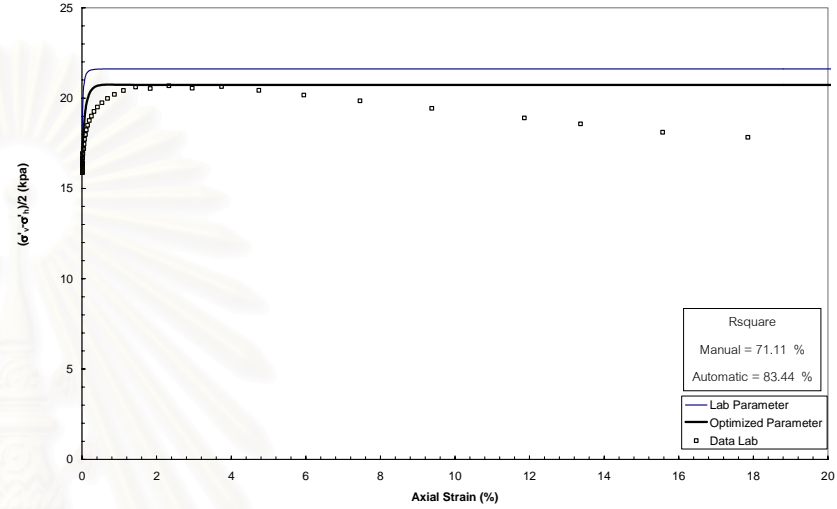
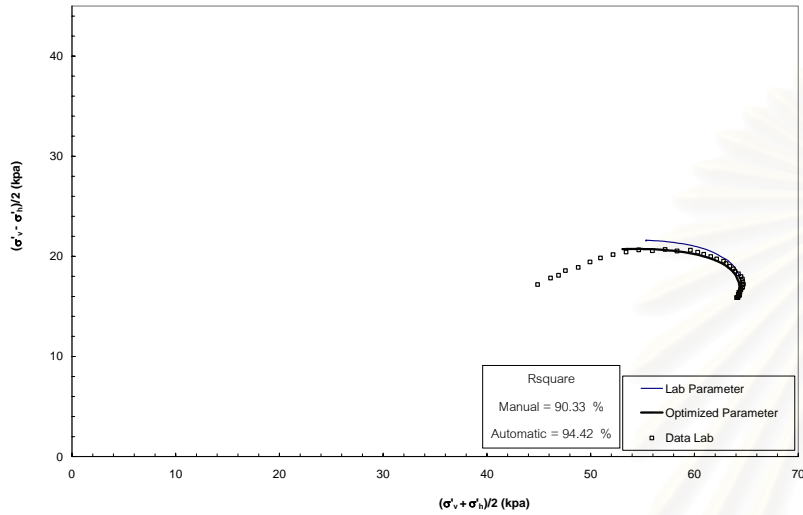
รูปที่ 7.98 ผลการเปรียบเทียบ R^2 ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการและจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CK₀UC, OCR = 1.27 ของตัวอย่างดินจุฬาฯ, ยุทธนา (2002) โดยใช้แบบจำลอง MIT-E3



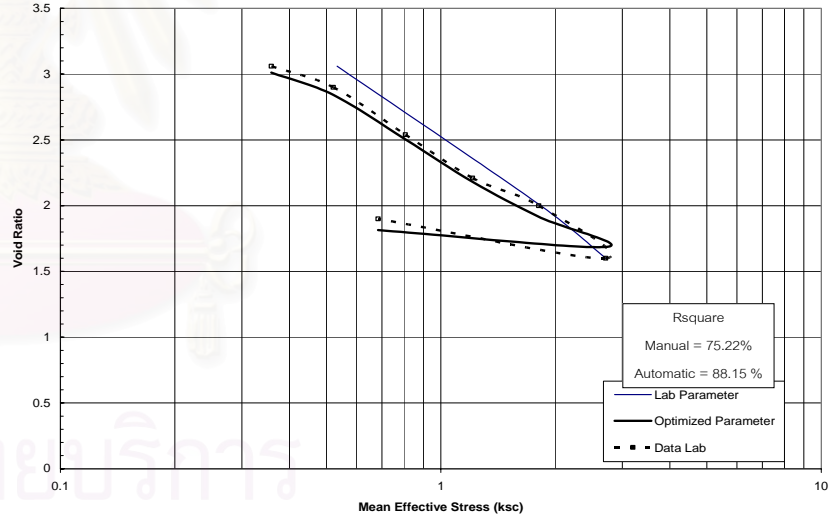
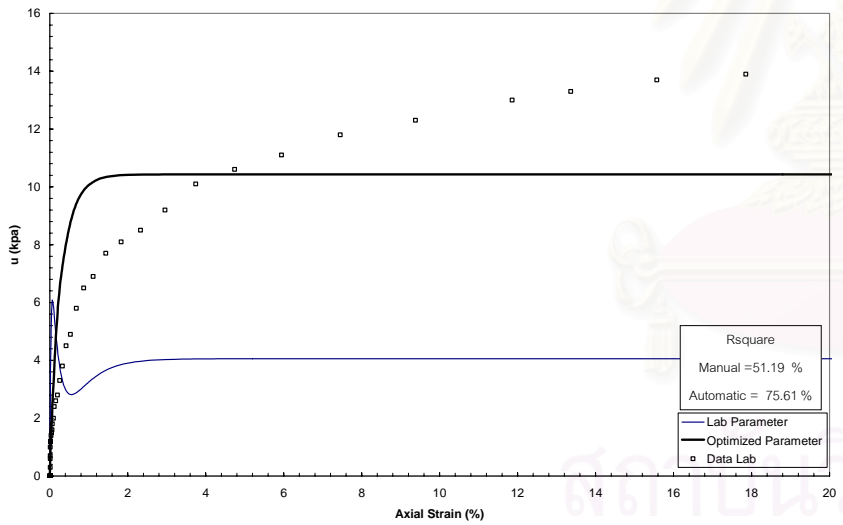
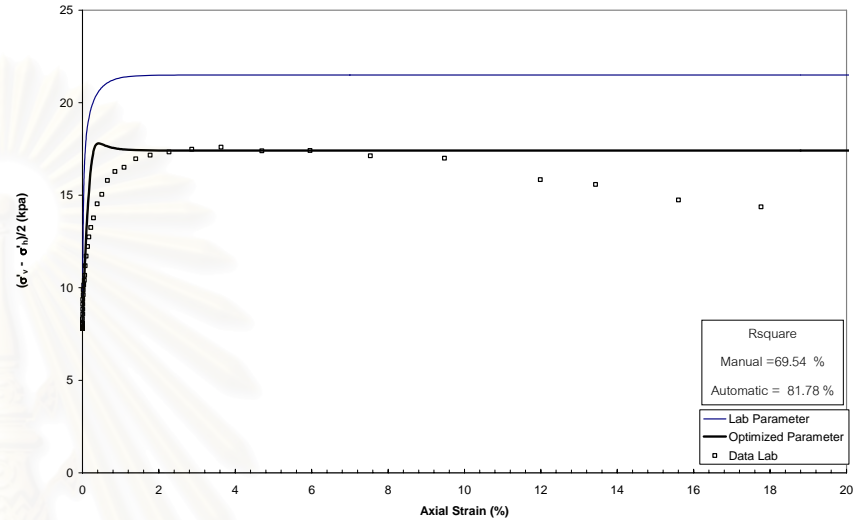
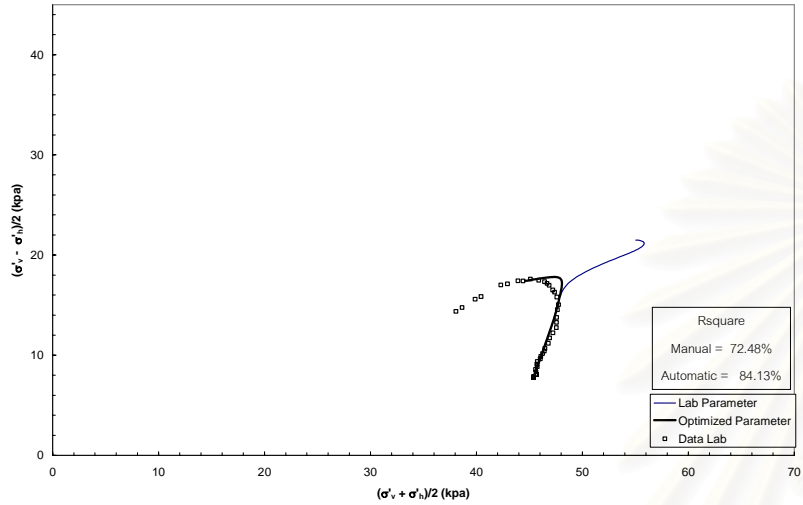
รูปที่ 7.99 ผลการเปรียบเทียบ R^2 ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการและจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CK_0UC , $OCR = 1.76$ ของตัวอย่างดินลูฟะ, ยุทธนา (2002) โดยใช้แบบจำลอง MIT-E3



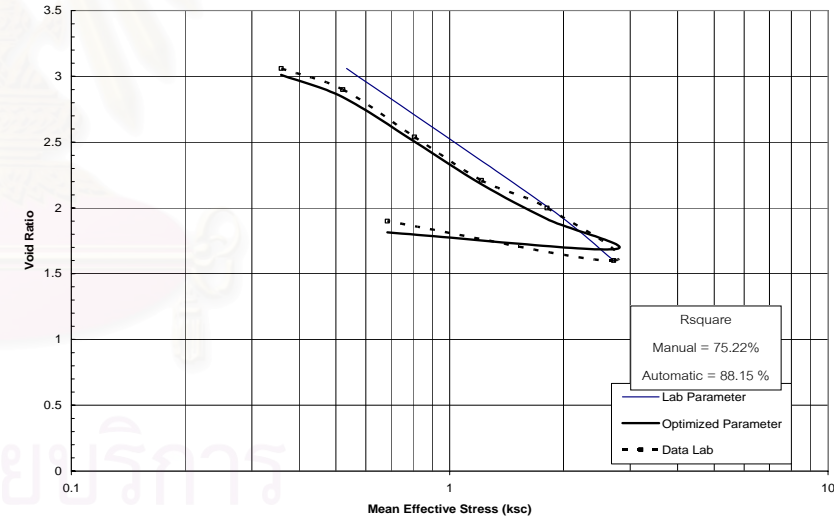
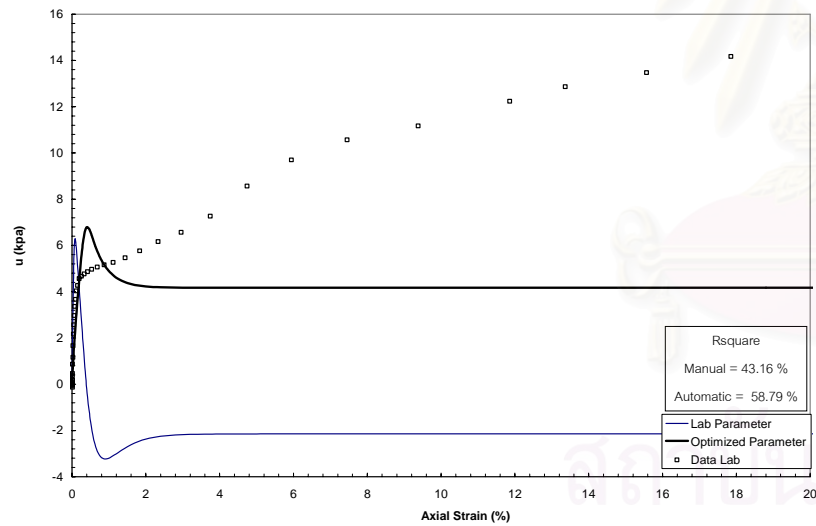
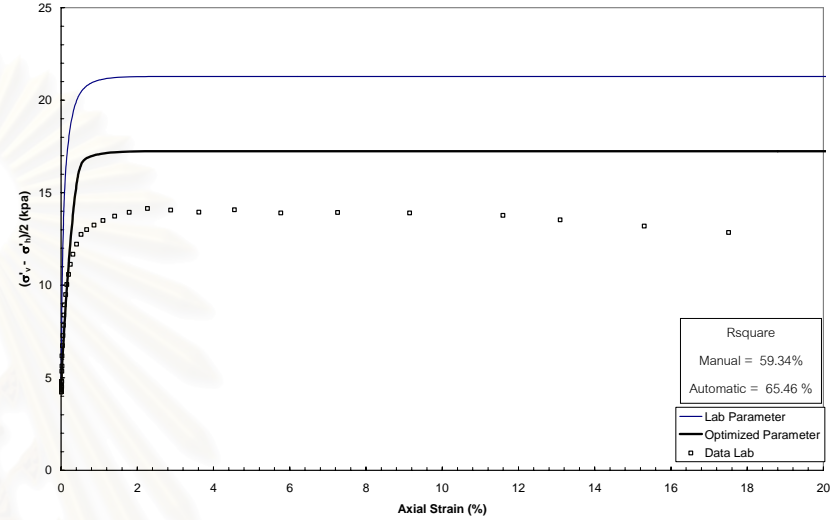
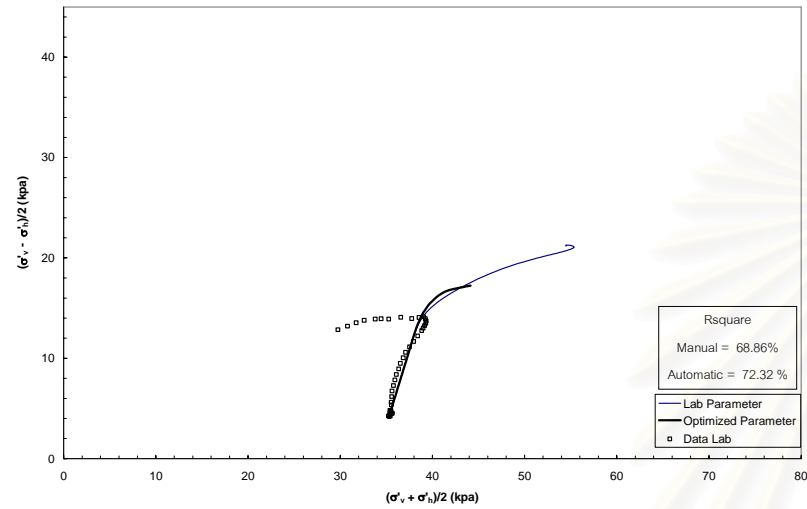
รูปที่ 7.100 ผลการเปรียบเทียบ R^2 ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการและจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CK_0UC , $OCR = 3.00$ ของตัวอย่างดินจุฬาฯ, ยุทธนา (2002) โดยใช้แบบจำลอง MIT-E3



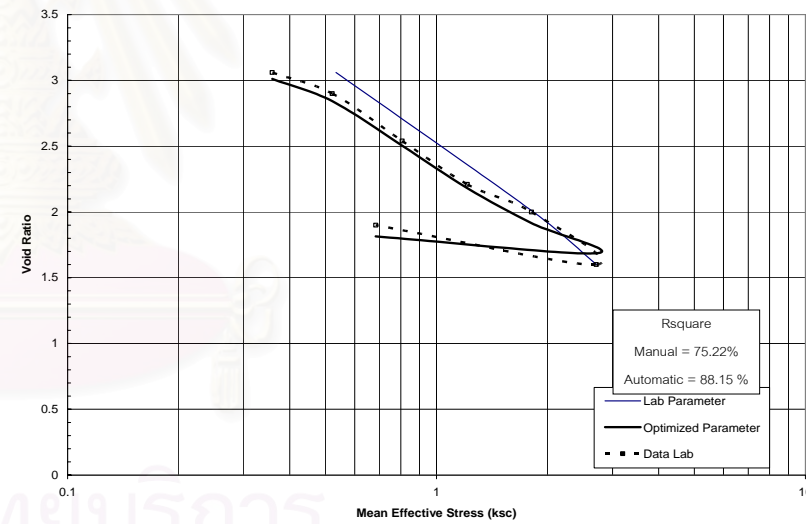
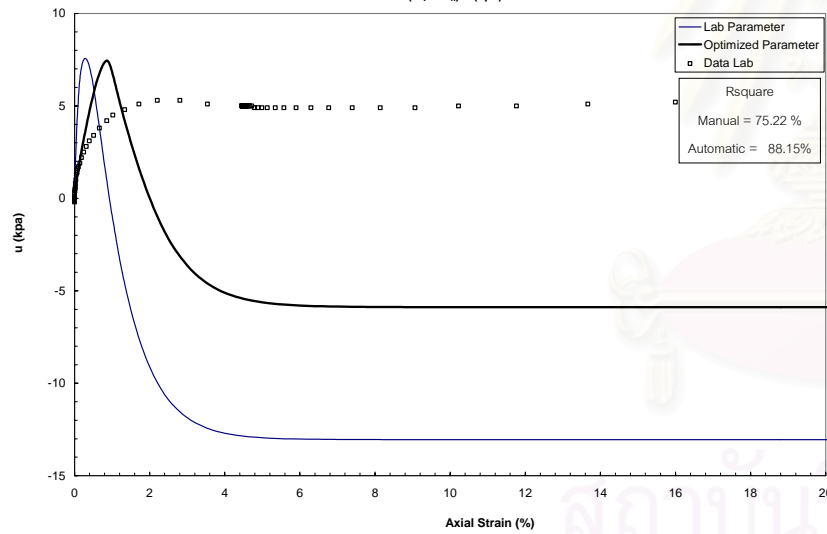
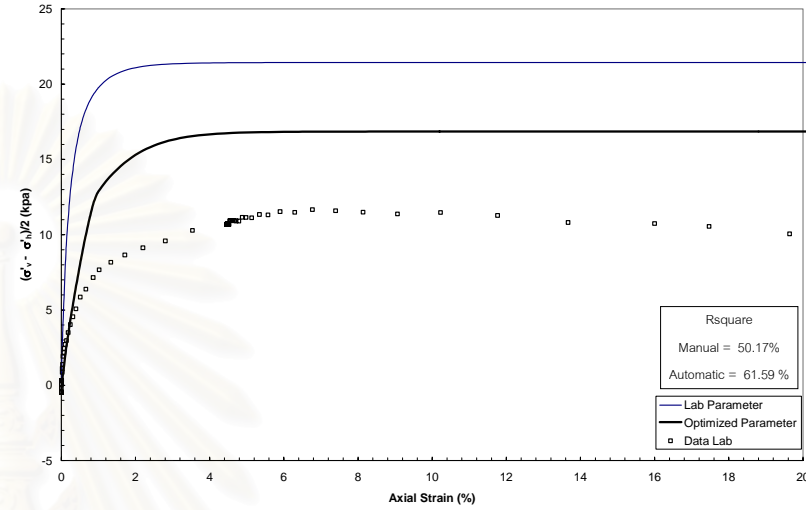
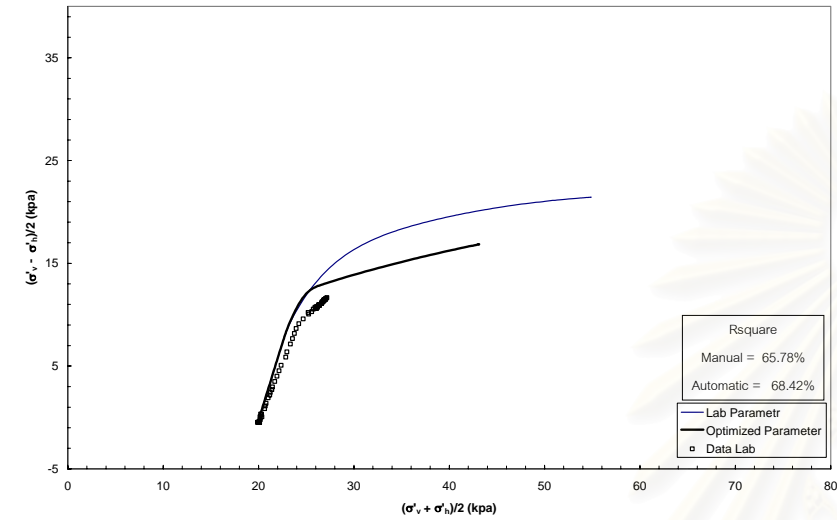
รูปที่ 7.101 ผลการเปรียบเทียบ R^2 ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการและจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CK_0UC , $OCR = 1.00$ ของตัวอย่างดินลูฟะ, กรัณท์ (2002) โดยใช้แบบจำลอง MIT-E3



รูปที่ 7.102 ผลการเปรียบเทียบ R² ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการและจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CK₀UC, OCR = 1.50 ของตัวอย่างดินลูฟะ, กรัณท์ (2002) โดยใช้แบบจำลอง MIT-E3



รูปที่ 7.103 ผลการเปรียบเทียบ R^2 ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการและจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CK_0UC , $OCR = 2.00$ ของตัวอย่างดินลูฟะ, กรัณท์ (2002) โดยใช้แบบจำลอง MIT-E3



รูปที่ 7.104 ผลการเปรียบเทียบ R^2 ระหว่างพารามิเตอร์ที่ได้จากห้องปฏิบัติการและจากระบบอัตโนมัติเทียบกับผลการทดสอบ CK_0UC , $OCR = 4.00$ ของตัวอย่างดินลูฟะ, กรันท์ (2002) โดยใช้แบบจำลอง MIT-E3

รายการอ้างอิง

ภาษาไทย

- ดำรงศ ปิ่นภูวดล. การประเมินความเหมาะสมของวิธีการ “แซนแซพ” ในการวัดหาค่าแรงเฉือนแบบอันตรรกของดินเหนียวอ่อนในบริเวณกรุงเทพฯ. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2526.
- พินิจ ธรรมธสิริ. การวิเคราะห์เสถียรภาพและการคาดคะเนการทรุดตัวของถนนต่อเติมใหม่บนชั้นดินเหนียวอ่อนมาก. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2528.
- สุรฉัตร สัมพันธ์รักษ์. วิศวกรรมปฐพี. พิมพ์ครั้งที่ 1. กรุงเทพฯ : วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์, 2540.
- ยุทธนา กู้โรจนวงศ์. ผลกระทบจากทิศทางต่างๆ ของทางเดินของหน่วยแรงรวมที่มีต่อพฤติกรรมทางด้าน ความเค้น-ความเครียด-กำลังรับแรงเฉือน ในสภาพไม่ระบายน้ำของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ที่ตกตะกอนในน้ำทะเลและเกิดการอัดแน่นเกินตัวจากอายุของดิน. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2545.
- อภิชาติ อัครเสนา. การทำนายพฤติกรรมด้วยแบบจำลองของดินเหนียวภายใต้การกระทำของแรงแบบวัฏจักร. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2544.
- กรัณฑ์ กระแสสินธุ์. การหาพารามิเตอร์สำหรับแบบจำลองพฤติกรรมของดินชั้นสูง. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2545.

ภาษาอังกฤษ

- Chen, W. F. and Mizuno, E. Non-Linear Analysis in Soil Mechanics . Elsevier Science Publishers B. V , 1990.
- Whittle, A. J. A Constitutive Model For Overconsolidated Clays with Application to The Cyclic Loading of Friction Piles . Dissertatation (Ph.D) . Civil Engineering Massachusetts Institute of Technology , July 1987.

- Zahurul, H. Stress-Strain Behavior and Shear Strength Characteristics of Stiff Bangkok Clays .Thesis (M.Eng) . Civil Engineering Asian Institute of Technology (Bangkok Thailand) ,April 1976.
- Attasit, Korchaiyapruk. Development of Framework for Soil Model Input Parameter Selection Procedure. Civil and Environmental Engineering Massachusetts Institute of Technology , July 1987.
- Seung Ryull Kim. Stress-Strain behavior and Strength Characteristics of Lightly Overconsolidated Clays. Civil Engineering Asian Institute of Technology (Bangkok Thailand) ,1991
- Lai Kun Chen. Comparison of Recompression and SHANSEP Strength Deformation Properties of Undisturbed Bangkok Clay. Civil Engineering Asian Institute of Technology (Bangkok Thailand) ,1993
- Syed Irshad Hassan. Consolidation behavior of Bangkok clay using a constant rate of strain consolidation. Civil Engineering Asian Institute of Technology (Bangkok Thailand) ,1993



ภาคผนวก

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ภาคผนวก ก

แสดงที่มาของ ζ จากสมการที่ 3.37 ซึ่งแสดง Isotropic hardening rule ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 โดย ζ เป็นฟังก์ชันไร้นิติของตัวแปร ณ สภาวะใดๆ ที่มีที่มาจาก Consistency requirement ($\dot{F} = 0$) โดยจากสมการที่ 3.19 ซึ่งแสดงสมการ Bounding surface ของแบบจำลองความเค้น-ความเครียด MIT-E3 จะได้ว่า

$$\dot{F} = \frac{\partial F}{\partial \bar{\sigma}} : \dot{\bar{\sigma}} + \frac{\partial F}{\partial \bar{\alpha}} \cdot \dot{\bar{\alpha}} + \frac{\partial F}{\partial \bar{b}} : \dot{\bar{b}} = 0$$

โดย $\frac{\partial F}{\partial \bar{\sigma}} : \dot{\bar{\sigma}} = \underline{Q} : \dot{\bar{\sigma}}$

$$\frac{\partial F}{\partial \bar{\alpha}} \cdot \dot{\bar{\alpha}} = -2c^2 \bar{\sigma} \zeta \bar{\alpha} \dot{\Lambda} P \quad \text{เมื่อ } (\dot{\epsilon}^p = \dot{\Lambda} P)$$

$$\frac{\partial F}{\partial \bar{b}} : \dot{\bar{b}} = -2 \frac{\bar{\sigma}}{\bar{\alpha}} \psi_0 \langle r_x \rangle \dot{\Lambda} P (s - \bar{\sigma} b) : (s - \bar{\sigma} b)$$

จาก $\dot{\Lambda} = \frac{1}{H} (\underline{Q} : \dot{\bar{\sigma}}) ; (\underline{Q} : \dot{\bar{\sigma}}) = H \dot{\Lambda}$

จะได้ว่า $\dot{F} = H \dot{\Lambda} - 2c^2 \bar{\sigma} \zeta \bar{\alpha} \dot{\Lambda} P - 2 \frac{\bar{\sigma}}{\bar{\alpha}} \psi_0 \langle r_x \rangle \dot{\Lambda} P (s - \bar{\sigma} b) : (s - \bar{\sigma} b) = 0$

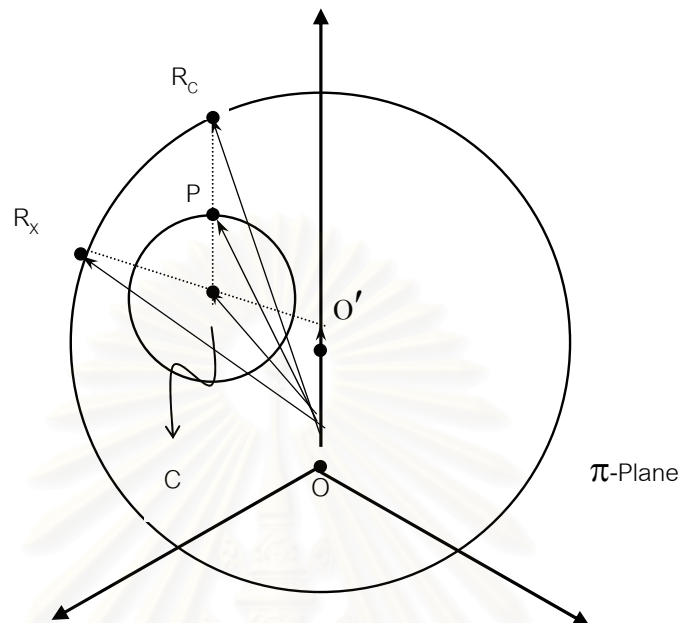
และสามารถจัดรูปสมการได้ดังนี้

$$\zeta = \frac{1}{\bar{\alpha}} \left\{ \frac{1}{2c^2 \bar{\sigma}} \cdot \frac{H}{P} - \frac{\bar{\sigma}}{\bar{\alpha}} \psi_0 \langle r_x \rangle (2\bar{\alpha} - \bar{\sigma}) \right\}$$

โดย $(s - \bar{\sigma} b) : (s - \bar{\sigma} b) = c^2 \bar{\sigma} (2\bar{\alpha} - \bar{\sigma})$ จากสมการที่ 3.19

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ภาคผนวก ข



แสดงความหมายในเชิงเวกเตอร์ของตัวแปร r_x และ r_c จากสมการที่ 3.39 และ 3.48 ตามลำดับ

$$\overrightarrow{PR_C} = r_c \cdot \overrightarrow{CR_C}$$

$$\overrightarrow{CR_X} = r_x \cdot \overrightarrow{O'R_X}$$

$$\overrightarrow{OO'} = \bar{\sigma} \xi = \bar{\sigma} \xi(i) \quad , \quad \overrightarrow{OC} = \bar{\sigma} b = \bar{\sigma} \frac{a(i)}{\bar{\alpha}}$$

$$\overrightarrow{OP} = s_{\sim B} = \frac{Q'}{2} + \bar{\sigma} b \quad \text{จาก} \quad Q' = \frac{\partial F}{\partial s_{\sim B}} = 2(s_{\sim B} - \bar{\sigma} b)$$

$$\overrightarrow{OR_C} = \overrightarrow{OR_X} = s_{\sim C} = \bar{\sigma}(k + \xi) \quad \text{จาก} \quad (s_{\sim C} - \bar{\sigma} \xi) : (s_{\sim C} - \bar{\sigma} \xi) - \bar{\sigma}^2 k^2 = 0$$

$$\overrightarrow{PR_C} = \overrightarrow{OR_C} - \overrightarrow{OP} : |\overrightarrow{PR_C}| = \sqrt{|\overrightarrow{OR_C}|^2 + |\overrightarrow{OP}|^2 - 2(\overrightarrow{OR_C} \cdot \overrightarrow{OP})}$$

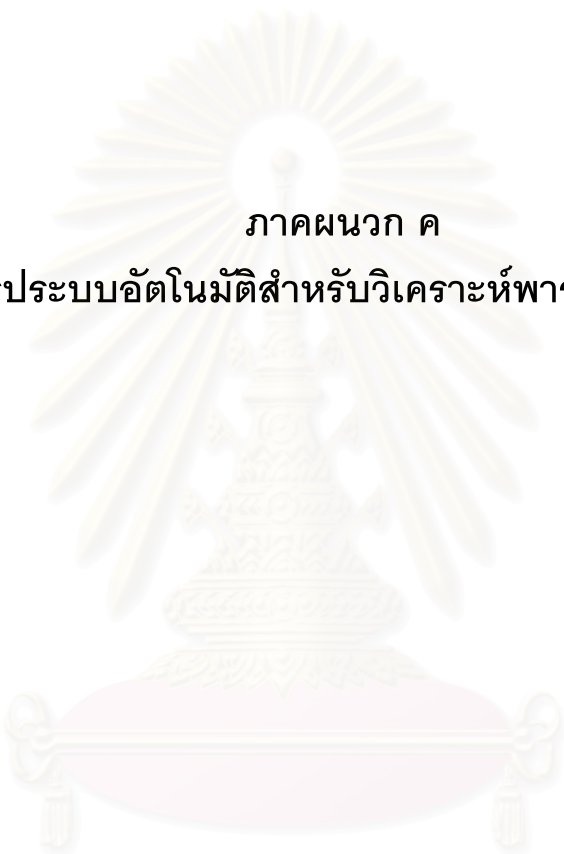
$$\overrightarrow{CR_C} = \overrightarrow{OR_C} - \overrightarrow{OC} : |\overrightarrow{CR_C}| = \sqrt{|\overrightarrow{OR_C}|^2 + |\overrightarrow{OC}|^2 - 2(\overrightarrow{OR_C} \cdot \overrightarrow{OC})}$$

$$\therefore r_c = \frac{|\overrightarrow{PR_C}|}{|\overrightarrow{CR_C}|}$$

$$\overrightarrow{CR_X} = \overrightarrow{OR_X} - \overrightarrow{OC} : |\overrightarrow{CR_X}| = \sqrt{|\overrightarrow{OR_X}|^2 + |\overrightarrow{OC}|^2 - 2(\overrightarrow{OR_X} \cdot \overrightarrow{OC})}$$

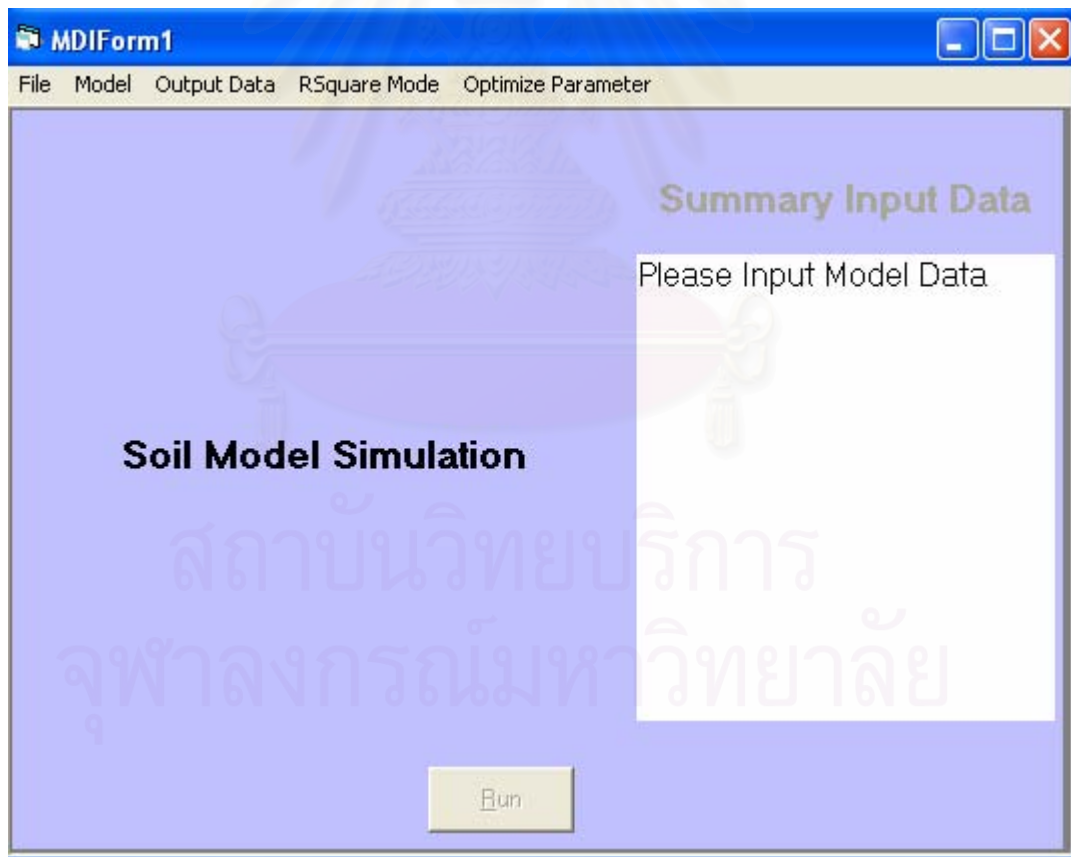
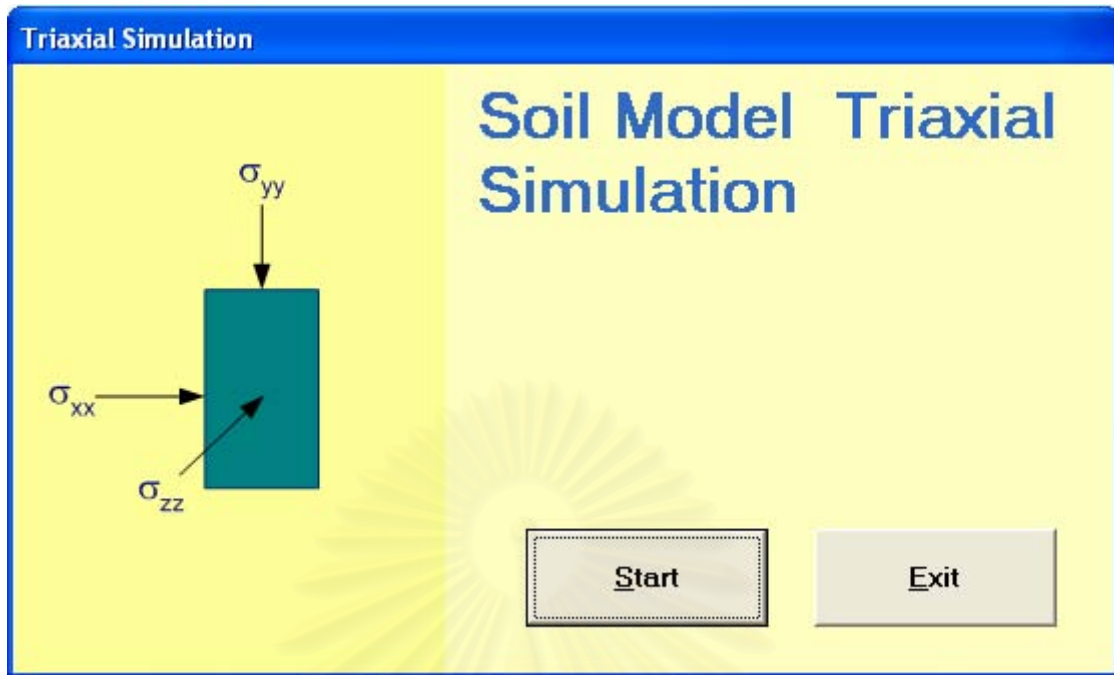
$$\overrightarrow{O'R_X} = \overrightarrow{OR_X} - \overrightarrow{OO'} : |\overrightarrow{O'R_X}| = \sqrt{|\overrightarrow{OR_X}|^2 + |\overrightarrow{OO'}|^2 - 2(\overrightarrow{OR_X} \cdot \overrightarrow{OO'})}$$

$$\therefore r_x = \frac{|\overrightarrow{CR_X}|}{|\overrightarrow{O'R_X}|}$$



ภาคผนวก ค
รูประบบอัตโนมัติสำหรับวิเคราะห์พารามิเตอร์

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ ค-1 หน้าจอแสดงการเริ่มต้นของระบบอัตโนมัติ

MCC

File

MCC

Input Soil Parameter And Initial Condition

λ	<input type="text" value="1.112"/>	σ_{yy}	<input type="text" value="6.5"/>
κ	<input type="text" value="0.052"/>	σ_{xx}	<input type="text" value="6.5"/>
e_0	<input type="text" value="2.62"/>	σ_{zz}	<input type="text" value="6.5"/>
POISSON RATIO	<input type="text" value="0.3196"/>	σ_{xy}	<input type="text" value="0"/>
ϕ	<input type="text" value="23"/>	OCR	<input type="text" value="1.00"/>

Mode Of Test

MIT-E3

Input Soil Parameter

λ	<input type="text" value="0.428"/>	c	<input type="text" value="0.578"/>	n	<input type="text" value="1.6"/>
e_{0ref}	<input type="text" value="2.13"/>	ψ	<input type="text" value="100"/>	γ	<input type="text" value="0.50"/>
κ_0	<input type="text" value="0.001"/>	ϕ_{TC}	<input type="text" value="21"/>	h	<input type="text" value="0.7"/>
2G/K	<input type="text" value="0.82"/>	ϕ_{TE}	<input type="text" value="31"/>	St	<input type="text" value="2.85"/>
Konc	<input type="text" value="0.62"/>	C	<input type="text" value="22"/>	ω	<input type="text" value="0.07"/>

Initial Stress

σ_{yy}	<input type="text" value="5.97"/>
σ_{xx}	<input type="text" value="3.765"/>
σ_{zz}	<input type="text" value="3.765"/>
σ_{xy}	<input type="text" value="0"/>
α	<input type="text" value="2.251"/>
a1	<input type="text" value="0.900"/>
a2	<input type="text" value="0"/>
a3	<input type="text" value="0"/>

NC OC Mode Of Test

รูปที่ ค-2 Mode การจำลองพฤติกรรมดินของระบบอัตโนมัติ

MCC
File Input Data Lab

Modified Cam Clay

Optimizing Parameter Mode

Input Stress on VCL line Data

σ_{yy}	<input type="text" value="5.97"/>	λ	<input type="text" value="0.357"/>
σ_{xx}	<input type="text" value="3.765"/>	κ	<input type="text" value="0.081"/>
σ_{zz}	<input type="text" value="3.765"/>	e_0	<input type="text" value="1.25"/>
σ_{xy}	<input type="text" value="0"/>	POISSON RATIO	<input type="text" value="0.278"/>
σ_v	<input type="text" value="1.0646"/>	OCR	<input type="text" value="1.00"/>
σ_h	<input type="text" value="1.0646"/>	ϕ	<input type="text" value="23"/>

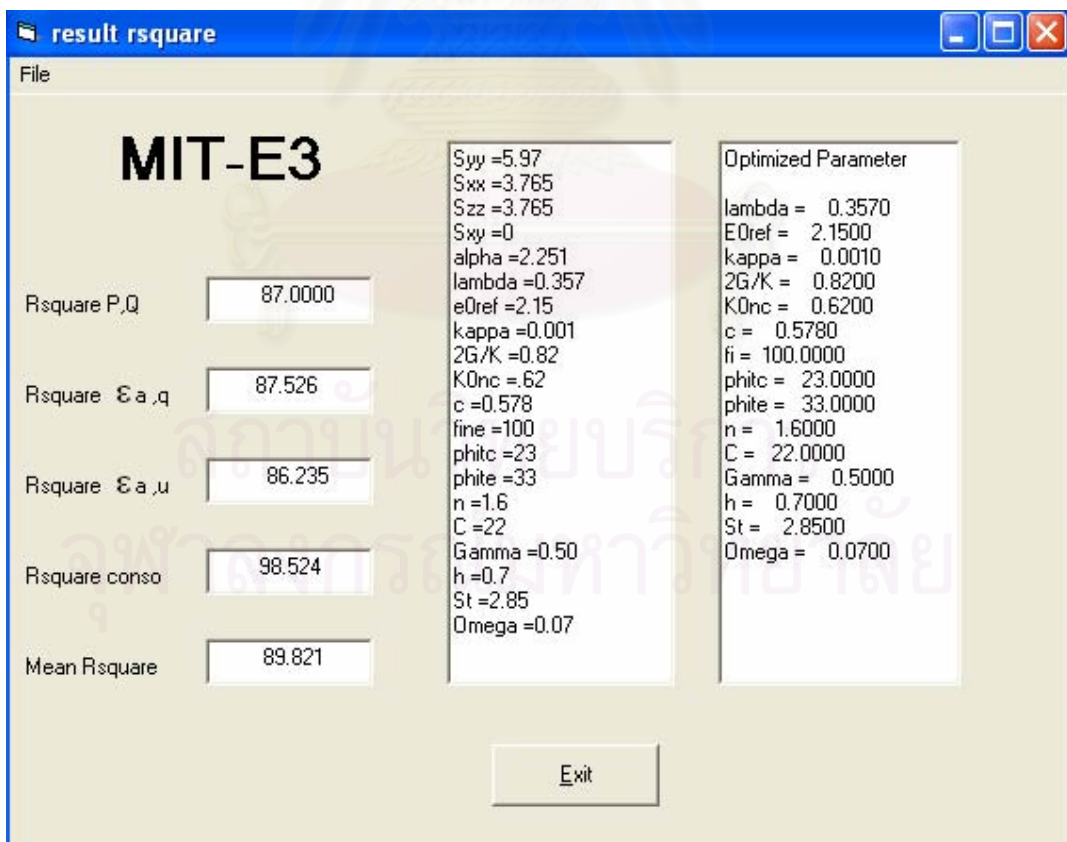
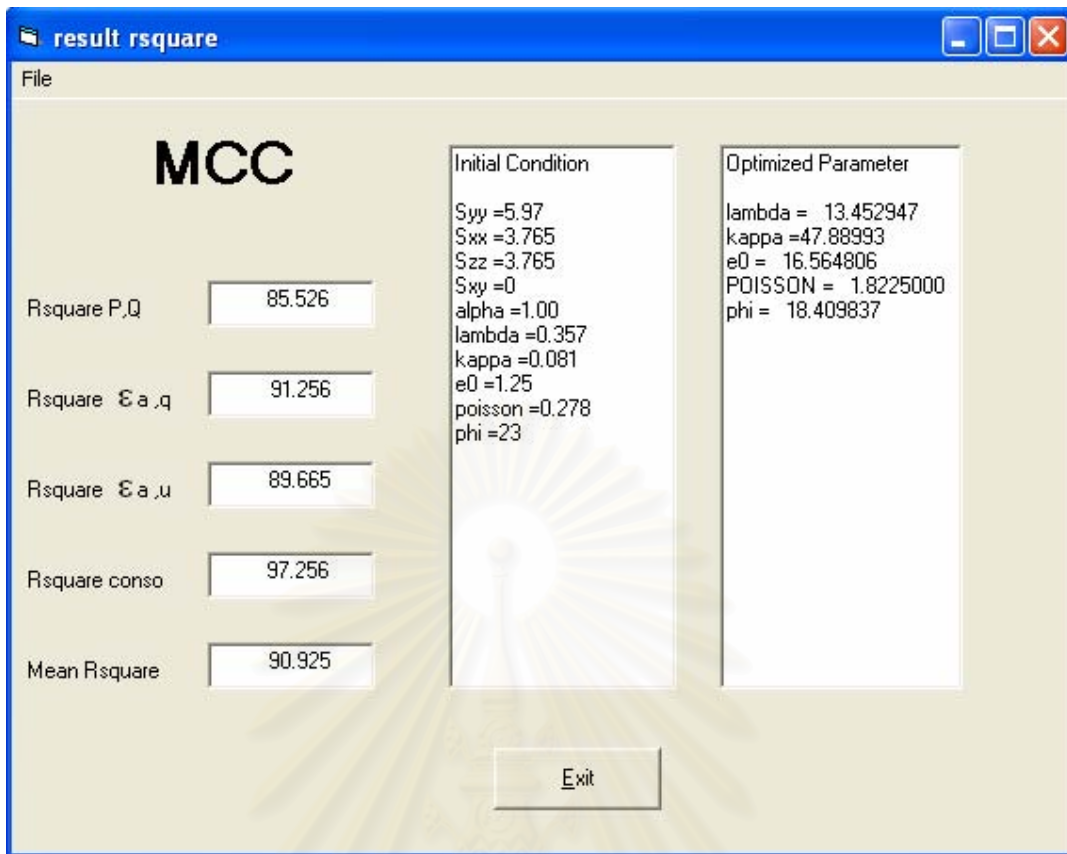
MIT-E3
File Input Data Lab

MIT-E3 Optimizing Parameter Mode

Input Soil Parameter			Initial Stress		
λ	<input type="text" value="0.357"/>	c	<input type="text" value="0.578"/>	n	<input type="text" value="1.6"/>
e_{ref}	<input type="text" value="2.15"/>	ψ	<input type="text" value="100"/>	γ	<input type="text" value="0.50"/>
κ_0	<input type="text" value="0.001"/>	ϕ_{TC}	<input type="text" value="23"/>	h	<input type="text" value="0.7"/>
$2G/K$	<input type="text" value="0.82"/>	ϕ_{TE}	<input type="text" value="33"/>	St	<input type="text" value="2.85"/>
K_{onc}	<input type="text" value=".62"/>	C	<input type="text" value="22"/>	ω	<input type="text" value="0.07"/>
			σ_{yy}	<input type="text" value="5.97"/>	
			σ_{xx}	<input type="text" value="3.765"/>	
			σ_{zz}	<input type="text" value="3.765"/>	
			σ_{xy}	<input type="text" value="p"/>	
			α	<input type="text" value="2.251"/>	
			a_1	<input type="text" value="0.900"/>	
			a_2	<input type="text" value="0"/>	
			a_3	<input type="text" value="0"/>	

NC OC

รูปที่ ค-3 Mode การวิเคราะห์พารามิเตอร์ของระบบอัตโนมัติ



รูปที่ ค-4 หน้าจอแสดงผลการวิเคราะห์พารามิเตอร์พร้อมค่า R-square ของระบบอัตโนมัติ

ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์

นายสักรินทร์ วิจิตรรุ่งเรือง เกิดเมื่อวันที่ 3 ตุลาคม 2521 ที่กรุงเทพมหานคร สำเร็จการศึกษาระดับปริญญาตรีบัณฑิต จากภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ในปีการศึกษา 2542 และได้เข้าศึกษาต่อในหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิศวกรรมปฐพี ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ในปีการศึกษา 2542



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย